

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería



2 E₃

129-A

ESTUDIOS PARA PROYECTO DE PUENTES

APLICACION AL PUENTE UBICADO EN EL CRUCE
DE LA CARRETERA CULIACAN - TORREON CON
EL RIO TAMAZULA II

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N

FELIX JAVIER MAZA VALLEJOS
JOSE GERARDO GARCIA MENDOZA

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INTRODUCCION GENERAL

En este trabajo se presentan los principales estudios y aspectos a considerar para el proyecto de puentes.

Cada una de las principales ramas de ingeniería que intervienen en el proyecto, tales como Hidrología, Hidráulica, Mecánica de suelos, etc. son tratadas estableciendo sus fundamentos, y las principales teorías para la solución de problemas determinados.

Al final de cada uno de los capítulos se presenta la aplicación de su contenido en la solución de un caso real, que es el proyecto del puente del cruce de la Carretera Culiacán - Torreón con el río Tamazula II. En esta aplicación se nota la interdependencia de los diferentes estudios, manifestándose la necesidad de un proceso cíclico de propuesta-cálculo-evaluación-propuesta hasta llegar al diseño más conveniente desde los puntos de vista de funcionalidad, seguridad y economía.

Es común que los datos con que se cuenta para la realización de un proyecto no sean completamente satisfactorios, por no ser suficientes o por carecer de representatividad. Esta situación pone en evidencia la necesidad de que el proyectista maneje los aspectos básicos de los temas comprendidos, que conozca las hipótesis sobre las que se fundamentan las diversas soluciones teóricas, que evalúe las repercusiones que ocasionan las consideraciones hechas en cada etapa sobre las restantes, y de que cuente con experiencia suficiente, para llevar a cabo un proyecto adecuado a las características que se presentan.

Es pues necesario, a nuestro entender, que para lograr un diseño racional de un proyecto interdisciplinario, como lo es el proyecto de puentes, el ingeniero cuente con un conocimiento global de las diferentes disciplinas que se encuentren involucradas, lo cual le permitirá tomar decisiones equilibradas respecto al proyecto como un todo. Esta idea en sí, fué la que motivó a los autores para el desarrollo de esta tesis.

El Capítulo I presenta una breve exposición de los aspectos generales de planeación que son necesarios para justificar económicamente el tramo carretero en el que se ubica el puente, o los puentes en estudio, ya que un puente -

es justificable al serlo el tramo carretero al que sirve.

En el Capítulo II se exponen los principales factores a considerar para la elección del cruce de un río, factores que tienden, evidentemente, a la consecución de un cruce seguro, eficiente y económico.

En el Capítulo III se abordan los estudios necesarios para el proyecto de puentes. El desarrollo de los estudios Hidrológicos e Hidráulicos presenta un panorama general de éstos, y en la aplicación correspondiente se amplía con la exposición de diversos métodos para la determinación de escurrimientos; también se incluyen los aspectos a considerar para el análisis de estrechamiento de cauces, desarrollándose exclusivamente el método que resultó aplicable al caso práctico. En cuanto a los Estudios de Mecánica de Suelos, el contenido de la mayor parte de los temas permite su aplicación a otros tipos de estructuras.

Finalmente, en el Capítulo IV se tratan los aspectos correspondientes al proyecto de puentes. Presentamos un panorama general de la situación del análisis de superestructuras para puentes. Tratamos los aspectos correspondientes al Análisis Longitudinal desarrollándose el cálculo de las líneas de influencia para puentes continuos con el método del Ing. Heberto Castillo, y se exponen algunas teorías para los Análisis Transversal y Local. En la Aplicación de este Capítulo se diseña la superestructura del puente con el sistema 'Tridilosa'. Esta estructura permite, al hacer crecer su peralte, aumentar su resistencia a flexión sin incrementar notablemente su peso propio. El análisis y diseño de este tipo de estructura tuvimos oportunidad de aprenderlo con el Ing. Heberto Castillo, inventor del sistema.

En los apéndices A1 y A2 se presenta la codificación, en BASIC, de dos programas de computadora utilizados en la aplicación del Capítulo III.

La bibliografía consultada aparece al final de este trabajo; la numeración indicada corresponde a las referencias hechas en el texto.

Deseamos expresar nuestro agradecimiento a los señores ingenieros Alfonso Rico Rodríguez y Heberto Castillo Martínez, por la gran ayuda prestada para la realización de este trabajo. En forma especial agradecemos al Ing. Manuel Jara López las sugerencias y correcciones hechas a lo largo de la elaboración del trabajo, como también por la información proporcionada.

Asimismo, damos las gracias a nuestros compañeros los ingenieros Alfonso

Zorrilla Cangas, Gabriel Atala Barrero y Humberto Lobato Pérez, por las -- orientaciones, revisiones efectuadas, e informaciones proporcionadas. A la - Arq. Ma. Elena Camacho Martínez, que realizó la mayor parte de las figuras. A nuestras hermanas Ligia Concepción y Noemi, y a la Sra. Guillermina Trejo, por su ayuda en la mecanografía. Y por último, a la M. en C. Ma. Luisa Gally, a Gerardo Vargas Castro y Lilia Flores H., por la corrección de erratas en el texto.

I N D I C E

		PAG.
CAPITULO	I ASPECTOS GENERALES DE PLANEACION	
I.1	Introducción.	1
I.2	Tipos de carreteras. Criterios de evaluación.	1
APLICACION	I ESTUDIOS DE PLANEACION PARA EL TRAMO TAMAZULA-SANALONA	
A.I.1	Localización.	5
A.I.2	Criterios de evaluación.	6
CAPITULO	II ELECCION DEL CRUCE	
II.1	Introducción.	13
II.2	Elección del cruce.	14
APLICACION	II ELECCION DEL CRUCE DE LA CARRETERA CULIACAN-TORREON - CON EL RIO TAMAZULA II	
A.II.1	Alternativas de cruce.	23
A.II.2	Elección del cruce.	25
CAPITULO	III REALIZACION DE ESTUDIOS	
III.1	Introducción.	27
III.2	Estudios Topográficos.	29
III.2.1	Introducción.	29
III.2.2	Trabajos de campo.	29
III.2.3	Trabajos de gabinete.	30
III.3	Estudios Hidrológicos.	33
III.3.1	Introducción.	33
III.3.2	Riesgo total y riesgo por año de funcionamiento.	33
III.3.3	Periodo de retorno.	34
III.3.4	Importancia del tamaño de la muestra y confiabilidad - de los datos.	35
III.3.5	Métodos estadísticos.	37
III.3.6	Métodos semiempíricos.	38

III.3.7	Métodos empíricos.	38
III.3.8	Otros métodos para obtener el gasto de diseño.	39
III.4	Estudios Hidráulicos.	43
III.4.1	Introducción.	43
III.4.2	Gasto máximo que ha pasado por el río.	43
III.4.3	Tirante y velocidad del agua para el gasto de diseño.	44
III.4.4	Estrechamientos.	44
III.5	Estudios de Mecánica de Suelos.	51
III.5.1	Introducción.	51
III.5.2	Exploración del suelo.	51
III.5.3	Programación de exploraciones.	52
III.5.4	Métodos de exploración.	55
III.5.4.1	Introducción.	55
III.5.4.2	Métodos preliminares.	56
III.5.4.3	Métodos definitivos.	61
III.5.4.4	Métodos geofísicos.	65
III.5.5	Pruebas de laboratorio.	67
III.5.5.1	Introducción.	67
III.5.5.2	Pruebas índice.	67
III.5.5.2.a	Granulometría.	67
III.5.5.2.b	Contenido de agua.	70
III.5.5.2.c	Límites de consistencia.	72
III.5.5.2.d	Identificación.	78
III.5.5.2.e	Peso volumétrico.	81
III.5.5.2.f	Densidad de sólidos.	81
III.5.5.2.g	Relación de vacíos.	87
III.5.5.3	Pruebas mecánicas.	90
III.5.5.3.a	Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.	90
III.5.5.3.b	Prueba de compresión simple.	93
III.5.5.3.c	Pruebas de compresión triaxial.	96
III.5.5.3.d	Prueba de consolidación unidimensional estándar.	104
III.5.6	Socavación en cauces.	115
III.5.6.1	Introducción.	115
III.5.6.2	Socavación general y transversal	116
III.5.6.2.a	Socavación general y transversal en cauces definidos.	116

III.5.6.2.a.1	Socavación general y transversal en cauces definidos, con suelos cohesivos y rugosidad uniforme.	117
III.5.6.2.a.2	Socavación general y transversal en cauces definidos, con suelos no cohesivos y rugosidad uniforme.	121
III.5.6.2.a.3	Socavación general y transversal en cauces definidos, con suelos heterogéneos.	123
III.5.6.2.a.4	Socavación general y transversal en cauces definidos, con rugosidad variable.	123
III.5.6.2.b	Socavación general y transversal en cauces indefinidos.	125
III.5.6.2.b.1	Socavación general y transversal en cauces indefinidos con material homogéneo.	128
III.5.6.2.b.2	Socavación general y transversal en cauces indefinidos formados por materiales heterogéneos.	128
III.5.6.3	Socavación local al pie de pilas y estribos.	129
III.5.6.3.a	Socavación local al pie de pilas.	129
III.5.6.3.a.1	Método de Laursen y Toch.	130
III.5.6.3.a.2	Método de Yaroslavtziev.	132
III.5.6.3.a.3	Método obtenido en el Instituto de Ingeniería de la - UNAM (Maza y Sánchez).	137
III.5.6.3.a.4	Método de Chitale.	137
III.5.6.3.a.5	Método Shen I.	141
III.5.6.3.a.6	Método Laursen II.	141
III.5.6.3.a.7	Método de Arunachalam.	142
III.5.6.3.a.8	Método Shen II-2.	143
III.5.6.3.a.9	Método Shen II-3.	144
III.5.6.3.a.10	Método de Neill.	144
III.5.6.3.b	Socavación local al pie de estribos.	145
III.5.6.4	Profundidad de socavación de diseño.	147
III.5.6.5	Obras de protección contra la socavación local.	147
III.5.6.5.a	Protección al pie de pilas.	147
III.5.6.5.b	Protección al pie de estribos.	149
III.5.7	Tipos de cimentación.	155
III.5.7.1	Introducción.	155
III.5.7.2	Clasificación de los tipos de cimentaciones.	155
III.5.7.2.a	Cimentaciones superficiales.	156
III.5.7.2.a.1	Zapatas.	156
III.5.7.2.a.2	Losas de cimentación.	156
III.5.7.2.a.3	Cajones de cimentación	157

III.5.7.2.b	Cimentaciones profundas.	158
III.5.7.2.b.1	Pilotes.	158
III.5.7.2.b.2	Pilas.	162
III.5.7.2.b.3	Cilindros.	163
III.5.7.2.b.4	Cajones.	164
III.5.8	Asentamientos.	167
III.5.8.1	Introducción.	167
III.5.8.2	Distribución de esfuerzos en la masa de suelo.	173
III.5.8.3	Consideraciones sobre los esfuerzos verticales respecto a la profundidad.	188
III.5.8.4	Esfuerzos horizontales en tierras en reposo.	190
III.5.8.5	Deformación de los suelos.	192
III.5.8.5.a	Factores propios de la masa.	193
III.5.8.5.b	Factores actuantes sobre el suelo.	193
III.5.8.6	Características de deformación de los suelos.	194
III.5.8.6.a	Suelos finos.	194
III.5.8.6.a.1	Arcillas inalteradas no sensitivas normalmente consolidadas.	195
III.5.8.6.a.2	Arcillas inalteradas preconsolidadas.	197
III.5.8.6.a.3	Arcillas inalteradas extrasensitivas.	199
III.5.8.6.a.4	Suelos cementados.	201
III.5.8.6.a.5	Suelos expansivos.	201
III.5.8.6.a.6	Turba.	202
III.5.8.6.b	Suelos gruesos.	202
III.5.8.6.b.1	Arenas.	202
III.5.8.6.b.2	Rocas.	202
III.5.8.7	Régimen de los asentamientos.	203
III.5.8.8	Cálculo de asentamientos.	204
III.5.8.8.a	Asentamientos en suelos finos cohesivos.	204
III.5.8.8.a.1	Asentamiento inicial.	205
III.5.8.8.a.2	Asentamientos por consolidación.	208
III.5.8.8.b	Asentamientos en suelos gruesos no cohesivos.	210
III.5.8.8.c	Asentamientos en suelos arenosos finos y limosos, - suelos.	215
III.5.8.8.d	Asentamientos en rocas.	216
III.5.8.8.e	Asentamientos en cimentaciones profundas en suelos - cohesivos.	216

III.5.8.8.f	Asentamientos en cimentaciones profundas en suelos - friccionantes.	219
III.5.9	Capacidad de carga.	221
III.5.9.1	Introducción.	221
III.5.9.2	Cimentaciones superficiales.	221
III.5.9.2.a	Capacidad de carga en suelos con cohesión y fricción.	221
III.5.9.2.a.1	Teoría de Terzaghi.	221
III.5.9.2.a.2	Teoría de Meyerhof.	224
III.5.9.2.b	Capacidad de carga en suelos cohesivos.	227
III.5.9.2.b.1	Teoría de Terzaghi.	227
III.5.9.2.b.2	Teoría de Skempton.	227
III.5.9.2.c	Capacidad de carga en suelos friccionantes.	229
III.5.9.2.d	Capacidad de carga en limos.	230
III.5.9.2.e	Capacidad de carga en loess.	230
III.5.9.2.f	Capacidad de carga en suelos estratificados.	230
III.5.9.2.g	Corrección de la capacidad de carga por la posición - del nivel freático.	233
III.5.9.2.h	Capacidad de carga de cimientos superficiales colocados en taludes.	234
III.5.9.2.i	Capacidad de carga en rocas.	235
III.5.9.3	Cimentaciones profundas.	244
III.5.9.3.a	Capacidad de carga de pilotes.	244
III.5.9.3.a.1	Capacidad de carga de pilotes de punta.	244
III.5.9.3.a.2	Capacidad de carga de pilotes de fricción.	246
III.5.9.3.a.3	Capacidad de carga de pilotes mixtos.	248
III.5.9.3.b	Pruebas de carga en pilotes.	248
III.5.9.3.c	Pilotes sujetos a cargas laterales.	249
III.5.9.3.d	Capacidad de carga de grupos de pilotes.	251
III.5.9.3.e	Fricción negativa.	252
III.5.9.3.f	Capacidad de carga de pilas, cilindros y cajones de - cimentación.	253
III.5.9.4	Factor de seguridad.	254
III.5.10	Empuje de tierras.	255
III.5.10.1	Introducción.	255
III.5.10.2	Métodos de cálculo de empujes contra muros de retención.	256
III.5.10.2.a	Método Semiempírico de Terzaghi.	257
III.5.10.2.b	Métodos teóricos.	262

III.5.10.2.b.1	Teoría de Rankine.	262
III.5.10.2.b.2	Teoría de Coulomb.	271
III.5.10.3	Inclinación del muro de retención.	279
III.5.10.4	Drenaje de muros de retención.	281
III.5.10.5	Proyecto de muros de retención.	283
III.5.10.6	Materiales para el relleno.	287
APLICACION III	ESTUDIOS TOPOGRAFICOS, HIDROLOGICOS, HIDRAULICOS Y DE MECANICA DE SUELOS.	
A.III.1	Estudios Topográficos e informes complementarios para el puente. Informe General. Informe de Campo para Proyecto de Puentes y Viaductos. Informe Fotográfico. Planta Topográfica General. Perfil de Construcción. Pendiente y Secciones Hidráulicas.	289
A.III.2	Estudio Hidrológico para el puente. Determinación de la cuenca y área de la misma. Pendiente de la cuenca. Elección de los métodos hidrológicos para la determinación del gasto de diseño. Métodos Empíricos. Métodos Estadísticos. Otros métodos para estimar el gasto de diseño.	303
A.III.3	Estudios Hidráulicos para el puente. Aplicación del Método de Sección y Pendiente para obtener el gasto máximo que ha pasado por el río. -- Elección del gasto de diseño. Determinación del estrechamiento del cauce. Método del Bureau of Public Roads (BPR).	345
A.III.4	Estudios de Mecánica de Suelos para el cruce del Río Tamazula II. Exploraciones. Pruebas de Laboratorio. Determinación de la socavación total. Socavación general y transversal. Socavación local al pie de pilas. Socavación local al pie del estribo. Capacidad de carga, Asentamientos y Empuje de Tierras. Determinación de la profundidad de empotramiento de las pilas. Revisión del estribo al deslizamiento, al volteo, y de los esfuerzos transmitidos al suelo. Diseño de la protección local al pie de la pila 2.	• 373
CAPITULO	IV PROYECTO DEL PUENTE	
IV.1	Introducción.	429
IV.2	Elección de cimentación, subestructura y superestructura.	431
IV.2.1	Introducción.	431
IV.2.2	Infraestructura o Cimentación.	432

IV.2.3	Subestructura.	433
IV.2.4	Superestructura.	441
IV.3	Análisis de Cargas.	449
IV.3.1	Introducción.	449
IV.3.2	Carga Muerta.	451
IV.3.3	Carga Viva.	452
IV.3.3.1	Carga viva de camiones.	452
IV.3.3.1.a	Carriles de tránsito y aplicación de las cargas.	453
IV.3.3.1.b	Carga mínima.	458
IV.3.3.1.c	Previsión de sobrecarga.	458
IV.3.3.1.d	Reducción de intensidad de la carga viva.	459
IV.3.3.2	Carga viva sobre banqueta.	459
IV.3.3.3	Carga viva sobre guarnición.	460
IV.3.3.4	Carga viva sobre parapetos.	460
IV.3.4	Impacto.	461
IV.3.5	Fuerzas longitudinales.	462
IV.3.6	Fuerzas debidas a variaciones de temperatura.	462
IV.3.7	Cargas de viento.	463
IV.3.8	Fuerza centrifuga.	466
IV.3.9	Reacción negativa.	466
IV.3.10	Fuerzas debidas a sismo.	467
IV.3.11	Presión debida a la corriente de agua y a cuerpos -- flotantes.	467
IV.3.12	Subpresión.	468
IV.3.13	Presiones debidas al empuje de tierras.	468
IV.3.14	Combinaciones de Carga.	468
IV.4	Análisis Estructural.	473
IV.4.1	Introducción.	473
IV.4.2	Análisis Longitudinal.	479
IV.4.2.1	Líneas de Influencia.	479
IV.4.2.1.a	Introducción.	479
IV.4.2.1.b	Líneas de influencia en puentes simplemente apoyados.	481
IV.4.2.1.c	Líneas de Influencia Cualitativas.	491
IV.4.2.1.d	Líneas de influencia en puentes continuos.	494
IV.4.2.1.d.1	Análisis de vigas continuas.	495
IV.4.2.1.d.2	Líneas de influencia de cortante y momento para una - viga continua.	509

IV.4.2.2	Influencia de los asentamientos de los apoyos sobre - la superestructura.	527
IV.4.3	Análisis Transversal.	539
IV.4.3.1	Introducción.	539
IV.4.3.2	Método de la Viga Isostática.	540
IV.4.3.3	Método de Engesser-Courbon.	541
IV.4.3.4	Método de Leonhardt.	542
IV.4.3.5	Método de Guyon-Massonet-Rowe.	544
IV.4.3.6	Comentarios a los métodos de Distribución Transversal.	544
IV.4.4	Análisis Local.	551
IV.4.4.1	Introducción.	551
IV.4.4.2	Método de Westergaard.	551
IV.4.4.3	Método de Pigeaud.	553
IV.4.4.4	Método de la AASHTO.	558
IV.4.4.5	Otros estudios sobre Análisis Local.	558
IV.5	Diseño Estructural.	565
APLICACION IV	PROYECTO DEL PUENTE PARA EL CRUCE DE LA CARRETERA - CULIACAN-TORREON CON EL RIO TAMAZULA II.	
A.IV.1	Análisis y Diseño de la Superestructura (Tridilosa). Características geométricas del puente. Análisis de cargas. Análisis Longitudinal. Distribución Trans- versal. Diseño Estructural. Cálculo de flechas. E- fectos locales. Diseño de losas. Diseño de atezado res espaciales y armado transversal de la tridilosa. Revisión de la superestructura para los grupos de car- ga. Consideraciones de apoyo del puente. Diseño de retentores. Cálculo de la expansión por temperatura. Cálculo de apoyos de Neopreno. Croquis de armado. - Cuantificación.	567
A.IV.2	Análisis de Subestructura y Cimentación. Análisis de pilas. Diseño de cabezales. Combinacio- nes de carga a nivel de cimentación. Análisis del ca- ballete. Combinaciones de carga a nivel de cimenta- ción. Análisis del estribo. Combinaciones de carga a nivel de cimentación.	687
APENDICE A1		717
APENDICE A2		723
BIBLIOGRAFIA		735

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES DE PLANEACION

I.1 INTRODUCCION

En todo proyecto de Ingenieria es necesario realizar estudios de planeación que permitan prever la situación económica y social que se derivará de él, con el fin de establecer si su realización será justificable, no sólo por si mismo, sino al compararlo con otras alternativas en proyectos a nivel regional y nacional.

Los estudios de planeación permitirán establecer metas concretas a un plazo determinado y la asignación adecuada de los medios para lograr los objetivos deseados, así como los programas para el desarrollo de las acciones planeadas.

La conveniencia de proyectar y construir un puente no puede analizarse separadamente del tramo carretero en el que se ubica, ya que por si solo sería inoperante; es por esta razón que los estudios de planeación se refieren al tramo carretero, en toda su longitud.

Una vez determinada la conveniencia del tramo carretero se justifica automáticamente el proyecto y construcción del puente o de los puentes que sean necesarios.

I.2 TIPOS DE CARRETERAS. CRITERIOS DE EVALUACION

Los criterios para valuar la conveniencia de la realización de un tramo carretero dependen del medio económico al que sirve, ya que las consecuencias de invertir en una carretera son muy distintas si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; ello determina que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras, dé lugar al establecimiento de los siguientes tipos de carreteras.

- a) Carreteras de función social.
- b) Carreteras de penetración económica.
- c) Carreteras para zonas en pleno desarrollo.

a) Las carreteras de función social son las obras en las que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona de influencia sea de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida. Es pues natural, que en estos

casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

b) Las carreteras de penetración económica son las obras en las que el impacto principal sea la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y, por lo tanto, la principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El criterio de evaluación en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la producción que sería agregada a la economía nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces el valor de esa producción, en cierto año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene así un índice llamado de productividad que, aún cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar distintas inversiones dentro de esta categoría.

En el cálculo del valor de la producción, se tienen en cuenta las actividades primarias y se estima de acuerdo con las técnicas y rendimientos tradicionales de la región, sin considerar la evolución de esa producción a través del tiempo, a fin de mantener una posición conservadora en cuanto al indicador del beneficio de la inversión. El cálculo del costo se limita a la consideración de la cantidad necesaria para la construcción de la obra vial idónea. Como la relación que proporciona el índice de productividad se establece al margen del factor tiempo, no se consideran los costos de conservación, ni las inversiones necesarias para mejorar las condiciones de la obra, de acuerdo con su evolución. La omisión de estos costos se encuentra ampliamente compensada con los beneficios de carácter social, no mensurables, que la obra supone.

La expresión que establece el índice de productividad puede escribirse como sigue:

$$IP = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^a P_i}{C} \quad \text{EC. I.1}$$

en la que:

IP = Índice de productividad.

X_i^a = Volumen de la producción del bien 'i', en el año 'a', en la zona de influencia de la carretera.

P_i = Precio de bien 'i'.

C = Costo de construcción de la carretera.

Normalmente, como quedó expuesto antes, sólo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas, entre los que destacan: maíz, trigo, arroz, caña de azúcar, café y frutales.

c) Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen las vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o substituir. Los beneficios directos cuantificables que aportan estas obras a la colectividad son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presenta-

rán al rebasarse la capacidad del camino. La posibilidad de cuantificar es tos ahorros con cierta precisión, con base en observaciones directas y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrá necesidad de efectuar a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta.

El cálculo de cada uno de los ahorros se realiza mediante la comparación entre los costos para la situación actual y los que prevalecerán una vez -- construida la obra propuesta. Esta comparación se hace para toda la vida -- útil de la nueva obra y se calculan los ahorros totales, o sea el beneficio que ésta proporcionará, en cada uno de los años en que estará en servicio. -- La estimación de costos se realiza, también, a lo largo de la vida útil de -- las obras, tomando en cuenta tanto la inversión inicial, como los costos de conservación y de posibles reconstrucciones que hubieran de realizarse. Una vez obtenidos los beneficios y costos que se presentarán durante la vida -- útil de las obras, se procede a determinar lo que puede estimarse como su va los actual.

Para estimar el valor actual de un peso ganado o gastado en cada uno de los años futuros, se aplica una tasa de actualización del 12%* (desde el punto de vista financiero, la tasa de actualización incluye el 'costo' del capital usado en la inversión y la disminución en el tiempo del poder adquisitivo de la moneda).

La aplicación de las consideraciones anteriores se resume en una comparación para cada alternativa, cuyos elementos son los beneficios y costos por año, y sus respectivos valores actualizados. La suma de los beneficios actualizados representa el valor que podemos asignar hoy a los beneficios que la inversión producirá en el periodo considerado; asimismo, la suma de los -- costos actualizados representa el valor actual que la inversión implica durante el mismo periodo.

El cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados es un índice de rentabilidad que expresa la calidad de -- la inversión, el cual permite rechazar las inversiones no rentables y, por -- comparación, establecer la prelación de las rentables.

El índice de rentabilidad se expresa:

$$IR = \frac{B_0 + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + B_n \frac{1}{(1+a)^n}}{C_0 + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + C_n \frac{1}{(1+a)^n}} \quad \text{EC. I.2}$$

en donde:

IR = Índice de Rentabilidad.

B_i = Beneficio total en el año 'i'.

C_i = Costo causado por la obra en el año 'i'.

a = Tasa de actualización, considerada constante en el periodo estudiado.

En virtud de la distinta naturaleza de las consecuencias que se presentarán para cada tipo de carretera, es necesario aclarar que los criterios de -- evaluación descritos sólo permiten el establecimiento de prelación en cada categoría, ya que no es posible comparalas entre sí.

* La tasa de actualización del 12% está indicada en la referencia 0, editada en 1976.

A P L I C A C I O N I

ESTUDIOS DE PLANEACION PARA EL TRAMO TAMAZULA-SANALONA

A.I.1 LOCALIZACION

El puente a proyectar forma parte del tramo carretero Tamazula-Sanalona que se encuentra en los estados de Sinaloa y Durango, formando parte de la - Carretera Culiacán-Torreón.

Este puente atravesará el Río Tamazula II aproximadamente a la altura - del kilómetro 24+530, del tramo en cuestión, con origen en Sanalona.

La localización del tramo y del puente se muestra en la figura A.I.1.

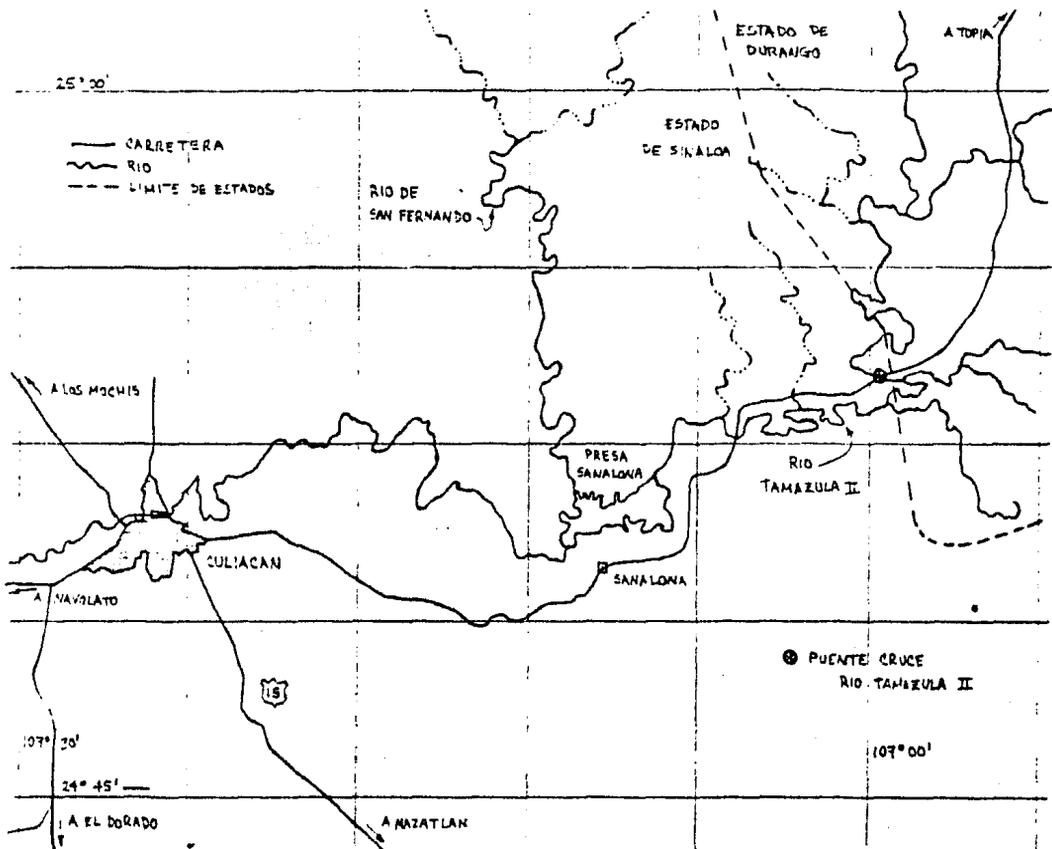


FIGURA A.I.1. Localización del puente para el cruce del Río Tamazula II.

A.I.2 CRITERIOS DE EVALUACION

El tramo carretero Tamazula-Sanalona está considerado por la Ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas como camino de penetración económica.

Los beneficios que se derivan de la construcción de este tramo carretero se originan, en mayor proporción, por el incremento de la producción, principalmente agrícola y ganadera, dentro de la zona de influencia del camino.

En menor escala podrían derivarse también beneficios económicos por concepto de ahorros en los costos de transporte derivados del acortamiento de la distancia de recorrido que se tendrá entre Torreón, Culiacán y otros puntos más alejados que utilicen la nueva vía de comunicación.

Como se mencionó anteriormente, el indicador que se utiliza para valorar la conveniencia de una carretera de penetración económica es el Índice de Productividad, pero se utilizaron además, para determinar la conveniencia de la realización del tramo Tamazula-Sanalona, el Índice de Rentabilidad y la Tasa Interna de Retorno.

1. Índice de Productividad.

El índice de productividad expresa (Ec. I.1), en términos generales, la relación del valor del incremento de la producción dentro de la zona de influencia del camino después de un cierto tiempo de operación, entre los costos totales de la obra. Generalmente se considera, para cuantificar el incremento de producción, un tiempo de operación de cinco años.

El tramo considerado está situado en los estados de Durango y Sinaloa; atraviesa los municipios de Tamazula (Dgo.), Culiacán (Sin.) y Cosala (Sin.) en los que se ubican las rancherías de Las Higueras, Los Mayos y Jala.

La información básica para realizar el estudio de factibilidad, proporcionada por la Ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se muestra en las tablas A.I.1 a A.I.5.

Los principales productos que se tomaron en cuenta para estimar el valor del incremento de la producción fueron: maíz, caña de azúcar, ajonjolí y frijol. En la tabla A.I.3 se da la información respectiva.

En la tabla A.I.4 se proporciona, para los municipios, las áreas de agostadero, el número de cabezas de ganado y el índice de agostadero (Ha/Cab), así como los valores relativos a la zona de influencia, con los cuales se puede determinar la producción al quinto año de operación del tramo, el número de cabezas y, por lo tanto, en toneladas y en pesos.

El valor de los insumos que se restó al valor de la producción para obtener el valor del producto neto fué ponderado como el 15.6% del valor de la producción (Tabla A.I.5).

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION

C - 2

CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN			
POBLACION EN EL AREA DE INFLUENCIA Y TENDENCIA			
POBLACIONES	HABITANTES		FACTOR DE CRECIM.
	1960	1970	
A. DE LOS MUNICIPIOS			
TAMAZULA (DGO)	18560	18315	
CULIACAN (SIN)	208982	360412	
COSALA (SIN)	14578	13711	
TOTALES	242120	392438	1.621
B. DE LA ZONA DE INFLUENCIA			
2. LAS NIGUEÑAS	228	86	
2. LOS MAYOS	186	107	
2. JALA	10	621	
POBLACION DISPERSA	365	321	
TOTALES	789	1135	1.439
			TASA ANUAL = 1.037

TABLA A.I.1. Información sobre la población en la zona de influencia del tramo.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION

C - 3

CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN					
CLASIFICACION Y APROVECHAMIENTO DEL SUELO					
CONCEPTOS	A	MUNICIPIOS			SUMA
		B	C	D	
SUPERFICIE EN LOS MUNICIPIOS (HAS)	*TEMPORAL	80939	132508	11963	225410
	*RIEGO	155	86052	348	86555
	*SUMA	81094	218560	12311	311965
	AGOSTADERO	237161	166123	183630	586914
	BOSQUES MADERABLES	187551	237816	120084	545451
	INCULTAS PRODUCT.	12567	12026	1473	26066
	IMPRODUCTIVA	437	69865	8000	78302
	TOTAL	518810	704390	325498	1548698
	COSECHADA	17773	142864	3185	163822
	*TEMPORAL	0	0	0	0
SUPERFICIE EN LA ZONA DE INFLUENCIA (HAS)	*RIEGO	0	0	0	0
	*SUMA	0	0	0	0
	POT. AGROPECUARIO	8600	13500	11500	33600
TOTAL	9600	18000	12800	38400	

MUNICIPIOS
A. TAMAZULA (DGO)
B. CULIACAN (SIN)
C. COSALA (SIN)

TABLA A.I.2. Clasificación y aprovechamiento del suelo tanto para los municipios atravesados por el camino, como para la zona de influencia.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS						
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION						
C - 4						
CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN						
PRODUCCION AGRICOLA ACTUAL (MILES DE PESOS)						
CONCEPTOS	MUNICIPIOS			D	SUMA	
	A	B	C			
CAÑA DE AZUCAR	*HECTAREAS	0	24751	62		24813
	*TONELADAS	0	1237228	3099		1240327
	*VALOR	0	105164	263		105427
MAIZ	*HECTAREAS	15717	34215	2776		52708
	*TONELADAS	15544	49338	3331		68213
	*VALOR	27202	86341	5829		119372
AJONJOLI	*HECTAREAS	0	18017	233		18250
	*TONELADAS	0	14341	185		14526
	*VALOR	0	40154	518		40672
FRIJOL	*HECTAREAS	599	11542	88		12229
	*TONELADAS	898	16389	124		17411
	*VALOR	5837	106528	806		113171
SUMA DE PRINCIPALES	*HECTAREAS	16316	88525	3159		108000
	*TONELADAS	16442	1317296	6739		1340477
	*VALOR	33039	339187	7416		378642
OTROS PRODUCTOS	*HECTAREAS	1457	54339	26		55822
	*TONELADAS	1468	68222	30		69720
	*VALOR	2949	17514	33		20496
TOTAL	*HECTAREAS	17773	142864	3185		163322
	*TONELADAS	17910	1385518	6769		1410197
	*VALOR	35988	355701	7449		399138
					RENDIMIENTO	2436 \$/HA

TABLA A.I.3. Producción agrícola actual en la zona de influencia.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS						
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION						
C - 5						
CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN						
PRODUCCION GANADERA ACTUAL (MILES DE PESOS)						
CONCEPTOS	MUNICIPIOS			D	SUMA	
	A	B	C			
EN EL MUNICIPIO	AGOSTADERO	237161	166123	183630		586914
	NUMERO DE CABEZAS	43719	101692	23895		169306
	INDICE DE AGOSTA (PESO/TI/CA/HA)	5.4	1.6	7.7		
EN LA ZONA DE INFLUENCIA	SUP AGOSTADERO	2000	2600	2000		6600
	SUP AGOSTADERO AL QUINTO ANO	400	2600	1300		4300
	INDICE DE AGOSTA	10.0	10.0	10.0		
PRODUCCION AL 15%	NUMERO DE CABEZAS	35	260	126		421
	NUMERO DE CABEZAS	5	38	18		61
	TON (100 KG/CAB)	2	16	8		26
	VALOR (\$10900/TON)	20	160	80		260
MUNICIPIOS						
A. TAMAZULA (DGO)						
P. CULIACAN (SIN)						
C. ROSALA (SIN)						

TABLA A.I.4. Producción ganadera actual en la zona de influencia.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION
C - 6

9

CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA DGO SIN
INSUMOS E INVERSIONES REQUERIDOS PARA LA
PRODUCCION AGRICOLA.

PRODUCTO	ZONAS	RENDIM (T/HA)	INSUMOS REQUER (\$/TON)	PRECIO (\$/TON)	INSUMOS REQUER (\$/TON)
CARA DE AZUCAR		49987			
PROMEDIOS			0	0	15.00
MAIZ		1294			
MORELOS		1200	165	1128	14.63
PROMEDIOS			165	1128	14.63
AJONJOLI		706			
PROMEDIOS			0	0	15.00
FRIJOL		1424			
TAMS		1000	310	1800	17.22
PROMEDIOS			310	1800	17.22
PROMEDIO PONDERADO DE INSUMOS 15.35%					

TABLA A.I.5. Ponderación de los porcentajes de insumos requeridos para cada uno de los productos.

En relación a los costos, se consideró una inversión inicial de \$ 67'500,000.00.

En la tabla A.I.6 se presenta el resumen del análisis de la información anterior para el tramo Tamazula-Sanalona.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION
C - 7

CARRETERA TORREON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA DGO SIN
RESUMEN DE PENETRACION ECONOMICA

LONGITUD	30.00	KM
LLUVIA MEDIA ANUAL	500	MM
POBLACION BENEFICIADA	1135	HAB
SUP. ZONA DE INFLUENCIA	38400	HA
SUP. POTENCIAL AGROPECUARIA	33600	HA
SUP. POTENCIAL CULTIVABLE	25700	HA
SUP. AGRICOLA APROVECHABLE AL QUINTO AÑO	12900	HA
SUP. COSECHABLE AL QUINTO AÑO	10200	HA
RENDIMIENTO MONETARIO MEDIO ACTUAL (EN BASE A LA SUPERFICIE COSECHADA EN LOS MUNICIPIOS)	2436	\$/HA
VALOR DEL INCREMENTO DE LA PRODUCCION AGRICOLA	24756976	\$
SUP. PECUARIA EN LA ZONA DE INFLUENCIA	6600	HA
SUP. PECUARIA APROVECHABLE AL QUINTO AÑO	4300	HA
NÚMERO DE CABEZAS AL QUINTO AÑO	421	CAB
VENTAS ANUALES PREVISTAS (15%)	61	CAB
TONELADAS DE CARNE (EN BASE A KG/CAB)	26	TON
PRECIO MEDIO ACTUAL	10000.	\$/TON
VALOR DEL INCREMENTO DE LA PRODUCCION PECUARIA AL QUINTO AÑO	162000	\$
VALOR DEL INCREMENTO DE LA PRODUCCION AGROPECUARIA AL QUINTO AÑO	25016976	\$
COSTO FALTANTE	67500000	\$
INDICE DE PRODUCTIVIDAD 0.37		

TABLA A.I.6. Resumen de penetración económica.

Y el índice de productividad se obtiene, de la ecuación I.1:

$$IP = \frac{25'016\ 999.00}{67'500\ 000.00} = 0.37$$

IP = 0.37

2. Índice de Rentabilidad.

El índice de rentabilidad se define (Ec. I.2) como la relación entre la suma de los beneficios económicos actualizados, y la suma de los costos actualizados.

La tabla A.I.7 contiene la información necesaria para el cálculo del índice de rentabilidad. Como se puede ver en la columna de costos, se consideró como años de construcción del camino 1977 y 1978, en los cuales se invertirá el 50% del costo total en cada uno de ellos (\$ 33'750,000.00). En los años subsecuentes se consideraron \$ 225,000.00 al año como gastos de conservación.

Como beneficios económicos se tomaron los que se originan por el incremento de la producción agrícola y ganadera a lo largo de quince años.

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN GENERAL DE PROGRAMACIÓN
C - 0
CARRETERA TOPKHEON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN
CÁLCULO DEL ÍNDICE DE RENTABILIDAD

AÑO	BENEFICIOS ECONÓMICOS INCREMENTO PRODUCTO AGROPECUARIO		TOTAL	COSTOS	VALORES ACTUALIZADOS	
	AGRICOLA	GANADERA			BENEFICIOS	COSTOS
1976	0	0	0	0	0	0
1977	0	0	0	33750	0	30133
1978	0	0	0	33750	0	26925
1979	4131	51	4232	225	3012	160
1980	9363	103	9466	225	5390	142
1981	12514	155	12699	225	7205	127
1982	16726	207	16933	225	8578	113
1983	20908	259	21167	225	9574	101
1984	22398	285	23283	225	9401	90
1985	24088	311	25400	225	9159	81
1986	27180	337	27517	225	8859	72
1987	29271	363	29634	225	8519	646
1988	31362	389	31751	225	8190	57
1989	32616	404	33020	225	7567	51
1990	33920	420	34340	225	7026	46
1991	35276	436	35712	225	6524	41
1992	36687	453	37140	225	6058	36
1993	38154	471	38625	-16875	5625	-2457
S U M A S					110638	56344

ÍNDICE DE RENTABILIDAD = 1.96

TABLA A.I.7. Cálculo del Índice de Rentabilidad.

La suma de los beneficios actualizados entre la suma de los costos actualizados permitió obtener el índice de rentabilidad, igual a 1.96, considerando una tasa de actualización del 12% anual.

3. Tasa Interna de Retorno.

El tercer indicador que se utilizó para el análisis de factibilidad del tramo en estudio fué la tasa interna de retorno, que es la tasa de actualización para la cual el balance actualizado en el último año del proyecto es igual a cero, o sea, es la tasa de actualización que conduce a un índice de rentabilidad igual a uno..

En la tabla A.I.8 se presenta el cálculo de la tasa interna de retorno.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROGRAMACION
C 10
CARRETERA TORPEON CULIACAN TRAMO TAMAZULA SANALONA 1 DGO SIN

CALCULO DE LA TASA INTERNA DE RETORNO

CONSIDERANDO BENEFICIOS ECONOMICOS

AÑO	BENEFICIOS VFITOS	FACTOR DE ACTUALIZACION	SALDO ACTUALIZADO	BALANCE
1976	0	1.0000	0	0
1977	33750	0.8221	27746	27746
1978	33750	0.6759	22811	50558
1979	400	0.5557	2226	48331
1980	8241	0.4568	3764	44566
1981	12474	0.3756	4684	39882
1982	16708	0.3088	5158	34723
1983	20942	0.2539	5316	29406
1984	23058	0.2087	4812	24594
1985	25175	0.1716	4319	20275
1986	27292	0.1411	3849	16425
1987	27384	0.1160	3175	13249
1988	31526	0.0953	3005	10244
1989	32795	0.0784	2570	7673
1990	34115	0.0644	2198	5475
1991	35487	0.0530	1880	3595
1992	36915	0.0436	1607	1987
1993	55500	0.0358	1987	0
TASA INTERNA DE RETORNO				21.64

TABLA A.I.8. Cálculo de la Tasa Interna de Retorno.

Conclusiones.

El índice de productividad igual a 0.37 establece la relación de los beneficios en un solo año (el quinto año de operación de la carretera) entre el costo total de la obra. Este índice muestra que, para este caso, es posible recuperar en un solo año más de un tercio del capital invertido y, por lo tanto, la construcción del tramo se justifica plenamente.

El índice de rentabilidad igual a 1.96, mayor que uno, también indica la conveniencia de realizar el proyecto.

Finalmente, la tasa interna de retorno significa que la tasa de utilidad del capital invertido es de 21.64% anual, también recomendable para la inversión planteada.

En virtud de que los tres indicadores calculados son favorables, ya no se procedió a analizar la inversión en función de los ahorros en costos de tracción originados por el acortamiento en distancias de recorrido.

Así, al estar justificado económicamente el tramo carretero, se justifica la necesidad del puente.

CAPITULO II

ELECCION DEL CRUCE

II.1 INTRODUCCION

Una vía de comunicación no sólo exige una adecuada planeación económica y la selección de la ruta y materiales de construcción más convenientes, sino también requiere de un diseño racional de sus obras de drenaje que permitan desalojar en cualquier momento y en forma eficiente los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo de la carretera, así como permitir el paso de los cauces de drenaje natural sin obstruir considerablemente el escurrimiento.

El agua de lluvia que se precipita sobre la carretera y las laderas adyacentes debe recogerse y eliminarse sin provocar inundaciones o destrucciones a las mismas. Esto se evita en la carretera construyéndola con una pendiente transversal que permita el drenaje a los lados del pavimento; el agua colectada debe eliminarse sobre los taludes si no se ocasionan problemas de erosión y en caso contrario deberá conducirse en la dirección del camino dentro de cunetas o mediante bordillos para posteriormente eliminarse. Cuando la carretera tiene cortes permeables la eliminación de los escurrimientos puede exigir el empleo de drenes de zanja, de tubo ranurado, que permitan desaguar las infiltraciones producidas desde los taludes.

La sección transversal de una carretera en corte cuenta normalmente con contracunetas y Zanjias de intercepción que capturan el agua de escurrimiento proveniente de los taludes para evitar erosiones y exceso de agua en las cunetas. En algunas ocasiones una contracuneta mal proyectada o sin conservación (impermeabilización) puede ser el punto de partida de una superficie de falla por lo que, si no son muy necesarias, es mejor evitarlas.

Generalmente las carreteras cruzan cauces de drenaje natural a los cuales se les debe permitir el paso sin causar daños a la propiedad aguas arriba y aguas abajo. El paso se efectúa por medio de alcantarillas, vados, puentes vado o puentes.

Los vados son estructuras que se construyen para permitir el paso de los cauces de drenaje natural a través del camino, sin modificar prácticamente la forma de su escurrimiento, efectuándose éste sobre la superficie de rodamiento. Este tipo de estructuras es de construcción recomendable en caminos de baja inversión o cuando se tiene un bajo volumen de tránsito, cauces no definidos, frecuencia baja de escurrimientos o corta duración de éstos.

Un puente vado es una estructura semejante a la de un puente, pero proyectada para permitir el paso de las avenidas máximas por encima de ella, por tanto, su área hidráulica debe considerar únicamente el paso del gasto correspondiente a las avenidas ordinarias. Generalmente se usan cuando el río tiene un caudal permanente, debiéndose además cumplir las mismas condiciones anotadas para los vados.

En el caso de los puentes cuando la corriente que se cruza es importante, es probable que el costo de la estructura sea elevado en comparación con el costo de los accesos, lo cual obliga a buscar el sitio de la corriente en donde el costo del conjunto carretera-puente sea el mínimo.

II.2 ELECCION DEL CRUCE

La determinación del lugar en que la carretera cruzará el río es una parte muy importante de un proyecto carretero, ya que de su adecuada elección dependerá el buen funcionamiento del conjunto carretera-puente, tanto en lo relativo al servicio que presta, como al aspecto ingenieril (técnico) del mismo. Para lograr esto se deberá tomar en cuenta la economía general del camino y un balance adecuado de los problemas de alineamiento, movimiento de tierras, operación de la ruta, funcionamiento hidráulico y geología de la zona.

La ubicación del cruce depende principalmente de los siguientes factores:

- a) Alineamiento general del camino.
- b) Aspecto hidráulico.
- c) Aspecto topográfico.
- d) Aspecto geológico.

a) Alineamiento general del camino. El lugar del cruce está determinado fundamentalmente por el alineamiento general del camino ya que el alejarnos de éste ocasionará mayores gastos de construcción y mayores tiempos de recorrido. Así pues, se seleccionará entre aquellas secciones que sean adecuadas para el cruce desde los puntos de vista hidráulico, topográfico, geológico, etc., que se ajusten lo más posible al alineamiento general del camino. El rango de ajuste al alineamiento no es un dato determinado sino que está en función del balance entre el costo del puente y de los tramos de acceso necesarios. Debe considerarse también el tipo de camino, ya que de su importancia depende que pueda o no alejarse del alineamiento general, puesto que para volúmenes bajos de tránsito como los que se presentan en caminos de tipo social o de penetración económica, tal vez no sea muy importante el aumento en el tiempo de recorrido como en el caso de un camino con altos volúmenes de tránsito.

b) Aspecto hidráulico. El puente como obra de drenaje deberá permitir salvar el río en todo tiempo sin ocasionar problemas en el funcionamiento hidráulico del mismo, por lo que es recomendable elegir para el cruce un tramo del río que nos proporcione cierta certeza de que no se afectará notablemente dicho funcionamiento.

Para esto es necesario tomar en cuenta los siguientes factores al elegir el cruce:

b.1) Tramo del río con cauce recto en las inmediaciones del cruce, ubicado éste lo más alejado posible de curvas aguas arriba o abajo, pero principalmente de las aguas arriba. Esto es con el fin de que la estructura no quede en zonas que puedan ser erosionadas por el cambio de dirección del agua (Fig. II.1).

b.2) Sección de cruce estable, es decir que no sea propensa a sufrir erosiones laterales que hagan que el cauce cambie de ubicación (Fig. II.2).

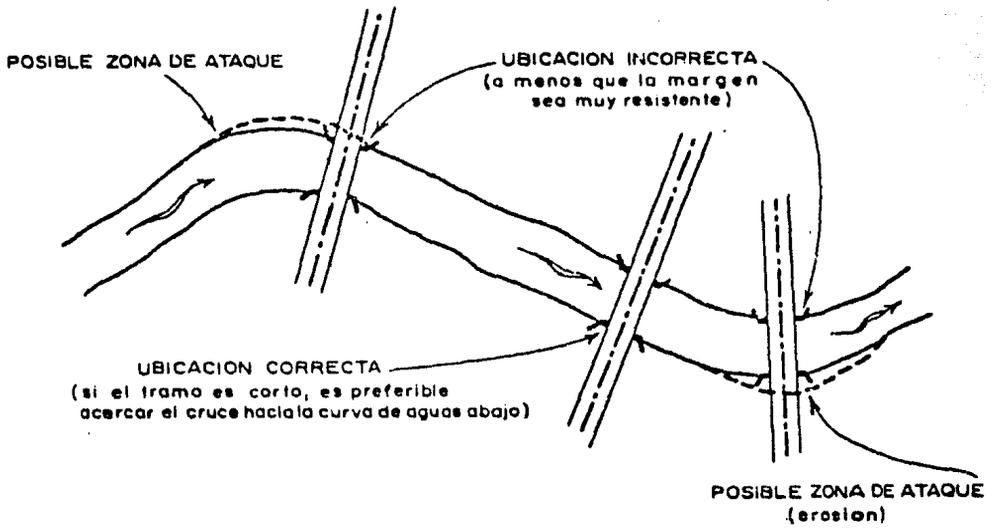


FIGURA II.1

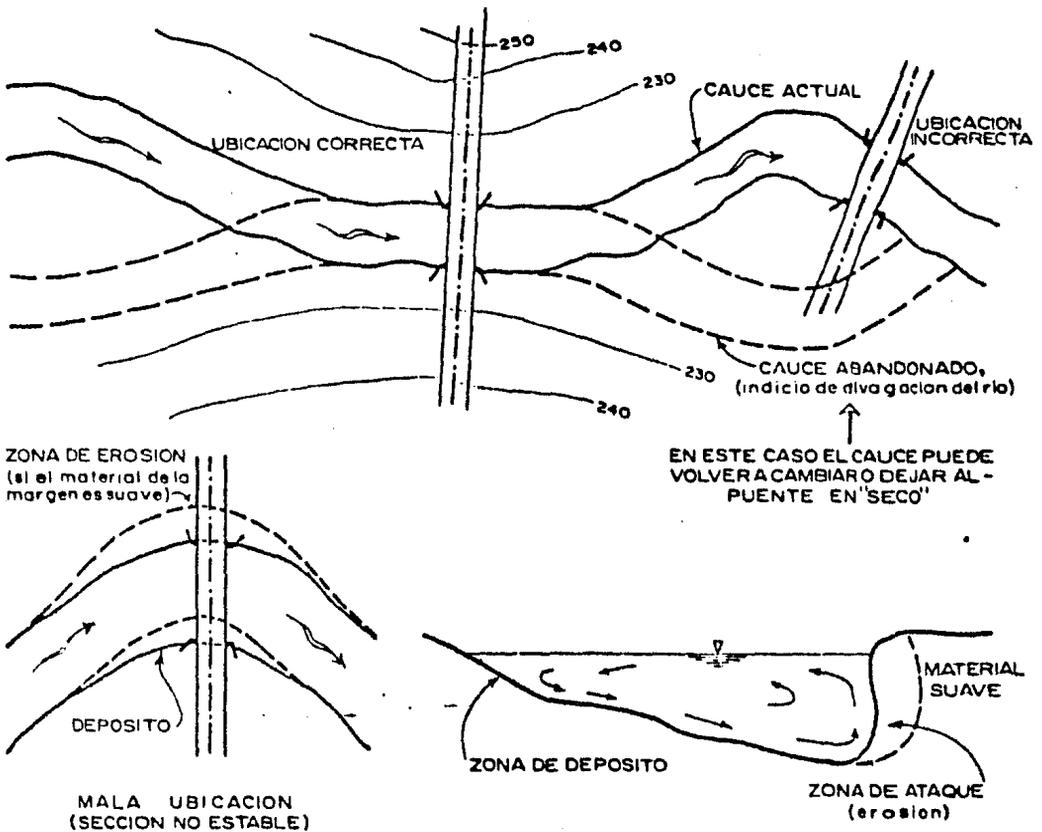


FIGURA II.2

b.3) Tramo del río que no tenga desbordamientos o llanuras de inundación - (Fig. II.3).

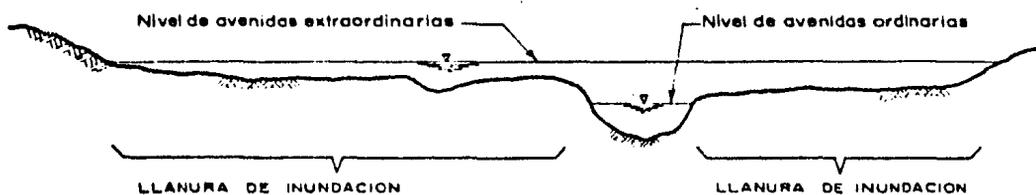


FIGURA II.3

b.4) Tramo con pendiente longitudinal uniforme, es decir, sin rápidas ni remansos para que no se presenten erosiones o depósitos bajo la estructura -- (Fig. II.4).

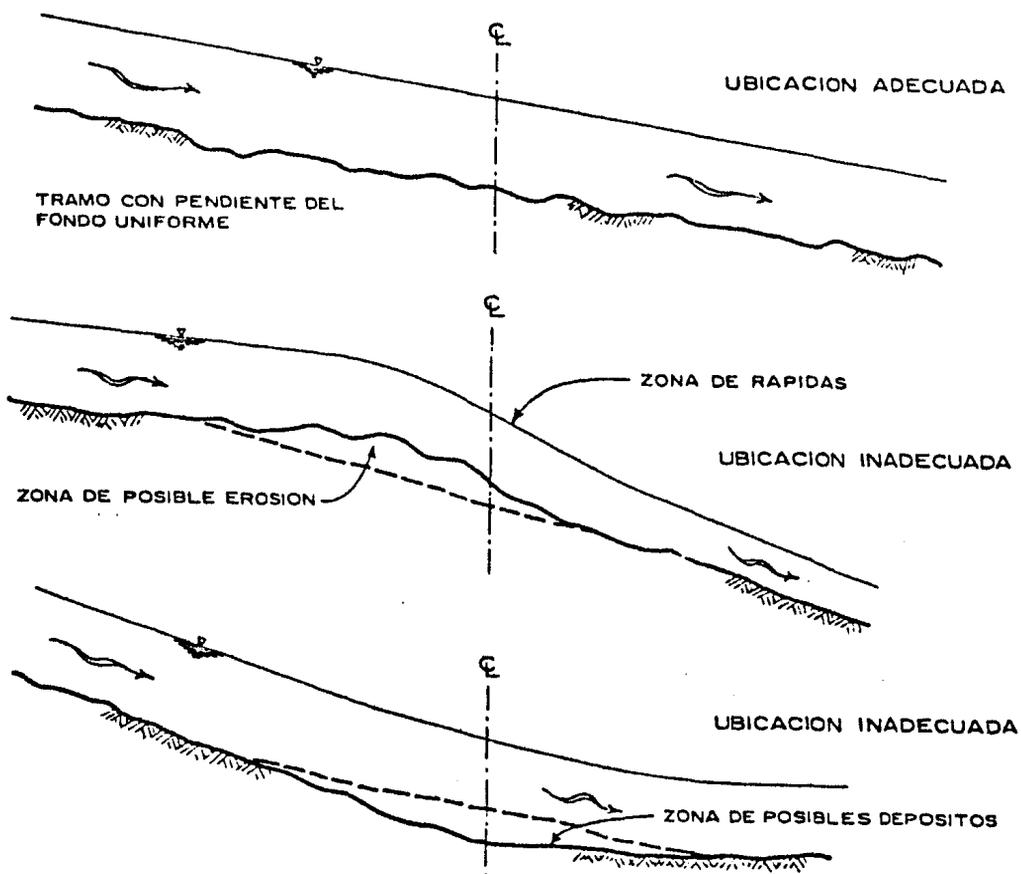


FIGURA II. 4

En la medida en que estas condiciones no se cumplan los problemas del cruce aumentarán y podrá requerir de obras complementarias (de defensa o encauzamiento) que harán que los costos de la estructura aumenten.

c) Aspecto topográfico. En relación al aspecto topográfico, la ubicación del puente debe ser tal que el volumen de cortes y terraplenes sea el mínimo posible, con lo cual se busca lograr un menor costo de construcción y conservación; así mismo convendrá observar que las características geométricas sean las adecuadas para asegurar el buen funcionamiento de la carretera.

Cuando se cruza una corriente pequeña será necesaria una obra menor y el cruce comúnmente estará definido por el trazo general del camino requiriéndose a veces sólo pequeñas modificaciones locales para mejorar algunos cruces en particular. Esto es diferente cuando se trata de cruzar una corriente importante ya que el costo de la estructura probablemente será elevado en comparación con el costo del camino por lo que se deberá buscar el sitio de la corriente en donde la obra resulte más económica haciendo necesario, para lograr esto, un análisis de costos de construcción y conservación entre las alternativas que puedan plantearse para el cruce.

Los factores a tomar en cuenta son los siguientes:

c.1) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas horizontales de entrada y salida que sean muy forzadas (Fig. II.5).

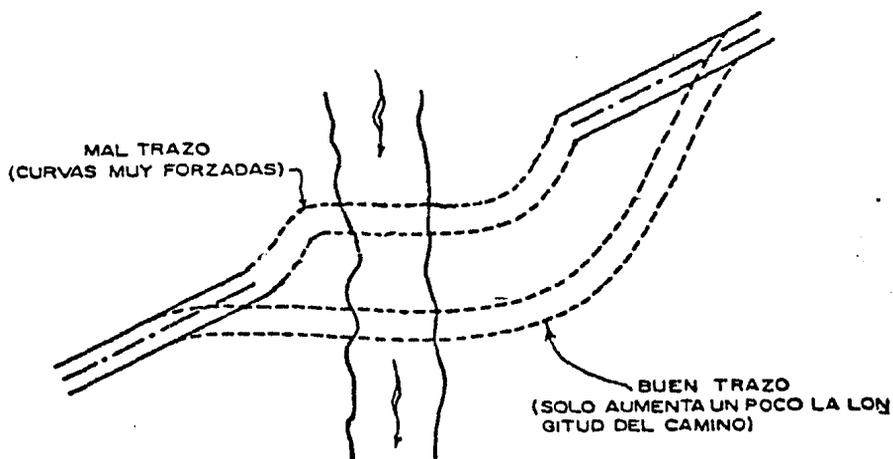


FIGURA II.5

El mejorar el alineamiento puede requerir mayores longitudes de camino y por tanto mayores costos. Sin embargo, si estos costos no son excesivamente mayores que los del trazo original deberá preferirse el que mejora el alineamiento.

Es recomendable que la carretera cruce en forma perpendicular al río ya que esto reduce la longitud del puente cuyo costo es más elevado, sin embargo no se debe descartar el análisis de obras esviadas con las que se puede lograr mejores trazos y menores longitudes de camino (Fig. II.6).

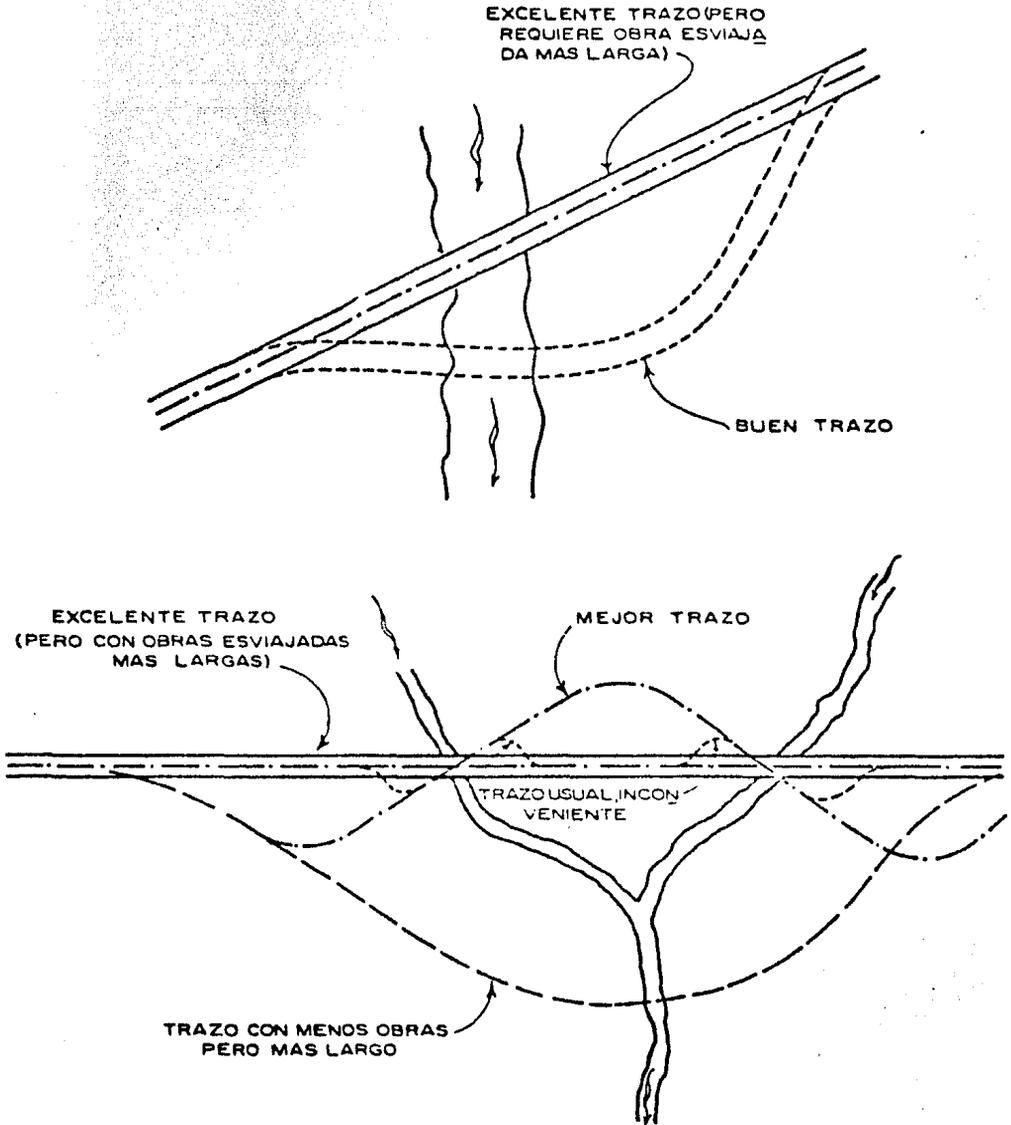
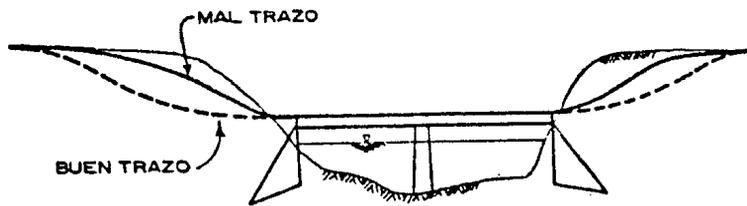


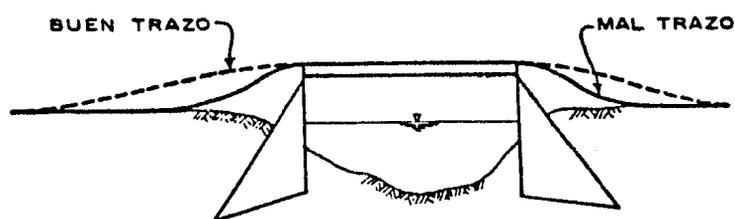
FIGURA II.6

c.2) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas verticales de entrada y salida que sean muy forzadas (Fig. II.7).

c.3) El cruce debe ubicarse en forma tal que permita al camino conservar - en lo posible el alineamiento tanto horizontal como vertical que predomine en los tramos de acceso a la obra.



ALINEAMIENTO VERTICAL



ESTRUCTURA ALTA PARA PERMITIR EL PASO DE CUERPOS FLOTANTES.

FIGURA II.7

c.4) Sección transversal del río angosta, tratando de que la longitud de la obra sea la menor posible (Fig. II.8).

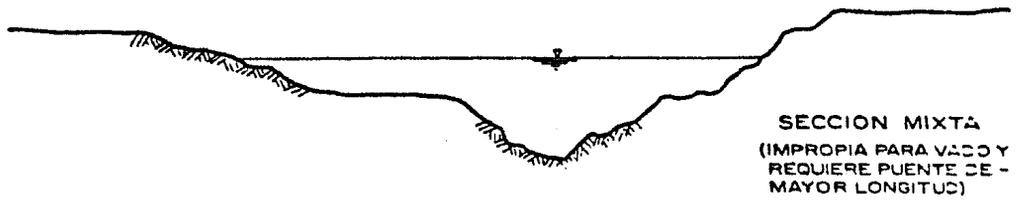
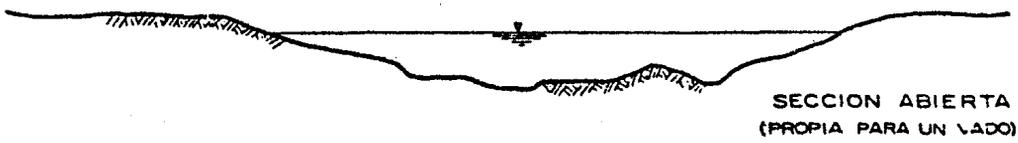
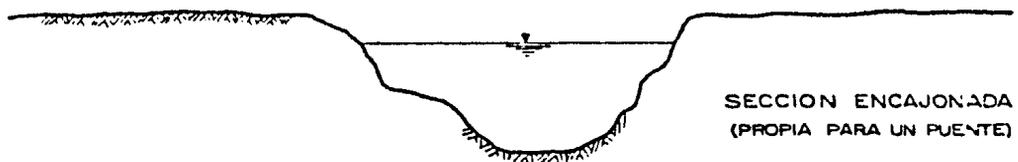


FIGURA II.8

c.5) Sección transversal tal que la obra no sea demasiado alta, para así disminuir el costo de los apoyos.

c.6) Ubicación tal que no requiera de terraplenes o cortes excesivamente grandes en los accesos a la obra.

d) Aspecto geológico. El conocimiento de la geología de la zona del cruce es muy importante, ya que nos proporciona algunas características fundamentales a considerar en el proyecto de un puente como son: el nivel de socavación probable en el río, la erosión en las márgenes, la capacidad de carga del suelo, la estabilidad de las márgenes del río, la deformabilidad del suelo, etc. mediante los estudios de Mecánica de Suelos correspondientes.

Estas características determinarán algunos aspectos del puente tales como:

1. El sistema de cimentación: superficial, pilotes, cilindros, etc..
2. La longitud de los claros parciales del puente: a medida de que las pilas son más costosas por su cimentación, conviene emplear claros más grandes.

3. El tipo de superestructura, puesto que para diferentes claros conviene, en general, emplear diferentes superestructuras: traveses de concreto armado, de concreto preesforzado, de acero, armaduras metálicas, arcos de concreto, etc..

Por otra parte, las condiciones de cimentación pueden prestarse para usar superestructuras continuas o hacer recomendable el empleo de traveses o arcos isostáticos.

La principal causa de fracaso de un puente es la socavación. En un puente, si el desplante de la subestructura (pilas, estribos, caballetes) no queda a salvo de la socavación, se producirá la falla de la estructura por esto mismo, y la pérdida total o parcial de la inversión. Si por desconocer la profundidad de la socavación, y temiendo sus efectos se profundiza exageradamente la cimentación, se hace una inversión innecesariamente grande.

Los aspectos geológicos que deben tomarse en consideración para la elección del cruce son:

d.1) Sección no socavable o que presente un mínimo de problemas de este tipo. Como guía tenemos:

MATERIAL DEL FONDO	CARACTERISTICAS
Arena	Muy socavable
Arcilla	Socavable
Roca	No socavable

d.2) Sección no erosionable lateralmente.

d.3) Sección formada en materiales con capacidad de carga relativamente alta, para tratar de que la cimentación del puente sea superficial.

d.4) Sección con afloramientos rocosos que permitan desplantar en ellos los apoyos. En el caso de presentarse afloramientos rocosos en los cuales no puedan desplantarse todos los apoyos, es conveniente no hacer cimentaciones mixtas para evitar asentamientos diferenciales considerables (Fig. II.9).

Cabe mencionar que el objeto de la presentación de estos factores es dar al ingeniero localizador un esquema general de los elementos a considerar para llegar a elegir el cruce que mejor equilibre estos factores.

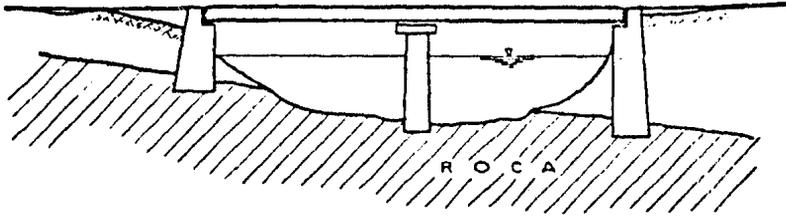


FIGURA II.9

A P L I C A C I O N I I

ELECCION DEL CRUCE DE LA CARRETERA CULIACAN-TORREON CON EL RIO TAMAZULA II.

A.II.1 ALTERNATIVAS DE CRUCE

La elección del cruce del tramo Sanalona-Topia de la carretera Culiacán-Torreón con el río Tamazula II se hará a nivel de aerofotografía, considerando solamente el alineamiento general del camino y aquellos aspectos hidráulicos y topográficos que sea posible manejar a este nivel, ya que carecemos de la información de campo necesaria para tomar en cuenta todos los aspectos.

En el estudio de las aerofotos con esteroscopio se localizaron cinco cruces factibles que se indican en la siguiente aerofotografía (Fig. A.II.1) — así como los accesos a dichos cruces; con línea gruesa se marca el alineamiento general del camino. Las aerofotos estudiadas fueron proporcionadas por la Ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas correspondientes a la zona Culiacán-Papasquiari, Sin. números 124-1(18-3) y 124-1(19-3).

A continuación se señalan las características de cada uno de los cruces factibles con el objeto de seleccionar el más adecuado.

Alternativa 1. Esta alternativa presenta algunos aspectos topográficos e hidráulicos ventajosos para el cruce pero se separa mucho del alineamiento general del camino aumentando demasiado la longitud y el costo del mismo por lo que esta alternativa se descarta.

Alternativa 2. Esta alternativa obliga a la carretera a alejarse del alineamiento general del camino, aumentando la longitud de la misma en unos 1000 metros. Se localiza en un tramo recto del río sin curvas aguas arriba y con una curva aguas abajo a unos 200 metros aproximadamente; es una sección estable con llanuras de inundación con un ancho de unos 240 metros considerando éstas y no es profunda. No obliga a que el camino se proyecte con curvas horizontales de entrada y salida forzadas, pero se requiere de varios cortes y terraplenes en la margen derecha. El cruce no está esviado.

Alternativa 3. Los accesos de esta alternativa aumentan en unos 800 metros la longitud del camino ya que se aleja también del alineamiento general de éste. Se localiza en una curva del río muy tendida (de unos 700 m de radio), es una sección estable con llanuras de inundación con un ancho total de 180 metros aproximadamente y no es profunda. La topografía de la zona no obliga a curvas horizontales de entrada y salida que sean forzadas ni a cortes o terraplenes excesivos, y tampoco hace que el cruce sea esviado.

Alternativa 4. Este cruce está ubicado dentro del alineamiento general del camino en una sección curva del río (de unos 250 m de radio). Es una sección estable no profunda con llanuras de inundación y un ancho aproximado de 200 metros. Presenta un ligero esviamiento y no obliga a cortes y te-

terraplenes excesivos ni a curvas horizontales forzadas de entrada y salida.



FIGURA A.II.1. Aerofotografía de la zona del cruce.

Alternativa 5. La ubicación de este cruce aumenta en unos 1600 metros la longitud del camino por sus accesos ya que está alejado del alineamiento general. Se localiza en un tramo recto del río con curvas aguas arriba y - abajo a 200 metros aproximadamente ambas; es una sección estable con llanuras de inundación y longitud probable de puente de 170 metros. La topografía de la zona obliga a cortes y terraplenes excesivos en la margen derecha; no se tiene esviajamiento.

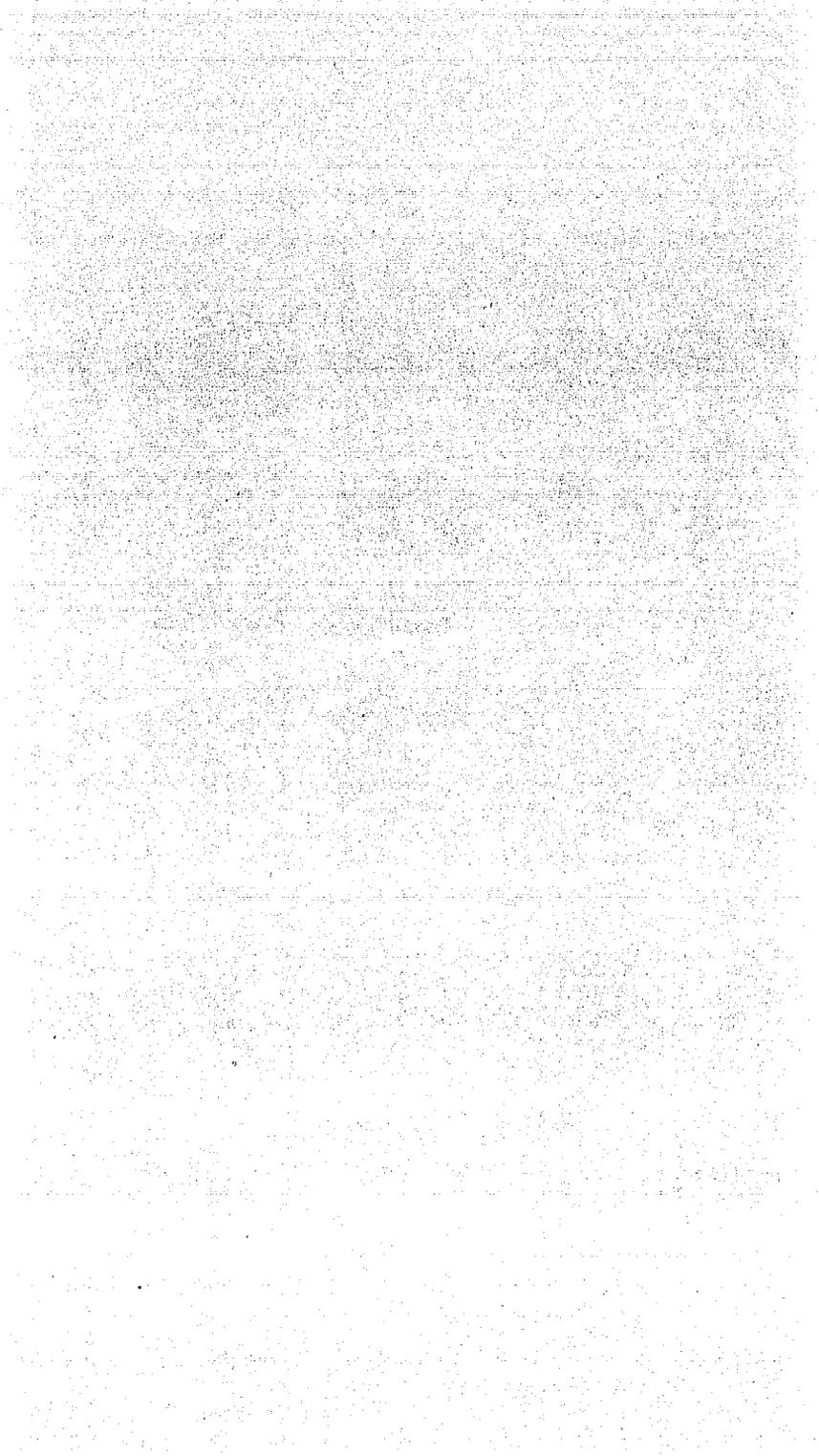
A.II.2 ELECCION DEL CRUCE

De un primer análisis de las características anteriores descartamos la alternativa número 2 ya que es la sección más ancha de las alternativas propuestas, y además se aleja del alineamiento general del camino y requiere de cortes y terraplenes excesivos en la margen derecha, como se indicó. Las otras alternativas parecen ser igualmente factibles, pues mientras unas son anchas y no requieren accesos muy grandes, otra es más angosta pero requiere una mayor longitud de desarrollo del camino. Así, para analizarlas, vamos a estimar el costo de cada una de las alternativas para ver cual es la más económica; para esto vamos a considerar que en esa zona el costo de un kilómetro de carretera cuesta \$2,500,000.00 y el costo por metro de puente --- \$ 100,000.00. En la tabla A.II.1 se hacen los cálculos correspondientes.

Alternativa	Ancho de sección (metros)	Long. camino de acceso. (kilómetros)	Costo de puente (millones \$)	Costo de accesos. (millones \$)	Total (millones) (\$)
3	180	0.80	18.0	2.0	20.0
4	200	0.00	20.0	0.0	20.0
5	170	1.60	17.0	4.0	21.0

TABLA A.II.1. Comparación del costo de distintas alternativas para el cruce del Río Tamazula II.

De acuerdo a al tabla anterior se elimina la alternativa 5 por ser la de mayor costo además de que, en comparación con las otras dos, requiere de mayores cortes y terraplenes. Con respecto a las alternativas 3 y 4, resulta indistinto elegir cualquiera de ellas desde el punto de vista económico; sin embargo, la alternativa 4 se ajusta completamente al alineamiento general del camino y presenta una mejor geometría en planta que la alternativa 3, la cual requiere de una serie de curvas en los accesos. Por lo tanto elegimos la alternativa número 4.



CAPITULO III

REALIZACION DE ESTUDIOS

III.1 INTRODUCCION

Todo proyecto de Ingenieria requiere de la realizaci3n de ciertos estudios que nos dar3n los elementos necesarios para obtener un dise1o racional del mismo. Para un proyecto dado no existir3n soluciones 3nicas, sino razonables, que cumplan con los diferentes par3metros por satisfacer, pensando siempre en permanecer dentro de los l3mites de econom3a y seguridad que el proyecto requiera; estas soluciones se desprenden de los resultados de dichos estudios.

Para contar con resultados reales debemos considerar en forma correcta los estudios y datos necesarios para aplicar posteriormente los criterios que nos llevar3n a la obtenci3n de un proyecto razonable.

Para el proyecto de un puente se deben realizar los siguientes estudios:

- a) Estudios topogr3ficos.
- b) Estudios hidrol3gicos.
- c) Estudios hidr3ulicos.
- d) Estudios de mec3nica de suelos.

Estos estudios nos permitir3n conocer los factores topogr3ficos, hidr3ulicos y geol3gicos de la zona del cruce para poder decidir respecto a los tipos m3s convenientes de subestructuras y superestructuras a utilizar en nuestro proyecto.

III.2 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

III.2.1 INTRODUCCION

Los estudios topográficos son una serie de trabajos que podemos dividir en trabajos de campo y trabajos de gabinete. Se realizan con el objeto de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta general de la zona del cruce, elementos que nos serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río y para el proyecto del puente. Paralelamente a los estudios topográficos se realizan algunas observaciones de tipo general que servirán para el mismo proyecto y que se incluirán en los informes complementarios.

III.2.2 TRABAJOS DE CAMPO

a) Retrazo o trazo del eje del camino.

Consiste en identificar o localizar las referencias del trazo original del camino y establecer unas señales que permitan localizar el eje del camino en la zona del cruce sin ninguna dificultad.

b) Nivelación.

Una vez localizado el trazo del camino se procede a la nivelación de éste en la zona del cruce, lo que nos permitirá conocer el perfil de construcción. La distancia a nivelar hacia adelante y hacia atrás del centro del cruce sobre el eje del camino, dependerá de la magnitud del puente y de las características topográficas a ambos lados del mismo. La nivelación se hace a partir de algún banco de nivel que fué establecido anteriormente por la brigada de localización. También se establecen en la zona del cruce los bancos de nivel que sean necesarios para los trabajos topográficos siguientes.

c) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación.

Para obtener la configuración topográfica en la zona del cruce se requiere de una poligonal de apoyo, que generalmente es abierta y se ubica de preferencia normal al cruce. Sobre la poligonal de apoyo se trazan líneas auxiliares que abarquen toda la zona requerida y se nivelan.

Cuando se requiere de más detalle por causas especiales se utiliza una poligonal cerrada, con lo que se realiza un levantamiento más confiable y con posibilidad de detectar errores.

d) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo.

El conocimiento de la forma y pendiente del fondo del cauce en la zona del cruce tiene aplicación en los estudios hidráulicos correspondientes. Cuando se tienen ríos o arroyos muy caudalosos no es posible levantar la pendiente geométrica directamente en el cauce, por lo que se procede a levantarla en las márgenes del río o del arroyo. Junto con el levantamiento de la pendiente geométrica se recopila información que nos pueda conducir a determinar la pendiente hidráulica tal como huellas de arrastre, información oral respecto a niveles, perfil del agua en avenidas, etc..

e) Obtención de secciones hidráulicas auxiliares.

Con el objeto de conocer de la forma más real posible el funcionamiento hidráulico del río o arroyo en estudio, se procede a localizar además de la sección hidráulica en el cruce, las secciones hidráulicas auxiliares. Dichas secciones se ubican aguas arriba y abajo de la zona del cruce, donde se considere necesario; generalmente conviene tomarlas en tramos del río que -- tengan alineamiento sensiblemente recto, sección constante, y que el fondo -- no tenga rápidos o resaltos en dicho tramo.

III.2.3 TRABAJOS DE GABINETE

a) Cálculo en las libretas.

Consiste en calcular a partir de los datos anotados en campo, las cotas del perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce, de las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto, refiriendo éstos al banco de arranque.

b) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino. En este dibujo se indican datos de curvas horizontales y verticales, puntos claves del trazo, rumbo astronómico calculado, longitud de tangentes, bancos -- auxiliares, monumentos de concreto, datos de estaciones cerradas, así como -- también la elevación de los niveles del agua en el cauce (nivel de agua mínimo, nivel de aguas ordinario y nivel máximo extraordinario asociado a un período de retorno).

Con el objeto de conocer con mayor exactitud la sección del cruce, se -- realiza un perfil detallado que se construye, a diferencia del anterior, a -- una escala mayor y sin deformar, es decir, con la misma escala horizontal y vertical. En este plano se ubica la localización de los sondeos y sirve de base para el proyecto del puente.

c) Dibujo de la planta general y detallada.

Planta General. Es el resultado del levantamiento elaborado en el campo con ayuda de la poligonal de apoyo. En la planta general se dibujan las curvas de nivel a cada metro identificando claramente el trazo con cadena -- miento a cada 20 m y con los puntos principales de éste; también se anotan las referencias necesarias como son los monumentos de concreto, etc.. Así mismo se indica el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético- (ángulo que forman), la dirección del flujo y destinos del camino en estudio.

En el caso de que el puente quede en curva se anotan todos los datos necesarios para el proyecto referentes a ésta. Cuando el puente queda esviado se incluye el ángulo y las condiciones correspondientes.

Generalmente la escala que se utiliza en esta planta es de 1:500.

Planta Detallada. Se realiza con el objeto de conocer con mayor exactitud la zona del cruce. Las curvas de nivel se localizan a cada medio metro utilizando generalmente una escala de 1:200 con lo que se aprecia con mayor detalle la zona del cruce y el trazo en dicho lugar; al igual que en la planta general se incluyen datos de curvas y tangentes, así como bancos de nivel.

Estos planos tienen por objeto, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas como son: parte -- más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple

inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna margen está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.

Se dibuja un perfil del fondo del arroyo en el cual aparecen cadenamientos a partir del cruce (estación 0+000) hacia aguas arriba y aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica) asociada a un cierto período de retorno, así como el perfil medio del fondo del río (pendiente geométrica).

Con los datos obtenidos del campo se dibujan secciones hidráulicas divididas en tramos (generalmente separados en cauce principal y tramos de diferente rugosidad) y se incluye también el NAME asociado a un cierto período de retorno para cada sección.

e) Realización de informes complementarios.

Los informes complementarios son aquellos que servirán de ayuda para elaborar el anteproyecto del puente. Estos informes son:

- e.1) Informe General.
- e.2) Informe para Proyecto de Puentes.
- e.3) Informe Fotográfico.

e.1) Informe General.

En el informe general se hace una descripción del río o arroyo en estudio, indicando el recorrido del mismo a partir de donde nace, cuales arroyos se le unen, si son de importancia, etc.. Se mencionan también en este informe la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje y una descripción del cauce.

e.2) Informe para Proyecto del Puente.

Este informe está formado por los siguientes datos:

- De localización.
- Hidráulicos.
- Hidrológicos.
- De cimentación.
- De construcción.
- De tránsito.

Datos de localización. Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviajamiento, descripción y elevación del banco de nivel y observaciones -- del que realiza el informe.

Datos hidráulicos. Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua, velocidad del agua, materiales de arrastre, frecuencia y duración de crecientes, cauce estable o divagante, existencia de socavación o depósito, posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas; también se incluye la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, y si existen puentes cercanos, su funcionamiento general y fecha de construcción.

Datos hidrológicos. Se dan características de la cuenca tales como -- área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc.. Se incluye también -- información respecto a la pendiente media del cauce, distribución de la vege

tación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.

Datos de cimentación. Se mencionan las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce, así como la cantidad de agua en excavaciones y métodos empleados en sondeos.

Datos de construcción. Estos datos nos dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales de construcción.

Datos de tránsito. Se menciona el ancho de la corona a la entrada y salida del puente, ancho de carpeta asfáltica, ancho propuesto para la calzada del puente, tipos de vehículos y si se requieren banquetas para peatones.

e.3) Informe Fotográfico.

El informe fotográfico es una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para el cálculo de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la margen izquierda, desde la margen derecha, de panorámicas del cruce visto desde la margen izquierda, desde la margen derecha, de panorámicas del cruce visto de aguas arriba y aguas abajo y de panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares.

III.3 ESTUDIOS HIDROLOGICOS

III.3.1 INTRODUCCION

El estudio hidrológico para un puente tiene como finalidad el conocimiento de los probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia, y más específicamente la determinación del gasto de diseño, es decir, aquel gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce y las zonas de influencia aguas abajo y arriba. El determinar el gasto de diseño tiene efecto directo en el costo del puente y de sus obras de protección, ya que para cada gasto se requerirá de una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencias adecuadas a éste gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes a los efectos que produzca el paso del mismo. Así pues, un gasto de diseño muy grande traerá consigo mayores costos, pero también una mayor certidumbre de que nuestra obra correrá menos riesgos de fallar; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos más grandes, ocasionando costos de reparación y los derivados de la suspensión de la vialidad y hasta -- quizás, su reconstrucción. La alternativa de diseñar contra el peor evento posible que pueda ocurrir, es generalmente tan costosa que se puede justificar sólo cuando las consecuencias de una falla son especialmente graves.

Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro cuyo tiempo de recurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo puede ser igualado o excedido.

De acuerdo a lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr de que el gasto que elija como el de diseño sea excedido durante el lapso de tiempo en que el puente estará en funcionamiento, buscando la relación entre riesgo y costo más conveniente a las características del caso particular que se maneje.

III.3.2 RIESGO TOTAL Y RIESGO POR AÑO DE FUNCIONAMIENTO

El riesgo que el proyectista está dispuesto a correr 'r' (riesgo de que el gasto de diseño elegido sea excedido, en el lapso de tiempo en el cual la obra da servicio), puede ser comparado con el riesgo que se corre al lanzar un cuerpo geométrico regular con $100 \times n$ caras de las cuales $r \times n$ nos hacen perder, siendo n una potencia de 10 que hace entero el producto $r \times n$. Por ejemplo, si el riesgo aceptado es de 10.5%, es comparable con el riesgo que se corre al lanzar, una vez, un cuerpo geométrico regular con $100 \times 10 = 1000$ caras de las cuales $10.5 \times 10 = 105$ nos hacen perder.

El riesgo total que se corre puede ser relacionado con el riesgo que se corre cada año de funcionamiento del puente (r_a), si se conoce una muestra de gastos que hayan ocurrido y la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos. Para el estudio nos interesará saber únicamente si el gasto que tenga lugar cada año excede o no a nuestro gasto de diseño, por lo que podemos dividir la muestra en dos partes:

- a) Gastos menores o iguales al gasto de diseño (con los cuales ganamos).

b) Gastos mayores al gasto de diseño (con los cuales perdemos).

Si nuestra muestra es muy grande* podemos considerar que todos los datos tienen la misma probabilidad de ocurrencia, por lo que la probabilidad de - que en un año cualquiera ocurra lo señalado en 'a' será:

$$\frac{\text{Número de gastos de la muestra menores o iguales al de diseño}}{\text{Número total de gastos de la muestra}} = \frac{Nq}{Nm}$$

y la probabilidad de que ocurra lo señalado en 'b' será:

$$r_a = \frac{\text{Número de gastos mayores que el gasto de diseño}}{\text{Número total de gastos de la muestra}} = \frac{NQ}{Nm}$$

Así pues, el riesgo que se corre por año es comparable al riesgo que se corre al tirar un cuerpo geométrico regular con un número de caras igual al - número de gastos de la muestra (Nm) de las cuales un número igual al de gas - tos mayores que el gasto de diseño (NQ) son desfavorables.

Si la probabilidad de que el gasto sea excedido en un año es de r_a , en 2 años, que equivaldría a dos tiros de nuestro cuerpo geométrico regular, será $1 - (1-r_a)^2$ y en 'n' años de $1 - (1-r_a)^n$. De lo anterior concluimos que, - si 'n' es igual al número de años que nuestra obra estará en funcionamiento, $1 - (1-r_a)^n$ es el riesgo total que se corre de que el gasto de diseño sea - excedido en 'n' años. Es decir:

$$r = 1 - (1-r_a)^n$$

III.3.3 PERIODO DE RETORNO

Obtengamos la fracción equivalente a r_a , cuyo numerador sea la unidad:

$$r_a = \frac{NQ}{Nm} = \frac{1}{\frac{Nm}{NQ}} \quad \text{si hacemos } \frac{Nm}{NQ} = T, \quad r_a = \frac{1}{T}$$

es decir, el riesgo r_a es equivalente a tener 'T' gastos posibles de los cua - les sólo uno nos hace perder. Si la muestra es muy grande, la frecuencia o - valor esperado de frecuencias que nos hace perder en 'n' pruebas es igual a - $(n)(1/T)$, por lo que la frecuencia esperada en 'T' años es $(T)(1/T)=1$, es de - cir, el valor esperado de ocurrencias de un gasto con probabilidad $1/T$ es de - una cada 'T' años, por lo que a 'T' se le conoce con el nombre de "período - de retorno".

Como se dijo anteriormente, el riesgo o probabilidad de que en 'n' años se presente el gasto con probabilidad $r_a = 1/T$ es de:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

así pues, en 'T' años el riesgo será $1 - (1 - 1/T)^T$ que es diferente a la - frecuencia esperada, excepto para $T=1$ como se puede ver en la gráfica de la - figura III.1.

De acuerdo con la expresión $r = 1 - (1 - 1/T)^n$, el riesgo que acepta el - proyectista puede definirse en función del período y del número de años que - dará servicio la obra. Esto último suele evaluarse en obras de ingeniería - mediante la vida útil (n), la cual será mayor o menor dependiendo del tipo - de obra y su importancia.

*El efecto del tamaño de la muestra será discutido posteriormente.

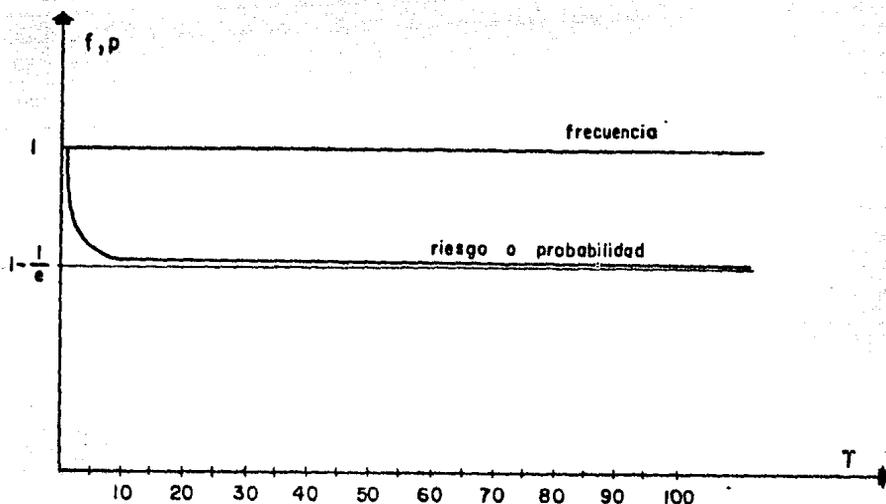


FIGURA III.1

En el diseño de un puente, una vez establecida la vida útil, se determina el riesgo a correr en base a la elección del periodo de retorno. Vidas útiles de 50 y 100 años se usan comúnmente para proyectos de puentes.

En la gráfica de la figura III.2 puede observarse que para determinada vida útil puede obtenerse diferentes riesgos variando el periodo de retorno.

III.3.4 IMPORTANCIA DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA Y CONFIABILIDAD DE LOS DATOS.

Es evidente que el número de datos de la muestra (gastos máximos anuales) influye sobremedida en la determinación del riesgo real que se corre de que el gasto de diseño sea excedido. Para ilustrar esto, podemos observar un caso extremo; supongamos que el número de datos de la muestra es de dos, y que se eligió un gasto de diseño intermedio, se tendrá entonces que el riesgo es $r_a = 1/2$, mientras que si a esta muestra agregamos un dato más, se podrá dar $r_a = 2/3$ o bien $r_a = 1/3$, dependiendo de que el nuevo dato sea mayor o menor que el de diseño. Así pues, es lógico que en muestras pequeñas no sea posible adoptar la propuesta de asociar la misma probabilidad de ocurrencia a todos los datos. El problema por lo tanto, es conocer que tan representativa es la muestra y cual es la probabilidad correspondiente a los diferentes datos de la muestra. Es aquí donde las técnicas estadísticas son de gran utilidad, ya que si la muestra es representativa de la población nos permite -- hacer deducciones de ésta.

La tabla III.1 proporciona algunos resultados teóricos, basados en una serie de datos sintéticos, obtenidos por Benson en relación con la amplitud de registro requerida para que las probabilidades derivadas sean confiables -- (Ref. 7).

De acuerdo con R.F. OTT, con un registro de 20 años, la probabilidad es -- del 80% de que el caudal de diseño sea sobreestimado y que el 45% de los valores sobreestimados excedan en más del 30% el valor real. Debido a esto no -- es recomendable usar series de datos de menos de 20 años para el análisis de frecuencias (Ref. 7).

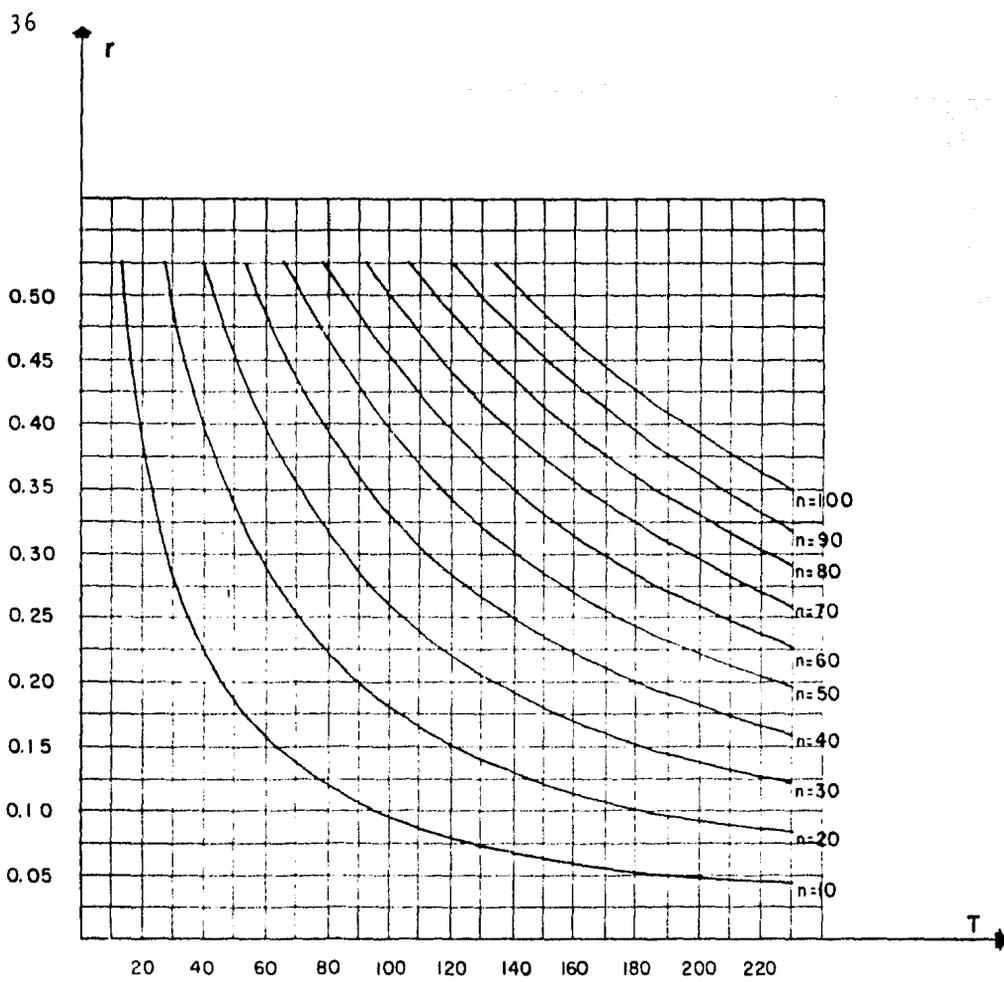


FIGURA III.2

PROBABILIDAD DE DISEÑO	ERROR ACEPTABLE	
	10%	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

TABLA III.1. Amplitud de registro, en años, requerida para estimar avenidas de diferentes probabilidades con 95% de confianza.

El grado de representatividad de la muestra no depende únicamente del tamaño de la muestra, sino también de los propios datos de ésta, ya que si una estación opera mal, los caudales registrados no serán confiables para un análisis de frecuencias. Asimismo, datos precisos de caudales pueden ser inaceptables para el análisis si la cuenca ha sufrido cambios que puedan alterar sus características hidrológicas, es decir, los datos no son internamente homogéneos.

Presas, diques, cambios en el uso de la tierra, etc. pueden introducir inconsistencias en los datos. Estos datos no deben usarse sin un ajuste previo para las condiciones de la cuenca.

III.3.5 METODOS ESTADISTICOS

Debido a que la longitud de los registros es generalmente corta, no es posible determinar la distribución de frecuencias más apropiada para ser usada al analizar las probabilidades asociadas con crecientes. No obstante, varios autores han sugerido varias distribuciones, esgrimiendo como prueba a su favor la habilidad de éstas distribuciones para ajustarse a los datos de uno o varios ríos.

A pesar de que se han dedicado grandes esfuerzos para definir la mejor distribución para crecientes, varios ensayos sugieren que no existe una distribución claramente superior.

Entre las distribuciones estadísticas más usadas tenemos las siguientes:

- a) Distribución Weibull.
- b) Distribución Gamma.
- c) Distribución Pearson.
- d) Distribución Normal.
- e) Distribución Doble Normal.
- f) Distribución Log Normal.
- g) Distribución Log Normal de 3 parámetros.
- h) Distribución Gumbel.
- i) Distribución Log Gumbel.
- j) Distribución Gumbel - 1.
- k) Distribución Log Gumbel - 1.
- l) Distribución de Nash.
- ll) Distribución de Lebediev.
- m) Distribución Pearson Tipo III.
- n) Distribución Log-Pearson Tipo III.

Todos los métodos estadísticos son en cierto modo empíricos, aún cuando involucren una distribución teórica, ya que no es posible partir de los factores hidrológicos básicos que originan las avenidas y demostrar la distribución probabilística de los picos.

Para que una distribución de probabilidades se considere correcta, basta con que muestre cierta concordancia con los datos, lo cual puede evaluarse mediante el criterio de Mínimos Cuadrados o el de Kolmogorov-Smirnov. Sin embargo, aún cuando los diferentes métodos presenten el mismo grado de ajuste a los datos del registro, pueden arrojar resultados muy diferentes, ya que las curvas de distribución de probabilidades difieren entre sí grandemente en las zonas de sus extremos y, por lo general, se requiere prolongar la curva para determinar el gasto de diseño.

La experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de mucha importancia tanto para la elección del método más conveniente como para tener los datos y consideraciones convenientes en la aplicación de los mismos, ya que la aplicación rutinaria de estos métodos en ciertos casos puede ocasionar grandes errores, como por ejemplo al analizar un registro corto que contiene datos de una avenida extraordinariamente grande a la cual le corresponde un período de retorno mucho mayor que el período de registro.

III.3.6 METODOS SEMIEMPIRICOS

Existen muchos casos en los que la información relativa a gastos máximos aforados es deficiente o nula, por lo que no se pueden usar los métodos antes mencionados y es necesario investigar los fenómenos que dan origen a los escurrimientos para inferir de éstos los gastos de diseño. Así pues se hace necesario el conocimiento del ciclo hidrológico.

Se han desarrollado diversos métodos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento; la mayoría de éstas incluyen como parámetros solamente algunos de los factores que afectan el escurrimiento, los cuales son numerosos y, con frecuencia, interdependientes. Estos factores se pueden clasificar en dos grupos:

1. Factores climáticos.

Estos incluyen principalmente efectos de:

Precipitación: forma (lluvia, nieve, granizo, etc.), intensidad, duración distribución en el tiempo, distribución en la superficie, dirección del movimiento de la tormenta, precipitación antecedente y humedad del suelo.

Intercepción: especies vegetales, composición, edad y densidad de los bosques, estación del año, magnitud de la tormenta.

Evaporación: temperatura, viento, presión atmosférica, naturaleza y forma de la superficie sujeta a evaporación.

Transpiración: temperatura, radiación solar, viento, humedad del aire, humedad del suelo, clase de vegetación.

2. Factores fisiográficos.

Estos incluyen:

Características de la cuenca: tamaño, forma, elevación, densidad de drenaje, uso del suelo, infiltración superficial, tipo de suelo, permeabilidad y capacidad de almacenamiento de las capas del subsuelo, presencia de lagos, drenaje superficial.

Características del cauce: tamaño y forma de la sección hidráulica, pendiente, rugosidad, longitud, efecto de remanso.

Estos métodos que relacionan la lluvia con el escurrimiento se les conoce como métodos semiempíricos y entre éstos se encuentran:

- a) Ven Te Chow
- b) I Pai Wu
- c) Ernesto Vázquez
- d) Racional
- e) Sánchez Bribiesca
- f) Método de Seschapa-Rao, Assenco y Harp

En términos generales se puede decir que los métodos hidrológicos para predicción de escurrimientos basados en mediciones directas de éstos, son preferibles a los semiempíricos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, ya que en éstos intervienen casi siempre parámetros cuya valuación es imprecisa y en algunas ocasiones subjetiva. Asimismo, debido a la complejidad para valuar éstos parámetros, el uso de éstos métodos se restringe a cuencas pequeñas (hasta 250 km²).

III.3.7 METODOS EMPIRICOS

En ocasiones se requiere construir una obra de ingeniería cuyo diseño re-

quiere de la realización de un estudio hidrológico y no existen aforos de los escurrimientos, ni se conocen las características de precipitación de la cuenca que se requiere estudiar. Esto ha hecho presente la necesidad de desarrollar métodos empíricos para estimar el gasto de diseño prescindiendo de los datos de escorrentía y precipitación de la cuenca en estudio.

Básicamente los métodos empíricos relacionan el comportamiento de la cuenca en estudio con el de la zona a la cual pertenece dicha cuenca, haciendo intervenir únicamente algunas características fisiográficas como son el área de la cuenca, su forma y la pendiente del cauce principal.

Para representar el comportamiento de la zona, se hace un estudio de las cuencas de la zona que cuentan con datos de escorrentía, graficándose los gastos máximos contra el área de las cuencas y obteniéndose la curva envolvente de estos puntos, la cual permite conocer el gasto máximo en función del área de la cuenca en estudio.

Dependiendo de las cuencas que se hagan intervenir en la obtención de la curva envolvente, se obtienen curvas envolventes regionales, envolventes del país, e incluso envolventes mundiales. Es obvio que mientras más amplia sea la zona representada por la envolvente, el gasto obtenido para cierta cuenca será menos real, ya que las características fisiográficas y climatológicas de las cuencas utilizadas en el estudio variarán en mayor grado, siendo menos representativas de un caso particular, por lo que será preferible utilizar la envolvente de la región hidrológica.

Dado que las envolventes regionales se obtienen a partir de un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una probabilidad alta de que en alguna o en algunas de éstas se presenten avenidas excepcionales correspondientes a periodos de retorno muy grandes, aún cuando individualmente muchas de éstas estaciones posean un periodo de registro corto. Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes den gastos muy grandes, cuyo periodo de retorno se desconoce.

Con el objeto de propiciar un uso más adecuado de las envolventes regionales de acuerdo al tipo de obra y del riesgo aceptable, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos realizó un análisis probabilístico de los datos de las cuencas de las diferentes zonas hidrológicas de la República Mexicana, para definir las curvas envolventes regionales para frecuencias de 5, 10, 20, 50, 100, 1000 y 10 000 años, que permiten incorporar un criterio económico de diseño en función a la probabilidad de falla de la estructura. Estas envolventes se encuentran en el álbum de gráficas publicado por dicha Secretaría titulado "Envolvente de gastos máximos observados y probables en la República Mexicana" (1977-1978).

Entre los métodos empíricos tenemos:

- a) Método de Creager.
- b) Método de Lowry.
- c) Método del Departamento de Puentes (Ing. Fossas R.).

En aquellos casos en que se tenga la posibilidad de realizar otro tipo de estudios hidrológicos, o bien, de obtener de los habitantes de la región datos de mayor confiabilidad, el empleo de los métodos empíricos será únicamente para tener una idea preliminar sobre el gasto de diseño.

III.8 OTROS METODOS PARA OBTENER EL GASTO DE DISEÑO

Los tres métodos anteriormente señalados (Estadísticos, Semiempíricos y

Empíricos), son los métodos generalmente propuestos para determinar el gasto de diseño para tal o cual obra, pero en realidad su utilización adecuada dependerá de la disponibilidad y confiabilidad de los datos existentes. Así pues, generalmente se podrá obtener resultados confiables en la medida en que el ingeniero logre relacionar y determinar el estudio hidrológico más conveniente en base a la información disponible, no sólo de la cuenca, sino también de otras cuencas de la región o de cuencas de otras regiones que tengan características hidrológicas semejantes a la cuenca en estudio. Asimismo, cabe mencionar la importancia que en la elección del gasto de diseño, tiene la observación de estructuras construidas en las cercanías del cruce en estudio; con que gastos fueron diseñadas, como han trabajado en general, que problemas han tenido, con que frecuencia se han tenido las avenidas máximas, que espacio libre vertical tienen, etc..

En base a la necesidad de correlacionar los datos disponibles para la obtención del gasto de diseño, se han desarrollado otros métodos, que hacen uso de los métodos señalados en los incisos anteriores; tal es el caso de los que a continuación se describen.

a) Método de comparación de cuencas.

Este método busca obtener el gasto de diseño para una cuenca que carece de registros amplios de aforo en base a otra cuenca de características semejantes, llamada cuenca base, que cuente con suficientes aforos.

El método consiste básicamente en obtener los gastos máximos probables, ligados a diferentes períodos de retorno, en la cuenca base, para lo cual se puede hacer uso de los métodos estadísticos. Con los gastos así obtenidos y contando con el área de la cuenca base, se calcula el gasto unitario y se sitúa el punto correspondiente en la gráfica de envolventes regionales de Creager o Lowry de la región hidrológica en la cual se encuentra localizada la cuenca en estudio, haciendo pasar por éste punto una paralela a la envolvente regional.

Posteriormente, haciendo uso de la curva trasladada y con el área de la cuenca en estudio se obtiene el gasto unitario correspondiente, que multiplicado por esa área obtenemos el gasto de diseño para nuestra cuenca, con el período de retorno considerado.

Para aplicar éste método se debe tomar en cuenta la diferencia en cuanto a características fisiográficas y altura de precipitación de una cuenca a otra, puesto que ellas afectan en forma notable los escurrimientos; debido a esto, es necesario hacer una corrección a los gastos obtenidos, por medio de un factor que relacione las pendientes medias y la altura de precipitación media anual, de la cuenca a la cuenca base, quedando expresada la fórmula general como sigue:

$$Q = Q_c \left(\frac{S_p}{S_b} \right)^{1/2} \left(\frac{h_p}{h_b} \right)$$

siendo:

Q = Gasto corregido.

Q_c = Gasto calculado.

S_p = Pendiente media de la cuenca estudiada.

S_b = Pendiente media en la cuenca base.

h_p = Precipitación media anual en la cuenca estudiada.

h_b = Precipitación media anual en la cuenca base.

b) Método de regionalización.

Este método consiste en generar una ecuación que nos permita obtener el - gasto correspondiente al periodo de retorno de diseño, utilizando como varia - bles características climáticas y fisiográficas de la cuenca y el cauce en es - tudio, tales como el área de la cuenca, intensidad de la lluvia, pendiente de la cuenca, longitud del cauce, etc.. La ecuación es de la forma:

$$Q = A_1^{a_1} \cdot A_2^{a_2} \cdot A_3^{a_3} \cdot \dots \cdot A_n^{a_n} \quad \text{EC. III.1}$$

donde Q es el gasto correspondiente al periodo de retorno de diseño, A_i son - características de la cuenca y a_i son los exponentes numéricos correspondien - tes.

El exponente de cada una de las diferentes variables se determina en base a la solución de un sistema de ecuaciones en el que intervienen los datos -- (A_i) de cuencas vecinas que cuenten con una cantidad aceptable de aforos, lo cual permite conocer, mediante la aplicación de los métodos estadísticos, el gasto correspondiente al periodo de retorno que se desea conocer. Así pues el sistema es de la forma:

$$\begin{aligned} Q_1 &= A_{1,1}^{a_1} \cdot A_{2,1}^{a_2} \cdot A_{3,1}^{a_3} \cdot \dots \cdot A_{n,1}^{a_n} \\ Q_2 &= A_{1,2}^{a_1} \cdot A_{2,2}^{a_2} \cdot A_{3,2}^{a_3} \cdot \dots \cdot A_{n,2}^{a_n} \\ &\vdots \\ &\vdots \\ Q_n &= A_{1,n}^{a_1} \cdot A_{2,n}^{a_2} \cdot A_{3,n}^{a_3} \cdot \dots \cdot A_{n,n}^{a_n} \end{aligned}$$

siendo:

Q_i = Gasto correspondiente al periodo de retorno de diseño de la cuenca.

$A_{i,j}$ = Es la característica 'i' de la cuenca 'j'.

a_i = Incógnitas (exponente correspondiente a la característica A_i).

Aplicando logaritmos a ambas partes de la igualdad tenemos:

$$\log Q_1 = a_1 \log A_{1,1} + a_2 \log A_{2,1} + a_3 \log A_{3,1} + \dots + a_n \log A_{n,1}$$

$$\log Q_2 = a_1 \log A_{1,2} + a_2 \log A_{2,2} + a_3 \log A_{3,2} + \dots + a_n \log A_{n,2}$$

$$\begin{aligned} &\vdots \\ &\vdots \end{aligned}$$

$$\log Q_n = a_1 \log A_{1,n} + a_2 \log A_{2,n} + a_3 \log A_{3,n} + \dots + a_n \log A_{n,n}$$

Lo cual se puede representar matricialmente como:

$$\begin{bmatrix} \log Q_1 \\ \log Q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \log Q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \log A_{1,1} & \log A_{2,1} & \dots & \log A_{n,1} \\ \log A_{1,2} & \log A_{2,2} & \dots & \log A_{n,2} \\ \cdot & \cdot & \ddots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \ddots & \cdot \\ \log A_{1,n} & \log A_{2,n} & \dots & \log A_{n,n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{bmatrix}$$

de donde:

$$\begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \log A_{1,1} & \log A_{2,1} & \dots & \log A_{n,1} \\ \log A_{1,2} & \log A_{2,2} & \dots & \log A_{n,2} \\ \cdot & \cdot & \ddots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \ddots & \cdot \\ \log A_{1,n} & \log A_{2,n} & \dots & \log A_{n,n} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \log Q_1 \\ \log Q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \log Q_n \end{bmatrix}$$

Así pues, al sustituir en la ecuación III.1 los valores de las características A_i correspondientes a la cuenca en estudio, y los exponentes a_i respectivos obtenidos del sistema de ecuaciones, se obtendrá el gasto correspondiente a nuestra cuenca con el período de retorno considerado.

III.4 ESTUDIOS HIDRAULICOS

III.4.1 INTRODUCCION

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce son muy importantes porque nos darán los factores que influyen en las características del puente por proyectar, ya que en general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, tirante, etc. que deba tenerse para permitir el paso de una cierta avenida en el río. Así, de estos estudios se realiza el diseño hidráulico que permite determinar las dimensiones necesarias del puente de tal manera que permita el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.

III.4.2 GASTO MAXIMO QUE HA PASADO POR EL RIO

Un primer estudio hidráulico consiste en conocer el gasto máximo que ha pasado por el río en cuestión con base en datos proporcionados por los lugares años o por huellas dejadas por esas crecientes. El conocimiento de este gasto máximo nos podrá ser útil para la selección del gasto de diseño, ya que nos dará una idea del orden de las avenidas extraordinarias, aunque es un dato relativo, ya que puede ser que hayan pasado avenidas muy grandes y no queden huellas y no se tenga noticias de ella, o que se trate de una avenida asociada a un período de retorno muy grande.

Para determinar el gasto máximo que ha pasado por el río en estudio se acostumbra utilizar el método de Sección y Pendiente, dada la sencillez con que puede aplicarse.

El método se basa en la hipótesis de que el régimen es uniforme para el tramo en estudio, por lo que es conveniente que el cauce del río tenga una sección uniforme, alineamiento recto, pendiente moderada y características de rugosidad de su fondo mantenidas constantes en un tramo considerable.

Con este método obtenemos directamente el gasto que pasa por una sección determinada conociendo su coeficiente de rugosidad ('n' de Manning) y su pendiente hidráulica (Sh). En avenidas la pendiente hidráulica (perfil medio de la superficie del agua) es sensiblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de éste, por ello, para fines de estimación de la velocidad del agua en crecientes es suficientemente preciso medir esta pendiente del fondo del río.

La velocidad media del agua la calculamos a partir de la siguiente ecuación, enunciada por Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{(2/3)} S^{(1/2)}$$

en donde:

- V = Velocidad media del agua (m/s).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).
- Rh = Radio hidráulico de la sección (m).
- S = Pendiente hidráulica en el tramo (m/m).

y el radio hidráulico está definido por:

$$R_h = \frac{A_h}{P_m}$$

donde:

A_h = Área hidráulica de la sección (m^2).

P_m = Perímetro mojado de la sección (m).

Conociendo la velocidad y el área hidráulica en la sección en estudio podremos conocer el gasto que pasa por dicha sección a partir de la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

Es conveniente mencionar que se pueden obtener errores grandes con la aplicación de este método debido a que cuando pasa una avenida por el río el régimen no es uniforme. Por otro lado, la selección del coeficiente de rugosidad de Manning es subjetiva y compleja y depende del criterio del proyectista o del encargado del estudio de campo.

Con el fin de comparar el gasto que se obtiene en la sección en estudio se hace uso de secciones hidráulicas auxiliares localizadas aguas arriba y aguas abajo de la sección en estudio en tramos del río que reúnan las características requeridas para la aplicación de este método.

La diferencia permisible de gasto entre secciones es generalmente del 5% aunque en realidad esta diferencia varía de acuerdo con el criterio del ingeniero proyectista, pues debido a las diferentes condiciones físicas que puedan presentarse en el cauce, puede aumentar o disminuir este porcentaje (Ref.4).

Otros métodos que pueden utilizarse para determinar el gasto máximo que ha pasado por el río en estudio son los de Sutesbara Sugio, Cruickshank y Maza y el de Engelud, que utilizan además del tirante del flujo, las características geométricas del cauce, la curva granulométrica del material del fondo y las modificaciones que sufre éste debido a las características del flujo. Se basan en expresiones empíricas y datos proporcionados por diversos autores (estos métodos pueden consultarse en la referencia 9).

III.4.3 TIRANTE Y VELOCIDAD DEL AGUA PARA EL GASTO DE DISEÑO

Otro estudio es el que se realiza una vez que se conoce el gasto de diseño, y se hace con el objeto de conocer el tirante y la velocidad del agua que se tendrían con ese gasto en la sección en estudio (para ver posibles alternativas para la realización del cruce). Esto se realiza utilizando el método de Sección y Pendiente descrito anteriormente.

III.4.4 ESTRECHAMIENTOS

A partir del estudio anterior se analiza la posibilidad de hacer un estrechamiento. La construcción de un puente que ocupe todo el ancho de la sección transversal del cauce puede resultar antieconómica, por lo que conviene considerar la posibilidad de diseñar terraplenes de acceso que provo-

quen un cierto estrechamiento de la sección para reducir la longitud del puente. Si bien la longitud de éste es uno de los factores que casi siempre interviene más en el costo del cruce, hay que considerar que por el efecto de un estrechamiento aumentará el costo de los apoyos del puente, ya que requerirán, tal vez, de una profundidad de desplante mayor por el incremento de la profundidad de socavación debida al aumento de la velocidad del agua; se necesitará que el puente sea más alto para considerar la sobreelevación del agua producida por el estrechamiento, y podrían además requerirse obras de encauzamiento al flujo y de protección a los terraplenes de acceso.

Una reducción muy grande de la sección del cauce puede aumentar el costo del cruce por necesitar de las obras complementarias citadas y, además, puede provocar inundaciones aguas arriba que pueden ser importantes si se tienen zonas urbanas o de producción agrícola. Una reducción pequeña o nula dará como resultado que no se requiera de obras de protección pero dará lugar a un puente muy largo que resulte antieconómico. Entre los dos extremos está la solución más económica.

Los estrechamientos pueden ser de cuatro tipos:

Laterales. Son los que se forman a partir del estrechamiento de una o ambas márgenes de un cauce. Tal es el caso que originan los terraplenes de acceso de un puente.

Intermedios. Son aquellos en el que la reducción de la sección se produce por obstáculos colocados dentro del cauce, como es el caso de las pilas de los puentes.

Inferiores. Son los producidos por un obstáculo colocado horizontalmente en el fondo del cauce.

Mixtos. Son los formados por cualquier combinación de los anteriores.

En el caso de puentes, los estrechamientos más usuales son los laterales e intermedios que producen un efecto de remanso aguas arriba del mismo, que depende principalmente de la geometría del cauce, del gasto y del tipo de régimen del flujo; la altura de remanso se denota como h_1^* .

En un estrechamiento se definen las siguientes secciones (ver figura III.3):

Sección 0 (cero): Es aquella hasta la cual influye el remanso aguas arriba.

Sección 1: Es aquella en la que se presenta el máximo remanso y está situada a una distancia L^* de los terraplenes de acceso. Para fines prácticos esta longitud puede tomarse igual a la longitud del puente: $L^* = b$.

Sección 2: Es la que corresponde al eje del estrechamiento.

Sección 3: Es aquella donde el flujo llega a tener el tirante y el ancho mínimo (corresponde a la vena contraída que se produciría en un orificio).

Sección 4: Es aquella hasta donde influye el efecto del estrechamiento aguas abajo.

Entre las secciones 0 y 1 el flujo es gradualmente variado y el cuerpo central de agua comienza a acelerarse para ocasionar un flujo rápidamente variado en el estrechamiento; este flujo se contrae después de la sección 1 hasta un ancho menor que el de entrada 'b' obteniendo el ancho mínimo en la sección 3. Entre las secciones 3 y 4 el flujo puede ser gradual o rápidamente variado, comenzando a expandirse el flujo en la sección 3 hasta llegar a la sección 4 donde se restablece el flujo uniforme.

El flujo en el cauce producido por el estrechamiento puede presentarse en cuatro formas:

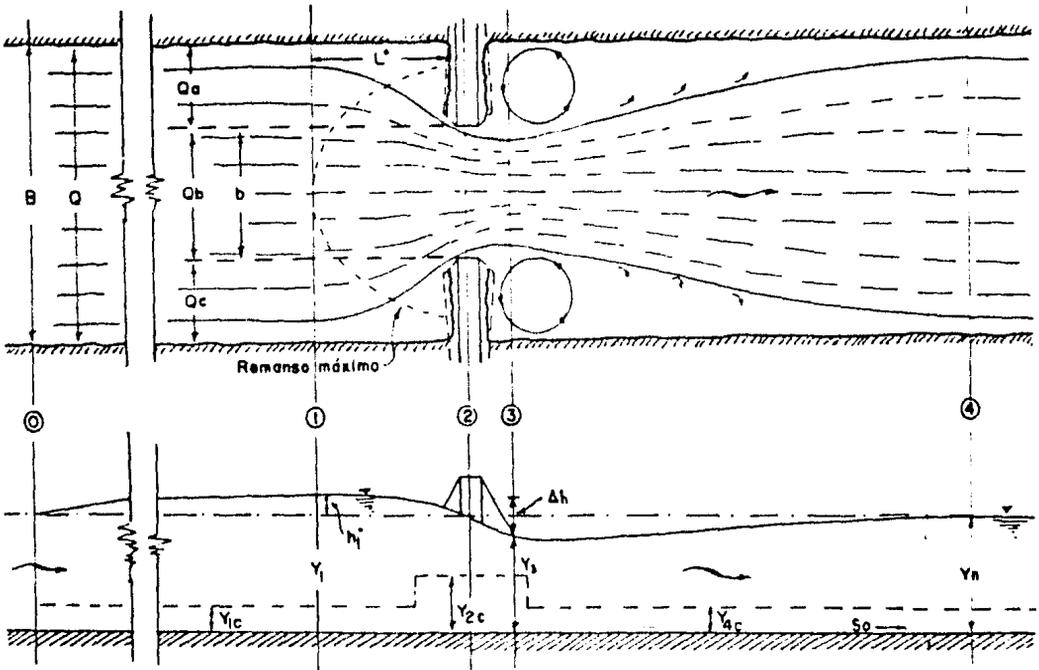


FIGURA III.3. Estrechamiento de un cauce.

Flujo tipo I. Para el cual los tirantes entre las secciones 1 y 4 son siempre mayores que el crítico. Este tipo de flujo es el que se encuentra más comúnmente en la práctica.

Flujo tipo II. Presenta dos variantes:

Flujo tipo IIA. En el cual la superficie del agua pasa a través del estado crítico bajo el puente, pero regresa al flujo normal o subcrítico a cierta distancia aguas abajo.

Flujo tipo IIB. En el cual la superficie del agua pasa por el estado crítico bajo el puente y se mantiene en estado supercrítico aguas abajo del estrechamiento por una distancia mayor que en el caso anterior, para luego volver al flujo subcrítico a través de un pequeño salto hidráulico.

Flujo tipo III. En el que los tirantes siempre son menores que el crítico. Este tipo de flujo (supercrítico) no es común en corrientes naturales, aunque puede presentarse en ríos de montaña.

Los métodos para valuar el remanso producido por un estrechamiento están en función del tipo de flujo que se presente. Se tendrá flujo tipo I si existe, como ya se dijo, régimen subcrítico tanto fuera del estrechamiento (sección 1) como en el propio estrechamiento (sección 2), esto es cuando el número de Froude es en ambas secciones menor que 1 ($F_{n1} < 1$ y $F_{n2} < 1$). Se tendrá flujo tipo II si se tiene régimen subcrítico fuera del estrechamiento aguas arriba y régimen supercrítico en el mismo ($F_{n1} < 1$ y $F_{n2} > 1$). Y se tendrá flujo tipo III si el flujo es supercrítico ($F_{n1} > 1$).

El número de Froude para cada sección se puede calcular como:

$$Fn = \frac{Vn}{\sqrt{g y}}$$

donde Vn es la velocidad media en la sección, ' g ' es la aceleración de la gravedad y ' y ' el tirante medio de la sección.

Métodos para valuar el remanso h_1^* .

Para el flujo tipo I se tienen los métodos desarrollados por el Bureau of Public Roads (BPR) y por el U.S. Geological Survey (USGS).

El método del BPR para el flujo tipo I considera para la obtención de la altura de remanso h_1^* , la relación de abertura del puente, la forma de los estribos, el número, tamaño, forma y orientación de las pilas en el estrechamiento, excentricidad del puente y esviajamiento del mismo. La expresión para este método se obtuvo aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre las secciones 1 y 4 (ver fig. III.3), con lo cual se obtuvo la diferencia $y_1 - y_2$, que constituye el remanso h_1^* .

El método del USGS se desarrolló con el propósito de utilizar estrechamientos por puentes como dispositivos de medida del flujo. Las expresiones para este método se obtuvieron aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre las secciones 1 y 3 con lo que se obtuvo la diferencia $y_1 - y_3$ que constituye el abatimiento Δh de la superficie del agua entre las secciones 1 y 3 (ver fig. III.3). Conociendo la geometría del cauce, las secciones transversales del puente y midiendo Δh , se puede calcular directamente el gasto.

Con este método se puede calcular también la altura de remanso h_1^* conociendo el gasto y las características mencionadas del cauce y del puente, a través de la relación de remanso $h_1^*/\Delta h$. Este método considera cuatro tipos de estrechamientos que varían según que los terraplenes de acceso y los estribos tengan talud vertical o con inclinación, de que se tengan o no aleros, y de que éstos sean rectos o curvos. Se considera también la presencia de pilas en el estrechamiento.

El método del USGS deberá aplicarse para ríos con pendiente muy suave, ya que tuvo como base ensayos en modelos con fondo horizontal. El método del BPR deberá aplicarse para ríos con pendientes mayores al caso anterior, ya que sus pruebas las realizó en modelos con pendiente en su fondo. Un criterio para definir el método a utilizar puede ser el de tomar como frontera entre ambos el valor de $S = 0.0005$ con base en que el BPR probó su método en prototipos con pendientes mayores a ésta.

Para el flujo tipo II se tiene el método desarrollado por el Bureau of Public Roads, que es aplicable al flujo IIA y IIB. La expresión del remanso se obtuvo aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre la sección 1 y un punto en el estrechamiento para el cual la superficie del agua pasa a través del tirante crítico, y_{2c} .

En este método se considera que el factor más importante para la determinación del remanso es la relación de abertura ' M ' (Qb/Q) (ver fig. III.3), y el efecto de las pilas se considera únicamente restando al área hidráulica de la sección en el estrechamiento el área de las pilas, por lo que este método es aplicable a cruces normales y sin excentricidad.

Para el flujo tipo III no se tiene ningún método para valuar el remanso producido por un estrechamiento ya que no hay suficiente información de campo ni de laboratorio para el caso de puentes. Teóricamente no se presenta remanso para este tipo de flujo, sino únicamente se alterará la superficie del agua adyacente al estrechamiento, sin extenderse más allá su efecto.

En la aplicación de los métodos para calcular el remanso será necesario seguir los siguientes pasos (Ref. 11):

1. Determinar la magnitud del gasto 'Q' para el cual se diseñará el puente.

2. Determinar la elevación de la superficie del agua para el gasto de diseño en el sitio del puente, antes de su construcción.

3. Dibujar una sección transversal representativa para el gasto de diseño en la sección 1 (ver fig. III.3). Si el cauce es recto y la sección transversal es uniforme en las cercanías del puente, puede usarse la sección transversal en el cruce.

4. Subdividir la sección transversal dibujada en el paso anterior de acuerdo con cambios marcados en tirantes y rugosidad. Asignar valores del coeficiente de rugosidad de Manning a cada subsección.

5. Calcular el gasto 'q' y la conducción 'k' en cada subsección.

De acuerdo con la ecuación de Manning para el flujo en canales, el gasto de una subsección es:

$$q = \frac{a}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

donde:

a = Área hidráulica en la subsección.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning de la subsección.

r = Radio hidráulico de la subsección o a/p, siendo 'p' el perímetro mojado de dicha subsección.

S = Pendiente media del cauce principal en el tramo en estudio.

La conducción es una medida de la capacidad del cauce para transportar agua. La conducción para cada subsección se define como:

$$k = \frac{q}{s^{1/2}} = \frac{a}{n} r^{2/3}$$

La conducción total K_1 es la suma de las conducciones que se tienen en la sección 1.

6. Calcular el número de Froude en la sección 1 para conocer el régimen del flujo fuera del estrechamiento. Puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular.

7. Determinar el valor del coeficiente de energía cinética en la sección 1, α_1 .

La distribución de velocidades en la sección transversal de un río es muy variable, con lo cual la carga de velocidad media calculada como $(Q/A_1)^2/2g$ para el río en la sección 1 no nos proporciona una medida real de la energía cinética del flujo. Un valor promedio de la energía cinética se obtiene multiplicando la carga de velocidad media por un coeficiente de energía cinética α_1 , definido como:

$$\alpha_1 = \frac{\sum (q v^2)}{q v_{n1}^2} = \frac{\sum (k^3/a^2)}{K_1^3/A_{n1}^2}$$

donde:

- q = Gasto en una subsección.
- v = Velocidad media en la subsección.
- Q = Gasto total en el río.
- Vn_1 = Velocidad media en la sección 1 ó Q/An_1 .
- k = Conducción en una subsección.
- a = Área hidráulica de la subsección.
- K_1 = Conducción total en la sección 1 ó $\sum k$.
- An_1 = Área hidráulica normal de la sección 1 ó $\sum a$.

Se requiere de un segundo coeficiente, α_2 , para corregir la distribución de velocidades no uniforme bajo el puente. La figura III.4, propuesta por la U.S. Geological Survey, relaciona α_2 con α_1 y la relación de abertura del puente (M).

La relación de abertura ' M ' define el grado de estrechamiento del cauce y se expresa como la relación entre el flujo que puede pasar por el estrechamiento y el flujo total del río. Refiriéndonos a la figura III.3:

$$M = \frac{Q_b}{Q_a + Q_b + Q_c} = \frac{Q_b}{Q}$$

Dado que toda la conducción es proporcional al gasto y suponiendo que todas las subsecciones tienen la misma pendiente, ' M ' se puede expresar también como:

$$M = \frac{K_b}{K_a + K_b + K_c} = \frac{K_b}{K_1}$$

y la relación de contracción (m) se define como:

$$m = 1 - \frac{K_b}{K_1} = 1 - M$$

8. Dibujar la sección transversal en el cruce en base al nivel de la superficie del agua en flujo normal para el gasto de diseño y calcular su área hidráulica An_2 , incluyendo el área ocupada por las pilas.

9. Obtener el número de Froude en el estrechamiento para definir el tipo de régimen en la sección 2. También puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular.

Conociendo el régimen en las secciones 1 y 2 se define el tipo de flujo que se presenta, para calcular el remanso con el método correspondiente.

En el presente trabajo se expondrá el método que se aplique al cruce que nos ocupa. Una descripción completa del fenómeno de remanso, de los métodos para valuarlos (citados anteriormente) y su aplicación, se pueden encontrar en la referencia 11.

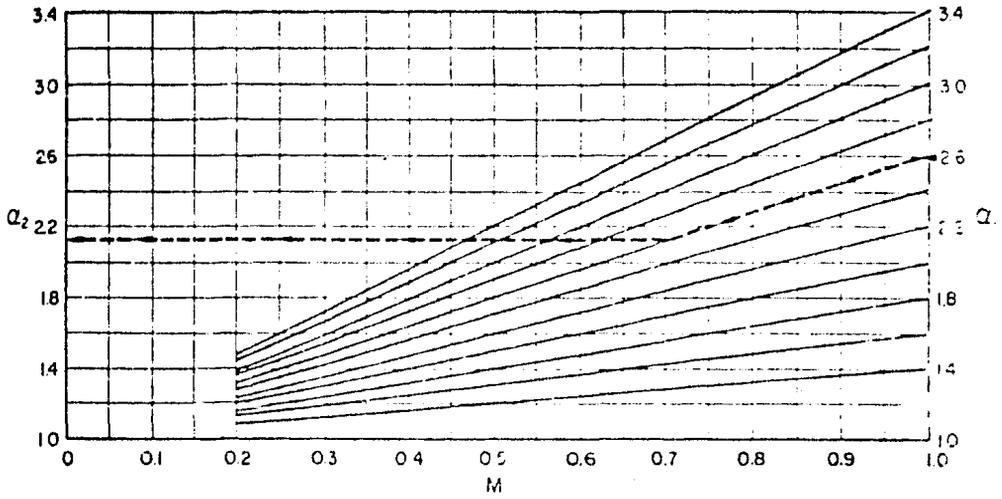


FIGURA III.4. Gráfica para estimar α_2 .

III.5 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

III.5.1 INTRODUCCION

Los estudios de Mecánica de Suelos tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo ante las sollicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de una obra.

En el caso de puentes se requiere responder a varias interrogantes, como son, por una parte, la capacidad de carga y magnitud de los asentamientos correspondientes a cada uno de los tipos de cimentación que se proponga y, por otra parte, la socavación que ocasionará el flujo del agua de la avenida de diseño, lo que es necesario para determinar el nivel de desplante de los apoyos.

Para dilucidar las cuestiones planteadas necesitamos, como primer paso, conocer las propiedades significativas del suelo, por lo que se hace necesaria la realización de una serie de exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio que las pongan de manifiesto. Posteriormente se requiere contar con el auxilio de las teorías desarrolladas para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y socavación con el fin de estimar éstos en el suelo en estudio. Cabe mencionar que estas teorías consideran suelos ideales y que como excepción y no como regla se presentan casos en que el suelo se aproxima a la idealización, dando posibilidad a realizar cálculos bajo bases matemáticas. En todas las otras instancias, la investigación del suelo sólo informa al ingeniero proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes y de la posición dentro de ellos de fuentes potenciales de peligro, por lo que la experiencia, criterio y capacidad del ingeniero para detectar y estimar los efectos de dichas fuentes de peligro, serán la base de un diseño racional y satisfactorio de la cimentación de la obra.

III.5.2 EXPLORACION DEL SUELO

Para el conocimiento de las características de un suelo, se requiere de una serie de investigaciones de campo y laboratorio que proporcionen al proyectista los datos suficientes para adquirir una concepción razonable de las propiedades físicas y mecánicas del mismo, que hayan de ser consideradas en sus análisis para realizar satisfactoriamente una modificación en sus condiciones naturales.

La determinación de las propiedades del suelo se lleva a cabo en el laboratorio, y es en este sitio donde se determina el tipo y número de pruebas a realizar, creando la necesidad de obtener muestras del suelo que cumplan con ciertas características. Así pues, el programa de exploración está determinado por los requerimientos de laboratorio, lo que obliga a un conocimiento inicial del suelo que permita generar un programa de exploración para obtener muestras adecuadas a dichos requerimientos. Lo anterior a dado lugar a que en la práctica se realicen dos tipos de exploración: la preliminar y la definitiva.

La exploración preliminar tiene por finalidad proporcionar, mediante procedimientos simples y económicos y con la ayuda de pruebas de clasificación, tales como las de granulometría y límites de plasticidad, una idea de los problemas que se han de esperar en cada caso particular.

La exploración definitiva tiene como propósito dar los elementos necesarios para la obtención del cuadro completo de datos de proyecto e investigar aquellas propiedades del suelo que puedan plantear una condición crítica. La realización de estas exploraciones suele presentar nuevas exigencias respecto a las muestras del suelo y ello obligará, en general, a efectuar nuevas operaciones de sondeo y muestreo.

III.5.3 PROGRAMACION DE EXPLORACIONES

La creación de un programa de exploración adecuado a una cierta obra resulta muy compleja, pues depende de factores que difícilmente se pueden encajillar bajo reglas fijas. En muchos aspectos la concepción de un buen programa depende fundamentalmente de la experiencia del ingeniero.

Para normar nuestro criterio es conveniente tener una idea clara de los factores a considerar al efectuar un programa de exploraciones; entre éstos factores se encuentran:

- a) Geología de la zona.
- b) Condiciones del suelo.
- c) Tamaño, importancia y tipo de estructuración de la obra.

a) Geología de la zona.

Al realizar sondeos en una masa de suelo se conoce únicamente las características y orden de sucesión de los materiales a lo largo de líneas verticales y, así como podría resultar que entre sondeo y sondeo la sucesión de estratos tenga continuidad, puede ocurrir que no exista relación alguna entre lo encontrado en un sondeo y la estratificación existente a unos metros de distancia del mismo, ya que la mayoría de los suelos son resultado de procesos geológicos que los han hecho irregulares en el espacio y en el tiempo.

Dada la influencia definitiva que los factores geológicos ejercen en la conformación del suelo, resulta importante realizar un reconocimiento geológico que nos informe respecto de los sedimentos, estratificación, fallas existentes, plegamientos, etc., y en base a esto nos permita juzgar sobre el tipo cantidad y profundidad de los sondeos a realizar.

b) Condiciones del suelo.

Las condiciones del suelo son otro factor fundamental a considerar al llevar a cabo la programación de exploraciones, ya que dependiendo de su constitución podrá cuantificarse el alcance que tendrá dicho programa.

Para cada caso particular, la cantidad y calidad de muestras a obtener y su ensaye, deberá atender también a la cantidad y calidad de la información que se pueda obtener de las mismas para determinar los parámetros necesarios para el cálculo, acordes con las teorías existentes de capacidad de carga, asentamientos, etc..

Así, si se va a cimentar una estructura importante sobre una capa bastante homogénea de arcilla, un programa ambicioso de muestreo y ensayes redituarán un buen ahorro en el costo de la obra, pues se podrán conocer con relati-

va exactitud la magnitud y la velocidad de los asentamientos que se presentarán, permitiendo tomar las medidas necesarias para construir una cimentación segura y económica. Sin embargo no se puede decir lo mismo respecto a un programa muy elaborado de muestreo y ensayos para una estructura situada sobre un suelo heterogéneo, ya que agregarían muy poco a la información que podría obtenerse determinando solamente las propiedades índice de varias muestras representativas. Para este caso, datos de mucho mayor significado se pueden obtener a menor costo y tiempo por medio de pruebas de penetración - estándar poco espaciadas que pondrían en evidencia las zonas débiles que pudiera haber entre perforaciones. El descubrimiento de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar.

Así, un programa elaborado de muestreo y ensayos será justificable en casos de perfiles simples o regulares, para los que existen las teorías necesarias para la determinación del comportamiento del suelo, en cambio no será justificable en el caso de perfiles erráticos.

La homogeneidad del suelo no es la única característica a considerar dentro de la constitución del suelo, pues existen otra serie de efectos como son el desarrollo de 'estructuras secundarias' (fisuras capilares, grietas, diaclasas, espejos de fricción, etc.) que pueden ocasionar que se caiga en una concepción errónea de los resultados de laboratorio, por lo que en el caso de suelos con estas características, la única guía de confianza que le queda al ingeniero consiste en su criterio, formado en la experiencia adquirida en el terreno con materiales similares y, en algunos casos, ensayos en sitio a gran escala.

c) Tamaño, importancia y tipo de estructuración de la obra.

Es evidente que el tamaño de una obra deberá ser considerado al realizar un programa de exploración, pues si la obra es de gran magnitud justificará la realización de una investigación a fondo del subsuelo, con lo que obtendremos los conocimientos necesarios para lograr ahorros importantes en el costo de la cimentación. No ocurre lo mismo en obras pequeñas de poca importancia en las que es preferible establecer criterios de diseño en base a factores amplios de seguridad, en vez de tener grandes egresos, seguramente no re-dituables, por la elaboración de ambiciosos programas de exploración.

El tamaño no es el único factor concerniente a la superestructura de la obra que se debe considerar en la elaboración del programa de exploración, pues existen otros como lo es la importancia de la obra a realizar, ya que deberá tomarse en cuenta, por ejemplo, el análisis de las consecuencias de su falla respecto a pérdidas de bienes o vidas, o en cuanto a asentamientos excesivos que impidan el funcionamiento adecuado de maquinaria o equipos sensibles a estos efectos. Asimismo, el tipo de estructuración en sí es un factor a considerar, pues su rigidez limita los asentamientos que pueden tolerarse desde el punto de vista estructural. Una estructura formada por elementos simplemente apoyados o articulados, podrá soportar asentamientos diferenciales de magnitud considerable sin sufrir daño alguno; en cambio, frente a la misma magnitud de asentamiento diferencial, la probabilidad de daño es mayor si la estructura fuera de tipo continuo.

Así pues, es evidente que la creación de un programa de exploración es un problema complejo dada la gran diversidad de circunstancias que se pueden presentar, circunstancias no definidas por el suelo, sino por el conjunto estructura-suelo, por lo que es indispensable que el ingeniero que realice -

el estudio de suelos tenga conocimiento de la magnitud, importancia y características estructurales de la obra a ejecutar.

El ingeniero deberá ubicarse, antes de tomar decisión alguna respecto a las exploraciones, dentro de marcos de referencia científicos y financieros para definir, de acuerdo con las características y posibilidades de la obra, la magnitud que deberá darse al programa de exploraciones.

En obras pequeñas de poca importancia quizá pueda proyectarse una cimentación adecuada sin mayor conocimiento que la geología de la zona, o quizá sea necesario contar con información adicional, en cuyo caso, debido a factores económicos, deberá bastar con sondeos de tipo preliminar, por lo que será conveniente realizarlos por los procedimientos más informativos, tales como la prueba de penetración estándar, o pozos a cielo abierto.

En obras grandes e importantes se requerirá de un conocimiento más exacto del comportamiento del suelo pero también se contará, en general, con mayores recursos para la exploración.

Separación y profundidad de los sondeos.

La distancia a que deben espaciarse los sondeos se halla por ahora gobernada principalmente por la costumbre, más que por consideraciones racionales. La normalización de la distancia a que deben espaciarse los sondeos tiene desventajas evidentes dada la gran variedad de perfiles del suelo que se pueden presentar, por lo que es preferible ajustar la distancia entre sondeos en base a los resultados de la investigación geológica y a los sondeos preliminares, que sugerirán la necesidad de realizar sondeos en algunas zonas.

En cuanto a la profundidad a que deben llevarse los sondeos tampoco es posible establecer reglas generales, pues para una estructura de dimensiones y pesos dados, la profundidad del suelo sobre la que tendrá influencia dependerá del tipo o tipos de estratos existentes.

Para fines de cimentación, en donde asentamientos y resistencias son los factores determinantes, el área de apoyo de las estructuras, concretamente el ancho, es de vital importancia, pues el efecto de las presiones superficiales aplicadas al suelo es netamente dependiente de ese concepto. En estos casos ha sido frecuente la recomendación práctica de explorar una profundidad comprendida entre 1.5B y 3B, siendo 'B' el ancho de la estructura por cimentar. Sin embargo, este criterio no es suficientemente riguroso y es preferible considerar las presiones transmitidas al subsuelo por las cargas superficiales y llevando los sondeos a una profundidad tal que los esfuerzos transmitidos desde la superficie ya no produzcan efectos de importancia; en la práctica esto suele lograrse cuando las presiones transmitidas llegan a ser del orden del 5 al 10% de las aplicadas (Ref. 13).

En otras ocasiones la profundidad de los sondeos se fijará con criterios muy diferentes. Un caso típico se tiene cuando los sondeos revelan la presencia de suelos muy blandos que obliguen a pensar en la conveniencia de cimentaciones piloteadas, apoyadas en estratos resistentes; en tales casos se hará necesario seguir la exploración hasta encontrar tales estratos, si existen a profundidades económicas, e inclusive rebasarlos para verificar que su espesor sea adecuado, y, en caso de que debajo de ellos sigan otros estratos blandos, aún será preciso investigar las características de éstos, para poder estimar los asentamientos y capacidad de carga con que se diseñen esos pilotes.

Generalmente es suficiente detener la exploración al llegar a la roca basal, si ésta aparece en la profundidad estudiada.

Para el caso de puentes, la determinación de la profundidad de los sondeos debe tomar en cuenta, además, otro factor importante: la socavación. Ya que el nivel de desplante de los apoyos del puente deberá quedar abajo de la cota máxima de la socavación producida por la avenida de diseño, para evitar su falla, será necesario el conocimiento de los materiales del suelo bajo esa cota.

Cualesquiera que sean las condiciones del subsuelo, el programa de exploraciones sólo permitirá obtener información relativa a la secuencia de materiales en los puntos de sondeo, e información sobre las propiedades significativas de lo que se cree son muestras representativas. De esta información, más bien fragmentaria, el proyectista tendrá que construir el perfil del suelo y estimar los valores medios de los parámetros del suelo necesarios para su análisis. A partir de este momento, se opera con materiales ficticios, por lo que el grado de seguridad de sus cálculos depende enteramente de la diferencia entre el suelo real y el ideal. Si una diferencia desfavorable de una naturaleza esencial no se detecta, se realizará un mal diseño a pesar de un adecuado programa de exploración del subsuelo.

Las causas de una mala interpretación de las condiciones del suelo pueden dividirse en tres categorías:

1. Influencia de los resultados de los ensayos de una excesiva alteración de las muestras o diferencias significativas entre los ensayos y las condiciones del terreno.
2. No reconocer correctamente las condiciones más desfavorables del suelo.
3. Un inadecuado contacto entre los organismo de proyecto y construcción, que impidan detectar diferencias significativas de las condiciones o de los procedimientos de construcción con respecto a los anticipados o especificados por el proyectista.

Por otra parte, en proyectos de importancia la instrumentación durante la construcción resulta imprescindible para complementar la información obtenida de las exploraciones, y permitir adaptar el proyecto a condiciones desfavorables del suelo no anticipadas.

Para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra dada y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo; por tal razón, éstos se describen en el siguiente inciso.

III.5.4 METODOS DE EXPLORACION

III.5.4.1 INTRODUCCION

Los principales métodos de exploración utilizados en Mecánica de Suelos son:

Métodos preliminares:

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- Métodos de lavado.

- Método de penetración estándar.
- Método de penetración cónica.
- Perforaciones en boleos y gravas.

Métodos definitivos:

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- Métodos con tubo de pared delgada.
- Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos:

- Método sísmico.
- Método de resistencia eléctrica.
- Métodos magnético y gravimétrico.

III.5.4.2 METODOS PRELIMINARES

a. Pozos a cielo abierto.

Este método consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones referentes al agua contenida en el suelo. Este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; el tipo de suelo de los diferentes estratos - atravesados influye también en los alcances del método en sí, ya que la excavación se encarece mucho cuando es necesario el uso de ademes.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los - diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son -- porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas de parafina. Las muestras inalteradas se labran con cuidado de las paredes del pozo, ya que el fondo generalmente se altera por los trabajadores que hacen la excavación. La muestra debe protegerse - contra la pérdida de humedad envolviéndola en manta impermeabilizada con -- breá y parafina.

b. Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales.

Este método consiste en introducir en el terreno por rotación la punta - helicoidal del barreno o la posteadora (ver fig. III.5) para luego retirar - los con el suelo que se les adhiere. En estos sondeos la muestra de suelo obtenida es completamente alterada.

En arenas colocadas bajo el nivel freático estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cu - charas especiales (ver fig. III.6).

En estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para - pruebas de clasificación y, en general, para aquellas pruebas que no requie - ran muestras inalteradas.

Un inconveniente de la perforación con barrenos se tiene cuando la se - cuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno - blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre - ambos, o aún la misma presencia del blando.

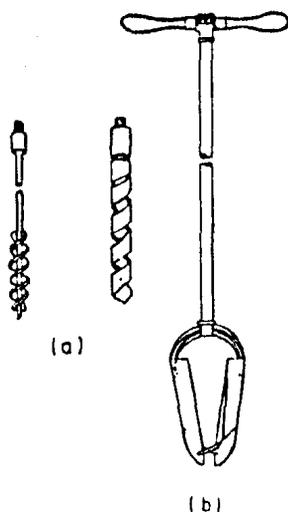


FIGURA III.5 Barrenos helicoidales (a) y posteadora (b).

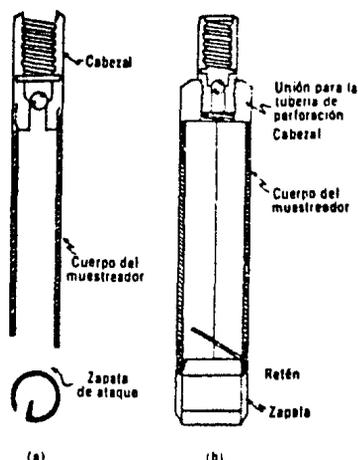


FIGURA III.6 Tipos de cucharas muestreadoras.

Estas perforaciones se utilizan también para profundizar exploraciones a cielo abierto y para limpieza de sondeos.

c. Método de lavado.

En este método se hince en el suelo un ademe a través del cual se introducirá la tubería de inyección con un trépano perforado de acero, acoplado en el extremo inferior. La operación consiste en inyectar, por medio de una bomba, agua en la perforación, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. A medida que se hace circular el agua, se levanta y baja la tubería de inyección, rotándola al bajar para romper el suelo que penetra. Repitiendo esta operación se avanza con la perforación, aumentando la tubería cuando sea necesario. La figura III.7 es un esquema del equipo de perforación y algunos modelos de trépanos perforados.

El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo o con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe realizarse un nuevo muestreo. La figura III.8 está formada por los muestreadores más usados.

Este método constituye un procedimiento rápido y económico para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo, no obstante que se pueden obtener errores en las fronteras de los estratos y las muestras obtenidas son completamente alteradas. El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración.

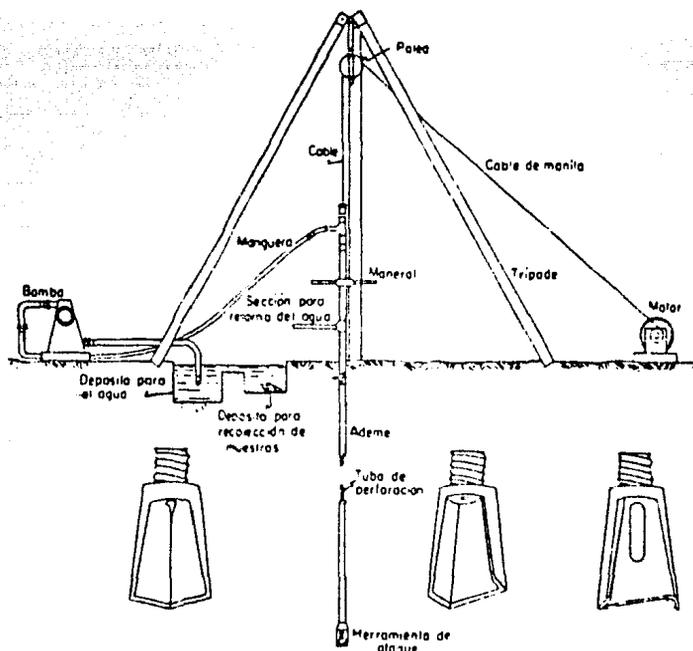


FIGURA III.7. Equipo de perforación para sondeo por lavado.

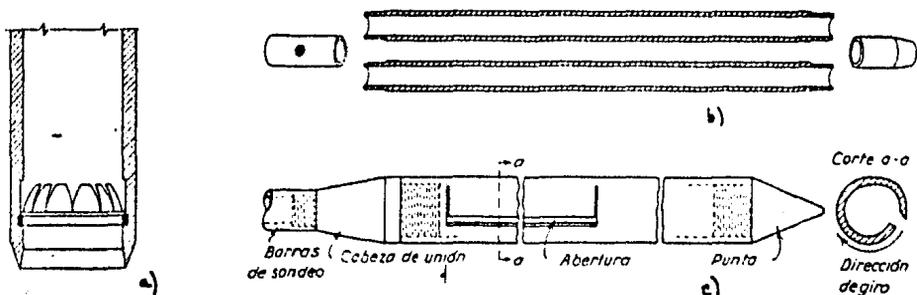


FIGURA III.8 Tipos de muestreadores.

- a) Diafragma para sostener la muestra (trampa de muelles)
- b) Sacamuestras de media caña
- c) Cucharón raspador

d. Método de penetración estándar.

Este método consiste en hincar, a golpes, un muestreador especial de punta biselada (penetrómetro estándar, fig. III.9), utilizando un martinete de 63.5 kg (140 libras) de peso, que cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) y contando el número de golpes necesarios para penetrar 30 cm. El muestreador es hueco (de media caña) y debe retirarse en cada avance de 60 cm para remover el suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

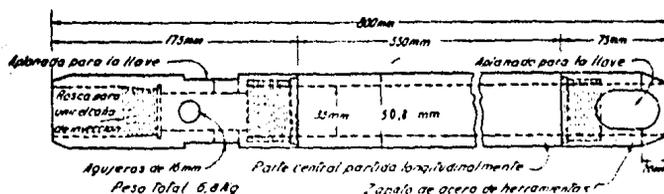
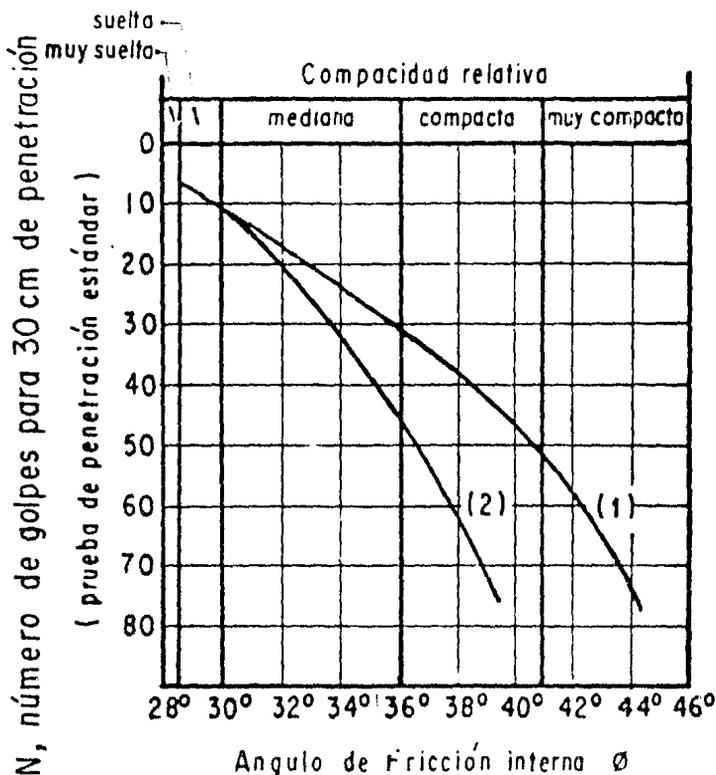


FIGURA III.9. Penetrómetro estándar.

La utilidad de este método radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ϕ en arenas, y el valor de la resistencia a la compresión simple 'qu' en arcillas, con el número de golpes necesarios para lograr la penetración especificada (Los 30 cm centrales del avance del muestreador)

En la práctica se ha realizado esta correlación en suelos friccionantes para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con 'qu' son menos dignas de crédito y no deben utilizarse de base para proyectos.

La figura III.10 corresponde a una correlación muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes (Ref. 13).



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
 (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

FIGURA III.10. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración y el ángulo de fricción interna en arenas (ϕ).

En las correlaciones de la figura III.10 no se toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes. En la figura III.11 se tienen los resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba (Ref.13)

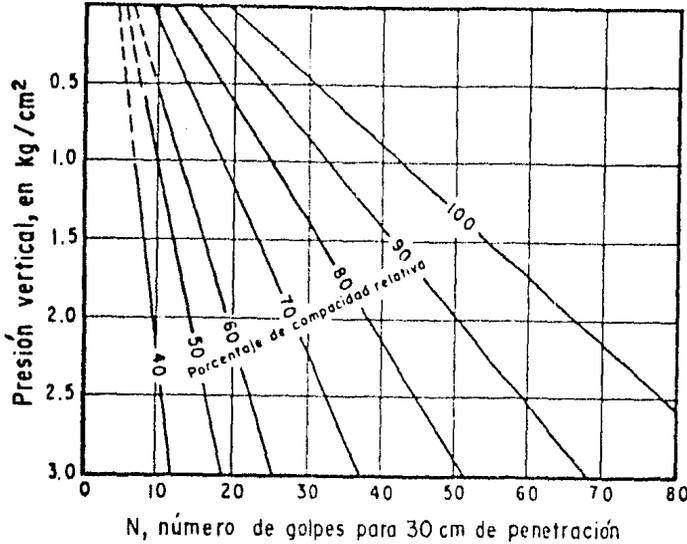


FIGURA III.11. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas .

La tabla III.2 muestra la relación aproximada entre el número de golpes necesarios para 30 cm de penetración estándar y la resistencia a la compresión simple 'qu' (Inciso III. 5.5.3.b) de las arcillas (Ref. 12).

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, qu. kg/cm ² .
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

TABLA III.2 .

Esta prueba es especialmente útil para explorar capas de suelo con estructura errática. Se usa para detectar lentes de material excesivamente -

blando entre los espacios de otras exploraciones, ya que los resultados obtenidos en perforaciones en suelos con estructura errática dejan un margen demasiado grande a la interpretación libre, a menos de que la distancia entre perforaciones sea muy pequeña, en cuyo caso el costo de las mismas suele ser prohibitivo, salvo que el área que se esté investigando sea también muy pequeña.

e. Método de penetración cónica.

Este método consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Este método puede ser estático o dinámico, según el procedimiento que se siga para el hincado. En el primer caso el penetrometro cónico se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en el segundo el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae de un modo análogo al de la prueba de penetración estándar, utilizando la misma energía para la penetración; también ahora se cuentan los golpes necesarios para 30 cm de penetración de la herramienta.

Para este tipo de pruebas no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo que los resultados son de muy dudosa interpretación y tampoco se obtienen muestras. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo no existe la dilación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba. Si la prueba se hace sin ademe existe gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, pero si se pone ademe se pierden las ventajas de economía sobre la prueba estándar, por lo menos parcialmente.

Puede decirse que las pruebas de penetración cónica son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

f. Perforaciones con boleos y gravas.

Para la perforación de estratos de boleos y gravas es necesario utilizar herramientas más pesadas que las descritas anteriormente, ya que difícilmente podrían ser perforados por ellas. Estas herramientas son del tipo de barrenos con taladros de acero duro que se suspenden y dejan caer al estrato en cuestión en repetidas ocasiones, manejándolos con cables. Así, estas herramientas son complementarias de cualquiera de los métodos de perforación citados anteriormente cuando se encuentran estos estratos durante la perforación, aunque en ocasiones se ha recurrido al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

III.5.4.3 METODOS DEFINITIVOS

a. Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

El método se describió anteriormente y sólo se hace notar que en el caso de sondeos definitivos se prefieren las muestras inalteradas cuya forma de extracción y protección se indicó ya en la sección anterior.

b. Muestreo con tubos de pared delgada.

Este método de sondeo consiste en hincar, mediante presión, un tubo muestreador de pared delgada en suelos cohesivos. La hince se debe efectuar -

ejerciendo presión continua y no a golpes o con algún otro método dinámico, ya que de esta manera se obtiene un grado de alteración mínimo.

Hincando el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la 'relación de áreas':

$$A_r (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

donde D_e es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Esta relación no debe exceder un 10% si la alteración debe ser minimizada.

En la figura III.12a se tiene uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada; las figuras III.12b y III.12c muestran un tipo más elaborado de muestreador a pistón, que tienen por objeto eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos del pozo entren en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retráctil, fig. III.12b) o bien fijando el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo, fig. III.12c).

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción, ya que la adherencia entre el suelo y el muestreador crece con el tiempo.

En arenas se tiene la misma dificultad y es necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una 'cohesión' que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador, por eso para este tipo de suelo es más recomendable la prueba de penetración estándar.

c. Métodos rotatorios para roca.

Estos métodos consisten en perforar capas de roca o bloques grandes de naturaleza rocosa con máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial de 'corazón', en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial que facilita la perforación. La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar; en rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como en el interior y exterior; en rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona, y en las rocas suaves, del tipo de lutitas y pizarras, basta usar broca de acero duro en dientes de sierra.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo.

Las máquinas perforadoras pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En

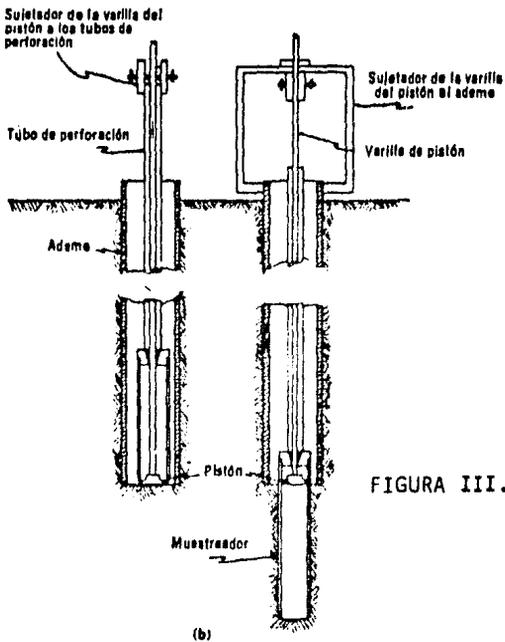
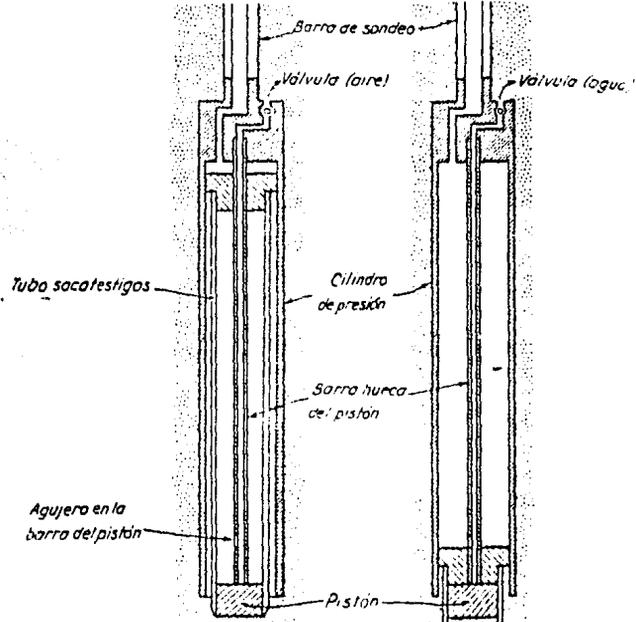
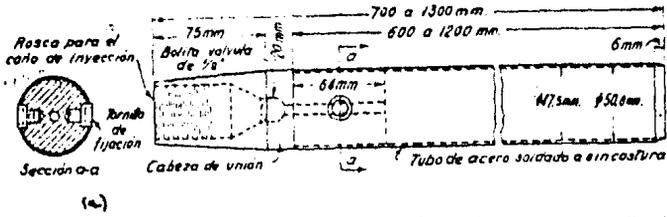


FIGURA III.12. Muestreadores de tubo de pared delgada .

el primer caso la velocidad de avance está supeditada a las revoluciones del motor y es prácticamente constante, logrando variaciones a la velocidad con un juego de engranajes adicional; en la segunda, por medio de un gato hidráulico colocado en el extremo superior de la barra, la velocidad de avance varía de acuerdo con la dureza del material que se va encontrando.

En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración. El éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente del balance de esos tres factores principales: velocidad de rotación, presión de agua, y presión sobre la broca, respecto al tipo de roca explorado.

En la figura III.13 se tiene el esquema de una máquina perforadora, muestreadores y algunos tipos de brocas.

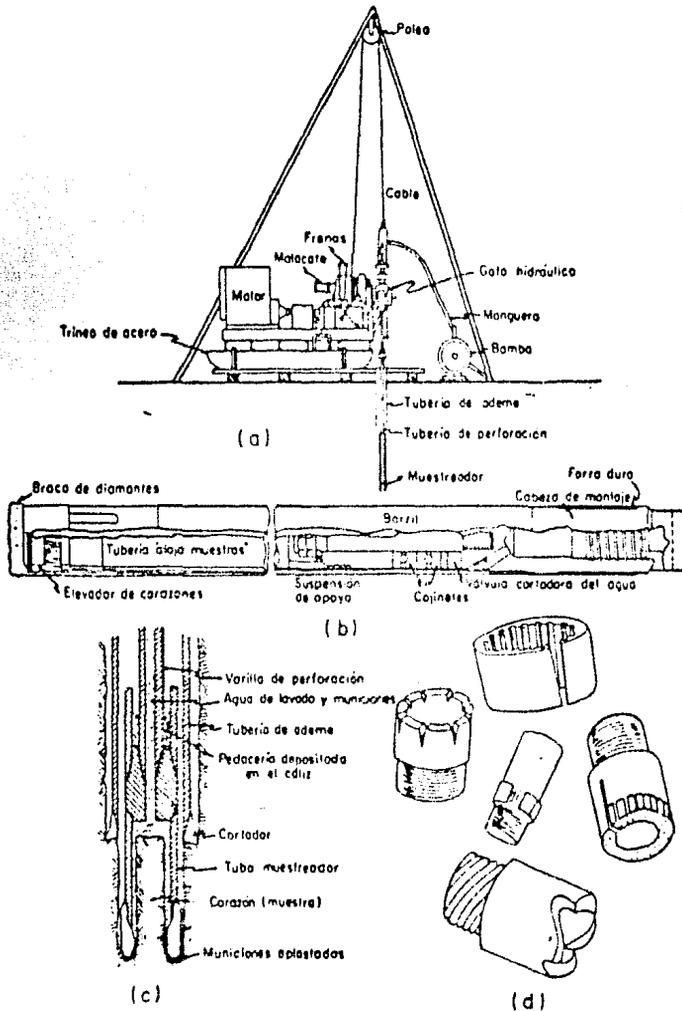


FIGURA III.13. Equipo para muestreo en roca. a) Máquina perforadora. b) Muestreador para broca de diamante. c) Muestreador tipo cáliz. d) Algunos tipos de brocas.

III.5.4.4 METODOS GEOFISICOS

Estos métodos consisten en obtener datos relativos a las condiciones del subsuelo sin la necesidad de realizar perforaciones. Se desarrollaron principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos se han aplicado sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a Mecánica de Suelos.

Entre los métodos geofísicos tenemos:

a. Método de resistividad eléctrica, que se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su través.

b. Métodos magnéticos y gravimétricos, que se basan en la determinación de la componente vertical del campo magnético terrestre y la aceleración - del campo gravitacional, respectivamente, en diversos puntos de la zona a explorar.

c. Método sísmico, que se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes materiales.

En Ingeniería Civil sólo los métodos sísmicos y de resistividad eléctrica se usan con alguna extensión, a veces conjuntamente. La principal aplicación del método sísmico es la de localizar la superficie de la roca basal. Si el espesor de la capa superior alterada de la roca es pequeña y la superficie de la roca no es muy dispereja, los resultados son usualmente de confiar. En realidad, si el depósito sedimentario superior contiene muchas piedras grandes, el relevamiento por medio de perforaciones suele resultar casi impracticable, mientras que un relevamiento sísmico puede ser tan simple y seguro como si las piedras no existiesen. En algunos casos también se puede determinar la profundidad de la superficie de un depósito de suelo resistente o duro situado debajo de sedimentos blandos. Como la velocidad de las ondas sísmicas es mucho mayor en el suelo saturado que en los no saturados, el método también puede usarse para localizar el nivel freático en suelos permeables. En cambio, la presencia de una capa blanda debajo de una resistente no puede ordinariamente ser detectada.

El método de resistividad es útil para definir los límites entre suelos de baja resistividad, como las arcillas blandas o los depósitos orgánicos - blandos, y los materiales de alta resistividad: arenas, gravas o roca. Los materiales que tienen baja resistividad se pueden detectar aún cuando se encuentren situados por debajo de otros de altas resistividades. El método se puede usar desde la superficie de una masa de agua. Por otro lado, no pueden usualmente detectarse los límites que separan un suelo orgánico y una arcilla blanda o aquellos que delimitan una arcilla resistente, un esquisto arcilloso blando o el que existe entre una arena suelta y una arenisca de grano grueso.

El método gravimétrico es útil para definir los límites entre suelos de pesos unitarios muy distintos. En todas las aplicaciones la interpretación requiere la calibración del equipo con materiales conocidos en el área inmediata a su aplicación.

Bajo condiciones favorables los métodos geofísicos han dado buenos resultados para determinar la posición de los límites entre los diferentes estratos de suelos y obtener datos respecto de las propiedades físicas de los mis

mos. No obstante, en muchos casos, los resultados de tales relevamientos - han conducido a conclusiones totalmente erróneas. Por ello, no se debe confiar en los métodos geofísicos a menos que sus resultados sean verificados - con perforaciones.

Aunque estos métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, no - proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

III.5.5 PRUEBAS DE LABORATORIO

III.5.5.1 INTRODUCCION

Es en esta etapa de los estudios de Mecánica de Suelos en donde las muestras alteradas e inalteradas obtenidas del Programa de Exploraciones deben someterse a ciertas pruebas índice y/o mecánicas, con el fin de intuir o conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio. De estas pruebas se desprenderán los datos o consideraciones de proyecto.

Las pruebas índice nos servirán para identificar el suelo y determinar en forma cualitativa sus características mecánicas e hidráulicas. Las pruebas mecánicas nos proporcionarán datos más específicos en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad del suelo, o sea, no definirán cuantitativamente sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

Las pruebas índice más comunes son:

- Granulometría.
- Contenido de agua.
- Límites de consistencia.
- Identificación.
- Peso volumétrico.
- Densidad de sólidos.
- Relación de vacíos.

Y las pruebas mecánicas, que en términos generales interesa realizar, son:

- + Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.
- + Prueba de compresión simple.
- + Pruebas de compresión triaxial.
- + Prueba de consolidación unidimensional estándar.

Para la ejecución de obras pequeñas, de poca importancia, puede ser suficiente la realización de algunas pruebas índice, de las que se obtendrían resultados definitivos; en el caso de obras importantes ya puede ser necesaria la realización de algunas de las pruebas mecánicas, considerando los criterios comentados para la realización de exploraciones preliminares y definitivas.

III.5.5.2 PRUEBAS INDICE

III.5.5.2.a GRANULOMETRIA

El análisis granulométrico de un suelo se realiza para determinar su distribución y porcentaje de tamaños de partículas con el fin de intuir su comportamiento, o simplemente para clasificarlo. Este análisis consiste en determinar el tamaño de los granos que componen un suelo ya sea por cribado, por el método del hidrómetro o bien, combinando ambos métodos.

El primer método se utiliza para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo: generalmente se llega así hasta el tamaño -

correspondiente a la malla No. 200 (0.074 mm) (mallas U.S. Bureau of Standards, tabla III.3). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. En la siguiente tabla se muestran las mallas del U.S. Bureau of Standards con sus correspondientes aberturas; las mallas señaladas con asterisco son las más utilizadas en pruebas de rutina (Ref. 13).

Número	Abertura mm	Número	Abertura mm
4"	101.6	16	1.19
2"*	50.8	20*	0.840
1"*	25.4	30	0.590
3/4"*	19.1	40*	0.420
1/2"*	12.7	50	0.297
3/8"*	9.52	60*	0.250
1/4"	6.35	70	0.210
4 *	4.76	100*	0.149
6	3.36	140	0.105
8	2.38	200*	0.074
10 *	2.00	270	0.053
12	1.68	400	0.037

TABLA III.3. Mallas del U.S. Bureau of Standards

El método del hidrómetro se aplica a la porción de suelo que pasa la malla No. 200. El método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de las partículas es función de su tamaño; la ley fundamental de que se hace uso es debida a Stokes: aplicando esta ley se obtiene el 'diámetro equivalente' de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo peso específico de sólidos (S_s) que el suelo, que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real. Este diámetro puede ser mucho menor que el diámetro real de las partículas muy finas ya que su forma más frecuente es laminar, de aquí que los resultados obtenidos por el método del hidrómetro no sean comparables con los obtenidos por cribado.

La forma más conveniente para representar el análisis granulométrico es a través de una gráfica semilogarítmica en la que las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente, y las abscisas, al tamaño de las partículas, en escala logarítmica. La línea que une todos los puntos que representan la composición granulométrica de un suelo se llama 'Curva Granulométrica' de dicho suelo. La forma de la curva da una idea de la distribución granulométrica del suelo: una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños (suelo bien graduado), en tanto que un suelo formado por un solo tamaño de partículas (suelo uniforme) estará representado por una línea vertical. En la figura III.14 se tienen las curvas granulométricas de algunos suelos (Ref. 13).

La forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo (Ref. 12). Por ejemplo, a medida que la edad

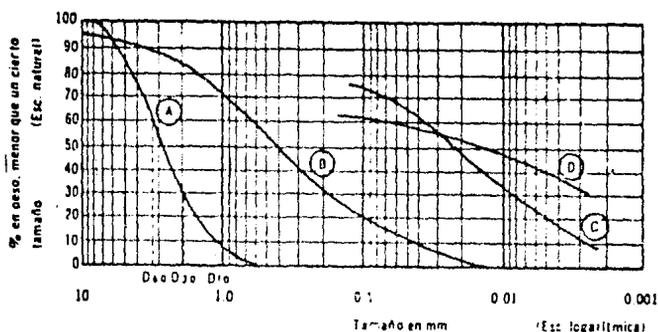


FIGURA III.14. Curvas granulométricas de algunos suelos.
 A- Arena muy uniforme, de Cd. Cuauhtemoc, México.
 B- Suelo bien graduado, Puebla, México.
 C- Arcilla del Valle de México (con hidrómetro).
 D- Arcilla del Valle de México (con hidrómetro).

geológica del suelo aumenta, el tamaño medio de sus granos disminuye a causa de la descomposición de sus elementos, haciéndose la curva granulométrica - más suave (aunque curvas similares también son representativas de suelos de origen glaciar o fluvio-glaciar). La ausencia de granos de tamaño medio en suelos sedimentarios es común en las mezclas de arena y grava depositadas - por ríos de corriente rápida que llevaban en suspensión un exceso de sedi - mentos. Una quebradura neta de la curva granulométrica puede indicar que el suelo ha sido formado por el depósito simultáneo de los sedimentos trans portados por dos agentes distintos. Así, observando características como las señaladas en las curvas granulométricas se puede reducir el riesgo de - errores en la interpretación de los datos obtenidos mediante perforaciones.

Como una medida de la uniformidad de un suelo Allen Hazen propuso el - 'Coeficiente de uniformidad', que se define:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{EC. III.2}$$

donde:

D_{60} = Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} = 'Diámetro efectivo'; que es el tamaño tal que sea igual o menor que - el 10%, en peso, del suelo.

Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se tie - ne el 'Coeficiente de curvatura' del suelo:

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad \text{EC. III.3}$$

donde D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta rela -

ción tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

En cuanto al comportamiento del suelo a partir de su granulometría solamente en suelos gruesos la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material, ya que la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados tienen un comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme. Cabe notar que aún en suelos gruesos su comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la capacidad, forma y orientación de sus granos y no tanto por su granulometría.

En suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que resulta inútil el conocimiento de su granulometría.

Los datos obtenidos de una curva granulométrica se pueden utilizar para analizar la susceptibilidad de los suelos granulares a licuarse (en función de D_{10} , C_u y n), la susceptibilidad al agrietamiento de terraplenes y del suelo a la tubificación, para la obtención de coeficientes de permeabilidad y para el diseño de filtros. En la referencia 14 se tienen relaciones y gráficas empíricas en relación a lo arriba citado, así como gráficas para diseño de filtros; esas relaciones y gráficas, que no se incluyen en este trabajo, proporcionan parámetros conservadores que pueden usarse solamente con fines de prediseño.

Clasificaciones de suelos basadas en la granulometría.

Las clasificaciones de suelos basadas en las características granulométricas se usan principalmente para descripciones generales o preliminares. Existen muchas clasificaciones basadas en este criterio y no necesariamente definen a las diferentes fracciones de suelo con los mismos intervalos de tamaños, y la principal objeción que puede hacerse a estas clasificaciones es la de designar a las fracciones más finas de suelo como 'limos' o 'arcillas', siendo que esos nombres se usan en Ingeniería para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas. Así, al referirse a un tipo de suelo según su granulometría deberá acompañarse de valores numéricos que indiquen los límites del tamaño de partículas que abarca.

Las siguientes son algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños (Tabla III.4).

III.5.5.2.b CONTENIDO DE AGUA

El conocimiento del contenido de agua (w) de una muestra de suelo es indispensable para valuar sus relaciones volumétricas y gravimétricas y para determinar sus límites de consistencia. El contenido de agua o 'Humedad' se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso de su fase sólida. Se expresa comúnmente como un porcentaje:

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad \text{EC. III.4}$$

donde:

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (Peso del agua).

(1) CLASIFICACION INTERNACIONAL		
MATERIAL	CARACTERISTICA	TAMAÑO (mm)
Arena	Gruesa	0.2 a 2.0
	Fina	0.02 a 0.2
Limo	—	0.002 a 0.02
Arcilla	—	0.0002 a 0.002
Ultra-Arcilla	—	0.0002
(2) CLASIFICACION M.I.T.		
Arena	Gruesa	0.6 a 2.0
	Media	0.2 a 0.6
	Fina	0.06 a 0.2
Limo	Grueso	0.02 a 0.06
	Medio	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Media	0.0002 a 0.0006
	Fina (coloides)	0.0002
(3) CLASIFICACION UTILIZADA EN ALEMANIA		
Piedra		Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	—	0.00002 a 0.0002

(1) Basada en otra desarrollada en Suecia.

(2) Propuesta por G. Gilboy y adoptada por el M.I.T.

(3) Basada en una proposición original de Kopecky.

TABLA III.4. Algunas clasificaciones granulométricas (Ref. 13)

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (Peso de los sólidos).

El procedimiento para obtener 'w' consiste en pesar la muestra para obtener W_m (Peso de la masa), a continuación se seca la muestra al horno con una temperatura de 105 °C a 110 °C durante 18 o 20 horas y se vuelve a pesar para obtener W_s . Ahora $W_w = W_m - W_s$, con lo que podemos determinar el contenido de agua.

El contenido de agua natural de un suelo es el que se obtiene al ejecutar la prueba con muestras que han sido debidamente protegidas contra la pérdida de humedad, al efectuarse los trabajos de exploración. El contenido de agua

natural puede tener valores desde cero hasta 800% o mayores. En la tabla - III.5 se presentan algunos valores típicos, referencia 14.

TIPO DE SUELO		w(%)
Arena uniforme	Suelta	32
	Densa	19
Arena bien graduada	Suelta	22
	Densa	9
Limo	Baja plasticidad	30
	Alta plasticidad	80
Arcilla inorgánica	Blanda	45
	Dura	22
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70
	Alto contenido de materia orgánica	110
Bentonita	blanda	194

TABLA III.5. Valores típicos del contenido de agua para diferentes suelos.

III.5.5.2.c LIMITES DE CONSISTENCIA

Los límites de consistencia, en especial el límite líquido y el límite plástico, de una muestra de suelo fino son necesarios para obtener los parámetros que definen su plasticidad y así estimar cualitativamente las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo.

La plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agritarse. Atterberg hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y que depende de su contenido de agua. Atterberg definió los siguientes 'estados de consistencia' en que puede estar un suelo susceptible de ser plástico, en función de su contenido de agua en orden decreciente:

Estado Líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

Estado Semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.

Estado Plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.

Estado Semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido - pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

Estado Sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

A las fronteras convencionales entre los diferentes estados de consistencia se les da el nombre de 'Límites de Consistencia', de los cuales tres son de importancia en la Mecánica de Suelos; estos son:

Límite Líquido (LL), frontera entre los estados semilíquido y plástico.

Límite Plástico (LP), frontera entre los estados plástico y semisólido.
 Límite de Contracción (LC), frontera entre los estados semisólido y sólido.

La determinación del límite líquido se realiza mediante la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande; se define como el contenido de agua del suelo para el cual la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2"), con 25 golpes en la copa. El límite líquido indica el contenido de agua para el cual el suelo tiene una cierta consistencia, con una resistencia al corte de 25 g/cm².

El límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva Contenido de Agua-Número de golpes en papel semilogarítmico. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. La curva anterior, llamada de fluidez, es una recta para valores de contenido de agua cercanos al límite líquido; su ecuación es:

$$w = F_w \log N + C \quad \text{EC. III.5}$$

donde:

- w = Contenido de agua.
- F_w = Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua en un ciclo de la escala logarítmica.
- N = Número de golpes.
- C = Constante que representa la ordenada en la abscisa de un golpe.

El límite plástico se define como el contenido de agua para el cual se fractura un rollito de suelo de 3 mm (1/8") de diámetro al rolarse con la palma de la mano sobre una hoja seca de papel o sobre una placa de vidrio. La resistencia de diferentes suelos arcillosos en el límite plástico no es constante como en el caso del límite líquido.

El límite de contracción se define como el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando. Terzaghi sugirió un método simple para su determinación que, esencialmente, consiste en medir el peso y el volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua. De esta idea se deduce (Ref. 13):

$$LC (\%) = \left(\frac{V_m \gamma_o}{W_s} - \frac{1}{S_o} \right) 100 \quad \text{EC. III.6}$$

o bien:

$$LC (\%) = \left(\frac{1}{S_m} - \frac{1}{S_o} \right) 100 \quad \text{EC. III.7}$$

donde:

- γ_o = Peso específico del agua destilada.
- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (Volumen de la masa)

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo (Densidad de sólidos) (Inciso III.5.5.2.f)

S_m = Peso específico relativo de la masa del suelo = $\frac{\rho_{ms}}{\rho_o} = \frac{W_m}{V_m \rho_o}$

ρ_{ms} = Peso específico de la masa del suelo = W_m/V_m .

W_m = Peso total de la muestra de suelo (Peso de la masa).

Nótese que $W_m = W_s$ ya que se trabaja, para la aplicación de las expresiones anteriores, con una muestra totalmente seca : $W_w = 0$.

Este límite se manifiesta visualmente por un cambio característico de tono oscuro a más claro que el suelo presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente.

Los límites de consistencia líquido y plástico definen el intervalo plástico del suelo y reciben el nombre particular de 'Límite de Plasticidad'. - Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena que podría ser agregada al suelo sin que perdiera por completo su plasticidad, cantidad que resultó ser fácilmente relacionable con la diferencia entre los contenidos de agua de los límites de plasticidad. A esta diferencia de contenido de agua se le denominó 'Índice Plástico' o 'Índice de Plasticidad':

$$I_p = LL - LP$$

EC. III.8

Y los parámetros que definen la plasticidad de un suelo son el límite líquido y el índice plástico.

Cuando dos suelos tienen los mismos límites de plasticidad o el mismo índice plástico, pero diferentes curvas de fluidez, el suelo cuya curva sea más tendida, es decir la de menor índice de fluidez (f_w), tendrá mayor resistencia en el límite plástico; la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla en el límite plástico es una medida de su tenacidad, por lo que puede decirse que la tenacidad de las arcillas de igual índice plástico crece a menor índice de fluidez. En las arcillas muy plásticas, la tenacidad en el límite plástico es alta, debiéndose aplicar con las manos considerable presión para formar los rollitos; por el contrario, las arcillas de baja plasticidad son poco tenaces en el límite plástico.

Se define el 'Índice de Tenacidad' como la relación entre el índice plástico y el índice de fluidez, para tener una medida relativa de la tenacidad del suelo:

$$T_w = \frac{I_p}{f_w} = \log \frac{S_2}{S_1}$$

EC. III.9

donde:

$S_1 = 25 \text{ g/cm}^2$, resistencia al esfuerzo cortante de los suelos plásticos en el límite líquido.

$S_2 =$ Resistencia al esfuerzo cortante en el límite plástico.

El índice de tenacidad generalmente varía entre 1 y 3 y rara vez alcanza valores de 5 o menores de 1.

Entre los diversos métodos posibles para representar y comparar las propiedades de plasticidad de los suelos, es preferible uno debido a Arturo Casagrande; es un método gráfico en el que se dibujan como abscisas los lími-

tes líquidos y como ordenadas los índices plásticos. A dicho gráfico se le denomina 'Carta de Plasticidad. (Fig. III.15). En esta carta, los suelos se agrupan en forma específica de acuerdo a sus características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas. Los suelos cuyas partículas finas exhiben mayores características de plasticidad se sitúan en la parte superior de la carta; los suelos con alto contenido de materia orgánica, así como aquellos que contienen finos de baja plasticidad se sitúan en las zonas bajas. Esto dió origen a que se fijara una línea que sirviera de frontera entre los grupos de suelos mencionados. Esta línea, empíricamente definida, pasa por los puntos de coordenadas (20,0) y (50,22) y es comúnmente conocida como 'Línea A'. La compresibilidad de los suelos está íntimamente ligada al valor del límite líquido, aumentando con el valor de éste, al permanecer los demás factores constantes. En la mayoría de los suelos formados por partículas finas, cuyo origen no sea volcánico, es poco frecuente un límite líquido mayor de 100%, en base a lo cual se subdivide a estos materiales en suelos de baja a media compresibilidad con límite líquido menor de 50% y los de alta compresibilidad con límite líquido mayor de 50%. En la carta de plasticidad la línea vertical trazada por el punto (50,0) es conocida como 'Línea B', y divide a los grupos anteriores.

En la carta de plasticidad se sitúan los grupos de suelos citados utilizando símbolos para su representación; el significado de estos símbolos y algunas características de esos grupos se incluyen en el inciso III.5.5.2.d. En la figura III.15 se tiene la carta de plasticidad tal como se usa actualmente.

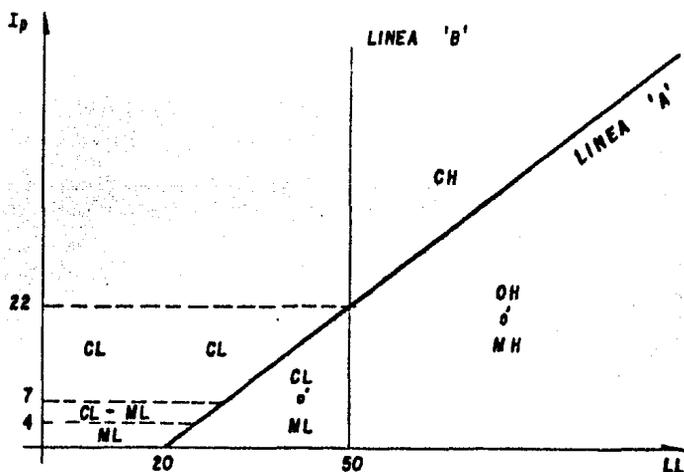


FIGURA III.15. Carta de Plasticidad .

El principal uso de la carta de plasticidad está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los parámetros que definen su plasticidad, el límite líquido y el índice plástico; la posición del suelo en la carta indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características del grupo en el que se ubique. La experiencia en el

trabajo con suelos que intervienen en la carta de plasticidad ha confirmado - algunas relaciones entre los parámetros de plasticidad y el comportamiento - del suelo. Estas relaciones se resumen en la tabla III.6.

Característica	Límite líquido constante, pero índice plástico creciente	Índice plástico constante, pero límite líquido creciente
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	—
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

TABLA III.6

En la tabla anterior se menciona la razón de variación volumétrica, que es la rapidez con la que los suelos cambian su volumen cuando varían las condiciones de esfuerzo a que están sometidos.

Una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla III.6 se muestra en la figura III.16 (Ref. 13). En ella se ve en forma clara la dirección de variación de algunas propiedades de interés, tomando en cuenta tanto los cambios de límite líquido, como de índice plástico de los suelos.

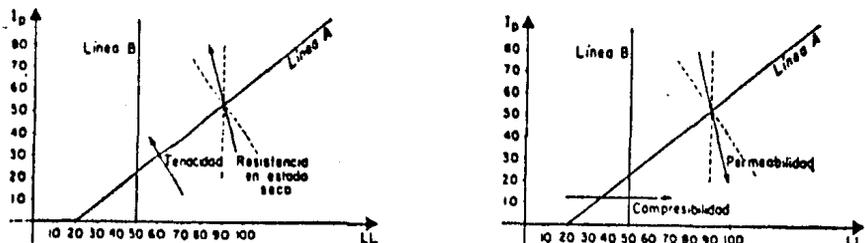


FIGURA III.16. Dirección de variación de algunas propiedades físicas de los suelos en la Carta de Plasticidad .

Los límites de plasticidad se pueden utilizar también para la determinación de algunos parámetros que se pueden correlacionar con diferentes propiedades mecánicas o características del suelo tales como la resistencia a la compresión simple (Inciso III.5.5.3.b), ángulo de fricción interna y sensibilidad (Ver inciso III.5.8) de las arcillas. El 'Índice de Liquidez' del suelo se define:

$$I_L = \frac{w - LP}{LL - LP} = \frac{w - LP}{I_p} \quad \text{EC. III.10}$$

donde todas las literales son conocidas.

La resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas uniformes con un índice de liquidez cercano a la unidad varía comúnmente entre 0.3 y 1.0 kg/cm²; en aquellas con un índice de liquidez cercano a cero, dicho valor está comprendido, en general, entre 1 y 5 kg/cm² (Ref. 12).

El ángulo de fricción interna ϕ de arcillas inalteradas normalmente consolidadas se puede estimar con la ayuda de la figura III.17 a partir del índice de plasticidad del suelo (Ref. 12).

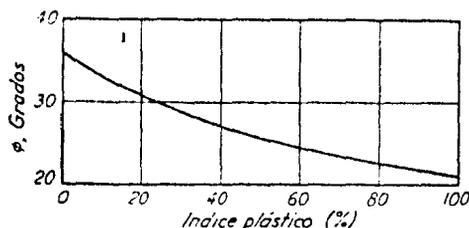


FIGURA III.17. Relación entre ϕ en condiciones drenadas y el índice de plasticidad para arcillas de sensibilidad media a baja.

El valor de ϕ obtenido de la figura anterior puede tener una dispersión del orden de 5° para la mayoría de las arcillas, aunque puede ser aún mayor, por lo que esta figura deberá utilizarse solamente para tener una idea del ángulo de fricción interna del suelo en estudio (Ref. 12).

En la figura III.18 se relaciona el índice de liquidez del suelo con su sensibilidad al remoldeo (Ref. 14).

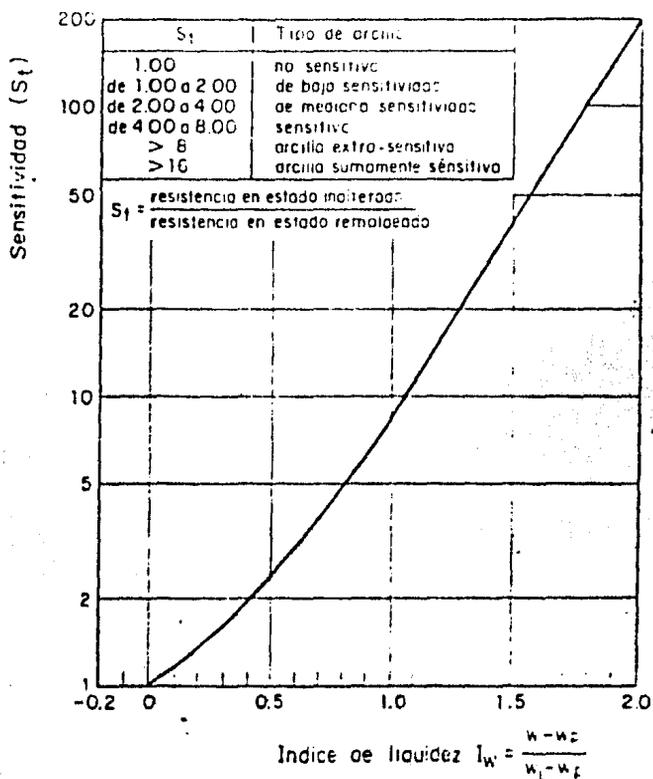


FIGURA III.18. Relación entre I_L y la sensibilidad en arcillas.

III.5.5.2.d IDENTIFICACION

La identificación de un suelo consiste en encasillarlo dentro de un sistema de clasificación en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe.

Un sistema de clasificación de suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades similares. El propósito es permitir estimar las propiedades de un suelo por comparación con suelos de la misma clase. Sin embargo, son tantas las propiedades diferentes de los suelos que interesan a los ingenieros y tantas las combinaciones de estas propiedades en cualquier depósito natural de suelo, que cualquier sistema de clasificación universal parece impracticable. En su lugar los grupos o clases se basan en aquellas propiedades que son más importantes de acuerdo con el carácter particular de la obra de ingeniería para la cual se ha desarrollado la clasificación. Como resultado de los estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación de la Mecánica de Suelos se tiene el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Este sistema es una modificación del Sistema de Clasificación de Aeropuertos propuesto por A. Casagrande. El SUCS identifica al suelo grueso por su distribución granulométrica y al suelo fino por sus características de plasticidad y a través de la Carta de Plasticidad.

El SUCS identifica al suelo como 'grueso' cuando más del 50% en peso es retenido por la malla # 200 (0.074 mm, mallas del U.S. Bureau of Standards, tabla III.3) y 'fino' cuando más del 50% en peso pasa dicha malla. Los suelos gruesos tienen como frontera superior la malla de 3" (76.2 mm).

Los suelos gruesos se dividen en dos grupos generales: cuando más del 50% en peso es retenido por la malla # 4 (4.76 mm) se denominan 'gravas' con símbolo genérico 'G' (gravel) y cuando más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla # 4 se denominan 'arenas', con símbolo genérico 'S' (sand).

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado, símbolo 'W' (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GW y SW. Para que el suelo se considere limpio su contenido de finos debe ser menor del 5%, buscándose con esto la certeza de que los finos no produzcan cambios apreciables en las características de resistencia y drenaje de la fracción gruesa. La grava se considera bien graduada si su coeficiente de uniformidad (inciso III.5.5.2.a) es mayor de 4 y el de curvatura está comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas, se consideran bien graduadas si su coeficiente de uniformidad es mayor de 6 y el coeficiente de curvatura, al igual que en el caso de las gravas, se encuentra entre 1 y 3.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado, símbolo 'P' (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GP y SP. Estos tipos de suelos deben satisfacer los requisitos seña

lados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen con los requisitos de graduación indicados para considerarlos como bien graduados.

3. Material con cantidad apreciable de finos plásticos, símbolo 'M' (del sueco 'mo' y 'mjala'). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GM y SM. El material se considera dentro de este grupo si su contenido de finos es tal que influye en las características de resistencia, esfuerzo-deformación y drenaje de la fracción gruesa. Esto ocurre, según se ha visto, cuando el porcentaje de finos es superior al 12%, en peso. -- Además, se debe cumplir que la plasticidad de la fracción que pase la malla # 40 varíe entre nula y media, localizándose en la carta de plasticidad bajo la línea $I_p = 4$ o bien bajo la línea 'A'.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos, símbolo 'C' -- (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC. Igualmente que en los dos grupos anteriores el contenido, en peso, de finos debe ser mayor del 12%. En estos grupos los finos son de mediana a alta plasticidad, situándose la fracción que pase la malla # 40 sobre la línea 'A'; además, el índice plástico debe ser mayor que 7.

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo deberán usarse símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Así, un material bien graduado, con menos de 5% de finos y con fracción gruesa formada por iguales proporciones de grava y arena se denomina GW-SW. Un suelo mal graduado con más de la mitad de las partículas retenidas por la malla # 4 y con contenido de finos de plasticidad media a alta, entre 5 y 12%, se denomina GP-GC.

Los suelos finos se dividen en tres grupos generales:

1. Limos inorgánicos, de símbolo genérico 'M' (del sueco 'mo' y 'mjala').
2. Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico 'C' (clay).
3. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico 'O' (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido (inciso III.5.5.2.c), en dos grupos:

a) Si el límite líquido es menor de 50% se añade al símbolo genérico la letra 'L' (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL, que son suelos de compresibilidad baja o media.

b) Si el límite líquido es mayor de 50% se añadirá la letra 'H' (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH, suelos de alta compresibilidad.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como las turbas y los suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo 'Pt' (peat, turba). El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente abajo de la línea 'A'; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Al igual que en el caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera.

De lo anterior, para el caso de suelos finos, resultan 6 grupos generales que aparecen situados en sus respectivas zonas en la Carta de Plasticidad (figura III.15 e incluida en la tabla III.7). En esa carta se sitúan también los suelos CL-ML considerados como casos de frontera con índice plás

tico comprendido entre 4 y 7%. En el inciso anterior (III.5.5.2.c) se hizo ya referencia al uso de la carta de plasticidad.

El SUCS no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico, y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

Identificación en campo.

Otra ventaja del SUCS es que también ofrece criterios para la identificación del suelo en el campo, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta.

En el caso de suelos gruesos, la identificación en campo se hace sobre una base prácticamente visual. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño de 1/2 cm como equivalente a la malla # 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla # 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista. Para la diferenciación entre suelos bien o mal graduados se requiere bastante experiencia, la que se obtiene comparando graduaciones estimadas con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos que se tenga oportunidad.

Para la identificación de los suelos finos, o bien de la fracción fina de los suelos gruesos, se deben ejecutar las pruebas de dilatancia, resistencia en el estado seco y tenacidad, las cuales se describen en la tabla III.7. Adicionalmente a estas pruebas, características tales como el color y el olor del material nos proporcionarán información sobre la presencia de materia orgánica en el suelo. Con respecto al color, existen en general algunos criterios: por ejemplo, el color negro y otros tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos. Con respecto al olor, los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

La tabla III.7 presenta en forma resumida el SUCS, en conjunto.

En la tabla III.8 se presenta gráficamente un procedimiento auxiliar para identificar el suelo en estudio.

En las tablas III.9 y III.10 se dan algunas propiedades mecánicas correlacionadas con la clasificación de los suelos cuando se pretende emplearlos en terraplenes y cuando se presentan en una cimentación (Ref. 14).

III.5.5.2.e PESO VOLUMETRICO

La determinación del peso volumétrico del suelo es necesaria para valuar sus relaciones volumétricas y gravimétricas y para el cálculo de los esfuerzos efectivos y totales en los análisis de cimentaciones, estabilidad de taludes, etc.. Esta prueba se utiliza como método de control para determinar la efectividad de la compactación en terraplenes y caminos.

El peso volumétrico o peso específico se define como la relación entre el peso de la muestra y su volumen total. Así:

$$\gamma_w = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad \text{EC. III.11}$$

donde γ_m es el peso específico de la masa del suelo, y las demás literales son ya conocidas.

El volumen de la masa se valuará labrando la muestra original a una forma geométrica simple, o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado entre su peso específico da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra); W_m se conoce pesando la muestra de suelo.

En la tabla III.11 se presentan los valores típicos del peso volumétrico seco (γ_d) de algunos suelos (Ref. 14).

III.5.5.2.f DENSIDAD DE SÓLIDOS

La densidad de sólidos (S_s) de una muestra de suelo es necesaria para valuar sus relaciones volumétricas y gravimétricas, además de servir para fines de clasificación.

La densidad de sólidos, o peso específico relativo de sólidos, se define como la relación entre el peso específico de la fase sólida del suelo ($\gamma_s = W_s/V_s$) y el peso específico del agua destilada (γ_o), a 4 °C y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. Así:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad \text{EC. III.12}$$

Donde V_s es el volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos), y las demás literales son conocidas.

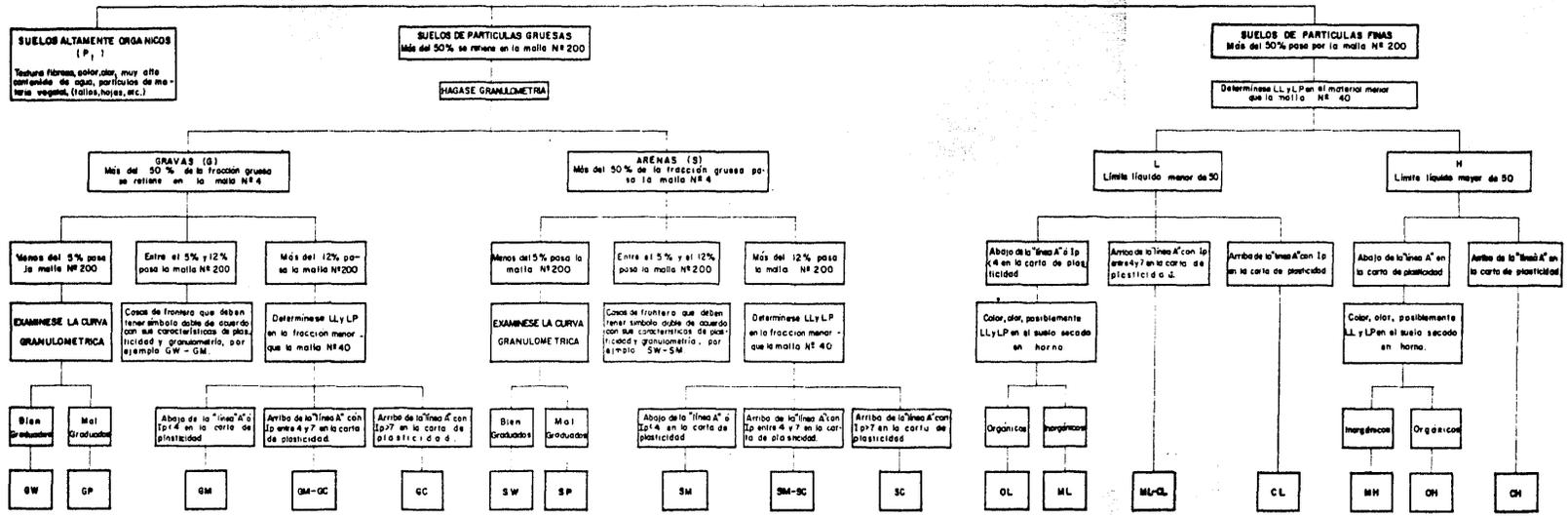
En el caso de suelos cohesivos y arenas finas, el procedimiento que se sigue en el laboratorio para determinar S_s consiste en hacer con la muestra de suelo y agua destilada una pasta, colocarla con agua suficiente para tener un volumen de 150 cm³ en el vaso del agitador mecánico y agitarla durante 15 mi-

T. III. 8

TABLA III.8

PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S.U.C.S.

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GROSAS O DE PARTICULAS FINAS. EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200



NOTA - Los tambores de los mallas son de la U.S. Estándar

Hipo de suelo	Permeabilidad	Resistencia a la tubificación	Resistencia al corte	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad	
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad simple y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente.	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados	Muy buena	
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta				Muy buena	
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta				Muy buena	
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta	
GM	Semipermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4). Si el material contiene menos del 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Mediana a alta Mediana a baja Mediana a alta Mediana a baja	Media si mal compactados	Muy buena	
GC	Impermeable	Muy alta	Alta			Baja	Muy buena	
SM	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta			Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta	
SC	Impermeable	Alta	Alta a media			Muy baja	Buena a correcta	
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Baja			Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación	Media a alta si mal compactados	correcta a muy pobre
MH	Muy impermeable	Media a alta	Media			Muy baja	Buena a correcta	
CL	Impermeable	Alta	Media a baja			los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Media a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CH	Muy impermeable	Alta	Baja a media				Muy baja	Muy pobre
OL	Impermeable	Media	Baja	Correcta a pobre				

TABLA III.9. Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación.

CLASE DE SUELO	SUELOS GRUESOS LIMPIOS (GW, GP, SW, SP)	SUELOS GRUESOS CON FINOS (GM, GC, SM, SC)	SUELOS FINOS (MH, ML, CH, CL, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no estar figurado. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Compresibilidad expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en el caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas suturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración, las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuefacción	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuefacción. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco sensibles a la licuefacción.	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

TABLA III.10 Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación.

		Peso volumétrico kg/m ³	
		d	m
Area Uniforme	Suelta	1,430	1,890
	Densa	1,750	2,090
Arena bien graduada	Suelta	1,650	2,020
	Densa	2,120	2,320
Limo	Baja plasticidad	1,380	1,870
	Alta plasticidad	850	1,540
Arcilla inorgánica	Blanda	1,220	1,770
	Dura	1,690	2,070
Arcilla Orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	930	1,580
	Alto contenido de materia orgánica	680	1,430
Bentonita	Blanda	430	1,270

TABLA III.11. Valores de γ_d y γ_{um} para diferentes suelos .

nutos. Vaciar la mezcla en el matraz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 minutos. Llenar el matraz hasta la marca de calibración y pesar el matraz con su contenido (W_{fsw}). Vaciar el contenido en un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de 110 ± 5 °C. Pesar el suelo seco (W_s).

El valor de la densidad de sólidos se obtiene (Ref. 14):

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad \text{EC. III.13}$$

dónde:

W_{fw} = Peso del matraz con agua.

W_{fsw} = Peso del matraz con suelo y agua.

y las demás literales son conocidas.

En el caso de suelos granulares gruesos el procedimiento consiste en colocar la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 horas. Secar las partículas superficialmente y pesarl

(W_{sh}). Colocarlas en una probeta graduada o en un picnómetro y medir el volumen de agua que desalojan (V_w). Secar la muestra a 110 ± 5 °C y pesarlas (W_s).

El valor del volumen de agua absorbido se calcula:

$$V_{wabs} = \frac{W_{sh} - W_s}{\gamma_w} \quad \text{EC. III. 14}$$

donde γ_w es el peso específico del agua en condiciones de trabajo; su valor difiere un poco del de γ_o , y en la práctica ambos son tomados como iguales.

Y el valor de la densidad de sólidos se obtiene (Ref. 14):

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_{wabs}) \gamma_w} \quad \text{EC. III. 15}$$

Cuando se tienen suelos con partículas finas y gruesas el valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando la siguiente expresión (Ref. 14):

$$S_s = \frac{100}{\frac{\% \text{ RET. MALLA 4}}{S_s (\text{RET. MALLA 4})} + \frac{\% \text{ PASA MALLA 4}}{S_s (\text{PASA MALLA 4})}} \quad \text{EC. III. 16}$$

El valor de la densidad de sólidos puede variar entre 2.0 y 3.0 para la mayoría de los suelos. En la tabla III.12 se presenta la variación de S_s para algunos suelos (Ref. 4).

Tipo de suelo	Densidad de Sólidos
Cenizas volcánicas	2.20 a 2.50
Suelos orgánicos	2.50 a 2.65
Arenas y gravas	2.65 a 2.67
Limos inorgánicos y guijarras arcillosas	2.67 a 2.72
Arcillas poco y medianamente plásticas	2.72 a 2.78
Arcillas medianamente y muy plásticas	2.78 a 2.84
Arcillas expansivas	2.84 a 2.88

TABLA III.12. Variación de S_s .

En la tabla III.13 se tienen los valores típicos de la densidad de sólidos para los minerales más frecuentes (Ref. 14).

III.5.5.2.g RELACION DE VACIOS

La relación de vacíos de una muestra de suelo es indispensable para la determinación de los parámetros necesarios para estimar su compresibilidad y resistencia y para valuar sus relaciones volumétricas y gravimétricas. La relación de vacíos se define como la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de sólidos de un suelo:

Mineral	Ss
Yeso	2.32
Montmorilonita	2.40
Ortoclasa	2.56
Caolinita	2.60
Ilita	2.60
Clorita	2.60
Cuarzo	2.60-3.00
Talco	2.70
Calcita	2.72
Moscovita	2.80-2.90
Biotita	3.00-3.10
Hematita	5.20

TABLA III.13. Valores típicos de Ss en minerales.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{EC. III.17}$$

Para la obtención de esta relación en laboratorio se determina el volumen de la muestra V_m ; se seca al horno y se pesa para obtener W_s ; despejando V_s de la ecuación III.12 tenemos: $V_s = W_s / S_s \cdot \rho_s$. Y tenemos también que $V_v = V_m - V_s$ y sólo resta dividir V_v/V_s para obtener la relación de vacíos.

La obtención de V_m , W_s y S_s se comentó en los incisos anteriores.

La porosidad de un suelo se define como la relación del volumen de vacíos sobre el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad \text{EC. III.18}$$

La relación de vacíos y la porosidad están relacionados por las siguientes expresiones:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{EC. III.19}$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{EC. III.20}$$

En la tabla III.14 se tienen unos valores aproximados de la porosidad, relación de vacíos, contenido de humedad y peso volumétrico de algunos suelos típicos (Ref. 12).

La influencia que sobre la relación de vacíos ejerce la forma de los granos y el grado de uniformidad hace que la porosidad por sí misma no proporcione una indicación de si un suelo es suelto o denso. Dicha información puede obtenerse sólo por comparación entre el suelo en su estado natural y ese mismo suelo en sus estados más denso y más suelto posible. El

Descripción del suelo	Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Contenido de humedad w (%)	Peso unitario	
				γ_s g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2. Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3. Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4. Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5. Morena glacial con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6. Arcilla glacial blanda	55	1,2	45	..	1,77
7. Arcilla glacial resistente	37	0,6	22	..	2,07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70	..	1,58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3,0	119	..	1,43
10. Bentonita blanda	84	5,2	194	..	1,27

w = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

γ_s = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

TABLA III.14. Valores aproximados de n, e, w, γ_s y γ de suelos típicos en estado natural.

— estado de compacidad de los suelos con estructura simple puede ser expresado numéricamente por medio de su 'Compacidad relativa' (C_r), definida por la expresión:

$$C_r (\%) = \frac{e_{nat} - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} \quad \text{EC. III.21}$$

Donde:

e_{max} = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

e_{min} = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo.

e_{nat} = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

Para determinar e_{max} debe echarse el suelo a volteo en un recipiente de volumen conocido; previamente el suelo se habrá secado al horno. La e_{min} se determina introduciendo el suelo seco en el mismo recipiente, pero por capas, varillando y vibrando enérgicamente cada capa, hasta observar que no adquiere mayor compacidad. La determinación de la e_{nat} puede ser más difícil si el manto en estudio no es fácilmente accesible o imposible en muchos casos prácticos si está profundo y bajo el nivel freático; en estos casos no puede obtenerse la compacidad relativa y deberá estimarse a partir de otras fuentes, tal como la prueba de Penetración Estándar, ya que a partir del número de golpes se puede suponer el grado de compacidad (Ref. 13). La tabla III.15 nos muestra los valores de C_r para diferentes estados de compactación en suelos granulares (columna 1, ref. 15) y el intervalo del número de golpes (columna 2, ref. 12) en la prueba de penetración estándar para esos estados.

Si el manto arenoso es accesible, puede obtenerse una muestra inalterada presionando cuidadosamente contra el suelo un cilindro abierto y con filo, a la vez que se excava el material a los lados del cilindro, hasta que la mues-

tra sobresalga por el borde superior del mismo; el material en exceso puede removerse, enrasando el recipiente cuidadosamente; con la aplicación de la ecuación III.17 se puede calcular la e_{nat} .

Compactación	Cr	No. de golpes
Muy suelto	0.2	0 - 4
Suelto	0.2 - 0.4	4 - 10
Semicompacto	0.4 - 0.6	10 - 30
Compacto	0.6 - 0.8	30 - 50
Muy compacto	> 0.8	Mayor de 50

TABLA III.15

III.5.5.3 PRUEBAS MECANICAS

Las pruebas hasta aquí comentadas nos proporcionan los elementos que definen las características del suelo en forma cualitativa y que pueden ser útiles a nivel de anteproyecto, aunque un proyectista con suficiente experiencia los puede utilizar en forma definitiva. Las pruebas que ahora se incluyen son más específicas y nos proporcionan los parámetros necesarios para el diseño de cimentaciones, cálculo de asentamientos, empuje de tierras, etc.

III.5.5.3.a PRUEBA DIRECTA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fué prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aún cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial, que se describen en el inciso III.5.5.3.c.

Esta prueba se realiza para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas blandas y en arenas sueltas. El dispositivo para la realización de esta prueba (figura III.19) consta de dos marcos, uno móvil y uno fijo, que contiene la muestra de suelo; las dos piedras porosas le proporcionan drenaje superior e inferior a muestras saturadas cuando se desee y se sustituye por placas de confinamiento, al probar muestras secas. La parte móvil tiene un aditamento para aplicar una fuerza rasante capaz de provocar la falla del espécimen a lo largo de un plano definido. En la parte superior se aplican cargas que provocan una presión normal (σ) en el plano de falla. Las deformaciones horizontal y vertical se miden con los extensómetros.

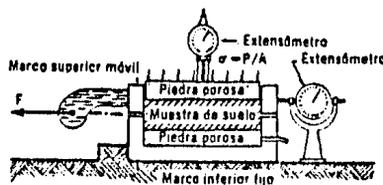


FIGURA III.19. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ/σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla - se dibujan en forma similar a la indicada en la figura III.20.

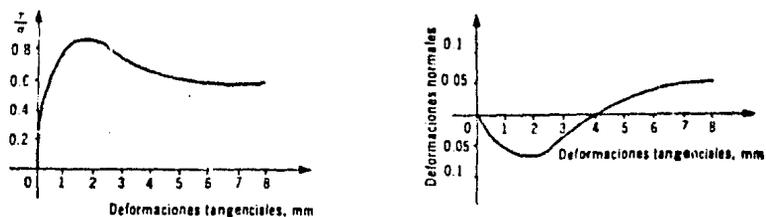


FIGURA III.20. Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Ejecutando varias pruebas con diferentes valores de la presión normal, - pueden localizarse puntos en la gráfica $\sigma-s$ con los valores de las presiones normales y los valores de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo estos puntos se tendrá la línea de falla del material. En la figura III.21 se tienen las formas típicas de las líneas de falla de arena suelta, compacta y cementada, obtenidas en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante (Ref. 13).

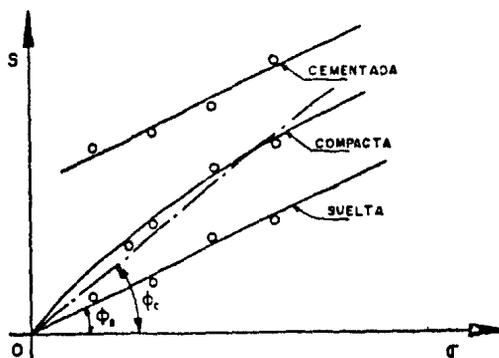


FIGURA III. 21. Líneas de falla para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

En el caso de la arena suelta la línea de falla es una recta que pasa -- por el origen, y la resistencia, para estos suelos, está dada por:

$$s = \sigma \tan \phi_s$$

EC. III. 22

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto.

En el caso de la arena compacta, la curva de falla es cóncava hacia abajo, pero para fines prácticos suele asimilarse a una recta, por lo que la -- resistencia resulta ser:

$$s = \sigma \tan \phi_c$$

EC. III. 23

En donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta. ϕ_c involucra no sólo efectos de fricción mecánica, sino también de trabazón estructural por la resistencia de los granos; por ello $\phi_c > \phi_s$.

Y para el caso de la arena cementada, la ley de resistencia será:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

EC. III. 24

Ahora c y ϕ son únicamente parámetros de cálculo, que varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado.

Al someter un espécimen a una prueba de resistencia, la curva esfuerzo-deformación presentará características similares a las mostradas en la figura III.22. La curva 'a' (arena con cementante natural) es representativa de materiales de 'falla frágil', definiéndose un esfuerzo máximo (resistencia del material), a partir del cual desciende rápidamente al aumentar la deformación. En la curva 'c' (arena suelta y arcilla blanda) encontramos caracterizados a los materiales de 'falla plástica' en los cuales se llega a la falla por medio de un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumenta; el punto de falla no está definido, quedando éste a criterio personal. La curva 'b' (arena compacta) representa a materiales que también tienen falla frágil, pero con más deformabilidad que las arenas cementadas.

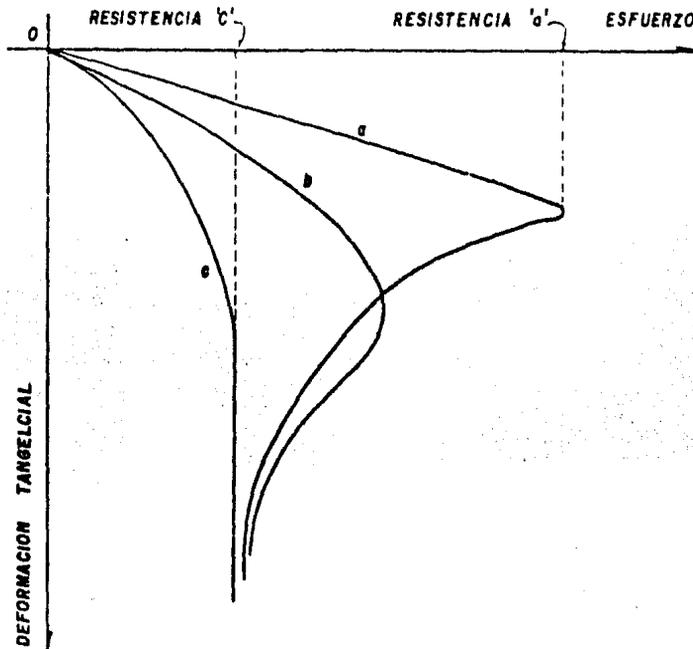


FIGURA III.22. Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelto (c), compacto (b) y cementado (a) bajo la misma presión normal.

El uso de la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstos resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas. El hecho se debe a que la deformación tangencial en la superficie de falla no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas extremas, como se ilustra en la figura III.23.

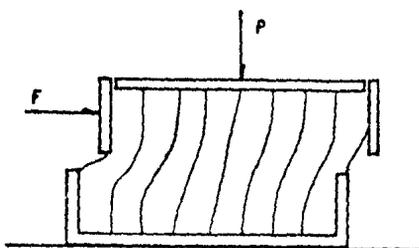


FIGURA III.23. Esquema del aparato de corte directo indicando deformaciones no uniformes.

Cuando las zonas extremas alcanzan la deformación y el esfuerzo de falla, en el centro obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación, la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, trabajarán a un esfuerzo mucho menor. Así, la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presenta, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que una menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa el máximo de falla (Ref. 13).

Una de las desventajas de esta prueba es que el suelo está obligado a cortarse en un plano predeterminado, que puede no ser necesariamente el más débil; por lo que, en este caso, la resistencia dada por el ensayo puede ser muy alta (Ref. 16). Otro inconveniente que suele citarse para la prueba es el hecho de que el área de la sección crítica está variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse (Ref. 13). Finalmente, es difícil controlar el drenaje o cambio de humedad durante el ensayo, lo cual limita su utilidad en suelos húmedos (Ref. 16).

III.5.5.3.b PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

La prueba se realiza para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas o suelos que presenten cierta cementación, ya que en éstos es posible hacer el labrado de probetas.

Esta prueba es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina por su fácil realización y por exigir equipo más sencillo que en las pruebas triaxiales (inciso III.5.5.3.c). Los resultados

de la prueba son de fácil aplicación en los trabajos de rutina, aunque es recomendable que vayan sancionados por un especialista; sin embargo, una correcta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar.

La prueba consiste en llevar a la falla una probeta cilíndrica del suelo en estudio mediante la aplicación de esfuerzos axiales (q) sin más soporte lateral que el proporcionado por la tensión capilar del agua. En cada incremento de carga se toma lectura de la deformación correspondiente, y con los datos obtenidos se puede calcular:

$$\epsilon (\%) = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad \text{EC. III. 25}$$

$$A' = A \left[\frac{1}{1 - \epsilon} \right] \quad \text{EC. III. 26}$$

$$q = \frac{P}{A'} \quad \text{EC. III. 27}$$

Donde:

H = Altura inicial de la probeta, cm .

ΔH = Deformación total, cm .

ϵ = Deformación axial unitaria, adimensional .

A = Area inicial de la probeta, cm^2 .

A' = Area corregida, cm^2 .

P = Carga total aplicada, kg .

q = Esfuerzo axial, kg/cm^2 .

Con estos datos se dibuja la curva esfuerzo-deformación unitaria. La figura III. 24 muestra las curvas típicas resultado del ensayo de cuatro muestras de arcilla.

El esfuerzo máximo capaz de hacer fallar la muestra (q_u) se denomina 'resistencia del suelo a la compresión simple'.

Al obtener una muestra inalterada de un suelo cohesivo los esfuerzos efectivos iniciales en su periferia se reemplazan por los correspondientes a una tensión hidrostática capilar igual en todos los sentidos con una intensidad aproximada de :

$$\sigma_3 = \frac{1}{3} (\bar{\sigma}_v + 2 \bar{\sigma}_h)$$

donde $\bar{\sigma}_v$ es el esfuerzo efectivo vertical y $\bar{\sigma}_h$ el esfuerzo efectivo horizontal del suelo en estado natural. La relación $\bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v$ parece estar situada alrededor de 0.6 para arcillas poco plásticas y de 0.8 para arcillas muy plásticas, quedando los valores de σ_3 comprendidos entre 0.7 y 0.9 $\bar{\sigma}_v$. Por ello, los resultados de un ensayo de compresión simple, ejecutado con u-

na muestra inalterada, son aproximadamente los mismos que se obtienen en un ensayo consolidado no drenado (inciso III.5.5.3.c) ejecutado con una muestra bajo una presión de confinamiento σ_3 , permitiendo tener información relativa a las características esfuerzo-deformación bajo condiciones no drenadas -- sin recurrir al aparato triaxial (Ref. 12).

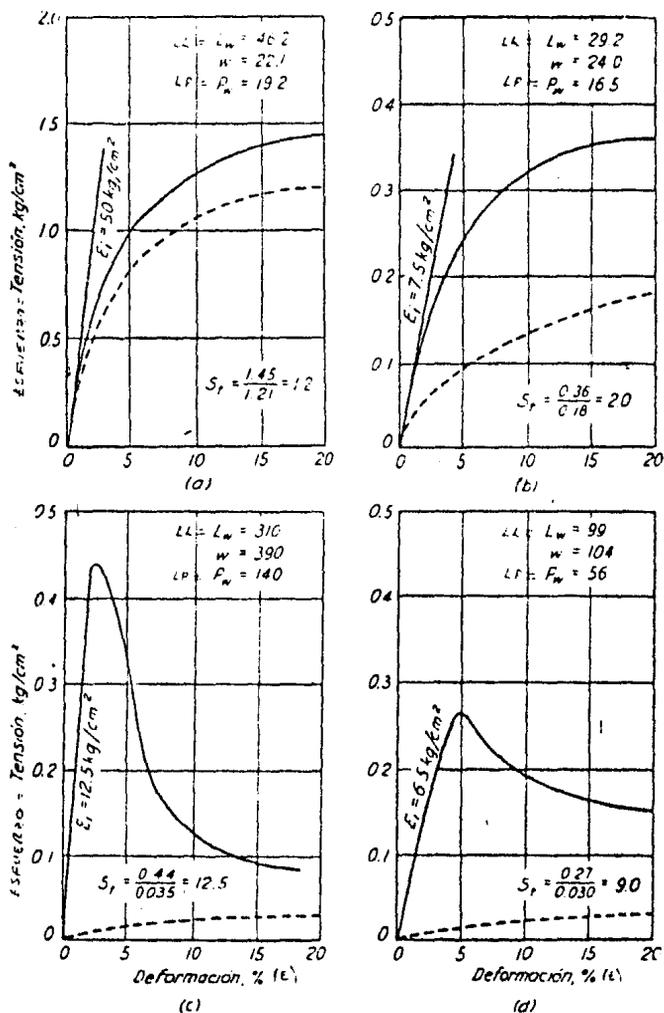


FIGURA III.24. Curvas esfuerzo-deformación en compresión simple para cuatro muestras típicas de arcilla - inalterada (líneas llenas) y remoldada (líneas punteadas).

Los resultados de una prueba de compresión simple también son aproximados a los que proporcionan las pruebas triaxiales rápidas (inciso III.5.5.3.c) en las que q_u es igual a σ_1 en la falla y σ_3 es igual a cero (restringiendo lateralmente a la probeta únicamente la tensión capilar). En el

análisis de las pruebas rápidas se observa que la resistencia al esfuerzo cortante está dada por $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, para este caso (con $\sigma_3 = 0$) queda $\sigma_1/2$, por lo que se puede considerar que la resistencia al esfuerzo cortante en la prueba de compresión simple está dada por:

$$s = \frac{1}{2} q_u$$

EC. III. 28

Sin embargo, cabe mencionar que la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esta prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas (Ref. 13).

La resistencia del suelo a la compresión simple se utiliza también como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de 'qu' en un mismo suelo en los estados inalterado y remoldeado, a contenido de humedad constante; en el subinciso de 'Características de deformación' contenido en el inciso de 'Asentamientos' se trata más ampliamente este tema. En la fig. III.24 se tienen, con líneas punteadas, las curvas esfuerzo-deformación de las arcillas ensayadas en estado remoldeado y el cálculo de la sensibilidad de esas arcillas.

En la Tabla III.2 se relaciona la resistencia del suelo a la compresión simple con el número de golpes reportados en una prueba de penetración estándar en arcillas. En aquella sección se indicó también que esta correlación no es muy digna de crédito.

III.5.5.3.c PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

Las pruebas de compresión triaxial se realizan para la determinación de las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes. Este tipo de pruebas son más empleadas que las anteriormente tratadas, ya que son más refinadas y precisas, aunque tienen la desventaja de requerir de un equipo de prueba complicado.

Estas pruebas se llevan a cabo en la cámara de compresión triaxial (Figura III.25) en la que pueden regularse la carga axial, la presión de cámara, la velocidad de deformación y se puede permitir o no el drenaje de la muestra. También se puede medir la presión neutral o de poro.

Las muestras son regularmente cilíndricas; se introducen en la cámara y en sus extremos se colocan piedras porosas, cuya comunicación con la bureta exterior se establece mediante un tubo plástico. El agua que rodea la muestra, protegida con una membrana impermeable, puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado a la cámara. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que penetra la base superior de la cámara.

La presión ejercida por el agua que llena la cámara produce esfuerzos principales sobre el espécimen iguales en todas direcciones, tanto axial como lateralmente, tratando de reproducir el confinamiento que tenía éste dentro de la masa de suelo. En las bases de la muestra actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago desde el exterior.

Se denominan σ_1 , σ_2 y σ_3 los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor respectivamente. En una prueba de compresión el esfuerzo principal

mayor se define por la presión axial transmitida por el agua más la inducida por el vástago, mientras que los esfuerzos intermedio y menor son iguales, - quedando definidos por la presión lateral.

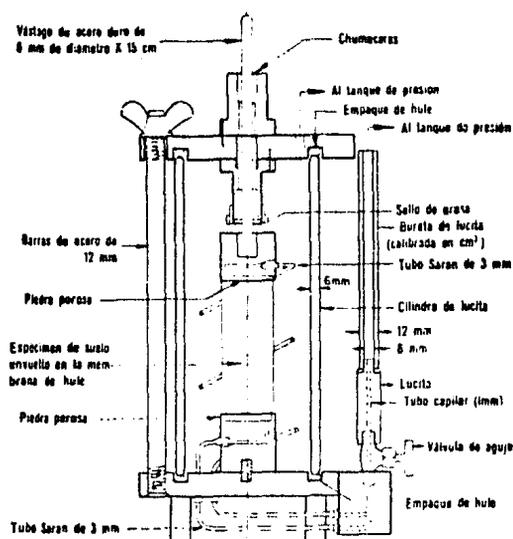


FIGURA III.25. Esquema de la cámara de compresión triaxial.

Es común describir las pruebas triaxiales constituidas por dos etapas. - Durante la primera se aplica al espécimen una presión de cámara (σ_3), permitiéndole o no el drenaje de la muestra con la apertura o cierre de la válvula de salida del agua. En la segunda etapa la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes al somerterla a esfuerzos principales diferentes entre sí, lográndose esto al aumentar la presión vertical por medio del vástago; en esta etapa puede permitirse el drenaje de la muestra mediante el manejo de la válvula antes mencionada y sólo se presenta esta alternativa cuando la muestra fué drenada en la primera etapa.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos 'cohesivos', - es variable y depende de diversos factores circunstanciales, haciendo imposible la concepción de una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Así pues, en cada caso debería montarse una prueba especial que representara las condiciones reales a las que estará sujeto el suelo durante la ejecución de la obra; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Por ello, lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias y comportamientos extremos más típicos, dando lugar a los siguientes tipos de pruebas triaxiales:

- Prueba Lenta (L), con consolidación y drenaje.
- Prueba Rápida-Consolidada (Rc), con consolidación y sin drenaje.
- Prueba Rápida (R), sin consolidación y sin drenaje.

Los resultados de estas pruebas deberán adaptarse al caso real, interpretándolas con un criterio sano y teniendo siempre presentes las normas de la experiencia.

Regularmente, al realizar algún tipo de prueba triaxial, se ensayan tres especímenes del mismo suelo en estudio aplicando esfuerzos confinantes próximos al que la muestra soportaba en su estado natural. Estos resultados se

llevan a una gráfica construida con la Teoría del Circulo de Mohr, y se definen así tres círculos que nos permitirán determinar la ley de resistencia correspondiente.

PRUEBA TRIAXIAL LENTA (L)

En esta prueba los esfuerzos aplicados son efectivos, sujetando primero al espécimen a una presión de cámara (σ_3) y manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión actuante; al finalizar este proceso, las fuerzas externas estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, produciendo esfuerzos efectivos, mientras que los esfuerzos en el agua del espécimen corresponderán a la condición hidrostática. A continuación se lleva la muestra a la falla aplicándole pequeños incrementos de carga axial (p), sostenidos el tiempo suficiente para que la presión en el agua en exceso de la hidrostática se iguale a cero.

El esfuerzo axial de falla será designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$, donde 'pc' se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador 'p'. 'pc' mide la resistencia a la compresión del espécimen en esta prueba. Los resultados de una prueba lenta se llevan a la gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Circulo de Mohr. En la figura III.26 se tiene una de estas gráficas.

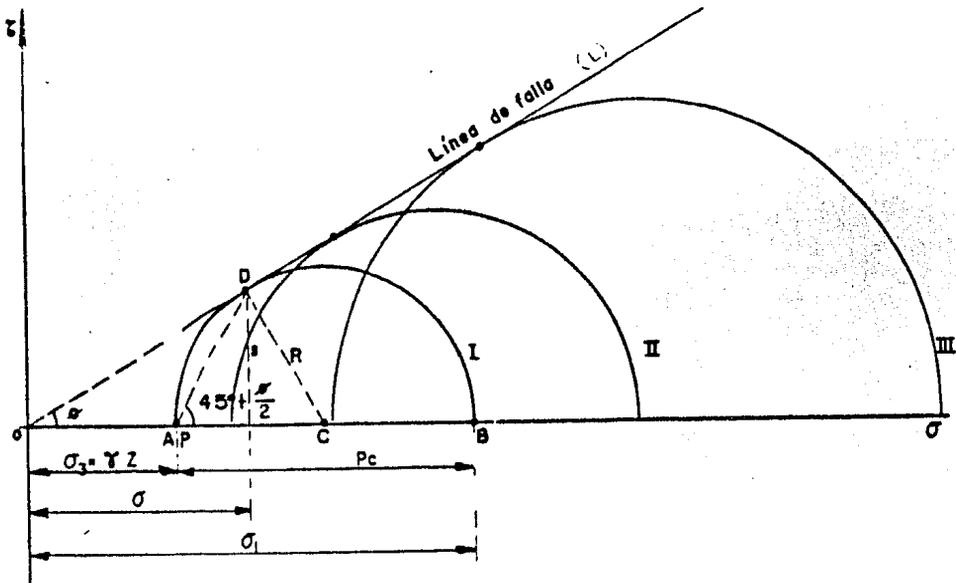


FIGURA III.26 Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

El círculo I es el círculo de falla para una presión de agua en la cámara igual a 'γz', que es la que tenía el suelo en el lugar ('γz' será el correspondiente a la condición en la que el suelo se encuentre). En este círculo 's' es la resistencia al esfuerzo cortante y 'σ' el esfuerzo normal que obra en el plano de falla (que forma con la horizontal un ángulo de $45 + \phi/2$). Si con especímenes del mismo suelo se ejecutan otras pruebas lentas con presiones de cámara crecientes se obtienen otros círculos de falla (círculos II

y III, fig. III.26). La envolvente de estos círculos recibe el nombre de -- 'línea de falla' y es el lugar geométrico de las resistencias al esfuerzo cortante del suelo. En los suelos finos saturados normalmente consolidados, en los que el esfuerzo σ_3 es igual o mayor al soportado por el suelo en su estado natural, la envolvente resulta ser una línea recta (línea L cuya prolongación pasa por el eje de coordenadas formando un ángulo ϕ con el eje horizontal, el cual recibe el nombre de 'ángulo de fricción interna' del material. Nótese que el hecho de que la línea de falla pase por el origen indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a su fricción interna, resultando la ley:

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

EC. III. 29

Si en una prueba triaxial lenta se aumenta el esfuerzo lateral σ_3 a $\sigma_3 + P_e$, manteniendo el esfuerzo $\sigma_1 = \sigma_3$, el espécimen sufre un alargamiento. A esta prueba se le denomina de extensión. Es un hecho experimental que el valor del esfuerzo desviador en la falla 'Pe' resulta igual al 'pc' obtenido en pruebas de compresión, a igual presión inicial de cámara σ_3 .

En el caso de suelo cohesivos saturados preconsolidados o en aquellos normalmente consolidados en que se aplique esfuerzos confinantes σ_3 menores que los soportados por el suelo en el campo, se observa que la envolvente de los círculos de falla queda un poco arriba de la línea L (figura III.27), lo cual es atribuido a una resistencia adicional asociada a la 'fricción remanente' del suelo debida, ésta a su vez, a la presión mayor que la actual a que el suelo fué consolidado. Se ha observado que la mencionada resistencia adicional disminuye cuando se aumenta el tiempo durante el que obra cada incremento de carga axial en la ejecución de la prueba en el laboratorio; con tiempos crecientes esa resistencia adicional tiende a desaparecer. Para presiones normales mayores que la carga de preconsolidación el suelo ya se comporta como normalmente consolidado (Ref. 13).

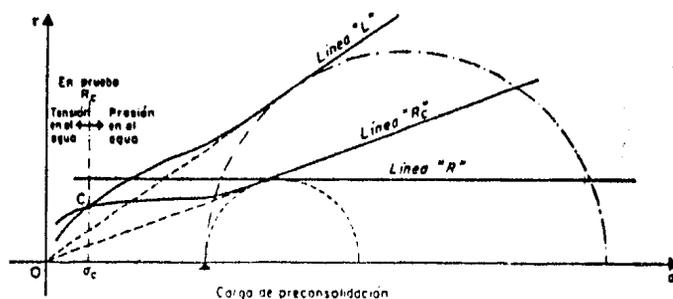


FIGURA III.27. Líneas de falla en pruebas triaxiales ejecutadas sobre suelos cohesivos en el intervalo de preconsolidación.

La prueba lenta representa la condición de una arcilla, que por condiciones de buen drenaje, se va consolidando a la vez que se progresa en la cons--

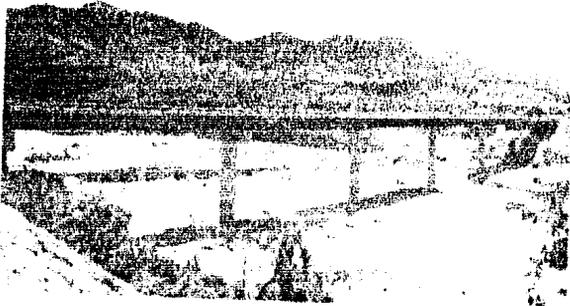


FOTO 1

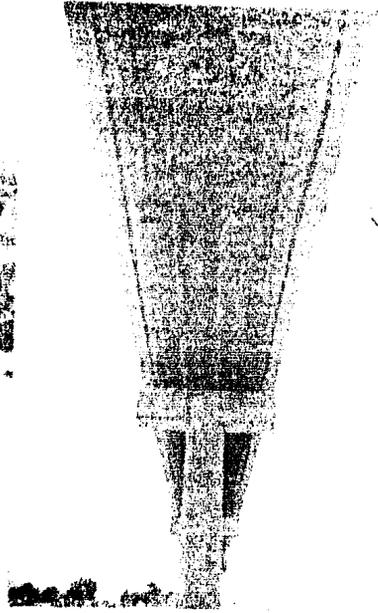


FOTO 2

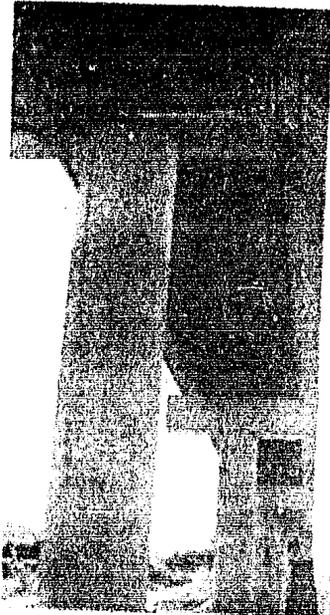
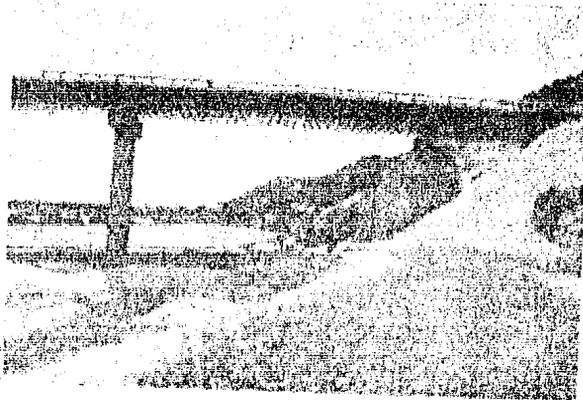


FOTO 4.



trucción de una obra sobre ella, o bien, en el caso de que los esfuerzos -- transmitidos al suelo sean menores que los que tenía originalmente, en cuyo caso el terreno tenderá a expandirse perdiendo resistencia, siendo así la etapa final la más desfavorable; tal es el caso de excavaciones y cimentaciones sobrecompensadas.

PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA-CONSOLIDADA (Rc)

Al igual que en la prueba anterior, la muestra se consolida primero bajo la presión de cámara σ_3 manteniendo el drenaje abierto, de modo que se obtienen esfuerzos efectivos al finalizar el proceso. La segunda etapa de carga se caracteriza por llevar la muestra a la falla mediante un incremento de la carga axial ' pc ' (que resulta mucho menor que pc de la prueba lenta) sin permitir cambio de volumen en la muestra, esto es, sin ninguna consolidación adicional. Lo anterior se logra cerrando la válvula de drenaje.

El esfuerzo total axial de falla está dado por $\sigma_1 = \sigma_3 + pc'$, mientras -- que el esfuerzo efectivo axial de falla está dado por $\bar{\sigma}_1 = \sigma_3 + pc' - u$, -- siendo ' u ' la presión del agua ocasionada, en la segunda etapa, por la aplicación de pc' sin permitir el drenaje. El esfuerzo total de confinamiento aplicado es σ_3 mientras que el efectivo es $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u$.

El Círculo de Mohr, de falla, puede trazarse ahora de dos maneras: una a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento, y otra, a partir de los esfuerzos efectivos, para lo cual sería preciso conocer la presión neutral en el instante de la falla incipiente. En la figura III. 28 se muestran los resultados de una prueba Rc hecha a tres especímenes de un mismo suelo utilizando presiones de cámara crecientes (círculos I, II y III).

El círculo I' (figura III.28) es el círculo de esfuerzos efectivos correspondientes al círculo I. Los círculos anteriores tienen el mismo diámetro pc' , ya que $\bar{\sigma}_3$ como $\bar{\sigma}_1$ se obtienen restando la misma ' u ' a σ_3 y σ_1 respectivamente, lo que gráficamente equivale simplemente a trasladar el círculo de falla hacia la izquierda una distancia ' u '.

La envolvente de los círculos de falla I, II y III (de esfuerzos totales) es una recta de ecuación:

$$s = \sigma \tan \phi' \quad \text{EC. III. 30}$$

Donde ϕ' recibe el nombre de 'ángulo aparente de fricción' y es un parámetro matemático introducido para determinar la resistencia del suelo en este tipo de prueba.

En términos de esfuerzos efectivos la resistencia del suelo está dada por:

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad \text{EC. III. 31}$$

Si se efectúan pruebas Rc con medición de presiones neutrales se obtienen resultados según los que puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en la prueba lenta (nótese que la ecuación III. 31 es la misma que la ecuación III. 29 vista para la prueba lenta).

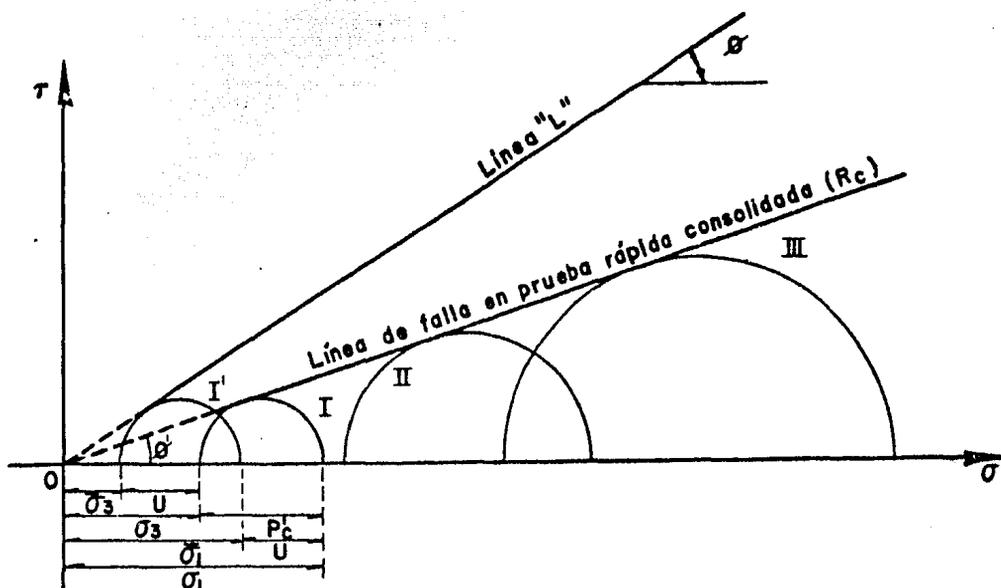


FIGURA III. 28. Línea de falla en prueba Rc, en suelos saturados y normalmente consolidados.

La diferencia entre los valores de ϕ' y ϕ depende del valor que llegue a alcanzar la presión 'u' en el instante de la falla; gráficamente se ve (figura III. 28) que cuanto mayor sea 'u', los círculos I y I' estarán más separados y ϕ' resultará menor para un suelo dado en el que ϕ tiene un valor característico. El valor de 'u' depende fundamentalmente, en arcillas normalmente consolidadas, de la sensibilidad de su estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada bajo la deformación. En suelos de sensibilidad baja a media, se han medido presiones de 'u' comprendidas entre $pc'/2$ y pc' , mientras que en suelos altamente sensibles se han llegado a medir valores de $1.5pc'$.

Si en la prueba triaxial se aumenta el esfuerzo lateral en lugar del axial, nuevamente se tiene una prueba de extensión. Es un hecho experimental que el ángulo ϕ' en esta prueba resulta menor que en la de compresión y que los círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos pueden considerarse, en primera aproximación, otra vez tangentes a la envolvente de la prueba lenta.

En el caso de suelos cohesivos saturados preconsolidados, la envolvente de los círculos de falla resulta como aparece en la línea Rc (fig. III. 27). La resistencia permanece prácticamente constante para una amplia gama de valores de la presión normal inferiores a la carga de preconsolidación, hasta llegar a valores próximos a cero, en cuyo caso la resistencia se desploma con mucha rapidez. La resistencia adicional respecto a la prolongación de la línea Rc se atribuye, al igual que en la prueba lenta, a los efectos de preconsolidación, pero en este caso son comparativamente mayores al caso de la prueba lenta, debido a que en la prueba Rc la etapa de falla se realiza a drenaje impedido y, en ella, la 'fricción remanente' no tiene ocasión de disiparse. Si los círculos de esfuerzos totales que generan la envolvente de la figura III. 27 se hacen de esfuerzos efectivos, deberán resultar tangentes a la envolvente de prueba lenta que se muestra en la misma figura. En

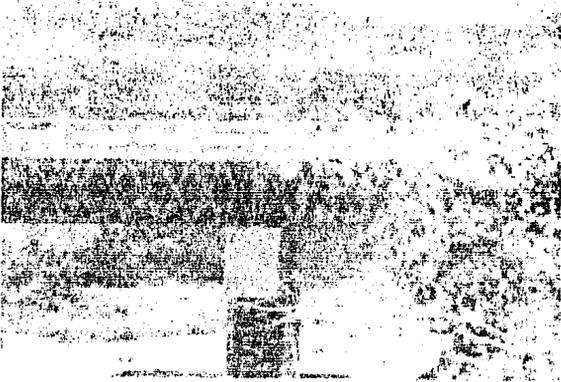


FOTO 5.



FOTO 6.

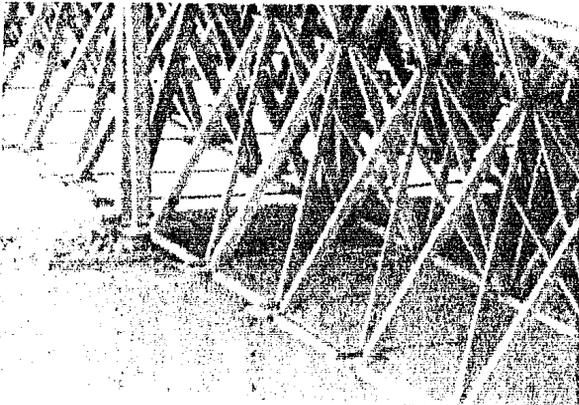


FOTO 7.

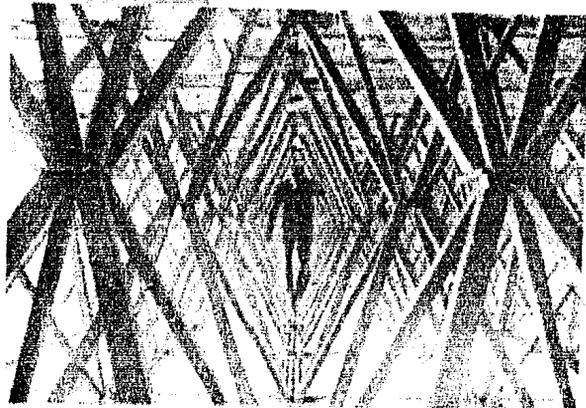


FOTO 8.

realidad esto es solo aproximado.

En la figura III.27 puede observarse que las envolventes de prueba lenta y rápida-consolidada se cortan en el punto C, lo que indica que para presiones normales menores que σ_c , la resistencia al esfuerzo cortante en la prueba rápida consolidada es mayor que en la prueba lenta. Lo que sucede es que para esas presiones, bastante menores que la carga de preconsolidación, la deformación producida por la carga axial en la segunda etapa de la prueba tiende a hacer que la muestra se expanda; como eso no es posible por ocurrir la segunda etapa a volumen constante, el agua empieza a trabajar a tensión, aumentando el esfuerzo efectivo, y haciendo que éste sea mayor que la presión normal total.

La prueba Rc representa la condición de una arcilla que primero se ha consolidado totalmente por el peso de una estructura y que posteriormente es sometida a un aumento rápido del esfuerzo por una construcción adicional o por una carga accidental anormal. Esta prueba es utilizada también para el análisis de la resistencia en la superficie potencial de falla del talud aguas arriba de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido (Ref. 13).

PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (R)

La variante de esta prueba es la de no permitir en ningún momento de las dos etapas que la muestra se consolide, manteniendo la válvula de drenaje cerrada durante toda la prueba. En la primera etapa se aplica la presión de cámara σ_3 , la cual ocasiona que se desarrolle una presión en el agua ' u_1 ' cuya magnitud depende de la diferencia entre σ_3 y la presión que el suelo tenía en la naturaleza ($\gamma \cdot z$): $u_1 = \sigma_3 - \gamma \cdot z$. En la segunda etapa se aplica un esfuerzo desviador p_c , con el vástago de la cámara, lo que ocasiona que el agua desarrolle una presión adicional ' u_2 '.

Los esfuerzos laterales y verticales, totales y efectivos están dados por:

$$\text{esfuerzos totales: } \sigma_3 = \gamma \cdot z + u_1.$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p_c = \gamma \cdot z + u_1 + p_c.$$

$$\text{esfuerzos efectivos: } \bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u_1 - u_2 = \gamma \cdot z + u_1 - u_1 - u_2 = \gamma \cdot z - u_2.$$

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - p_c - u_1 - u_2 = \gamma \cdot z + u_1 + p_c - u_1 - p_c - u_2 = \gamma \cdot z - u_2.$$

Es de importancia hacer notar que el valor de los esfuerzos efectivos solo depende de la presión a que la muestra haya estado sujeta 'in situ' ($\gamma \cdot z$) y la presión neutral u_2 desarrollada en la segunda etapa. En otras palabras, independientemente del número de pruebas que se hagan con diferentes valores de σ_3 , en lo que se refiere a esfuerzos efectivos se tiene un solo círculo y podría decirse que todo ese conjunto de pruebas rinde la misma información que una sola prueba rápida-consolidada, en que la presión de consolidación sea igual a la del suelo en la naturaleza. En la figura III. 29 aparecen varios círculos obtenidos en pruebas rápidas (círculos I, II y III). El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a $\gamma \cdot z$. Para obtener los círculos II y III se usaron, en la primera etapa, presiones incrementadas en Δ_1 y Δ_2 , respectivamente.

La envolvente de los círculos de falla de la prueba rápida (Línea R) resultan ser rectas horizontales horizontales en los suelos cohesivos saturados tanto normalmente consolidados (Fig. III. 29) como preconsolidados (Fig. III. 27). En esta prueba el suelo se comporta como si tuviese resistencia -

al esfuerzo cortante constante; algunos técnicos llaman a esa resistencia -- 'cohesión', pero en forma totalmente indebida; en efecto, todos los círculos tienen al círculo I' (Fig. III.29) como círculo de esfuerzos efectivos común, que puede, razonablemente, considerarse tangente a la línea L de la prueba lenta y, por ello, la resistencia debe ser atribuida a la fricción interna entre las partículas sólidas del material (Ref. 13).

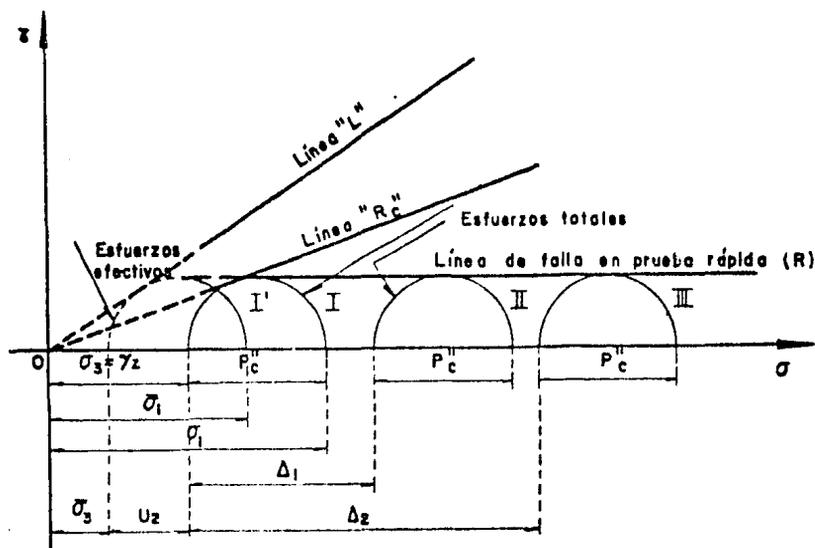


FIGURA III.29 Línea de falla en prueba triaxial rápida.

Con respecto a la prueba rápida de extensión cabe mencionar que la presión u_2 , en la falla, producida por aumento de la presión lateral, manteniendo la axial constante, resulta mayor que la correspondiente a la prueba de compresión con aumento del esfuerzo axial. La resistencia en la falla resulta ligeramente menor que la correspondiente a las pruebas de compresión.

Esta prueba representa la resistencia que tiene una arcilla de muy baja permeabilidad. Como en la mayoría de los casos el proceso constructivo es más rápido que la consolidación, la resistencia proporcionada por esta prueba es la que se emplea en la mayoría de los proyectos. Aún en los casos en que la construcción sea tan lenta que se pueda tener algún aumento en la resistencia, se usa frecuentemente la que proporciona esta prueba, ya que es la resistencia mínima y, por lo tanto, conservadora. Se deben tomar precauciones para usar esta resistencia en los problemas en que el esfuerzo final sea menor que el producido por la sobrecarga original de tierra, como en el caso de cimentaciones sobrecompensadas, ya que la resistencia proporcionada por la prueba será mayor que la real (Ref. 16).

Las pruebas triaxiales en el caso de suelos cohesivos no saturados dan algunos resultados diferentes a los descritos.

La prueba rápida muestra incremento de resistencia al aumentar la presión de cámara a que se efectúe la prueba, pues aún cuando no se permite el drenaje, la muestra se consolida hasta que el aire entra en solución con el agua. De ahí en adelante el suelo se comporta como totalmente saturado.

En la prueba rápida-consolidada ocurre algo similar, pues en la segunda

etapa de la prueba tiene lugar un cierto monto de consolidación adicional a expensas de los gases.

Las envolventes de resistencia de las pruebas rápida y rápida-consolidada ya no son rectas, sino curvas.

En la prueba lenta el comportamiento del suelo es completamente similar al de los suelos saturados, pues ahora los gases y el agua pueden entrar o salir de la muestra con entera libertad según lo requiera la sollicitación a que el suelo sea sometido.

En suelos puramente friccionantes las pruebas de compresión triaxial antes mencionadas, encuantran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba de vacío. La prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena previamente envuelta en una membrana de hule.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a los de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa del campo.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales (Ref. 13).

Por último, cabe mencionar que para la determinación de la resistencia de un suelo es condición previa indispensable que el ingeniero tenga un conocimiento amplio del perfil del suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de saturación y drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo, con el fin de lograr una correcta concepción de las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra, ya que solo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas y, en base a éstas, determinar las pruebas más adecuadas para el análisis que conlleve a un diseño seguro y racional.

III.5.5.3.d PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL ESTANDAR

Esta prueba se realiza para la determinación de los parámetros que nos permitirán cuantificar la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables de suelos finos bajo cargas. A partir de los datos de esta prueba se puede determinar también el coeficiente de permeabilidad medio del suelo, bajo la carga considerada.

Una prueba de consolidación unidimensional estandar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro, de pequeña altura en comparación con el diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en una cazoleta de un consolidómetro (Fig. III. 30)

Por medio del marco de cargas se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro

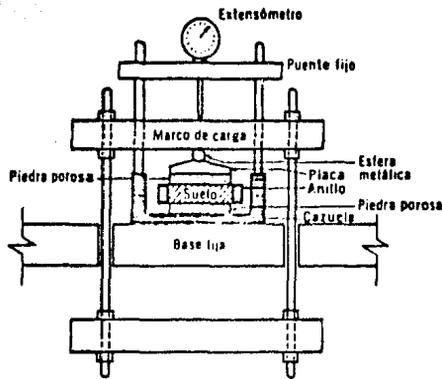


FIGURA III. 30. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro.

apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones del suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero. En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman 'Curvas de Consolidación' y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. La figura III.31 tiene la forma típica, fuera de escala, de una de estas curvas.

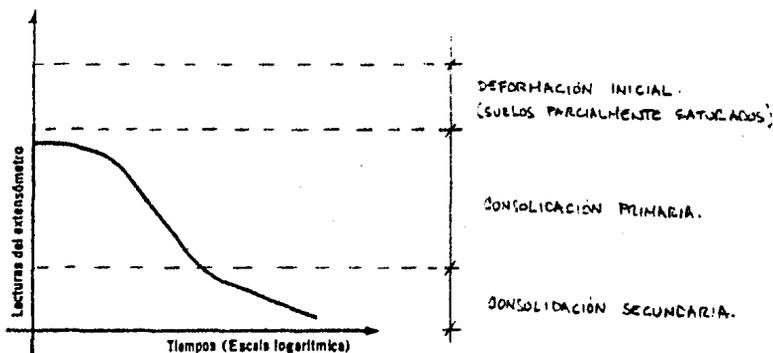


FIGURA III.31. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas.

En la curva de consolidación se pueden distinguir tres etapas:

1. Deformación inicial. En este caso la deformación es inmediata, se presenta en suelos parcialmente saturados por la compresión y desalojo de la fase gaseosa.
2. Consolidación primaria. Es un proceso hidrodinámico en el que el agua es

desalojada por efecto del gradiente hidráulico producido por el incremento de carga, hasta quedar en condición hidrostática de presiones. El tiempo de este proceso depende de las dificultades de salida del agua, es decir de la permeabilidad del suelo y de la distancia que recorra el agua hasta las fronteras permeables.

3. Consolidación secundaria. Se debe esencialmente al retraso por la fricción remanente del reacondo de las partículas a estados más compactos para adaptarse a la nueva condición de carga. El desarrollo de la consolidación secundaria se lleva a cabo a muy largo plazo.

La teoría de consolidación propiamente dicha se refiere a las etapas 2 y 3 en las que el suelo está totalmente saturado.

En la figura III.31 las fronteras entre las etapas señaladas están trazadas en forma tentativa. Posteriormente se verá la forma de determinar dichas fronteras.

Es conveniente comentar que las etapas señaladas se inician simultáneamente, pero como el tiempo de desarrollo de la consolidación primaria es mucho mayor que el de la etapa inicial, y como a su vez el tiempo de desarrollo de la consolidación secundaria es mucho mayor que el de la primaria, las superposiciones de los procesos entre las fronteras indicadas pueden desprejarse.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y de las lecturas del extensómetro, como puede verse en el siguiente esquema (figura III.32):

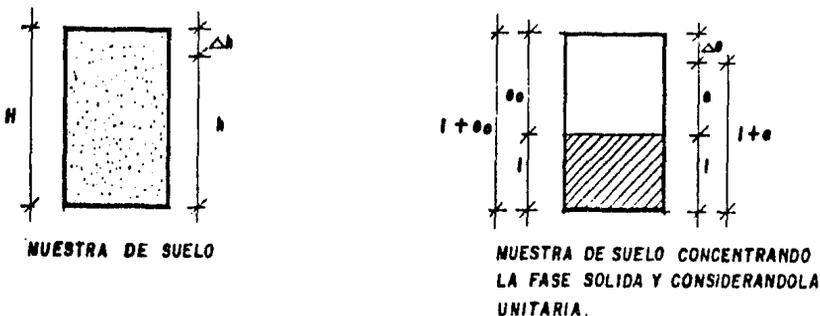


FIGURA III.32. Relación entre la geometría del espécimen y su relación de vacíos, en una prueba de consolidación.

Comparando las dos figuras se observa que $H : (1 + e_0) :: h : (1 + e)$
 de donde $e = \frac{h(1 + e_0)}{H} - 1$ pero $h = H - \Delta h$

sustituyendo y simplificando: $e = e_0 - \frac{\Delta h (1 + e_0)}{H}$ Ec. III. 32

donde:

e_0 = Relación de vacíos inicial.

Δe = Cambio de la relación de vacíos por efecto del incremento de carga.

e = Relación de vacíos final = $e_0 - \Delta e$.

- H = Altura inicial del espécimen.
 Δh = Cambio de altura por efecto del incremento de carga (lectura del extensómetro).
 h = Altura final del espécimen = $H - \Delta h$.

Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante (p), en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de 'e' en escala natural. Estas curvas reciben el nombre de 'Curvas de Compresibilidad'. En la figura III.33 se muestran las formas típicas de estas curvas, fuera de escala.

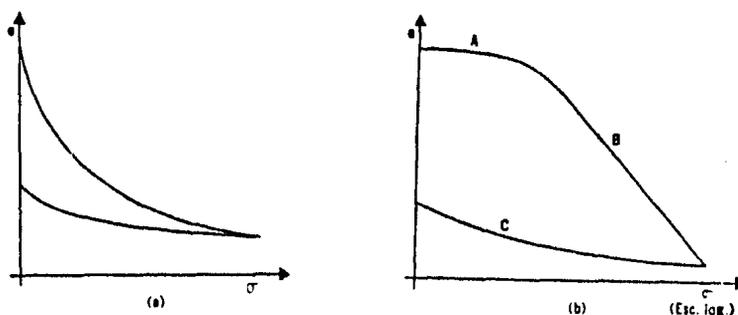


FIGURA III.33. Forma típica de la curva de compresibilidad.
 a) Representación aritmética.
 b) Representación semilogarítmica.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos, como puede verse en la figura III.33b. El tramo 'A' es denominado 'tramo de recompresión'; es un tramo curvo que comienza en forma horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo 'B'. Al tramo 'A' se le denomina de recompresión ya que existe evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes a ese tramo ya han sido soportadas anteriormente por el suelo. El tramo 'B' es denominado 'tramo virgen' y es, generalmente, un tramo recto. Las presiones correspondientes a este tramo son presiones a las que nunca antes se ha sometido el suelo. El tramo 'C', correspondiente a la descarga del espécimen probado, se denomina 'tramo de descarga'.

Una vez conocido el esfuerzo a que estará sujeto el suelo, es posible calcular, mediante la curva de compresibilidad, la relación de vacíos final, y con ésta, el asentamiento total del estrato (ΔH):

$$\Delta H = \frac{(e_0 - e) H_0}{1 + e_0} = \frac{\Delta e H_0}{1 + e_0} \quad \text{EC.III. 33}$$

donde:

e_0 = Relación de vacíos inicial del suelo, a la profundidad en estudio.

e = Relación de vacíos final obtenida de la curva de compresibilidad para el esfuerzo ' $p_0 + \Delta p$ ', donde ' p_0 ' es la presión actuante sobre la muestra 'in situ', a la profundidad en estudio, y ' Δp ' el incremento de presión sobre la muestra, provocado por una sobrecarga en la superficie del estrato.

H_0 = Espesor total del estrato.

Puede observarse que si los incrementos de presión a que se sujetará el suelo al construir una obra, corresponden al tramo de recompresión o de descarga de la curva de compresibilidad, el incremento de la relación de vacíos será menor, y con esto el asentamiento será mucho más pequeño que en el caso de corresponder al tramo virgen.

A la pendiente de las tangentes a la curva de compresibilidad, en escala natural, se le denomina 'Coeficiente de Compresibilidad' (a_v) y es una medida de la compresibilidad del suelo para diferentes valores del esfuerzo:

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}}$$

En función de ' a_v ', Δe puede expresarse (en un intervalo en que a_v pueda considerarse constante) como:

$$\Delta e = (a_v)(\Delta \bar{p})$$

siendo posible expresar ΔH como:

$$\Delta H = \frac{a_v \Delta \bar{p} H_0}{1 + e_0} \quad \text{EC. III. 34}$$

Los resultados de una prueba de compresibilidad del suelo también pueden representarse mediante una gráfica de esfuerzos (\bar{p}) contra deformación unitaria (ϵ). En una gráfica de este tipo, la pendiente de las tangentes a la curva recibe el nombre de 'Coeficiente de Variación Volumétrica' (m_v) y es el inverso de lo que sería el módulo de elasticidad del suelo:

$$m_v = \frac{d\epsilon}{d\bar{p}}$$

En función de ' m_v ', un incremento de ϵ puede expresarse (para un intervalo en que m_v pueda considerarse constante) como:

$$\Delta \epsilon = m_v \Delta \bar{p}$$

y dado que $\Delta \epsilon$ está dado por la relación $\Delta H/H_0$, el asentamiento ΔH puede expresarse:

$$\Delta H = m_v \Delta \bar{p} H_0 \quad \text{EC. III. 35}$$

Comparando la ecuación III. 34 con la ecuación III.35 puede verse que:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \text{EC. III. 36}$$

El tramo virgen en la escala semilogarítmica es, como se mencionó, generalmente, una línea recta. Su ecuación está dada por:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p_0 + \Delta \bar{p}}{p_0} \quad \text{EC. III. 37}$$

Donde ' C_c ' se denomina 'Índice de Compresibilidad' y representa la diferencia de la relación de vacíos entre los límites de un ciclo de la escala -logarítmica. p_0 es la presión correspondiente a la relación de vacíos e_0 .

En base a la expresión anterior, el asentamiento ΔH puede expresarse como:

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_0 + \Delta \bar{p}}{p_0} \quad \text{EC. III. 38}$$

* Como se indicó al inicio de este inciso, la prueba de consolidación se utiliza también para determinar la velocidad de los asentamientos (entendida esta velocidad como el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación), lo cual se obtiene relacionando las curvas de consolidación que cubren el rango de presiones de $\Delta \bar{p}$ (incremento de presión en la profundidad en estudio); con las 'Curvas Teóricas de Consolidación' $U(\%)$ - T , obtenidas a partir de la Teoría de Terzagui.

$U(\%)$ es el 'grado medio de consolidación' o 'porcentaje medio de consolidación del suelo', y se define como la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar en el estrato y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. ' T ' se denomina 'Factor Tiempo' y está definido por la expresión:

$$T = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{(H/N)^2} \quad \text{EC. III. 39}$$

donde:

- k = Coeficiente de permeabilidad medio, cm/s .
- t = Tiempo que ha transcurrido en el proceso de consolidación, s .
- γ_w = Peso específico del agua en las condiciones de trabajo, g/cm³ .
- H = Espesor del espécimen, cm .
- N = Número de fronteras horizontales permeables (pueden ser una o dos).

A la relación $\frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w}$ se le llama 'Coeficiente de Consolidación' (C_v), quedando el factor tiempo expresado, en función de C_v , como:

$$T = C_v \frac{t}{(H_0/N)^2}$$

EC. III. 40

La relación entre U(%) y T se presenta en forma gráfica en la figura III. 34, en escalas natural y semilogarítmica, y en forma tabular en la tabla III. 16 (Ref. 13).

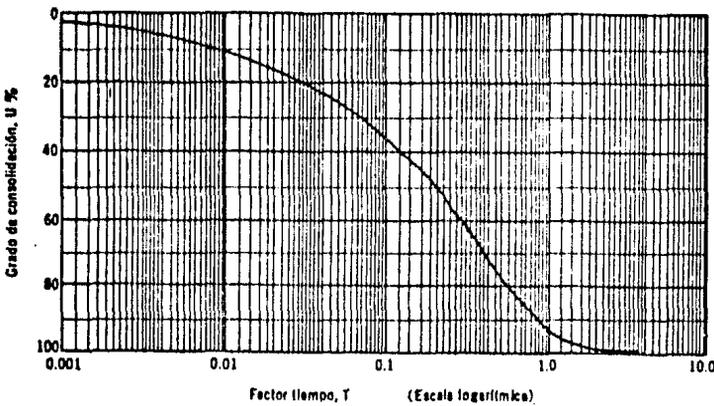
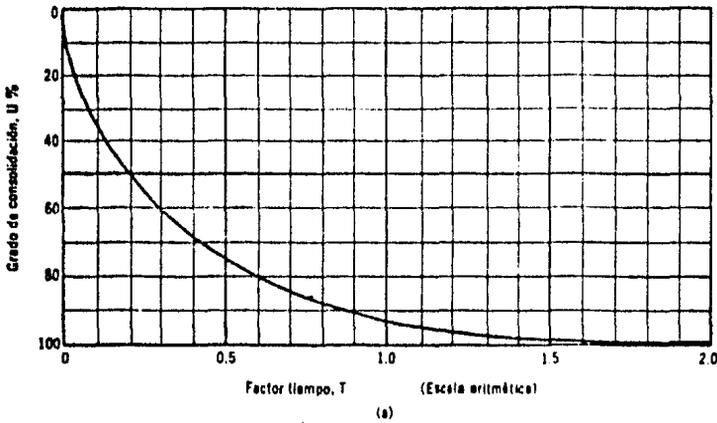


FIGURA III. 34. Curvas teóricas de consolidación.

- a) Escala natural.
- b) Escala semilogarítmica.

El análisis teórico de la consolidación está basado en diversas hipótesis: el suelo es homogéneo, isótropo y está saturado; el agua y los sólidos son incompresibles; el agua expulsada es el agua gravitacional y es válida la ley de Darcy; el cambio en la relación de vacíos se aproxima a un valor finito al terminar el proceso de consolidación; después del proceso de consolidación se alcanza el equilibrio elasto-plástico; el valor de C_v es constante durante la consolidación.

U(%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	-

TABLA III.16. Relación teórica U(%) - T.

Si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica U(%) - T y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, y podrán correlacionarse mediante el establecimiento de la escala U(%) en las curvas de consolidación. Se considera que el grado de consolidación y las lecturas micrométricas están relacionados por una ley lineal de proporcionalidad y es posible ajustar la escala U(%) con la de lecturas micrométricas mediante la determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria, según se ilustra en la figura III.35.

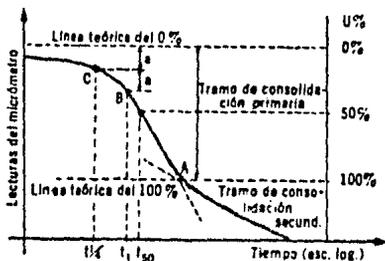


FIGURA III.35. Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

Para la determinación del 0% de consolidación escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente 'B' (fig. III.35), en la curva observada esté situado antes del 50% de consolidación, de un modo notorio. Obténgase el punto 'C', correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determinese la diferencia de ordenadas, 'a', de los dos puntos. La línea teórica del 0% estará a una distancia 'a' arriba de 'C'. Es aconsejable repetir esta opera-

ción varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas. Se considera como la línea teórica del 100% de consolidación a la recta horizontal que pasa por el punto 'A' (figura III.35), obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión. En la figura III.35 puede verse en la parte derecha la escala $U(\%)$ trazada a partir de los límites encontrados.

Para la determinación del tiempo correspondiente a diferentes grados de consolidación en un estrato real de suelo, se admite que las deformaciones son proporcionales al grado de consolidación. Así, si S_t representa el asentamiento ocurrido en un tiempo 't', podrá escribirse:

$$\frac{S_t}{\Delta H} 100 = U(\%)$$

donde ΔH es el asentamiento total correspondiente a la consolidación primaria. Despejando S_t , y tomando en cuenta la ecuación III.35:

$$S_t = \Delta H \frac{U(\%)}{100} = m_v \Delta \bar{p} H_o \left[\frac{U(\%)}{100} \right] \quad \text{EC. III. 41}$$

En el cálculo de la evolución de S_t con el tiempo, requiere de la determinación previa del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), pues en la ecuación III.41 $U(\%)$ es función del factor tiempo T , el que a su vez está dado por la ecuación III.40. El coeficiente de consolidación se determina a partir de la ecuación III.40 considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de la muestra. Así:

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \left(\frac{H}{N} \right)^2 = \frac{0.197}{t_{50}} \left(\frac{H}{N} \right)^2 \quad \text{EC. III.42}$$

donde:

T_{50} = Factor tiempo correspondiente a $U(\%) = 50$; su valor, de la tabla III.16, es 0.197.

t_{50} = Es el tiempo que requirió el espécimen para alcanzar el 50% de consolidación bajo el incremento de carga aplicado; se obtiene de la curva de consolidación del suelo para $U(\%) = 50$ (ver fig. III.35).

H = Es el espesor del espécimen en el incremento de carga considerado (el representado por la curva de consolidación con que se está trabajando), calculado como el promedio del espesor inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Y 'N' tiene el significado conocido.

Si son varias curvas de consolidación las que cubren el rango de $\Delta \bar{p}$, el valor de C_v se tomará como el promedio de los valores de C_v obtenidos para esas curvas.

Obtenido el C_v del suelo, la evolución de S_t se puede calcular con la expresión:

$$t = \frac{(H_0/N)^2}{C_v} \cdot T \quad \text{EC. III. 43}$$

Donde 't' es el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, y H_0 el espesor total del estrato.

Entonces, aplicando la ecuación III.43 para diferentes valores de T, por ejemplo los que figuran en la tabla III.16, y la ecuación III.41 para los valores de U(%) correspondientes a los de T, se obtienen los valores de los distintos tiempos en que se alcanzan los asentamientos S_t , según evoluciona el fenómeno de la consolidación. Graficando los valores anteriores en escala aritmética o en trazado semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica (como abscisa), se tiene una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

De la ecuación III.39 expresada de la forma $t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e_0)} T$ se pueden deducir algunos hechos de significación (Ref. 13):

- a. Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores H_1 y H_2 (pero el mismo número de fronteras de drenaje, N), los periodos de tiempo t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance cierto grado de consolidación, están relacionados por:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad \text{EC. III. 44}$$

- b. Si dos estratos del mismo espesor e igual N tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad \text{EC. III. 45}$$

- c. Si todos los demás factores permanecen constantes, dos estratos del mismo espesor e igual N, pero de diferentes coeficientes de compresibilidad a_{v1} y a_{v2} , los tiempos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados por:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}} \quad \text{EC. III. 46}$$

* El coeficiente de permeabilidad medio que gobierna el flujo de agua bajo el incremento de carga considerado (Δp), representado por una curva de consolidación (la que abarca el rango de presiones de Δp), puede calcularse mediante la siguiente expresión, obtenida a partir de la ecuación III.39 con t y T correspondientes al 50% de consolidación:

$$k = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e_0) t_{50}} \quad [\text{cm/s}] \quad \text{EC. III. 47}$$

En la figura III.36 se presenta la relación entre el coeficiente de permeabilidad del suelo y el coeficiente de consolidación, para distintos valores del coeficiente de variación volumétrica (Ref. 15).

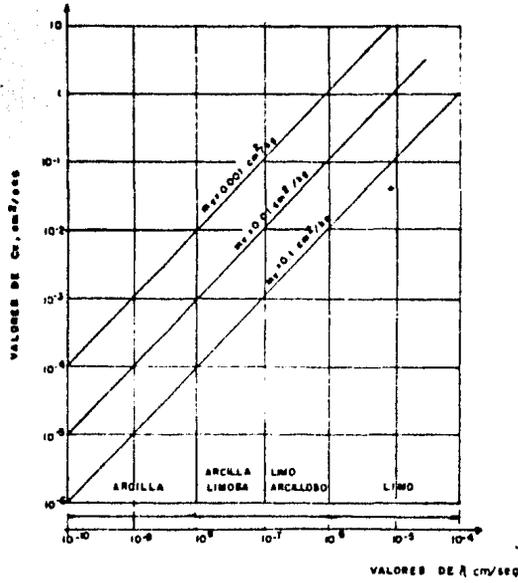


FIGURA III.36. Relación $k - m_v - C_v$.

III.5.6 SOCAVACION EN CAUCES

III.5.6.1 INTRODUCCION

La socavación se puede definir como la erosión que produce una corriente de agua en el cauce por el que circula. Esta erosión depende, entre otros factores que se comentarán más adelante, de la capacidad de la corriente de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que ocurre el flujo, y tiene como efecto principal producir el descenso del fondo del cauce.

En una sección de un río se pueden presentar cinco tipos importantes de erosión que influirán en la profundidad máxima (socavación total) que alcanzará el fondo del cauce; éstos tipos son (Ref. 18):

1. SOCAVACION GENERAL. El descenso del fondo del río se produce a todo lo largo del cauce al presentarse una creciente y es debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad. Durante el período de recesión de la corriente, el material de arrastre es depositado nuevamente, quedando el fondo del cauce con una elevación media aproximadamente igual a la existente antes de que ocurriera la socavación.

2. SOCAVACION TRANSVERSAL. Constituye el descenso del fondo del río en una sección donde se produce un estrechamiento para la construcción de un puente. La reducción del área hidráulica original debida a la presencia de terraplenes de acceso, pilas y estribos, origina un aumento de la velocidad del agua, con el consiguiente incremento en la capacidad de arrastre; al estar restringido el estrechamiento lateral se favorece la socavación del fondo para ganar área hidráulica y reestablecer el equilibrio entre la sección del cruce y las demás del río.

3. SOCAVACION EN EL LADO EXTERIOR DE LAS CURVAS. En el extrados de las curvas se presentan profundidades mayores de socavación debido al ataque de la corriente y a la formación de un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia el intrados. Esta profundidad de socavación puede llegar a ser hasta tres veces mayor que la de los tramos rectos del río.

4. SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS. Ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, que produce un cambio en las condiciones hidráulicas de éste, y por lo tanto, en su capacidad de arrastre. El obstáculo induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

5. SOCAVACION AGUAS ABAJO DE OBRAS DE ALMACENAMIENTO. Cuando existe una obra de almacenamiento que libera volúmenes considerables de agua sin material sólido, la corriente liberada produce una socavación en las secciones adyacentes a la cortina que ya no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. En esta forma, se produce un descenso gradual del fondo hasta el momento en que, por disminuir la pendiente, la corriente ya no tiene capacidad suficiente para arrastrar más material.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar la

socavación total y las características de este fenómeno son de fundamental importancia para el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, -- pues una falla seria de juicio en ésta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura, en caso de que la socavación alcance la base de las pilas, o a la adopción de profundidades de desplante antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos constructivos.

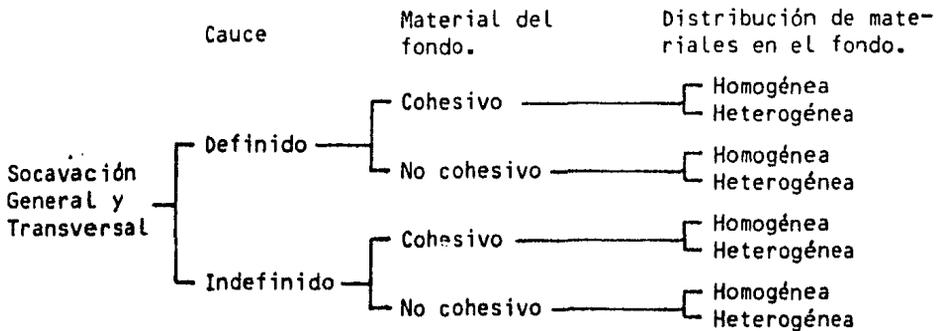
En lo que sigue se tratarán exclusivamente los métodos para determinar la profundidad de socavación general, transversal y local, ya que consideramos que son las erosiones que, en general, se presentan en un puente. Aunque no se descarta la posibilidad de ubicar un puente en una curva de un río, o aguas abajo de un embalse, no se desarrollan en este trabajo los métodos para determinar sus profundidades de socavación ya que esos casos son más bien particulares; en la referencia 18 se pueden encontrar esos métodos.

La socavación máxima a considerar en el proyecto de cimentaciones superficiales para puentes, corresponde a la que produciría el gasto de diseño elegido para el puente en cuestión. En el inciso III.3 de este capítulo se trataron diversos criterios para la determinación de este gasto.

III.5.6.2 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL

Se describe el criterio de cálculo propuesto por Lischtvan-Lebediev para determinar la socavación general y transversal en el cruce de un puente. Es condición, para la obtención de estas socavaciones en conjunto, que las orillas no sean erosionables.

Para la aplicación de este método es necesario hacer una clasificación de los cauces de los ríos y de los materiales de que están formados:



En seguida se describen los criterios de cálculo para las condiciones anteriores.

III.5.6.2.a SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES DEFINIDOS

La erosión del fondo del cauce en la sección transversal bajo un puente se realiza con la constante aportación de material sólido de arrastre y es provocada por el desequilibrio local entre el material arrastrado aguas abajo y el aportado.

La determinación de la erosión se hace con el criterio siguiente: al presentarse una avenida aumenta la velocidad del agua en el cauce, lo que origi

na un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al descender el fondo aumenta poco a poco el área hidráulica, se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio (Ref. 18).

Este equilibrio existe cuando son iguales la velocidad media real de la corriente (V_r), y la velocidad media que se requiere para que el material -- del fondo sea arrastrado (V_e). Para suelos cohesivos esta última es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. Para suelos no cohesivos esta velocidad no representa la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Según lo explicado la erosión cesa cuando $V_e = V_r$.

La velocidad real ' V_r ' está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La erosiva ' V_e ', en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

III.5.6.2.a.1 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES DEFINIDOS, CON SUELOS COHESIVOS Y RUGOSIDAD UNIFORME.

El problema consiste en calcular la erosión máxima general y transversal que se puede presentar bajo un puente, al pasar una avenida con un gasto de diseño ' Q_d ', asociado a un cierto periodo de retorno.

En esta teoría, la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor de la velocidad erosiva, que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dada por la expresión (Refs. 18 y 19):

$$V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x$$

EC. III. 48

en donde:

- γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , en ton/m^3 .
- β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia, y cuyo valor aparece en la tabla III.17.
- H_s = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de ' V_e ' que se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.
- x = Es un exponente variable que está en función de γ_d , el cual se encuentra en la tabla III.18. Se indica además el valor de $1/(1+x)$ que será necesario más adelante. Asimismo se señalan los valores de x y de $1/(1+x)$ para el caso en el que el material del fondo es no cohesivo (inciso III.5.6.2.a.2).

La variación de la velocidad media real de la corriente ' V_r ', en función de la profundidad y para cada punto de la sección, puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal aplicando la ecuación de Manning, y considerando que el gasto en la franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo. Realizando lo anterior, la expresión

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA III.17. Valores del coeficiente β .

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

TABLA III.18. Valores de x y de $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos.

que define a la velocidad real de la corriente es:

$$V_r = \frac{H_o^{3/2} \alpha}{H_s} \quad (\text{m/s}) \quad \text{EC. III. 49}$$

donde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{3/2} B_e \mu} \quad (\text{m/s}) \quad \text{EC. III. 50}$$

H_o = Tirante en el punto 'P' antes de la erosión (ver fig. III.39).

H_m = Tirante medio de la sección, que se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho ' B_e '.

B_e = Ancho efectivo de la superficie libre, que es igual al ancho total menos el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es de 0° . Cuando la corriente incida con un cierto ángulo ϕ contra el eje de las pilas (fig. III.37), la expresión más general para calcular el ancho efectivo, cuando las pilas son rectangulares o se pueden asimilar a esa figura, es:

$$B_e = (B - \sum b_i) \cos \phi - (n+1 - N) a \sin \phi \quad \text{EC. III. 51}$$

Si el tramo 'B' considerado es el claro comprendido entre dos pilas, la ecuación III.51 se expresa como:

$$B_e = B \cos \phi - a \sin \phi \quad \text{Ec. III. 52}$$

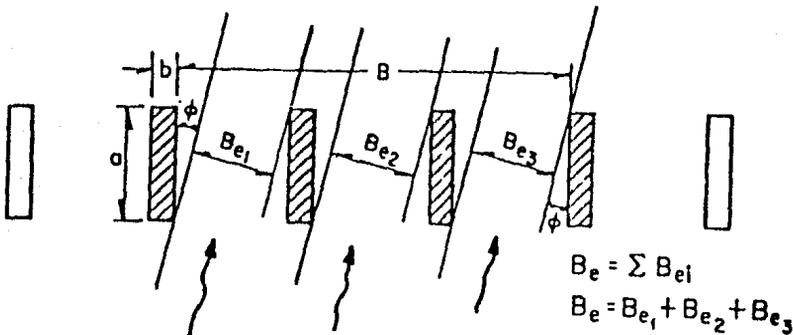


FIGURA III.37. Significado de B_e .

Cuando la forma de la pila no es rectangular, se puede encontrar B_e gráficamente. Se trazan las líneas que indican la dirección de la corriente, tangentes a las pilas, y se miden los claros que dejan (ver figura III.38).

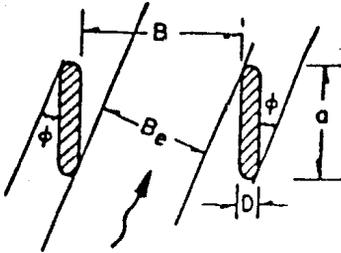


FIGURA III.38. Obtención gráfica - de B_e .

$\sum b_i$ = Suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por 'B' -- (ver fig. III.37).

n = Número de caras de las pilas dentro del intervalo 'B'. Como ejemplo, en el caso de la figura III.37 son seis.

N = Número de pilas consideradas al tomar en cuenta 'n'.

a = Largo de la pila.

μ = Coeficiente de contracción, que se obtiene de la tabla III.19.

Y las demás literales tienen el significado conocido.

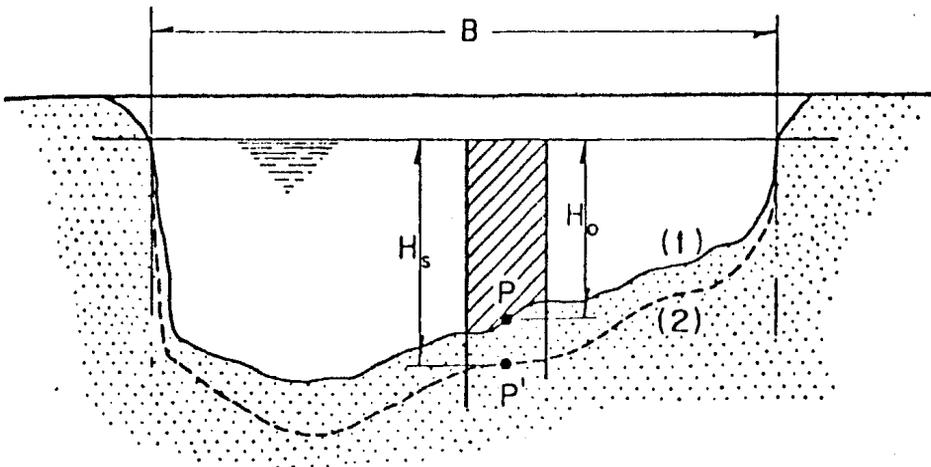


FIGURA III.39. Variables para el cálculo de V_r .

B - Ancho de la superficie libre.

P - Punto cualquiera en el que se desea conocer el cambio de velocidad al aumentar el tirante.

1 - Perfil antes de la erosión.

2 - Perfil de equilibrio al terminar la erosión.

Como se dijo anteriormente, la erosión cesa cuando se alcanza la condición de equilibrio $V_e = V_r$, donde V_e está definida por la ecuación III.48 y V_r por la ecuación III.49. Entonces, de la igualdad anterior, podemos obtener el tirante total ' H_s ' que se produce una vez alcanzando la condición de equilibrio, quedando:

Velocidad media en la sección, en m/seg.	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA III.19. Coeficiente de contracción, μ .

$$H_s = \left(\frac{H_0^{1/2}}{0.60 \beta^{1/18}} \right)^{1/x}$$

EC. III. 53

Al restarle a H_s el valor del tirante inicial, H_0 , obtenemos la profundidad de socavación esperada (ver fig. III.39), en el punto en estudio.

Para determinar el perfil teórico de erosión se procede como sigue: conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer cual es la profundidad después de la erosión. En la figura III.40 se indican seis puntos 'Pi' para los cuales se requiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto 'Ri' correspondiente para cada uno de ellos. Al unir todos los puntos Ri calculados, se obtiene el perfil teórico máximo que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección.

III.5.6.2.a.2 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES DEFINIDOS, CON SUELOS NO COHESIVOS Y RUGOSIDAD UNIFORME.

En el estudio de la profundidad de erosión en suelos formados por granos sueltos (arenas, gravas y boleos), 'Vr' tiene el mismo valor que en el caso anterior, y se da en la ecuación III.49. Para la valuación de 'Ve' en este tipo de suelos, la característica representativa que se toma en cuenta es el diámetro medio de los granos del fondo; no se considera el peso específico, ya que se supone para las gravas y arenas una densidad uniforme (Ref. 18).

En la teoría que se analiza 'Ve' está expresada, para suelos no cohesivos por:

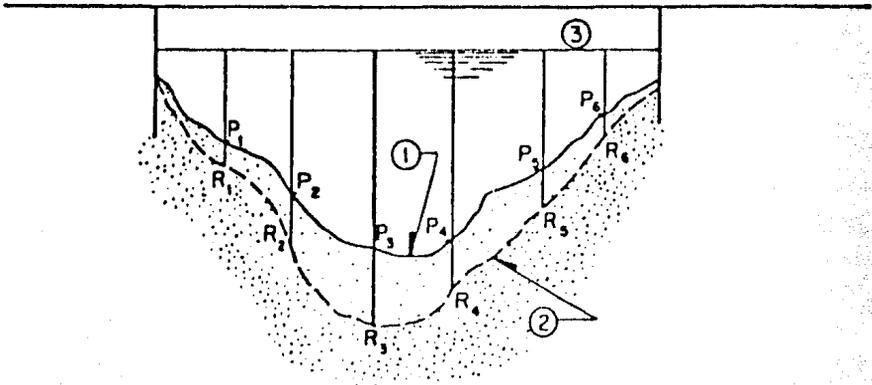


FIGURA III.40. Erosión en un suelo homogéneo.
 Pi - Puntos estudiados, antes de la erosión.
 Ri - Puntos teóricos que se alcanzan durante la erosión.
 1 - Perfil transversal antes de la erosión.
 2 - Perfil transversal después de la erosión.
 3 - Nivel de aguas máximas.

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^2 \quad (\text{m/s}) \quad \text{EC. III. 54}$$

donde:

dm = Diámetro medio de los granos del fondo (en mm), obtenidos según la expresión:
 $dm = 0.01 \sum d_i \cdot pi$ EC. III. 55

di = Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

pi = Porcentaje del peso de esa misma porción, comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí.

x = Exponente que depende del diámetro medio de los granos; Tabla III.18.

Y las demás literales son ya conocidas.

Igualmente que en el caso anterior, el tirante total H_s se obtiene a partir de la condición de equilibrio. Así, despejando H_s de la igualdad formada con las ecuaciones III.54 y III.49 tenemos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{3/2}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/1+x} \quad (\text{m}) \quad \text{EC. III. 56}$$

De donde puede deducirse la profundidad de socavación en el punto en estudio, restándole al valor anterior el del tirante inicial H_0 . Y procediendo de la misma forma descrita anteriormente se podrá obtener el perfil transversal posterior a la erosión.

III.5.6.2.a.3 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES DEFINIDOS, CON SUELOS HETEROGENEOS.

Por suelos heterogéneos se designa aquellos que están compuestos por materiales distintos y que se encuentran en estratos o capas diferentes (ver fig. III.41). Pueden estar formados por una mezcla de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de materiales no cohesivos, sin importar su distribución. O bien, puede ser que únicamente existan materiales granulares, donde la diferencia por mantos consista en diferentes diámetros, diferente densidad, etc.. Cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio se puede obtener analíticamente a base de aproximaciones sucesivas.

Escogiendo un punto 'Pi' para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones III.53 o III.56, según sea el material del que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él, esa profundidad es la buscada y se suspenden las aproximaciones. Si en el análisis de un estrato resulta que la profundidad de socavación H_s cae en el estrato superior, la profundidad de equilibrio será el contacto entre los dos estratos en cuestión.

Esto mismo se repite por varios puntos de la sección (Fig. III.41), que al ser unidos darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

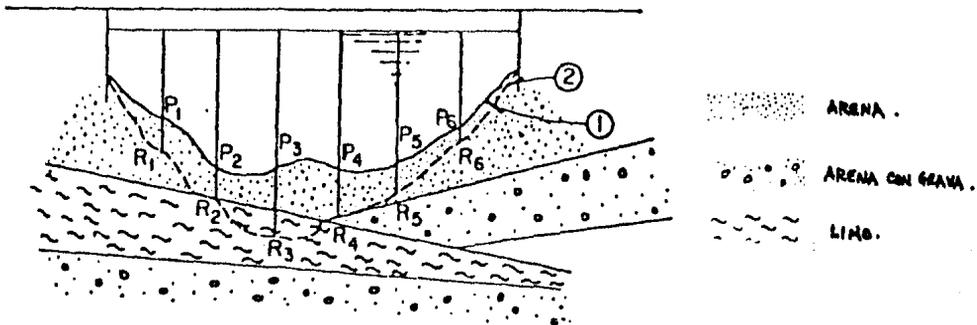


FIGURA III.41. Erosión en un suelo heterogéneo.

P_i - Puntos en estudio.

1 - Perfil transversal antes de la erosión.

2 - Perfil transversal después de la erosión.

En la referencia 18 se puede encontrar un método semigráfico para obtener la profundidad de equilibrio en el tipo de suelo que estamos tratando.

III.5.6.2.a.4 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES DEFINIDOS, CON RUGOSIDAD VARIABLE.

En lo anterior se ha considerado uniforme la rugosidad del fondo en toda la sección transversal, pero en muchas ocasiones existe una diferencia gran-

de en el coeficiente de rugosidad del cauce principal y el de las llanuras - de inundación, debido principalmente a que en las últimas muchas veces existe vegetación. En casos extremos, la rugosidad puede variar entre un claro y otro de los formados entre las pilas del puente.

Para considerar el efecto de la no uniformidad de la rugosidad del fondo, será necesario valuar el coeficiente α_i (definido en la ecuación III.50 para el caso de rugosidad uniforme) para cada cauce o para cada claro. Una vez conocido el valor de α_i para cada tramo, el valor de la erosión se calculará en forma similar a la descrita, sustituyendo ese valor en las ecuaciones III.53 o III.56, según sean las características del material del fondo.

El valor del coeficiente α_i estará dado por (ref. 18):

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{H_{m_i}^{3/2} B_{ei} \mu} \quad \text{EC. III. 57}$$

en donde:

H_{m_i} = Profundidad media, en metros, en el tramo considerado.

B_{ei} = Ancho efectivo del tramo considerado. Este ancho será igual al ancho 'B' entre pilas si el ángulo de incidencia de la corriente (ϕ) es igual a 0° . Si ϕ es distinto de 0° y las pilas son rectangulares 'Bei' estará dado por la ecuación III.52. Si las pilas no son rectangulares, se recomienda encintrar 'Bei' gráficamente; ver fig. III. 38.

μ = Coeficiente de contracción, que se obtiene de la tabla III.19.

Q_i = Gasto de agua, en m^3/s , que pasa bajo el tramo 'i' y que se calcula - mediante la expresión:

$$Q_i = \left(\frac{Q_d A_{ei} C_i \sqrt{H_{m_i}}}{\sum (A_{ei} C_i \sqrt{H_{m_i}})} \right) \quad \text{EC. III. 58}$$

donde:

$\sum (A_{ei} C_i \sqrt{H_{m_i}})$ = Suma del producto indicado y que se ha calculado para todos - los tramos bajo el puente.

A_{ei} = Area hidráulica efectiva, en m^2 , de cada tramo considerado antes de la erosión. Si la corriente incide con un ángulo ϕ - contra el eje de las pilas, el área que deberá tomarse en - cuenta es :

$$A_{ei} = A_{neta} \cos \phi \quad \text{EC. III. 59}$$

C_i = Coeficiente de rugosidad de Chezy. Puede obtenerse a partir de la expresión dada por Manning:

$$C_i = \frac{H_{m_i}^{1/6}}{n_i} \quad \text{EC. III. 60}$$

n_i = Coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo en estudio.

Otra expresión más útil para valuar 'Ci' es:

$$C_s = 18 \log \frac{6H_{wi}}{k}$$

EC. III. 61

k = Radio de las esferas que produce la misma rugosidad que el fondo, por lo que en fondos de arena, grava, etc., será igual al radio 90 de la curva granulométrica o a la amplitud de las dunas, si es que se han formado.

III.5.6.2.b SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES INDEFINIDOS

En el caso de un río carente de un cauce bien definido, por ejemplo aquellos en que se tiene varias corrientes pequeñas que se entrecruzan, y esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una actividad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen, por definición, las siguientes condiciones (Refs. 18 y 19):

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25$$

EC. III. 62

donde:

Qp = Gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje y que llamaremos cauce principal.

Qa = Gasto sumado que pasa por todos los cauces.

La segunda condición es:

$$\frac{B_o}{B_r} \leq 0.80$$

EC. III. 63

en la que:

B_o = Ancho del cauce para un nivel normal de agua.

B_r = Ancho total del nivel de agua máximo, comprendido entre los bordos del cauce de avenidas.

En los cauces indefinidos la socavación se puede calcular dentro de la teoría de L.L.Lischtvan-Lebediev con una secuela igual a la que se usó en los definidos; sin embargo, la velocidad real 'Vr' no se compara ahora con 'Ve', sino con una velocidad 'Vc' denominada no erosionable, la cual depende también del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de 'Vc' se encuentran en la tabla III.20 para materiales cohesivos y en la tabla III.21 para materiales no cohesivos.

En términos generales, la velocidad 'Vc' para cualquier profundidad está dada por

$$V_c = V_{c1} H_s^{0.2}$$

EC. III. 64

donde:

V_c = Velocidad no erosionable para el tirante H_s.

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/s

DENOMINACIÓN DE LOS SUELOS	PORCENTAJE DEL CONTENIDO DE PARTICULAS	SUELOS POCO COMPACTOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO HASTA 1.66 ton/m ³																SUELOS MEDIANAMENTE COMPACTADOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO, DE 1.20 a 1.66 ton/m ³				SUELOS COMPACTOS, PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO, DE 1.66-2.04 ton/m ³				SUELOS MUY COMPACTOS, EL PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL SECO DE 2.04-2.14 ton/m ³			
		PROFUNDIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE, en m																											
		0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0												
ARCILLAS Y TIERRAS FUERTEMENTE ARCILLOSAS	30-50 70 - 50 20-30 80 - 70	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1												
TIERRAS LIGERAMENTE ARCILLOSAS	10-20 90 - 80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1												
SUELOS DE ALUVIÓN Y ARCILLAS MARGOSAS						0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7												
TIERRAS ARENOSAS	5-10 20- 40	Según la tabla III.21 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas																											

TABLA III. 20. Vc para suelos cohesivos.

	Diámetro medio de las partículas, en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
		0,40	1,00	2,00	3,00	5,00	más de 10
Polvo y limo	0,005 - 0,05	0,15 - 0,2	0,2 - 0,30	0,25 - 0,40	0,30 - 0,45	0,40 - 0,55	0,45 - 0,65
Arena fina	0,05 - 0,25	0,20 - 0,35	0,3 - 0,45	0,40 - 0,55	0,45 - 0,60	0,55 - 0,70	0,65 - 0,80
Arena media	0,25 - 1,0	0,35 - 0,50	0,45 - 0,60	0,55 - 0,70	0,60 - 0,75	0,70 - 0,85	0,80 - 0,95
Arena gruesa	1,0 - 2,5	0,50 - 0,65	0,60 - 0,75	0,70 - 0,80	0,75 - 0,90	0,85 - 1,00	0,95 - 1,20
Gravilla fina	2,5 - 5,0	0,65 - 0,80	0,75 - 0,85	0,80 - 1,00	0,90 - 1,10	1,00 - 1,20	1,20 - 1,50
Gravilla media	5,0 - 10	0,80 - 0,90	0,85 - 1,05	1,00 - 1,15	1,10 - 1,30	1,20 - 1,45	1,50 - 1,75
Gravilla gruesa	10 - 15	0,90 - 1,10	1,05 - 1,20	1,15 - 1,35	1,30 - 1,50	1,45 - 1,65	1,75 - 2,00
Grava fina	15 - 25	1,10 - 1,25	1,20 - 1,45	1,35 - 1,65	1,50 - 1,85	1,65 - 2,00	2,00 - 2,30
Grava media	25 - 40	1,25 - 1,50	1,45 - 1,85	1,65 - 2,10	1,85 - 2,30	2,00 - 2,45	2,30 - 2,70
Grava gruesa	40 - 75	1,50 - 2,00	1,85 - 2,40	2,10 - 2,75	2,30 - 3,10	2,45 - 3,30	2,70 - 3,60
Guljarro fino	75 - 100	2,00 - 2,45	2,40 - 2,80	2,75 - 3,20	3,10 - 3,50	3,30 - 3,80	3,60 - 4,20
Guljarro medio	100 - 150	2,45 - 3,00	2,80 - 3,35	3,20 - 3,75	3,50 - 4,10	3,80 - 4,40	4,20 - 4,50
Guljarro grueso	150 - 200	3,00 - 3,50	3,35 - 3,80	3,75 - 4,30	4,10 - 4,65	4,40 - 5,00	4,50 - 5,40
Canto rodado fino	200 - 300	3,50 - 3,85	3,80 - 4,35	4,30 - 4,70	4,65 - 4,90	5,00 - 5,50	5,40 - 5,90
Canto rodado medio	300 - 400		4,35 - 4,75	4,70 - 4,95	4,90 - 5,30	5,50 - 5,60	5,90 - 6,00
Canto rodado grueso	400 - 500			4,95 - 5,35	5,30 - 5,50	5,60 - 6,00	6,00 - 6,20
	o más						

TABLA III. 21. Vc para suelos no cohesivos.

H_s = Tirante, en m, que se ha alcanzado en el punto en estudio.

V_{c1} = Velocidad no erosionable máxima, en m/s, cuando el tirante es de un metro. El valor de V_{c1} también depende del material del fondo, y se obtiene de las tablas III.20 y III.21, en las columnas correspondientes a $H = 1$ m.

III.5.6.2.b.1 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES INDEFINIDOS FORMADOS CON MATERIAL HOMOGENEO.

Cuando el fondo está formado por material homogéneo, ya sea cohesivo o no cohesivo, la erosión cesa cuando se alcanza la condición de equilibrio - $V_c = V_r$, quedando ' V_r ' definida en la Ec. III.49, así:

$$V_c = \frac{\propto H_o^{4/5}}{H_s}$$

y despejando H_s tenemos:

$$H_s = \frac{\propto H_o^{4/5}}{V_c}$$

EC. III. 65

en donde ' V_c ' se obtiene de las tablas III.20 o III.21, según el tipo de suelo, o bien, si se sustituye ' V_c ' por el valor definido en la ecuación III.64. Haciendo la sustitución indicada y despejando H_s , tenemos:

$$H_s = \left(\frac{\propto H_o^{4/5}}{V_{c1}} \right)^{0.833}$$

EC. III. 66

Igualmente que en los casos anteriores, al restarle a ' H_s ' el valor del tirante inicial ' H_o ', obtenemos la profundidad de socavación esperada, en el punto en estudio.

III.5.6.2.b.2 SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL EN CAUCES INDEFINIDOS FORMADOS CON MATERIALES HETEROGENEOS

Para un suelo heterogéneo, la profundidad de la erosión en una vertical - cualquiera de la sección transversal se obtiene mediante el procedimiento de aproximaciones sucesivas descrito al tratar los cauces definidos. Las expresiones a tomar en cuenta son las mismas definidas en el inciso III.5.6.2.-b.1.

En todo lo anterior, como ya se indicó, se ha tratado la teoría de -- Lischtvan-Lebediev para la determinación de la socavación general y transversal en cauces. En la referencia 9 se pueden encontrar algunos métodos que propone Neill para la determinación de esas socavaciones.

III.5.6.3 SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS.

Como ya se mencionó, la socavación local al pie de pilas y estribos es debida a las modificaciones locales de las condiciones hidráulicas de escurrecimiento que produce la presencia de esos obstáculos. Debido a la desviación lateral de la corriente, ésta adquiere un impulso en dirección vertical que, combinado con el movimiento de avance, da lugar a trayectorias descendentes que atacan el fondo, incrementando mucho la capacidad de arrastre de material sólido en la zona aguas arriba de la pila. En la cavidad así creada se produce un vórtice de eje horizontal que aumenta la erosión, hasta el punto en que se alcanza un nuevo perfil de equilibrio en el fondo del cauce (Ref. 22).

En lo que sigue se presentarán algunos métodos para determinar la profundidad de socavación al pie de pilas y estribos. Con los métodos presentados en los incisos anteriores, se puede conocer el nivel del fondo después de la socavación general y transversal, y la velocidad de la corriente cuando eso ha sucedido (definida en la ecuación III.49). Estos valores son los que deben tomarse en cuenta en todos los cálculos subsecuentes.

III.5.6.3.a SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS

Se tienen un gran número de métodos o criterios para determinar la profundidad de la socavación local en pilas, pero en este trabajo se presentarán los métodos que se recomiendan en las referencias 18 y 19, y los que se recomiendan en la referencia 20.

Los primeros métodos son los de Laursen-Toch, Yaroslavtziev y el método obtenido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Maza y Sánchez). Este último método fué deducido de mediciones directas en modelos realizados para ese objeto y de su comparación con algunos resultados teóricos obtenidos al aplicar directamente los dos primeros métodos (Ref. 19).

En la referencia 20 los métodos recomendados se clasifican desde el punto de vista de las condiciones de arrastre de sedimentos; así, los métodos más apropiados para determinar la profundidad de socavación bajo condiciones de aguas claras (sin transporte de sedimentos) son: Chitale, Shen I, Maza y -- Sánchez y Laursen II. Para los casos de socavación local con arrastre de sedimentos el método que parece ser más confiable es el Laursen II, sin embargo se recomienda aplicar también los métodos de Laursen I (Laursen-Toch), Maza y Sánchez, Arunachalam, Shen II-2, Shen II-3 y Neill, a fin de elegir un valor de diseño en base al criterio del proyectista. La recomendación de los métodos anteriores se basa en comparaciones de los cálculos realizados con distintos criterios y los resultados de campo presentados por -- Melville. Estos resultados se refieren a reportes de profundidad máxima de socavación local medidos en cuatro puentes de Nueva Zelandia; en ésta referencia se puede encontrar las descripciones y datos hidráulicos de los puentes considerados. Ahí también se hace notar que en el Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la Ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas realizaron algunos ensayos y que los métodos Laursen II y de Maza y -- Sánchez son los que mejor se ajustaron a los datos medidos.

III.5.6.3.a.1 METODO DE LAURSEN-TOCH

Está basado en las experiencias realizadas por esos investigadores en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas de Iowa. Para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta; no se tomó en cuenta la velocidad media de la corriente, ni el diámetro del material del fondo, éste se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existe boleos en el cauce. Para gravas no hacen aclaración respecto a su aplicabilidad (Ref. 19).

Distinguen dos casos generales: uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas, y otro cuando forma un cierto ángulo.

Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación se expresa (Refs. 18 y 19):

$$S_o = K_1 K_2 b \quad \text{EC. III. 67}$$

donde:

- So = Profundidad de la socavación a partir del fondo.
- K1 = Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila, y se encuentra en la gráfica de la figura III.42. El tirante que se utiliza es el que se tiene después de la erosión general y transversal (H_s).
- K2 = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y se encuentra en la tabla III.22.

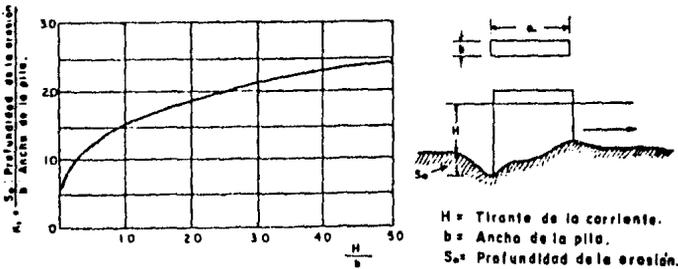


FIGURA III.42. Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo ϕ con el eje de la pila, la socavación se determina con la expresión (Refs. 18 y - 19):

$$S_o = K_1 K_3 b \quad \text{EC. III. 68}$$

donde:

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA.
 ES SÓLO APLICABLE A LAS PILAS ORIENTADAS SEGÚN LA CORRIENTE

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$	1.00
SEMICIRCULAR	0.90
ELIPTICA $\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81
	0.75
LENTICULAR $\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81
	0.69

FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$	0.75

TABLA III.22 .

K_3 = Coeficiente que depende del ángulo ϕ y de la relación a/b , el cual se determina con ayuda de la figura III.43.

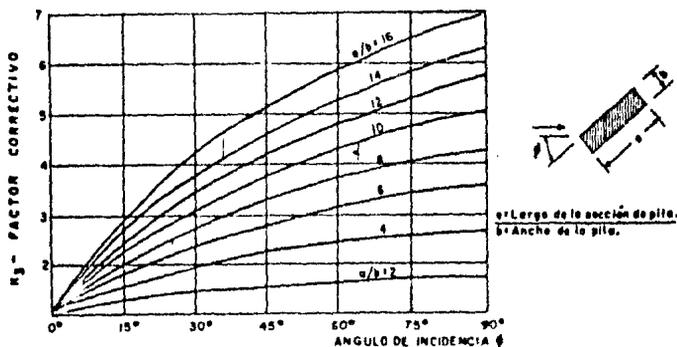


FIGURA III.43. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

Y en este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente, y notaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba.

III.5.6.3.a.2 METODO DE YAROSLAVTZIEV

Este método es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética. Para Yaroslavtziev la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente, del tamaño de los granos del fondo y de la geometría de la pila. Intervienen, además, el tirante de la corriente y la zona del río donde este colocada la pila, es decir, en el cauce principal o en las llanuras de inundación.

Se distinguen dos casos: uno, cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos, y otro, cuando está formado por materiales cohesivos.

PARA SUELOS NO COHESIVOS

La expresión propuesta por Yaroslavtziev es (Refs. 18 y 19):

$$s_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d \quad \text{EC. III. 69}$$

en donde:

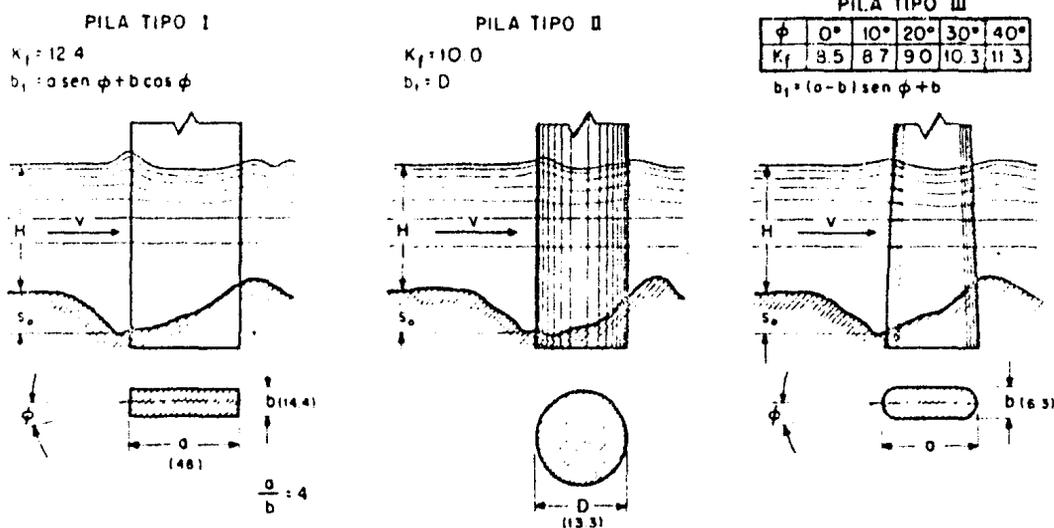
- s_0 = Profundidad de socavación, en m .
- K_f = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo ϕ de incidencia de la corriente. Se encuentra en la figura III.44(a, b y c) .
- K_v = Coeficiente definido por la expresión: y -
que también puede obtenerse de la figura III.45.
- b_1 = Proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0° , b_1 es igual al ancho de la pila.
- e = Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.
- K_H = Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente; está definido por la expresión , y puede encontrarse además con ayuda de la figura III.46.
- H = Tirante de la corriente frente a la pila, en m . Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de aplicar los métodos para estimar la socavación general y transversal (H_s).
- v = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s (Ec. III.49).
- g = Aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$.
- d = Diámetro, en m, de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{95} de la curva granulométrica

ca. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión - se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los - grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uni- forme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, - se tomará como diámetro representativo al d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm -- Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo miembro de la fórmu la.

Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en caso de que la relación H/b_1 sea menor de 2 y la pila esté inclinada - respecto a la corriente; añade que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan (Refs 18 y 19)

METODO DE YAROSLAVTZIEV

$$\text{EXPRESION GENERAL } S_e = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 d_{85}$$



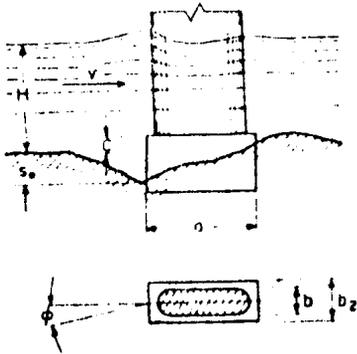
PARA SUELOS COHESIVOS

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación de la resistencia a la erosión del suelo granular. Esto es tomado en cuenta en el segundo término de la ecuación III.69 en donde se considera un diámetro 'd' equivalente para suelos cohesivos, tal como se muestra en la tabla III.23.

PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f						
	C/H						
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
0	8.3	9.4	11.5	12.1	12.4	12.4	12.4
10	8.7	10.1	12.1	12.7	12.4	12.4	12.4
20	9.3	10.5	12.7	12.4	12.4	12.4	12.4
30	10.3	10.5	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.5	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \text{sen } \phi + b_0 \text{cos } \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



PILA TIPO V
 Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \text{sen } \phi + b_0 \text{cos } \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$

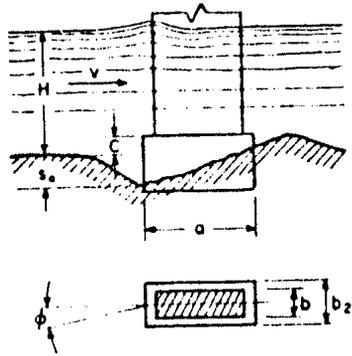
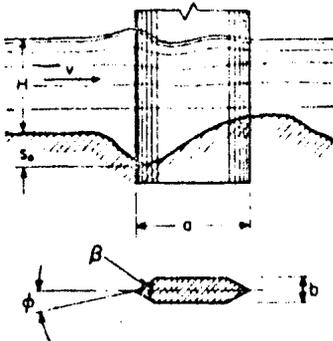


FIGURA III.44b. Valores de K_f y b_1 .

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	t/b				
	0	2	4	8	12
0	8.3	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.16	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$

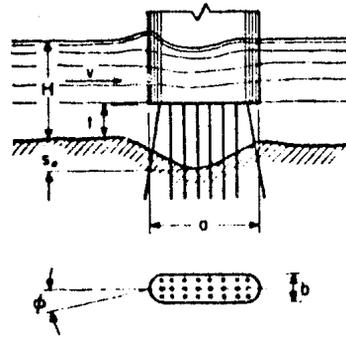


FIGURA III.44c. Valores de K_f y b_1 .

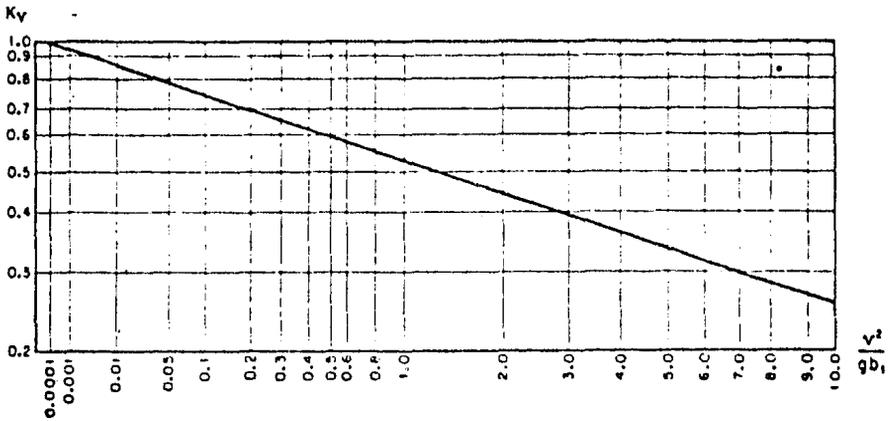


FIGURA III.45. Gráfica para el cálculo de K_V .

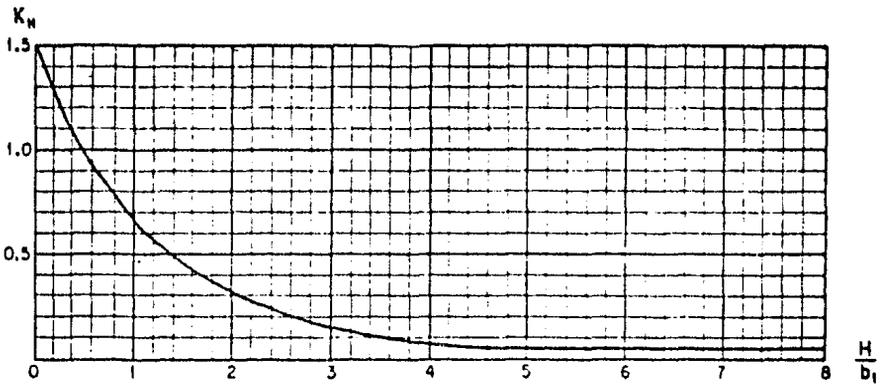


FIGURA III.46. Gráfica para el cálculo de K_H .

Peso volumétrico del material seco, en ton/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares cm		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2-1.6	4	2	2
1.6-2.0	8	8	3
2.0-2.5	10	10	6

TABLA III.23. Diámetros equivalentes a suelos granulares, - para suelos cohesivos (Ref. 19) .

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se hicieron una serie de estudios experimentales, con el fin de analizar la validéz y el campo de aplicación de los métodos de Laursen y Toch y de Yaroslavtziev. De estos estudios se obtuvieron la figura III.47, en la que se muestran las zonas de aplicabilidad de esos métodos, y algunas observaciones (Ref. 18).

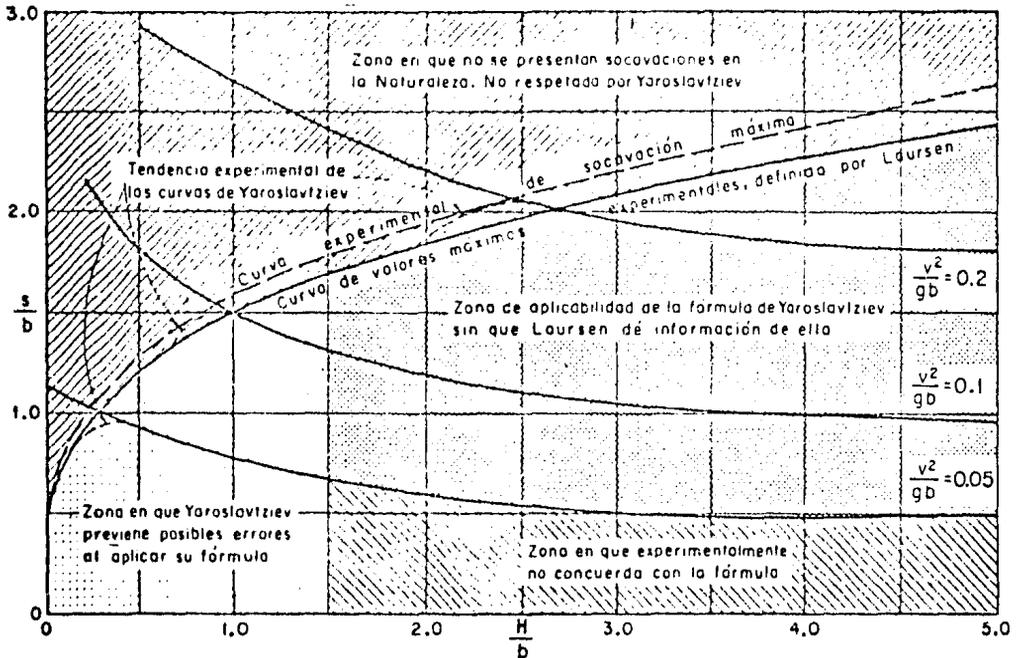


FIGURA III.47. Zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen y - Yaroslavtziev.

En la figura III.47 se incluyen las indicaciones que los autores hacen a sus métodos. La gráfica correspondiente al criterio de Laursen y Toch se obtuvo aplicando la ecuación III.67 para diferentes valores de H/b . También se muestran tres curvas obtenidas aplicando la ecuación III.69 de Yaroslavtziev, para valores de 'e' igual a uno, y de v^2/gb iguales a 0.05, 0.1 y 0.2, respectivamente. Con línea punteada se muestra la línea de socavación máxima observada en los ensayos hechos en el Instituto de Ingeniería.

Las observaciones hechas permitieron suponer que el criterio de Laursen-Toch determina el intervalo de aplicabilidad del criterio de Yaroslavtziev y que estos criterios resultaron ser complementarios. El desconocimiento de esto puede conducir a resultados absurdos: en un río de montaña, con velocidades muy grandes, el criterio de Yaroslavtziev puede conducir a la predicción de socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, en tanto que en un río de planicie, el criterio de Laursen-Toch, que es útil sólo en condiciones extremas, conducirá también a socavaciones muy grandes que nunca llegarán a presentarse. Por lo anterior, si se utilizan los métodos mencionados para valuar la socavación, nunca debe hacerse por separado sino utilizando los dos y escogiendo como resultado el menor de los valores obtenidos (Ref. 18).

En la referencia 21 se pueden encontrar las consideraciones generales - del estudio realizado en el Instituto de Ingenieria, así como descripciones del equipo y ensayos realizados.

III.5.6.3.a.3 METODO OBTENIDO EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. (MAZA Y SANCHEZ).

De la serie de ensayos realizados, citados anteriormente, y de los resultados presentados por otros autores, se obtuvo el siguiente criterio para determinar la profundidad de socavación local al pie de pilas. Este criterio se expresa directamente en las gráficas de las figuras III.48, III.49 y III.50, las cuales están expresadas en función de los parámetros $(H + S_0)/b_1$ y $Fr^2 = v^2/gh$ en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente, y con H/b_1 como parámetro interior, con lo que se tiene una curva para cada valor fijo de H/b_1 que se haya seleccionado (Refs. 18 y 19).

Las variables anteriores tienen el significado ya conocido, siendo 'Fr' el número de Froude de la corriente, y 'H' el tirante del agua frente a la pila (H_c).

Para un tipo específico de pila, rectangular, redondeada o circular, y conocidos los valores de H , v y b_1 , se puede obtener directamente de las figuras III.48, III.49 o III.50 el valor del parámetro $(H + S_0)/b_1$ del que se despeja finalmente el valor de la socavación (S_0).

Las curvas que aparecen en las figuras citadas sirven para las pilas alineadas con la corriente, pero se observa al utilizarlas en pilas esviadas, que si se considera el ancho b_1 la gráfica sirve igualmente para todos los casos en que $v^2/gh > 0.06$. En el caso de que se tengan pilas esviadas y $Fr^2 < 0.06$ se deberá utilizar un coeficiente de corrección (f_c) que depende del ángulo de esviamiento ϕ , según se indica en las figuras III.48 y III.50. En general, se puede expresar:

$$Fr^2 = \frac{v^2}{gh} f_c \quad \text{Ec. III. 70}$$

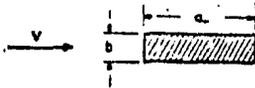
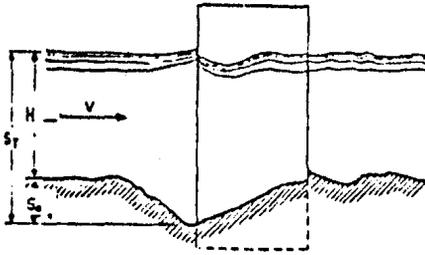
METODOS PARA DETERMINAR LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS BAJO CONDICIONES DE AGUAS CLARAS.

Los métodos que bajo esta condición arrojaron resultados aproximados a los medidos en el campo son (Ref. 20): Chitale, Shen I, Maza y Sánchez y Laursen II. El método de Maza y Sánchez fué descrito en el inciso III.5.6.3.a.3; los demás están a continuación, incluyendo los comentarios que sobre esos criterios se hacen en la referencia citada.

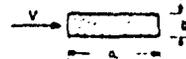
III.5.6.3.a.4 METODO DE CHITALE

Basándose en una ampliación de los ensayos en Poona, India, con arenas de 0.16, 0.24, 0.68 y 1.51 mm de diámetro, Chitale llegó a la ecuación:

PILA RECTANGULAR



a) Si la pila está alineada con el flujo.



$b_1 = b$
 $f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$\frac{H}{b_1} \cdot F_c = f_c \frac{v^2}{gH} \frac{S_T}{b_1}$



en que: b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17 mm
- Arena parda, diám. = 0.56 mm
- ◊ Arena roja, diám. = 1.30 mm
- ∠ Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$
- ∩ Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$

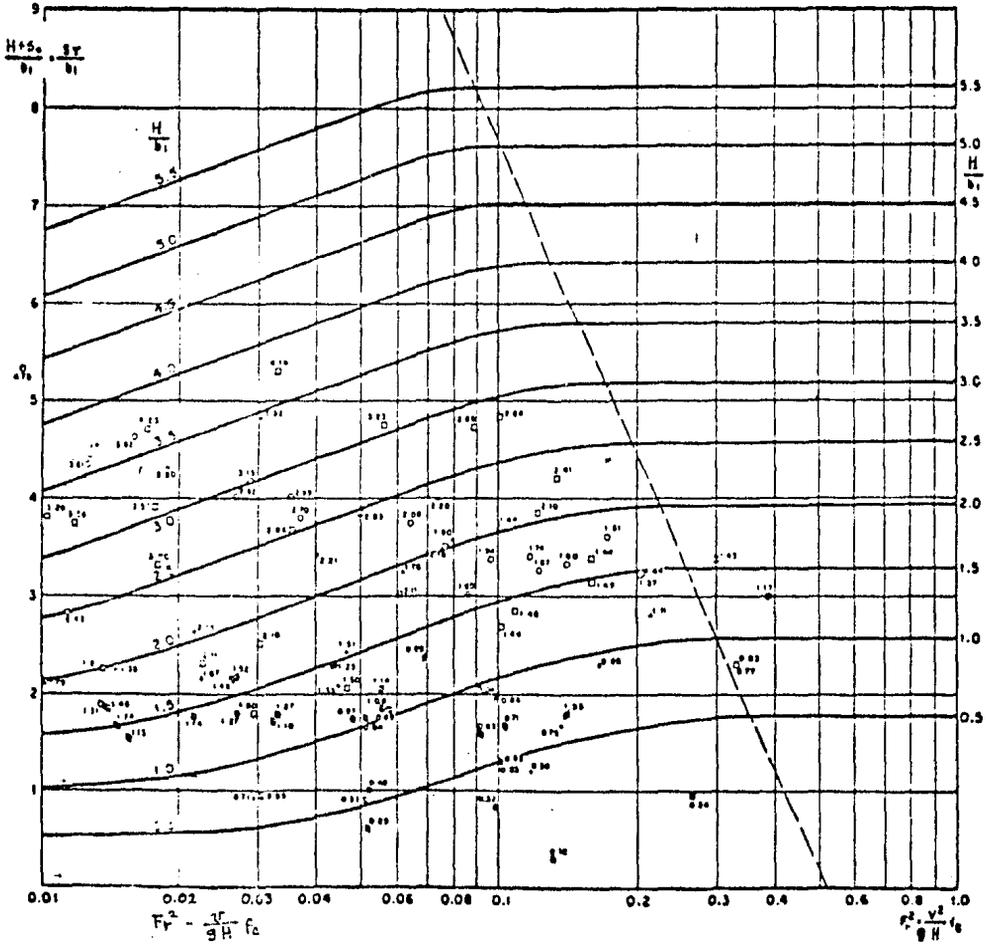
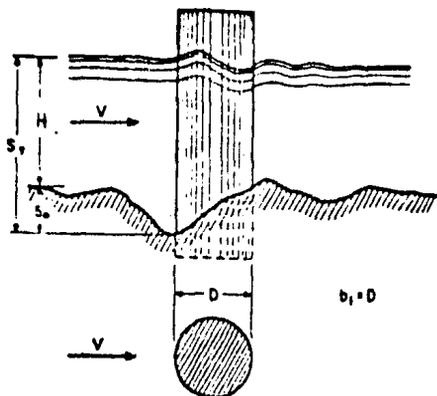


FIGURA III.48.

PILA CIRCULAR



SÍMBOLOS

- Arene negra, diám. = 0.17mm ◦
- Arene parda, diám. = 0.56mm ◦
- Arene roja, diám. = 1.30mm ◦

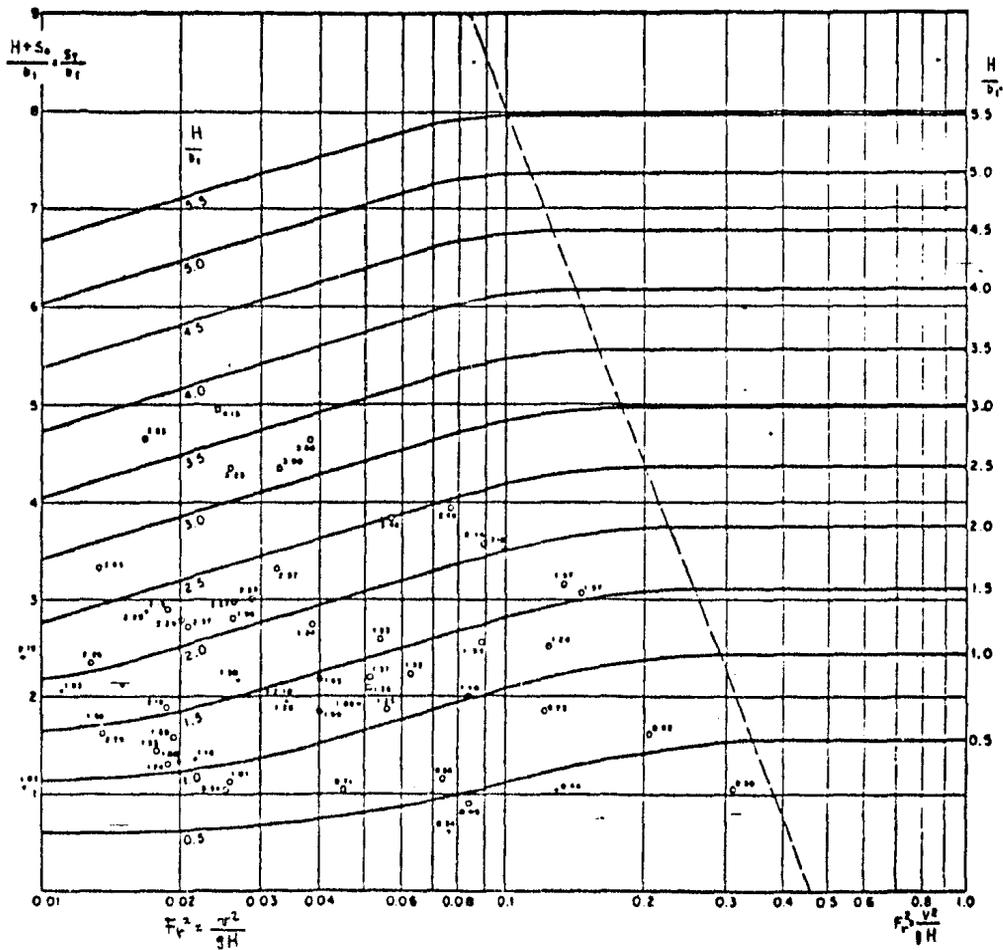
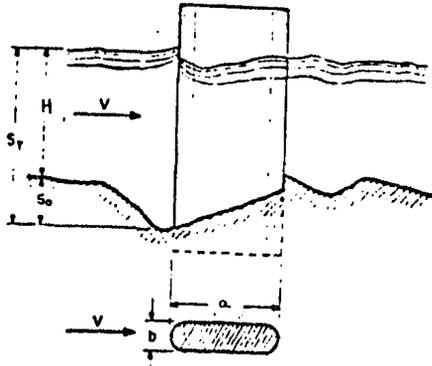


FIGURA III.49.

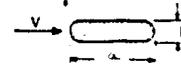
PILA REDONDEADA



a) Si la pila está alineada con el flujo

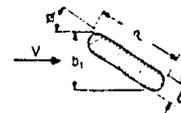
$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$



b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{F}{b_1} = f_c \frac{V^2}{g} \cdot \frac{S_T}{b_1}$$



en que:
 b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

- Arena negra, diám = 0.17 mm o
- Arena parda, diám = 0.56 mm a
- Arena rosa, diám = 1.30 mm o
- Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$ /
- Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$ \

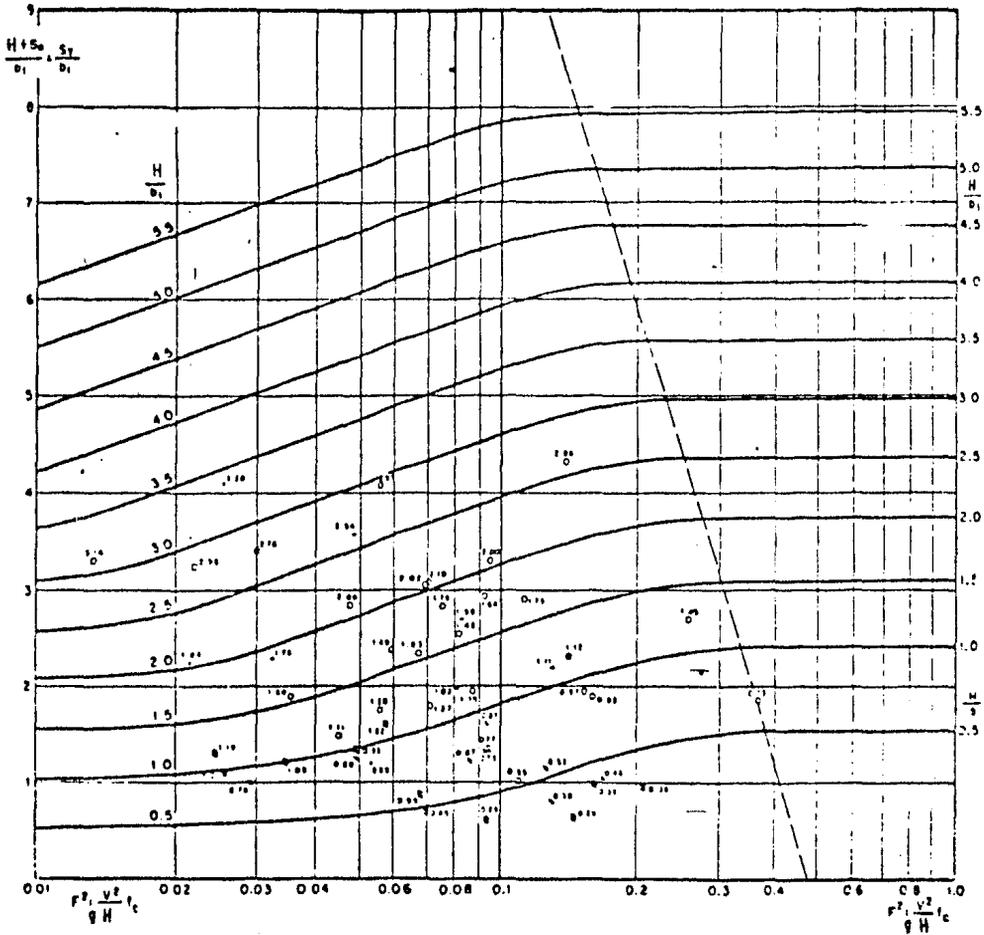


FIGURA III.50.

$$\frac{S_0}{H_s} = 6.65 Fr - 0.91 - 5.49 Fr^2$$

EC. III. 71

donde $Fr = v/\sqrt{gH}$ es el número de Froude de la corriente, y las demás literales son conocidas.

Las pruebas se realizaron sin arrastre de sedimentos en su mayoría. En los pocos ensayos en que hubo arrastre la socavación se midió antes de que ocurriera el depósito; este método tiene el inconveniente de que no toma en cuenta las características de la pila.

III.5.6.3.a.5 METODO SHEN I.

Shen y otros investigadores realizaron pruebas en pilas circulares de 15, 27 y 91 cm de diámetro con arenas cuyo d_{50} fué de 0.24 y 0.46 mm. Con base en sus resultados y en los de otros investigadores propusieron la ecuación de una curva envolvente de los resultados mencionados.

Dicha ecuación, designada como método Shen I es:

$$S_0 = 0.000223 Re^{0.619}$$

EC. III. 72

donde:

$Re = vb/\nu$.

ν = Viscosidad cinemática del agua, en $m^2/seg.$
y las demás literales son conocidas.

Debido a que la ecuación III.72 es envolvente de una serie de datos, en la mayoría de los casos el método sobreestimaré la profundidad de socavación.

III.5.6.3.a.6 METODO LAURSEN II

Laursen realizó sus ensayos en arena de 0.44, 0.58, 0.97, 1.30 y 2.25 mm de diámetro, con una pila rectangular de 6 cm de ancho. La ecuación que constituye el método Laursen II es:

$$\frac{b}{H_s} = 5.5 \frac{S_0}{H_s} \left[\left(\frac{S_0}{H_s \cdot r} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

EC. III. 73

donde todas las literales son conocidas, y 'r' una relación definida en la figura III.51.

La profundidad de socavación S_0 hay que multiplicarla por los factores de corrección K_2 (Tabla III.22), que toma en cuenta la forma de la pila, y por K_3 (Figura III.43), que toma en cuenta el ángulo de incidencia de la corriente.

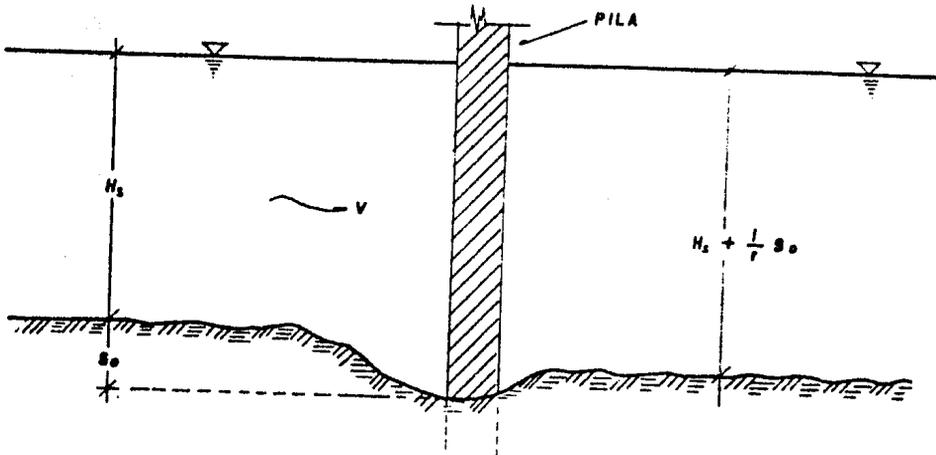


FIGURA III.51. Definición del término 'r'.

En la referencia 20 se anota que según Melville, Callender simplificó la ecuación III.73, para $r = 11.5$, a la forma siguiente:

$$\frac{s_0}{b} = 1.11 \sqrt{\frac{H_s}{b}} \quad \text{EC. III.73'}$$

Este método da buenos resultados sólo para condiciones extremas de velocidad y, obviamente, conducirá a socavaciones muy grandes en el caso de ríos en planicies en los que las velocidades no son fuertes. Este método no toma en cuenta la velocidad de llegada del agua.

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS, CON ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

En la referencia 20 se menciona que el método de Laursen II, tratado en el inciso III.5.6.3.a.6, parece ser el más confiable para determinar la socavación local con arrastre de sedimentos, pero que es conveniente aplicar también los métodos de Laursen I, Maza y Sánchez, Arunachalam, Shen II-2, Shen II-3 y Neill. El método Laursen I corresponde al método de Laursen-Toch definido en el inciso III.5.6.3.a.1; el de Maza y Sánchez fué tratado en el inciso III.5.6.3.a.3.

III.5.6.3.a.7 MÉTODO DE ARUNACHALAM

Arunachalam modificó la ecuación de Poona, obteniendo:

$$\frac{s_0}{dr} = 1.95 \left(\frac{b}{dr} \right)^{1/4} - 1 \quad \text{EC. III. 74}$$

donde:

$$dr = 1.33 \sqrt[3]{\frac{q^2}{f}}$$

EC. III. 75

q = Gasto unitario, en $m^3/s/m$.

f = $1.76 \sqrt{D}$ = Factor de sedimento.

D = Diámetro medio del material del fondo, en mm.

Hay que tomar en cuenta la forma de la pila y el ángulo de ataque de la corriente. El factor de forma está dado en la tabla III.24, de acuerdo con varios investigadores, por el cual se debe multiplicar la profundidad de socavación obtenida.

El factor que toma en cuenta el ángulo de ataque está dado por:

$$k_0 = \left(\frac{a}{b} \sin \alpha + 1 \right)^{1/6}$$

EC. III. 76

donde:

a = Longitud de la pila.

b = Ancho de la pila.

α = Ángulo agudo entre el sentido del flujo y el eje de la pila.

Este factor se multiplica también por la profundidad de socavación ya corregida por el factor de forma.

Forma de la pila	Relación Largo-Ancho	Factor de forma propuesto por :			
		Chatou	Laursen	Tison	Escande
Circular		0.97	1.00	1.00	1.00
Nariz redondeada		1.00	1.00	1.00	
Elíptica	2:1		0.91		
	3:1		0.83		
Lenticular	2:1	0.71	0.91	0.67	
	3:1		0.76		
	4:1				
	7:1				
Rectangular Achaflanada				1.01	
Rectangular		1.30	1.40	1.25	

TABLA III.24. Factor de forma de la nariz de la pila.

Este método parece dar buenos resultados para velocidades mayores o algo menores que la que inicia el arrastre de sedimentos; sin embargo, sobreestima la socavación para velocidades por debajo de $0.5 V_c$ (V_c se define en la ecuación III.64).

III.5.6.3.a.8 METODO SHEN II-2

Este método se designa con la ecuación:

$$\frac{S_o}{b} = 3.4 Fr^{0.67}$$

EC. III. 77

donde $Fr = v/\sqrt{gb}$ y las demás literales son conocidas.

En este método cabe hacer las mismas observaciones que en el Shen I, sólo que este método dá resultados mayores que el Shen I.

III.5.6.3.a.9 METODO SHEN II-3

Está designado por la ecuación:

$$\frac{S_o}{H_s} = 2 \left[Fr^2 \left(\frac{b}{H_s} \right)^3 \right]^{0.215}$$

EC. III. 78

en donde $Fr = v/\sqrt{gH_s}$ es el número de Froude de la corriente, y las demás literales son conocidas.

III.5.6.3.a.10 METODO DE NEILL

Neill propone calcular la socavación local en pilas alineadas con el flujo mediante la ecuación:

$$S_o = K \cdot b$$

EC. III. 79

donde:

- K = 1.5 para pilas de nariz redondeada y para pilas circulares.
- K = 2.0 Para pilas rectangulares.
- K = 1.2 para pilas lenticulares.

Lo anterior es válido si la nariz es vertical. Para pilas con nariz redondeada e inclinada, los valores de K propuestos por Neill son los que se indican en la figura III.52.

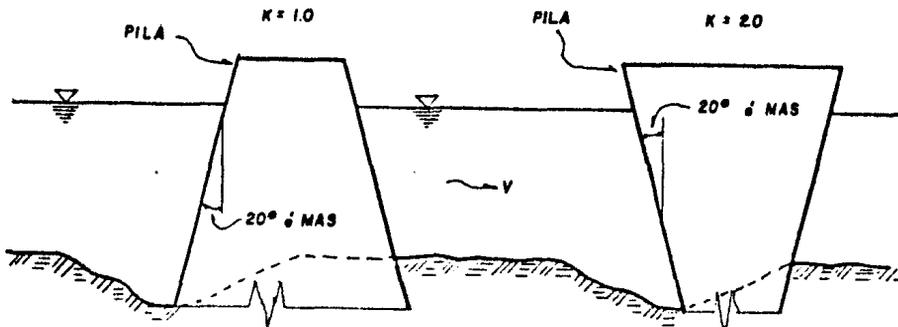


FIGURA III.52. Valores de K para pilas con nariz redondeada e inclinada.

Neill advierte que si $H_s > 5b$ el valor de la socavación obtenida con la ecuación III.79 debe aumentarse en 50%.

Para tomar en cuenta el ángulo de ataque de la corriente se deberán utilizar los coeficientes de la tabla III.25, con la aclaración de que existen grandes discrepancias entre esta tabla y los resultados de diferentes investigadores (Ref. 20).

Angulo de ataque, ϕ	Relación largo/ancho de la pila.		
	4	8	12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.5	3.5
45°	2.5	3.5	4.5

TABLA III.25. Coeficiente de corrección para pilas - esviadas.

La ecuación propuesta por Neill carece de generalidad por expresar la - profundidad de socavación únicamente en función del ancho de la pila. Así, puede arrojar resultados muy grandes para velocidades bajas y resultados escasos para altas velocidades.

III.5.6.3.b SOCAVACION LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS

El criterio de cálculo que se describe se debe a K.F. Artamonov (Refs. - 18 y 19), y permite determinar la profundidad de socavación al pie de estribos y al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el - eje longitudinal de la obra forma con la corriente. La socavación al pie - de un estribo, medida desde la superficie libre de la corriente, está dada - por:

$$S_t = P_a P_q P_r H_o \quad \text{EC. III. 80}$$

en la que:

P_a = Coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón - con la corriente (fig. III.53); su valor se encuentra en la tabla - III.26.

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto - que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y Q , el gasto total que escurre por el río. Su valor puede encontrarse en la tabla III.27.

P_r = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla III.28.

H_o = Tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión.

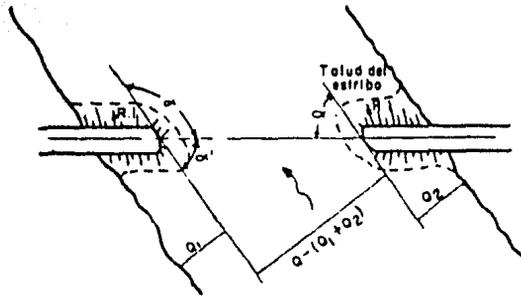


FIGURA III.53. Distribución frecuente de estribos.

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA III.26. Valores del coeficiente P_α .

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA III.27. Valores del coeficiente P_q .

Talud R	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_r	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

TABLA III.28. Valores del coeficiente P_r .

El ángulo α se indica en la figura III.53 como agudo en un estribo y -- grave en el otro; esto implica que se debe calcular por separado la erosión S_t correspondiente a cada uno. En el caso de la figura citada el estribo -- izquierdo se socavará más que el derecho.

Todo lo anterior se aplica en forma semejante a los espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en -- ambos lados de la orilla y unos frente a otros, la erosión S_t se puede reducir hasta en un 25%. Así, la ecuación III.80 se puede escribir:

$$S_t = 0.75 P_\alpha P_q P_r H_o \tag{EC. III. 81}$$

No se dispone de ningún criterio que permita valuar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo, como el criterio que se ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, conviene consi-

derar a Q_1 como el gasto máximo teórico que puede ser interceptado por el espigón hasta la corona del mismo, pero tomando en la ec. III.80 el tirante H_0 hasta la superficie libre del agua. Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger el lado aguas abajo, por ser una zona expuesta a la erosión (Refs, 18 y 19).

III.5.6.4 PROFUNDIDAD DE SOCAVACION DE DISEÑO

Para la determinación de la profundidad de socavación de diseño, consideramos que lo más aceptable sería aplicar los métodos que se indican según las condiciones de arrastre de sedimentos y aplicar, como se recomienda en las referencias 18 y 19, a la par los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev. Dependiendo del criterio del proyectista, se elegirá un valor de diseño de la profundidad de socavación teniendo en cuenta las consideraciones en que se basan los métodos, los comentarios hechos a los mismos, y las características de la obra en proyecto, tales como su magnitud, costo, etc.

Es conveniente indicar que dada la escasa información de campo disponible, y por consiguiente la poca confiabilidad de los métodos, se considera razonable que en la mayoría de los estudios se elija como valor de diseño el mayor que arrojen los métodos anteriores, siempre y cuando no esté muy por encima de los demás. Debido también a la incertidumbre en cuanto a la confiabilidad de los métodos, algunos investigadores recomiendan incrementar en un 50% la profundidad de socavación estimada y considerar, por lo menos, un ángulo de ataque ϕ de 10° (Ref. 20).

Se debe recordar que la profundidad total de socavación de diseño es igual a la suma de la profundidad de socavación general y transversal más la profundidad de la socavación local.

A manera de complemento a lo anterior, se incluyen en el siguiente inciso algunos métodos para evitar o reducir la socavación local al pie de pilas y estribos, con el fin de obtener menores profundidades de desplante en cimentaciones superficiales para puentes. La socavación transversal sería el otro tipo de socavación que se podría evitar, pero esto implicaría respetar la sección transversal original del cauce, cosa que no siempre es posible ya que suelen existir llanuras de inundación sobre las que puede ser conveniente construir terraplenes para disminuir la longitud del puente.

III.5.6.5 OBRAS DE PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL

Las obras de protección de esta naturaleza son útiles tanto para reducir la profundidad de desplante de la cimentación de las pilas y estribos a construirse, como para evitar la falla por socavación de estructuras ya construídas con escasa profundidad de desplante.

III.5.6.5.a PROTECCION AL PIE DE LAS PILAS

Para evitar o disminuir la profundidad de socavación al pie de las pilas deben reducirse al mínimo los vórtices que se generan en sus esquinas, impi-

diendo que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca -- frente a ella, o bien, hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Una solución del primer tipo es la propuesta por Levi y Luna del Instituto de Ingeniería (UNAM) quienes, a partir de los ensayos que realizaron, llegaron a la conclusión de que es posible reducir notablemente la erosión, si se coloca aguas arriba de la pila una pantalla vertical, alineada con ella - (Fig. III.54) (Ref. 18).

La forma más favorable de la pantalla corresponde a una sección rectangular delgada, de espesor del orden de $1/20$ del ancho de la pila, colocada normal a la dirección principal de la corriente y del mismo ancho de la pila - (b). La distancia más recomendable de la pantalla a la pila es de $2.2b$ y - debe hincarse lo suficiente para que no falle por su propia socavación; se - recomienda hincar la pantalla un 30% más que la profundidad de socavación to tal calculada para la pila (Ref. 22).

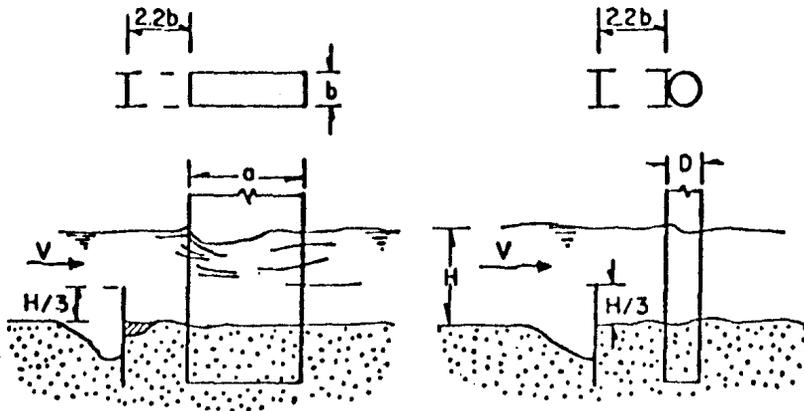


FIGURA III.54. Colocación de las pantallas protectoras según Levi y Luna.

La altura más económica de la pantalla es $H_s/3$, ya que su acción protectora es la misma que si llegara hasta la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila en un 70%. La pantalla - puede construirse antes o después de la pila, y en este último caso, si se - tiene formado el cono máximo de erosión, el hueco se rellenará hasta alcanzar las mismas condiciones que se tendrían si la protección hubiera sido colocada antes de iniciarse la erosión. Este tipo de protección es útil únicamente cuando ϕ es de 0° (Ref. 18).

Una protección del segundo tipo consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión; guijarros, boleos y cantos rodados son los materiales más convenientes.

En las pruebas que se realizaron en el Instituto de Ingeniería con este tipo de protección se observó (Ref. 18):

a) De preferencia el boleo debe ser todo de un diámetro uniforme y si - eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el obtenido para - que soporte la velocidad del cauce. Este valor se obtiene de la tabla -- III.29.

Velocidad de la corriente m/s	Peso específico del enrocamiento (kg/m ³)				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

Nota: Si el tirante es diferente de un metro, $v = v_1 H^{\frac{1}{2}}$ en que $\frac{1}{2} = 1/(2 + H)$. Conocido v y H se despeja v_1 y se entra a la tabla para conocer el diámetro de las piedras.

TABLA III.29. Diámetro mínimo, en cm, de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a un metro.

b) La protección tendrá que estar formada por un mínimo de tres capas, - ya que de lo contrario el material del fondo es extraído entre los huecos y el cono erosionado se produce de la misma manera. El espesor de la protección no debe ser menor que el ancho de la pila.

c) Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente se recomienda colocar el boleo bajo el nivel inferior que puede alcanzarse durante la socavación general y transversal.

d) Esta protección sirve cualquiera que sea el ángulo de incidencia de la corriente. Cuando se tiene la certeza de que ϕ es 0° se puede colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Para ello se excava una trinchera frente a la pila y a los lados, hasta una profundidad tal que, a partir del nivel calculado al que llegará la erosión general, todavía se alcance un desnivel mayor que un ancho de la pila. Este último desnivel deberá permitir el acomodo de tres capas de material.

Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado, - hay que rodear la pila con el pedraplén. A los lados de la pila y en su parte central se ha visto que se puede disminuir la profundidad a 0.5b, así como la cantidad de piedras colocadas (Fig. III.55).

Si ϕ varía, pero se presenta siempre del mismo lado o se mantiene fijo, se puede reducir un poco la cantidad de material colocado. Así, por ejemplo, si la dirección de la corriente fuera siempre la 'c' de la figura III.55.b, sólo se colocaría el material de acuerdo con la línea llena marcada en planta.

III.5.6.5.b PROTECCION AL PIE DE ESTRIBOS

Se puede utilizar un pedraplén en forma análoga a la descrita para pilas. Sin embargo, hay otro método mejor que, además de evitar la socavación en los estribos, orienta las líneas de corriente para que al pasar por la sección de cruce sean paralelas a las pilas. Esto se consigue por medio de diques encauzadores (Fig. III.56) (Ref. 18).

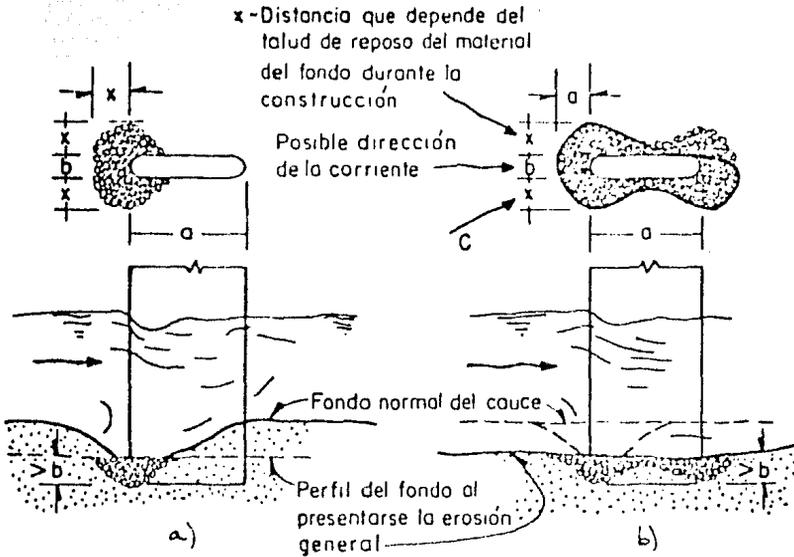


FIGURA III.55. Formas de colocar el boleo para evitar la socavación local, según Maza y Sánchez.

a. Angulo de incidencia de 0° . La línea gruesa del fondo indica que sólo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general.

b. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general.

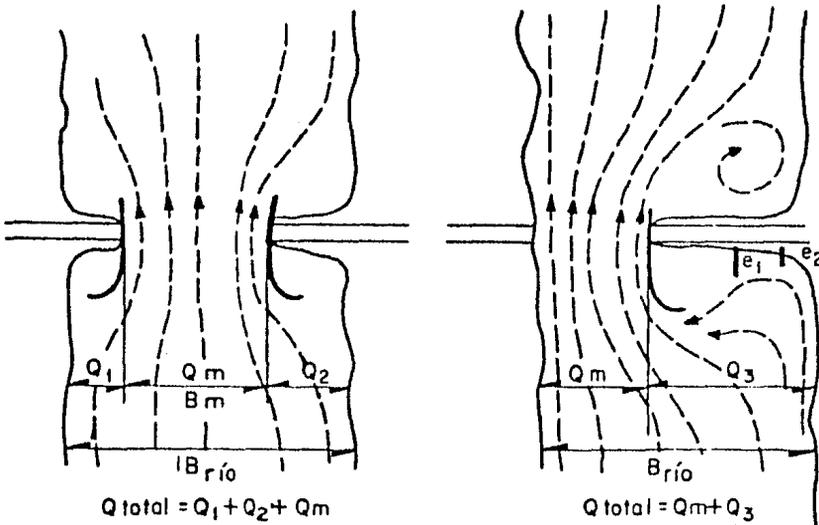


FIGURA IIT.56. Dos formas de utilizar y colocar los diques encauzados. e_1 y e_2 son espigones para evitar la erosión en el terraplén.

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del cruce corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo, se continúa hacia aguas abajo otro dique que tiene una longitud aproximada de la tercera parte del anterior.

La magnitud de los semiejes de la elipse está en función de la relación Q/Q_m , donde Q es el gasto total que pasa durante las avenidas y Q_m es el gasto que pasaría en una sección aguas arriba, por la proyección del claro formado por la sección del puente (ver fig. III.56). Así, si 'q' es el gasto unitario en una sección media aguas arriba del puente, 'Qm' es igual $B_m \cdot q$.

Para el dique aguas arriba (Fig. III.57):

$$x = X_0 \left(1 - \frac{Y^2}{Y_0^2} \right) \quad \text{EC. III. 82}$$

$$X_0 = \lambda B_m \quad \text{EC. III. 83}$$

$$Y_0 = \lambda Z B_m \quad \text{EC. III. 84}$$

en donde:

λ = Coeficiente que depende de Q/Q_m y de si la construcción de un dique se hace en cada estribo o en uno sólo de ellos. Su valor se encuentra en la figura III.58.

B_m = Claro del puente.

Z = Relación entre Y_0 y X_0 , en función de Q/Q_m . Su valor se obtiene de la tabla III.30.

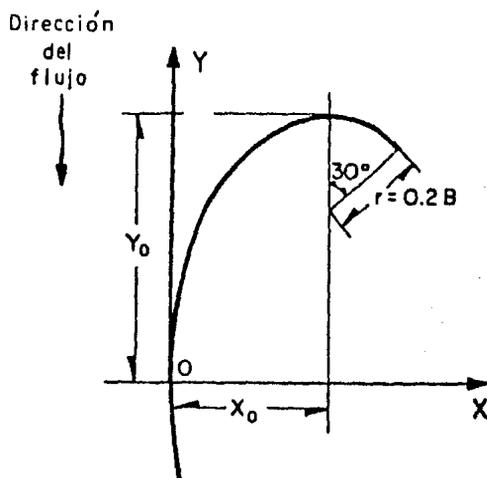


FIGURA III.57. Geometría de un dique de encauzamiento.

El extremo de aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a $0.2B$, y que abarca un ángulo de 30° (ver figura - III.57).

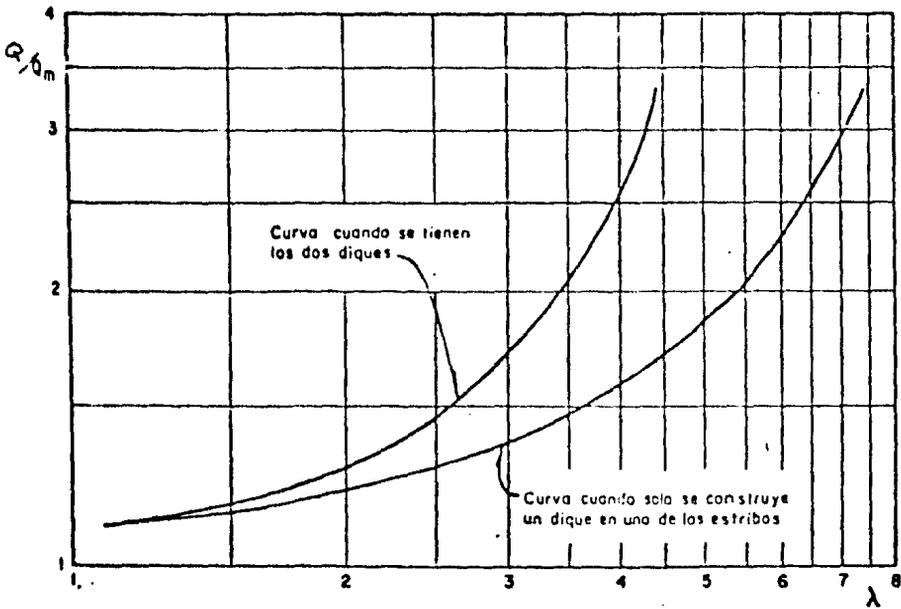
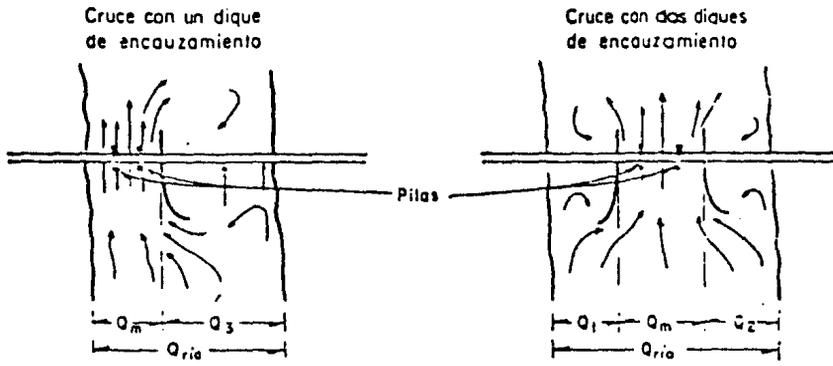


FIGURA III.58. Valores de λ en función de Q/Q_m .

Q/Q_m	1.175	1.19-1.33	1.35-1.54	1.56-1.82 o más
$Z=Yo/Xo$	1.50	1.67	1.83	2.00

TABLA III.30. Valores de $Z = Yo/Xo$.

El dique hacia aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de -- aguas arriba, de tal manera que:

$$x = X_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_0^2}} \right)$$

donde 'Y' varía de cero a $(-1/3 Y_0)$.

El eje 'Y' estará alineado paralelamente con la dirección que se desee - sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente (ver fig.III.59).

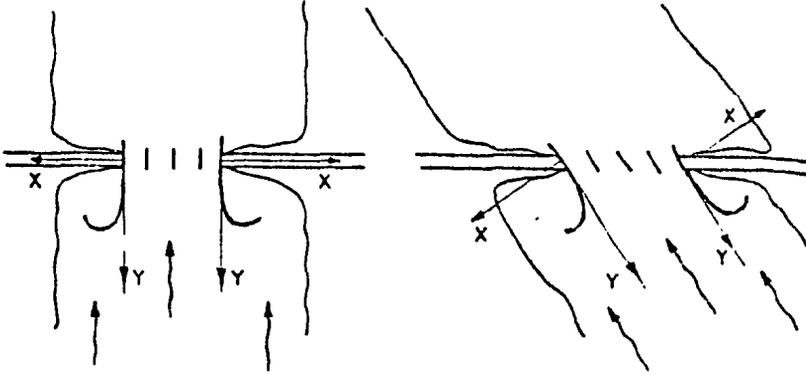


FIGURA III.59. Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente.

La principal desventaja de esta solución, comparada con la protección - formada con un pedraplén, es su costo más elevado. Debido a ello, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizado cuando no se requiera encauzar debidamente a la corriente, sino sólo proteger al pie de algún estribo.

III.5.7 TIPOS DE CIMENTACIONES

III.5.7.1 INTRODUCCION

Una cimentación se puede definir como la o las partes soportantes de una estructura cuyo fin es el de transmitir el peso de la misma al terreno natural, aunque en sentido más completo la cimentación incluye el suelo y/o roca que sirven de sustento.

Al hacer el análisis de una cimentación se estudian varias alternativas, eligiendo aquella que, además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea de fácil ejecución y de costo razonable. En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación se pueden clasificar en tres categorías:

1. Los relativos a la superestructura, que comprenden sus características como son: dimensiones y forma, magnitud, tipo y distribución de las descargas, rigidez, destino de la estructura, etc..
2. Los relativos al suelo, que toman en cuenta sus condiciones: estratigrafía, propiedades mecánicas, condiciones hidráulicas, etc..
3. Los económicos, en los que se buscará que el costo de la cimentación sea acorde con el costo e importancia de la superestructura.

Además, una buena cimentación debe satisfacer los siguientes requisitos:

- a. Debe ser segura contra la falla del suelo. Se trata de conocer la capacidad de carga del mismo, para que los esfuerzos transmitidos no provoquen un colapso o falla brusca.
- b. No debe sufrir asentamientos que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural.
- c. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los efectos de la socavación, de los levantamientos, o los daños que puedan causar futuras construcciones cercanas.

III.5.7.2 CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE CIMENTACIONES

En general, las cimentaciones suelen manejarse como pertenecientes a uno de dos grandes grupos: las superficiales y las profundas.

Las cimentaciones superficiales son aquellas cuya profundidad de desplante no es mayor que dos o tres veces el ancho del cimiento, siendo utilizables cuando el suelo en sus capas superiores posee una capacidad portante adecuada a las cargas y su compresibilidad es baja o media.

Las cimentaciones profundas son aquellas que se utilizan cuando los estratos de suelo o roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga con adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable, por lo que es necesario buscar apoyo en estratos más resistentes a mayores profundidades. A veces los estratos con suficiente resistencia no aparecen dentro de profundidades alcanzables económicamente, generándose así otro tipo de cimentaciones profundas, en la que los elementos de cimentación distribuyen por fricción o adherencia sus cargas a espesores suficientemente grandes del terreno blando y poco resistente del que se dispone.

III.5.7.2.a CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales suelen clasificarse en:

1. Zapatas + Aisladas
+ Corridas
2. Losas de cimentación
3. Cajones + Totalmente compensados
+ Parcialmente compensados
+ Sobrecompensados

III.5.7.2.a.1 ZAPATAS

ZAPATAS AISLADAS. Son apoyos rígidos que comúnmente tienen forma rectangular o cuadrada, contruidos de mampostería o concreto reforzado y que por lo general soportan la carga transmitida por una columna. El objetivo de estas zapatas es ampliar el área de apoyo de un elemento estructural para comunicar al terreno esfuerzos a nivel adecuado; son utilizadas cuando la estructura puede soportar asentamientos diferenciales y la resistencia del suelo es alta.

ZAPATAS CORRIDAS. Son una forma evolucionada de la zapata aislada, en las que la longitud supera con mucho al ancho. Proporcionan apoyo a muros de carga o soportan una serie de columnas; pueden ser de concreto reforzado o de mampostería. Se utilizan cuando el suelo ofrece una resistencia baja y obliga al empleo de mayores áreas de repartición, o en el caso de que deban transmitirse al suelo grandes cargas. Con el empleo de estas zapatas se puede ayudar a controlar los asentamientos diferenciales por medio de trabes de liga, o diseñándolas para ligar columnas en ambas direcciones. Este tipo de cimientos permite salvar pequeñas áreas débiles y además se logra cierta economía debido a la continuidad estructural, ya que resulta más económica la excavación de una trinchera continua que agujeros aislados.

III.5.7.2.a.2 LOSAS DE CIMENTACION

En este tipo de cimentación una losa única cubre al suelo en toda el área ocupada por la superestructura y se considera, si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, que la carga total de la estructura está uniformemente distribuida en toda el área proporcionando la mínima presión de contacto. Si las cargas de las columnas no están más o menos distribuidas uniformemente, o si el subsuelo es tal que puedan producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas. Si los estratos compresibles están situados a pequeña profundidad este tipo de cimentación reduce al mínimo el asentamiento; sin embargo, si dichos estratos son profundos, tendrá poco efecto y aún se pueden incrementar los asentamientos debido a que el bulbo de presiones es más grande y puede afectar esas capas profundas.

Las losas de cimentación son contruidas con concreto reforzado. Son empleadas cuando la resistencia del suelo sea muy baja o las descargas sean

muy altas. De igual manera que las zapatas corridas, la losa de cimentación puede salvar pequeñas áreas aisladas de suelo débil; hace económico el proyecto y la construcción por la continuidad estructural y por que la excavación tiene una profundidad uniforme. Un estudio comparativo de costos indica que cuando las zapatas aisladas o corridas cubren más de la mitad o las dos terceras partes del área ocupada por la superestructura, la cimentación sobre losa es más barata (Ref. 16).

III.5.7.2.a.3 CAJONES DE CIMENTACION

Se utilizan en suelos de compresibilidad alta o media con el fin de reducir la descarga neta, evitando con ello elevados incrementos de presión que pudieran provocar asentamientos intolerables a la estructura.

Generalmente están constituidos por un cajón subterráneo rígido de concreto armado, formado por losa de cimentación, tapa y muros de contención. Cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad menor que la de desplante, es necesario garantizar la estanquidad del cajón para aprovechar el efecto de flotación.

En este tipo de cimiento pueden distinguirse tres casos:
CAJONES TOTALMENTE COMPENSADOS. El nivel de desplante es tal que el peso de la tierra excavada y el efecto de la flotación, en caso de existir, equilibran la descarga total de la estructura; así, al suelo no le llega ninguna presión extra a la que originalmente tenía.

CAJONES PARCIALMENTE COMPENSADOS. Cuando existe cierta descarga neta, es decir, el efecto de flotación y el peso de la tierra excavada al nivel de desplante no son suficientes para contrarrestar el peso total de la construcción.

CAJONES SOBRECENSADOS. En el caso de que la descarga total de la estructura sea menor que la suma de los dos efectos mencionados, siendo importante el control de los movimientos verticales ascendentes. En ocasiones el efecto de la subpresión puede ser tal que provoque la pérdida de estabilidad de la estructura.

En el caso de tener suelos altamente compresibles y normalmente consolidados, no pueden realizarse cimentaciones con cajones parcialmente compensados ya que cualquier incremento de presión sobre la previamente existente actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, causando fuertes asentamientos. En cambio, si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente, con tal de que dicho exceso no llegue a afectar la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión, con lo que los asentamientos resultantes serán bajos. En relación a esa presión en exceso, el Dr. L. Zeevaert recomienda que su valor se limite a:

$$\Delta p \leq \frac{1}{2} (p_c - p_o)$$

donde:

Δp = Incremento de presión en la cimentación sobre la presión previamente existente.

p_c = Carga de preconsolidación.

p_o = Presión efectiva en el suelo, por peso propio.

Deberá verificarse que a mayor profundidad no existan mantos de arcilla muy compresible a los que pueda llegar, desde la cimentación, esfuerzos que sobrepasen su carga de preconsolidación y afecten los tramos vírgenes de sus curvas de compresibilidad y se produzcan asentamientos considerables (Ref. - 22).

III.5.7.2.b CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las cimentaciones profundas las podemos clasificar en:

1. Pilotes
 - * De punta.
 - * De fricción y/o adherencia.
 - * Mixtos
2. Pilas.
3. Cilindros.
4. Cajones.

Los anteriores son los tipos más comunes de cimentaciones profundas que se utilizan actualmente y se distinguen entre sí, convencionalmente, por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que son los más comunes. En la figura III.60 se tienen en forma esquemática los tipos de cimentación citados; a continuación se describen ca da uno de esos tipos.

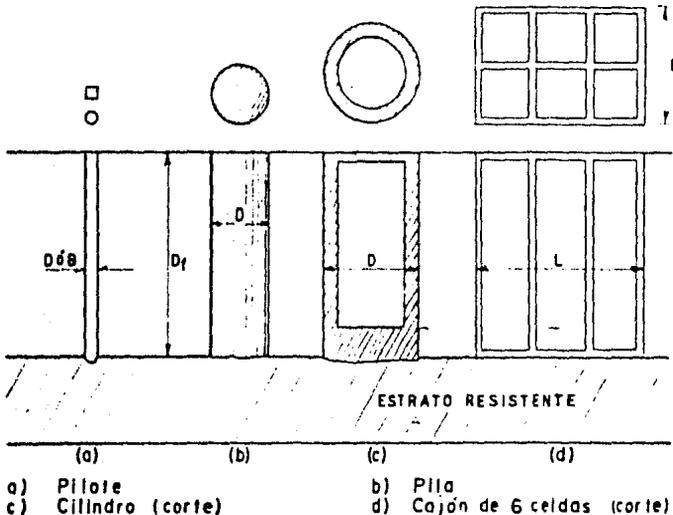


FIGURA III.60. Tipos de cimentaciones profundas .

III.5.7.2.b.1 PILOTES

Son elementos esbeltos, de sección transversal comprendida generalmente entre 30 y 60 cm y cuya forma puede ser circular, cuadrada, triangular, etc. El material del que están hechos puede ser madera, concreto, acero o una --

combinación de esos materiales. Los pilotes de madera son los de menor uso actualmente, siendo utilizados en estructuras provisionales o para compactar arenas. Los pilotes más usados son los de concreto que pueden ser reforzados o preesforzados, de sección maciza o huecos; pueden ser prefabricados e hincados a golpes o a presión o colados en el lugar, en una excavación realizada previamente a la construcción del pilote. Los pilotes de acero son de sección I, H o tubular, con tapón en la punta o sin él; estos pilotes son buenos para soportar grandes cargas, para penetrar materiales duros y para lugares en los que no se desea tener fuerte desplazamiento del suelo a causa del hincado.

En función de la forma en que transmiten su carga al suelo, los pilotes se clasifican en:

PILOTES DE PUNTA. Estos pilotes desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente situado a una profundidad considerable por debajo de la base de la estructura. El hincado de éstos se efectúa, generalmente, con una perforación previa, salvo en los casos en que las capas superficiales sean muy blandas y permitan la penetración a base de golpes, además de no existir estructuras cercanas que puedan resultar afectadas. Este tipo de pilotes no es conveniente en las zonas donde el hundimiento regional es importante, ya que la estructura presentará una emersión relativa con el tiempo, ocasionando daños a construcciones vecinas cimentadas superficialmente; además, se puede provocar la falla de los pilotes o del estrato de apoyo en caso de presentarse fricción negativa no considerada en el proyecto de la cimentación.

PILOTES DE ADHERENCIA Y/O FRICCIÓN. El principio en que se basa este tipo de cimiento es el de transmitir las cargas mediante la adherencia y/o fricción que se genera entre el área de contacto lateral del pilote y el subsuelo, siendo menor la carga soportada por la punta.

Si la fuerza resistente del terreno se debe a cohesión, como en el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia; así mismo, serán pilotes de fricción si la fuerza resistente es producto de la fricción entre pilote y un suelo granular.

Es práctica común hacer una perforación previa al hincado, de menor dimensión que el diámetro del pilote. Este tipo de pilotes permite que la estructura siga el hundimiento regional, pero pueden presentarse asentamientos diferenciales si el suelo presenta diferentes condiciones de adherencia.

PILOTES MIXTOS. Son denominados así aquellos pilotes donde se combinan el trabajo de punta con el de fricción y/o adherencia, siendo los dos efectos de una importancia similar.

PILOTES ESPECIALES

Con el fin de evitar o reducir algunos de los efectos inconvenientes que se pueden presentar en los tipos de pilotes descritos, tales como la emersión de estructuras, asentamientos diferenciales, sobrecarga por fricción negativa, etc., se han desarrollado algunos tipos de pilotes especiales. En seguida se comentan brevemente algunos casos (Ref. 15).

1. Pilotes de Control.

Esencialmente son pilotes de punta cuya cabeza atraviesa libremente la -

cimentación, y se une a ésta mediante un puente consistente de una vigueta - de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero. Entre la vigueta del puente y la cabeza del pilote se establece la unión con un dispositivo - formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y sistemas de cubos pequeños de madera de características esfuerzo-deformación conocidas (Fig. III.61)

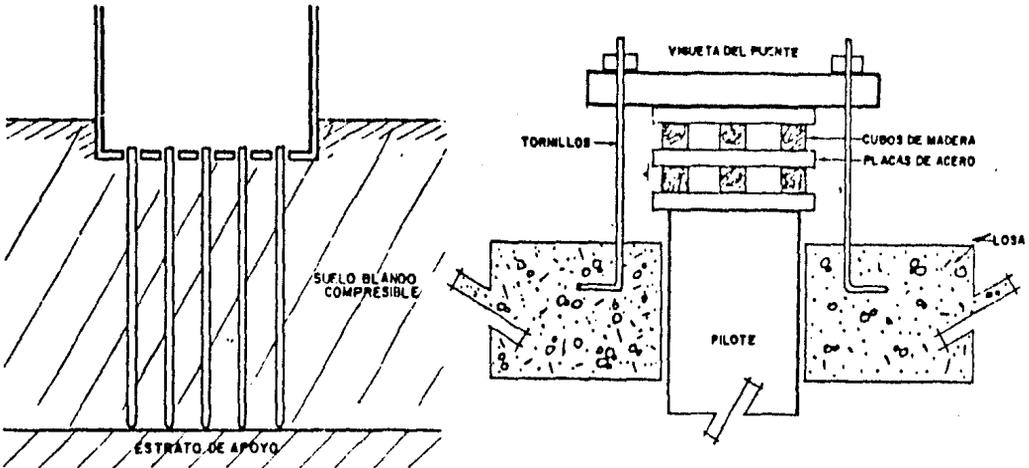


FIGURA III.61. Pilotes de control: esquema general y del dispositivo de unión.

El dispositivo descrito tiene como finalidad permitir el hundimiento de la estructura conforme lo hace el suelo, haciendo trabajar al pilote a la carga que se desee simplemente aumentando o reduciendo el número de cubos de madera. Conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará dividir ese valor entre la carga de falla del cubo de madera para determinar el número de cubos que han de colocarse por capa, entre dos placas de acero.

Si la estructura tiende a asentarse más que la superficie del suelo, los pilotes se harán trabajar a mayor carga aumentando el número de cubos por capa. Por lo contrario, si tiende a emerger, los pilotes se harán trabajar a menor carga (reduciendo el número de cubos de madera por capa) con lo que se aumentará la carga transmitida por la losa al suelo, con lo que su asentamiento se verá acelerado. Si la estructura presenta hundimientos diferenciales, lo arriba descrito podrá aplicarse a diferentes áreas de la cimentación, con el fin de lograr un hundimiento uniforme.

2. Pilotes penetrantes de sección variable.

El objeto primordial de este tipo de pilotes es evitar que las estructuras 'emerjan' a consecuencia de la consolidación regional. También son pilotes de punta, en cuyo extremo inferior se colocan tramos metálicos tubulares que penetran en el estrato resistente cuando la fricción negativa ha alcanzado un valor suficiente (ver fig. III.62).

3. Pilotes Electrometálicos.

El uso principal de este tipo de pilotes ha sido para recimentar estructuras desplomadas o con asentamientos excesivos. Son esencialmente pilotes de fricción tubulares de acero, de pequeño diámetro (1" a 3"), y que generalmente se hincan sin perforación previa hasta la profundidad deseada; este -

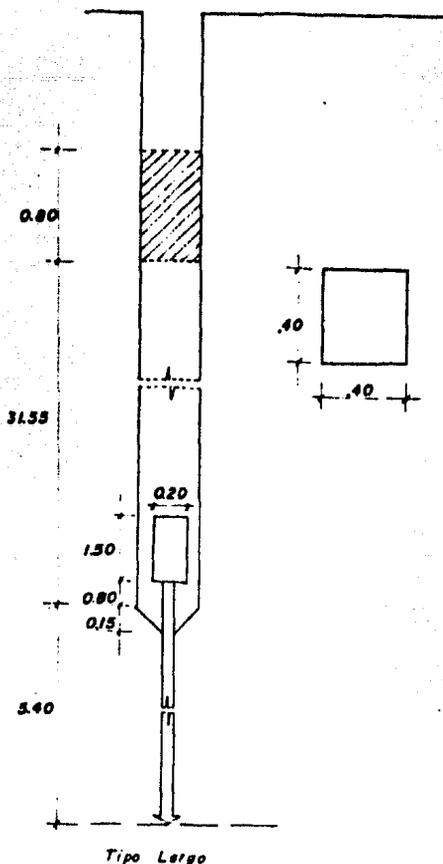


FIGURA III.62. Geometría de pilotes penetrantes.

hincado se realiza con un martinete ligero de caída libre, y en tramos de - 1.5 a 6.0 m de longitud unidos con soldadura.

El pilote hará las veces de ánodo (+), cerrando el circuito unas varillas de acero colocadas a cierta distancia de él, que funcionarán como cátodo (-). Al conectar el polo positivo del generador al pilote y el negativo a las varillas, el agua tenderá a fluir del polo positivo al negativo, logrando así consolidar el suelo alrededor del pilote, y aumentando su adherencia disminuida por el remoldeo durante el hincado. La intensidad de la corriente debe ser tal que el gradiente medio esté comprendido entre 0.2 y 0.3 volts/cm. La capacidad de carga desarrollada por el pilote está en función del tiempo de aplicación de la corriente, y se notó, en una prueba en arcilla del Valle de México, que la resistencia máxima se logra con un tiempo de tratamiento de 3 horas.

USOS DE LOS PILOTES

Los pilotes, como elementos de cimentación, se pueden utilizar de las siguientes formas (ver fig. III.63):

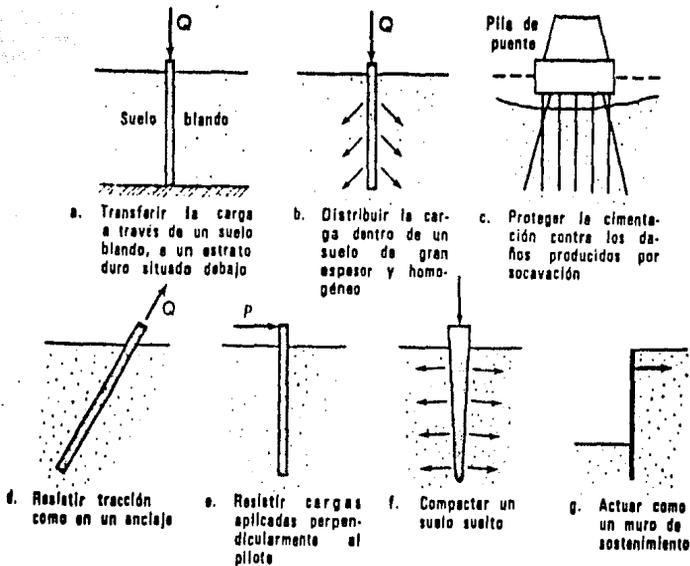


FIGURA III. 63. Usos de los pilotes .

1. Como 'pilote de carga', transmitiendo la carga de la estructura a través - de suelos blandos o agua, hasta un estrato de suelo resistente (fig. III.63a), o distribuyendo la carga a un cierto espesor de suelo blando utilizando para ello la fricción o adherencia lateral que se produce entre suelo y pilote -- (fig. III.63b); éstos son los más comunes. Los pilotes de carga se utilizan también para alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a - erosión, socavación u otros efectos nocivos (fig. III.63c).
2. Como 'pilotes de tensión', proporcionando anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura, y como anclaje de los cables que sirven de contravientos en las torres (fig. III.63d).
3. Como 'pilote cargado lateralmente', que soportan cargas aplicadas perpendicularmente al eje del pilote y se usan en cimentaciones sometidas a fuer-- zas horizontales, como son las tablaestacas, puentes, muelles y como defen-- sas y duques de alba en las obras de los puertos. Si las cargas laterales - son grandes es frecuente recurrir a pilotes inclinados (figs. III.63e y g).
4. Como 'pilotes de compactación', para compactar suelos granulares con el - fin de generar capacidad de carga (fig. III.63f).

III.5.7.2.b.2 PILAS

Son elementos primáticos colocados en el sitio de la obra, en orificios preescavados a mano o con maquinaria especial, y apoyados en estratos resis-- tentes o roca; su sección transversal, circular, es del orden de 0.6 a 3.0 m y pueden tener una ampliación en su extremo inferior denominada 'campana'. - Esta se construye con el fin de obtener más área para la distribución de la carga.

Entre las ventajas que tienen sobre los pilotes podemos mencionar: por - ser elementos más robustos pueden soportar mayor concentración de carga -- axial, pueden construirse hasta la profundidad de proyecto no obstante la --

presencia de lentes compactos o cementados y permiten corroborar la naturaleza de los materiales de apoyo. Sin embargo, se pueden ocasionar asentamientos de la superficie del terreno si durante su construcción no se evita el flujo de agua hacia la perforación.

Dentro de los procedimientos constructivos para pilas tenemos:

1. Método del Pozo Seco, que consiste en excavar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, convenientemente armado y de dimensiones suficientes para permitir que un hombre trabaje en su interior. Este método es aplicable en terrenos secos o cuando las filtraciones son muy pequeñas. Una vez hecha la perforación se limpia el fondo y se coloca el acero de refuerzo, siguiendo las especificaciones de proyecto, y debidamente anclado para evitar que sea expulsado hacia la superficie en el momento de colar el concreto.

2. El Método Chicago es una variación del método anterior en el que se va excavando el material en profundidades de 1 a 2 m, adomando la excavación con largueros verticales de madera mantenidos con anillos de acero; se continúa la excavación repitiendo las operaciones de adomado hasta alcanzar el nivel de apoyo. Suele ampliarse la base (formación de la campana) para mejorar el poder portante del elemento. El hueco así producido se rellena de concreto.

3. El Método Gow es un método similar a los anteriores que se utiliza cuando son importantes las filtraciones de agua hacia la excavación. En este caso se van introduciendo en el terreno secciones telescópicas de acero (tubulares). En la figura III.64 se ilustran los dos últimos métodos.

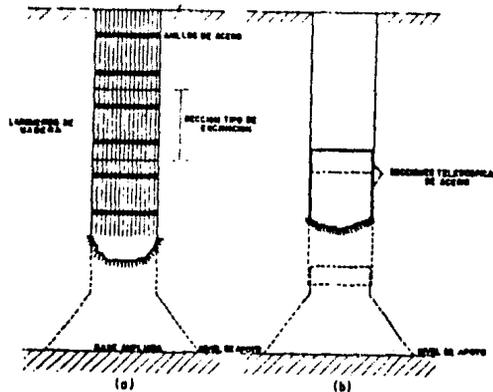


FIGURA III.64. Pilas. a) Excavada por el Método Chicago. b) Excavada por el Método Gow.

III.5.7.2.b.3 CILINDROS

Los cilindros de cimentación son elementos huecos de concreto reforzado de grandes dimensiones (con diámetro de 3 m o más), que son útiles cuando existen grandes concentraciones de carga en una zona de la cimentación, como ocurre en los puentes de grandes claros, y cuando el elemento de cimentación vaya a estar sujeto a severas fuerzas horizontales.

Debido a sus grandes dimensiones los cilindros requieren de un procedimiento constructivo especial, consistente en colocar sobre el terreno el elemento y excavar en su interior por medio de una draga de almeja u otra herramienta similar; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el mate-

rial bajo él, hasta llegar al estrato resistente (Método del Pozo Indio, figura III.65). Cuando hay agua, el nivel del interior se debe mantener --- igual al exterior para conservar la estabilidad del fondo. La excavación - debe hacerse de modo que el elemento vaya descendiendo por su propio peso o con ayuda de un lastre, evitando los desplomes laterales; la penetración se facilita teniendo el cilindro la punta biselada o con una cuchilla de acero en su parte inferior.

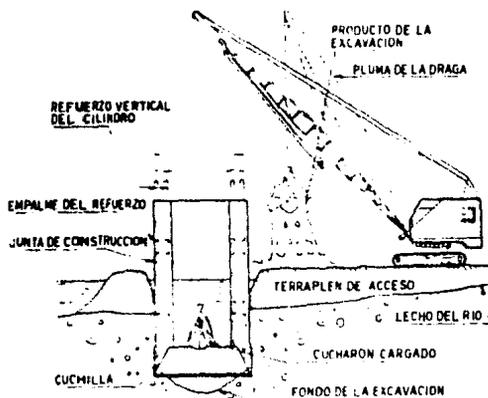


FIGURA III.65. Excavación por el Método del Pozo Indio.

Quando los cilindros son de gran longitud se construyen por tramos, colocando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Una vez colocado el elemento en su posición de proyecto se cuelga un tapón en su parte inferior, generalmente bajo agua y con el procedimiento de 'trompa de elefante', y una tapa en la superior, quedando el interior hueco. Información más amplia respecto a los procedimientos constructivos de cilindros se puede encontrar en la referencia 24.

III.5.7.2.b.4 CAJONES

También son elementos huecos de concreto reforzado distinguiéndose de los cilindros por tener forma paralelepípedica y celdas múltiples. El ancho de estos elementos suele ser también de 3 m o más. Son útiles en los mismos casos citados para los cilindros, pero por su capacidad de carga elevada son utilizados como solución alternativa para cimiento de los puentes más grandes.

Las técnicas para la construcción de estos elementos dependen de la existencia o no de un tirante de agua en el lugar de la obra. En caso de que no haya agua, la construcción del cajón sigue un procedimiento similar al descrito para los cilindros (Método del Pozo Indio). Los cajones neumáticos (Fig. III.66) se utilizan cuando el procedimiento del pozo indio pueda causar pérdidas del terreno alrededor del elemento, cuando la hinca vertical sea impedida por obstáculos o cuando, en el caso de cimentaciones bajo agua, haya el riesgo de que materiales arcillosos o arenas finas fluyan bajo las cuchillas cortadoras hacia el interior. Su alto costo sólo se justifica --

cuando las cargas que se van a soportar son muy grandes.

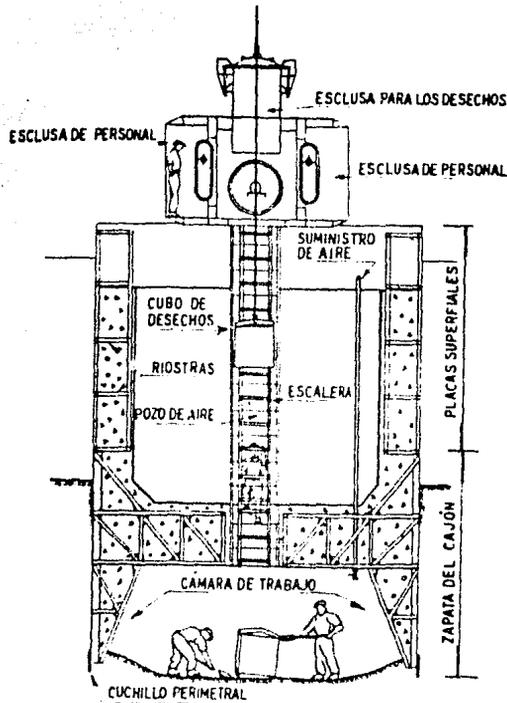


FIGURA III.66. Esquema de un cajón neumático.

En estos cajones la cámara de trabajo está bajo aire comprimido a una presión tal que balancea o supera ligeramente a la presión hidrostática en el exterior; con esto se impide el flujo de agua y suelo hacia adentro. Así se logra una cámara de trabajo seca que permite atacar todos los obstáculos al hincado directamente y el colado de la tapa inferior se realiza en seco. Entre las desventajas de éste método tenemos que el proceso de hincado es lento y los hombres que trabajan en el interior no pueden permanecer durante mucho tiempo expuestos a las elevadas presiones de aire que se requieren; de hecho, la presión máxima que puede usarse es del orden de 3.5 kg/cm^2 , lo que limita la profundidad de hincado en la práctica a no más de unos treinta metros (Ref 24).

Si existe un tirante de agua se puede utilizar un molde de acero que se lleva flotando al lugar de la obra y que constituirá la sección inferior del cajón. Ya en el lugar se vacía concreto en el molde para ir formando los muros de las celdas del cajón; este concreto sirve de lastre y hace que el molde de acero llegue al fondo. El molde debe tener una altura un poco mayor que el tirante de agua en el lugar; si éste es muy grande, el molde se formará por secciones conforme se va hundiendo. Estando en posición el molde ya colado se inicia la extracción del material de las celdas con lo que, de igual manera que los cilindros, se introducirá en la masa de suelo hasta la profundidad determinada.

Otra técnica de construcción con tirante de agua consiste en colocar un tablaestacado de acero que sobresalga del agua y que encierre la zona de construcción. El espacio interior se rellena de arena hasta que sobresalga del agua a manera de isla, logrando así el hincado del cajón como si no existiera tirante de agua (Método de la Isla, figura III.67).

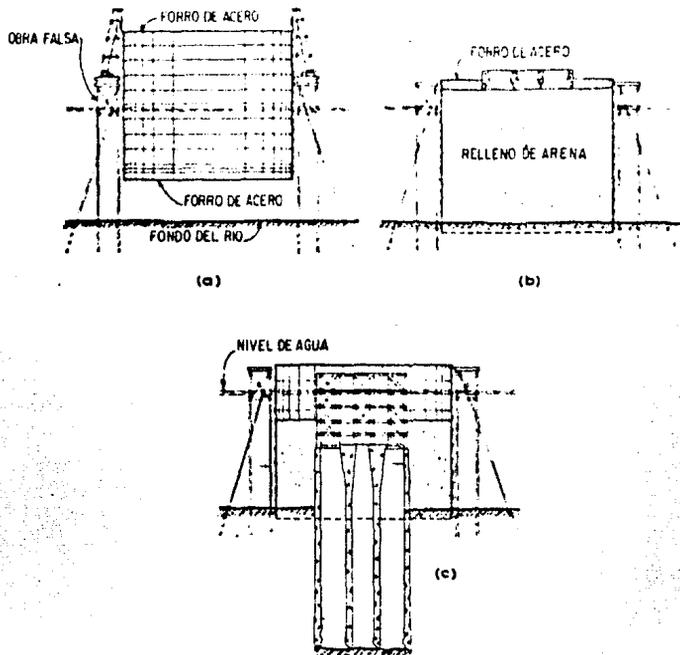


FIGURA III.67. Método de la Isla para la hincada de cajones .

En lo anterior se presentó la clasificación de los tipos de cimentación, incluyendo en los casos de las pilas, cilindros y cajones algunos procedimientos constructivos ya que estos tipos de cimentaciones son comunes en los puentes. En el caso de los pilotes, existen muchos procedimientos constructivos, en función de que sean prefabricados o colados in situ, de que utilicen ademe permanente o no, de que sean hincados a presión o preexcavados, etc., dando como resultado un gran número de procedimientos constructivos cuyo conocimiento sería indispensable para la correcta selección del tipo de pilote a utilizar en una cierta obra, en función de sus características y de las del subsuelo. Por lo anterior se remite a las referencias 16 y 22 donde se pueden encontrar desarrollados esos procedimientos y las capacidades de carga típicas de esos distintos tipos de pilotes. En esas referencias se puede encontrar también información relativa a la hincada de pilotes (equipo y procedimientos).

III.5.8 ASENTAMIENTOS

III.5.8.1 INTRODUCCION

Es bien conocido que la modificación del estado de esfuerzos actuantes sobre un cuerpo cualquiera lleva consigo un cambio en su estado de deformación, de tal manera que los esfuerzos interiores correspondientes a la nueva deformación establezcan nuevamente el equilibrio. Sin embargo, si el nivel de esfuerzos actuante es muy elevado, puede ocurrir que el máximo valor de esfuerzos internos que logre desarrollar el cuerpo por su deformación no sea suficiente para lograr el equilibrio y se produzca la falla.

El comportamiento de la relación esfuerzo-deformación de un cuerpo depende del tipo de material que lo constituya y aún varía para el mismo material dependiendo de las condiciones de trabajo a que se sujete. Así, a diferentes condiciones de confinamiento, temperatura, velocidad de aplicación de esfuerzos, nivel de esfuerzos, etc. les corresponderán diferentes características de deformación ante los esfuerzos.

Dentro del campo de las obras civiles, existe una gran variedad de materiales cuyo comportamiento va desde aquellos que prácticamente no se deforman antes de su ruptura (materiales frágiles) hasta los plásticos capaces de resistir grandes deformaciones, y desde los que prácticamente no resisten esfuerzos hasta aquellos altamente resistentes como los aceros.

A medida que el comportamiento del material corresponda a grandes deformaciones para bajos incrementos de esfuerzo, tanto más importante se volverá la necesidad de determinar sus deformaciones en el proyecto de obras civiles, pues su magnitud puede ser tan grande que resulte perjudicial para la funcionabilidad de la obra, aún cuando los niveles de esfuerzo del material estén muy por debajo de los que éste pueda resistir.

La deformación de la mayoría de los suelos, es mucho mayor que la de los materiales estructurales y se manifiesta en un lapso de tiempo que puede ser mucho mayor, por lo que el estudio de casi cualquier proyecto en el que se involucre el trabajo del suelo no puede considerarse completo sólo con el establecimiento de la capacidad de carga. De hecho, es seguramente mayor el número de fracasos en cimentaciones por problemas de deformación lenta y sostenida o de deformación rápida y de pequeña magnitud, que por problemas de capacidad de carga que ocasionen una falla violenta, por lo que la deformación de los suelos merece una atención especial por parte del ingeniero que pretenda un buen funcionamiento de la estructura a corto y largo plazo.

La deformación de los suelos puede dividirse en dos partes; una componente volumétrica (compresión) por la que una masa de suelo cambia de volumen manteniendo su forma, y otra desviadora (distorción) por la que una masa de suelo cambia de forma variando la posición relativa de sus puntos pero manteniendo su volumen constante. La deformación volumétrica se desarrolla lentamente, por lo que puede ser causa, años más tarde, de agrietamientos o falla de estructuras inicialmente sanas, en las que no se haya previsto las condiciones futuras.

La magnitud del asentamiento que puede tolerar una estructura depende de su tamaño y del tipo de construcción y de si es o no uniforme el asentamiento. Si todas las partes de la estructura se asientan la misma cantidad,

La estructura no se dañará; solamente los accesos, el drenaje y las conexiones de los servicios serán afectados pero estos permiten movimientos de varios centímetros. Los asentamientos diferenciales que causan inclinación -- (tales como los que ocurren en las estructuras de cimentación rígida y cargas excéntricas), son importantes para los pisos, los rieles de las grúas, las máquinas y las estructuras altas y esbeltas; los límites de tales inclinaciones los fija el funcionamiento y operación respectivos. Los asentamientos que producen curvatura (propios de estructuras cimentadas sobre zapatas aisladas o elementos flexibles) afectan las obras estructuralmente, produciendo grietas o desplomes. La disposición de las grietas depende de que parte de la estructura se asiente más, el centro o los extremos. La figura III.68 muestra la dirección de las grietas para los diferentes asentamientos.

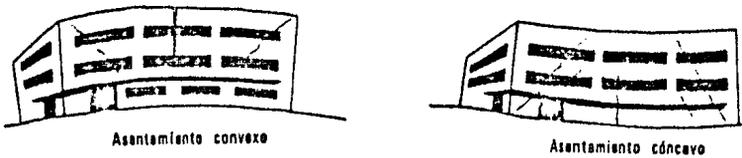


FIGURA III.68 Modelos de las grietas por asentamientos.

El asentamiento convexo es propio de las estructuras cimentadas sobre -- suelo friccionante como las arenas, en cambio el cóncavo se presenta más -- bien en suelos compresibles de naturaleza cohesiva y puede extenderse bastante fuera de los límites de la estructura y afectar a construcciones vecinas. La figura III.69 ilustra esto.

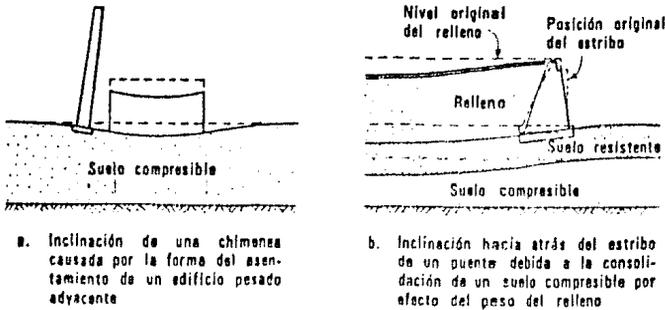


FIGURA III.69 Inclinación o desplome de estructuras producido por cargas pesadas adyacentes.

Es común que en el cálculo de las superestructuras no se considere los efectos adicionales causados por los asentamientos no uniformes del suelo, -- los cuales pueden ser lo suficientemente grandes para cambiar completamente

La distribución de momentos con que se diseñan las piezas estructurales no sólo de cimentación sino de toda la superestructura. La figura III.70 ilustra esto.

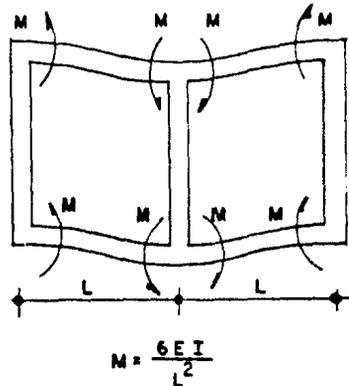


FIGURA III.70 Momentos originados por un asentamiento diferencial unitario de la columna central.

Una estructura continua y rígida, hará que el hundimiento de la estructura sea uniforme, pero su costo será mayor por el aumento de la sección y refuerzo de las contratraves, en cambio una cimentación discontinua o de elementos aislados podrá ser más económica, pero no tendrá capacidad para evitar los asentamientos diferenciales y todos los daños derivados de estos.

De lo anterior se puede decir que el trabajo del ingeniero proyectista referente a asentamientos tiene dos aspectos:

- 1.- Los relativos al comportamiento de la estructura con respecto a la zona donde se encuentra.
- 2.- Los relativos al comportamiento propio de la estructura.

En el primero deberá seleccionar el tipo de cimentación adecuado para que la distribución de esfuerzos transmitida al suelo sea tal que las deformaciones correspondientes no afecten las construcciones vecinas, no sobrepasen los límites tolerables de las conexiones de servicios, ni propicien fuertes desniveles entre piso interior y exterior. Esto es particularmente importante en el caso de estructuras urbanas y en el caso de acceso de puentes.

En el segundo aspecto deberá procurarse que las descargas de la estructura sean lo más uniformes posible y conjugar la flexibilidad de los elementos estructurales con los asentamientos diferenciales para lograr un diseño sano y económico.

A falta de experiencia y a priori de la determinación de los límites de deformación pertinentes para las necesidades de cada estructura particular, se presenta a continuación la tabla III.31 de asentamientos máximos permisibles basada en estudios teóricos y observaciones de estructuras que han sufrido daños (Referencia 16).

Algunos reglamentos de construcción, con el fin de evitar una falla dentro de la masa del suelo y asentamientos excesivos, proporcionan tablas de presión admisible en los diferentes tipos de suelo, basados en experiencias

Tipo de movimiento	Factor limitante	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje y accesos	15 a 60 cm
	Probabilidad de asentamientos diferenciales	
Inclinación	Muros de carga de mampostería	2.5 a 5.0 cm
	Estructuras de edificios	5.0 a 10.0 cm
	Torres, chimeneas	0.004B†
	Rodaje de camiones, almacenajes de mercancías	0.015†
Curvatura	Rieles de grúas	0.0035†
	Muros de ladrillo en edificios	0.0005S a 0.0025†
	Estructuras en edificios de concreto armado	0.0035†
	Estructuras de acero para edificios, continuas	0.0024†
	Estructuras de acero para edificios, simples	0.0055†

* B es el ancho de la base; S, es la separación de las columnas.
 † Asentamiento diferencial en la distancia S o B.

TABLA III.31 Asentamiento máximo permisible.

anteriores de obras que han tenido buen funcionamiento. Desafortunadamente, el uso de estas tablas crea con frecuencia dificultades, pues la mayoría es tan basada en estructuras diferentes a las construidas actualmente, no tomando en cuenta la influencia del tamaño y peso de la estructura. Por otra parte, muchas tablas son una simple copia de las establecidas para otras ciudades y no refleja por tanto la práctica local.

Debido a los fracasos al emplear las tablas de los reglamentos para proyectar las cimentaciones, se desarrolló, con el fin de obtener la citada presión admisible, el método de las pruebas de placa. Estas pruebas consisten en aplicar carga al suelo mediante una placa y medir sus deformaciones siguiendo ciertas especificaciones. La utilidad de estas pruebas radica en lo acertado de la correlación que establezca el ingeniero entre el modelo de placa y la cimentación real, y cabe mencionar que dicha correlación no sólo es un problema de escalas, sino también de otra serie de aspectos que influyen en el mecanismo esfuerzo-deformación; como el ancho de la cimentación en el caso de suelos friccionantes y el tiempo para el caso de las arcillas, pues el tiempo necesario para que se desarrolle la compresión en este tipo de suelo está muy por encima del que pueda darse a una prueba de placa. Además, la modificación de esfuerzos provocada por la cimentación real alcanza profundidades mucho mayores que las alcanzadas por la placa, y dado que, generalmente, las características del suelo varían con la profundidad, resulta que la porción de suelo ensayado no es, en la mayoría de los casos, representativa de la real a considerar. Así, en un suelo constituido por un estrato de arena subyacente por otro de arcilla, como se ilustra en la figura III.71, la prueba puede determinar para el proyecto un comportamiento propio a las arenas, mientras que en la cimentación real las características de la arcilla serán principalmente las determinantes.

Como puede observarse, la prueba de placa solamente es útil en casos especiales en que la uniformidad del suelo se mantiene a profundidades del orden de dos veces el ancho de la cimentación y cuando se logra establecer

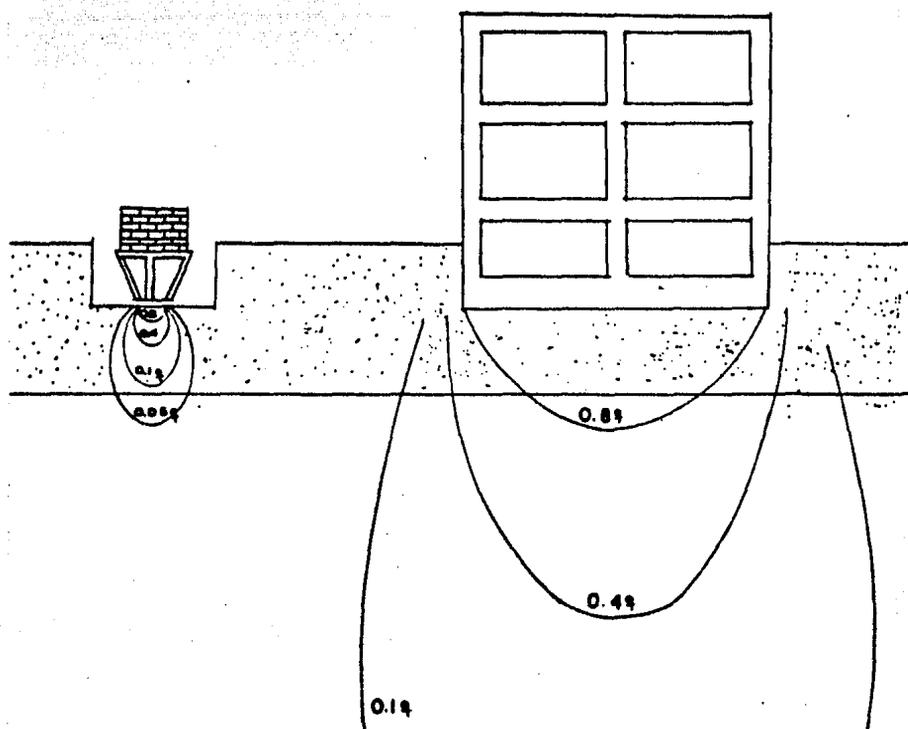


FIGURA III.71 Líneas isobáricas de esfuerzo vertical correspondientes al análisis de Boussinesq para una prueba de placa y para una cimentación. q representa la carga por unidad de área en cada caso.

correlaciones correctas entre modelo y cimentación. En suelos finos sólo -- sirve para evaluar asentamiento por distorsión, que es despreciable en el -- proyecto en comparación al de compresión.

Para lograr el diseño correcto de una cimentación, en cuanto a asenta-- mientos, se hace pues necesario que el ingeniero proyectista conozca más -- profundamente los factores que intervienen en el fenómeno. La causa más co-- mún que produce asentamientos es el aumento de los esfuerzos efectivos en -- el suelo debidos a la sobrecarga impuesta por la estructura que se constru-- ye, pero no debe perderse de vista otras posibles causas no imputables a la estructura, como lo son el cambio de esfuerzo neutro por fluctuaciones del nivel freático, la retracción del suelo debida al secamiento, etc. En la ta-- bla III.32 se resumen las principales causas de asentamiento y sus caracte-- rísticas (Referencia 16).

Como se mencionó, la causa más común de los asentamientos es debida al peso de la estructura, y la cuantificación de su magnitud podrá obtenerse -- en la medida en que se conozca la distribución real de esfuerzos que ocasio

Causa	Forma como se produce	Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento	
Carga estructural	Deformación (cambio de la forma de la masa de suelo)	Calcular por la teoría elástica (incluida parcialmente en la consolidación)	Instantánea	
	Consolidación: cambio en la relación de vacíos por el esfuerzo	Inicial	Curva esfuerzo-relación de vacíos	De la curva de tiempo
		Primaria	Curva esfuerzo-relación de vacíos	Calcular por la teoría de Terzaghi
		Secundaria	Calcular por la curva log. tiempo-asentamiento	Calcular por la curva log. tiempo-asentamiento
Carga debida al medio	Retracción debida al secamiento	Estimar por la curva de esfuerzo-relación de vacíos o humedad-relación de vacíos y límite de pérdida de humedad. límite de retracción	Igual a la velocidad de secamiento. Rara vez se puede estimar	
	Consolidación debida al descenso del nivel freático	Calcular por la curva de esfuerzo-relación de vacíos y cambio de esfuerzo	Calcular por la teoría de Terzaghi	
Independiente de la carga (aunque puede ser agravada por la carga) frecuentemente relacionada con el medio, pero no dependiente del mismo.	Reorientación de los granos; choque y vibración	Estimar el límite por compacidad relativa (hasta 60-70%)	Errática, depende del choque y de la densidad relativa	
	Colapso de la estructura del suelo; pérdida de la ligazón entre los granos (saturación, deshielo, etcétera)	Estimar sensibilidad y posiblemente magnitud límite	Comienza con cambio de ambiente, velocidad errática	
	Desmoronamiento, erosión en aberturas, cavidades	Estimar sensibilidad, pero no magnitud	Errática; gradual o catastrófica, frecuentemente aumenta	
	Descomposición bioquímica	Estimar sensibilidad	Errática; frecuentemente decrece con el tiempo	
	Acción química	Estimar sensibilidad	Errática	
	Colapso de la masa: colapso de alcantarilla, mina, caverna	Estimar sensibilidad	Probablemente sea catastrófica	
	Distorsión de la masa, fluencia por cortante	Calcular sensibilidad por análisis de estabilidad	Errática; catastrófica a lenta	
	Expansión: heladas, expansión de la arcilla, acción química (se parece al asentamiento).	Estimar sensibilidad, algunas veces magnitud límite	Errática; aumenta con tiempo húmedo	

TABLA III.32 Causas de asentamientos.

na el incremento de carga y las características esfuerzo deformación del -- suelo. Por ello los estudios relativos se presentan a continuación.

III.5.8.2 DISTRUBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.

Los esfuerzos actuantes a diferentes profundidades en un suelo, derivan de tres causas principales: El peso propio del suelo, los esfuerzos existentes en el agua y la sobrecarga o descarga sobre el terreno por la obra realizada.

El esfuerzo vertical ocasionado por el peso del suelo a una profundidad z resulta cuantificable facilmente si se considera un medio semiinfinito y homogéneo, siendo el resultado de dividir el peso de una columna de suelo entre su área horizontal.

$$\sigma_z = P/A = A \gamma z / A = \gamma z$$

Ec. III.85

donde :

σ_z = Esfuerzo vertical a la profundidad z .
 P = Peso del suelo
 A = Area horizontal
 γ = Peso especifico del suelo

Si el suelo no es homogéneo, sino que se compone de diferentes estratos cada uno con peso específico diferente, el esfuerzo vertical se calcula de la misma forma, pero siendo el peso de la columna la suma de los pesos de los estratos comprendidos en ésta.

La existencia de agua en el suelo puede modificar considerablemente los esfuerzos existentes entre las partículas del suelo, reduciéndolos por el efecto de flotación en el caso de tratarse de agua con distribución de presiones positiva (compresión), o bien aumentando los esfuerzos en el caso de agua capilar donde las presiones son negativas (tensión). Así, el esfuerzo actuante entre las partículas de suelo (esfuerzo efectivo) será, para antes de que se construya la estructura, igual al esfuerzo producido por el peso del cuerpo menos el esfuerzo del agua.

$$\sigma_z' = \gamma z - u$$

Ec. III.86

donde :

σ_z' = Esfuerzo efectivo a la profundidad z
 u = Esfuerzo del agua a la profundidad z

La sobrecarga o descarga que se ejerce sobre el suelo al construir una estructura, modifica los esfuerzos iniciales actuantes sobre el suelo, extendiéndose lateralmente a medida que aumenta la profundidad, por lo que los esfuerzos actuantes disminuyen de un máximo en los puntos situados directamente abajo de la carga, hasta un valor nulo a gran profundidad (Fig. III.72).

El problema de la distribución de los esfuerzos aplicados en la superficie de una masa de suelo, no ha sido resuelto aún satisfactoriamente. Las soluciones que actualmente se aplican están basadas en la teoría de la elasticidad, y adolecen de los defectos acarreados por las hipótesis impuestas por las necesidades de la resolución matemática, pero ante la carencia de soluciones más adecuadas a la realidad resulta imprescindible el uso de estas teorías, debiendo ajustarlas con el debido criterio y no pocas veces con la experiencia.

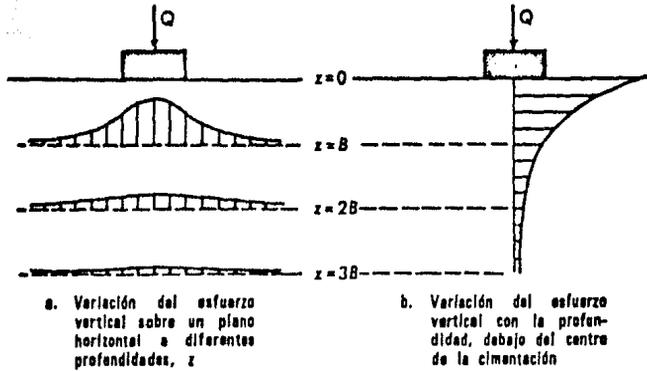


FIGURA III.72 Esfuerzos verticales en una masa de suelo, debidos a la carga Q aplicada en la superficie del terreno por una cimentación cuadrada de ancho B.

cia.

Afortunadamente para el ingeniero proyectista de cimentaciones, tanto la

teoría como la experiencia indican que la distribución de esfuerzos verticales es prácticamente independiente de las propiedades del cuerpo cargado -- (al contrario de lo que ocurre con la distribución en otras direcciones). Por ello, en la práctica de la mecánica de suelos es costumbre justificable calcular éstos esfuerzos suponiendo que el material se comporta elásticamente.

Los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada actuante en la superficie horizontal de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio (Fig. III.73), fueron calculados por primera vez por Boussinesq, el cual propone la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Ec. III.87.a

donde:

- σ_z = Esfuerzo normal producido en el punto A por la carga P
- P = Carga concentrada aplicada en la superficie del suelo.
- z = Profundidad a la que se calcula el esfuerzo.
- r = Distancia radial entre O y A'

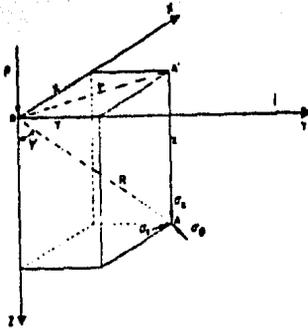


FIGURA III.73 Esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada.

Para la aplicación práctica de la fórmula anterior es conveniente expresarla como:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0 \quad \text{Ec. III.87.b} \quad \text{donde} \quad P_0 = \frac{z}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}}$$

En la tabla III.33 se presentan los valores de P_0 en función de la relación r/z .

r/z	P_0	r/z	P_0	r/z	P_0	r/z	P_0
0.00	— 0.4775	0.40	— 0.3294	0.80	— 0.1386	1.20	— 0.0513
1	— 0.4773	1	— 0.3238	1	— 0.1353	1	— 0.0501
2	— 0.4770	2	— 0.3181	2	— 0.1320	2	— 0.0489
3	— 0.4764	3	— 0.3124	3	— 0.1288	3	— 0.0477
4	— 0.4756	4	— 0.3068	4	— 0.1257	4	— 0.0466
5	— 0.4745	5	— 0.3011	5	— 0.1226	5	— 0.0454
6	— 0.4732	6	— 0.2955	6	— 0.1196	6	— 0.0443
7	— 0.4717	7	— 0.2899	7	— 0.1166	7	— 0.0433
8	— 0.4699	8	— 0.2843	8	— 0.1138	8	— 0.0422
9	— 0.4679	9	— 0.2788	9	— 0.1110	9	— 0.0412
0.10	— 0.4657	0.50	— 0.2733	0.90	— 0.1083	1.30	— 0.0402
1	— 0.4633	1	— 0.2679	1	— 0.1057	1	— 0.0393
2	— 0.4607	2	— 0.2625	2	— 0.1031	2	— 0.0384
3	— 0.4579	3	— 0.2571	3	— 0.1005	3	— 0.0374
4	— 0.4548	4	— 0.2518	4	— 0.0981	4	— 0.0365
5	— 0.4516	5	— 0.2466	5	— 0.0956	5	— 0.0357
6	— 0.4482	6	— 0.2414	6	— 0.0933	6	— 0.0348
7	— 0.4446	7	— 0.2363	7	— 0.0910	7	— 0.0340
8	— 0.4409	8	— 0.2313	8	— 0.0887	8	— 0.0332
9	— 0.4370	9	— 0.2263	9	— 0.0865	9	— 0.0324
0.20	— 0.4329	0.60	— 0.2214	1.00	— 0.0844	1.40	— 0.0317
1	— 0.4286	1	— 0.2165	1	— 0.0823	1	— 0.0309
2	— 0.4242	2	— 0.2117	2	— 0.0803	2	— 0.0302
3	— 0.4197	3	— 0.2070	3	— 0.0783	3	— 0.0295
4	— 0.4151	4	— 0.2024	4	— 0.0764	4	— 0.0288
5	— 0.4103	5	— 0.1978	5	— 0.0744	5	— 0.0282
6	— 0.4054	6	— 0.1934	6	— 0.0727	6	— 0.0275
7	— 0.4004	7	— 0.1889	7	— 0.0709	7	— 0.0269
8	— 0.3954	8	— 0.1846	8	— 0.0691	8	— 0.0263
9	— 0.3902	9	— 0.1804	9	— 0.0674	9	— 0.0257

↓ sigue

r/z	P_s	r/z	P_s	r/z	P_s	r/z	P_s
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251
1	0.3796	1	0.1721	1	0.0641	1	0.0245
2	0.3742	2	0.1681	2	0.0626	2	0.0240
3	0.3687	3	0.1641	3	0.0610	3	0.0234
4	0.3632	4	0.1603	4	0.0595	4	0.0229
5	0.3577	5	0.1565	5	0.0581	5	0.0224
6	0.3521	6	0.1527	6	0.0567	6	0.0219
7	0.3465	7	0.1491	7	0.0553	7	0.0214
8	0.3408	8	0.1455	8	0.0539	8	0.0209
9	0.3351	9	0.1420	9	0.0526	9	0.0204
1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009
1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0018	3.40	0.0009
1	0.0103	1	0.0040	1	0.0017	1	0.0008
2	0.0101	2	0.0039	2	0.0017	2	0.0008
3	0.0099	3	0.0038	3	0.0017	3	0.0008
4	0.0097	4	0.0038	4	0.0017	4	0.0008
5	0.0095	5	0.0037	5	0.0016	5	0.0008
6	0.0093	6	0.0036	6	0.0016	6	0.0008
7	0.0091	7	0.0036	7	0.0016	7	0.0008
8	0.0089	8	0.0035	8	0.0016	8	0.0008
9	0.0087	9	0.0034	9	0.0015	9	0.0008
2.00	0.0085	2.50	0.0034	3.00	0.0015	3.50	
1	0.0084	1	0.0033	1	0.0015	a	0.0007
2	0.0082	2	0.0033	2	0.0015	3.61	
3	0.0081	3	0.0032	3	0.0014	3.62	
4	0.0079	4	0.0032	4	0.0014	a	0.0006
5	0.0078	5	0.0031	5	0.0014	3.74	
6	0.0076	6	0.0031	6	0.0014	3.75	
7	0.0075	7	0.0030	7	0.0014	a	0.0005
8	0.0073	8	0.0030	8	0.0013	3.90	
9	0.0072	9	0.0029	9	0.0013		
3.91		4.13		4.44		4.91	
a	0.0004	a	0.0003	a	0.0002	a	0.0001
4.12		4.43		4.90		6.15	

TABLA III.33 Valores de influencia para la solución de Boussinesq en el caso de carga concentrada.

La carga concentrada, cuyo efecto se ha indicado, no constituye el único caso que es necesario estudiar, sin embargo, a partir de ésta se puede generar, por integración, las expresiones correspondientes a diferentes condiciones de carga. En lo que sigue se presentan las ecuaciones y tablas para el cálculo de algunos de los sistemas de carga más comunes.

1.- Carga lineal uniformemente distribuida.

El valor del esfuerzo vertical en un punto A de la masa a una profundidad z bajo el punto O (Fig. III.74), queda expresada por:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \frac{y z^3}{(x^2 + y^2) \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \cdot \left(\frac{1}{x^2 + y^2 + z^2} + \frac{z}{x^2 + z^2} \right) \quad \text{Ec. III.88.a}$$

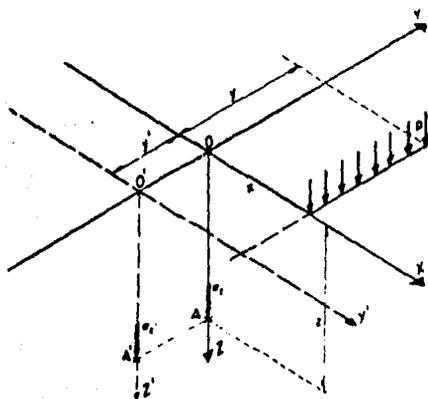


FIGURA III.74 Distribución de esfuerzos con carga lineal de longitud finita.

La expresión anterior puede expresarse en forma adimensional introduciendo los parámetros $m = x/z$, $n = y/z$ quedando entonces:

$$\sigma_z \cdot \frac{z}{P} = \frac{1}{2\pi} \frac{n}{(m^2 + 1) \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \left(\frac{1}{m^2 + n^2 + 1} + \frac{z}{m^2 + z^2} \right)$$

lo cual puede expresarse como $\sigma_z \cdot \frac{z}{P} = P_0$, donde P_0 es el segundo miembro de la ecuación anterior.

El valor de P_0 fue tabulado para diferentes valores de m y n por R.E. Fadum. La gráfica resultado de dicha tabulación se presenta en la figura III.75.

El esfuerzo se calcula obteniendo de la gráfica el valor de P_0 correspondiente a los valores de m y n que se tengan y sustituyendo en la ecuación:

$$\sigma_z = \frac{P}{z} P_0 \quad \text{Ec. III.88.b}$$

Para la utilización de la gráfica, el sistema coordenado ortogonal de referencia debe escogerse de modo que el eje y sea paralelo a la carga lineal y el eje x normal a ella por su extremo. Si se desea calcular el valor del

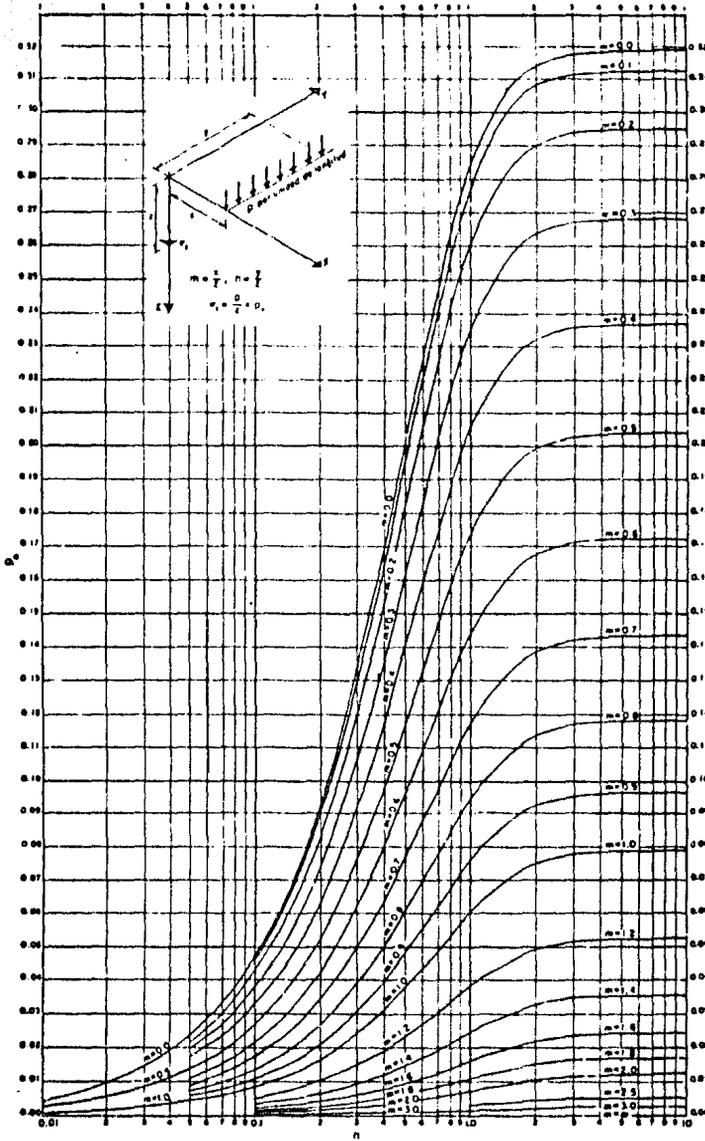


FIGURA III.75. Gráfico de Fadum para influencia de carga líneal.

esfuerzo bajo un punto diferente, tal como el O' de la figura III.74, se procederá a calcular el esfuerzo ocasionado por una carga lineal de longitud $y + y'$ y a restarle a ésta el esfuerzo correspondiente a una carga lineal con longitud y' .

2.- Carga rectangular uniformemente distribuida.

El esfuerzo vertical σ_z bajo una esquina de la superficie con una carga uniforme w a una profundidad z (Fig. III.76), está dado por la expresión:

$$\sigma_z = \frac{w}{4\pi} \left(\frac{2xyw(x^2+y^2+z^2)^{3/2}}{z^2(x^2+y^2+z^2)+x^2y^2} + \frac{x^2+y^2+2z^2}{x^2+y^2+z^2} \right) + \text{ang} \tan \frac{2xyw(x^2+y^2+z^2)^{3/2}}{z^2(x^2+y^2+z^2)-x^2y^2}$$

Ec. III.89.a

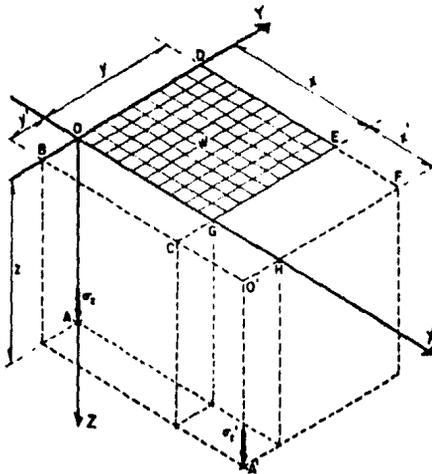


FIGURA III.76 Distribución de esfuerzos bajo una superficie rectangular uniformemente cargada.

Para fines prácticos (introduciendo los parámetros $m=x/z$ y $n=y/z$) la expresión se presenta como:

$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

Ec. III.89.b

siendo w_0 función de m y n . Fadum tabuló los valores de w_0 correspondientes a distintos valores de m y n . En la figura III.77 se presenta la gráfica resultado de tal tabulación.

El esfuerzo σ_z se calcula obteniendo el valor de w_0 correspondiente a los valores de m y n que se tengan, y aplicando la expresión III.89.b. Si se desea calcular los esfuerzos bajo otro punto diferente, tal como el A' de la figura anterior, podrá procederse haciendo las adiciones y subtracciones convenientes al área cargada.

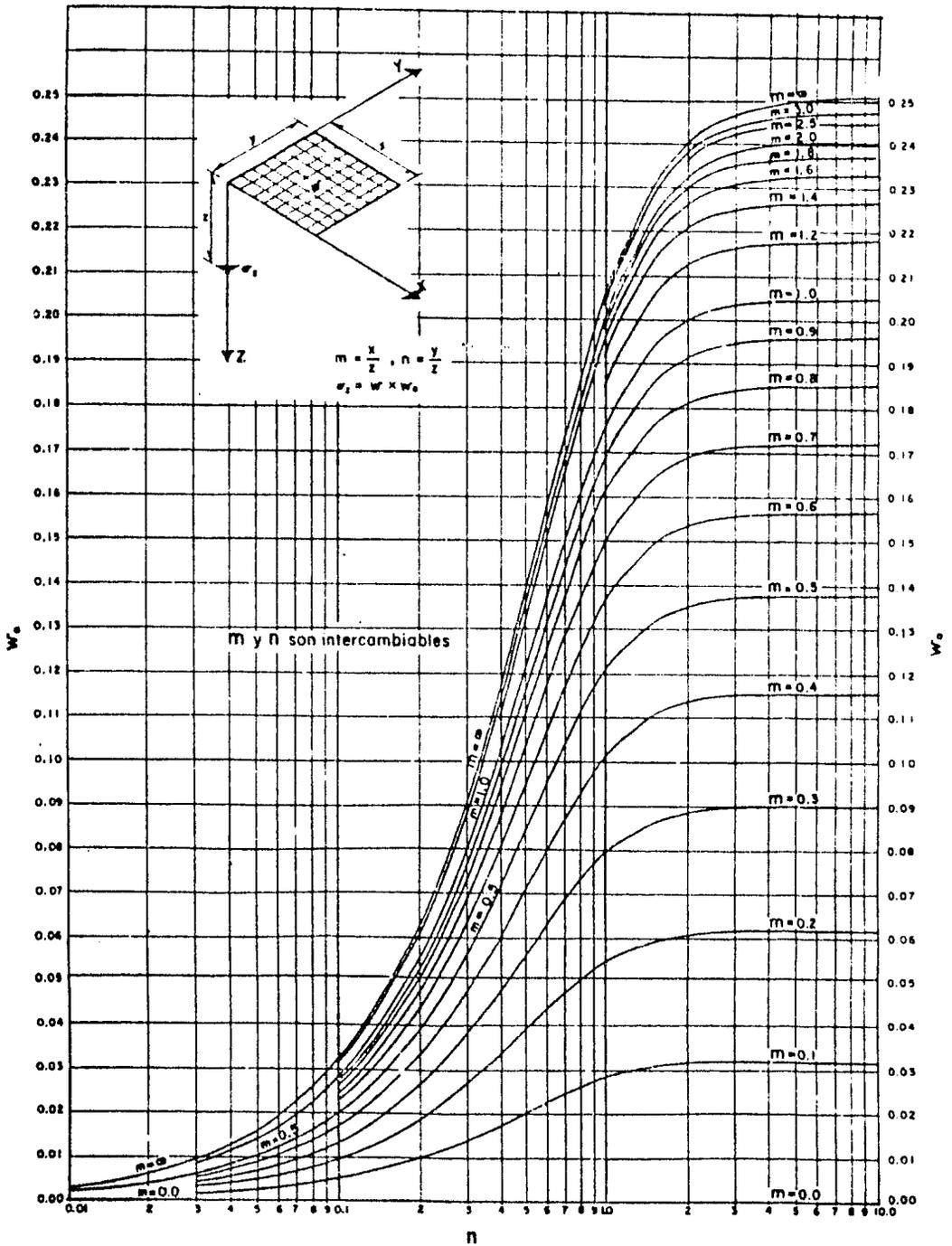


FIGURA III.77 Area rectangular uniformemente cargada (caso de Boussinesq).

3.- Area circular uniformemente cargada.

Los esfuerzos a lo largo de una normal al centro de un área circular - uniformemente cargada con carga w (Fig. III.78), están dados por la expresión:

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad \text{Ec. III.90.a}$$

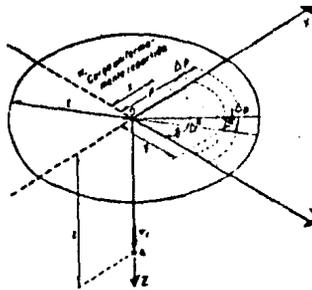


FIGURA III.78 Distribución del esfuerzo bajo el centro de una superficie circular uniformemente cargada.

La ecuación anterior puede escribirse como:

$$\sigma_z = w \cdot \omega_0 \quad \text{Ec. III.90.b}$$

siendo $\omega_0 = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{3/2}$

A continuación se presenta la tabla III.34 donde se encuentran tabulados los valores de ω_0 correspondientes a diferentes valores de la relación r/z .

r/z	ω_0	r/z	ω_0	r/z	ω_0	r/z	ω_0
.00	0.00000	.30	0.12126	.60	0.36949	.90	0.58934
1	0.00015	1	0.12859	1	0.37781	1	0.59542
2	0.00060	2	0.13605	2	0.38609	2	0.60142
3	0.00135	3	0.14363	3	0.39431	3	0.60734
4	0.00240	4	0.15133	4	0.40247	4	0.61317
5	0.00374	5	0.15915	5	0.41058	5	0.61892
6	0.00538	6	0.16706	6	0.41863	6	0.62459
7	0.00731	7	0.17507	7	0.42662	7	0.63018
8	0.00952	8	0.18317	8	0.43454	8	0.63568
9	0.01203	9	0.19134	9	0.44240	9	0.64110
.10	0.01481	.40	0.19959	.70	0.45018	1.00	0.64645
1	0.01788	1	0.20790	1	0.45789	1	0.65171
2	0.02122	2	0.21627	2	0.46553	2	0.65690
3	0.02483	3	0.22469	3	0.47310	3	0.66200
4	0.02870	4	0.23315	4	0.48059	4	0.66703
5	0.03283	5	0.24165	5	0.48800	5	0.67198
6	0.03721	6	0.25017	6	0.49533	6	0.67686
7	0.04184	7	0.25872	7	0.50259	7	0.68168
8	0.04670	8	0.26729	8	0.50976	8	0.68639
9	0.05181	9	0.27587	9	0.51685	9	0.69104

↓ SIGUE

r/z	w_s	r/z	w_s	r/z	w_s	r/z	w_s
.20	-0.05713	50	-0.28446	90	-0.52386	110	-0.69562
1	-0.06268	1	-0.29304	1	-0.53079	1	-0.70013
2	-0.06844	2	-0.30162	2	-0.53763	2	-0.70457
3	-0.07441	3	-0.31019	3	-0.54439	3	-0.70894
4	-0.08057	4	-0.31875	4	-0.55106	4	-0.71324
5	-0.08692	5	-0.32728	5	-0.55766	5	-0.71747
6	-0.09346	6	-0.33579	6	-0.56416	6	-0.72163
7	-0.10017	7	-0.34427	7	-0.57058	7	-0.72573
8	-0.10704	8	-0.35272	8	-0.57692	8	-0.72976
9	-0.11408	9	-0.36112	9	-0.58317	9	-0.73373
1.20	-0.73763	1.56	-0.84283	1.91	-0.90021	3.40	-0.97753
1	-0.74147	7	-0.84495	2	-0.90143	.50	-0.97927
2	-0.74525	8	-0.84704	3	-0.90263	.60	-0.98083
3	-0.74896	9	-0.84910	4	-0.90382	.70	-0.98224
4	-0.75262			5	-0.90498	.80	-0.98352
5	-0.75622	1.60	-0.85112	6	-0.90613	.90	-0.98468
6	-0.75976	1	-0.85312	7	-0.90726		
7	-0.76324	2	-0.85607	8	-0.90838	4.00	-0.98573
8	-0.76666	3	-0.85700	9	-0.90948	.20	-0.98757
9	-0.77003	4	-0.85890			.40	-0.98911
		5	-0.86077	2.00	-0.91056	.60	-0.99041
1.30	-0.77334	6	-0.86260	2	-0.91267	.80	-0.99152
1	-0.77660	7	-0.86441	4	-0.91472		
2	-0.77981	8	-0.86619	6	-0.91672	5.00	-0.99246
3	-0.78296	9	-0.86794	8	-0.91865	.20	-0.99327
4	-0.78606					.40	-0.99396
5	-0.78911	1.70	-0.86966	2.10	-0.92053	.60	-0.99457
6	-0.79211	1	-0.87136	.15	-0.92499	.80	-0.99510
7	-0.79507	2	-0.87302	.20	-0.92914		
8	-0.79797	3	-0.87467	.25	-0.93301	6.00	-0.99556
9	-0.80083	4	-0.87628	.30	-0.93661	.50	-0.99648
		5	-0.87787	.35	-0.93997		
1.40	-0.80364	6	-0.87944	.40	-0.94310	7.00	-0.99717
1	-0.80640	7	-0.88098	.45	-0.94603	.50	-0.99769
2	-0.80912	8	-0.88250	.50	-0.94877		
3	-0.81179	9	-0.88399	.55	-0.95134	8.00	-0.99809
4	-0.81442			.60	-0.95374	9.00	-0.99865
5	-0.81701	1.80	-0.88546	.65	-0.95599	10.00	-0.99901
6	-0.81955	1	-0.88691	.70	-0.95810	12.00	-0.99943
7	-0.82206	2	-0.88833	.75	-0.96009	14.00	-0.99964
8	-0.82452	3	-0.88974	.80	-0.96195	16.00	-0.99976
9	-0.82694	4	-0.89112	.85	-0.96371	18.00	-0.99983
		5	-0.89248	.90	-0.96536	20.00	-0.99988
1.50	-0.82932	6	-0.89382	.95	-0.96691	25.00	-0.99994
1	-0.83167	7	-0.89514			30.00	-0.99996
2	-0.83397	8	-0.89643	3.00	-0.96838	40.00	-0.99998
3	-0.83624	9	-0.89771	.10	-0.97106	50.00	-0.99999
4	-0.83847			.20	-0.97346	100.00	-1.00000
5	-0.84067	1.90	-0.89897	.30	-0.97561	∞	-1.00000

TABLA III.34 Valores de influencia para área circular uniformemente cargada (solución de Boussinesq).

En la referencia 22 se pueden consultar algunas otras condiciones de carga de interés práctico.

Newmark desarrolló en 1942 un método gráfico sencillo que permite obtener rápidamente los esfuerzos verticales σ_z transmitidos a un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y elástico por cualquier condición de carga uniformemente repartida sobre la superficie del medio. Este método es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas diferentes presiones a la superficie del medio.

El método se basa en la ecuación para el cálculo de esfuerzos en áreas circulares uniformemente cargadas:

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{z}{r} \right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad \text{Ec. III.91}$$

Mediante esta expresión es posible calcular, en función de la profundidad z , el radio r del círculo cargado que ocasione un esfuerzo conocido σ_z . A continuación se presentan en forma tabular dichos valores (tabla III.35).

	0.1 w	0.2 w	0.3 w	0.4 w	0.5 w	0.6 w
r	0.072 z	0.160 z	0.268 z	0.405 z	0.587 z	0.842 z
	0.7 w	0.8 w	0.9 w	1.0 w		
r	1.231 z	1.924 z	3.641 z	∞		

TABLA III.35 Valores del radio r , de un área circular con carga uniforme w , correspondientes a diferentes esfuerzos

Si se dibuja una serie de círculos concéntricos con los diferentes valores de r tabulados en base a una profundidad z definida (Fig. III.79), se tiene que el primer círculo y cada uno de los anillos, producen un esfuerzo de $0.1 w$ a la profundidad z . Si ahora se divide a las circunferencias en n partes iguales (usualmente $n=20$), cada uno de los segmentos que se definen ocasiona un esfuerzo $\sigma_z = 0.1 w/n$.

Para obtener el esfuerzo producido a una profundidad z , por la acción de varias áreas cargadas, se procede a dibujar una plantilla de dichas áreas con una escala igual a la utilizada para z al construir la carta de Newmark (fig. III.79). La plantilla y la carta de Newmark se sobreponen en forma tal que el centro de la carta coincida con el punto de la plantilla bajo el cual se desea calcular σ_z (uno de los dibujos deberá realizarse en papel transparente). En seguida se contarán los segmentos de área de la carta, cubiertos por cada una de las áreas cargadas, aproximando convenientemente las fracciones de segmento. La cantidad de segmentos obtenidos para cada área multiplicados por el valor de influencia de los segmentos de la carta ($0.1/n$) proporciona los valores de influencia al esfuerzo de cada una de las áreas, los que al ser multiplicados por las w correspondientes y sumados proporcionan el valor de σ_z .

Para obtener el esfuerzo a otra profundidad bastará repetir el procedimiento anterior dibujando ya sea la plantilla de áreas cargadas o la carta de Newmark a una nueva escala en la que la distancia z de construcción de la carta corresponda a la profundidad en estudio.

Si bien se mencionó que para el cálculo de esfuerzos verticales es justificable el empleo de las teorías elásticas, es necesario recalcar que las

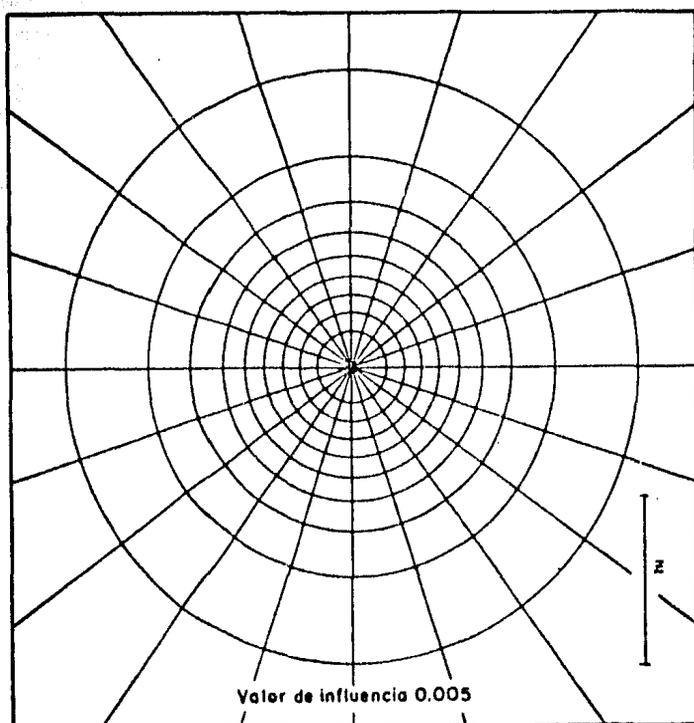


FIGURA III.79 Carta de Newmark.

hipótesis de las teorías descritas distan mucho de la realidad, pues es evidente que en general los suelos no son homogéneos, pues sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de la masa; ni isótropo, pues para un punto dado las propiedades varían en las distintas direcciones; ni linealmente elásticos; ni semiinfinitos. Por ello es importante tener en cuenta que habrá casos en que las características del suelo sean tan discrepantes con las supuestas en la solución de Boussinesq que su aplicación no proporcione resultados aceptables, y también habrá casos en que se pueda obtener resultados más reales a los proporcionados por Boussinesq al considerar otras características del suelo.

Se han desarrollado algunos trabajos para evaluar los esfuerzos verticales en suelos con características especiales. Tales son los trabajos realizados por H. M. Westergaard y por Burmister que se presentan a continuación.

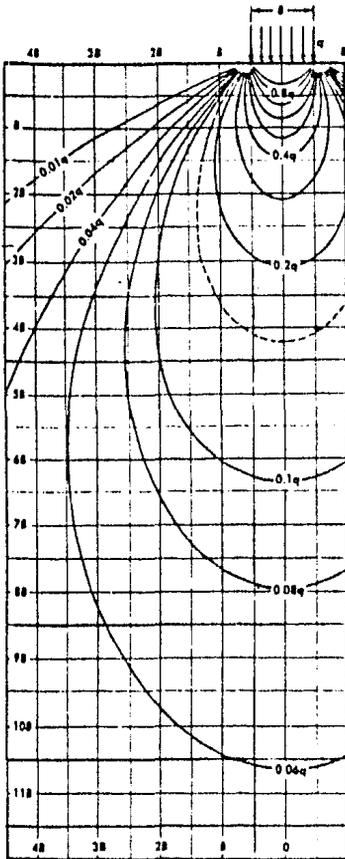
Westergaard obtuvo una solución para considerar la restricción a la deformación horizontal existente en suelos compresibles que contienen finos estratos de arena o limo alternados con otros de arcilla. De acuerdo con esta solución, el esfuerzo vertical debido a la acción superficial de una sola carga vertical concentrada sobre un medio semiinfinito que se comporte según la ley de Hooke, pero que tenga completamente restringida su deformación horizontal, está dado por la ecuación:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \kappa \frac{z}{(\kappa^2 + y^2 + \kappa^2 z^2)^{3/2}} \quad \text{Ec. III.92}$$

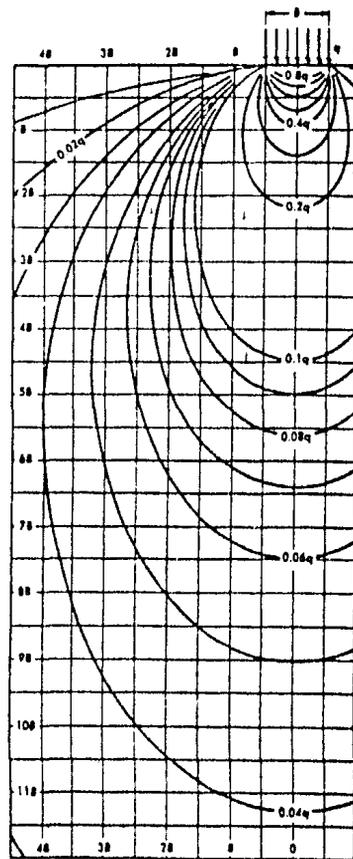
siendo $\kappa = \sqrt{\frac{1-2\mu}{2(1-\mu)}}$ donde μ es la relación de Piosson.

Las expresiones correspondientes a otras distribuciones de carga se pueden obtener por integración.

En la figura III.80 se presenta una comparación de gráficas de líneas isobáricas de esfuerzo vertical calculadas con Boussinesq y Westergaard, suponiendo para este último caso que el módulo de Poisson es igual a cero.

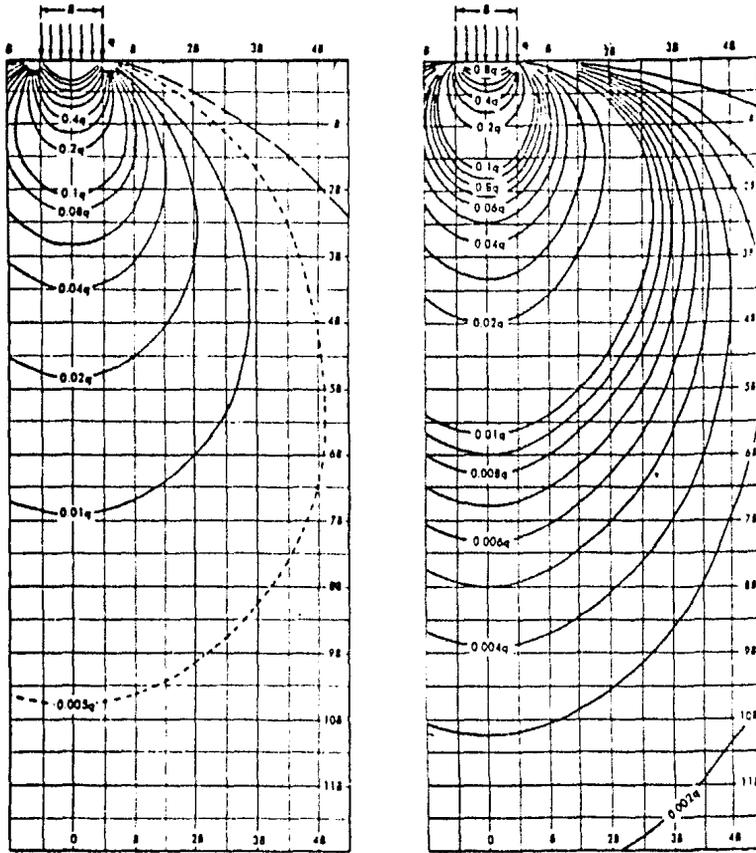


Boussinesq



Westergaard

- a) Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación infinitamente larga.



Boussinesq

Westergaard

b) Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación cuadrada.

FIGURA III.80 Líneas isobáricas de esfuerzo vertical - calculadas con Boussinesq y Westergaard.

Burmister estudió el problema de la distribución de esfuerzos y deformaciones en un sistema no homogéneo formado por dos capas, cada una de ellas - homogénea, isotrópica y linealmente elástica. La primera capa es infinita horizontalmente pero tiene espesor finito h . La segunda capa, subyacente a la anterior es infinita. Se supone que entre las dos capas existe un contacto continuo, siendo la frontera plana entre ellas perfectamente rugosa. E_1 y E_2 son los módulos de elasticidad de las capas. En la figura III.81 se muestran

Las curvas de influencia de la carga superficial, supuesta circular y uniformemente distribuida, en lo referente a los esfuerzos verticales bajo el centro del área cargada, suponiendo que el radio r del círculo de carga es igual al espesor de la primera capa. Las curvas mostradas se refieren a distintas relaciones E_1 / E_2 en materiales cuya relación de Poisson se fija en 0.5 para ambas capas.

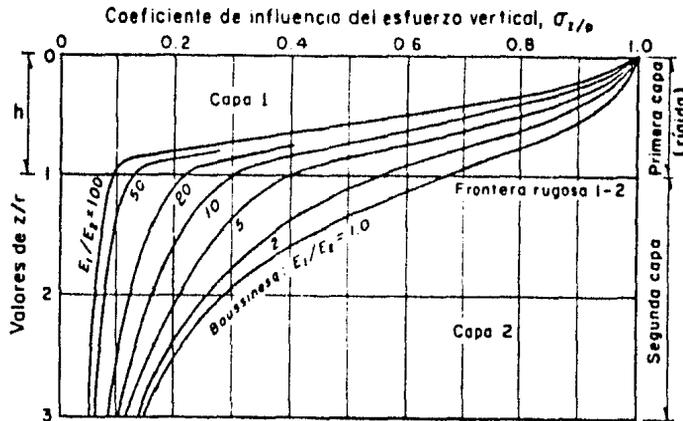


FIGURA III.81 Curvas de influencia de esfuerzos verticales transmitidos en un sistema de dos capas elásticas (según - Burmister).

Puede notarse que para la frontera entre las capas y para el caso $E_1/E_2 = 1$ que corresponde al problema de Boussinesq ya tratado, el esfuerzo vertical es el 70% de la presión aplicada en la superficie en tanto que si E_1/E_2 se considera de 100, dicho valor se reduce a sólo un 10% de la presión superficial.

En la figura III.82 se presenta una comparación entre las distribuciones de esfuerzo vertical en un medio homogéneo y en un sistema de dos capas en el que $E_1/E_2 = 10$, $\mu = 0.5$ y $r/h = 1$

Los resultados de Burmister se han aplicado sobre todo al diseño de pavimentos. Cabe mencionar que desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos, las teorías de Burmister rinden resultados que hacen aparecer a los obtenidos con la solución básica de Boussinesq como conservadores.

De acuerdo con la referencia 22 se han desarrollado recientemente algunos estudios relativos a medios semiinfinitos no lineales y no homogéneos. Las conclusiones que parecen desprenderse de estos estudios son que en los suelos reales, los esfuerzos verticales en los puntos bajo la carga son menores que los determinados haciendo uso de la teoría de Boussinesq y que los desplazamientos ocurren en forma mucho más concentrada en la cercanía de la superficie, por lo que es suficiente considerar, para el cálculo de asentamientos, las deformaciones del suelo hasta una profundidad comprendida entre una y media y dos veces el ancho del cimiento.

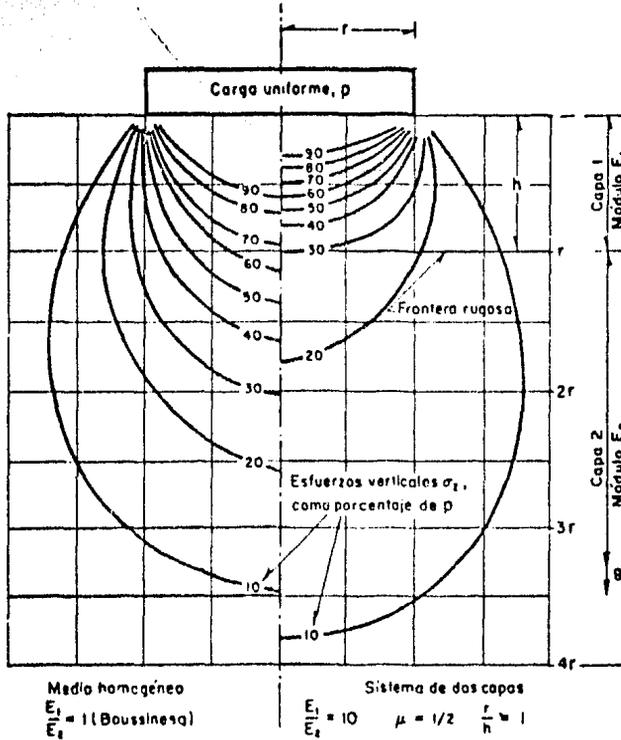


FIGURA III.82 Comparación de la distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo y en un sistema de dos capas.

III.5.8.3 CONSIDERACIONES SOBRE LOS ESFUERZOS VERTICALES RESPECTO A LA PROFUNDIDAD.

Como se mencionó anteriormente, la intensidad de la presión a lo largo de cualquier recta vertical considerada por debajo de una carga, disminuye a medida que aumenta la profundidad. De acuerdo con los resultados a que conducen las teorías presentadas, la diferencia de los esfuerzos producidos por distintas condiciones de distribución de carga, se reducen con la profundidad, por lo que para el análisis de esfuerzos a grandes profundidades podrá utilizarse la magnitud total de la carga concentrada en un punto. Con el objeto de normar el criterio al aplicar la simplificación mencionada, en la figura III.83 se presentan gráficas en las que se puede comparar la variación con la profundidad z de los esfuerzos producidos por una carga Q concentrada (curva Cq) y los producidos por la misma carga Q pero distribuida uniformemente en una superficie cuadrada de lado B (curva Ca).

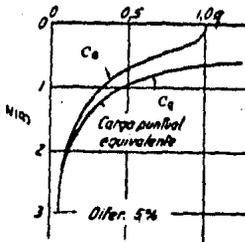


FIGURA III.83 Diagrama que ilustra la diferencia entre la presión vertical o riginada por una carga distribuida sobre un área cuadrada y la misma carga - considerada como puntual y aplicada en el centro del cuadro. Las curvas representan los esfuerzos a lo largo de una línea vertical por el centro del cuadro.

Otro hecho importante a considerar en la distribución de esfuerzos verticales, pero ahora importante para el estudio a bajas profundidades y para el diseño estructural de la cimentación, es que en las teorías presentadas - se ha supuesto que la intensidad de carga (para diferentes distribuciones geométricas de la cimentación) es uniforme, lo cual es falso en la mayoría de los casos. Por una parte, si aceptamos la idealización del suelo a un medio elástico, la presión de contacto entre el suelo y la cimentación dependerá de la rigidez del sistema superestructura-cimentación. Esto es más claro si se observan las deformaciones sufridas por el medio elástico bajo dos casos extremos, en cuanto a la rigidez de la estructura, y se les relaciona con los esfuerzos que deben presentarse para producir equilibrio entre el peso de la estructura y la reacción del suelo (Fig. III.84).

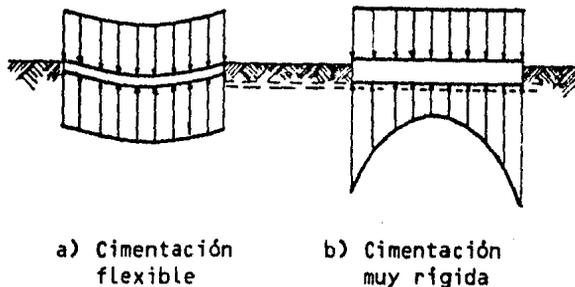


FIGURA III.84 Perfil de asentamientos y esfuerzos correspondientes a cimentaciones flexibles y rígidas, sobre medio elástico, cargadas uniformemente.

En el caso de la figura III.84.a, al ser el conjunto superestructura-cimentación completamente flexible, el suelo tiene libertad para deformarse - de tal forma que la distribución de presiones sea uniforme, en cambio en un caso como el de la figura III.84.b, se obliga al suelo a deformarse lo mismo en todos los puntos, por lo que comparativamente con el otro caso, se reducirá la presión al centro y aumentará en los extremos.

Por otra parte, en el caso de cimentaciones rígidas apoyadas en suelos no cohesivos, como la arena, el suponer que la distribución de esfuerzos se asemeja a la de un medio elástico, es completamente incorrecto. Esto se debe a que en estos suelos el módulo de elasticidad depende en forma importante - (además del nivel de esfuerzo) del confinamiento lateral.

En el caso de una placa de cimentación perfectamente flexible, la curva de deformación que se produce es cóncava hacia abajo, ya que el suelo al contrario de la placa está confinado por la presión de todos los lados, por lo tanto su módulo de elasticidad es más alto que el del suelo de los bordes y su deformación menor (Fig. III.85.a). En cambio si ahora se considera una cimentación muy rígida, las deformaciones serán iguales y al ser el módulo de elasticidad del suelo al borde menor que el correspondiente al suelo que está al centro de la placa, los esfuerzos serán menores en los bordes que al centro (Fig. III.85.b), contrario a lo ocurrido en una cimentación rígida sobre un medio elástico.

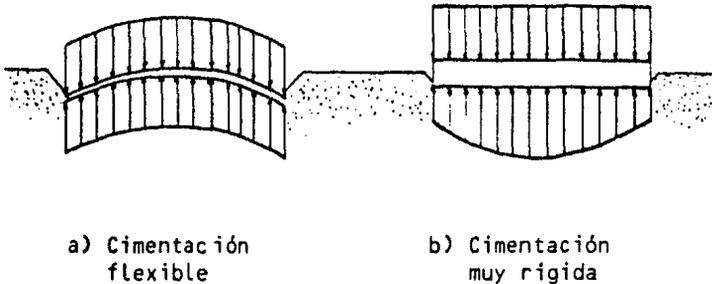


FIGURA III.85 Perfil de asentamientos y esfuerzos correspondientes a cimentaciones flexibles y rígidas, sobre suelos no cohesivos, cargados uniformemente.

III.5.8.4 ESFUERZOS HORIZONTALES EN TIERRAS EN REPOSO.

La teoría general se puede desarrollar partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente grande y a nivel.

El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a la profundidad z es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad. Cuando hay agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: esfuerzo efectivo y esfuerzo neutro.

$$\sigma_v = \gamma z$$

$$\sigma_v' = \gamma z - u$$

Las condiciones de los esfuerzos en un elemento de suelo a la profundidad z se muestra en la figura III.86.

El elemento se puede deformar verticalmente por el efecto de la carga, pero no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga. El suelo está en un estado de equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo-deformación del suelo.

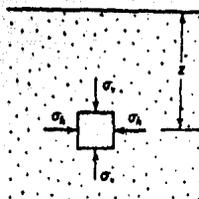


FIGURA III.86 Esfuerzos horizontal y vertical en una masa de suelo a la profundidad z .

La relación entre la deformación lateral y vertical es el módulo de Poisson

$$\mu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$$

El incremento de la deformación unitaria en un campo tridimensional de esfuerzos es

$$\begin{aligned}\Delta \epsilon_z &= \frac{\Delta \sigma_z}{E_z} - \frac{\mu \Delta \sigma_x}{E_x} - \frac{\mu \Delta \sigma_y}{E_y} \\ \Delta \epsilon_x &= \frac{\Delta \sigma_x}{E_x} - \frac{\mu \Delta \sigma_z}{E_z} - \frac{\mu \Delta \sigma_y}{E_y} \\ \Delta \epsilon_y &= \frac{\Delta \sigma_y}{E_y} - \frac{\mu \Delta \sigma_z}{E_z} - \frac{\mu \Delta \sigma_x}{E_x}\end{aligned}$$

donde E_z , E_y y E_x son los módulos de elasticidad correspondientes a cada dirección.

En el caso estudiado, los desplazamientos laterales son nulos, por lo que $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$. También se considera que los esfuerzos horizontales son iguales en las dos direcciones, es decir:

$$\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y = \Delta \sigma_L$$

por lo tanto $E_x = E_y = E_L$

quedando las deformaciones como $\Delta \epsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{E_z} - \frac{2\mu \Delta \sigma_L}{E_L}$

$$\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0 = \frac{\Delta \sigma_L}{E_L} - \frac{\mu \Delta \sigma_L}{E_L} - \frac{\mu \Delta \sigma_z}{E_z} = \frac{(1-\mu) \Delta \sigma_L}{E_L} - \frac{\mu \Delta \sigma_z}{E_z}$$

pudiéndose expresar el esfuerzo lateral como

$$\Delta \sigma_L = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right) \Delta \sigma_z \left(\frac{E_L}{E_z} \right)$$

Si se considera que el suelo es isótropo ($E_L = E_z$), la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical resulta:

$$\sigma_L = K_0 \sigma_z$$

Ec. III.93

donde $K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$

Por debajo del nivel freático, el esfuerzo horizontal se halla conociendo los esfuerzos componentes efectivo y neutro.

$$\sigma'_L = (\gamma z - u) K_0 \quad (\text{suelo húmedo, efectivo}) \quad \text{Ec. III.94}$$

$$\sigma_L = (\gamma z - u) K_0 + u \quad (\text{suelo húmedo, total}) \quad \text{Ec. III.95}$$

En la tabla III.36 se presentan los valores de K_0 para diferentes suelos (Referencia 16).

Suelo	K_0 efectivo drenado	K_0 total sin drenaje.
Arcilla blanda	0.6	1.0
Arcilla dura	0.5	0.8
Arena suelta, grava	0.6	
Arena compacta, grava	0.4	

El empuje total a cualquier profundidad es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro (excepto cuando se use el K_0 total sin drenaje en arcillas saturadas).

TABLA III.36 Valores de K_0

Respecto a la distribución de esfuerzos horizontales originados por el peso de alguna estructura no ha sido resuelta, pues, como se mencionó, las teorías elasticas están lejos de proporcionar resultados satisfactorios. Sin embargo, en el caso de cimentaciones muy anchas con respecto a la profundidad a que se desea conocer el esfuerzo lateral se podrá, para la zona central del área cargada, considerar la relación obtenida para tierras en reposo.

III. 5.8.5 DEFORMACION DE LOS SUELOS.

La deformación de los suelos depende, como ya se ha dicho, de una gran cantidad de factores como son la estructuración del material, la naturaleza mineralógica de las partículas que lo forman, el grado de saturación, la magnitud de los esfuerzos, la velocidad de aplicación de los esfuerzos, las condiciones del tensor completo de esfuerzos, etc.

En una primera clasificación de los conceptos mencionados, podemos distinguir entre aquellos que dependen de la naturaleza del suelo, como son su estructuración, naturaleza mineralógica, forma de las partículas, etc. y aquellos exteriores que actúan sobre el suelo, como son el estado general de esfuerzos, el incremento de esfuerzo aplicado, la velocidad de aplicación, etc.

III.5.8.5.a FACTORES PROPIOS DE LA MASA.

Atendiendo a las características propias de la masa, los suelos se pueden agrupar en los constituidos por partículas relativamente gruesas equidimensionales y los formados por partículas muy finas con una o dos de sus dimensiones mucho mayor(es) a la otra(s) ya que de esto depende fundamentalmente la estructuración y comportamiento mecánico de la masa de suelo.

Los suelos gruesos de partículas equidimensionales se originan por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo excepcionalmente corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico. Según la velocidad y lapso de tiempo con que estos agentes hayan actuado, se producen variedades en la forma equidimensional, de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa, y la angulosa, en escala decreciente de los efectos del ataque de los agentes desintegradores. En estos suelos las fuerzas que intervienen en la formación de su estructura son de tipo gravitacional, por lo que las partículas se disponen apoyándose directamente unas en otras, quedando cada partícula con varios puntos de apoyo.

Desde un punto de vista ingenieril, como se verá más adelante, el comportamiento mecánico de un suelo con estas características está principalmente condicionada a la compacidad y orientación de sus partículas y en forma secundaria a la mineralogía de sus partículas (este último aspecto crece en importancia para altos esfuerzos).

Los suelos de partículas muy finas aciculares o laminares (arcillas) - son producto de la descomposición química de las rocas, siendo el agente principal el agua y los mecanismos de ataque más importantes la oxidación, la hidratación y la carbonatación. La relación área/volumen de las partículas alcanza valores muy altos, por lo que las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie cobran mayor significación que las fuerzas gravitacionales. La acción de estas fuerzas electromagnéticas influye grandemente en la disposición de las partículas al sedimentarse, dando por resultado estructuras muy abiertas y por lo tanto potencialmente mucho más compresibles que las de los suelos gruesos. En los suelos finos la composición mineralógica juega un papel fundamental en el comportamiento mecánico de la masa, pues de esto depende la intensidad de carga en la superficie de las partículas y por tanto la estructuración y magnitud de las fuerzas de interacción entre las partículas.

III.5.8.5.b FACTORES ACTUANTES SOBRE EL SUELO.

La masa de suelo responde con diferentes características de deformación según sea el estado general de esfuerzos actuantes sobre ella. Si imaginamos una probeta de arena húmeda, a la que se le somete a una carga vertical, su asentamiento vertical será muy grande si no se le da soporte lateral; en cambio, el asentamiento vertical será mucho menor si se le confina lateralmente. Por otra parte, si la carga actuante sobre la probeta confinada es pequeña, el asentamiento será pequeño y corresponderá a deformaciones elásticas de los granos, mientras que si la carga es muy alta, se presentará además un desplazamiento de los granos, por lo que las características de deformación serán distintas.

Con respecto a la velocidad de aplicación de la carga, si a un suelo fi-

no saturado se le aplica una carga elevada, lentamente, se irá comprimiendo al salir el agua y su capacidad de carga aumentará, permitiéndole soportar la carga impuesta. Si por el contrario la carga se aplica rápidamente, no se dará tiempo a que el agua salga, impidiendo que el suelo se comprima y adquiera resistencia, produciéndose así su falla.

Dedido a la gran cantidad de casos posibles en estos factores externos - actuantes sobre el suelo, el estudio de deformación para cada problema real se deberá hacer en base a pruebas que consideren las características del estado de esfuerzos actuantes sobre el suelo y, en el caso de suelos saturados o parcialmente saturados, las condiciones de drenaje.

En el caso de estratos arcillosos alternados con estratos de arena, estos últimos impiden la expansión lateral de la arcilla, por lo que estos casos y en general en los casos en que pueda considerarse la inexistencia de deformación lateral, es posible considerar las características de deformación mediante la prueba de consolidación, comentada en el inciso III.5.5. Para los casos en que no hay restricción lateral, el conocimiento de las relaciones esfuerzo vertical - asentamiento es mucho más complejo. El asentamiento depende en parte de la expansión lateral y esta a su vez es función de los esfuerzos laterales actuantes y, como se vió anteriormente, la cuantificación del incremento de estos esfuerzos debidos a la sobrecarga impuesta por la estructura construida, no ha sido resuelta. Así, una prueba de consolidación, por no considerar la expansión lateral, no será representativa y será más aceptable el estudio del asentamiento en base a una prueba triaxial en que se sujete al suelo a un esfuerzo horizontal correspondiente al del suelo en reposo a la profundidad en estudio.

III.5.8.6 CARACTERISTICAS DE DEFORMACION DE LOS SUELOS.

Las características de deformación de los suelos dependen no sólo del tipo de suelo sino también del nivel y disposición de los esfuerzos a que esté sujeto, como se indicó antes. Es conveniente sin embargo conocer las características de deformación imputables a la naturaleza de los suelos, pues para algunos, el efecto producido por ciertos incrementos de esfuerzo puede resultar intrascendente comparativamente con otros suelos que pueden sufrir grandes deformaciones bajo las mismas condiciones de esfuerzo (como en el caso de arenas compactas si se les compara con arcillas blandas). Asimismo, algunos suelos finos presentan una deformación gradual al aumentar los esfuerzos aplicados mientras que otros suelos presentan al principio una deformación gradual y luego, bruscamente, considerables deformaciones bajo muy pequeños incrementos de esfuerzo.

Como puede verse, si se pretende realizar un estudio razonable y confiable de los asentamientos a que estará sujeta una estructura, es preciso estar familiarizado con las características de deformación de los distintos suelos. A continuación se presentan dichas características bajo las condiciones de la prueba de consolidación.

III.5.8.6.a SUELOS FINOS.

Para tratar estos suelos es necesario establecer el concepto de grado de sensibilidad. El termino sensibilidad se refiere al efecto que el amasado produce sobre la resistencia de las arcillas saturadas, independientemente -

de la naturaleza física de las causas del fenómeno.

En un depósito natural, las partículas de la mayoría de los suelos no han cambiado sus posiciones relativas en cientos o aún miles de años dando lugar al desarrollo de cohesión molecular en los puntos de contacto entre los granos. Al someterse al suelo a un amasado, la destrucción de la cohesión entre los granos y la destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación, ocasiona una pérdida en la resistencia - cuya magnitud varía de una arcilla a otra.

El grado de sensibilidad St de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de la arcilla inalterada y la resistencia de la misma arcilla después de amasada a contenido de humedad constante.

El grado de sensibilidad no sólo es variable para diferentes arcillas -- sino también puede diferir en una misma arcilla según sea su contenido de agua.

Se considera a una arcilla sensitiva cuando St varía entre 4 y 8. Para valores menores se considera no sensitiva. Existen arcillas extrasensibles - con valores de St comprendidos entre 8 y 16, y hay lugares con arcillas - que tienen una sensibilidad aún mayor que se conoce como arcillas fluidas. - En la figura III.18 se realciona el grado de sensibilidad de una arcilla con su índice de liquidez.

III.5.8.6.a.1 ARCILLAS INALTERADAS NO SENSITIVAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.

Una arcilla normalmente consolidada es aquella que nunca ha sido sometida a una presión mayor a la correspondiente a las capas de suelo situadas so bre ella.

Las curvas de compresibilidad, para este tipo de suelos, correspondientes a la muestra amasada, a la muestra inalterada y para la arcilla en estado natural en el terreno, se ilustran en la figura III.87.

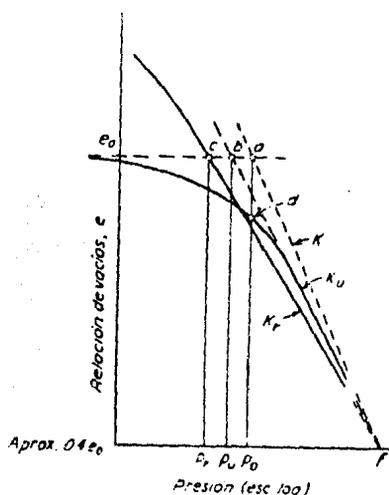


FIGURA III.87 Relaciones entre e y p para una arcilla; K_r , para la arcilla amasada; K_u , para la muestra inalterada de arcilla en el laboratorio; K_p , para la arcilla en estado natural en el terreno.

Las coordenadas del punto *a* de la figura anterior, representan la relación natural de vacíos e_0 de la muestra y la presión efectiva P_0 a que el suelo está sujeto por efecto del peso de las capas superiores.

Durante la toma de la muestra, la presión que soporta la arcilla es reducida a un valor muy pequeño, mientras que su relación de vacíos permanece casi inalterada. Al aumentar nuevamente la presión durante la prueba de consolidación, la relación de vacíos disminuye siguiendo la ley indicada por la línea K_U . La parte curva y la parte recta de la línea K_U corresponden a los tramos de recompresión y virgen respectivamente, señalados en el inciso III.5.5.3.d.

La prolongación hacia arriba del tramo recto de K_U intersecta en el punto *b* a la horizontal trazada por el punto *a*. La experiencia indica que el punto *b*, para el tipo de arcillas tratado, se encuentra del lado izquierdo del punto *a*, siendo mayor su separación al ser más alterada la muestra. En el caso de una muestra remoldeada (curva K_R), el punto *b* corresponde al punto *c*.

El valor de la relación P_U / P_0 entre las presiones representadas por las abscisas de *b* y *a*, indica hasta que grado la estructura de la muestra ha sido alterada. Los valores de esta relación oscilan entre 0.3 y 0.7, con un término medio de 0.5, con la característica de que una dispersión considerable de valores es muy común aún para muestras tomadas con un mismo sacamuestras de una misma perforación. Se deduce, por lo tanto que el valor de P_U / P_0 depende en gran parte de factores accidentales, tales como las variaciones en la sensibilidad de la arcilla y de si la probeta ensayada fue tomada de la parte superior, media o inferior del tubo sacamuestras.

La línea de consolidación real del terreno K_f debe pasar, como es obvio, por el punto *a*. sin embargo, ninguna de las dos curvas de laboratorio K_U y K_R pasa por dicho punto, resultando entonces evidente que la línea K_f puede ser sólo determinada por medio de una extrapolación de los resultados obtenidos en el laboratorio. Como las dos líneas K_U y K_R son rectas y se intersectan aproximadamente a la altura de $e = 0.4 e_0$, parece razonable suponer que la línea $e - \log p$ del suelo en el terreno será también una línea recta que pasando por el punto *a*, al ser prolongada hacia abajo corte la ordenada $e = 0.4 e_0$ en el punto *f*.

Como se vió en el subinciso III.5.5.2.c, el límite líquido (L.L.) está relacionado con la compresibilidad de los suelos finos, de manera que a mayor L.L. la compresibilidad aumenta. Terzaghi encontró una relación entre el índice de compresibilidad de la arcilla remoldeada (C'_c) y el límite líquido, a partir de varias muestras elegidas al azar provenientes de diferentes partes del mundo. La figura III.88 ilustra los resultados obtenidos por A.W. Skempton (Referencia 12).

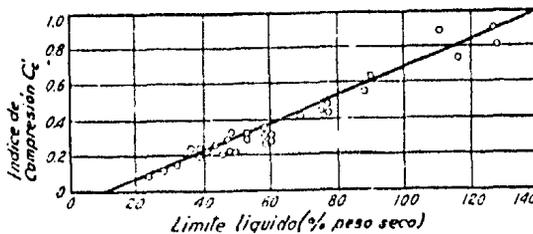


FIGURA III.88 Relación entre el límite líquido e índice de compresión para arcillas amasadas - (según A.W. Skempton, 1944, y otros).

Todos los puntos están situados cerca de una línea recta de ecuación:

$$C'_c = 0.007 (LL - 10\%) \quad \text{Ec. III.96}$$

Los valores del índice de compresibilidad correspondientes al tramo virgen de la línea de compresibilidad real del terreno (C_c) en arcillas inalteradas normalmente consolidadas, pueden obtenerse aproximadamente incrementando los valores de C'_c en un 30%, quedando la expresión:

$$C'_c = 0.009 (LL - 10\%) \quad \text{Ec. III.97}$$

Así, con la expresión anterior y conociendo e_0 y P_0 correspondientes al estado natural, puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento que se presentará en una estructura sin necesidad de otros ensayos que la determinación de los límites líquidos. Sin embargo debe mencionarse que algunos investigadores reportan discrepancias del orden de $\pm 30\%$ y en algunos casos mayores, por lo que, de ningún modo debe pensarse que el método anterior pueda sustituir a los métodos derivados de la prueba de consolidación.

III.5.8.6.a.2 ARCILLAS INALTERADAS PRECONSOLIDADAS.

Un suelo preconsolidado es aquel que ha sido sometido alguna vez a esfuerzos efectivos superiores a los que actualmente actúan sobre él.

Las causas de preconsolidación pueden ser varias, como son:

1.- La remoción de capas superiores, sea por erosión o excavación. En este caso la carga de preconsolidación puede estimarse si se conoce el espesor de las capas removidas.

2.- Elevación del nivel freático. Al subir el nivel freático, la presión en el agua aumenta y disminuyen los esfuerzos efectivos actuantes en el suelo. En este caso la preconsolidación rara vez es muy grande (Referencia 16).

3.- La desecación por exposición al aire. En este caso se produce un aumento de los esfuerzos efectivos por efecto de la tensión capilar que se desarrolla. La carga de preconsolidación en estos casos resulta muy difícil de predecir y generalmente disminuye con la profundidad. En regiones áridas y calientes se han observado esfuerzos superiores a 5 Kg./cm.^2 debidos a la desecación.

4 - El peso de hielo que más tarde se derritió.

5.- Esfuerzos producidos por expansión o contracción de los granos durante cambios químicos (Referencia 16). El efecto de preconsolidación puede ser ocasionado también por un endurecimiento del suelo debido a cambios químicos que modifican las ligaduras físico-químicas entre las partículas. La lixiviación que remueve las sales o las altas concentraciones de cationes pueden tener el mismo efecto en algunas arcillas, especialmente en las depositadas en agua salada.

Las arcillas preconsolidadas por erosión o excavación tienen un contenido de agua semejante al del suelo normalmente consolidado y en ocasiones al-

go mayor, debido a alguna pequeña expansión que puede tener lugar al remover la carga impuesta por las capas superiores. En cambio, si la causa de la preconsolidación es la desecación, el contenido de agua en arcillas de plasticidad baja a media, está muy por debajo del correspondiente al límite líquido (que es el que se presenta usualmente en suelos normalmente consolidados) y, en el caso de suelos excesivamente preconsolidados, el contenido de agua puede ser aún menor que el del límite plástico.

Si los esfuerzos impuestos, por la construcción de una obra, a un suelo preconsolidado no sobrepasa la carga de preconsolidación, el comportamiento del suelo referente a la relación entre esfuerzos y la relación de vacíos estará definido por el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad. Por ello los asentamientos resultan pequeños comparados con los que se tendrían si el suelo fuese normalmente consolidado.

La figura III.89 muestra en escala aritmética la influencia que la preconsolidación ejerce sobre la correspondencia entre presión y relación de vacíos.

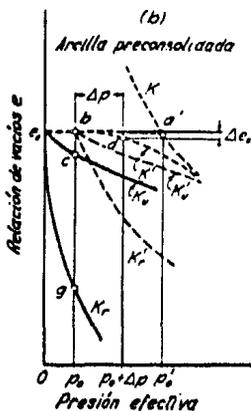


FIGURA III.89 Relaciones entre e y p para una arcilla preconsolidada.

El punto a' representa el estado del suelo correspondiente a la carga de preconsolidación y el punto b al estado actual del suelo. Puede observarse un ligero aumento de la relación de vacíos en b respecto a a' debido a una pequeña expansión.

Al extraer la muestra, la presión actuante sobre esta se reduce prácticamente a cero; conservándose la misma relación de vacíos. Si la muestra es alterada y se le somete a la prueba de consolidación, se obtiene la línea K_u , que como puede verse no pasa por el punto b. Si a las ordenadas de K_u se les agregara la distancia de c a b, se obtiene la curva K'_u , la cual, aún así difiere mucho de la curva real del terreno K' , reportando asentamientos de dos a cinco veces mayores que los reales.

Mientras más alteradas sean las muestras ensayadas, los errores serán mayores, hasta llegar al caso de una muestra remoldeada, cuya relación $\log p - e$ está representada por las líneas K_r y K'_r y no tiene ninguna semejanza con la real del terreno.

Conviene mencionar que la relación obtenida por Terzaghi (Ec. III.97) conduce en suelos preconsolidados, a valores comprendidos entre 4 y 10 veces mayores que los valores reales, puesto que fue obtenida en suelos normalmen-

te consolidados, cuya gráfica $\log p - e$, corresponde al tramo virgen y no al tramo de recompresión. Sin embargo, los índices de compresibilidad C_c por arriba de la carga de preconsolidación se pueden obtener con la ecuación III.97, ya que para esos esfuerzos el suelo se comporta como normalmente consolidado (Referencia 16).

Se han propuesto varios métodos para obtener, en función de los resultados de ensayos de laboratorio, el valor de la máxima presión de consolidación. La figura III.90, que representa la curva $\log p - e$ de una muestra inalterada de arcilla, ilustra uno de los métodos más utilizados, el cual es debido a Casagrande.

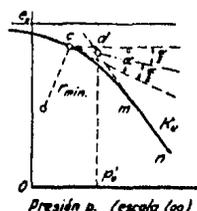


FIGURA III.90 Diagrama que muestra la construcción gráfica usada comúnmente para determinar el valor máximo de la presión de consolidación (según A. Casagrande).

Por el punto c en el que la curva tiene el mínimo radio de curvatura, se traza una línea horizontal y una tangente a K_u . La bisectriz del ángulo que forman estas dos rectas intercepta a la continuación de la parte recta de K_u en el punto d , cuya abscisa se supone igual a la carga de preconsolidación P'_0 .

Si una arcilla es normalmente consolidada, los puntos b de la figura III.87 se hallan invariablemente situados a la izquierda de los puntos a , de modo que si se ensayan varias muestras inalteradas de un estrato de arcilla y si todos los puntos obtenidos de los ensayos están a la izquierda de los a , el valor de la presión de preconsolidación obtenida con el método de Casagrande será seguramente no mucho mayor a la presión que la arcilla soporta en la actualidad; así que el efecto que la preconsolidación pudiera tener sobre el asentamiento puede despreciarse. Si por el contrario, la presión de preconsolidación es mucho mayor que la presión actual, por lo menos algunos de los puntos b estarán situados a la derecha de los a . En este caso, el asentamiento de la estructura a construir sobre la arcilla será pequeño comparado con el calculado en función de los resultados de ensayos, pues la relación entre las curvas de consolidación en el laboratorio y en el terreno, para una arcilla de este tipo, se asemeja a la que existe entre las curvas K'_u y K' de la figura III.89

III.5.8.6.a.3 ARCILLAS INALTERADAS EXTRASENSITIVAS,

Las arcillas extrasensitivas presentan las características de deformación de la figura III.91.

La relación de vacíos permanece prácticamente constante hasta valores de la presión sobre la muestra algo superiores (ΔP_b) a los que soporta en el terreno (P_0), lo cual puede ser una consecuencia de un ligero grado de preconsolidación o bien, puede ser consecuencia del desarrollo de adherencia entre las partículas de arcilla.

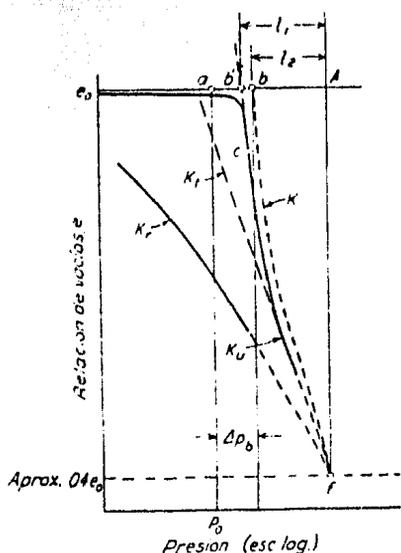


FIGURA III.91 Relaciones entre e y p para arcillas extrasensitivas. En el laboratorio: K_r amasada, K_u inalterada. En el terreno en su estado natural: K .

Al llegar al punto b , al que corresponde una presión $P_0 + \Delta P_b$ la curva cae bruscamente y al seguir aumentando la presión se inclina gradualmente hasta formar una línea recta con la pendiente de la línea K_t . Se supone que la caída rápida en la relación de vacíos refleja una fractura estructural en la cual se rompen los enlaces entre las partículas y los granos se reagrupan orientándose para dar mayor densidad.

Cuando se puede estimar la resistencia ΔP_b , es factible aproximarse a la curva K en el terreno a partir de la curva K_u , de la siguiente manera. Se obtiene el punto b' trazando una tangente a la curva K_u en el punto de inflexión c . La parte recta inferior de K_u se extiende hacia abajo hasta el punto f sobre la ordenada $e = 0.4 e_0$ y se traza una línea vertical que intercepta a la ordenada e_0 en el punto A . La curva K se construye de tal manera que, para cualquier valor de e se cumple la relación:

$$l_2/l_1 = bA/b'A$$

En el caso de no poder hacer una estimación fehaciente de ΔP_b es preferible suponer que K y K_u coinciden.

Si una arcilla tiene un límite líquido mayor del 100%, o bien si su contenido natural de agua a una profundidad de 5 a 10 metros debajo de la superficie es mayor que el límite líquido, o también si contiene un porcentaje grande de materia orgánica, es probable que tenga las características de la figura III.91. La sensibilidad de estas arcillas es siempre mayor de 4, mientras que para arcillas ordinarias es menor. Si la sensibilidad de una arcilla es mayor de 8, es casi seguro que tenga las características de consolidación de las arcillas extrasensitivas.

III.5.8.6.a.4 SUELOS CEMENTADOS.

Las curvas de sensibilidad de estos suelos son similares a las de los suelos preconsolidados. La apariencia de preconsolidación probablemente refleja la adherencia (y las fuerzas entre las partículas) entre los granos. En algunos casos, al aumentar la carga se rompe bruscamente la adherencia y la curva toma una forma similar a la de la arcilla extrasensitiva.

Con los materiales cementados se pueden producir dos curvas de compresibilidad: inalterada (por lo general húmeda) e inundada, como se muestra en la figura III.92.

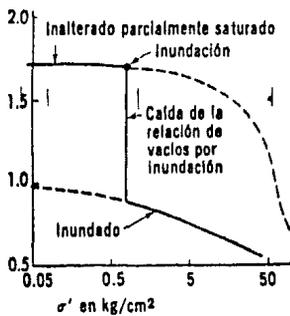


FIGURA III.92 Curvas de esfuerzo relación de vacíos en suelos cementados, parcialmente saturados.

La caída de los valores de la relación de vacíos, se producirá por inundación a muy bajos esfuerzos, tal como el producido por el peso propio del suelo. La inundación casi produce la saturación total; sin embargo, no es probable que se produzca la saturación total.

III.5.8.6.a.5 SUELOS EXPANSIVOS.

Las arcillas muy plásticas parcialmente saturadas y algunos suelos muy miáceos pueden preconsolidarse fuertemente por desecación. Si tienen acceso al agua, estando sometidos a bajos esfuerzos, absorberán el agua y se expandirán. Estos suelos pueden producir dos curvas de compresibilidad (Fig. III. 93) : inalterada parcialmente saturada e inundada.

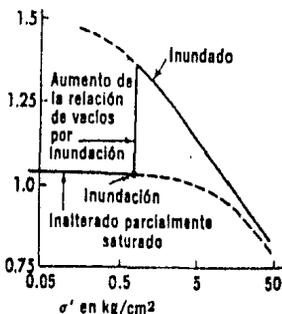


FIGURA III.93 Curvas de esfuerzo-relación de vacíos en una arcilla muy plástica, parcialmente saturada.

III.5.8.6.a.6 TURBA.

Las turbas y los suelos muy orgánicos son extremadamente compresibles, dependiendo de su relación de vacíos. Las curvas de compresibilidad se parecen a las de las arcillas ligeramente preconsolidadas. La curva virgen dibujada en papel semilogarítmico rara vez es muy recta. Se han hallado índices de compresibilidad tan altos como 15 en algunas turbas que tienen una relación de vacíos muy alta.

III.5.8.6.b SUELOS GRUESOS.

III.5.8.6.b.1 ARENAS.

Las arenas se consolidan mayormente por la reorientación y fractura de los granos acompañada por alguna distorsión de los mismos. El índice de compresibilidad es, por lo general, menor que 0.1, y las curvas son parecidas a las de las arcillas.

III.5.8.6.b.2 ROCAS.

Las rocas muy endurecidas con bajas relaciones de vacíos (menores que 0.2) son prácticamente incompresibles. Las rocas más porosas, se consolidan en forma similar a como lo hacen los suelos. El mecanismo de la consolidación de las rocas parece ser una combinación de la distorsión elástica de la armazón sólida formada entre los poros y del aplastamiento de la roca en los puntos donde está muy esforzada. Las curvas de presión relación de vacíos de las rocas porosas son semejantes a las de los suelos preconsolidados.

La meteorización continua y la lixiviación debilitan la roca, lo cual permite una consolidación adicional. La lixiviación de la roca parece que aumenta con el esfuerzo y de este modo aumenta el asentamiento con el aumento de carga y también a medida que pasa el tiempo. Esto sólo se puede evaluar produciendo en el laboratorio la lixiviación de la roca bajo los efectos de una carga.

La roca partida, como la que se usa en pedraplenes o escolleras, se consolida por reorientación de los fragmentos y por aplastamiento en los puntos de contacto. Las curvas de presión relación de vacíos se parecen a las de compresión en el tramo virgen.

Las características de compresibilidad presentadas corresponden, como se mencionó, al caso específico de la prueba de consolidación en la que los estratos están impedidos para deformarse horizontalmente y el incremento de esfuerzo en su masa es uniforme. Por ello no se deben considerar otros casos en los que posiblemente el comportamiento sea muy distinto.

En particular, la experiencia ha ido demostrando que el comportamiento descrito sólo es aplicable, en la naturaleza, estrictamente a un muy limitado rango de problemas en los que interviene una capa de arcilla normalmente consolidada de suelo relativamente delgada respecto al ancho de la cimentación y que se ve sometida a una carga que en su espesor puede considerarse como uniformemente distribuida o bien, poco variable (Referencia 12).

Conviene mencionar que básicamente las curvas de compresibilidad obtenidas mediante la prueba de consolidación están desarrolladas para el cálculo de la deformación de suelos finos debida al proceso hidrodinámico de consolidación primaria y a la consolidación secundaria. Sin embargo se habló de las correspondientes a otros tipos de suelo únicamente como base de comparación.

III.5.8.7 REGIMEN DE LOS ASENTAMIENTOS.

El asentamiento de los suelos se puede clasificar en tres tipos en función del tiempo en que se producen:

- 1.- Inicial.
- 2.- Por consolidación primaria.
- 3.- Por consolidación secundaria.

El asentamiento inicial se produce tan pronto como se aplica la carga y se debe, en el caso de suelos saturados, al proceso de deformación elastoplástica del suelo, proceso en el que se incluye la distorsión del suelo (cambio de forma a volumen constante) y alguna compresión de la fase sólida y del agua del suelo, siendo esta segunda causa realmente despreciable al nivel de los esfuerzos que por lo general se presentan en las obras de ingeniería. En el caso de suelos finos no saturados, el asentamiento inicial se debe (además de a los factores señalados anteriormente) en gran parte a la compresión y solución del aire que hay en los poros del suelo. Así, el porcentaje de deformación está mayormente determinado por el grado de saturación. Es prácticamente nulo en un suelo saturado, pero puede ser tan grande como el 50% cuando el grado de saturación es del 90% (Referencia 16).

En el caso de suelos gruesos, además de las causas ya señaladas se puede incluir en el asentamiento inicial el debido a la consolidación primaria, pues el proceso hidrodinámico que lo caracteriza se lleva a cabo en un lapso muy corto de tiempo debido a la gran permeabilidad de estos suelos. A medida que los granos son más finos, el proceso hidrodinámico se toma más tiempo y en el caso de arenas muy finas puede durar mucho y por lo tanto no se podrá considerar como parte del asentamiento inicial.

El asentamiento inicial es común que se presente durante el tiempo de construcción de la estructura y en el caso de suelos gruesos este asentamiento representa aproximadamente el 80% del total, por lo que los asentamientos posteriores a la construcción, en la mayoría de los casos, no son de importancia.

El asentamiento debido a la consolidación primaria se desarrolla, en suelos finos saturados, a lo largo de varios años o aún décadas. Como ya se mencionó, es debido a un proceso hidrodinámico.

Al construir una obra, el incremento de esfuerzo ocasionado es soportado al principio por el agua, aumentando su presión y obligándola a fluir hacia zonas de drenaje a menor presión. El tiempo del proceso depende de la velocidad con que el agua pueda fluir por los conductos que dejan entre sí las partículas y de la distancia a recorrer, es decir depende de la permeabilidad del suelo y de la cantidad y separación de las fronteras permeables. A medida que el agua sale de la masa sujeta al incremento de carga, el esfuerzo inicialmente tomado por el agua es transferido a la fase sólida, terminando el proceso al quedar el agua nuevamente en equilibrio hidrostático, o sea al transferir todo el incremento de carga a las partículas sólidas.

Por último, el asentamiento debido a la consolidación secundaria, tiene lugar en un lapso de tiempo aún mayor al correspondiente a la consolidación primaria siendo de importancia en arcillas blandas muy compresibles o con mate

ria orgánica. El proceso de la consolidación secundaria es al parecer el resultado de un reajuste plástico de los granos del suelo a los nuevos esfuerzos, de la fractura progresiva de las ligaduras entre los granos y posiblemente de la fractura progresiva de los mismos.

En el subinciso III.5.5.3.d fue descrita la forma para determinar, en una curva de consolidación las fronteras entre deformación inicial, por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

En base a la clasificación anterior, la expresión general que define el asentamiento total puede escribirse como (Referencia 15):

$$\Delta H_T = \Delta H_E + \Delta H_P + \Delta H_S \quad \text{Ec. III.98}$$

donde:

ΔH_T = Asentamiento total.

ΔH_E = Asentamiento inicial elastoplástico.

ΔH_P = Asentamiento por consolidación primaria.

ΔH_S = Asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo de las características del suelo, uno o dos asentamientos predominan sobre los restantes. En suelos granulares, como arenas o gravas, el asentamiento elastoplástico es el de mayor importancia, siendo despreciables generalmente los demás. El asentamiento total puede expresarse entonces como:

$$\Delta H_T \approx \Delta H_E \quad \text{Ec. III.99}$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados, el orden de importancia sería: Consolidación primaria y asentamiento elastoplástico; sin embargo, esta última es de magnitud reducida comparada con la consolidación primaria, por lo que:

$$\Delta H_T = \Delta H_P + \Delta H_E \approx \Delta H_P \quad \text{Ec. III.100}$$

En el caso de arcillas muy blandas, suelos orgánicos, micáceos o turba se contemplan los tres tipos de asentamiento pero, al igual que en el caso anterior, el asentamiento elastoplástico es relativamente menor a los otros dos.

$$\Delta H_T \approx \Delta H_P + \Delta H_S \quad \text{Ec. III.101}$$

Adicionalmente, en rocas, el asentamiento elástico es el que predomina, exceptuando el caso de rocas fracturadas o con grietas rellenas de arcilla. En rellenos de roca partida, la consolidación secundaria puede ser una parte muy importante del asentamiento.

III.5.8.8 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

III.5.8.8.a ASENTAMIENTOS EN SUELOS FINOS COHESIVOS.

El asentamiento en suelos finos es, como ya se indicó, la suma de los --

asentamientos inicial, por consolidación primaria y por consolidación secundaria y dependiendo de las características del suelo será la importancia de cada uno de los asentamientos.

III.5.8.8.a.1 ASENTAMIENTO INICIAL.

El asentamiento inicial se divide en dos: el debido a la compresión de la fase gaseosa (en el caso de suelos no saturados), de los sólidos y del agua del suelo y el debido a la distorsión de la masa. El primero se determina corrientemente por los ensayos de consolidación de laboratorio (Referencia 16), en tanto que el segundo es determinado en lo posible mediante fórmulas derivadas de la teoría de la elasticidad.

El asentamiento por distorsión se produce por el cambio de forma de la masa del suelo a volumen constante. El suelo inmediatamente debajo de la cimentación se deforma hacia abajo y se comba lateralmente en forma de barril, lo que permite que la cimentación se asiente.

Las arcillas saturadas, muchas rocas y otros materiales elásticos similares se comportan como una masa de gelatina o goma cuando se cargan, porque su módulo de elasticidad se puede considerar constante para cualquiera que sea el esfuerzo de confinamiento.

A continuación se presentan algunas expresiones obtenidas en base a la teoría de la elasticidad para diferentes distribuciones de carga (Referencia 22).

1.- Carga concentrada.

La fórmula obtenida por Boussinesq para el desplazamiento vertical de un punto a la profundidad z y radio vector R (Fig. III.73) en un medio semiinfinito, elástico, homogéneo e isótropo es :

$$\Delta H = \frac{P}{2\pi E} (1 + \mu) \left[2(1 - \mu) + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] \frac{1}{R} \quad \text{Ec. III.102.a}$$

donde μ es la relación de Poisson.

Para puntos bajo la carga la expresión se reduce a :

$$\Delta H = \frac{P}{2\pi E} (1 + \mu) (3 - 2\mu) \quad \text{Ec. III.102.b}$$

2.- Area circular uniformemente cargada.

Se considera en primer lugar el caso de una superficie flexible uniformemente cargada, en la frontera superior de un medio semiinfinito, elástico, homogéneo e isótropo. D será el diámetro de la superficie y p la magnitud de la presión superficial aplicada.

La deformación vertical bajo el centro del área cargada está dada por:

$$\Delta H = (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad \text{Ec. III.103.a}$$

y en los puntos de la periferia por :

$$\Delta H = \frac{2}{\pi} (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad \text{Ec. III.103.b}$$

El asentamiento promedio del área circular resulta igual a:

$$\Delta H = \frac{3}{8\pi} (1-\mu^2) \frac{P}{E} D \quad \text{Ec. III.103.c}$$

En el caso de una placa circular rígida, con carga total P la carga media por unidad de área es:

$$P_m = \frac{P}{\pi R^2}$$

donde R es el radio de la placa. El asentamiento bajo cualquier punto de la placa está dado por:

$$\Delta H = \frac{\pi}{4} (1-\mu^2) \frac{P_m}{E} D \quad \text{Ec. III.103.d}$$

3.- Area rectangular uniformemente cargada.

En el caso de cimentaciones rectangulares flexibles, se podrá hacer los cálculos mediante la expresión obtenida por Steinbrenner. El asentamiento bajo una esquina del rectángulo está dado por:

$$\Delta H = \frac{P}{E} (1-\mu^2) \left[L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{L^2 + z^2}}{L(B + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{B^2 + z^2}}{B(L + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} \right] + \frac{P}{2\pi E} (1-\mu - 2\mu^2) z \operatorname{ang} t g \frac{LB}{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \quad \text{Ec. III.104.a}$$

donde : H = Asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad z.

z = Profundidad del suelo.

B = Ancho del cimiento.

L = Longitud del cimiento.

P = Presión aplicada.

E = Módulo de elasticidad.

= Relación de Poisson.

La expresión anterior puede escribirse :

$$\Delta H_E = P \cdot \frac{B}{E} \left[(1-\mu^2) F_1 + (1-\mu - 2\mu^2) F_2 \right] = P \frac{B}{E} F_\mu \quad \text{Ec. III.104.b}$$

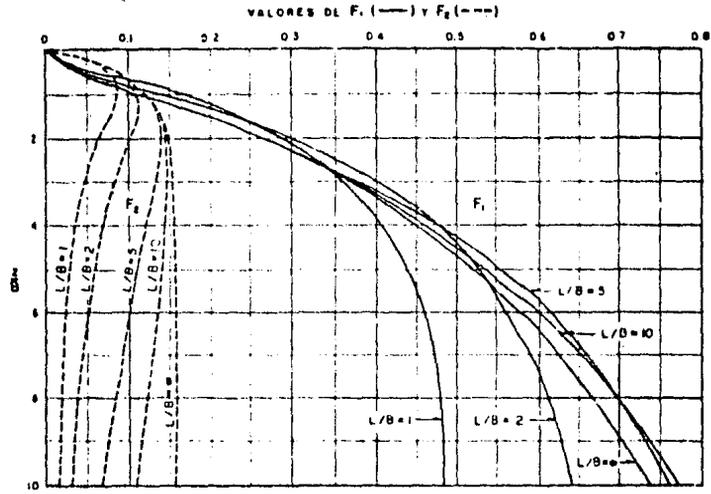
donde F_1 , F_2 y F_μ son funciones de z/B y L/B . La gráfica de la figura III.94 proporciona los valores de F_1 y F_2 y la gráfica b de la misma figura proporciona el valor de F para el caso particular en que $\mu = 1/3$

A continuación se presentan algunas expresiones indicadas en la referencia 16 para el cálculo de asentamientos por distorsión.

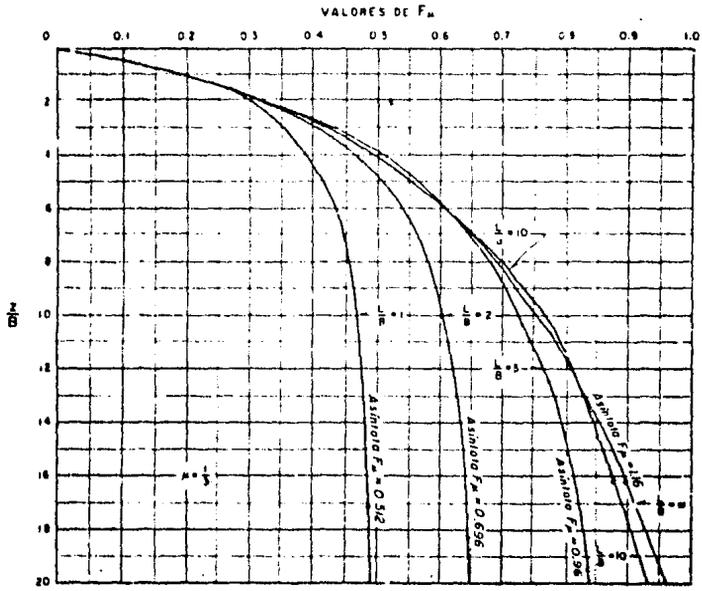
Los asentamientos en el centro y en una esquina de un área cargada, con presión uniforme q, de forma cuadrada con lado B, están dados por las expresiones siguientes:

$$\text{ESQUINA} = \frac{0.42 q B}{E} \quad \text{Ec. III.105.a}$$

$$\text{CENTRO} = \frac{0.84 q B}{E} \quad \text{Ec. III.105.b}$$



(a)



(b)

FIGURA 111.94. Gráficas para el cálculo de F_1 , F_2 y F_A ($\mu = 1/3$) en las fórmulas de Steinbrenner.

Se supone que el suelo es uniforme hasta una profundidad por lo menos igual a dos veces el ancho de la cimentación. El asentamiento por distorsión - de áreas rectangulares cargadas se puede hallar, aproximadamente, haciendo en las fórmulas anteriores

$$B = \sqrt{A}$$

El asentamiento por distorsión en el caso de una cimentación rígida, para un área cargada de lado B , está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Asentamiento por distorsión} = \frac{0.6 q B}{E} = \frac{0.6 Q}{E B} \quad \text{Ec. III.106}$$

siendo q la carga por unidad de área y Q la carga total.

Esta fórmula puede ser usada para otras formas de cimentación haciendo --

$$B = \sqrt{A}$$

Para el cálculo de la distorsión con las expresiones presentadas se requiere la determinación de E y μ para el material saturado (con lo cual - no hay cambio de volumen, ya que el agua y los sólidos pueden considerarse in compresibles).

El asentamiento por distorsión puede ser medido en base a lecturas tomadas en una prueba triaxial rápida, en la cual el volumen (en una muestra saturada) se mantiene constante. La presión de cámara será la correspondiente al empuje de tierras en reposo, con lo que el asentamiento será algo menor, ya que el esfuerzo horizontal será seguramente algo mayor en el terreno por el efecto de la sobrecarga.

III.5.8.8.a.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.

En el subinciso III.5.5.3.d se obtuvo la fórmula general que permite calcular el asentamiento por consolidación en un espécimen sujeto a un incremento de presión $\Delta \bar{p}$. Dicha fórmula es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = m_v \Delta \bar{p} H \quad (\text{Ecs. III.33 y III.35})$$

Como ya se sabe, el esfuerzo producido por un incremento de carga sobre - la masa de un suelo varía de mayor a menor al aumentar la profundidad y sólo puede considerarse constante en estratos de pequeño espesor. El asentamiento de un estrato de espesor H en el que se consideren las variaciones de $\Delta \bar{p}$, se puede obtener mediante la expresión :

$$\Delta H = m_v \int_0^H \Delta \bar{p} dz \quad \text{Ec. III.107}$$

Por otro lado, m_v (coeficiente de variación volumétrica e inverso del - módulo de elasticidad) no es constante en la masa de suelo sino que disminuye conforme aumenta el esfuerzo, por lo que cambia con la profundidad y además en su valor influye la historia de los esfuerzos que el suelo haya sufrido. Así, para tomar en cuenta esta variación la expresión para calcular el -- asentamiento queda :

$$\Delta H = \int_0^H m_v \Delta \bar{p} dz = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dz \quad \text{Ec. III.108}$$

La ecuación anterior sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado.

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a distintas profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad. Sobre esas curvas podrá llevarse el valor de P_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad (Fig. III.95.a); con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación podrá llevarse, a partir de P_0 , el valor de $\Delta \bar{p}$, que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, debida a la estructura cuyo asentamiento se calcula ($\Delta \bar{p}$ se calcula en base a las teorías ya señaladas de distribución de esfuerzos). La ordenada del valor $P = P_0 + \Delta \bar{p}$ proporcionará la relación de vacíos (e) final que alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse :

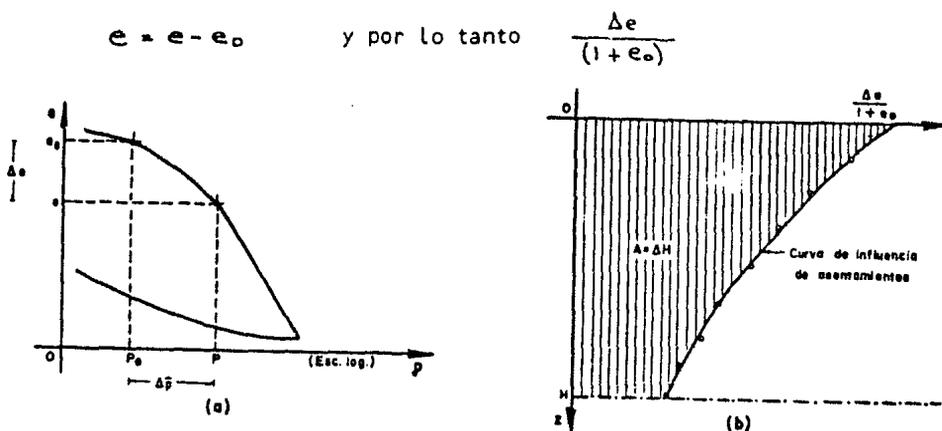


FIGURA III.95 Método para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

La gráfica de la figura III.95.b se construye con los valores de $\frac{\Delta e}{(1+e_0)}$ correspondientes a las diferentes profundidades z . El área bajo esta curva entre 0 y H nos proporciona directamente el valor del asentamiento H . La curva anterior recibe el nombre de " Curva de influencia de los asentamientos ".

El asentamiento por consolidación calculado como se indicó, corresponde, como se ha hecho notar, al caso específico en que la expansión lateral puede considerarse nula. Sin embargo proporciona bastante aproximación en la mayoría de los casos.

La evolución con el tiempo de la consolidación primaria puede obtenerse en base a lo establecido en el subinciso III.5.5.3.d.

Respecto a la consolidación secundaria, el cálculo del asentamiento y de su evolución se puede consultar en la referencia 15, donde se presenta la ecuación completa de consolidación propuesta por el Dr. Zeevaert, la cual toma en cuenta tanto la consolidación primaria como la secundaria.

III.5.8.8.b ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRUESOS NO COHESIVOS.

Los suelos gruesos están compuestos por granos cuyas formas varían desde la angular a la muy redonda. Las partículas están en contacto en unos cuantos puntos solamente, en los cuales los esfuerzos son extremadamente altos, mucho más altos que el promedio en la masa.

Al aumentar los esfuerzos por la construcción de una obra, las partículas se deforman primero en forma elástica localmente en los puntos de contacto. Al seguir aumentando la carga, se producen varios efectos; aplastamientos locales en los puntos de contacto, las partículas tienden a rodar o a deslizarse unas sobre otras, se produce trabazón entre las esquinas de las partículas más angulosas e irregulares y fractura de granos (Fig. III.96).

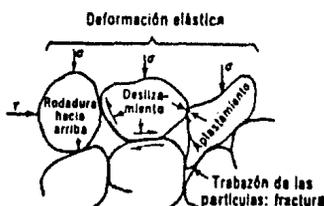


FIGURA III.96 Mecanismo de la resistencia, deformación y movimiento de los granos.

La resistencia al rodamiento y deslizamiento entre las partículas es esencialmente por rozamiento el cual depende del esfuerzo efectivo entre los granos, el coeficiente de fricción entre los minerales, de la aspereza de la superficie y de el ángulo de contacto entre los granos, que dependen a su vez de la forma de los granos y de la estructura del suelo como está reflejada en la compacidad relativa.

El desplazamiento entre los granos ocasiona que los poros individuales entre partículas se agranden o se acorten a medida que aumenta la deformación, el efecto final depende de la compacidad inicial. El suelo suelto se contrae y el compacto se expande como puede verse en la representación simplificada de la figura III.97.

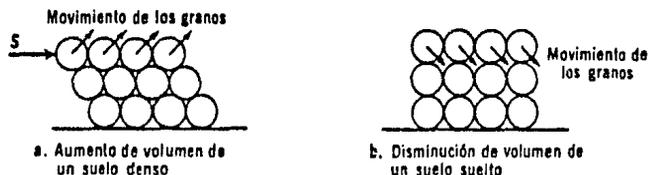


FIGURA III.97 Cambios de volumen que se producen en los suelos no cohesivos.

Si el esfuerzo máximo soportado por una arena se continúa, el asentamiento

to y la expansión lateral continúan en forma tal que tanto la arena suelta - como la compacta alcanzan la misma relación de vacíos, que se llama relación de vacíos crítica o compactidad crítica (Fig. III.98).

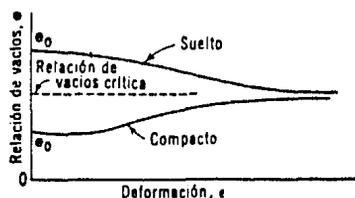


FIGURA III.98 Relación de vacíos crítica en arenas.

Las deformaciones debidas a aplastamientos, giros, deslizamientos o rupturas no son recuperables al quitar la carga, por lo que sólo tiene sentido hablar de asentamientos elásticos, sin cometer un error grave, en el caso de esfuerzos pequeños. En caso contrario las deformaciones serán de tipo elasto plástico. En la figura III.99 se muestran las curvas típicas de esfuerzo de deformación de suelos no cohesivos sometidos a un creciente esfuerzo cortante, siendo constante el esfuerzo de confinamiento.

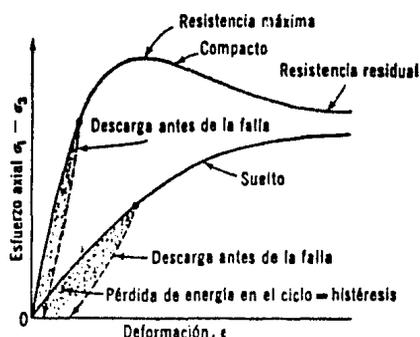


FIGURA III.99 Curvas esfuerzo-deformación en suelos no cohesivos sometidos a un creciente esfuerzo cortante, siendo constante el esfuerzo de confinamiento.

Ambas curvas presentan deformaciones que son aproximadamente proporcionales a los esfuerzos cuando los niveles de estos son bajos, lo cual sugiere una gran componente de distorsión elástica. Si el esfuerzo se reduce, se obtienen las curvas punteadas. El área sombreada entre las líneas continuas y las punteadas representan la energía perdida en fracturas y recolocación de las partículas. Estas pérdidas reciben el nombre de " Pérdidas por Histéresis " .

En los suelos sueltos que tienen grandes poros y pocos puntos de contac-

to entre las partículas, las deformaciones son grandes y la recuperación en la descarga es menor que en los suelos compactos.

En las curvas se puede observar que para esfuerzos cortantes bajos, E (módulo de elasticidad) es prácticamente constante, pero que a medida que aumenta el esfuerzo E disminuye. El módulo de elasticidad también depende del esfuerzo de confinamiento; para un esfuerzo cortante dado el valor de E aumentará conforme aumenta el esfuerzo de confinamiento. En la figura III.-100 (Referencia 15) aparecen algunas curvas de deformación axial % contra el esfuerzo axial menos el confinante, obtenidas de pruebas triaxiales drenadas en una arena típica. En estas curvas se puede observar la variación de E para diferentes estados de confinamiento.

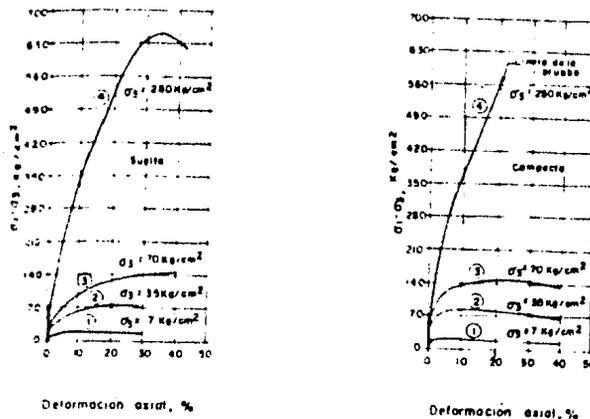


FIGURA III.100 Resultados de pruebas triaxiales drenadas en una arena típica.

Quando los esfuerzos de confinamiento son muy altos, la fractura de los granos individuales adquiere importancia. La resistencia del grano depende más de la forma de la partícula y de la geometría de las concentraciones de la carga, que del confinamiento de la masa; por lo tanto, la resistencia de los granos a la fractura aumenta en proporción al esfuerzo de confinamiento (Referencia 16).

Al igual que E , el módulo de Poisson μ no es constante y varía con el nivel de esfuerzo σ_1 y con el esfuerzo de confinamiento. Para el intervalo de esfuerzos que se presentan en obras de ingeniería los valores típicos de μ están entre 0.25 y 0.43. En la tabla III.38 (Referencia 15) se presentan algunos valores de μ para distintos suelos.

Para esfuerzos confinantes no muy altos, diversas pruebas han demostrado que E puede expresarse como función del esfuerzo confinante σ_3 de acuerdo con la expresión:

$$E = \frac{(C_0)^n}{C_0} \quad \text{Ec III.109}$$

En la tabla III.37 (Referencia 15) se muestran los valores de C_0 y n para diferentes estados de compactación en suelos granulares.

Compactación	Dr	(Co x 10 ⁻³)	n
Muy suelto	0.2	10	0.65
Suelto	0.2-0.4	10-6.0	0.65-0.60
Semicompacto	0.4-0.6	6.0-3.0	0.60-0.50
Compacto	0.6-0.8	3.0-2.0	0.50-0.45
Muy compacto	> 0.8	< 2.0	0.45

TABLA III.37

D_r es la compacidad relativa = $\frac{e_{u\acute{m}a} - e_{u\acute{m}t}}{e_{u\acute{m}a} - e_{u\acute{m}n}}$ (ver inciso III.5.5.2.g)

En cuanto al esfuerzo confinante, podemos decir que para un depósito natural sujeto a un esfuerzo vertical $\bar{\sigma}_z$ y a un esfuerzo horizontal $\bar{\sigma}_h$, el esfuerzo confinante puede considerarse como:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{1}{3} (\bar{\sigma}_z + 2 \bar{\sigma}_h) \quad \text{Ec. III.110.a}$$

$$\bar{\sigma}_z = \frac{(1 + 2 K_0)}{3} \bar{\sigma}_z \quad \text{Ec. III.110.b}$$

donde $K_0 = \bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_z$ es el coeficiente de presión de tierras en reposo.

En las tablas III.36 y III.38 se presentan algunos valores de K_0 .

El cálculo de asentamientos en los suelos gruesos mediante la aplicación directa de las teorías elásticas a todo el estrato no es correcta, por la variación indicada de los parámetros elásticos. Un criterio más válido es dividir el estrato en varias franjas, determinar los valores de E correspondientes y calcular con las teorías elásticas el asentamiento correspondiente a cada estrato. La suma de los asentamientos de las distintas capas proporcionará el asentamiento total. Las expresiones para el cálculo de los asentamientos, en base a las teorías elásticas son las presentadas en el inciso III.5.8.8.a.1 pero en este caso, E y μ incluyen tanto la distorsión como el cambio de la relación de vacíos.

Es conveniente hacer notar que el proceso para el cálculo del asentamiento aplicando la teoría elástica por capas tiene el gran defecto de no tomar en cuenta la influencia de las distintas rigideces de las capas en la distribución de esfuerzos (lo más aproximado son los estudios de Burmister pero sólo considera la distribución de esfuerzos de un sistema de dos capas).

Como se señaló antes, la resistencia de las partículas al rodamiento y deslizamiento es debida a la fricción entre dichas partículas, y ésta depende del esfuerzo efectivo entre ellas. Al subir el nivel freático del suelo, el efecto de flotación sobre los granos reduce el esfuerzo efectivo a la mitad aproximadamente, por lo que la resistencia a los procesos de rotación y translación se reduce en la misma proporción y, en términos generales el asentamiento correspondiente a la zona saturada se duplica (Referencia 12).

Sedimento	Compresibilidad	μ	K_0
Limos y arcillas lacustres	Muy alta	0.43 a 0.35	0.75-0.54
Limos y arcillas, arenas limosas lacustres, suelos residuales, ceniza volcánica suelta.	Alta	0.35 a 0.30	0.54-0.43
Limos y arcillas compactas, sedimentos edáficos finos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos semcompactos. Suelos aluviales finos.	Media	0.30 a 0.25	0.43-0.33
Arena, limos compactos suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados.	Baja	0.25	0.33
Arenas y gravas. Sedimentos aluviales compactados, cementados y bien graduados.	Muy baja	0.25	0.33

TABLA III.38

El efecto del agua en la reducción del esfuerzo efectivo es de mucha importancia como puede verse en lo descrito y aún más, en algunos casos puede llegar la presión del agua a aumentar (por algún efecto accidental como un sismo) hasta un valor que prácticamente nulifique el esfuerzo efectivo, con la consecuencia de que la arena pierda casi toda su resistencia y se comporte como un líquido. A tal efecto se la llama licuación de arenas.

Volviendo a los métodos para el cálculo de asentamientos, existen también algunos intentos para establecer los asentamientos empíricamente, sobre todo con base en los resultados de la prueba de penetración estándar, de pruebas de penetración de conos o de pruebas de placa. La figura III.101 proporciona gráficas empíricas para obtener la presión de contacto que produce un hundimiento máximo de 2.5 cm. para zapatas en arenas no sumergidas o en las que el nivel freático se encuentre a una profundidad B (ancho de la zapata) o mayor, respecto al nivel de desplante; se proporciona el dato para diferentes anchos de zapata y distintas compacidades de la arena, obtenidas con la prueba de penetración estándar. En arenas sumergidas, las presiones admisibles podrán considerarse en primera aproximación, como la mitad de las dadas por la figura 34 (para el número de golpes obtenido en suelo no sumergido) para el

mismo hundimiento y ello en términos del análisis hecho anteriormente.

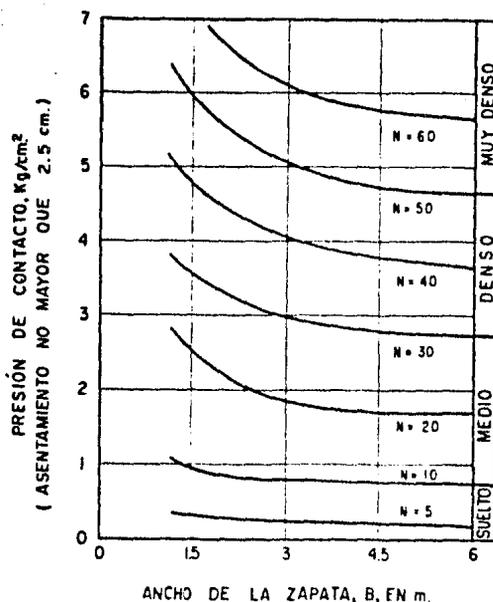


FIGURA III.101 Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena.

En ocasiones se ha usado las gráficas de la figura III.101 para obtener las presiones de contacto correspondientes a otros asentamientos diferentes a 2.5 cm., haciendo la suposición de que el asentamiento es directamente proporcional a la presión de contacto; así, por ejemplo, los valores de la presión de la gráfica duplicados corresponderán, para el resto de las condiciones invariables, a asentamientos bajo la zapata de 5cm.

Cuando el número de golpes N se obtiene en suelos arenosos muy finos bajo el nivel freático, el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor del que se tendría con arena seca, por lo que es necesario corregir el valor de N de acuerdo con lo indicado en el subinciso III.5.9.2.c.

III.5.8.8.c ASENTAMIENTOS EN SUELOS ARENOSOS FINOS Y LIMOSOS, SUELTOS.

En la naturaleza es común encontrar depósitos eólicos cementados o no, de estructura generalmente panalíode o simple, bastante suelta, constituidos por arenas muy finas o limos no plásticos. En muchos casos el cementante que actúa es el carbonato de calcio, siendo frecuentes también otros solubles en agua; en otros casos, la simple tensión capilar del agua intersticial efectúa el mismo papel. El loess es un material típico de esta clase.

Como se vió en la curva de la figura III.92, es común que los suelos cementados entren en verdadero colapso al alcanzar un alto grado de saturación, con la consecuencia de producirse un fuerte asentamiento. Aunque se han desarrollado algunos métodos para valuar los asentamientos, es un hecho cierto - que no existe una teoría general confiable que pueda aplicarse a estos fenómenos. El procedimiento más lógico para el cálculo de estos asentamientos es el tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones de saturación que puedan llegar a presentarse en el campo (Referencia 22).

En los suelos predominantemente arenosos se puede calcular la cota superior del asentamiento que pudiera llegar a presentarse, compactando el material en el laboratorio, de modo de obtener su relación de vacíos mínima. Así, con la e mínima correspondiente al estado más compacto posible de esa formación en particular y su relación de vacíos natural, se obtiene el asentamiento más desfavorable con la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_n} H_0 \quad (\text{Ec. III.33})$$

donde H_0 es el espesor total del estrato.

III.5.8.8.d ASENTAMIENTOS EN ROCAS.

El asentamiento en roca sana es insignificante, y puede ser calculado en base a las teorías elásticas.

Si la roca es fracturada, el asentamiento es comparable con la medida de la separación de las juntas debajo del área cargada. Así, la compresibilidad está íntimamente relacionada con la separación y dirección de las juntas, con que estén cerradas o abiertas, y con que estén rellenas con materiales más blandos. Si las juntas están cerradas, o no son más anchas que una fracción - de centímetro, la compresibilidad la acusa la D.C.R. (Designación cualitativa de la roca ; ver subinciso III.5.9.2.i), Si el proyecto de una cimentación sobre roca fracturada se basa en el cálculo de la capacidad admisible en función de su D.C.R., el asentamiento de la cimentación no excederá de 1.5 cm aún cuando las áreas cargadas sean grandes (referencia 23).

Algunas calizas porosas, pizarras meteorizadas, areniscas probablemente en endurecidas, rocas terrosas como la toba, se consolidan como los suelos. El asentamiento potencial se puede evaluar por ensayos de consolidación en muestras no alteradas (Referencia 16).

III.5.8.8.e ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS.

Si se piensa en pilotes de punta, es común que el problema de asentamiento sea de poca importancia, pues el estrato de apoyo de los pilotes, aún siendo de naturaleza cohesiva deberá tener una rigidez y resistencia tales que excluya los problemas de asentamiento en el mismo. Lo que puede ser más frecuente es que bajo el estrato resistente de apoyo exista un estrato compresible - blando, susceptible de producir asentamientos por los esfuerzos que se le transmitan desde el nivel de la punta de los pilotes. No hay un método que pueda considerarse satisfactorio para calcular los asentamientos en este caso; - el que generalmente se aplica, consiste en considerar toda la carga de la estructura actuando al nivel de la punta de los pilotes, como carga uniformemente repartida en toda el área cargada (Fig. III.102), (Referencia 22).

La dificultad estriba en valuar los esfuerzos que lleguen al manto compresible desde el estrato de apoyo. El procedimiento más conservador será suponer una distribución de esfuerzo con la teoría de Boussinesq (ver figura III.102). Sin embargo, lo anterior equivale a ignorar el efecto de losa que produce el estrato resistente. Si se conocen bien las propiedades mecánicas de todos los estratos involucrados, quizá podría obtenerse una distribución de esfuerzos más aproximada utilizando la teoría de Burmister (Referencia 22).

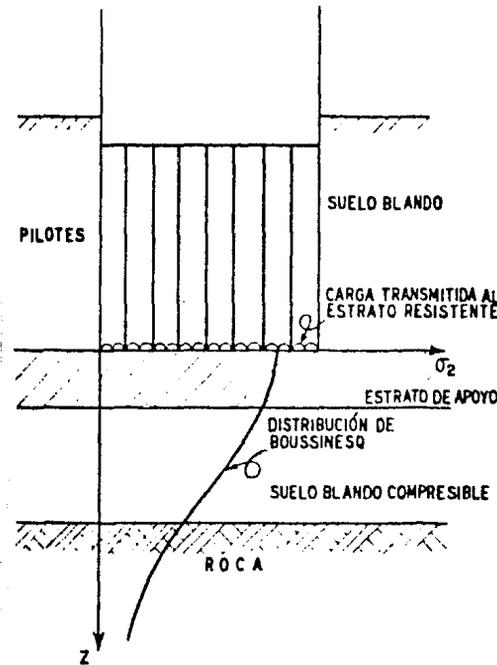


FIGURA III.102 Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta.

En lo que se refiere a pilotes por fricción o a pilotes de trabajo mixto, cuya punta apoyada en arcillas pueda tener cedencias importantes, la situación es bastante más crítica en lo referente a asentamientos. Como quiera que se ha visto basta una cedencia de 2mm o algo mayor en la punta de un pilote para que se desarrolle por completo la fricción lateral en su fuste (Referencia 24), por lo que puede concluirse que virtualmente todo pilote afectado por un problema de asentamiento debe ser un pilote de fricción o, cuando menos, un pilote de trabajo mixto.

Al hablar de asentamientos de cimentaciones piloteadas en arcillas no tiene sentido pensar en el asentamiento de un pilote individual e imaginar que éste representará el asentamiento del grupo. La figura III.103 expresa claramente esta consideración.

En la figura citada se ve de inmediato la diferencia de las zonas de influencia de los esfuerzos en ambos casos (pilote individual y grupo de pilotes) que haría totalmente inadecuado un cálculo basado en un solo pilote.

El cálculo de los asentamientos de grupos de pilotes de fricción en arcillas

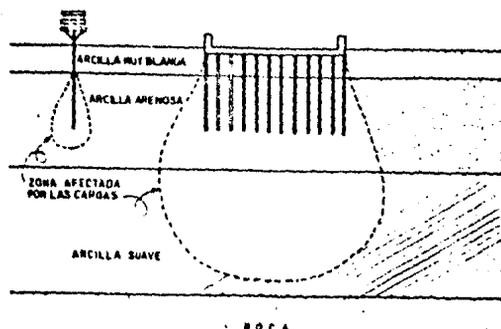


FIGURA III.103 Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos.

llas requiere como primer paso una estimación de la distribución de los esfuerzos transmitidos al suelo por los pilotes. A esta estimación podrá seguir ya un cálculo convencional basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. No existe una solución general rigurosa que proporcione la distribución de esfuerzos a que se ha hecho referencia. La práctica seguida universalmente es suponer toda la carga de la cimentación actuando sobre una losa flexible imaginaria, situada a algún nivel elegido dentro de la altura de los pilotes y calcular, por medio de la teoría de Boussinesq la distribución de esfuerzos que tal losa produciría desde el nivel en que se le suponga hacia abajo. El éxito de esta suposición en un caso dado dependerá de lo bien que se seleccione el nivel de la losa imaginaria y de como el proyectista haga intervenir arbitrariamente, según su juicio, a los factores que definan la interrelación suelo estructura que valgan para el caso.

La técnica de cálculo más común es la que aparece dibujada en la parte a) de la figura III.104 (Referencia 24).

Originalmente presentada por Terzaghi y Peck esta solución consiste en suponer a la losa imaginaria a la profundidad $2/3$ de D , en la que D es la longitud total de los pilotes dentro del suelo. En la referencia 16 se recomienda que aún con la losa imaginaria y flexible en tal posición, los espesores compresibles a considerar para el cálculo del asentamiento se midan a partir de la punta de los pilotes.

Las partes b) y c) de la figura III.104 muestran otras hipótesis utilizadas para la situación de la losa imaginaria.

En cualquier caso ha de decirse que el problema del cálculo de asentamientos de grupos de pilotes en arcillas dista de estar resuelto; todas las comparaciones entre asentamientos predichos y observados que se reportan en la literatura son retrospectivas y, en el mejor de los casos, no puede decirse que los métodos utilizados por el cálculo sean extrapolables a casos diferentes (referencia 24).

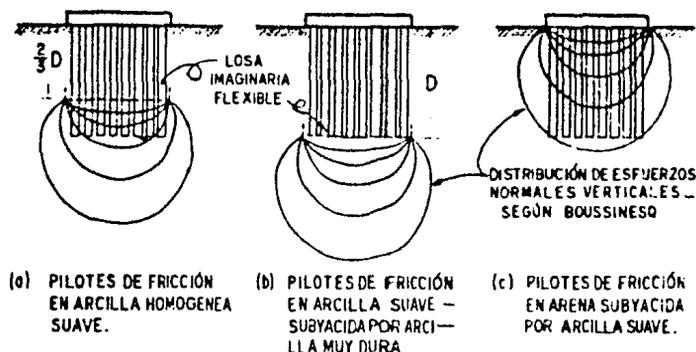


FIGURA III.104 Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción.

III.5.8.8.f ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS FRICCIÓNANTES.

Los pilotes de punta apoyados en arenas que puedan considerarse únicamente como tales, deberán tener un apoyo suficientemente rígido como para que no se produzca ninguna cedencia que haga trabajar a la fricción lateral; en tales condiciones difícilmente podrá hablarse de asentamientos. De esta manera, éstos sólo podrán estudiarse en pilotes de fricción o, por lo menos, en pilotes de trabajo mixto.

En este caso, también los asentamientos de grupos de pilotes tendrán que ser mayores que los de un pilote individual, al crecer las áreas cargadas. No existe ningún método teórico satisfactorio para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas. Si los pilotes son de punta, apoyados en un estrato arenoso resistente bajo el cual haya un estrato de arcilla suave, podrá considerarse que se está en un caso ya analizado y podrá resolverse suponiendo la losa imaginaria al nivel de la punta de los pilotes, pero para otras estratigrafías comunes no será tan fácil encontrar criterios razonables y, de hecho, la mayor parte de los sistemas para predecir asentamientos de grupos de pilotes en arenas se basan en la extrapolación de resultados de pruebas de carga, hechas generalmente en pilotes individuales.

La figura III.105 (Referencia 24) presenta una relación empírica propuesta por Skempton con base en investigación de campo de ocho casos reales. En el eje de las ordenadas de la gráfica aparece una relación de asentamiento obtenida dividiendo el asentamiento esperado para el grupo entre el asentamiento por medio para un pilote individual en una prueba de carga hecha en el sitio o por medio de una prueba de placa representativa. En el eje de las abscisas figura el ancho total de la cimentación piloteada.

En la figura aparece también con fines comparativos una curva análoga propuesta por Terzaghi y Peck, para zapatas aisladas en arenas.

Afortunadamente, dado el estado de conocimiento de estos temas, el cálculo de asentamientos de grupos de pilotes en arenas no suele ser muy necesario, dado lo pequeños que resultan y el hecho de que suelen producirse en forma brusca e instantánea durante la construcción.

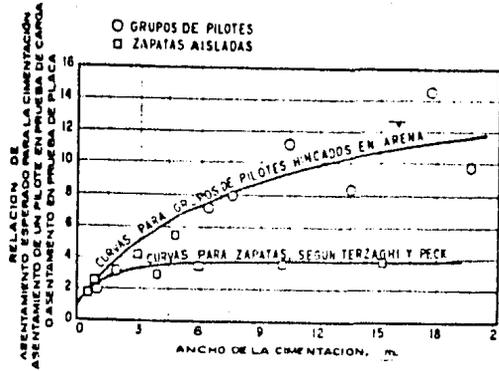


FIGURA III.105 Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas.

En los últimos subincisos se trató el análisis de asentamientos en cimentaciones profundas haciendo referencia al caso de los pilotes, pero cabe aquí notar que esos mismos criterios son aplicables al caso de pilas, cilindros y cajones de cimentación (Referencia 22).

III.5.9 CAPACIDAD DE CARGA.

III.5.9.1 INTRODUCCION.

La capacidad de carga del suelo es su capacidad para soportar una carga -- sin que se produzcan fallas dentro de su masa. Dicho de otra manera, la capacidad de carga de un suelo es el límite del nivel de esfuerzos que una cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla, generalmente por esfuerzo cortante.

Resulta evidente la necesidad del conocimiento de esta capacidad de carga para el diseño de cimentaciones, ya que de lo contrario se tendrían incertidumbres respecto a la estabilidad de la obra. La capacidad de carga del suelo, como más arriba se dijo, corresponde a valores en la falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo éste quedaría en estado de falla incipiente. El valor anterior no es recomendable en la práctica para el diseño de cimientos, siendo necesario afectar la capacidad de carga por un factor de seguridad (F.S.) conveniente para obtener la capacidad de carga admisible en el proyecto.

En lo que sigue se expondrán las teorías de capacidad de carga en función del tipo de cimentación (superficial o profunda) y, obviamente, del tipo de suelo de sustentación. Las expresiones proporcionadas por las distintas teorías aparecerán divididas entre F.S., o sea, proporcionarán la capacidad de carga admisible. Al final de este tema se hablará de los valores numéricos - que se pueden considerar para el factor de seguridad.

Las teorías de capacidad de carga que se incluyen a continuación tienen - sus bases en hipótesis simplificatorias del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl - al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semiin finito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución, desarrollada en el marco de la Teoría de la Plasticidad, supone al me^odio rígido-plástico perfecto (Referencia 22). Las teorías se presentan con la idea de su aplicación práctica y se exponen conforme se necesiten según el tipo de suelo en estudio. En las referencias 12, 16, 22 y 24 se pueden encontrar estas teorías desarrolladas ampliamente.

III.5.9.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

III.5.9.2.a CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS CON COHESION Y FRICCIÓN.

Para este tipo de suelos la capacidad de carga puede calcularse con las - teorías de Terzaghi o Meyerhof, siendo tal vez la teoría de Terzaghi la más - recomendable (Referencia 22).

III.5.9.2.a.1 TEORIA DE TERZAGHI.

Posiblemente ésta es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco

profundos, definidos éstos como los que tienen una profundidad de desplante (D_f) menor o igual a dos veces el ancho del cimien- to. Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante del suelo situado por arriba de la profundidad de desplante del cimien- to; este material produce, según esta teoría, un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuando en el nivel de desplante (ver figura III.106).

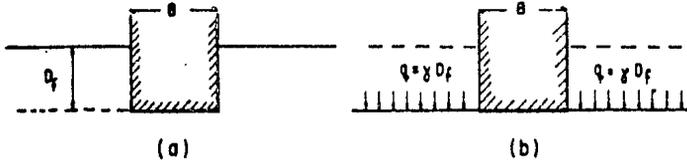


FIGURA III.106 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento, con una sobrecarga debida a su peso.

Terzaghi propuso el mecanismo de falla que se muestra en la figura III. - 107, para un cimiento de longitud infinita, de área de contacto con el suelo rugosa y uniformemente cargada. La figura está dividida en dos porciones; a la izquierda se ve el estado de cosas antes de producirse la falla del cimien- to, que es una verdadera indentación, en tanto que en la parte derecha ésta ya se ha producido.

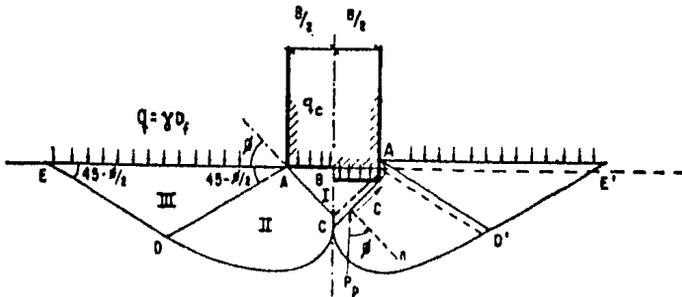


FIGURA III.107 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo, según Terzaghi.

Las principales hipótesis hechas por Terzaghi en relación con su teoría, además de la ya mencionada en relación a la sobrecarga lateral, se refieren a las líneas que limitan las zonas II (de deformación tangencial radial), que se postula como una espiral logarítmica y a la aceptación de que los estados de esfuerzos en las zonas III pueden considerarse como los correspondientes a estados plásticos pasivos de Rankine (ver inciso III.5.10); también se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimien- to, verticalmente hacia abajo.

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; éstas comprenden el efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado, actuante en dichas superficies.

Trabajando matemáticamente su modelo de falla, Terzaghi obtuvo la siguiente expresión para falla general y cimentación de longitud infinita (aplicable a zapatas corridas):

$$q_{adm} = (c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma) / F.S. \quad \text{Ec. III.111}$$

Para zapatas cuadradas Terzaghi propuso la siguiente expresión, basada en resultados experimentales:

$$q_{adm} = (1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma) / F.S. \quad \text{Ec. III.112}$$

Y para zapatas circulares:

$$q_{adm} = (1.3c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma) / F.S. \quad \text{Ec. III.113}$$

Los factores N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo, y se denominan factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente. Los valores de estos factores, en función de ϕ , se pueden obtener de la figura III.108; estos valores corresponden a la falla general. En caso de temerse falla local, se utilizarán los factores corregidos N'_c , N'_q y N'_γ obtenidos también a partir de ϕ en la figura III.108, pero de las curvas discontinuas; en este caso el valor de la cohesión (c) se reduce a $2/3 c$. Y el significado de las demás literales utilizadas es:

- q_{adm} . = Capacidad de carga admisible (Ton./m²).
- c = Cohesión del suelo (Ton./m²).
- γ = Peso volumétrico del suelo (Ton./m³).
- D_f = Profundidad de desplante (m.).
- B = Ancho del cimiento (m.).
- R = Radio del cimiento (m.).
- $F.S.$ = Factor de seguridad.

La diferencia entre la falla general y la local consiste en que en la primera el suelo falla en toda la superficie de falla considerada en la teoría y en la falla local se considera que el suelo falla a menor carga por haberse alcanzado un nivel de asentamiento que, para fines prácticos, equivale a la falla del cimiento, sin que la falla se desarrolle en toda la superficie de falla teórica. Se considera que en materiales arcillosos blandos o arenosos sueltos se presenta la falla local. Así, en función de las características de nuestro suelo en estudio ya sea duro o blando, suelto o compacto, o con características parecidas a alguna de ellas, se podrá definir que tipo de falla se podría esperar en él. Algunos proyectistas consideran el siguiente criterio para definir el tipo de falla que pueda esperarse: si la deformación unitaria del espécimen en la falla en prueba triaxial es menor de 5% se considerará falla general; si es mayor de 15% falla local, y en casos intermedios -

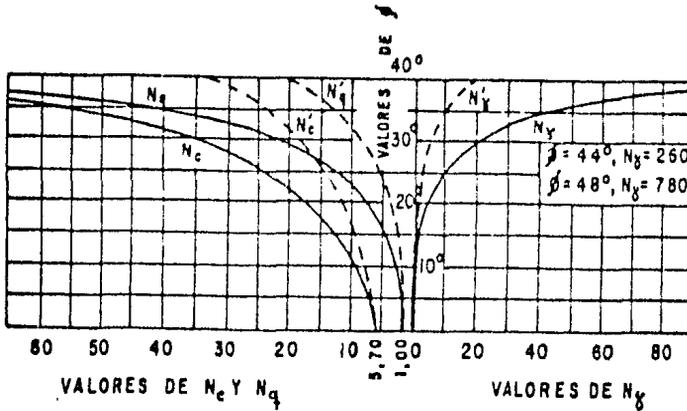


FIGURA III.108 Factores de capacidad de carga, teoría de Terzaghi.

Los factores a considerar se interpolarán linealmente entre los factores de la falla general y la local. Otros autores han propuesto el uso de los factores para falla local en arenas con compacidad relativa (ver subinciso III.5.5.2.g) menor de 30% y en arcillas con sensibilidad mayor que 10 (Referencia 24).

Respecto al término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante, debe manejarse con cuidado en caso de que se tengan suelos estratificados sobre el nivel de desplante, ya que deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del terreno. Lo anterior también es aplicable a las siguientes teorías de capacidad de carga que incluyan este término.

III.5.9.2.a.2 TEORIA DE MEYERHOF.

Basicamente la teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el terreno de la cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado de lado por la teoría de Terzaghi, excepto como sobrecarga. En la teoría de Meyerhof, el suelo que rodea al cimiento por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

Para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof aparece en la figura III.109.

Según Meyerhof, la zona ABB' es de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte radial, hasta los correspondientes al estado plástico pasivo. La extensión -

del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación.

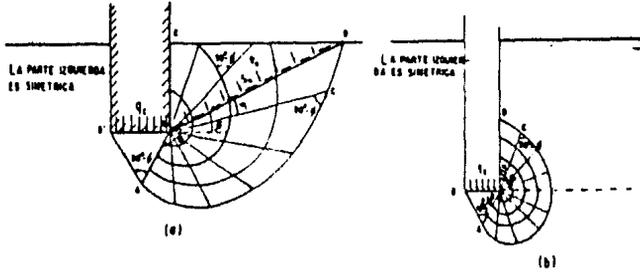
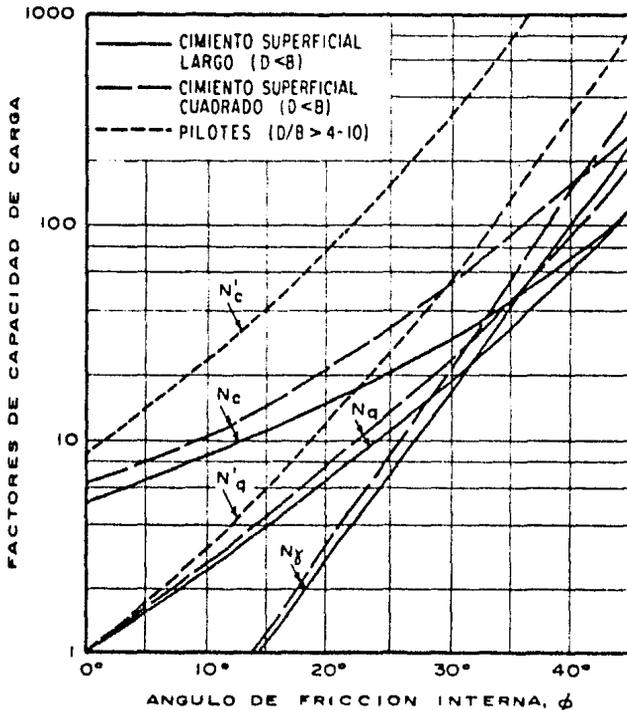


FIGURA III.109. MECANISMOS DE FALLA PROPUESTOS POR MEYERHOF.
a) A poca profundidad.
b) A gran profundidad.

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la teoría de Meyerhof es la siguiente :

$$q_{adm} = (cN_c + \mu D \gamma N_q + \frac{1}{2} \mu B N_\gamma) / f.s. \quad \text{Ec. III.114}$$

Donde todas las literales tienen el significado ya dicho, sólo que ahora los factores de capacidad de carga se obtienen de la figura III.110:



'FIGURA III.110 Factores de capacidad de carga, teoría de Meyerhof.

Como se indica en la figura III.110, se pueden obtener los factores de capacidad de carga para cimientos superficiales largos ($B/L = 0$) y cimientos superficiales cuadrados ($B/L = 1$); para cimientos rectangulares con relación ancho a largo igual a B/L se deberá interpolar entre los valores de los -

factores citados anteriormente.

La ecuación III.114 no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante; por lo tanto, la capacidad de un cimiento real, desplantado bajo la superficie, será algo mayor que la dada -- por aquella fórmula. En cimientos superficiales, en que $D_f < B$, el incremento de la capacidad puede afinarse con los llamados 'factores de profundidad', por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la figura III.110, para obtener los corregidos:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N\phi} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_j = 1, \text{ PARA } \phi = 0$$

$$d_q = d_j = 1 + 0.1 \sqrt{N\phi} \frac{D_f}{B}, \text{ PARA } \phi > 10^\circ \quad \text{Ec. III.115}$$

donde $N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$. Para profundidades de desplante mayores que el ancho del cimiento, estos factores de profundidad disminuyen de valor y ya no deben tomarse en cuenta (Referencia 24).

Si la resultante de las cargas aplicadas a los cimientos no es centrada -- y/o vertical, se disminuye sustancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones.

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia 'e' -- del eje longitudinal del cimiento (excentricidad), Meyerhof recomienda tratar los problemas con las mismas fórmulas que rigen el caso de cargas axiales, modificando para efecto de cálculo, en cambio, el ancho del elemento de cimentación al valor:

$$B' = B - 2e \quad \text{Ec. III.116}$$

Este ancho reducido, B' , debe usarse en las fórmulas en el lugar de B y, además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valuar el área total de éste.

En el caso de una cimentación rectangular con carga excéntrica en las -- dos direcciones (longitud y ancho), el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento. En el caso de cimentaciones -- circulares, la expresión que da la carga total del cimiento es:

$$Q_{\text{TOT}} = \frac{\pi D D'}{4} q_{\text{ADM}} \quad \text{Ec. III.117}$$

en donde D' es el diámetro reducido que vale:

$$D' = D - 2e \quad \text{Ec. III.118}$$

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo α con la vertical. Meyerhof propone estimar la componente -- vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes 'factores de inclinación':

$$L_c = L_p = \left(1 - \frac{u}{70}\right)^2$$

$$L_f = \left(1 - \frac{u}{p}\right)^2$$

Ec. III.119

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la figura III.110, para obtener la capacidad reducida del cimiento.

III.5.9.2.b CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS COHESIVOS.

La capacidad de carga en este tipo de suelo puede calcularse con las teorías de Terzaghi o de Skempton, siendo esta última la más utilizada (Referencia 15)

III.5.9.2.b.1 TEORIA DE TERZAGHI.

Es la teoría desarrollada en el inciso anterior para el caso en que $u = 0$, con lo que, al entrar a la figura III.108, los factores de capacidad de carga resultan ser: $N_c = 5.7$; $N_q = 1.0$; $N_\gamma = 0$. Con lo que la ecuación III.111 queda:

$$q_{ADM} = \frac{5.7c}{F.S.} + \gamma Df \quad \text{Ec. III.120}$$

Es costumbre expresar la cohesión en función de la resistencia a la compresión simple ($q_u = 2c$) (inciso III.5.5.3.b); así:

$$q_{ADM} = \frac{1.85 q_u}{F.S.} + \gamma Df \quad \text{Ec. III.121}$$

La ecuación III.121 es válida para cimientos largos.

Para zapatas cuadradas:

$$q_{ADM} = \frac{3.7 q_u}{F.S.} + \gamma Df \quad \text{Ec. III.122}$$

Para zapatas rectangulares:

$$q_{ADM} = \frac{1.85 q_u}{F.S.} \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma Df \quad \text{Ec. III.123}$$

Notando que la ecuación III.122 es un caso especial de la ecuación III.123 en la que $B = L$ (zapata cuadrada).

III.5.9.2.b.2 TEORIA DE SKEMPTON.

Terzaghi, en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos, no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de penetración del cimen-

to en el estrato de apoyo, D . Así, en la figura III.109, los dos cimientos mostrados tendrían la misma capacidad en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

Es claro que, según Terzaghi, la capacidad de carga total no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término kD_f , pero puede considerarse que el valor de N_c debe ser diferente en los dos casos. En efecto, si se piensa en términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo en la cual la cohesión trabajará más a lo que deberá corresponder un valor mayor de N_c . Skempton realizó experiencias para cuantificar estas ideas y encontró que efectivamente N_c no es independiente de la profundidad de desplante, sino que aumenta con ella, sin embargo este aumento no es ilimitado y permanece constante de una cierta profundidad hacia abajo (Referencia 22).

Así, Skempton adopta una expresión similar a la de Terzaghi para definir la capacidad de carga en suelos cohesivos, quedando:

$$q_{ADM} = \frac{cN_c}{F.S.} + kDf \quad \text{Ec. III.124}$$

Sólo que en este caso el valor del factor de capacidad de carga N_c se obtiene de la figura III.111 a partir de la relación D/B , donde D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente (ver figura III.112). Y las demás literales tienen el significado ya conocido.

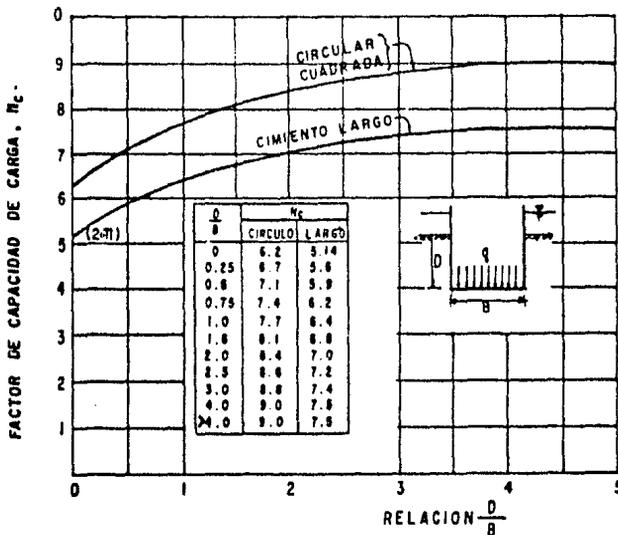


FIGURA III.111 Valores de N_c , teoría de Skempton.

La figura III.111 proporciona los valores de N_c correspondientes a cimientos largos y a zapatas cuadradas y circulares.

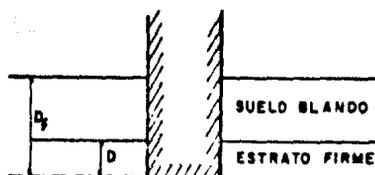


FIGURA III.112 Distinción entre D y D_f , teoría de Skempton.

III.5.9.2.c CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS FRICCIONANTES.

En este caso la teoría más utilizada es la debida a Terzaghi.

III.5.9.2.c.1 TEORIA DE TERZAGHI.

Fué definida en forma general en la ecuación III.111 y ahora se trata - el caso en el que $c = 0$, quedando la expresión de la capacidad de carga admisible para cimientos largos:

$$q_{ADM} = (\gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_f) / F.S. \quad \text{Ec. III.125}$$

Para zapatas cuadradas:

$$q_{ADM} = (\gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_f) / F.S. \quad \text{Ec. III.126}$$

Para zapatas circulares:

$$q_{ADM} = (\gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_f) / F.S. \quad \text{Ec. III.127}$$

En donde todas las literales tienen el significado ya conocido. El valor de los factores de capacidad de carga se obtienen también de la figura III. - 108.

En arenas, el valor de ϕ se obtiene generalmente a partir de una correlación con el número de golpes de la prueba de penetración estándar, y de este parámetro dependen los factores de capacidad de carga. Por este hecho se debe tener cuidado al trabajar con arenas finas situadas bajo el nivel freático, - ya que el valor de N reportado en este caso suele ser mayor que el real debido a que la baja permeabilidad de esta arena impide que el agua fluya con rapidez al producirse el impacto. Para considerar este efecto el número de impactos N , con el que se estimaría el valor de ϕ , deberá reducirse de acuerdo a la expresión siguiente (Referencia 22):

$$N = \frac{N' + 15}{2} \quad \text{siempre y cuando} \quad N' > 15$$

Donde N' es el número de golpes reportado en la prueba de penetración estándar realizada en arena fina situada bajo el nivel freático.

III.5.9.2.d CAPACIDAD DE CARGA EN LIMOS.

Este tipo de suelo se considera como suelo intermedio entre arena y arcilla, ya que por sus características de plasticidad puede parecerse a uno de ellos (Referencia 12). Se distinguen así, dos tipos de limos: los no plásticos (polvo de roca, por ejemplo) y los plásticos (limos inorgánicos). El comportamiento mecánico de los primeros de asemeja al de las arenas muy finas y el de los segundos al de arcillas de plasticidad baja o media.

Debido a lo anterior, la capacidad de carga admisible de los limos no plásticos se obtiene de las expresiones definidas para arenas, y de las expresiones definidas para arcillas si el limo es plástico.

Según la consistencia del limo se puede saber si es apropiado o no para soportar cimientos. La prueba de penetración estándar suele utilizarse para determinar esa consistencia: se considera que si el número de golpes en la prueba es menos que 10, el limo es suelto o suave e inadecuado para soportar cimientos. Cuando N es mayor que el límite anterior el limo puede servir para soportar cimientos y su capacidad de carga admisible se determina como se indicó arriba (Referencia 22).

III.5.9.2.e CAPACIDAD DE CARGA EN LOESS.

El loess es considerado también como un suelo intermedio entre arena y arcilla, pero por la gran variedad de propiedades físicas que presenta no se han desarrollado expresiones para el cálculo de su capacidad de carga. Por eso el proyectista debe recurrir a pruebas de carga, que analizará con criterio y de acuerdo con la uniformidad del depósito. La última observación se hace ya que los depósitos de loess suelen ser poco uniformes; la prueba de penetración estándar es muy útil para verificar esta uniformidad. Otro aspecto muy importante a considerar en la determinación de la capacidad de carga en loess es el efecto que la humedad pueda ejercer sobre ella, ya que es característico en este tipo de suelos que la saturación provoque el colapso de su estructura al disolver el cementante natural, o al romper la tensión capilar del agua intersticial previamente actuante. Por lo tanto se deberá realizar una investigación respecto a las fluctuaciones del nivel freático, existencia de tuberías que pudieran llegar a tener fugas, etc. (Referencia 22).

III.5.9.2.f CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS ESTRATIFICADOS.

Las teorías de capacidad de carga consideradas en los incisos anteriores se refieren a suelos homogéneos. En el caso de suelos estratificados no hay teorías para determinación de su capacidad de carga, pero existen soluciones aproximadas que pretenden considerar el efecto de la no homogeneidad sobre dicha capacidad. Estas soluciones, debidas a Button y a Reddy y Srinivasan, son aplicables en el caso de la superposición de dos estratos arcillosos.

En la figura III.113 se muestra la solución de Button, en la que se dan los valores del factor de capacidad de carga N_c , modificado para tomar en cuenta la presencia del estrato inferior, en función de la relación d/B , en la que d es el espesor del estrato superior y B el ancho del cimiento, y de la relación de las cohesiones en ambos estratos.

Y la expresión que define la capacidad de carga admisible del suelo estratificado es de la forma de la ecuación III.124.

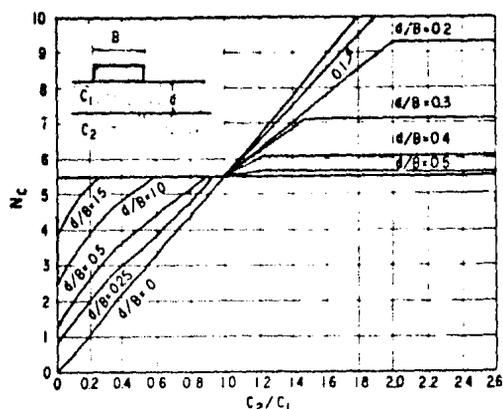


FIGURA III.113 Solución de Button para un sistema de dos suelos cohesivos estratificados.

La figura III.114 muestra la solución de Reddy y Srinivasan en la que también se obtiene el valor de N_c modificado, en función de la relación d/b , de la relación de cohesiones c_2/c_1 y del parámetro k , definido por:

$$k = \frac{q_1}{q_3} \quad \text{Ec. III.128}$$

donde q_1 es la resistencia al esfuerzo cortante en la dirección vertical del estrato de arcilla que quede inmediatamente bajo el cimiento y q_3 es la resistencia del mismo estrato, pero medida en la dirección horizontal.

La fórmula que expresa la capacidad de carga admisible en un cimiento superficial es ahora:

$$q_{adm} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) \frac{c N_c}{F.S.} + \lambda D_f \quad \text{Ec. III.129}$$

donde el significado de todas las literales es ya conocido.

Si los estratos no son puramente cohesivos, no existen soluciones del tipo de las antes mencionadas. En este caso se puede ignorar la estratificación, calculando la capacidad de carga admisible del cimiento en un suelo ficticio, obtenido promediando proporcionalmente los parámetros de resistencia de los estratos.

Sin embargo, para hacer esto es necesario que las características de los dos estratos no sean muy diferentes, en cuyo caso el promedio no tiene sentido. Si los valores de los parámetros difieren entre sí más de un 50% ya no podrán promediarse (Referencia 22). Si los valores difieren entre sí más del 20% se recomienda utilizar factores de seguridad superiores a los acostumbrados (referencia 16).

Cuando se tiene un estrato resistente con cohesión y fricción sobre un estrato débil, en condiciones tales que no se pueda hacer el promedio proporcio

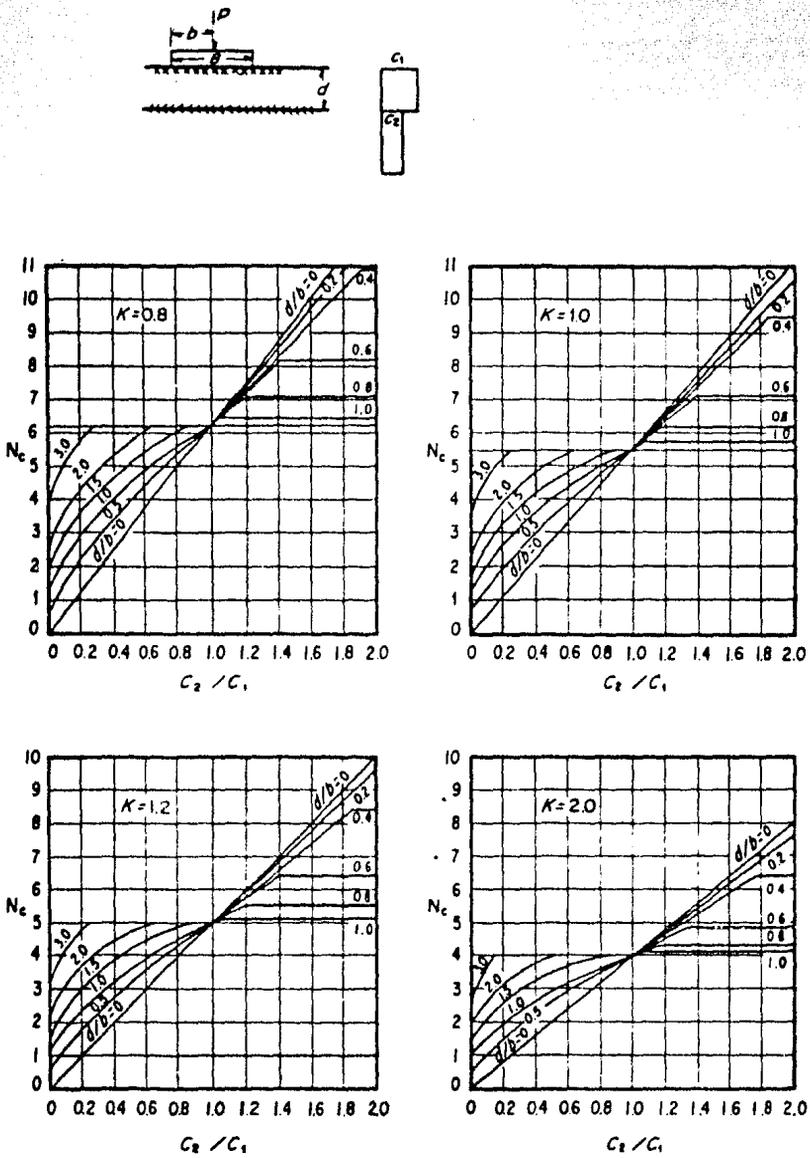


FIGURA III.114 Solución de Reddy y Srinivasan para suelos cohesivos estratificados.

nal antes expuesto, se ha recurrido en la práctica al siguiente artificio para tomar en cuenta la presencia del estrato débil: Se calcula la capacidad de carga admisible del estrato débil suponiendo que el cimiento se desplanta en su frontera superior, considerando el estrato suprayacente como una sobrecar-

ga; se compara esta capacidad con el esfuerzo máximo que el cimiento le envía desde su verdadero desplante, calculado con la teoría de Boussinesq. Así, la capacidad del estrato débil puede limitar el esfuerzo admisible de proyecto para la cimentación. En el cálculo del esfuerzo máximo transmitido por el cimiento deben hacerse intervenir cimientos vecinos situados a distancias tales que se alcance a sentir su presencia.

Si el estrato débil está situado sobre un estrato más resistente, seguramente el criterio más prudente es limitar la capacidad de carga de la cimentación al valor de la capacidad de dicho estrato débil, obteniéndose entonces valores algo conservadores, pues la zona real de desarrollo de la superficie de falla podrá exceder a la implícitamente considerada en el cálculo (Referencia 24).

III.5.9.2.g CORRECCION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR LA POSICION DEL NIVEL FREÁTICO.

El peso volumétrico del suelo que interviene en la aplicación de las fórmulas de capacidad de carga debe ser el que proporcione la presión efectiva al nivel de que se trate. Así, bajo el nivel freático deberá hacerse intervenir al peso específico sumergido (γ'_m), en tanto que sobre el nivel freático deberá usarse el peso volumétrico de la masa de suelo (γ_m). Si el nivel freático está en el nivel de desplante del cimiento o más arriba es fácil manejar el criterio anterior para el cálculo de la sobrecarga γD_f , pero si el nivel freático está por abajo del nivel de desplante ocurrirá que una parte del suelo movilizado en los mecanismos de resistencia estará en condición sumergida y otra no, siendo materialmente imposible valorar con precisión cada parte (Referencia 24).

Terzaghi y Peck han propuesto una regla empírica para tomar en cuenta este efecto (Referencia 24). Según ella, el término de la capacidad de carga que depende del factor N_f deberá reducirse a la mitad si el nivel freático está precisamente al nivel de desplante del cimiento. Si el nivel freático está a una profundidad igual o mayor que B por abajo del nivel de desplante, se considera que la capacidad de carga ya no se ve afectada por su presencia y no se deberá hacer ninguna corrección adicional.

Para posiciones del nivel freático intermedias entre cero y B , por debajo del nivel de desplante, se recomienda hacer una interpolación lineal entre el factor correctivo 0.5 (de reducir a la mitad el factor N_f) y el 1.0 (de no hacer correcciones). En la figura III.115 se proporcionan gráficamente este factor de corrección W' , para el término en N_f , y el factor correctivo W , para posiciones del nivel freático por arriba del nivel de desplante y que deberá usarse solamente para calcular la sobrecarga γD_f .

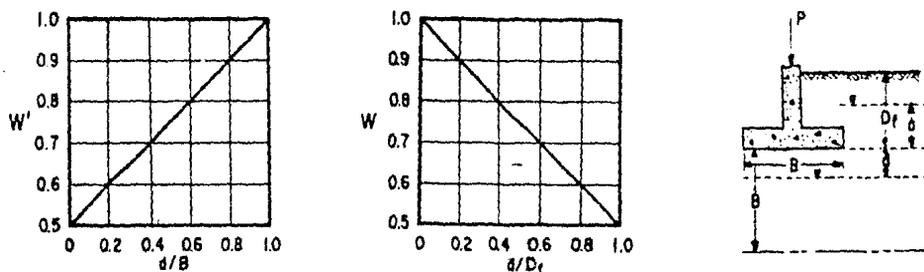


FIGURA III.115 Factores de corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático.

III.5.9.2.h CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS SUPERFICIALES COLOCADOS EN TALUDES.

Meyerhof estudió el caso de estos cimientos combinando su propia teoría de capacidad de carga con los estudios referentes a estabilidad de taludes. Se considerarán dos casos diferentes para el cimiento: en el primero el cimiento está colocado sobre la ladera del talud, en tanto que en el segundo está sobre la corona del terraplén, pero a distancia tal del borde del talud que éste deja sentir su influencia. En los dos casos anteriores se considera al talud formado por material puramente cohesivo o por material puramente friccionante. Meyerhof propone, para la capacidad de carga admisible las expresiones

$$q_{ADM} = \frac{c N_{cq}}{F.S.} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad \text{suelos cohesivos} \quad \text{Ec. III.130}$$

$$q_{ADM} = \frac{\gamma B N_{cq}}{2 F.S.} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \quad \text{suelos friccionantes} \quad \text{Ec. III.131}$$

donde B es el ancho del cimiento y L su longitud.

En la figura III.116 se tiene una gráfica en la que se dan los valores de N_{cq} para el caso de cimientos en la ladera de taludes puramente cohesivos; se considera un cimiento continuo y para elementos rectangulares, correspondientes a los casos prácticos, se hace intervenir el factor de forma, tal como aparece en la ecuación III.130.

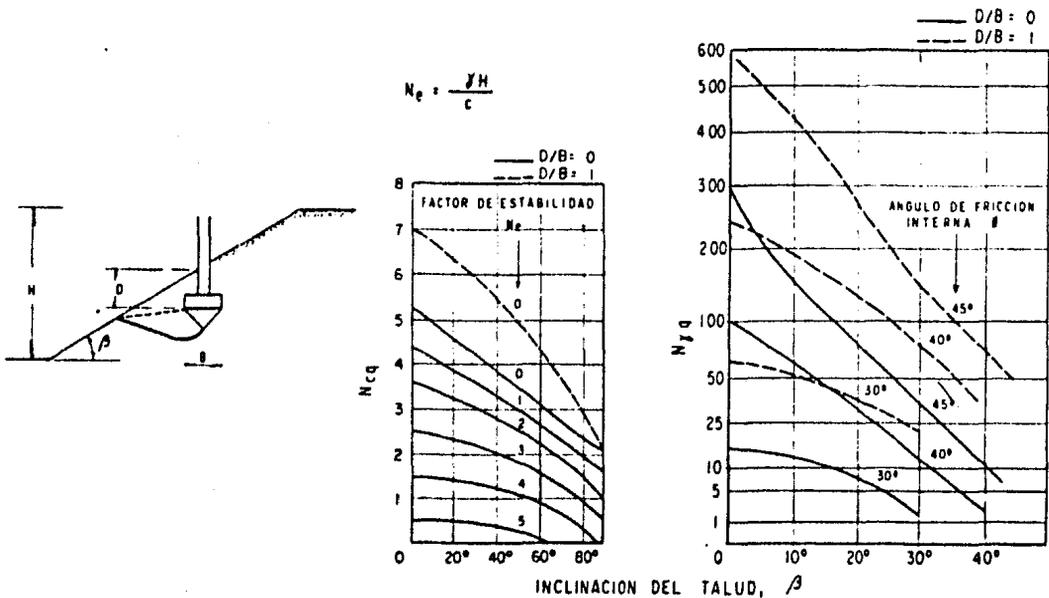


FIGURA III.116 Factores de capacidad de carga para un cimiento en la ladera de un talud.

El factor N_{cq} es función del número de estabilidad del talud N_e :

$$N_e = \frac{\gamma H}{c}$$

Ec. III.132

donde H es la altura del talud.

N_{CQ} también depende de β , ángulo de inclinación del talud y de la relación D/B , entre la profundidad de desplante menor y el ancho del cimiento.

En la misma figura III.116 aparece otra gráfica que proporciona el valor de N_{FQ} , que rige la capacidad de carga de un cimiento continuo colocado en la ladera de un talud de material puramente friccionante; también ahora ha de utilizarse un factor de forma para valuar la capacidad de carga de un cimiento rectangular (Ec. III.131). El factor N_{FQ} depende del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , de la inclinación del talud β y, también de la relación D/B .

La figura III.117 muestra gráficas análogas para cimientos en la corona del talud, pero relativamente cerca del borde de éste. De nuevo se presentan dos gráficas, una que da N_{CQ} , para cimientos continuos sobre taludes en materiales puramente cohesivos y otra para el factor N_{FQ} , relativo a cimientos largos sobre taludes formados por suelos puramente friccionantes; en ambos casos pueden usarse los factores de forma correspondientes para tener la capacidad de carga en cimientos rectangulares.

En el caso de taludes cohesivos, el valor de N_{CQ} depende del número de estabilidad del talud, N_s , de su inclinación β , de la relación D/B y de la distancia al borde del talud, b , expresada por la relación b/B ó b/H , según se detalla en la figura III.117.

El factor N_{FQ} depende del ángulo de fricción interna del suelo, de la inclinación del talud, de la relación D/B y del coeficiente d/B .

En ambos casos existe un valor de la distancia b tal que para valores mayores la capacidad de carga del cimiento ya no se ve influida por la presencia del talud y es la que corresponde a un cimiento horizontal. Este valor de importancia práctica, oscila entre 2 y 6 veces el ancho del cimiento, y depende de la relación D/B y del ángulo de fricción interna del suelo.

Nótese que al colocar un cimiento en un talud, sea cual sea su posición, la estabilidad de éste probablemente cambia, por lo que siempre deberá verificarse por los métodos usuales que el talud sigue siendo estable, considerando la sobrecarga que el cimiento representa.

III.5.9.2.i CAPACIDAD DE CARGA EN ROCAS.

La resistencia en las rocas suele ser lo suficientemente grande como para justificar una actitud de confianza ante los problemas de capacidad de carga, pero ahora surgen otros problemas relacionados con los defectos de la roca, tales como grietas o fisuras.

La resistencia de una roca homogénea puede obtenerse a partir de pruebas triaxiales, de compresión simple, o suele estimarse. Debido a que no siempre está disponible el equipo y el personal para la realización de pruebas triaxiales es común recurrir a pruebas de compresión simple, de las que se obtiene un parámetro de resistencia suponiendo que la roca es un material puramente cohesivo ($\phi = 0$), obtenido con la expresión :

$$c = \frac{f_u}{2}$$

Ec. III.133

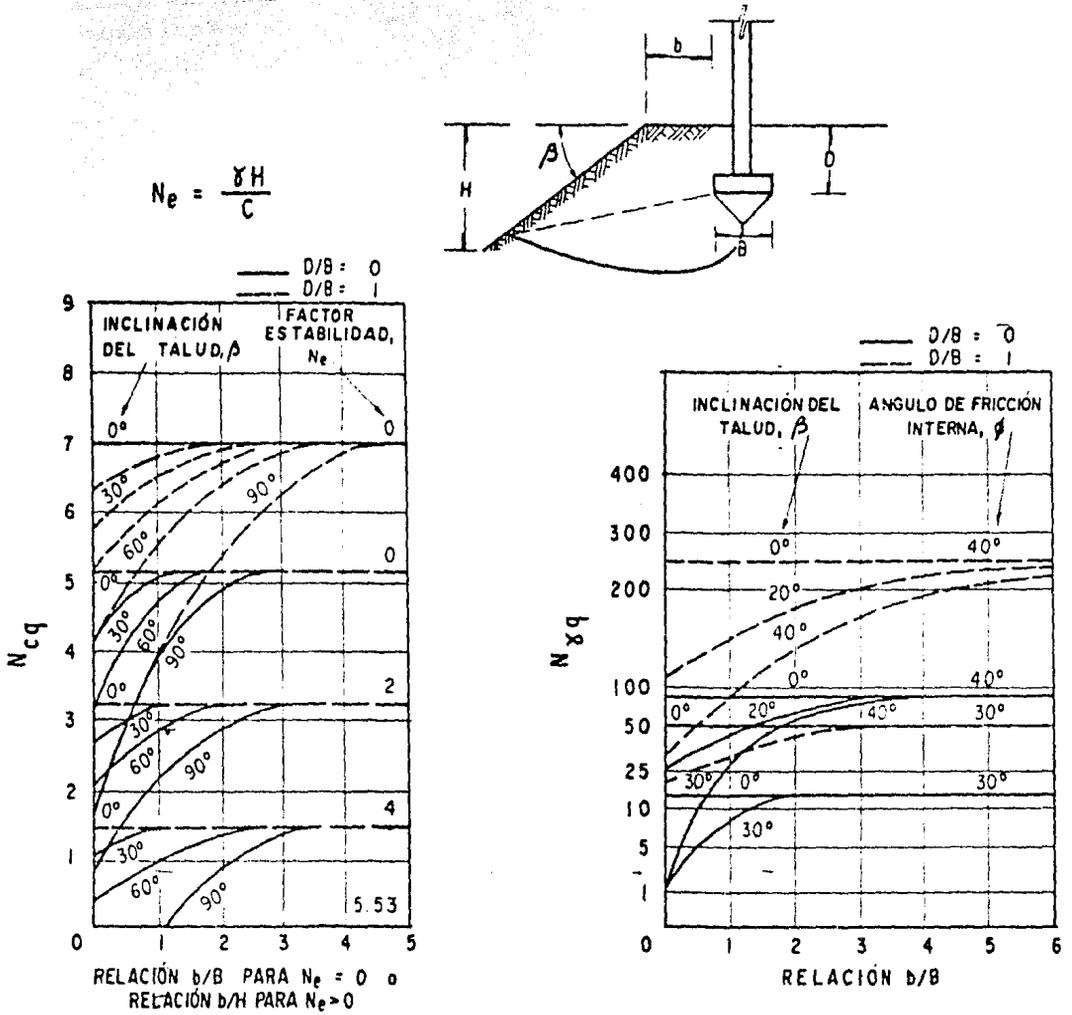


FIGURA III.117 Factores de capacidad de carga para un cimiento en la corona de un talud.

donde q_u es la resistencia a la compresión simple (ver subinciso III.5.5.3. b) que se haya medido. Con este valor de la resistencia, la capacidad de carga admisible de una roca homogénea puede calcularse con alguna de las teorías aplicables a suelos cohesivos (subinciso III.5.9.2.b).

En la tabla III.39 se relacionan los términos comunmente aceptados para - definir la resistencia de rocas sanas inalteradas con la resistencia a la compresión simple de probetas cilíndricas de roca, con alturas iguales al doble de sus diámetros (Referencia 23).

Magnitud de la resistencia	Resistencia a la compresión simple (Kg /cm ²)
Muy alta	Mayor de 2250
Alta	De 1125 a 2250
media	De 565 a 1125
Baja	De 280 a 565
Muy baja	Menor de 280

TABLA III.39 Clasificación de las rocas sanas, inalteradas, de acuerdo con su resistencia.

En la tabla III.40 se resumen las características de los materiales rocosos más comunes que interesan a la ingeniería (Referencia 23). Correlacionando esta tabla con la tabla III.39 , se puede tener una idea de la resistencia a la compresión simple de algunos tipos de rocas comunes.

Si se han hecho pruebas de laboratorio más elaboradas y se tiene la resistencia de una formación rocosa homogénea expresada en términos de dos parámetros c y ϕ puede usarse una fórmula del tipo de la ecuación III.111 para expresar la capacidad de carga admisible, si bien es costumbre utilizar los factores de capacidad de carga correspondientes a falla local, para tomar en cuenta el modo de falla frágil que es típico de estos materiales.

Como se mencionó anteriormente la resistencia de rocas homogéneas suele estimarse, para lo cual debe contarse con cierta experiencia respaldada por pruebas de laboratorio. En las tablas III.41 a III.43 se muestran valores de resistencia de diferentes tipos de rocas. Estos valores constituyen información de carácter general y no deben ser utilizados como datos de diseño (Referencia 25).

Si la masa rocosa tiene juntas, el proceso de falla potencial es diferente al de una masa homogénea y continua, influyendo el espaciamiento de las juntas, su abertura y la ubicación de la carga. Tomando en cuenta las características anteriores se pueden considerar tres posibilidades, figuras III.118. a, b y c (Referencia 16).

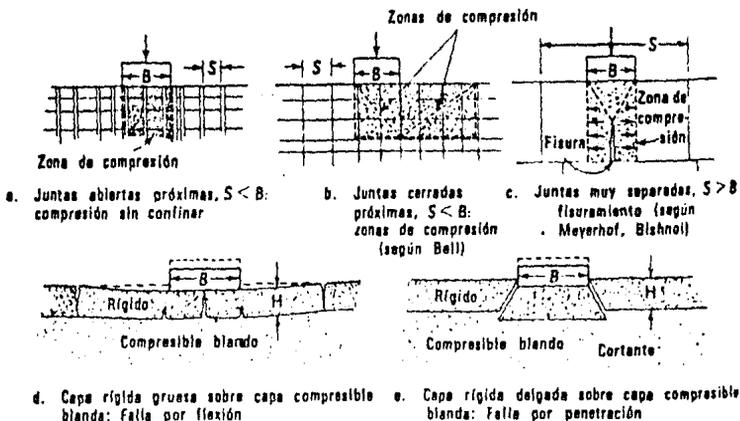


FIGURA III.118 Diferentes maneras de fallar de la roca por capacidad de carga.

Tipo Litológico	Variación usual de la Resistencia	Textura usual y Otros Atributos
Igneas		
Basalto	De muy baja a muy alta	Cristalina, puede ser vesicular
Diabasa	De alta a muy alta	Cristalina
Granito	De media a alta	Cristalina
Pegmatita	De media a alta	Cristalina
Sienita	De alta a muy alta	Cristalina
Diorita	De media a alta	Cristalina
Gabro	De baja a muy alta	Cristalina
Peridotita	De media a alta	Cristalina
Dolerita	De media a alta	Cristalina
Aplita	De alta a muy alta	Cristalina
Felsita	De alta a muy alta	Cristalina
Vidrio volcánico	De alta a muy alta	Vítrea
Pómez	De muy baja a baja	Porosa
Toba	De muy baja a media	Cementada, fragmentaria
Andesita	De media a muy alta	Cristalina
Dacita	De media a muy alta	Cristalina
Riolita	De media a muy alta	Cristalina
Metamórficas		
Gneiss	De media a alta	Foliada
Mármol	Media	Cristalina
Cuarcita	Alta a muy alta	Cristalina
Esquisto	Muy baja a alta	Foliada, frecuentemente orientada
Gneiss de granito	De media a alta	Foliada
Serpentina	De muy baja a alta	Foliada
Clorita	De muy baja a baja	De masiva a foliada
Filita	De baja a muy alta	Foliada, fuertemente orientada
Pizarra	De baja a alta	Foliada, fuertemente orientada
Hornfels	De alta a muy alta	Cristalina, isótropa
Antracita	Media	Puede estar orientada
Sedimentarias		
Dolomita	De media a muy alta	Isótropa siempre y cuando no esté finamente estratificada
Caliza	De baja a muy alta	Isótropa a menos que esté finamente estratificada, puede contener cavernas de disolución
Sal de roca	De muy baja a muy alta	Cristalina, muy soluble
Arenisca	De a baja muy alta	Cementada
Limolita	De baja a alta	Cementada
Conglomerado	De muy baja a media	Cementada
Brecha	De muy baja a media	Cementada
Arcosa	De muy baja a muy alta	Cementada
Grauvaca	De media a muy alta	Cementada
Lutita	De muy baja a alta	Frecuentemente laminada, puede estar estratificada en capas potentes; puede expandirse bajo presión reducida
Yeso	Baja	Cristalina, moderadamente soluble
Lignito	De muy baja a baja	Cristalina

TABLA III.40 Características ingenieriles de los materiales rocosos inalterados comunes.

Roca	Angulo de fricción interna ϕ	Cohesión aparente c (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión simple, R_c (kg/cm ²)	Cociente entre la cohesión y la resistencia a la compresión (c/R_c)
Monzonita de cuarzo	63°	255	2150	0.12
Gneiss granítico	66°	315	2270	0.14
Gneiss esquistoso alterado	73°	125	950	0.13
Gneiss esquistoso alterado	59°	155	540	0.28
Granito (Stone mountain)	56°	125	840	0.15
Granito (Pikes peak)	48°	105	540	
Granito color de rosa	70°	190	2240	0.09
Diorita	54°	140	890	0.16
Gneiss	54°	180	1060	0.17
Granito	58°	230	1520	0.15
Granito de grano grueso	56°	140	740	0.19
Granito poco alterado	58°	100	660	0.15
Granito pegmatítico	58°	75	440	0.17
Porfírita monzonítica	59°	170	1270	0.13
Granito	56°	125	840	0.15
Granito de grano grueso	48	105	540	0.20

Promedio en rocas graníticas

0.16

TABLA III.41 Rocas graníticas.

En la parte a) de la figura III.118 se ilustra el caso en que el espaciamiento de las juntas, s , es una fracción del ancho del cimiento B , y aquellas están abiertas; la cimentación es entonces soportada por columnas aisladas de roca y la capacidad de carga se aproxima a la suma de la resistencia a la compresión simple de las columnas de roca. La capacidad de carga total es menor que la suma de la resistencia de las columnas, ya que no todas tienen la misma rigidez y algunas fallarán antes de que las otras alcancen la máxima capacidad de carga.

Si las juntas están cerradas (Fig. III.118.b) y la presión se transmite a través de ellas sin movimiento, el problema puede básicamente tratarse como si la roca fuese sana (Referencia 24).

Si el espaciamiento de las juntas es mucho mayor que el ancho del cimiento (Fig. III.118.c), el proceso es diferente, formándose bajo el cimiento, en la falla, una zona de ruptura cónica. La capacidad de carga admisible se expresa (referencia III.16):

Roca	Angulo de fricción interna ϕ	Cohesión aparente c (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión simple, R_c (kg/cm ²)	Cociente entre la cohesión y la resistencia a la compresión (c/R_c)
Brecha dolomítica	67°	35	250	0.14
Dolomita y lutita	51°	7	90	0.08
Caliza de Indiana	56°	77	420	0.18
Mármol de Georgia	47°	70	280	0.25
Dolomita de Lockport	65°	170	1560	0.11
Dolomita de Minnesota	65°	55	480	0.11
Caliza de Redwall	57°	150	820	0.18
Caliza oolítica	45°	205	1010	0.20
Yeso de Selma	23°	4.2*	55	0.09

Promedio en rocas cálcneas

0.15

* Ensayes de campo

TABLA III.42 Rocas calcáneas.

$$q_{ADM} = \frac{Jc N_{cr}}{F.S.}$$

Ec. III.134

Los valores de N_{cr} , obtenidos de modelos, dependen de la relación s/B y de ϕ . Estos valores, para cimientos circulares, se dan en la figura III.119. Los valores para cimientos cuadrados son el 85% de los de los cimientos circulares. En la misma figura se incluye una gráfica que proporciona los valores del factor J , que considera el efecto de la capa superior.

Las partes d) y e) de la figura III.118 se refieren a formaciones de roca estratificada subyacente por suelo compresible blando. Pueden ocurrir dos formas de falla en este caso, según sea el valor de la relación H/B y la resistencia a flexión de la roca. La parte d) de la figura ilustra el caso en que la resistencia a flexión sea pequeña y la relación H/B sea grande: falla por flexión. Si la relación H/B es pequeña (Fig. III.118.e) es probable que la falla se produzca por penetración.

Roca	Angulo de fricción interna ϕ	Cohesión aparente c (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión simple, R _c (kg/cm ²)	Cociente entre la cohesión y la resistencia a la compresión (c/R _c)
Límolita (Hi Falls)	57°	53	510	0.10
Límolita laminada	64°	70	300	0.23
Cuarcita (Hi Falls)	66°	175	1630	0.11
Brecha de lutita	64°	17	110	0.16
Lutita (Doniphan)	64°	2.8	23	0.12
Lutita (Tecumseh)	51°	3.4	15	0.18
Lutita arcillosa ("clay shale")	57°	11.2	73	0.15
Arenisca (Potsville)	64°	90	630	0.14
Lutita (Roshester)	68°	40	625	0.06
Arenisca (Berea)	70°	35	600	0.06
Arenisca (Massilon)	69°	30	315	0.09
Arenisca ferruginosa (Connecticut)	65°	77	740	0.11
Grauvaca	47°	120	555	0.22
Arenisca (Tensleep)	47°	170	860	0.20
Lutita (Degonia)	28°	2.8*	13	0.22
Arcilla (Red Bed)	28°	3.9	50	0.08
Lutita (Cucaracha)	38°	3.2	20	0.16
Arcilla	60°	15.5	73	0.21

Promedio en rocas sedimentarias fragmentadas

0.14

* Ensayes de campo

TABLA III.43 Rocas sedimentarias fragmentarias.

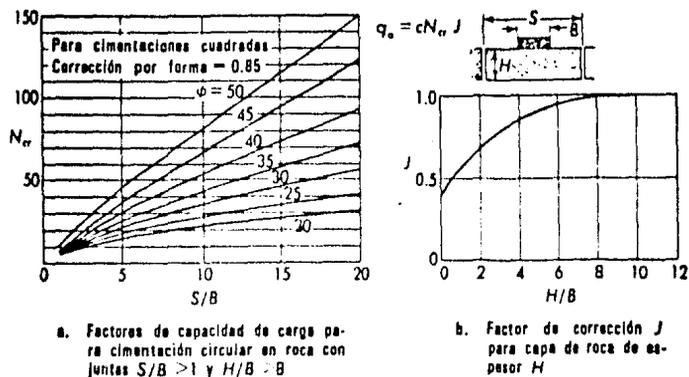


FIGURA III.119 Factores de capacidad de carga para rocas fisuradas (según Bishnoi).

La capacidad de carga en roca fracturada se puede determinar en función de la 'Designación Cualitativa de la Roca'.

La designación cualitativa de la roca (DCR) es una estimación de la calidad de la roca in-situ, basada en una relación de recuperación de corazones modificada; la DCR se define como la relación, en porcentaje, de la longitud recuperada de pedazos de corazones no menores de 10 cm., que sean duros y sanos, entre la longitud del barreno muestreador (se ignoran las roturas causadas por la perforación). Preferentemente, el diámetro del corazón no deberá ser menor de 5.4mm. En la tabla III.44 se proporciona la descripción de la capacidad de la roca en función de su DCR (referencia 23).

DCR	Calidad de la roca
90 - 100	Excelente
75 - 90	Buena
50 - 75	Regular
25 - 50	Mala
0 - 25	Muy mala

TABLA III.44 Relación entre la DCR y la calidad de la roca in-situ.

La tabla III.45 presenta los valores de la presión de contacto admisible para rocas fracturadas en base a su DCR (Referencia 23).

DCR	q_a (Kg/cm ²)
100	293
90	196
75	117
50	68
25	29
0	10

* Si el valor tabulado de q_a excede la resistencia a la compresión simple q_u de muestras inalteradas de roca, tómesese $q_a = q_u$

TABLA III.45 Presión de contacto admisible, q_a , sobre roca fracturada.

El DCR de la tabla III.45 que deberá usarse es el promedio dentro de un espesor, abajo del nivel de la cimentación, igual al ancho de la misma, siempre que sus valores sean bastante uniformes dentro de ese espesor. Si la parte superior de la roca, en una profundidad de $B/4$, es de inferior calidad, deberá usarse el valor de esa parte o removerla. Los valores de la presión de contacto admisibles dados en la tabla III.45 fueron obtenidos en base a la limitación del asentamiento a un máximo de 1.5 cm (Referencia 23).

En la figura III.120 se presentan algunos problemas prácticos relacionados con cimentaciones en roca y que deberán ser resueltos para que se pueda desarrollar la capacidad de carga considerada. En esa figura se incluyen algunas soluciones usadas en la práctica (Referencia 22).

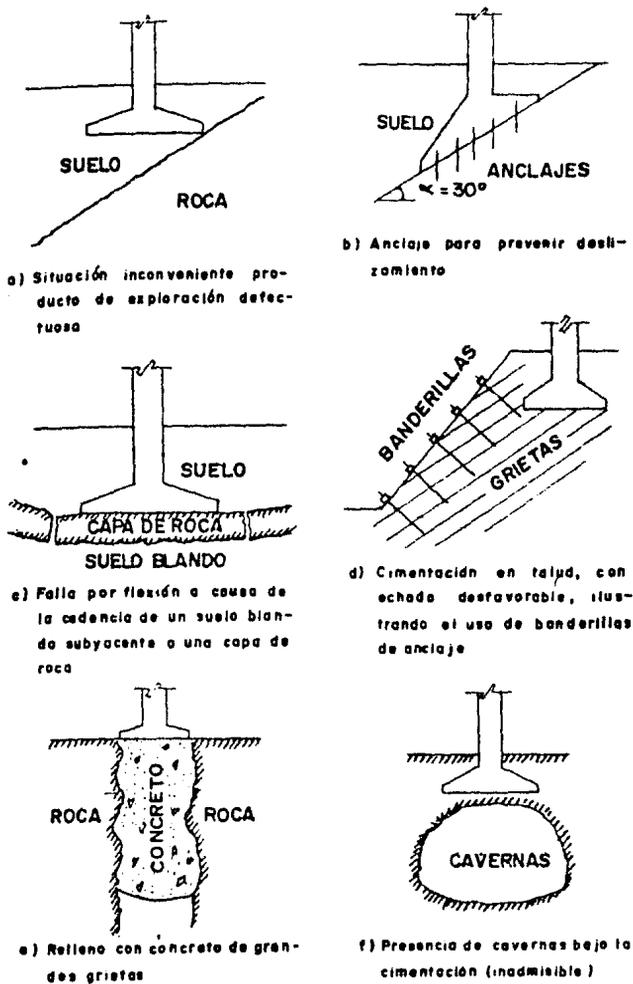


FIGURA III.120 Problemas relacionados con cimentaciones en roca.

Si la roca se presenta en un manto inclinado, hay peligro de que deslice la cimentación. Cuando la inclinación de la roca sea de 30° o más, se deberá recurrir a anclajes o escalonamientos para evitar el riesgo de deslizamiento.

En el caso de existir cavernas u oquedades bajo la cimentación, dentro de la profundidad que afecta, será necesario rellenarlas o prolongar la cimentación hasta su piso.

La cimentación en taludes en roca pueden ser muy delicadas si éstas están junteadas y, sobre todo, si su echado es hacia el corte o talud. En casos como éste, el uso de banderillas metálicas de anclaje ha sido de utilidad.

III.5.9.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS.

III.5.9.3.a CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES.

La transferencia de la carga del pilote al suelo es lo que se llama capacidad de carga del pilote e indica la carga para la cual el asentamiento del pilote aumenta en forma continua sin mayor incremento de carga o bien para la cual el asentamiento comienza a aumentar a una velocidad completamente fuera de proporción respecto al citado incremento (Referencias 12 y 16).

La capacidad de carga de los pilotes se determina en función del tipo de suelo de cimentación y de la forma en que transfiere a éste la carga. Para lo anterior se han desarrollado distintos métodos o teorías, que se incluirán adelante, pero se recomienda siempre la realización de pruebas de carga como el método más confiable para la determinación de dicha capacidad (Referencias 12 y 22).

III.5.9.3.a.1 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE PUNTA.

Este tipo de cimentación se asemeja a una cimentación superficial desplazada a gran profundidad, pudiéndose aplicar las teorías de capacidad de carga desarrolladas para ellas, excepción hecha de la teoría de Terzaghi, que se limita a $D_f \leq 2B$. Estos pilotes desarrollan su capacidad de carga, como ya se dijo, por apoyo directo en un estrato resistente. En lo que sigue se incluyen las expresiones para el cálculo de la capacidad de carga admisible para pilotes de punta. La capacidad portante total por punta, con el factor de seguridad considerado, se obtiene multiplicando la capacidad de carga admisible por el área de la sección transversal de la base del pilote.

* EN SUELOS COHESIVOS.

Se utiliza la teoría de Skempton, definida en la ecuación III.124 y las literales tienen el mismo significado que el descrito anteriormente (Referencia 15).

* EN SUELOS CON COHESION Y FRICCION.

Para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes de punta apoyados en estratos resistentes con cohesión y fricción se utilizan las teorías de Meyerhof o Zeevaert (Referencia 15).

+ TEORIA DE MEYERHOF.

Esta teoría, para cimentaciones profundas, se expresa de la forma:

$$q_{ADM} = (cN_c' + \gamma' D N_q') / \text{f.s.} \quad \text{Ec. III.135}$$

En donde los factores de capacidad de carga N_c' y N_q' son semiempíricos y toman en cuenta el efecto de profundidad; corresponden a pilotes incados al golpe, de sección cuadrada o circular; se obtienen de la figura III.110.

D es la profundidad a la que está el estrato resistente de apoyo, y las demás literales tienen el significado conocido.

Para que se desarrolle la capacidad definida en la ecuación III.135 el pilote deberá penetrar en el estrato resistente la profundidad D' :

$$D' = 4 B \tan (45^\circ + \phi'/2) \quad \text{Ec. III.136}$$

Donde B es el ancho o diámetro del pilote, según corresponda, y el ángulo de fricción interna del suelo.

Quando el pilote no penetre la profundidad D' en el estrato resistente se deberá interpolar linealmente los factores de capacidad de carga entre los N_c' y N_q' de la figura III.110 y los correspondientes a las cimentaciones superficiales (en la misma figura), que deben regir si $D' = 0$.

En la referencia 22 se hace la observación de que en el caso de cimentaciones profundas la teoría de Meyerhof puede proporcionar valores muy altos con respecto a los prudentes.

+ TEORIA DE ZEEVAERT.

La capacidad de carga está definida por la expresión (Referencia 15):

$$q_{ADM} = 1.2 (cN_c + \gamma' D_f N_q) (C_r + 0.1) / \text{f.s.} \quad \text{Ec. III.137}$$

Donde C_r es la compacidad relativa del suelo (subinciso III.5.5.2.g) y las demás literales son conocidas. Los factores de capacidad de carga N_c y N_q se obtienen de la figura III.121.

* EN SUELOS FRICCIONANTES.

En este tipo de suelos se utiliza la teoría de Meyerhof (Ec. III.135), o la teoría de Zeevaert (Ec. III.134), con la salvedad de que $c = 0$. La corrección indicada al número de golpes enunciada en el inciso de cimentaciones superficiales, para el caso de arenas finas situadas bajo el nivel freático, sigue siendo válida (Referencia 15).

* EN ROCA.

En este caso la capacidad de carga se determina como se expuso en el subinciso III.5.9.2.i. En caso de tener roca con grietas o fisuras lo convenien

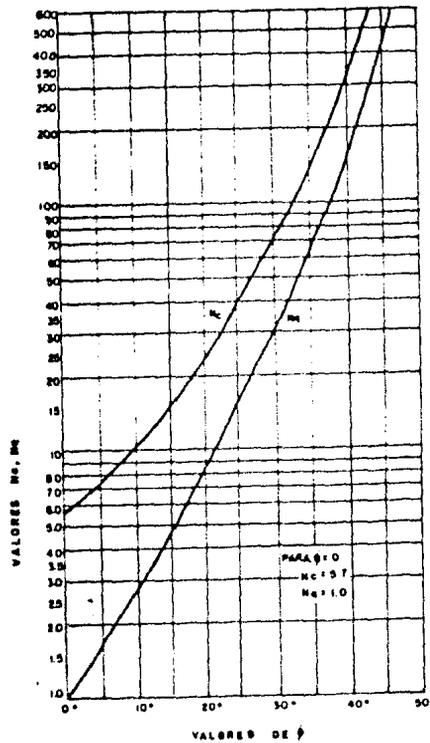


FIGURA III.121 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas, teoría de Zeevaert.

te es atravesar el manto rocoso alterado para apoyarse en roca sana, ya que sería muy difícil poder determinar, a gran profundidad, el tamaño y separación de las juntas o grietas para poder aplicar alguno de los métodos que consideran esos defectos.

III.5.9.3.a.2 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE FRICCIÓN.

Estos pilotes están totalmente embebidos en un material blando. Su resistencia proviene de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre el suelo y el pilote, en el caso de suelos friccionantes.

Las siguientes expresiones definen la capacidad de carga admisible para pilotes de fricción trabajando en distintos tipos de suelos. La capacidad total admisible del pilote por adherencia y/o fricción se obtiene multiplicando q_{adm} por el área lateral del pilote.

* EN SUELOS COHESIVOS.

1.- Blandos : La adherencia (f_a) se supone igual a la cohesión de la arcilla ($f_a = c = q_u/2$), resultando la capacidad de carga admisible:

$$q_{ADM} = \frac{f_a}{F.S.} \quad \text{Ec. III.138}$$

2.- Duros: La adherencia se determina de la tabla III.46 (Referencia 22) propuesta por Tomlinson, a partir de la cohesión de la arcilla. La capacidad de carga admisible se determina también con la ecuación III.138.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, c Ton/m ²	Adherencia, f_a Ton/m ²
Concreto y madera	Blanda	0 - 4	0.0 - 3.5
	Firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	Dura	8 - 15	4.5 - 7.0
Acero	Blanda	0 - 4	0.0 - 3.0
	Firme	4 - 8	3.0 - 4.0
	Dura	8 - 15	?

TABLA III.46.

* EN SUELOS FRICCIONANTES.

La capacidad de carga admisible en este tipo de suelos está dada por:

$$q_{ADM} = (K_0 \gamma D_f \tan \delta) / 2 F.S. \quad \text{Ec. III.139}$$

donde: K_0 = Coeficiente de empuje de tierras, que vale 0.6 para las arenas más sueltas, y hasta 0.4 en las arenas más compactas, en las que sea posible hablar de pilotes de fricción. El valor de K_0 a utilizar corresponde al estado de compactación medio en la profundidad D_f .

δ = Angulo de fricción a considerar entre suelo y pilote, cuyo valor recomendado es igual a $2/3 \phi$.

La ecuación III.139 aparece dividida entre 2, ya que se considera un valor medio de la fricción que, estrictamente, debería obtenerse por un proceso de integración a lo largo del fuste del pilote.

Después de haber hincado un pilote a rechazo, la fricción lateral media - que se opone a su descenso bajo carga estática es del orden de 0.25 Kg/cm² para arena suelta (pilotes largos) y de 1.0 Kg/cm² para arena muy densa (pilotes cortos) (Referencia 12). A partir de esto se puede estimar la capacidad de carga total del pilote, considerando su área lateral.

* EN SUELOS CON COHESION Y FRICCION.

La capacidad de carga admisible se obtiene de la suma del efecto de la ad

herencia y de la fricción sobre el pilote, obteniendo:

$$Q_{adm} = \left[f_a + \frac{K_a}{2} \rho D_f \tan \delta \right] / F.S. \quad \text{Ec. III.140}$$

Donde f_a es la adherencia entre suelo y pilote, y las demás literales son ya conocidas.

III.5.9.3.a.3 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES MIXTOS.

Para este tipo de pilotes que desarrollan su resistencia por punta y por adherencia y/o fricción, la capacidad de carga admisible se obtendrá de la suma de las distintas capacidades de carga parciales obtenidas según el tipo de suelo, considerando por separado la resistencia por punta y la resistencia -- por adherencia y/o fricción.

III.5.9.3.b PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES.

Como ya se dijo, el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual, en un cierto lugar, es la prueba de carga a escala natural en ese lugar. De los ensayos de carga se puede obtener también información so bre los siguientes aspectos (Referencia 22):

1.- La capacidad de carga última por punta de un pilote. Para lo cual es necesario conocer con buena aproximación la resistencia del pilote por fricción lateral o que sea eliminada, colocando el pilote dentro de un tubo hueco del que sobresalga sólo su punta.

2.- La capacidad de carga de un pilote por fricción lateral. Cuando la - prueba se realiza en arcillas blandas, en las que la capacidad de carga por - punta es despreciable.

3.- El asentamiento total del pilote bajo la carga. Siendo bastante confiable cuando el pilote se apoye en suelos no compresibles; el resultado no - es representativo en pilotes desplantados en suelos cohesivos o en pilotes de fricción colocados en arcillas blandas. Ha de tenerse presente que el asentamiento que produce un pilote puede ser mucho menor que el de un grupo de pilo tes colocado en el mismo lugar.

La capacidad de carga en todos los pilotes, excepto los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo, sino hasta después de haber transcurrido - cierto tiempo. Por ello los resultados de ensayos de carga no son concluyentes, a menos de que se realicen después de un periodo de reposo. En el caso de pilotes hincados en suelo permeable este periodo es de dos o tres días, - pero para pilotes rodeados total o parcialmente por limo o arcilla es de, a- proximadamente, un mes (Referencia 12). El valor de la capacidad de carga - obtenido de una prueba de carga corresponde, obviamente, a la falla, por lo - que será necesario el uso de un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga admisible.

Los ensayos de carga se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes (Fig. III.122.a), en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro, bloques de concreto o agua. Pa- ra hacer un ensayo más seguro y más fácilmente controlable, se usan, para a-

plicar la carga, gatos hidráulicos de una gran capacidad cuidadosamente calibrados (Fig. III.122.b). La reacción del gato será tomada por la plataforma cargada o por una viga conectada a pilotes que trabajarán a tensión. Otra ventaja del uso de gatos es que la carga sobre el pilote se puede variar rápidamente a bajo costo. Los asentamientos se miden con un nivel de precisión o, - preferentemente, con un micrómetro montado en un soporte independiente.

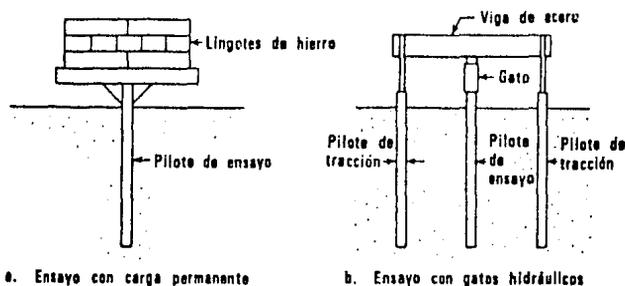


FIGURA III.122 Ensayo de carga en un pilote.

Las cargas se aplican en incrementos que sean de un quinto o un cuarto de la carga del pilote que se haya fijado en el proyecto, hasta que se produzca la falla o se alcance una carga igual a dos veces la fijada para el proyecto; la carga se reduce despues a cero, por decrementos. Cada incremento de carga que se aplica se mantiene constante y se mide el asentamiento a intervalos regulares. Posteriormente se dibuja la curva de asentamientos finales contra carga.

En la referencia 22 se pueden encontrar especificaciones para la realización de las pruebas de carga, así, como criterios para la interpretación de resultados.

Las pruebas de carga tienen todas las ventajas que emanan de la investigación directa a escala natural, pero su inconveniente estriba en el costo y en el tiempo requerido para realizarlas; estas razones hacen que en obras de poca magnitud no se ejecuten. En obras de importancia deben hacerse algunas pruebas en lugares representativos de las distintas condiciones prevalecientes, considerando no sólo las partes del terreno que presentan las condiciones más críticas, sino debe contarse también con la magnitud de las cargas en cada pilote, con el número de pilotes que se colocarán en cada zona, y con las consecuencias derivadas de la falla de un pilote.

Una limitación de importancia que afecta a las conclusiones obtenidas de una prueba de carga es que ésta se realiza generalmente en un solo pilote y el comportamiento de un grupo es diferente del de una unidad aislada y es precisamente, en grupo, como se colocan los pilotes en la práctica.

III.5.9.3.c PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES.

Un pilote cargado lateralmente se flexa como una viga en voladizo parcialmente empotrada. Si las cargas son pequeñas, el comportamiento del suelo es bastante elástico. Esto puede representarse con un modelo formado por una se-

rie de resortes horizontales, cuya rigidez se puede expresar como un módulo - de reacción (relación entre el esfuerzo normal aplicado y el asentamiento bajo tal esfuerzo; resulta expresado en unidades de fuerza sobre longitud al cú bo).

El primer intento para valuar los módulos de reacción horizontal en un ci miento profundo se debe a Terzaghi, quien proporcionó las siguientes expresio nes para tal fin:

Suelos friccionantes $K_h = 0.276B K_2 \frac{z}{B}$ Ec.III.141

Suelos cohesivos $k_h = 0.056z \frac{K_3}{B}$ Ec.III.142

Los módulos de reacción resultan en $\text{ton/m}^2 \text{ cm}$ B es el diámetro o ancho - del ci miento, en metros y z la profundidad a que se mide el módulo, también en metros. Los coeficientes K_2 y K_3 , necesarios para aplicar las fórmulas pueden obtenerse de la gráfica de la figura III.123, originalmente propuesta por Terzaghi y en la que aparecen en lb/plg^3 ; las ecuaciones III.141 y 142 toman ya en cuenta esta heterogeneidad de unidades para proporcionar los valo res de K_h en $\text{ton/m}^2 \text{ cm}$, como se dijo.

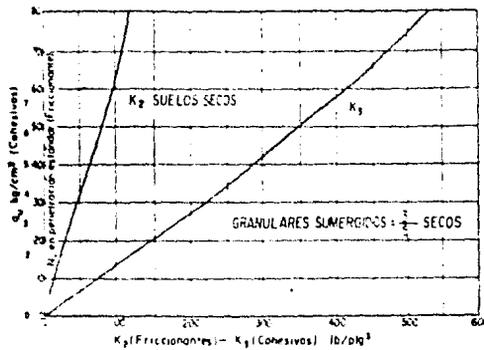


FIGURA III.123 Gráfica para el cálculo del - módulo de reacción horizontal, según Terzaghi (Referencia 24).

Los módulos de reacción horizontal, multiplicados por la reac ción hori zontal del ci miento profundo, supuesto cuerpo rígido, proporcionan la presión, - en ton/m^2 , que puede aplicarse al elemento sin falla. Para obtener la carga horizontal total que puede aplicarse deberán usarse sucesivamente las ecuacio nes, después de dividir al pilote (o cilindro de cimentación, pues estas nor mas son aplicables, en principio, a todos los ci mientos profundos) en tramos por planos horizontales imaginarios, obteniéndose el empuje que puede actuar en cada tramo para una deformación dada. Para el caso de suelos friccionantes la ecuación III.141 se refiere a suelos secos o húmedos, pero no sumergidos. El módulo de reacción horizontal en este último caso deberá considerarse un - 60% del calculado.

En la referencia 24 puede consultarse otro trabajo para el análisis de pi lotes sujetos a carga lateral.

III.5.9.3.d CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES.

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes no está resuelta desde un punto de vista teórico, debiéndose calcular a partir de algunas reglas que se admite generalmente deben ser cumplidas por toda cimentación piloteada (Referencia 22):

* La capacidad de carga de un grupo de pilotes de punta apoyados en un estrato resistente o roca, no subyacido por ningun estrato compresible, es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre y cuando el espaciamiento mínimo entre pilotes sea de dos a tres diámetros, medidos de centro a cantro. Si el estrato resistente está subyacido por suelos suaves, la capacidad de carga del grupo queda limitada por la capacidad de carga de dichos suelos y sobre todo por los problemas de asentamiento que se puedan presentar.

* Para grupos de pilotes de fricción la capacidad de carga depende del espaciamiento entre pilotes, ya que si los pilotes están muy juntos el grupo actúa como un bloque y la cimentación fallará en conjunto, en tanto que si están muy separados la falla sobreviene a los pilotes individualmente, haciendolos penetrar en forma aislada en el suelo. Así, la capacidad de carga del grupo será la menor entre la suma de las capacidades individuales y la capacidad de carga de un bloque de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes y colocado al nivel de desplante del grupo. La expresión general para determinar la capacidad de carga del bloque es:

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) f \quad \text{Ec. III.143}$$

donde: Q_g = Capacidad de carga del grupo de pilotes.
 q_p = Capacidad de carga de falla, por unidad de área, de una superficie rectangular de dimensiones $B \times L$ desplantada a una profundidad D_f . Este valor puede calcularse con la teoría de Skempton o la de Meyerhof.
 B = Ancho del área piloteada.
 L = Largo del área piloteada.
 D_f = Profundidad de desplante.
 f = Capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

La ecuación III.143 determina la capacidad de carga del grupo a la falla; para obtener la capacidad de carga admisible bastará dividir la ecuación III.143 entre un factor de seguridad adecuado. También se deberá aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga del grupo determinada a partir de la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales, si es que en esta última no está considerado.

En este tipo de cimentación se debe revisar la posibilidad de falla de la cimentación en conjunto, independientemente de la forma en que se haya calculado su capacidad de carga. El peligro de falla de conjunto dejará de ser crítico si se cumple la desigualdad:

$$np \leq P \quad \text{Ec. III.144}$$

donde: n = Número de pilotes en la cimentación.
 p = Perímetro de cada pilote.
 P = Perímetro del conjunto.

III.5.9.3.e FRICCIÓN NEGATIVA.

La fricción negativa se presenta en cimentaciones piloteadas que atraviesan un manto compresible que tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducida. Al ocurrir el enjutamiento del estrato compresible los pilotes permanecen comparativamente fijos, produciendo, el movimiento relativo, esfuerzos de fricción en sentido descendente que sobrecargan a los pilotes.

En el desarrollo anterior para el cálculo de la capacidad de carga admisible de los pilotes no se ha considerado el efecto de la fricción negativa, efecto que puede ser de importancia tal que, si no se considera, puede llegar a producir el colapso de los pilotes. Debido a lo anterior, la capacidad de carga de diseño se determinará de acuerdo a:

$$Q_d = Q_{adm} - F_n \quad \text{Ec. III.145}$$

donde: Q_d = Capacidad de carga de diseño.
 Q_{adm} = Capacidad de carga total admisible.
 F_n = Sobrecarga total por fricción negativa.

En el caso de pilotes de punta, la magnitud de la sobrecarga por fricción negativa está limitada por la resistencia al corte del suelo y por el volumen tributario de suelo correspondiente a cada pilote. Así, para un grupo de pilotes uniformemente distribuidos, la máxima sobrecarga se presentará en los pilotes de esquina, decreciendo en los de borde y obteniéndose la mínima en los interiores.

Para un grupo de pilotes de fricción la sobrecarga total por fricción negativa es igual al peso del volumen de suelo comprendido entre todos los pilotes de la cimentación, más el efecto de la fricción negativa a lo largo del área lateral de dicho bloque. Así, la fricción negativa en todo el grupo podrá calcularse con la expresión (Referencia 24):

$$F_n = L P c_u + \delta L A \quad \text{Ec. III.146}$$

donde: c_u = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo, obtenida en prueba rápida.
 L = Longitud de los pilotes sujeta al fenómeno.
 A = Área de la cimentación piloteada.
 y todas las demás literales tienen el significado conocido.

El valor de la sobrecarga por fricción negativa en grupo, dado por la ecuación III.146, ha de compararse con las sobrecargas inducidas por el fenómeno en los pilotes individuales (Referencia 24):

$$F_n = n c_u L p \quad \text{Ec. III.147}$$

En donde todas las literales son ya conocidas.

El valor que se utilice para diseño será el mayor que resulte de los datos por las ecuaciones III.146 y III.147.

En cimientos apoyados por punta en estratos resistentes de naturaleza -- friccionante, la fricción negativa produce también otro efecto importante a -- considerar; debido a que parte del peso del suelo que gravitaba sobre el estrato resistente se cuelga del pilote por adherencia, se disminuye la presión efectiva a nivel de desplante, dando como resultado una disminución de la capacidad de carga del estrato resistente y, por lo tanto, propiciando la penetración del pilote en él (Referencia 22).

Entre las causas que pueden producir la consolidación del suelo circundante a los pilotes, y por consiguiente propiciar la generación de la fricción -- negativa, tenemos:

- a) Sobrecarga superficial reciente, aladaña a la estructura piloteada.
- b) Reducción en los niveles piezométricos por bombeo de agua.
- c) Abatimiento del nivel freático por evaporación o fugas hacia el sistema de drenaje.
- d) Remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos.

III.5.9.3.f CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS, CILINDROS Y CAJONES DE CIMENTACION.

La capacidad de carga de estos elementos se puede estimar con los métodos descritos para pilotes, siendo la naturaleza del material que forma el estrato resistente el que definirá la teoría más conveniente.

En general, la fórmula adoptada para el cálculo de la capacidad de carga de las cimentaciones profundas, sin considerar la fricción negativa, es :

$$Q_T = Q_P + Q_F \quad \text{Ec. III.148}$$

donde: Q_T = Capacidad de carga total.
 Q_P = Capacidad de carga por punta.
 Q_F = Capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

Es usual despreciar la capacidad de carga por fricción y/o adherencia, -- razonando que el apoyo de las pilas, cilindros y cajones es tan rígido que no habrá ocasión de que se desarrollen las deformaciones necesarias para que toda la fricción llegue a actuar; sin embargo, si el estrato de apoyo no es muy firme se podrá considerar esta capacidad de carga. Otras circunstancias en -- las que no se podrá considerar Q_F son (Referencia 24):

- 1.- Si la profundidad del cilindro bajo el nivel de cimentación es inferior a su ancho.
- 2.- Si el terreno que rodea al elemento de cimentación es erosionable o -- socavable.
- 3.- Si al hundirse el elemento (cilindros o cajones) en el suelo se van formando embovedamientos a su lados que después puedan rellenarse naturalmente con materiales sueltos y suaves
- 4.- Si el elemento queda finalmente embebido en rellenos artificiales.
- 5.- Si el suelo que rodea al elemento es susceptible a consolidarse.

Y así, con las consideraciones anteriores, se podrá determinar la capacidad de carga de los elementos que nos ocupan, debiéndose afectar ésta de un factor de seguridad adecuado.

III.5.9.4 FACTOR DE SEGURIDAD.

El factor de seguridad pretende dar los márgenes necesarios para cubrir las incertidumbres referentes a las propiedades del suelo y su determinación, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción. Mediante el factor de seguridad la capacidad de carga admisible se expresa como una fracción de la capacidad de carga de falla.

El factor de seguridad que se fije depende de la seguridad que se tenga en cuanto a las condiciones del suelo, a las cargas de la estructura y a los riesgos que se correrían si se produjera una falla por capacidad de carga del suelo. Así, el valor del factor de seguridad a utilizar en un caso dado debería ser, en rigor, producto de un estudio particular de ese caso; sin embargo, existen valores típicos aceptados por la costumbre. En el caso de cimentaciones superficiales, si el análisis de cargas actuantes toma en cuenta sólo las permanentes, es recomendable usar un F.S. mínimo de 3. Si se consideran además cargas vivas eventuales, el factor de seguridad puede ser de 2 o 2.5. Y si se realiza un análisis de cargas detallado que incluya efectos de sismos, y los datos del suelo son razonablemente exactos, se podrá utilizar un F.S. de 1.5. El valor anterior es recomendado también para construcciones temporales, en las que una falla pudiera ser inconveniente, pero no desastrosa (Referencias 16 y 22).

En el caso de cimentaciones profundas, las incertidumbres que se manejan suelen ser mayores por la contribución de la heterogeneidad del subsuelo y de los métodos constructivos. Es costumbre utilizar un F.S. de 3, cuando la cimentación se calcula con cargas muertas y vivas permanentes, que es la forma usual de cálculo en trabajos de rutina.

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible de pilotes de fricción en suelos friccionantes (Ec. III.139) se deberá utilizar un factor de seguridad de 3 o 4 o más para obtener el valor de trabajo de la fricción lateral (Referencia 22).

Si la capacidad de carga de falla de pilotes se obtiene a partir de pruebas de carga, se podrá aplicar un factor de seguridad de 1.5 a 2. Un grupo de pilotes puede considerarse seguro con respecto a una falla por capacidad de carga si se considera, para la aplicación de la ecuación III.140, un factor de seguridad de 3 (Referencia 12).

La capacidad de carga a la falla en rocas homogéneas se deberá afectar de un factor de seguridad de 3; en caso de tenerse juntas se utilizará un factor de seguridad mayor, no debiendo ser éste menor de 5 en el caso de rocas muy agrietadas (Referencia 22).

III.5.10 EMPUJE DE TIERRAS

III.5.10.1 INTRODUCCION

En muchas obras de Ingeniería se presenta el problema práctico de que -- dos masas de tierra vecinas deben mantenerse a diferente nivel, recurriendo como solución a las estructuras de retención. Entre los casos más comunes de utilización de estas estructuras tenemos:

1. Confinamiento de terraplenes, sea por que no se dispone de espacio para su derrame, como ocurre con frecuencia en zonas urbanas, o porque tales -- derrames resultarían demasiado largos, angostos e inseguros y difíciles de -- construir, como suele suceder en las secciones en balcón sobre laderas de -- pendiente fuerte.

2. Confinamiento de accesos a puentes (Estribos), pasos a desnivel, al-- cantarillas y otras estructuras. Se trata de evitar taludes con derrame im-- portante, sea por no haber espacio para ellos, para no invadir cauces y zo-- nas inconvenientes, o por ahorro en el movimiento de tierras.

3. Retención de masas de tierra inestables en sí mismas; en este caso, -- el elemento de retención se utiliza como solución al problema de inestabili-- dad.

4. En estructuras que requieren sotos o áreas libres bajo el nivel de la superficie del suelo, o en el caso de utilizarse, para las estructuras, -- cajones de cimentación.

La diferencia de niveles del suelo a ambos lados de una estructura de re-- tención produce una presión sobre ésta, conocida como 'Empuje de Tierras', -- de aquí que el conocimiento de dicho empuje sea indispensable para el diseño de las estructuras de retención.

Cabe notar que el empuje de tierras no depende únicamente del tipo de -- suelo que produce el empuje, sino que también es función de las cargas apli-- cadas al suelo situado detrás de la estructura, de las condiciones del agua dentro de ese suelo, de las condiciones de deformación o inclinación de la -- estructura de retención, y de la altura de ésta.

Suelen considerarse dos tipos de estructuras de retención: las rígidas y las flexibles, según su deformabilidad ante el empuje de tierras. El con-- creto y la mampostería dan lugar a estructuras rígidas cuando se disponen en elementos de espesor considerable; son denominados genéricamente 'muros'. -- El nivel de cedencia de los muros ante la presión es bajo, hablando en térmi-- nos relativos. Las estructuras flexibles son aquellas que, por su sección y materiales constitutivos, tienen una alta deformabilidad; son denominadas 'tablaestacas', y suelen ser de acero. En este trabajo se desarrollarán -- los métodos para determinar el empuje de tierras en estructuras rígidas, y -- dentro de éstos los procedimientos que tengan aplicación práctica para el di-- seño de estribos de puentes.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los nive-- les del suelo de sus dos lados se llama 'de retención'. La tierra que pro-- duce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión. --

En la figura III.124 se ilustra la nomenclatura usual en muros de reten-- ción y los principales usos de éstos (Ref. 22).

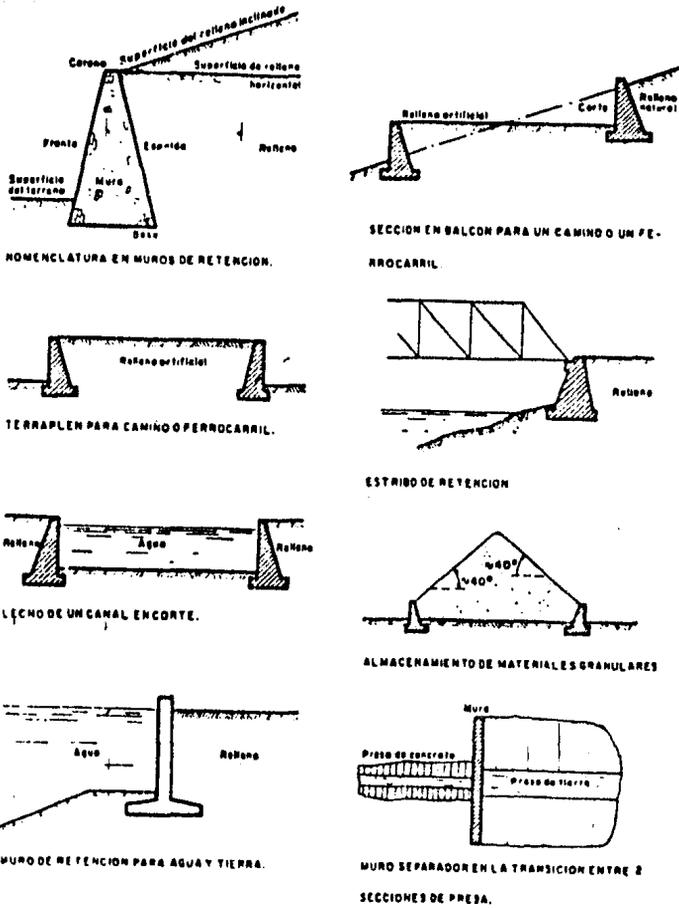


FIGURA III.124. Nomenclatura y usos comunes de muros de retención.

III.5.10.2 METODOS DE CALCULO DE EMPUJES CONTRA MUROS DE RETENCION

Son tres los métodos que se utilizan generalmente para calcular el empuje de tierras: el Método Semiempírico de Terzaghi y los Métodos Teóricos deidos a Rankine y a Coulomb.

El primer método, propuesto por el Dr. Terzaghi, reúne una buena parte de la experiencia anterior con la suya propia para deducir reglas semiempíricas a partir del análisis de la estabilidad de muros de retención que, en general, se habían comportado en forma adecuada. Este método tiene el inconveniente de que esta basado en hipótesis más o menos arbitrarias y no puede aplicarse a todos los casos encontrados en la práctica; algunos de los muros calculados con este método tienen una seguridad exagerada, otros son apenas estables, y ocasionalmente alguno falla o se cae (Ref. 12).

Los dos últimos métodos están basados en las tres hipótesis siguientes:

1. El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento en una distancia - suficiente como para que se alcance a desarrollar toda la resistencia al corte del terraplén o relleno.
2. La presión del agua en los poros del relleno es despreciable.
3. Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

El uso de los dos métodos teóricos se justifica solamente en el caso de que se satisfagan las tres hipótesis mencionadas. Todo muro de retención - que no esté rigidamente soportado en su corona puede ceder lo suficiente como para satisfacer la primera condición. Para que se satisfaga la segunda condición, el sistema de drenaje del relleno debe ser proyectado y construido con el mismo cuidado con que se construye el muro, y para satisfacer la - tercera, el material de relleno o terraplén debe ser seleccionado y estudiado antes de proyectar el muro. Las propiedades físicas del suelo, que para un caso dado consideraremos constantes, que intervienen en el cálculo teórico del empuje son el peso específico, el ángulo de fricción interna y la -- cohesión; las pruebas de laboratorio que se realicen para determinar el valor de estas constantes se harán en muestras representativas del material se leccionado, compactado a la misma densidad que tendrá después de depositado y compactado en el terreno.

Si no se satisfacen las dos últimas condiciones, el muro estará sujeto a acciones y fuerzas fuera del alcance de las teorías del empuje de tierras. - Si el relleno se coloca en estado suelto, o no es drenado en forma adecuada, sus propiedades cambian con cada estación, y durante el curso de cada año pasa por estados de saturación parcial o total, alternados con estados de drenaje o desecación parcial. Todos estos procesos causan cambios cíclicos en el valor del empuje, cuyo valor máximo es mayor que el derivado de Rankine o Coulomb.

Aún considerando lo anterior, en obras comunes, como son los muros de retención para ferrocarriles y caminos, sería antieconómico e impracticable - eliminar las variaciones cíclicas anuales del empuje ajustando su proyecto y construcción a las condiciones que requiere la teoría. Así, por razones de economía dichos muros se proyectan con el Método Semiempírico de Terzaghi - (Ref. 12). Si por el contrario, un muro de retención constituye la parte - más importante de una obra grande, o si la altura del muro excede de unos 7 metros (Ref. 22), suele ser más económico determinar las propiedades del relleno, utilizar procedimientos adecuados de construcción que aseguren los requerimientos teóricos necesarios, y calcular el muro para resistir sólo el - valor teórico del empuje, cuya magnitud es menor que el que resulta del método semiempírico.

Con las consideraciones anteriores se puede definir si, en la determinación de los empujes, se utiliza un método teórico o el método semiempírico - de Terzaghi. Para la elección entre un método teórico u otro, será necesario considerar las hipótesis en que se basa cada uno de ellos, aparte de las ya comentadas; esto se tiene en los siguientes subincisos, en los que se desarrollan los tres métodos citados para valuar el empuje de tierras.

III.5.10.2.a METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

Este método fué desarrollado por Terzaghi para proporcionar una herramienu

ta para trabajos de rutina, tales como los muros de retención que normalmente se construyen a lo largo de las vías terrestres. Seguramente proporciona una estimación conservadora de los empujes, pero aún así constituye, --- quizá, el método más seguro para la valuación de empujes contra estructuras de retención, con tal que éstas caigan dentro del campo de aplicabilidad del método, restringido a muros de unos 7.0 m de altura como máximo.

El primer paso para la aplicación del método estriba en encasillar el material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes -- cinco tipos:

- I. Suelo granular grueso, sin finos.
- II. Suelo granular grueso, con finos limosos.
- III. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo - que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

En general, los tipos de suelo IV y V no son deseables como suelo de relleno, debiendo ser evitados siempre que sea posible; en particular, el tipo V debe considerarse absolutamente rechazable cuando haya riesgo de que pueda entrar agua a los huecos entre los fragmentos de arcilla, provocando su expansión y el correspondiente aumento de las presiones sobre el muro.

Si por alguna razón que siempre procurará evitarse, el muro fuera a proyectarse antes de conocer el material a usar como relleno, deberá realizarse el proyecto sobre las bases más desfavorables.

El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de cargas.

- 1o. La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
- 2o. La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- 3o. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobre carga uniformemente repartida.
- 4o. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobre carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso de los arriba mencionados, el problema puede resolverse aplicando las expresiones:

$$E_H = \frac{1}{2} k_h H^2 \quad \text{EC. III.149}$$

$$E_V = \frac{1}{2} k_v H^2 \quad \text{EC. III.150}$$

que proporcionan las componentes horizontal y vertical del empuje actuante - en el plano que pasa por el punto extremo inferior del muro, en el lado del relleno (Fig. III.125).

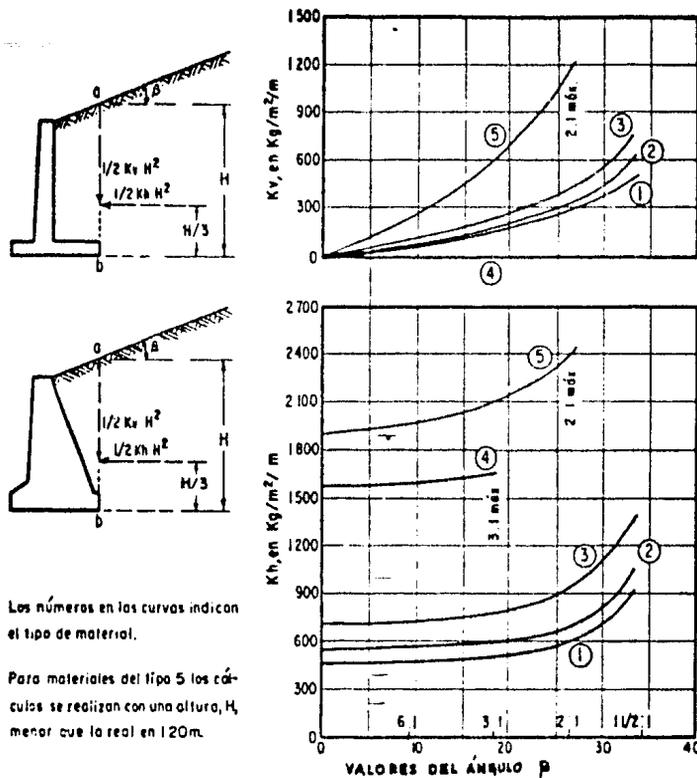


FIGURA III.125. Gráficas para determinar el empuje sobre muros con relleno de superficie plana, según Terzaghi.

En la misma figura III.125 se muestran gráficas que permiten obtener los valores de K_H y K_V , necesarios para la aplicación de las fórmulas anteriores, en función de la inclinación de la superficie del relleno y del tipo de material con que haya de trabajarse. Deberá notarse en la figura citada el criterio empleado para medir la altura H.

Las expresiones y gráficas anteriores proporcionan el valor del empuje - por metro lineal de muro. El empuje deberá aplicarse a la altura $H/3$, contada del paño inferior del muro.

En el caso de trabajar con relleno del tipo V, el valor de H considerado en los cálculos debe reducirse en 1.20 m respecto al usual y el empuje obtenido debe considerarse aplicado a la altura:

$$d' = \frac{1}{3} (H - 1.20) \tag{EC. III.151}$$

contada a partir del nivel inferior del muro.

Cuando el relleno tiene superficie inclinada hasta una cierta altura y - después se hace horizontal, (caso 2o. de los arriba considerados), los valo-

res de K_h y K_v deberán obtenerse de las gráficas de la figura III.126. En la misma figura se muestran las convenciones a que deberán ajustarse las mediciones de las alturas usadas, los puntos y planos de aplicación del empuje, etc.. La altura del punto de aplicación se toma a $1/3 H$ encima de la base, sin considerar la reducción de altura.

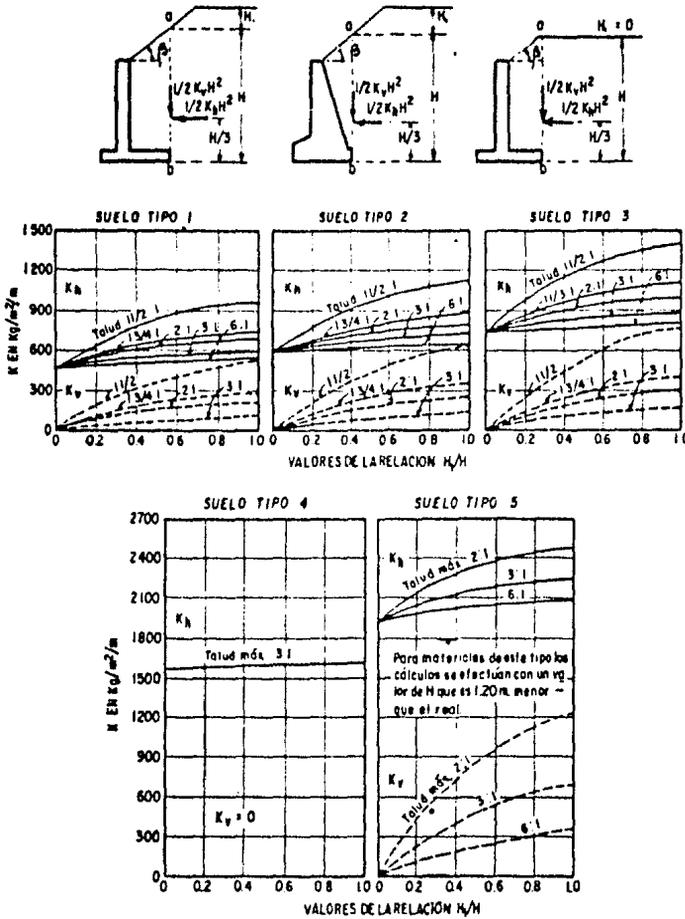


FIGURA III.126. Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate, según Terzaghi.

Cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecarga uniformemente distribuida (caso 3o. de los antes citados), la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = C \cdot q$$

donde 'q' es el valor de la sobrecarga uniformemente repartida, en las unidades apropiadas. El valor de 'C' se escogerá de la tabla III.47.

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

TABLA III.47. Valores del coeficiente 'C'.

Si la superficie del relleno horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona y uniforme (4o. caso de los arriba mencionados), se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale:

$$P = Cq'$$

EC. III.153

donde q' es el valor de la carga uniforme y 'C' se obtiene, al igual que antes, de la tabla III.47. El punto de aplicación de 'P' puede obtenerse con la construcción mostrada en la figura III.127. Si al trazar la línea a 40° el punto de aplicación resulta bajo la base del muro, el efecto de q' podrá desprejarse. La carga q' produce también una presión vertical sobre la losa de cimentación del muro cuyo efecto podrá calcularse (fig. III.127) considerando una influencia a 60° a partir de q', uniforme en todo el tramo 'ab' y de magnitud q'/ab, considerando en los cálculos sólo la parte de tal presión que afecte a la losa de cimentación (tramo a'b').

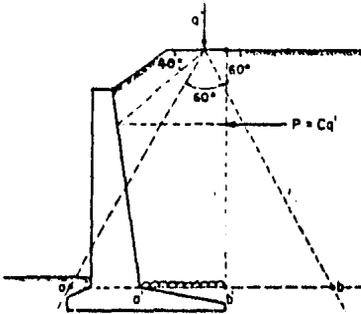


FIGURA III.127. Método para calcular la influencia de una sobrecarga lineal, según Terzaghi.

Los métodos arriba descritos se refieren a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción, y la adherencia entre suelo y muro está dirigida hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Si el muro descansa en terreno blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical del empuje llegue a invertirse. Esto aumenta el empuje considerablemente, por lo que Terzaghi recomienda que, en este caso, los valores obtenidos de las gráficas anteriores, se incrementen sistemáticamente en un 50%.

Los empujes calculados con el método semiempírico de Terzaghi incluyen el efecto de las presiones de filtración y de las variaciones que, con el tiempo, pueden originarse en las condiciones del terraplén, ya que están basados en la experiencia derivada de muros de retención en los cuales las precauciones para el drenaje tenían las imperfecciones corrientes. No obstante, y a pesar de estas circunstancias, se deben proyectar buenas instalaciones de drenaje, para poder garantizar que no se generarán presiones hidrostáticas contra el muro, y reducir el efecto de las heladas (Ref. 12).

III.5.10.2.b METODOS TEORICOS

III.5.10.2.b.1 TEORIA DE RANKINE

La teoría de Rankine se basa en las hipótesis mencionadas anteriormente y en las siguientes consideraciones: cuando la superficie del relleno es horizontal y el respaldo del muro es vertical se acepta la hipótesis de que el muro es 'liso', o sea, que el coeficiente de fricción entre él y el suelo de relleno (δ) es nulo; con esto, el empuje resultante es horizontal. Cuando la superficie del relleno es un plano inclinado un ángulo α con la horizontal, ha de admitirse que el muro es rugoso con un coeficiente de fricción tal que las presiones resultantes sobre el respaldo vertical resulten inclinadas el mismo ángulo β .

La hipótesis de que $\delta = 0$ conduce a presiones de tierra algo mayores que las que se obtienen tomando en cuenta la fricción entre el muro y el suelo, por lo que el cálculo resulta conservador. Debe notarse, sin embargo, que al analizar la estabilidad del muro por capacidad de carga se debe suponer la presión con su oblicuidad resultante de la fricción que se pueda desarrollar entre el muro y el suelo, pues el efecto del muro sobre su terreno de cimentación es mayor cuanto más oblicuo resulte el empuje del relleno sobre el propio muro.

* Estados 'plásticos' de equilibrio.

Considérese un elemento de suelo de altura 'dz' situado a una profundidad 'z' en el interior de una masa de suelo 'en reposo' (es decir, sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural); la frontera de la masa de suelo será horizontal (fig. III.128). En estas condiciones, la presión vertical actuante sobre la estructura del elemento es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad:

$$p_v = \gamma \cdot z$$

EC. III.154

donde ' γ ' es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el suelo.

El elemento se puede deformar verticalmente por efecto de la presión vertical, pero no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga. El suelo está en un estado de 'equilibrio elástico'.

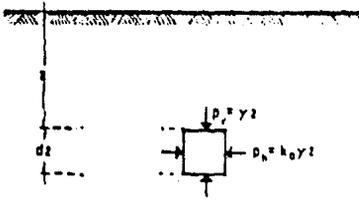


FIGURA III.128. Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo 'en reposo'.

Bajo la presión vertical actuante, el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal 'Ph' que, como se indicó al tratar la distribución de esfuerzos en el inciso de 'Asentamientos', se considera directamente proporcional a 'pv':

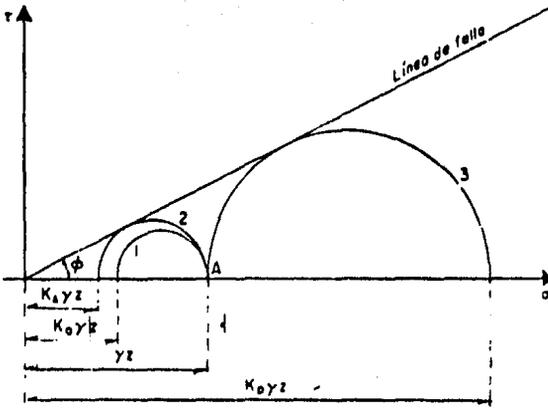
$$P_h = K_0 \gamma z$$

EC. III.155

La magnitud del Coeficiente de Presión de Tierras en Reposo, K_0 , depende, en el caso de arenas, de su densidad relativa y del proceso de formación del depósito. Si este proceso no involucró la compactación artificial por apisonado, K_0 tiene valores cercanos a 0.50 para arenas sueltas y a 0.40 para arenas densas; el apisonado en capas puede aumentar dichos valores hasta 0.80 (Ref. 12). En el caso de las arcillas K_0 depende de su historia previa de esfuerzos; así, para arcillas normalmente consolidadas, blandas, tiene un valor de 0.6, y de 0.5 para arcillas duras (Ref. 16); para arcillas sobreconsolidadas por desecación K_0 puede llegar a valer 1.0 (Ref. 17). En las tablas III.36 y III.38 se consignan algunos valores de K_0 .

Si se representa en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descritos para el elemento mencionado se obtendrán los círculos 1 (Fig. III.129a, b y c), que evidentemente no son de falla. En las figuras citadas se agrupan los diagramas de Mohr correspondientes al análisis de elementos de suelos de distintos tipos: para suelos 'friccionantes' fig. III.129a, para suelos 'cohesivos' fig. III.129b, y para suelos con 'cohesión y fricción' fig. III.129c. La exposición que aquí se hará en referencia a los círculos de Mohr, según su número, es en general y se aplica a los tres tipos de suelos.

A partir de las condiciones de esfuerzo en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico, manteniendo constante la presión vertical. En el primer camino se permite que el elemento se deforme lateralmente, por disminución de la presión horizontal, hasta el valor mínimo compatible con el equilibrio; este nuevo estado de esfuerzos se representa con el círculo 2 y corresponde al estado 'plástico' activo, en el cual las presiones valen lo indicado, para cada tipo de suelo, en la figura III.129; nótese que en este caso la presión horizontal corresponde al esfuerzo principal menor (p_3) ya que, por hipótesis, el esfuerzo principal mayor (p_1) correspondiente es γz . El segundo camino para llevar a la falla al elemento en estudio consistirá en tomar al esfuerzo γz como el principal menor, aumentando por consiguiente, ahora, la presión horizontal a un valor tal que hace que el nuevo círculo de esfuerzos (círculo 3) resulte tangente a la envolvente horizontal de falla; en este momento se tiene el estado 'plástico' pasivo y las presiones alcanzan los valores indicados en la figu-



En el estado plástico activo (c. 2):
presión horizontal:

$$P_h = K_A \gamma z = \frac{\gamma z}{N \phi} = P_3 \quad \text{EC.III.156}$$

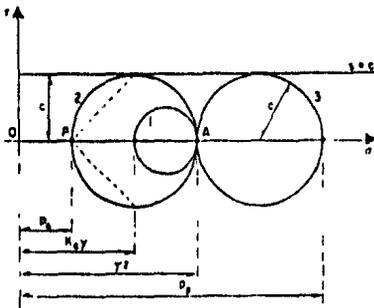
presión vertical: $P_v = \gamma z = P_1$

En el estado plástico pasivo (c. 3):
presión horizontal:

$$P_h = K_p \gamma z = \gamma z N \phi = P_1 \quad \text{EC.III.157}$$

presión vertical: $P_v = \gamma z = P_3$

a) Suelos 'friccionantes'.



En el estado plástico activo (círculo 2):
presión horizontal:

$$P_h = \gamma z - 2c = P_3 \quad \text{EC.III.158}$$

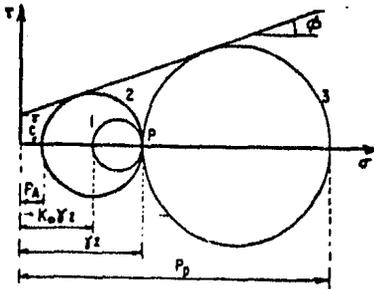
presión vertical: $P_v = \gamma z = P_1$

En el estado plástico pasivo (círculo 3):
presión horizontal:

$$P_h = \gamma z + 2c = P_1 \quad \text{EC.III.159}$$

presión vertical: $P_v = \gamma z = P_3$

b) Suelos 'cohesivos'.



La relación entre el esfuerzo principal -
máximo y mínimo está dada por:

$$P_1 = P_3 N \phi + 2c \sqrt{N \phi}$$

En el estado plástico activo (círculo 2):

$$P_v = P_1 = \gamma z \quad \text{y} \quad P_h = P_3 \quad \text{así:}$$

presión horizontal:

$$P_h = \frac{P_v}{N \phi} - \frac{2c}{\sqrt{N \phi}} = \frac{\gamma z}{N \phi} - \frac{2c}{\sqrt{N \phi}} = P_3 \quad \text{EC.III.160}$$

En el estado plástico pasivo (círculo 3):

$$P_v = P_3 = \gamma z \quad \text{y} \quad P_h = P_1 \quad \text{así:}$$

presión horizontal:

$$P_h = P_3 N \phi + 2c \sqrt{N \phi} = \gamma z N \phi + 2c \sqrt{N \phi} = P_1 \quad \text{EC.III.161}$$

c) Suelos con 'cohesión y fricción'.

FIGURA III.129. Estados plásticos en el Diagrama de Mohr .

ra III.129. Los valores de las presiones actuantes indicadas en la parte - derecha de la figura III.129, para cada tipo de suelo, fueron obtenidas a - partir de los mismos diagramas de Mohr o de la relación entre esfuerzos prin- cipales.

De acuerdo con Rankine, se dirá que un suelo está en 'estado plástico'- cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado, obteniéndose así los dos estados plásticos citados: el Activo y el Pasivo.

Las dos posibilidades anteriores son las únicas de interés práctico para llegar a estados de falla a partir del de reposo, puesto que repetan el va- lor de γz de la presión vertical, que es una condición natural del problema, por lo menos en un primer análisis simplificado.

En el caso de suelos 'friccionantes' (fig.III.129a), en el estado plásti- co activo, el esfuerzo principal menor p_3 está dado por $K_A \gamma z$, donde K_A se denomina 'Coeficiente de Presión Activa de Tierras', definido por:

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{EC.III.162}$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna de la arena. En el estado plásti- co pasivo, el esfuerzo principal mayor p_1 está dado por $K_P \gamma z$, donde K_P reci- be el nombre de 'Coeficiente de Presión Pasiva de Tierras', expresado por la ecuación:

$$K_P = N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad \text{EC.III.163}$$

La cantidad $N\phi$ es conocida como el 'valor de fluencia'. Sólo para el - caso de suelos 'friccionantes' están definidos K_A y K_P .

Los dos casos de estados anteriores, el activo y el pasivo, parecen tener una correspondencia con la realidad ingenieril que los hace de interés - práctico: considerese un muro cuyo relleno se supone originalmente 'en repo- so'. Dicho muro podrá físicamente ser llevado a la falla de dos maneras. - Una por empuje del relleno, cediendo la estructura hacia su frente; otra, - por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

Rankine pensó que, bajo el empuje del relleno, el muro cede y se despla- za, disminuyendo la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al 'reposo'; esto haría que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes generados. Si el muro - cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, va- lor mínimo que no puede disminuirse aún cuando el muro ceda más a partir del instante de su aparición.

Así, podría razonarse que con tal de proyectar un muro para resistir la presión activa, se garantizaría su estabilidad, siempre y cuando el muro pu- diera ceder lo suficiente como para que se desarrolle, en última instancia, dicha presión activa.

Análogamente se podrá razonar para el caso en que el muro se desplace - hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva, en cuyo caso podrá diseñarse la estructura

contando con la máxima resistencia del suelo.

Si las expresiones obtenidas dentro de la Teoría de Rankine para la determinación de las presiones en reposo, activas y pasivas (ecuaciones III.-155 a III.161) se integran a lo largo de la altura 'H' de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes. El procedimiento implica la suposición de que el muro se ha deformado lo necesario para que se desarrollen los estados plásticos respectivos. En los siguientes subincisos se incluyen las expresiones que definen esos empujes totales, para distintos tipos de suelos. El empuje resultante estará dado por unidad de longitud de muro.

III.5.10.2.b.1.1 EXPRESIONES PARA EL CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO. TEORIA DE RANKINE

El empuje resultante de tierras en reposo para un suelo seco se obtiene de la integración de la ecuación III.155, obteniendo:

$$\pm_0 = \frac{k_0 \gamma H^2}{2} \quad \text{EC.III.164}$$

Dado que la distribución de presiones se considera lineal en la Teoría de Rankine, se sigue que el punto de aplicación del empuje total está a un tercio de la altura del muro, contado a partir de la base, ya que a esa altura se encuentra el centroide del área total de presiones.

Y si el suelo está saturado, el empuje total será:

$$\pm_0 = \frac{k_0 \gamma' H^2}{2} + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \text{EC.III.165}$$

donde γ' es el peso específico sumergido del suelo y γ_w el peso específico del agua. El punto de aplicación del empuje total continua siendo a un tercio de la altura del muro, a partir de su base. Las ecuaciones anteriores son válidas para muros de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal.

III.5.10.2.b.1.2 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS 'FRICCIONANTES'. EXPRESIONES DE CALCULO

Para un muro de respaldo vertical y relleno seco de superficie horizontal, el empuje total Activo esta dado por la integral de la ecuación III.-156, obteniendo:

$$\pm_A = \frac{1}{2} k_A \gamma H^2 \quad \text{EC.III.166}$$

Y para el estado plástico Pasivo, por la integral de la ecuación III.-157:

$$\pm P = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{EC. III.167}$$

Los valores de K_A y K_p están definidos en las ecuaciones III.161 y III.162 respectivamente.

El punto de aplicación de ambas fuerzas está a un tercio de la altura - del muro contado a partir de la base, y ambas fuerzas son horizontales.

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, los empujes resultantes son:

Para el empuje activo:

$$\pm P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] = \frac{1}{2} K_{Ap} \gamma H^2 \quad \text{EC. III.168}$$

Y para el empuje pasivo:

$$\pm P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] = \frac{1}{2} K_{pp} \gamma H^2 \quad \text{EC. III.169}$$

En vista de que las distribuciones de presión también son lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un tercio de la altura del muro, a partir de su base.

Nótese que el valor máximo posible de β es ϕ , si ha de haber equilibrio en la superficie del relleno.

Si una sobrecarga uniformemente distribuida 'q' actúa en la superficie - horizontal del relleno, como se muestra en la figura III.130a, produce un empuje adicional en el muro dado por:

$$\text{En el caso activo:} \quad \Delta P_h = K_A q H \quad \text{EC. III.170}$$

$$\text{En el caso pasivo:} \quad \Delta P_h = K_p q H \quad \text{EC. III.171}$$

Estos incrementos de empuje están aplicados en $H/2$. Nótese, por el hecho anterior, que el empuje total, en módulo, sobre un muro de retención es igual, por ejemplo, a la suma de las ecuaciones III.166 y III.170, pero están aplicados esos empujes a distintas alturas, que deberán ser consideradas en el análisis de la estabilidad del muro.

Si una parte del relleno de superficie horizontal está en condición sumergida, el empuje horizontal se verá incrementado por la presencia del agua (Fig. III.130), ya que aunque una parte del suelo está sumergida y disminuya el valor de γ (peso específico del suelo) a γ' (peso específico sumergido), hay que aumentar el empuje originado por el agua. Considerando la notación de la figura III.130, los empujes totales resultan:

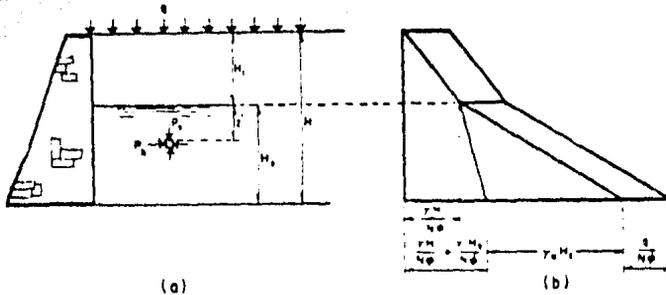


FIGURA III.130. Presiones activas de un relleno arenoso parcialmente sumergido y sujeto a una sobrecarga uniformemente distribuida.

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 + K_A \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} K_A \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad \text{EC. III.172}$$

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H_1^2 + K_P \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} K_P \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad \text{EC. III.173}$$

En lo anterior se considera que los ángulos de fricción interna de la arena seca y de la arena sumergida son iguales.

Las ecuaciones III.172 y III.173 nos proporcionan el valor total del empuje, y para el análisis de la estabilidad del muro se deberá localizar su punto de aplicación pasando por el centro de gravedad del diagrama de presiones.

Para la determinación de las expresiones anteriores para valuar el empuje de tierras se ha considerado que el respaldo del muro es vertical; si el respaldo del muro es inclinado se supone que el empuje de tierras actúa contra un plano vertical que pasa por la arista posterior de la base del muro, como se indica en la figura III.131. En este caso el peso de la cuña de tierra situada entre el plano vertical y el respaldo del muro se suma vectorialmente a la resultante E_A . Si se tiene un muro con respaldo inclinado y la superficie del relleno también es inclinada, la solución anterior también es válida (Ref. 16).

III.5.10.2.b.1.3 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS 'COHESIVOS'. EXPRESIONES DE CALCULO

La determinación de los empujes ocasionados por este tipo de suelo sobre muros de respaldo vertical y relleno seco de superficie horizontal, se realiza mediante la integración de las ecuaciones III.158 y III.159, resultando:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \text{EC. III.174}$$

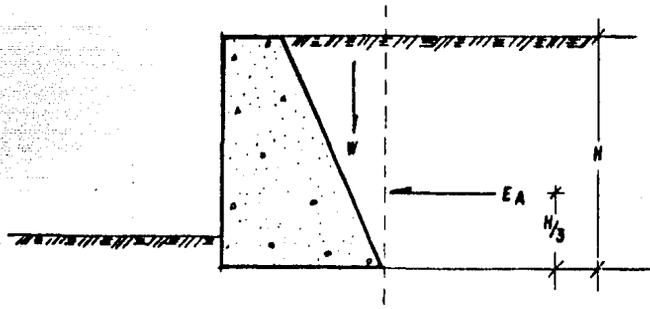


FIGURA III.131. Empuje en muros con respaldo inclinado con relleno no cohesivo.

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

EC. III.175

Donde 'c' es la 'cohesión' del material de relleno. Estos empujes son horizontales y pasan por el centroide del área de presiones (fig. III.132).- E_A está aplicado en el tercio inferior del triángulo de compresión (fig. III.132a) y E_P en el centroide del trapecio de la figura III.132b.

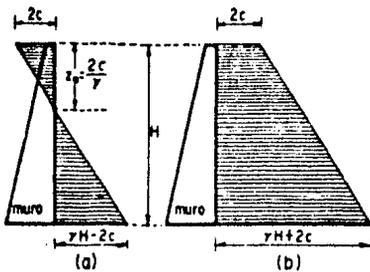


FIGURA III.132. Distribución teórica de la presión activa (a) y pasiva (b) en suelos puramente 'cohesivos'.

Observando la ecuación III.158 se nota que teóricamente la distribución de la presión del relleno es lineal, con una zona superior trabajando a tensión y una inferior a compresión, siendo el valor de la tensión en la superficie del relleno de $2c$, extendiéndose la zona de tensiones hasta la profundidad caracterizada por $P_h = 0$, siendo ésta:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma}$$

EC. III.176

Como al suelo no se le supone capacidad para trabajar a la tensión, debe admitirse que, en el caso del estado activo, se desarrollarán grietas verticales, cuya profundidad está dada por la ecuación III.176; de aquí se justifica que el punto de aplicación de E_A sea el tercio inferior del triángulo de compresión y no $H/3$.

Si en la ecuación III.174 se considera la condición $E_A = 0$ se puede determinar la máxima altura teórica, a que puede llegarse en un corte vertical de material 'cohesivo', sin soporte y sin derrumbe, obteniendo:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

EC. III.177

donde 'Hc' suele denominarse altura crítica del material cohesivo. La ecuación anterior proporciona valores un poco altos de la altura real, por lo que, al ser usada en la práctica, deberá afectarse por un factor de seguridad de 2, como mínimo (Ref. 22).

Para la aplicación de las expresiones anteriores (ecuaciones III.174 a - III.177) es necesario tener presente que la 'cohesión' de las arcillas no existe como una propiedad intrínseca, sino que es circunstancial y está expuesta a cambiar con el tiempo, ya sea por que la arcilla se consolide o por que se expanda por absorción de agua. La variación con el tiempo de este parámetro es difícil de prever y generalmente tendiente a disminuir su valor inicial. Por esto no es aconsejable el uso práctico de las ecuaciones presentadas en esta sección para el cálculo de empujes.

III.5.10.2.b.1.4 TEORIA DE RANKINE EN SUELOS CON 'COHESION Y FRICCION' EX - PRESIONES DE CALCULO

Los empujes producidos por un relleno seco de superficie horizontal sobre un muro de respaldo vertical se obtienen de la integración de las ecuaciones III.160 y III.161, resultando:

$$\pm A = \frac{1}{2N\phi} \mu H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H \quad \text{EC. III.178}$$

$$\pm P = \frac{1}{2} N\phi \mu H^2 + 2c\sqrt{N\phi} H \quad \text{EC. III.179}$$

Las líneas de acción son horizontales teóricamente y pasan a través del centroide del área total de presiones, de manera semejante que en el inciso anterior, ya que en este caso también se considera lineal la distribución de presiones.

En el estado activo, al igual que en los suelos puramente cohesivos, hay una zona del diagrama de presiones que corresponde a un estado de tensión. - La profundidad a que llega esta zona, a partir de la corona del muro, se obtiene considerando $P_h = 0$ en la ecuación II.160, obteniendo:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\phi} \quad \text{EC. III.180}$$

La altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo en -- corte vertical puede calcularse también con el criterio $E_A = 0$; de la ecuación III.178:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} \quad \text{EC. III.181}$$

También para el uso práctico de la ecuación III.181 se deberá usar un factor de seguridad de 2, como mínimo.

III.5.10.2.b.2 TEORIA DE COULOMB

Como el respaldo de los muros de retención reales son siempre más o menos rugosos, las condiciones de borde para la validez de la Teoría de Rankine raramente son satisfechas, de modo que los cálculos basados en dicha teoría encierran generalmente un cierto error, que puede evitarse utilizando la Teoría de Coulomb. El método de Coulomb puede ser adaptado a cualquier condición de borde (a cualquier inclinación del respaldo del muro y de la superficie del relleno); su único inconveniente consiste en la necesidad de efectuar una simplificación respecto a la forma de la superficie de falla. El error producido por esta hipótesis simplificativa es, sin embargo, generalmente pequeño, comparado con el que resulta utilizando la Teoría de Rankine. Cuando las condiciones de borde son las mismas que se requieren para satisfacer la teoría de Rankine, ambas teorías dan valores idénticos (Ref. 12).

III.5.10.2.b.2.1 TEORIA DE COULOMB EN SUELOS 'FRICCIONANTES'

En esta teoría se considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla dentro del relleno, a la que se supone plana (Fig. - III.133).

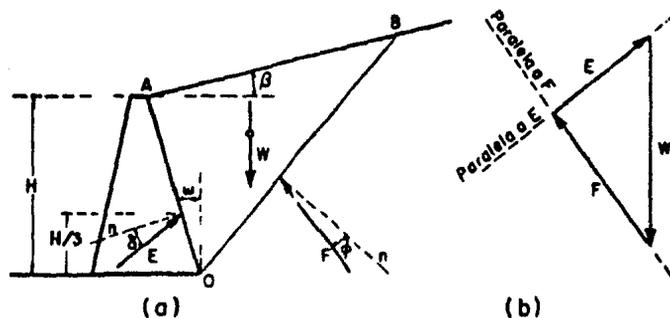


FIGURA III.133. Mecanismo de empuje de suelos 'friccionantes', según Coulomb.

La cuña OAB tiende a deslizarse bajo el efecto de su peso y por esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB. Suponiendo que las resistencias friccionantes se desarrollan por completo, las fuerzas E_A y F resultan inclinadas respecto a las normales correspondientes los ángulos δ y ϕ , de fricción entre muro y relleno y entre suelo y suelo respectivamente. El valor numérico de δ evidentemente está acotado, de modo que $0 \leq \delta \leq \phi$. En efecto, $\delta = 0$ corresponde al muro liso y es inconcebible un valor menor para un ángulo de fricción. Por otra parte, si $\delta > \phi$, lo cual en principio es posible, la

falla se presentaría en la inmediata vecindad del respaldo del muro, pero entre suelo y suelo; este caso es prácticamente igual a que el deslizamiento ocurriese entre muro y suelo, por lo que el máximo valor práctico que puede tomarse en cuenta para δ es precisamente ϕ . En la práctica el valor de δ puede tomarse entre $1/2 \phi$ y $2/3 \phi$ para superficies lisas de concreto, e igual a ϕ para piedra rugosa (Ref. 16).

Considerando el equilibrio de la cuña se ve que el polígono dinámico -- constituido por W, F y E debe cerrarse. Como W es conocido en dirección y magnitud y se conocen previamente las direcciones de E y F, dicho dinámico puede construirse para una cuña dada. Así puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro. Es claro que no hay ninguna razón para que la cuña escogida sea la que produce el empuje máximo. Se ve, así, que el método de trabajo que se propone tiene que desembocar en un procedimiento de tanteos, dibujando diferentes cuñas, calculando el empuje correspondiente a cada una y llegando así a una aproximación razonable para el valor máximo, producido por la cuña 'crítica'.

Debe notarse que si el plano de falla escogido coincide con el respaldo del muro, el empuje correspondiente a esa cuña será, evidentemente, nulo y si el plano de falla se escoge formando un ángulo ϕ con la horizontal el empuje también es nulo; en efecto, en este caso (ver fig. III.133) la fuerza F resulta vertical hacia arriba; siendo W vertical hacia abajo, la única posibilidad de equilibrio será $W = F$ y $E = 0$. Para cuñas con plano situado entre esas dos posiciones extremas, el empuje sobre el muro no es cero, luego debe existir un máximo, que resulta así geoméricamente acotado. Ese máximo es el que ha de aproximarse por el método de tanteos arriba descrito.

Con base en las hipótesis de Coulomb, se obtuvo una ecuación que permite obtener el valor del empuje máximo para el caso de un relleno 'friccionante' limitado por un plano, aunque sea inclinado y de un muro de respaldo plano. Esta ecuación es (Ref. 22):

$$E_A = \frac{1}{2} \rho H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} = \frac{1}{2} \rho H^2 K \quad \text{EC. III.182}$$

donde:

E_A = Empuje activo máximo, según la Teoría de Coulomb.

ϕ = Angulo de fricción interna de la arena.

ω = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

β = Angulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Y las demás literales tienen el significado conocido.

Historicamente Coulomb no consideró el estado pasivo de esfuerzos, pero de aplicar sus hipótesis se obtuvo (Ref. 22):

$$E_P = \frac{1}{2} \rho H^2 \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{EC. III.183}$$

donde todas las literales son conocidas.

Si el ángulo δ es grande, la superficie de deslizamiento real se apar-

ta mucho del plano supuesto en la Teoría de Coulomb y ésta conduce a errores de importancia, fuera de la seguridad, en la determinación del empuje pasivo, por lo que el método de Coulomb no debe ser utilizado (Ref. 12). Se considera grande el valor de δ si tiene valores mayores de $\phi/3$. En el caso del empuje activo la influencia del valor del ángulo δ es mucho más pequeña y suele ignorarse en la práctica.

Para la determinación del punto de aplicación del empuje Terzaghi ha propuesto una construcción aproximada, con suficiente precisión en la práctica, según la cual basta trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica, una paralela a la superficie de falla, cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado. Si se consideran muros con respaldo vertical y relleno con superficie horizontal, el empuje resultante estará aplicado a la altura $H/3$, a partir de la base del muro. La inclinación del empuje esta dada por δ , tal como se indica en la figura III.133.

En el caso de actuar sobre la superficie del relleno, ya sea inclinada u horizontal, una sobrecarga uniformemente repartida 'q', será necesario, para tomarla en cuenta, transformarla en un colchón de tierra equivalente. Si γ es el peso específico del suelo, la altura del colchón equivalente será $h_s = q/\gamma$ y el diagrama de presiones será, en este caso, trapecial. Y el empuje total vale:

$$E = \gamma (h_s H + \frac{1}{2} H^2) K \quad \text{EC. III.184}$$

donde K tiene el sentido que se desprende de la ecuación III.182. El empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones.

Si un muro de retención vertical soporta un relleno seco no cohesivo de superficie horizontal, es sencillo obtener el valor del empuje activo por medio de gráficas preparadas para este caso. En la figura III.134 se tienen dos gráficas de esta naturaleza (Ref. 12).

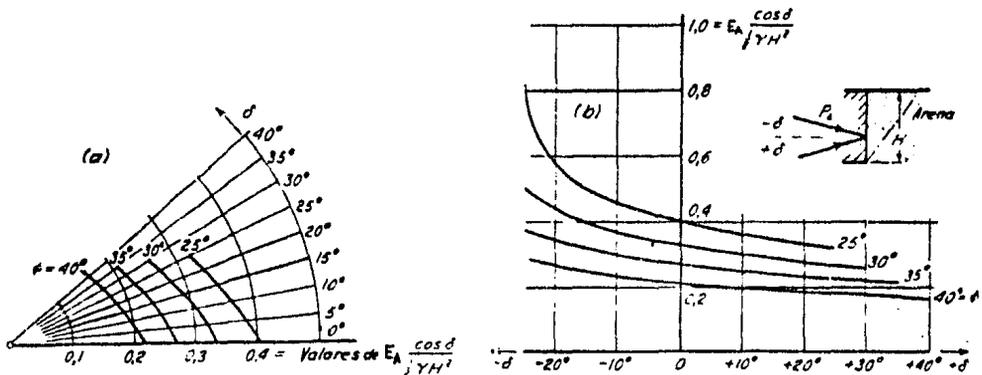


FIGURA III.134. Dos tipos de gráficas para obtener los coeficientes para el cálculo del empuje activo.

Entrando a las gráficas de la figura III.134 con los valores de ϕ y de δ , obtenemos el valor de la relación $E_A \left[\frac{\cos \delta}{\frac{1}{2} \rho H} \right]$, de donde podemos obtener E_A .

A continuación se reseña un método gráfico debido a Culmann para la obtención del empuje máximo, obviando el método de tanteos descrito más arriba.

* METODO GRAFICO DE CULMANN

Este método permite obtener fácilmente el valor del empuje ejercido contra un muro por un relleno arenoso. El método es general y se aplica a relleno de cualquier forma, siendo especialmente útil en el caso de que el respaldo del muro sea quebrado; la descripción del método se refiere a la figura III.135 (Ref. 22).

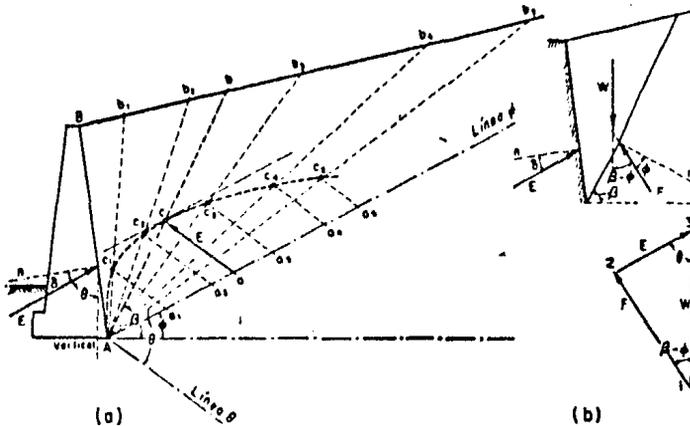


FIGURA III.135. Método gráfico de Culmann .

El método consiste en lo siguiente: por el punto A, de la base del muro, trácese dos líneas, la ' ϕ ' y la ' θ '; la primera a un ángulo ϕ con la horizontal y la segunda a un ángulo θ con la anterior. El ángulo θ y su obtención son los mostrados en la figura III.135.

A continuación, escójense diferentes planos hipotéticos de deslizamiento, Ab_1, Ab_2, \dots etc. El peso de estas cuñas de deslizamiento podrá calcularse multiplicando su área por el peso específico, ρ , de la arena que constituye el relleno (recuérdese que se considera una dimensión unitaria en la dirección normal al plano del papel). A una escala de fuerzas conveniente, estos pesos podrán llevarse, a partir de A sobre la 'línea ϕ '; así se obtienen los puntos a_1, a_2, \dots etc.

Por estos últimos puntos trácese ahora paralelas a la 'línea θ ', hasta cortar en los puntos c_1, c_2, \dots etc. a los respectivos planos de falla de las cuñas. Los segmentos a_1c_1, a_2c_2, \dots etc. representan, a la escala de fuerzas antes usada, los empujes que produce cada una de las cuñas arbitrariamente escogidas. En efecto, como el triángulo Aa_3c_3 (fig. III.135a) es semejante al triángulo de fuerzas 123 de la figura III.135b y Aa_3 es proporcional al peso de la cuña, W , por construcción, la distancia a_3c_3 es igual,

en la escala de fuerzas escogidas al empuje E correspondiente al plano de deslizamiento Ab_3 .

Debe ahora trazarse una línea que contenga a todos los puntos 'c' obtenidos según se vió. Esta es la línea de empujes o línea de Culmann. Una paralela a la línea ϕ , tangente a la línea de Culmann, permite calcular el empuje máximo como el segmento 'ac', interpretado a la misma escala de fuerzas usada y siendo 'c' el punto de tangencia resultante sobre la línea de --- Culmann. La línea 'Ac', prolongada hasta 'b', proporciona el plano de deslizamiento más crítico, ligado al máximo empuje.

El método de Culmann permite también llegar al empuje máximo producido por la combinación de un relleno 'friccionante' y una sobrecarga lineal de intensidad q' unidades de fuerza por unidad de longitud (fig. III.136).

El procedimiento a seguir es totalmente análogo al arriba descrito, con la diferencia de que a la derecha del plano Ab_3 definido por la posición de q' , debe llevarse sobre la línea ϕ no sólo el peso de la cuña deslizante, -- sino, sumado, el valor de q' a la misma escala de fuerzas usada. Precisamente en la línea Ab_3 la curva de Culmann deberá presentar una discontinuidad por efecto de la sobrecarga.

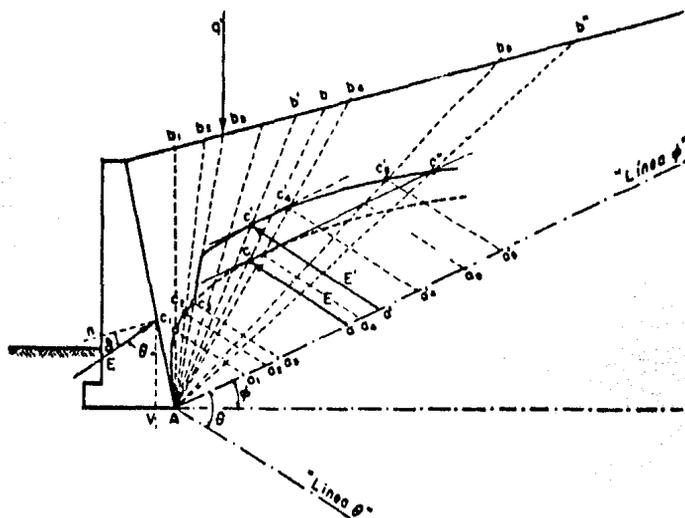


FIGURA III.136. Método de Culmann cuando existe una sobrecarga lineal.

El empuje E' , dado por el segmento 'a'c' es el máximo considerando la sobrecarga, mientras que el segmento 'ac' sería el empuje máximo (E), si no hubiese sobrecarga. Se sigue que si la sobrecarga estuviese situada a la derecha de b'' ya no ejercería efecto, pues en tal caso el empuje sería igual al máximo obtenido con la línea de Culmann punteada; desde luego la línea 'cc'' se ha trazado paralela a la línea ϕ .

El punto de aplicación del empuje máximo puede obtenerse también gráficamente y con suficiente aproximación siguiendo las reglas que se detallan en la figura III.137.

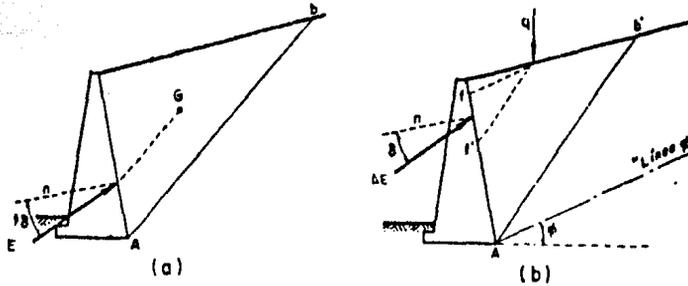


FIGURA III.137. Punto de aplicación del empuje, según el método de Culmann.

Si hay sobrecarga, a la fuerza anterior se añadirá, para fines de diseño, otra, ΔE , calculada restando $E' - E$, obtenidos como se indica en la figura III.136, y aplicada en el tercio superior del segmento ff' , en el que ' f ' es la intersección de una paralela a la línea ϕ trazada por q' , con el respaldo del muro y f' es la intersección con el mismo plano de una paralela a la superficie crítica de deslizamiento, trazada también por q' (fig. III.137b).

Este método puede emplearse también para el cálculo del empuje pasivo - ejercido contra un relleno arenoso siguiendo el mismo procedimiento, con la diferencia de que la línea ϕ debe dibujarse formando ese ángulo con la horizontal, pero hacia abajo (Ref. 22). Se deben considerar las observaciones hechas, para el caso pasivo, del valor de ϕ .

III.5.10.2.b.2.2 TEORIA DE COULOMB EN SUELOS CON 'COHESION Y FRICCION'

En este tipo de suelo, la traza con el papel de la superficie hipotética de falla resulta ser una línea curva, cuya determinación, con los métodos - existentes, es complicada y no resulta adecuada para la aplicación práctica. La forma real de esta curva es intermedia entre un arco de círculo y un arco de espiral logarítmica, pero como la diferencia entre ambas curvas es pequeña, el error resultante de reemplazar la curva real por un círculo o una espiral es despreciable (Ref. 12). Más adelante se expone el método del 'Círculo de fricción' para la determinación del empuje producido por este tipo - de suelo, considerando la superficie de falla circular; el método de la espiral logarítmica se puede consultar en las referencias 12 y 22.

En la práctica resulta suficientemente aproximado el considerar a la superficie hipotética de falla como un plano que se extiende desde la base del muro hasta la zona de agrietamiento (Z_0 , ec. III.180), tal como se muestra - en la figura III.138. Así resulta aplicable al caso la Teoría de Coulomb - en la forma que se presenta a continuación; la descripción del método se refiere a la figura citada (Ref. 22).

Supuesta una cuña de deslizamiento, su equilibrio quedará garantizado - por el de las siguientes fuerzas: el peso propio total, W , calculado como el producto del área de la cuña por el peso específico del suelo; la reacción - entre la cuña y el suelo, con dos componentes, F debida a la reacción normal

del suelo y C , debida a la cohesión; la adherencia, C' , entre el suelo y el muro y, finalmente, el empuje activo E .

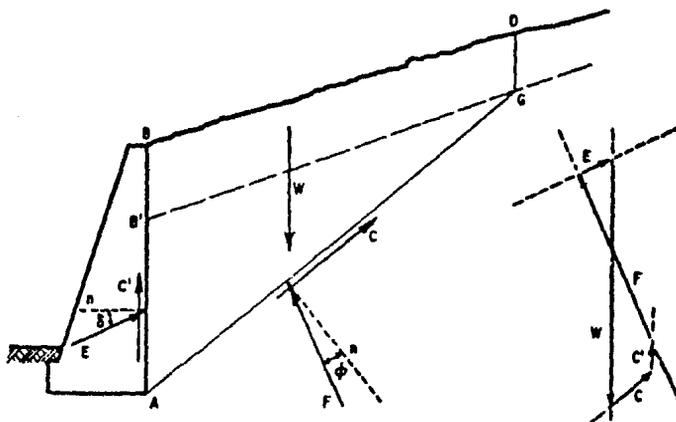


FIGURA III.138. Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos 'cohesivos' y 'friccionantes'.

Estas fuerzas deben formar el polígono cerrado que aparece en la figura III.138, en el cual puede calcularse el valor de E correspondiente a la superficie de falla supuesta. Nótese que las fuerzas C y C' pueden conocerse no sólo en dirección, sino también en magnitud, multiplicando el parámetro ' c ' del suelo por las longitudes AG y AB' respectivamente,

El método de cálculo lleva a un procedimiento de tanteos para determinar el máximo E posible. El muro deberá calcularse, por supuesto, para soportar la combinación de las fuerzas C' y $E_{\text{máx}}$.

En el caso del empuje pasivo se puede aplicar la Teoría de Coulomb en forma análoga a la descrita, pero se vuelve a indicar que en el caso de empujes pasivos esta teoría es muy poco aproximada y del lado de la inseguridad, por lo que su uso no es recomendable.

* METODO DEL CIRCULO DE FRICCION

Como se mencionó anteriormente, este método es aplicable en el caso de que la superficie hipotética de falla se suponga circular; para el caso activo se desarrolla como sigue, de acuerdo con la figura III.139 (Ref. 22).

Después de calcular la profundidad de la zona agrietada (ec. III.180), trácese una curva circular de centro en ' O ' y radio ' R ', la cual se considere como la traza de una superficie hipotética de falla. El peso de la masa de tierra deslizante puede calcularse por cualquier procedimiento práctico, así como la magnitud de las fuerzas C' de 'adherencia' entre el muro y el suelo y C , efecto de la 'cohesión' a lo largo de la superficie de deslizamiento. La línea de acción de C' es el respaldo del muro, pero la de C ha de calcularse teniendo en cuenta que debe ser paralela a la cuerda AM que subtende el arco circular y estar situada a una distancia ' x ' del centro del citado arco tal que su momento con respecto a ese centro sea igual al

momento de los esfuerzos 'c' a lo largo del arco circular, es decir:
 $x = L/L' \cdot R$.

A través del centro del triángulo AB'V' dibújese una vertical hasta cortar una paralela a la superficie del relleno que pase por el tercio inferior del segmento AV. En este punto de intersección puede considerarse aplicada, con suficiente aproximación, la resultante de la fuerza P (componente normal y de fricción del empuje total) y la fuerza de adherencia C', entre el muro y el suelo. Esto equivale a suponer que a lo largo de AV hay una distribución lineal de presiones, cuya resultante, paralela a la superficie del relleno, actúa contra el respaldo del muro en combinación con el peso del triángulo AB'V'; a esta acción total sobre el muro se opone, como reacción (colineal), la resultante de P y C'. Según se ve, lo anterior es simplemente la aplicación de las ideas de Rankine. Esta fuerza P puede considerarse inclinada un ángulo $\delta = 2/3 \phi$, respecto a la normal al respaldo del muro.

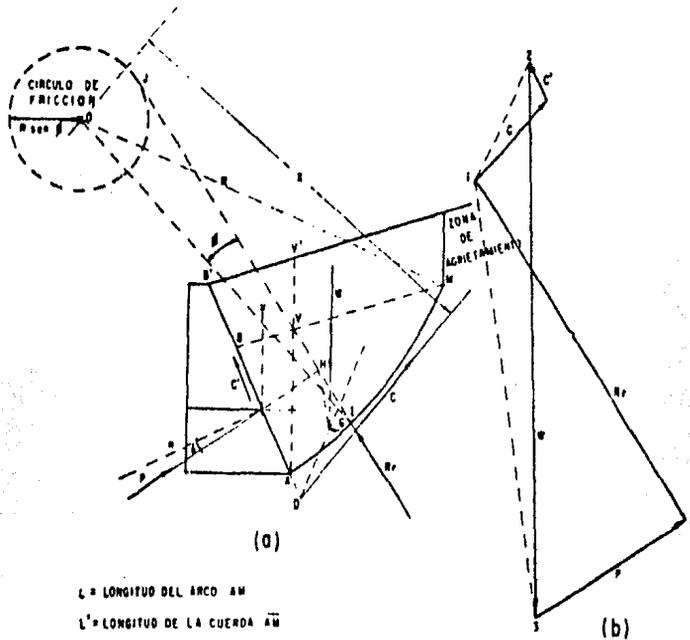


FIGURA III.139. Método del Círculo de Fricción.

Las fuerzas C y C', según ya se comentó, son conocidas en magnitud y dirección y su resultante puede calcularse. Esta resultante es el vector 1-2 del dinámico mostrado en la figura III.139b. La línea de acción de esta resultante puede obtenerse trazando, en la parte (a) de la figura III.139, una paralela a la dirección 1-2 por el punto de intersección, D, de C y C'.

La línea de acción de la resultante de C y C' puede prolongarse hasta cortar a la del peso de la masa deslizante, W, en el punto G. El vector 1-3 del diagrama de fuerzas es la resultante de W, C y C'. La línea de acción de esta resultante puede obtenerse trazando una paralela a tal dirección por el punto G; tal línea de acción debe prolongarse hasta cortar a la línea de acción de P en el punto H.

Con centro en 'O' y radio igual a 'R sen ϕ ' dibújese una circunferencia;

ésta recibe el nombre de "Círculo de Fricción". Por H puede trazarse, con suficiente aproximación, una tangente al círculo de fricción. Es claro que esta línea forma un ángulo ϕ con el radio de la superficie de falla correspondiente al punto I, en el cual corta la tangente a la superficie de falla; por lo tanto la línea IJ es la línea de acción de la reacción total que corresponde a la línea de falla AM.

Por el punto 1 del diagrama de fuerzas debe llevarse una paralela a IJ y por el 3 una paralela a P, obteniéndose así el punto 4 que cierra el polígono de fuerzas y determina el valor del empuje P correspondiente a la superficie de falla supuesta. La composición de P y C' proporciona el empuje total E correspondiente a la sección considerada.

Para encontrar el valor máximo posible de P, para fines de proyecto, deberá seguirse un procedimiento por tanteos, reiterando el método anterior el número de veces necesario.

Para el caso del empuje pasivo es posible desarrollar un procedimiento similar al arriba descrito.

Al inicio de este tema se hizo referencia a las tres hipótesis principales en que se basan los métodos teóricos de Rankine y Coulomb para la determinación del empuje de tierras. En aquel lugar se comentaron brevemente algunas consideraciones en base a las cuales se justifica, de manera simplista, la aceptación de dichas hipótesis. En los siguientes subincisos se desarrollan un poco más las consideraciones hechas respecto a las dos primeras hipótesis, a fin de que sean tomadas en cuenta en el proyecto de muros de retención para que se aseguren los requerimientos teóricos necesarios.

III.5.10.3 INCLINACION DEL MURO DE RETENCION

Para que logren desarrollarse los estados plásticos activo y pasivo, es preciso suponer, como ya se indicó, que la deformación del muro sea la requerida para ello. Como en ambos casos lo que se necesita es que entre en estado plástico una cuña de material que parta del pie de la base del muro, el desplazamiento de éste no precisa ser una translación paralela a sí mismo, sino que basta que el muro pueda girar alrededor del pie de la base, para que pueda considerarse que los estados puedan generarse (Ref. 12); este giro es pequeño y depende de la rigidez del suelo de relleno y de la altura H del muro, como se indica en la tabla III.48 (Ref. 16).

Suelo	Estado activo	Estado pasivo
No cohesivo compacto	0.0005H	0.005H
No cohesivo suelto	0.002H	0.01H
Cohesivo duro	0.01H	0.02H
Cohesivo blando	0.02H	0.04H

TABLA III.48. Inclínación típica mínima necesaria para producir los estados activo y pasivo.

El suelo adyacente al muro, que según sea el caso forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, se deposita siempre después de construido el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre alguna defor-

mación bajo el efecto de la presión creada. El valor del empuje final depende, así, de la magnitud de esa deformación. Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la presión de la tierra retenga un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo. Sin embargo, tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente (tabla III.48), aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico (Ref. 12).

Con frecuencia se recomienda el empuje activo como la base de diseño -- cuando se tienen rellenos granulares tras muros de gravedad o en voladizos -- cimentados en suelo, sea por superficie o con pilotes de punta. Para muros en voladizo cimentados en roca o para cualquier clase de muro sobre pilotes de fricción se suele recomendar el uso de presiones superiores a la activa. La presión correspondiente al estado de reposo se utiliza en el cálculo de muros de gravedad cimentados en roca o sobre pilotes (Ref. 17).

Los muros de estribos de puentes, estructuras de cruzamiento y paredes de sótanos se deben calcular con un empuje mayor que el activo; esto depende de que tan importante sea la restricción a la rotación que se tenga, la cual existe en mayor o menor grado. En la figura III.140 se muestran dos casos típicos en los que se crea una restricción a la cedencia natural de los muros (Ref. 17).

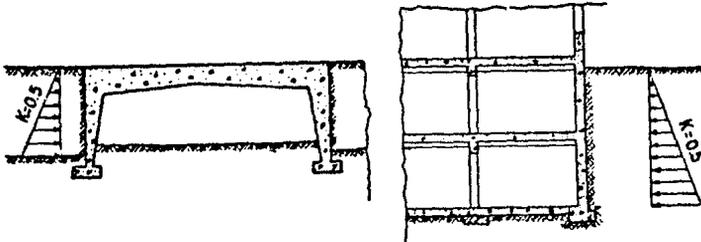


FIGURA III.140. Casos con restricción impuesta a la cedencia de un muro de retención.

En ambos casos se recomienda usar un valor del coeficiente de empuje de tierras próximo al de reposo; un valor de $K = 0.5$ sería apropiado para un relleno arenoso, en el que se deberá recomendar una compactación no muy severa durante la colocación, por lo menos en la inmediata vecindad del respaldo del muro, sin llegar a un estado tan suelto que pueda provocar problemas posteriores por acomodo de la arena bajo los efectos dinámicos del tránsito -- (Ref. 17).

Los resultados de mediciones con células de presión realizadas en dos estribos en forma de 'U' construidos en el norte de Alemania indicaron que la presión unitaria ejercida, a una altura cualquiera, por una arena mediana -- bien compactada era aproximadamente igual al valor proporcionado por al Teoría de Coulomb, más un valor constante igual a unos 0.13 kg/cm^2 (Ref. 12).

III.5.10.4 DRENAJE DE MUROS DE RETENCION

Como se puede ver en la segunda de las hipótesis que afectan a las teorías de Rankine y de Coulomb, en ellas no se considera cualquier efecto del agua que se pudiera acumular en el relleno, de manera que tales efectos, si existen, habrán de considerarse de manera independiente, superponiéndolos a los empujes del suelo 'seco'. Sin embargo, se debe tener en cuenta que no es conveniente proyectar un muro de retención para soportar empujes hidrostáticos, porque esto conduce a secciones muy robustas y, por lo tanto, caras en comparación con el muro necesario para soportar el suelo 'seco'; por ello, - resultará siempre más ventajoso eliminar la posibilidad de que se produzcan tales empujes hidrostáticos, lo cual se puede lograr, por lo general, a base de un drenaje apropiado.

En la figura III.141 se presentan esquemas de diferentes disposiciones - de drenaje (Ref. 17).

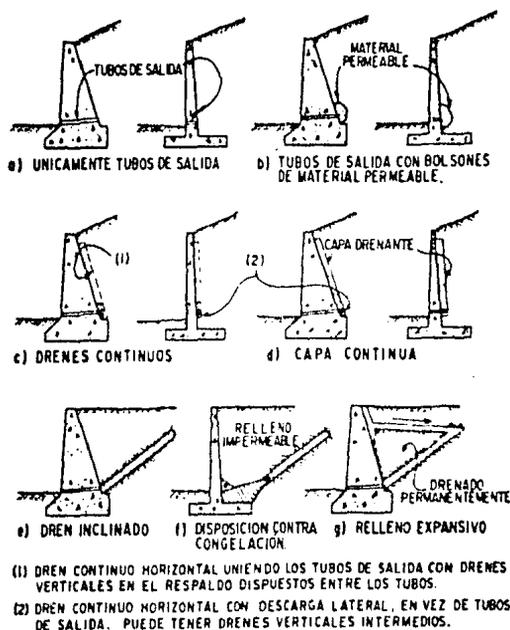


FIGURA III.141. Sistemas de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno.

La primera precaución de drenaje consistirá en proporcionar salidas al agua que se acumule en el relleno a través del muro. Estas consistirán en tubos que atraviesan la estructura, de diámetro suficiente para que no queden accidentalmente obstruidos; suele usarse un diámetro del orden de los 10 cm. Los tubos se disponen en hileras paralelas en todo el frente del muro, espaciados entre 1.5 y 2.0 m en ambas direcciones (fig. III.141a). Es común colocar una cierta cantidad de material granular (alrededor de 50 kg) a la entrada de cada uno de los tubos que atraviesan el muro (fig. III.141b),

a manera de filtro, para evitar pérdida del material del relleno a través de los tubos. Estos sistemas tienen la desventaja de descargar el agua en la base del muro donde las presiones de la cimentación son mayores. Esta condición se puede corregir si en vez de cada una de las hileras de tubos de salida se colocan drenes corridos de material permeable que abarquen toda la longitud del muro, cuyas descargas se disponen hacia fuera del muro, donde el agua no tenga efectos nocivos (figuras III.141c y d).

La figura III.141d muestra una disposición muy conveniente de los drenes en el relleno de un muro de retención, colocándolos en forma continua cubriendo todo el respaldo, preferentemente en una sola capa, o en dos o tres capas, cuando sea necesario. El espesor del dren será tal que se garantice su continuidad dentro del procedimiento constructivo; por lo general esto se logra con un espesor mínimo de 30 cm en muros bajos, pudiéndose aumentar esa dimensión hasta 50 cm en muros más altos.

Las figuras III.141e a g muestran los sistemas más elaborados de drenaje, que se construyen en el interior del relleno, que se emplearán cuando sea necesario cambiar favorablemente la dirección del flujo o impedir que ciertas zonas del relleno puedan absorber agua.

Quando el relleno está constituido por arcilla, ésta suele separarse del respaldo del muro hasta una profundidad Z_0 (Ec. III.180). Para impedir que el agua se acumule durante las lluvias en la fisura abierta, debe insertarse una capa de drenaje entre el muro y la arcilla hasta una profundidad de 1.5 Z_0 por debajo de la corona (Ref. 12). Además, como la parte superior de la arcilla suele agrietarse a consecuencia de su humedecimiento y secado alternativo, se torna bastante permeable, de modo que para captar esta agua se utilizará un sistema de drenaje como el indicado en la fig. III.141g. Este sistema recoge el agua que se infiltra por la superficie de la arcilla, creando las condiciones necesarias para que las propiedades físicas de la arcilla rodeada por el dren superior y la capa inclinada de drenaje permanezcan constantes durante todo el año.

Con las ideas expuestas se trata de mantener seco el material de relleno sacando el agua del mismo. Otra forma de conservar seco el relleno es manteniendo el agua fuera de él. El primer paso es localizar los lugares de donde proviene el agua; el segundo es desviar el agua alejándola del relleno. Si el agua se filtra por la superficie del relleno, puede pavimentarse dicha superficie con una capa flexible e impermeable de asfalto o arcilla plástica. Si el agua proviene de filtraciones subterráneas, la colocación de drenes interceptores puede ser muy efectiva para impedir que el agua penetre en el relleno.

En el cuerpo de este inciso se desarrollaron algunos métodos con los que se puede valorar el empuje de tierras sobre muros de retención, siendo ésta tal vez la principal fuerza que interviene en el proyecto de un muro de retención. En el siguiente subinciso se incluye, en forma breve, algunas consideraciones respecto al proyecto de muros de retención.

III.5.10.5 PROYECTO DE MUROS DE RETENCION

El procedimiento a seguir en el proyecto de muros de retención consiste, esencialmente, en la repetición sucesiva de dos pasos: 1) Selección tentativa de las dimensiones de la estructura, y 2) Análisis de la estabilidad de la misma, frente a las fuerzas que la solicitan. Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis.

Para hacer la primera tentativa con respecto a las dimensiones del muro, el proyectista se guía por su experiencia, y en el caso de muros de gravedad, se pueden considerar las siguientes dimensiones: un espesor de 30 a 60 cm en la corona y el 40% de la altura como ancho de la base (Ref. 16). Para efectuar el análisis se calcula primero la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, y luego se investiga la estabilidad del muro con respecto al volcamiento. Finalmente, se calcula si el suelo de cimentación tiene resistencia suficiente como para: a) impedir que el muro pueda deslizarse por el plano de su base, o uno situado por debajo de la misma; b) resistir la presión máxima en el borde exterior de la base sin que el muro llegue a volcar; c) soportar las fuerzas verticales, incluido el peso del terraplén, sin asentamiento excesivo.

* Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de retención

Estas fuerzas son:

1. El peso propio del muro. Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse subdividiendo dicha sección en áreas parciales de cálculo sencillo, ver figura III.142.

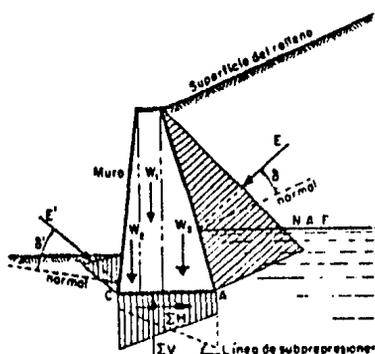


FIGURA III.142. Fuerzas principales que actúan sobre un muro de retención.

2. La presión del relleno contra el respaldo del muro, cuya obtención fué el objeto principal de este inciso.

3. La componente normal de las presiones en la cimentación. Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente distribuida a lo largo de la línea AC, figura III.142, dando lugar a un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones (ΣV) actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.

4. La componente horizontal de las presiones en la cimentación. La resultante de los efectos horizontales se representa en la figura III.142 como ΣH .

5. La presión de tierras contra el frente del muro. El nivel de desplante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y a un nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno. Así, la tierra colocada en el frente del muro ejerce un cierto empuje que, en algunas ocasiones, suele omitirse debido a las incertidumbres que pudiera existir en lo relativo a su magnitud en un caso práctico.

6. Fuerzas 'de puente'. Que son el conjunto de fuerzas que actúan en un estribo de puente; estas fuerzas son: el peso propio de los elementos del puente, las fuerzas de 'frenaje', las centrífugas para puente en curva, etc.

7. Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, cuya influencia en el empuje sobre el muro ya fué estudiada.

8. Las fuerzas debidas al agua. Si se permite la acumulación de agua tras el muro se generarán presiones hidrostáticas que incrementan notablemente el empuje, y cuyo efecto deberá ser considerado en el diseño; sin embargo, como ya se comentó anteriormente, esta condición debe ser evitada mediante el establecimiento de los sistemas de drenaje apropiados. Si a través del relleno se establece un flujo, por ejemplo lluvia, la condición de presiones contra el muro puede hacerse más desfavorable, por lo que será preciso analizar las condiciones de flujo, tomando en cuenta la presencia de fuerzas de filtración.

9. Las subpresiones. Cuando el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido desperfecto, puede almacenarse agua en aquella zona. Si la cimentación es permeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro; en estas condiciones puede haber riesgo de tubificación. En cimentaciones impermeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones de agua contra los materiales constituyentes del muro (subpresiones); la distribución de estas subpresiones aparece en la figura III.142.

10. Los temblores. El efecto de los movimientos sísmicos puede ser el aumento momentáneo de la presión lateral contra el muro. Este efecto no suele ser de gran consideración, pero en zonas críticas puede tomarse en cuenta incrementando los empujes calculados en un 10%.

* Seguridad al volcamiento.

El momento de la componente horizontal del empuje con respecto al punto exterior e inferior de la base del muro (o de su cimentación) debe ser resistido por el momento del peso del muro, y de cualquier fuerza vertical que actúe sobre éste. La relación entre el momento resistente y el momento de vuelco debe ser por lo menos de 1.5 (Ref. 16).

* Seguridad contra el deslizamiento.

El deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo del suelo en contacto con el frente del muro, aunque generalmente no se considere este último, ya que sería necesario que el muro avance una distancia excesiva para que se desarrollara la resistencia pasiva. Es común exigir que el coeficiente de

seguridad al deslizamiento sea por lo menos igual a 1.5.

La fricción entre la base del muro y un suelo bastante permeable, como la arena limpia o la arena limosa, es igual a la componente normal de las fuerzas que actúan sobre la base multiplicada por el coeficiente de fricción 'f' entre el suelo y la base. Para un suelo de granos gruesos que no contiene limo o arcilla, se puede tomar $f = 0.55$; para un suelo de granos gruesos que contienen limo $f = 0.45$.

Si el muro descansa sobre limo o arcilla se requieren precauciones especiales. Inmediatamente antes de colar la base se retiran unos 10 cm de espesor de suelo de toda el área a colar y se reemplazan por 10 cm de arena bien compactada, o arena y grava, de granos ásperos. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo puede tomarse igual a $f = 0.35$. Sin embargo, si la resistencia al corte no drenada del suelo de cimentación es menor que la resistencia a fricción en cualquier parte de la base, el deslizamiento se producirá a cierta distancia por debajo del plano de cimentación. Así, si la presión sobre la base tiene un valor uniforme 'p', y la resistencia al corte del suelo es 's', la resistencia al deslizamiento por unidad de área es igual al menor de los dos valores: $f \cdot p$ y s .

Si el coeficiente de seguridad al deslizamiento no se puede hacer igual a 1.5, sin la construcción de una cimentación excesivamente pesada, es probable que resulte más económico establecer el muro sobre una cimentación con pilotes verticales e inclinados, en la cual, las fuerzas horizontales son absorbidas por los últimos (Ref. 12).

* Presión admisible y asentamiento.

Para impedir que el muro se incline excesivamente, se considera buena práctica exigir que la resultante de todas las fuerzas que actúan por encima de su base pase dentro del tercio central de la misma. Si esta resultante pasa por el extremo exterior del núcleo central de la base, la presión sobre el suelo aumenta de cero en el paramento interior al doble de la presión media en el paramento exterior y, como consecuencia, el muro se inclina hacia afuera. Si el muro descansa sobre un suelo firme, como la arena densa o la arcilla arenosa resistente, su inclinación es imperceptible, siempre y cuando la presión máxima en la base no exceda la presión admisible para dicho suelo. Si por el contrario, el muro descansa sobre un suelo muy compresible, como la arcilla blanda, la inclinación puede llegar a ser muy grande; la consolidación progresiva de la arcilla puede incrementar dicha inclinación con el tiempo. El aumento de inclinación desplaza el centro de gravedad del muro hacia afuera y aumenta la presión máxima en el paramento externo, proceso que si avanza en forma progresiva puede llegar a producir el volcamiento del muro. Por ello, si el muro descansa sobre un estrato muy compresible, la cimentación debe ser proyectada de modo que la resultante de todas las fuerzas caiga cerca del centro de gravedad de la base.

Cuando un muro de retención sirve como estribo de un puente, su inclinación cambia la luz libre entre estribos. En algunos puentes, la luz libre disminuye hasta que el puente, actuando como puntal, detiene el movimiento; en otros, aumenta, creando el peligro de que dicha distancia llegue a sobrepasar la luz de la superestructura. Sólo puede producirse un desplazamiento de este último tipo cuando el subsuelo del terraplén de acceso contiene un

manto potente de suelo compresible, como la turba o la arcilla blanda, pues en este caso el peso del terraplén comprime el manto y sufre un asentamiento grande. Como el estribo está situado en el extremo del área cargada con el peso del terraplén, su base se inclina y el muro gira hacia el terraplén. El desplazamiento que resulta de este último fenómeno puede adquirir valores mucho mayores que los que produce el giro hacia adelante causado por el empuje (Ref. 12).

El análisis de asentamientos y capacidad de carga para muros de retención se puede desprender de las ideas expuestas en los incisos correspondientes.

Con las ideas anteriores se pretende evitar la falla del muro en forma local, sin embargo, si el suelo de cimentación es poco resistente el peso del muro más el del relleno puede provocar una gran falla por cortante, que comprenda tanto al muro como al relleno; así, esta condición deberá revisarse en el caso de presentarse ese tipo de suelo de cimentación. En la figura III.143 se muestran los tipos más comunes de falla susceptibles de presentarse en muros de retención (Ref. 17).

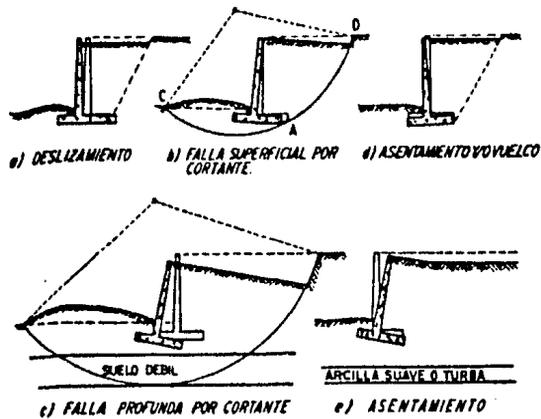


FIGURA III.143. Fallas más comunes en muros.

Respecto al proyecto de muros de retención cabe aquí hacer un último comentario, obtenido de la referencia 17, según el cual casi todos los ingenieros experimentados que han construido muros de retención están de acuerdo -- que la evaluación de la presión lateral es menos importante que el aspecto -- del drenaje del relleno o una buena estimación de las condiciones de cimentación.

III.5.10.6 MATERIALES PARA EL RELLENO

El mejor material para el relleno es el rígido, de drenaje fácil y con un ángulo de fricción interna alto, para que produzca un empuje de tierras mínimo con el menor movimiento. En la tabla III.49 se da una relación de los suelos según el SUCS (subinciso III.5.5.2.d), para su selección (Ref.16).

GW, SW, GP, SP	Excelente. relleno de fácil drenaje.
GM, GC, SM, SC	Buena si se mantiene seco, pero requiere un buen drenaje. Puede estar expuesto a una ligera acción de las heladas.
ML	Satisfactorio si se mantiene seco, pero requiere un buen drenaje. Expuesto a helarse. No se debe tener en cuenta la cohesión al proyectar el muro.
CL, MH, OL	Malo. Debe mantenerse seco. Expuesto a helarse. La inclinación o movimiento del muro suele ser grande y progresiva, a menos que en el proyecto se use el empuje en reposo.
CH, OH	No se debe usar como relleno porque se expande.
Pt	No se debe usar.

TABLA III.49. Rellenos para muros de retención de tierras .

Materiales artificiales como cenizas y escorias trituradas a veces hacen buen relleno. Todos los rellenos no cohesivos son mejores cuando se compactan bien, porque el alto ángulo de fricción interna y la resistencia a la vibración compensan el mayor peso.

Si se coloca una cuña de relleno de arena, grava o escoria, por lo menos 50% más ancha que la cuña de falla, es posible proyectar el muro para el bajo empuje de un suelo no cohesivo, aunque el resto del relleno sea arcilla - (Ref. 16).

Para obtener mayor información respecto al relleno de muros de retención se puede consultar la referencia 17.

A P L I C A C I O N I I I

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS, HIDRAULICOS, HIDROLOGICOS Y DE MECANICA
DE SUELOS PARA EL CRUCE DEL RIO TAMAZULA II.

A.III.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS E INFORMES COMPLEMENTARIOS PARA EL CRUCE

Tanto los estudios topográficos como los informes complementarios para el cruce del Río Tamazula II fueron realizados por la Brigada Topohidráulica No. 2 del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales en agosto de 1978.

En lo que sigue se tienen el Informe General, el Informe de Campo para Proyecto de Puentes y Viaductos y el Informe Fotográfico de la zona en estudio, realizados por la brigada citada; éstos informes tienen los textos con los que fueron elaborados. El informe fotográfico está formado por fotografías del informe original.

Posteriormente al informe fotográfico se presentan la Planta Topográfica General, el Perfil de Construcción y el plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas.

El Perfil Detallado y la Planta Detallada no se incluyen en este trabajo por ser planos muy grandes.

En el plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas se dibujó además la Sección Hidráulica Auxiliar # 2 a partir de datos tomados de la libreta de tránsito.

Los demás planos son iguales a los originales, salvo en el nivel indicado para el NAME, ya que se indica el nivel del gasto de diseño que elegimos en los estudios correspondientes.

CRUCE : RIO "TAMAZULA II"
 CARR. : CULIACAN-TORREON
 TRAMO : SANALONA-TOPIA
 KM. : 24+580.00
 ORIGEN: SANALONA, SINL

INFORME GENERAL

GENERALIDADES.

El río se forma por la confluencia de los ríos "Humaya" y del "Tamazula Topia" a las afueras de Culiacán, Sin. El primero se origina en Tepehuanes, Dgo. y el segundo en el Sureste del Edo. de Chihuahua. Su cuenca tributaria es de 2285 km² de superficie, y sus aguas son controladas por la presa "Sanalona" localizada a 35 km. aguas abajo del cruce.

DESCRIPCION DEL CRUCE.

Tiene un esviaje Der. de 14°, la geología superficial -
 es:
 Cauce: Arena, grava y boleos hasta de 30 cm. de diam.
 Margen Der. granito poco alterado, arcilla y limo.
 Margen Izq. granito muy alterado, arcilla y limo.

ASPECTO HIDRAULICO.

Cauce definido, con aguas permanentes, con avenidas ---
 máximas con un período de 10 años y 72 hrs. de duración.

- GASTO. 1). Por sección y pendiente y en base a la avenida ----
 máxima de agosto del 74, se obtuvo un gasto de 3183.
 m³/s.
- 2). Por el método hidrológico de Regionalización se re-
 portó un gasto de 4227 m³/s, mismo que se recomien-
 da de diseño.

ING. PEDRO CORTES MARTINEZ.



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS
FEDERALES. DEPARTAMENTO DE PUENTES.

INFORME DE CAMPO PARA PROYECTO DE PUENTES Y VIADUCTOS

I. DATOS DE LOCALIZACION

Puente TAMAZULA II sobre EL RIO 'TAMAZULA II'
Obra vial CARR. CULLACAN-TORREON
Tramo SANALONA-TOPIA Subtramo
Estación 24+580.00 m. Origen SANALONA, SIN.
Esviajamiento 14º.00' DER.
Elevación y descripción del banco de nivel BN. 25+2 S/GRAPAS EN TRONCO DE 'GUASI-
MA' A 32.00 M. DER. DE EST. 24+745.00 m. ELEV. PROM. = 211.021 m.

Acompañense los planos siguientes:

- a) Planta topográfica general.
b) Planta topográfica detallada.
c) Perfil general del terreno según el eje de la obra vial.
d) Perfil detallado del terreno según el eje de la obra vial.
e) Croquis de la región del cruce.

Otros datos útiles a juicio del observador:

ESTE CAMINO PARA EL ACCESO AL CRUCE SOLAMENTE ES TRANSITABLE EN -
EPOCA DE ESTIAJE DE LOS MAYOS A LAS CRUCES.

II. DATOS HIDRAULICOS

Acompañense plano de pendientes y secciones hidráulicas mostrando la sección en el cruce y secciones
auxiliares con:

Nivel de aguas mínimas 186.94 m.
Nivel de aguas máximas ordinarias 188.31 m.
Nivel de aguas máximas extraordinarias 194.00 m. (DISEÑO)
Velocidad superficial en el cruce NO SE DETERMINO
Nivel de aguas al medir la velocidad superficial NO SE DETERMINO.

Acompañense hojas de CALCULOS HIDRAULICOS. Los tramos en que se midan secciones, pendientes y
velocidades del agua deben ser lo más uniformes que sea posible en alineamiento y pendiente.

Si el río desborda en máximas avenidas, indicar el ancho aproximado de las llanuras de inundación en:
margen derecha margen izquierda

Fecha de la creciente máxima que se estudia AGOSTO DE 1974

Area hidráulica bajo el puente según el N.A.M.E. - - -

Area total bajo el puente - - -

¿El área total es suficiente, insuficiente o excesiva? - - -

¿Hay indicios de socavación en el terreno inmediato a las pilas y estribos o en los terraplenes de acceso? - - -

Tipo de cimentación que se empleó - - -

Adjúntese croquis del puente.

Otros datos útiles a juicio del observador:

III. DATOS HIDROLOGICOS

Area de la cuenca 2285 km².

Fuente de información del dato anterior CARTAS S.D.N. 1:250,000

Pendiente media de la cuenca - - -

Pendiente media del cauce 0.57%

Precipitación media anual en la cuenca 1300 mm.

Región hidrológica a la que pertenece # 10

Forma y características topográficas de la cuenca (plana, lomerío, montañosa, redonda, alargada, etc.)

RECTANGULAR

Características geológicas de la cuenca ROCAS SEDIMENTARIAS DE ORIGEN MECANICO.

EN SEDIMENTO SUELTO Y CONSOLIDADO. TAMBIEN EXISTEN ROCAS METAMORFICAS EN ROCA ORIGINAL: GRANITO.

Permeabilidad media ALTA.

Distribución de la vegetación en la cuenca CONIFERAS, CAPULIFERAS Y LEGUMINOSAS; CEREALES Y LEGUMBRES, HORTALIZAS; BOSQUES TROPICALES, ETC.

Estaciones hidrométricas cercanas:

Sobre el río NO HAY.

Sobre otros ríos cercanos (dar nombre de éstos) EST. PUENTE "CULIACAN" SOBRE EL RIO CULIACAN.



INFORME DE CAMPO PARA PROYECTO DE PUENTES Y VIADUCTOS

I. DATOS DE LOCALIZACION

Puente TAMAZULA II sobre EL RIO "TAMAZULA II"
Obra vial CARR. CULIACAN-TORREON
Tramo SANALONA-TOPIA Subtramo
Estación 24+580.00 m. Origen SANALONA SIN.
Esviajamiento 14° 00' DER.
Elevación y descripción del banco de nivel BN. 25+2 S/GRAPAS EN TRONCO DE "GUASI-
MA" A 32+00 N. DER. DE EST. 24+745.00 m. ELEV. PROM. = 211.021 m.

Acompáñense los planos siguientes:

- a) Planta topográfica general.
- b) Planta topográfica detallada.
- c) Perfil general del terreno según el eje de la obra vial.
- d) Perfil detallado del terreno según el eje de la obra vial.
- e) Croquis de la región del cruce.

Otros datos útiles a juicio del observador:

ESTE CAMINO PARA EL ACCESO AL CRUCE SOLAMENTE ES TRANSITABLE EN -
EPOCA DE ESTIAJE DE LOS MAYOS A LAS CRUCES.

II. DATOS HIDRAULICOS

Acompáñense plano de pendientes y secciones hidráulicas mostrando la sección en el cruce y secciones auxiliares con:

Nivel de aguas mínimas 186.94 m.
Nivel de aguas máximas ordinarias 188.31 m.
Nivel de aguas máximas extraordinarias 194.00 m. (DISEÑO)
Velocidad superficial en el cruce NO SE DETERMINO
Nivel de aguas al medir la velocidad superficial NO SE DETERMINO.

Acompáñense hojas de CALCULOS HIDRAULICOS. Los tramos en que se midan secciones, pendientes y velocidades del agua deben ser lo más uniformes que sea posible en alineamiento y pendiente.

Si el río desborda en máximas avenidas, indicar el ancho aproximado de las llanuras de inundación en:
margen derecha margen izquierda

fecha de la creciente máxima que se estudia AGOSTO DE 1974

Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias ... CADA 10 AÑOS:

..... 1958, 1968 y 1974. DURACION ES DE 72 HRS.

Meses del año en que se efectúan ... JUNIO-SEPTIEMBRE.

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre y cuerpos flotantes BOLEOS: 0.20 a 0.30 m. DIAM. ROCA ALTERADA, GRAVAS Y ARENAS; ARBOLES GRANDES, MEDIANOS, MATORRALES, ZACATES, ETC.

¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencias a divagar?

..... ESTABLE.

¿Cuál es la tendencia general de la corriente a largo plazo en el lugar del cruce, socavar o depositar?

..... SOCAVAR.

¿Se recomienda hacer alguna canalización? NO.

¿Hay posibilidad de que el remanso que produzca el puente perjudique las propiedades vecinas?

..... NO.

Si debe demolerse algún puente existente, construir uno provisional o afectar propiedades vecinas, estime los costos aproximados

Dépósito o corriente (mar, lago, presa, río, etc.) donde desemboca el río, distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico PRESA SANALONA 35 KMS.

Indicar si existe un cambio de pendiente de suave a pronunciada o una cascada cerca del cruce (hasta una distancia en la que haya influencia en el funcionamiento hidráulico); anote su ubicación

..... NO HAY.

Obstáculos (barra, isleta, etc.), distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico

..... no hay.

Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes

..... 20.00 m.

Distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes

..... 2.00 m.

Si existen puentes cercanos al cruce, dense los datos siguientes:

Ubicación NO.

Número, longitud y altura libre de los tramos

Gasto hidrológico 1227 m³/seg.
 Método empleado para su obtención REGIONALIZACION
 ¿Existen circunstancias en la cuenca de captación que modifiquen el gasto teórico de diseño?
 NO

IV. DATOS DE CIMENTACION

Descripción de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce

Acompáñese un cort estratigráfico elaborado con base en observaciones de la zona con excavaciones a cielo abierto y sondeos indicando el nivel freático.

Indíquese el máximo nivel de agua que se presentó en las excavaciones y el tiempo en que alcanzó dicho nivel

Métodos que se emplearon para hacer los sondeos

¿Hay alguna parte de la subestructura cuya construcción requiera ataguías, ademes, bombeo, etc., o bastará con desviar el cauce?

Otros datos útiles a juicio del observador:

V. DATOS DE CONSTRUCCION

Dense para cada uno de los siguientes materiales y mano de obra los datos solicitados:

MATERIAL	CALIDAD O MARCA	LUGAR DE ABASTECIMIENTO	DISTANCIA Y CONDICIONES DE ACARREO	COSTO PROBABLE DEL MATERIAL
Cemento	CAMPANA	CULLIACAN, SIN.	72 KMS. BRE.	\$ 1,150.00
.....
.....

Area hidráulica bajo el puente según el N.A.M.E. - - -

Area total bajo el puente - - -

¿El área total es suficiente, insuficiente o excesiva? - - -

¿Hay indicios de socavación en el terreno inmediato a las pilas y estribos o en los terraplenes de acceso? - - -

Tipo de cimentación que se empleó

Adjúntese croquis del puente.

Otros datos útiles a juicio del observador:

III. DATOS HIDROLOGICOS

Area de la cuenca 2285 km².

Fuente de información del dato anterior CARTAS S.D.N. 1:250,000

Pendiente media de la cuenca

Pendiente media del cauce 0.57%

Precipitación media anual en la cuenca 1300 mm.

Región hidrológica a la que pertenece # 10

Forma y características topográficas de la cuenca (plana, lomerío, montañosa, redonda, alargada, etc.)

..... RECTANGULAR

Características geológicas de la cuenca ROCAS SEDIMENTARIAS DE ORIGEN MECANICO EN SEDIMENTO SUELTO Y CONSOLIDADO. TAMBIEN EXISTEN ROCAS METAMORFICAS EN ROCA ORIGINAL: GRANITO.

Permeabilidad media ALTA.

Distribución de la vegetación en la cuenca CONIFERAS, CARULIFERAS Y LEGUMINOSAS; CEREALES Y LEGUMBRES, HORTALIZAS; BOSQUES TROPICALES, ETC.

Estaciones hidrométricas cercanas:

Sobre el río NO HAY.

Sobre otros ríos cercanos (dar nombre de éstos) EST. PUENTE "CULIACAN" SOBRE EL RIO CULIACAN.

Cal CALPA CULIACAN, SIN. 90 KMS. POR \$ 1,120.00 T.
BRECHA.

Arena de banco u obtenida de piedra quebrada EN LA ZONA

Grava de banco u obtenida de piedra quebrada EN LA ZONA

Piedra para mampostería de peña o de banco EN LA ZONA

Agua potable y para concreto EN LA ZONA

Madera de primera CULIACAN, SIN. 72 KMS. \$ 9.00 p/t.

Madera de segunda IDEM. 72 KMS. \$ 8.00 p/t.

Madera rolliza

Acero estructural

Acero de refuerzo IDEM. 72. KMS. \$ 8,300.00 T.

Tubería de acero estructural para obra falsa

Jornales vigentes en la región por turno de ocho horas:

Peón	\$ 118.00	Ayudante	\$
Albañil	\$ 150.00	Carpintero	\$
Maestro de obra	\$ 200.00	Herrero	\$
Soldador	\$	Op. de máq. pesada	\$

Clima dominante en la región TROPICAL DE TIPO SENEGALES QUE TIENDE A MARITIMO,
MEXICANO Y EL DE MONTAÑA.

Otros datos útiles a juicio del observador:

.....

.....

.....

.....

VI. DATOS DE TRANSITO *Pueno de 8.00m Carga 45.15'*

Ancho de la corona a la entrada y salida del puente 6.00 m.

Ancho de la carpeta asfáltica, del pavimento o del balasto 5.50 m.

Ancho propuesto para la calzada del puente

Número de banquetas y ancho libre propuesto si se prevé tránsito de peatones en el puente

Tipo de carga viva TCDO TIPO DE VEHICULOS.

Otros datos útiles a juicio del observador:

.....

.....

.....

Se recomienda enviar fotografías relativas a los cuatro primeros capítulos citados.

ESTUDIO ING. C.H.N. REVISO ING.P.C.M. APROBO

FECHA AGOSTO 1978 FECHA XI-3-78 FECHA

INFORME FOTOGRAFICO

CRUCE : RIO TAMAZULA II
CARR. : CULIACAN - TORREON
TRAMO : SANALONA - TOPIA
KM : 24 + 580.0
ORIGEN : SANALONA, SIN.

- FOTO No. 1. Cruce visto desde la margen izquierda.**
- FOTO No. 2. Cruce visto desde la margen derecha.**
- FOTO No. 3. Panorámica del cruce visto desde 30.0 metros aguas arriba del mismo.**
- FOTO No. 4. Panorámica del cruce visto desde 30.0 metros aguas abajo del mismo.**
- FOTO No. 5. Sección hidráulica auxiliar No. 1 a 400.0 metros aguas arriba del cruce.**
- FOTO No. 6. Sección hidráulica auxiliar No. 2 a 620.0 metros aguas abajo del cruce.**
- FOTO No. 7. Sección hidráulica auxiliar No. 3 a 1000.0 metros aguas abajo del cruce.**



FOTO 1.

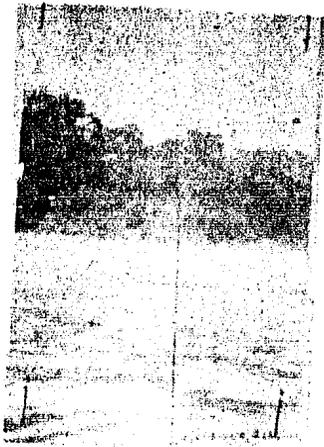


FOTO 2.

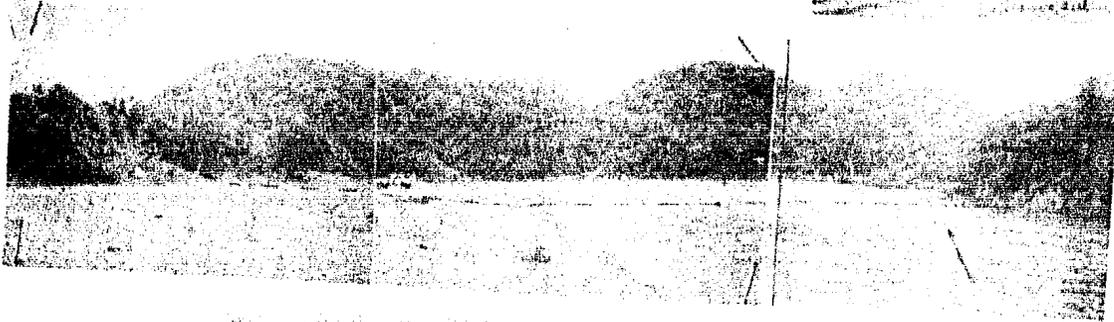


FOTO 3.



FOTO 4.



FOTO No. 5.



FOTO No. 6.

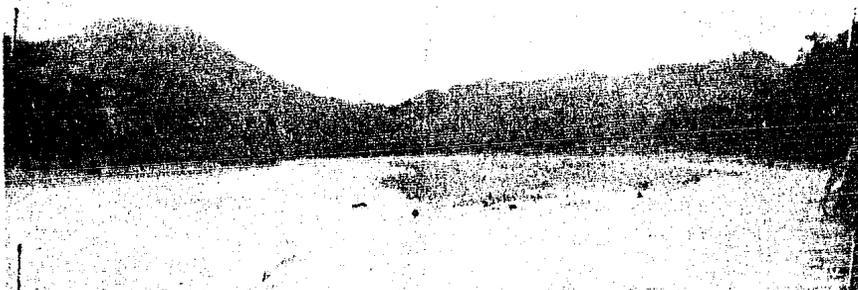
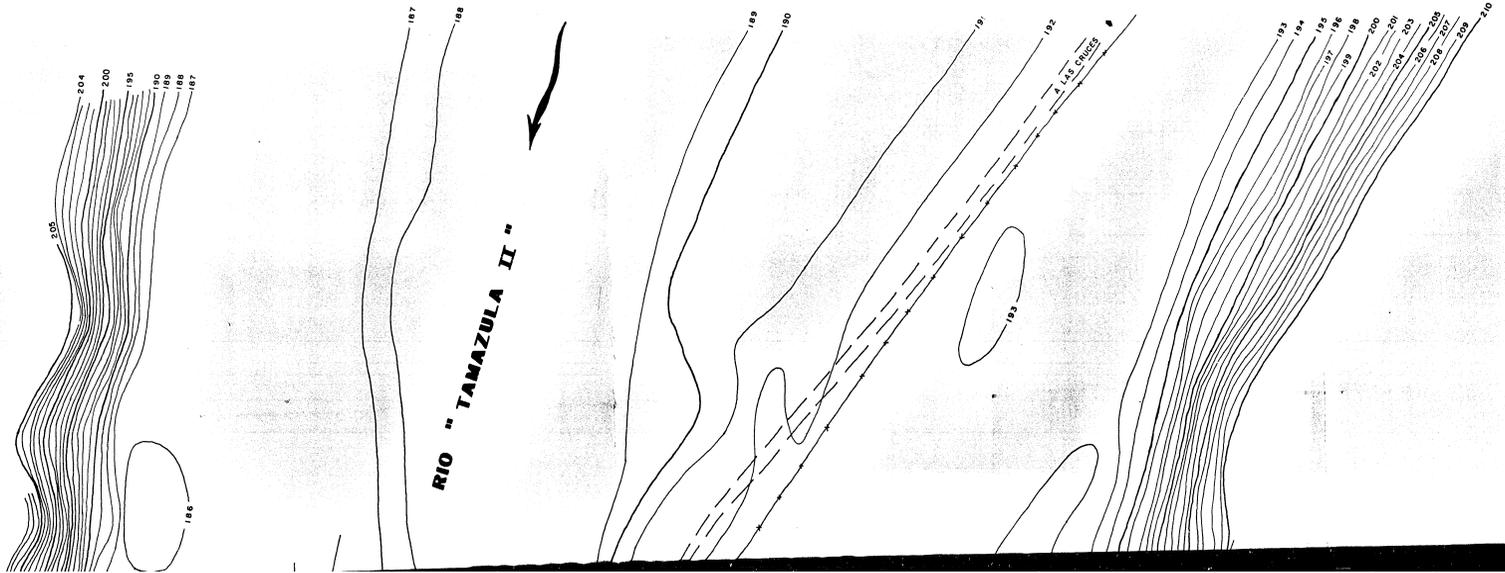


FOTO No. 7.

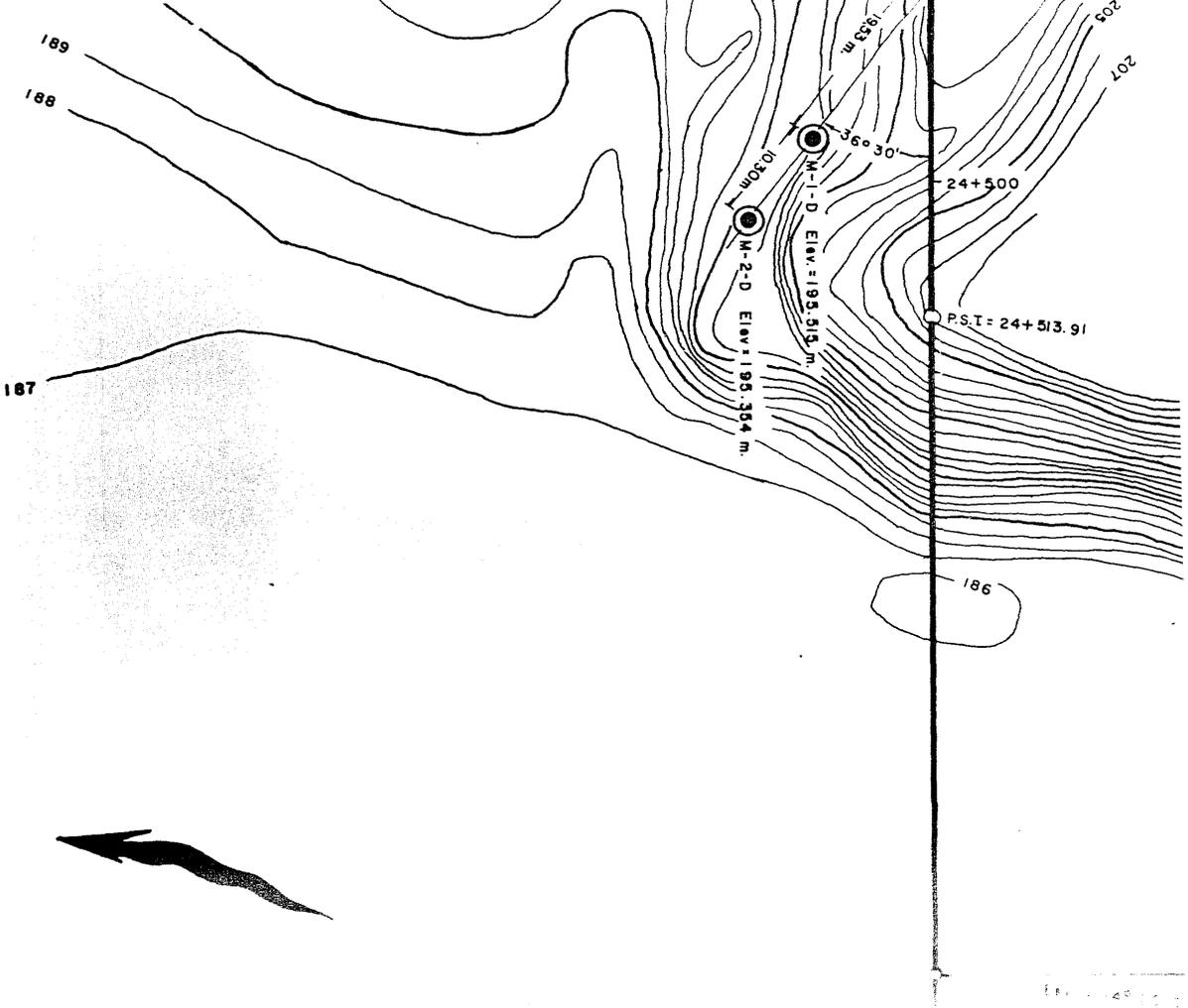
DE CURVA LIVI COMO SE MUEVA EN ESTE SUELO
LOS HORNOS DE CONCRETO DE FOCALIZACIÓN EN

ECC 1200

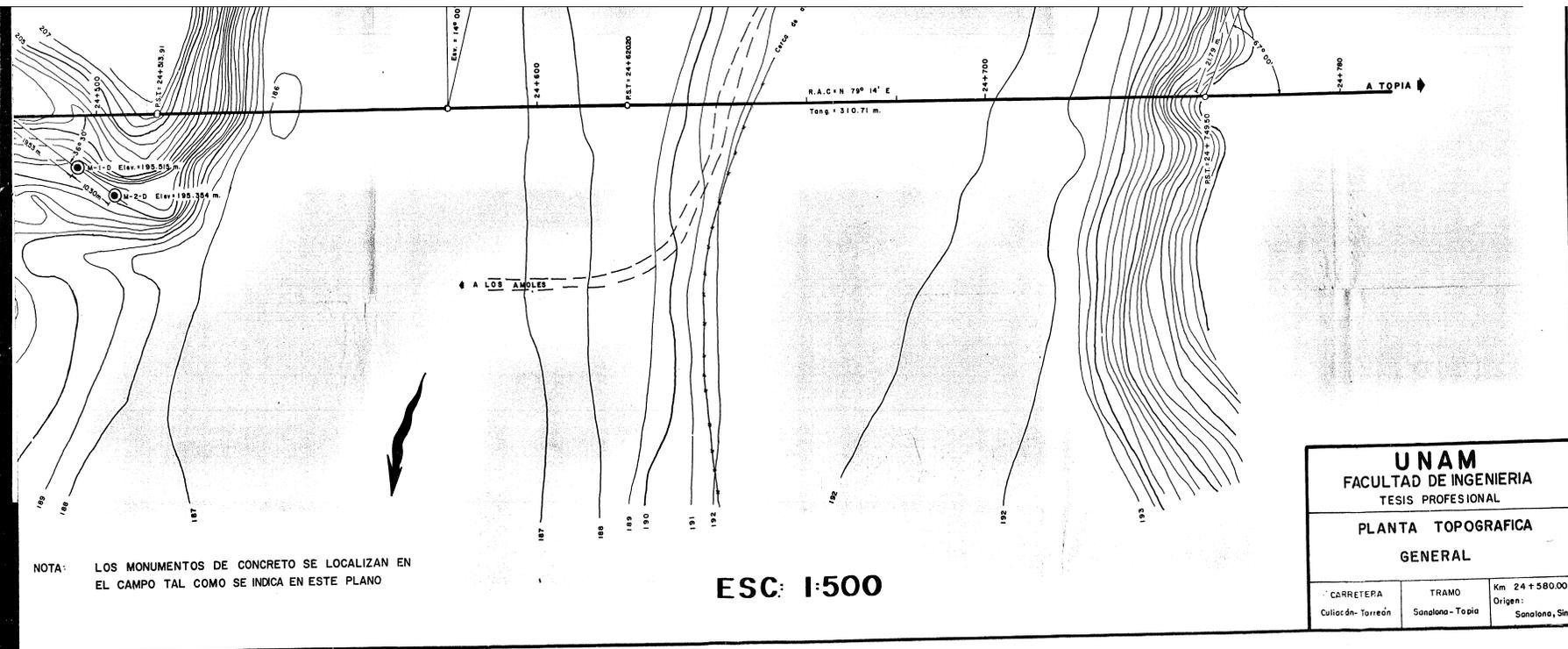
Scale	1:5000	Projection	UTM
Date	1980	Sheet	1200
ECC 1200			



POS DE CURVA
+224+437.57 Incc.
+ 45° 10' Dec.
+ 10° 00'
+ 47.76 m.
+ 90.50 m.
+ 114.59 m.



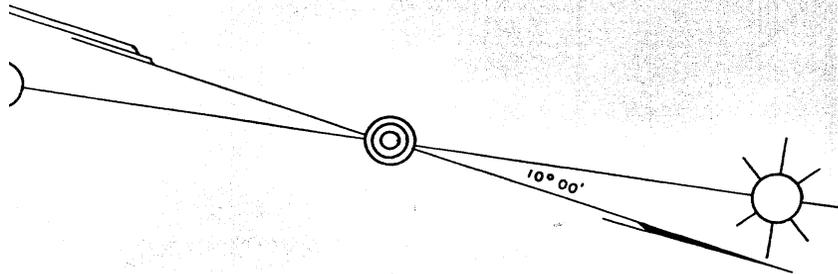
NOTA: LOS MONUMENTOS DE CONCRETO SE LOCALIZAN EN EL CAMPO TAL COMO SE INDICA EN ESTE PLANO

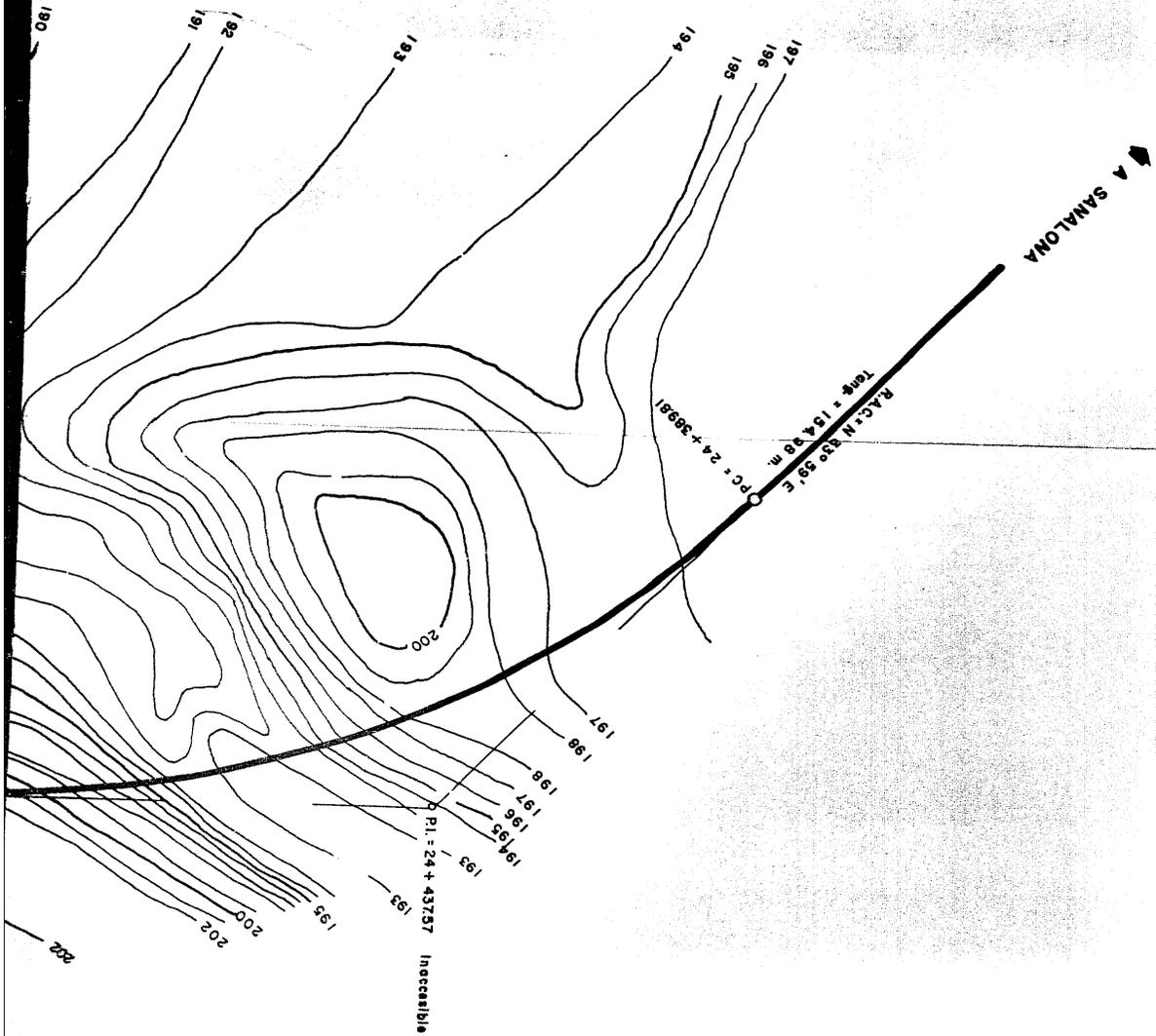


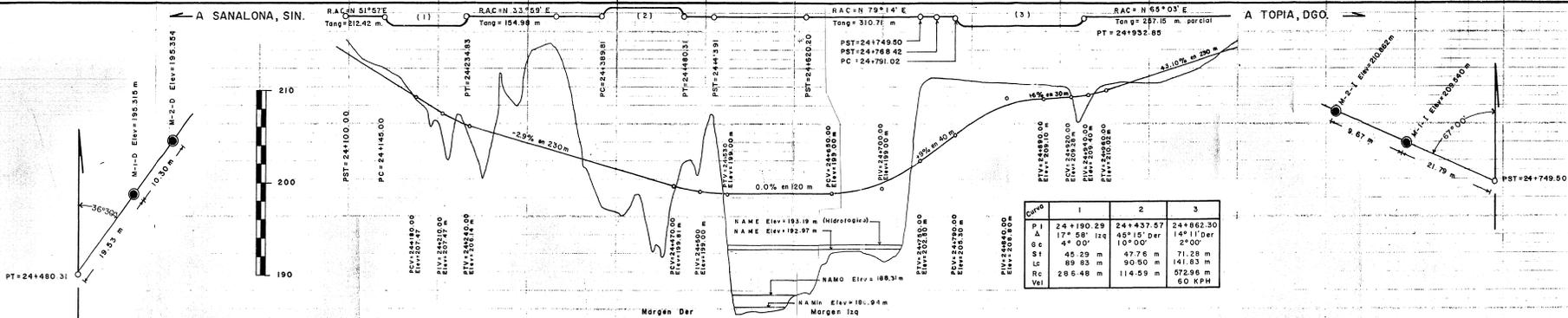
NOTA: LOS MONUMENTOS DE CONCRETO SE LOCALIZAN EN EL CAMPO TAL COMO SE INDICA EN ESTE PLANO

ESC: 1:500

UNAM		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
PLANTA TOPOGRAFICA		
GENERAL		
CARRETERA Culiacán-Torreón	TRAMO Sanluisa - To Pia	Km 24 + 580.00 Origen: Sanluisa, Sin.







BN25-1 Sobre grapas en tranco de "Guaxima" a 20.00 m Der de Est 24+134.00 Elev prom = 212.049 m

BN 25-2 Sobre Grapas en tranco de "Guaxima" a 32.00 m Der de Est = 24+745.00 Elev prom = 211.021 m

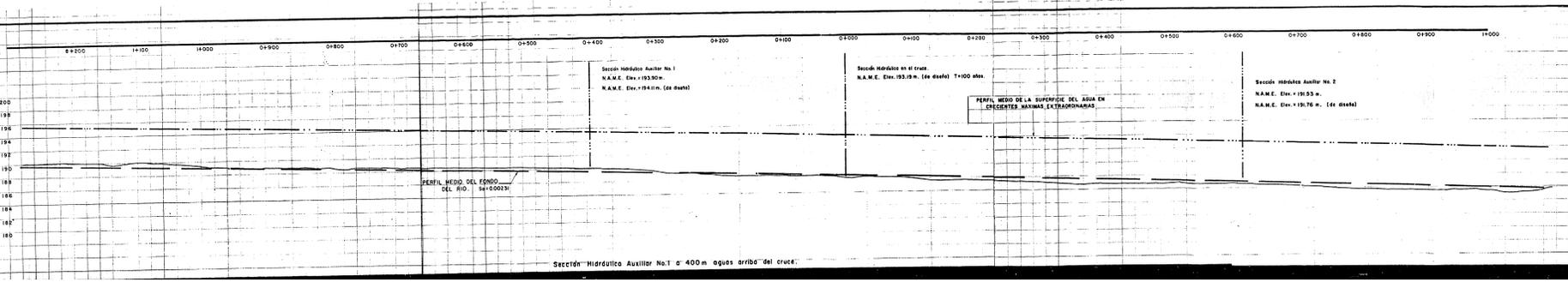
COMP	1	2	3
Pi	24+190.29	24+437.57	24+862.50
A	174.58' ±	45°15' per	15°11' Der
g	4° 00'	10° 00'	2° 00'
Sf	46.29 m	47.76 m	71.28 m
Lc	89.93 m	90.50 m	141.83 m
Rc	286.48 m	114.59 m	572.96 m
Vel			60 KPH

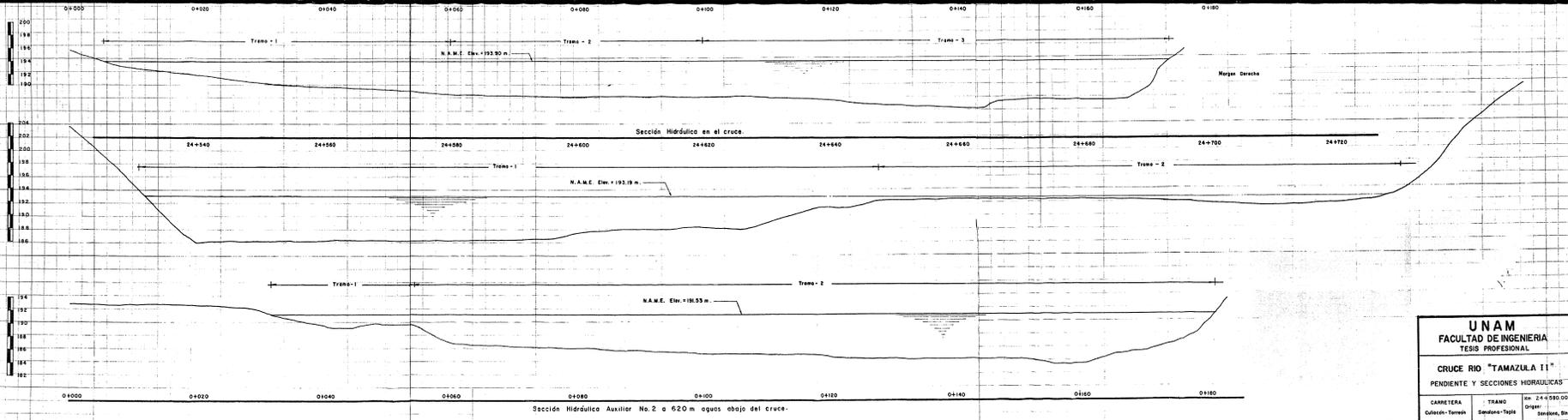
Estación	Cota
24+100	215.56
243.31	213.31
247.54	212.54
251.57	211.57
259.92	209.92
265.79	206.79
265.09	205.09
264.82	204.82
262.67	202.67
269.78	209.78
271.59	211.59
274.86	214.86
273.80	213.80
265.05	205.05
199.39	199.39
197.01	197.01
197.36	197.36
195.16	195.16
193.98	193.98
202.35	202.35
202.68	202.68
203.57	203.57
185.94	185.94
185.54	185.54
186.54	186.54
187.46	187.46
188.31	188.31
191.39	191.39
192.61	192.61
192.73	192.73
192.14	192.14
192.05	192.05
203.01	203.01
211.40	211.40
211.38	211.38
211.18	211.18
210.94	210.94
210.83	210.83
210.82	210.82
210.70	210.70
210.51	210.51
209.58	209.58
208.62	208.62
210.60	210.60
210.93	210.93
210.85	210.85
210.85	210.85
211.46	211.46
212.25	212.25
213.36	213.36
214.75	214.75

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL

CRUCE RIO "TAMAZULA II"
 PERFIL DE CONSTRUCCION

CARRETERA Culiacán-Torreón	TRAMO Sanalona-Topia	Km 24+580.00 Origen: Sanalona, Sin.
-------------------------------	-------------------------	---





UNAM		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
CRUCE RIO "TAMAZULA II"		
PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS		
CARRETERA	TRAMO	Km. 24+580.00
Culicaci-Tamash	Sedena-Tapia	Estado Sinaloa, S.R.

A.III.2 ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL PUENTE

- Determinación de la cuenca y área de la misma.

Para la realización del estudio hidrológico se requiere la determinación de la cuenca de drenaje, es decir, el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Esto último se menciona ya que la frontera de una cuenca de drenaje y su correspondiente cuenca de agua subterránea no necesariamente tienen la misma proyección horizontal.

La cuenca de drenaje está limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza la corriente en el punto de salida.

La determinación del parteaguas de la cuenca se realizó sobre la carta topográfica de la zona, elaborada por la Secretaria de la Defensa Nacional, la cual está a una escala de 1 : 250 000 (Fig. A.III.1, parcial). En la figura citada se indica también el trazo del tramo Sanalona-Topia perteneciente a la carretera Culiacán-Torreón, cuyo cruce con el Rio Tamazula II determina la posición del puente en estudio.

El área de la cuenca se calculó directamente sobre un dibujo a escala en papel milimétrico (Fig. A.III.2). El área calculada fué de 2409 km².

- Pendiente de la cuenca.

La determinación de la pendiente de la cuenca se realizó aplicando el criterio de Horton. Se trazó una malla (ver fig. A.III.1) cuyo eje sigue aproximadamente el eje del cauce principal. Se hicieron 20 divisiones en el eje X y 21 en el eje Y, obteniendo 420 cuadros de 3.0 km por lado. El desnivel entre curvas de nivel es de 100 m: D = 0.100 km. En la tabla A.III.1 se resumen los datos necesarios para el cálculo de la pendiente de la cuenca.

Y las pendientes de la cuenca, según este criterio, se calculan con las siguientes expresiones:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad ; \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad ; \quad S_c = \frac{ND}{L} \sec \phi$$

donde:

S_x = Pendiente de la cuenca en la dirección 'x'.

S_y = Pendiente de la cuenca en la dirección 'y'.

S_c = Pendiente de la cuenca.

D = Desnivel constante entre curvas de nivel.

N_x = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección 'x', con las curvas de nivel.

N_y = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección 'y', con las curvas de nivel.

L_x = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección 'x', comprendidas dentro de la cuenca.

NUMERO DE LA LINEA DE LA MALLA	INTERSECCIONES		LONGITUDES (km)	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	0	3	0	2.0
1	31	11	17.4	7.8
2	36	33	23.8	16.6
3	47	113	28.0	38.2
4	51	127	42.0	45.9
5	72	114	48.0	52.3
6	72	142	47.2	59.2
7	76	117	50.0	59.8
8	127	143	49.8	59.7
9	112	108	50.6	60.4
10	99	125	50.0	61.6
11	113	117	46.2	58.0
12	122	102	43.3	52.2
13	120	101	43.0	49.4
14	107	97	44.4	42.4
15	111	100	46.4	43.4
16	81	74	41.4	38.0
17	69	51	35.4	16.7
18	64	20	33.5	11.1
19	49	18	25.6	6.0
20	34	0	23.6	0.0
21	0	0	1.0	0.0
S U M A :	1593	1716	790.6	780.7
SUMA TOTAL :	3309		1571.3	

TABLA A.III.1.

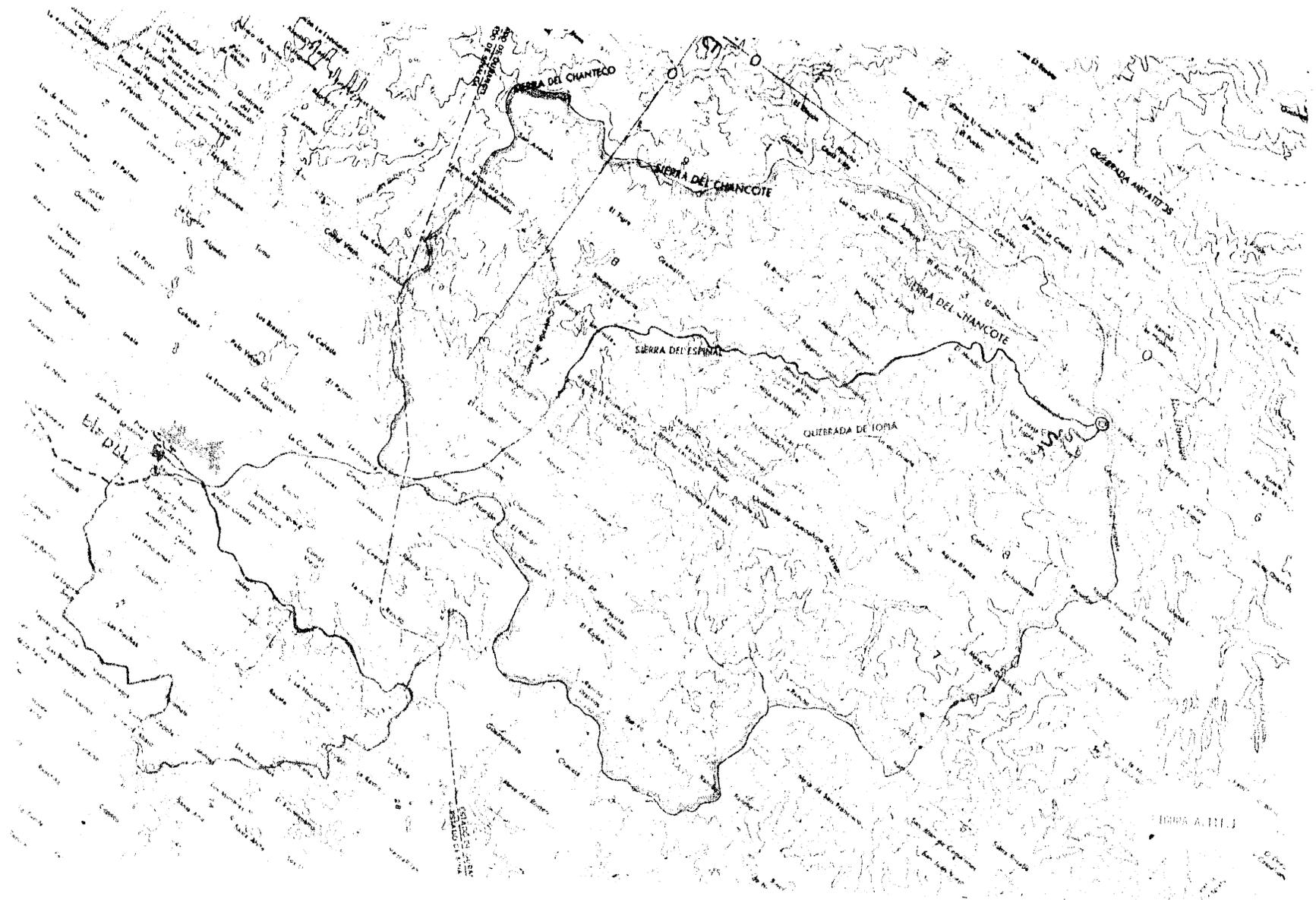
Ly = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección 'y', comprendidas dentro de la cuenca.

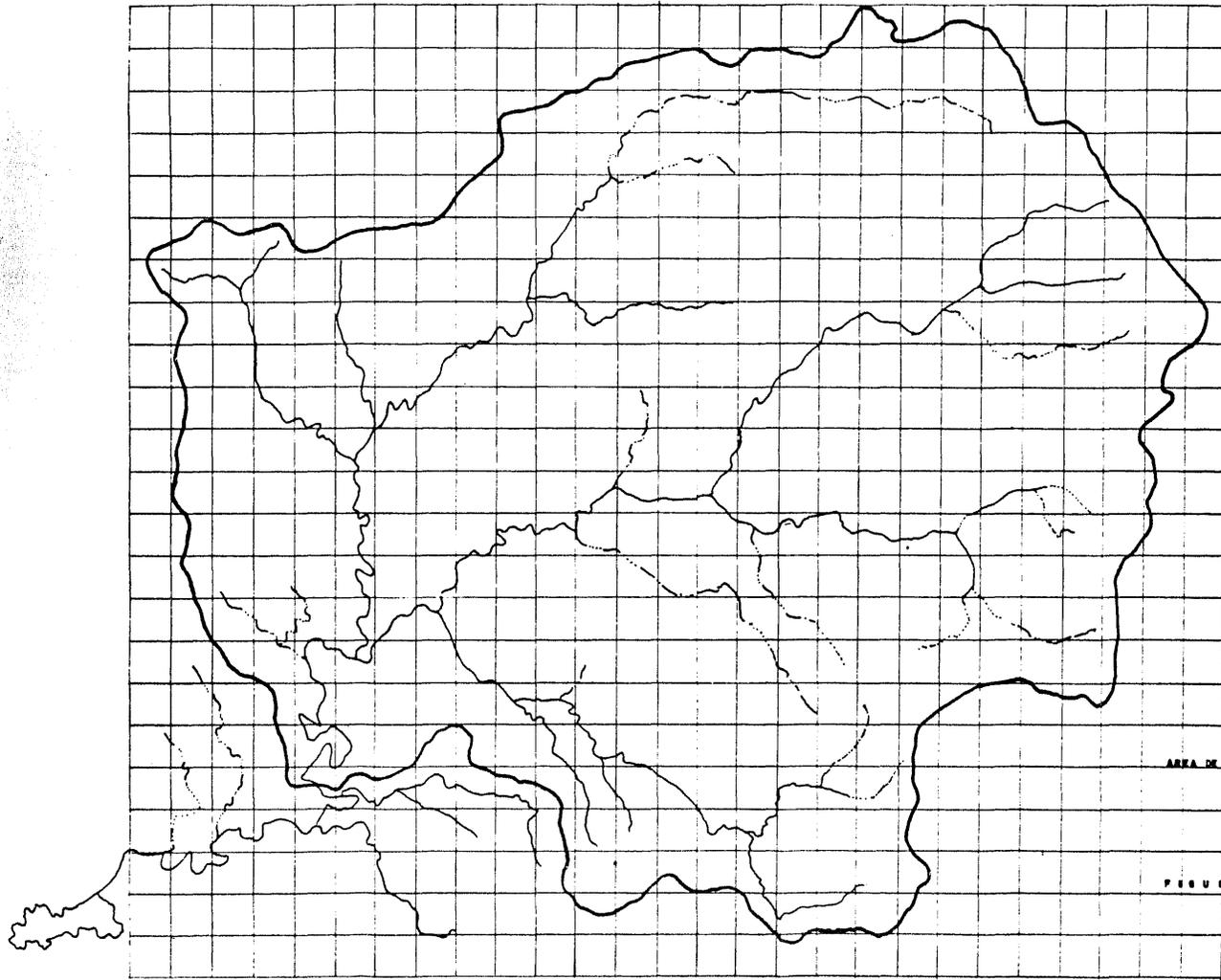
N = Nx + Ny.

L = Lx + Ly.

ϕ = Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Considerando que $\sec \phi = 1$, tenemos:





AREA DE LA CUENCA=2000 km²

FIGURA A.30.2

$$S_x = \frac{1593 \times 0.100}{790.60} = 0.20149$$

$$S_y = \frac{1716 \times 0.100}{800.70} = 0.21180$$

$$S_c = \frac{3309 \times 0.100}{1571.30} = 0.21058$$

y calculando S_c como el promedio aritmético de S_x y S_y :

$$S_c = \frac{(0.20149 + 0.21180)}{2} = 0.20664$$

entonces, consideramos como pendiente de la cuenca $S_c = 0.00210$

-Elección de los métodos hidrológicos para la determinación del gasto de diseño.

Como se mencionó anteriormente, la utilización de uno u otro método hidrológico para la determinación del gasto de diseño está en función principalmente de la información disponible, de la confiabilidad de la misma, y de las restricciones propias de cada método hidrológico.

Para la obtención de la información necesaria para aplicar los métodos estadísticos, se recurrió al boletín hidrológico (editado por SARH) que contiene la región hidrológica No. 10 a la que pertenece la cuenca en estudio. En el plano de localización de estaciones de aforo de dicho boletín se encontró la estación hidrométrica Tamazula, situada aproximadamente a 10 km aguas arriba del cruce en estudio. Siendo el área drenada de esta estación de 2241 km², es decir el 98.69% del área de la cuenca en estudio, y dado que entre la estación y el cruce el río no recibe ningún tributario, se considerará que los aforos de la estación Tamazula se pueden asociar al cruce.

Los datos obtenidos del boletín hidrológico para la estación Tamazula se muestran en la tabla A.III.2.

AFOROS MAXIMOS ANUALES	
AÑO	GASTO MAXIMO ANUAL m ³ /seg
1962	1304.00
1963	893.80
1964	592.00
1965	228.45
1966	606.80
1967	906.78
1968	723.19
1969	292.00
1970	509.00
1971	590.40
1972	1246.00
1973	462.50
1974	442.52
1975	360.52
1976	563.96
1977	364.00
1978	620.00

TABLA A.III.2.

sentido cuando la cuenca estudiada es pequeña, ya que un análisis de este tipo requiere de una serie de datos cuya valuación es imprecisa y, en algunas ocasiones, subjetiva. Ya que el área de la cuenca en estudio es de 2409 -- km² no tiene objeto aplicarlos.

Por último, en relación con los métodos empíricos, se puede decir que -- nos son útiles solamente desde un punto de vista preliminar, pues nos proporcionan resultados generalmente elevados. Para la aplicación de los métodos empíricos es conveniente utilizar las envolventes regionales referidas al -- periodo de retorno de diseño, pues las envolventes generales proporcionan resultados muy elevados a los que se desconoce el periodo de retorno al que se asocian, e impiden la aplicación de un criterio económico de diseño en función de la probabilidad de falla de la estructura.

En vista de que no se cuenta con bastante información para determinar la elección de alguno de los métodos hidrológicos, se realizará un análisis preliminar con los métodos empíricos, y se aplicarán los métodos estadísticos a los datos de aforo con que se cuenta, para tener noción del probable gasto de diseño. Asimismo, se tratará de encontrar alguna correlación con las diferentes estaciones hidrométricas de la zona, que permita estimar el gasto de diseño mediante comparación de cuencas, regionalización o algún otro método que se derive del análisis. Por otro lado, es conveniente realizar estudios hidráulicos del río en base a los niveles de avenidas extraordinarias que proporcionen los habitantes del lugar; aunque no están referidos a un cierto periodo de retorno, contribuyen, de acuerdo a la confiabilidad que se les pueda dar, a normar el criterio en la elección del gasto de diseño.

Métodos Empíricos.

De los métodos empíricos para el cálculo del gasto de diseño se utilizaron el método de Lowry y el del Departamento de Puentes (Ing. F. Fossas R.).

Como se dijo anteriormente, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos definió curvas envolventes regionales para frecuencias de 5, 10, -- 20, 50, 100, 1000 y 10 000 años a partir de un análisis probabilístico aplicando a los datos de cada región hidrológica los métodos de Foster III y -- Gumbel. Para la aplicación de estos métodos se consideró como dato base o inicial la envolvente que corresponde a cada región hidrológica, así como -- los datos de los gastos máximos unitarios observados o estimados en las -- tres estaciones hidrométricas cuyos datos sean los más cercanos a la citada envolvente regional; uno de estos datos fué el que rigió para el trazo de -- las envolventes asociadas a una probabilidad.

La figura A.III.3 es la lámina No. 85 del álbum publicado por la Secretaría citada, correspondiente a la región hidrológica # 10 (Sinaloa) que es a la que pertenece la cuenca en estudio.

Entrando a esta gráfica con el área de nuestra cuenca (2409 km²) obtenemos los siguientes gastos por unidad de área:

$$\text{Para } T = 50 \text{ años} \quad q = 4.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 .$$

$$\text{Para } T = 100 \text{ años} \quad q = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 .$$

y el gasto en nuestra cuenca, para cada periodo de retorno es:

Para $T = 50$ años $Q_{50} = (4.4) (2409) = 10,599 \text{ m}^3/\text{s} .$

Para $T = 100$ años $Q_{100} = (5.0) (2409) = 12,045 \text{ m}^3/\text{s} .$

En el mismo estudio se indica que las curvas envolventes a las cuales se ha asociado una frecuencia deben considerarse solamente como una guía en la determinación del gasto máximo probable hasta un cierto sitio, y que las -- muestras en muchos casos no son lo suficientemente amplias para considerarse como fieles representativas de la región. Además dice que debe tomarse en cuenta las condiciones reales que prevalecen para el sitio en estudio y -- aquellas que rigen la familia de curvas envolventes, por lo cual recomiendan cautela en su uso.

El Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de la S.A.H.O.P. ha elaborado una gráfica que proporciona el gasto de -- proyecto para puentes en función del área, forma y pendiente de la cuenca.

La gráfica consta de 6 líneas quebradas (fig. A.III.4), en papel logarít mico, formadas por 2 o 3 tramos rectos. Cada línea es aplicable a varias -- regiones hidrológicas, anotadas en su extremo superior, en las cuales se --- adoptó la primera clasificación de la Secretaría de Agricultura y Recursos -- Hidráulicos (en la misma figura A.III.4 se tiene la división de la República Mexicana en regiones hidrológicas de acuerdo a esa clasificación).

El gasto en esta gráfica está dado en m^3/s , a diferencia de las de -- Lowry que lo dan en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$.

Esta gráfica se elaboró con base en la información proporcionada por las estaciones hidrométricas con registros más amplios dentro de cada región hidrológica, complementada con datos históricos y registros de estaciones del vecino país del norte cercanas a nuestra frontera.

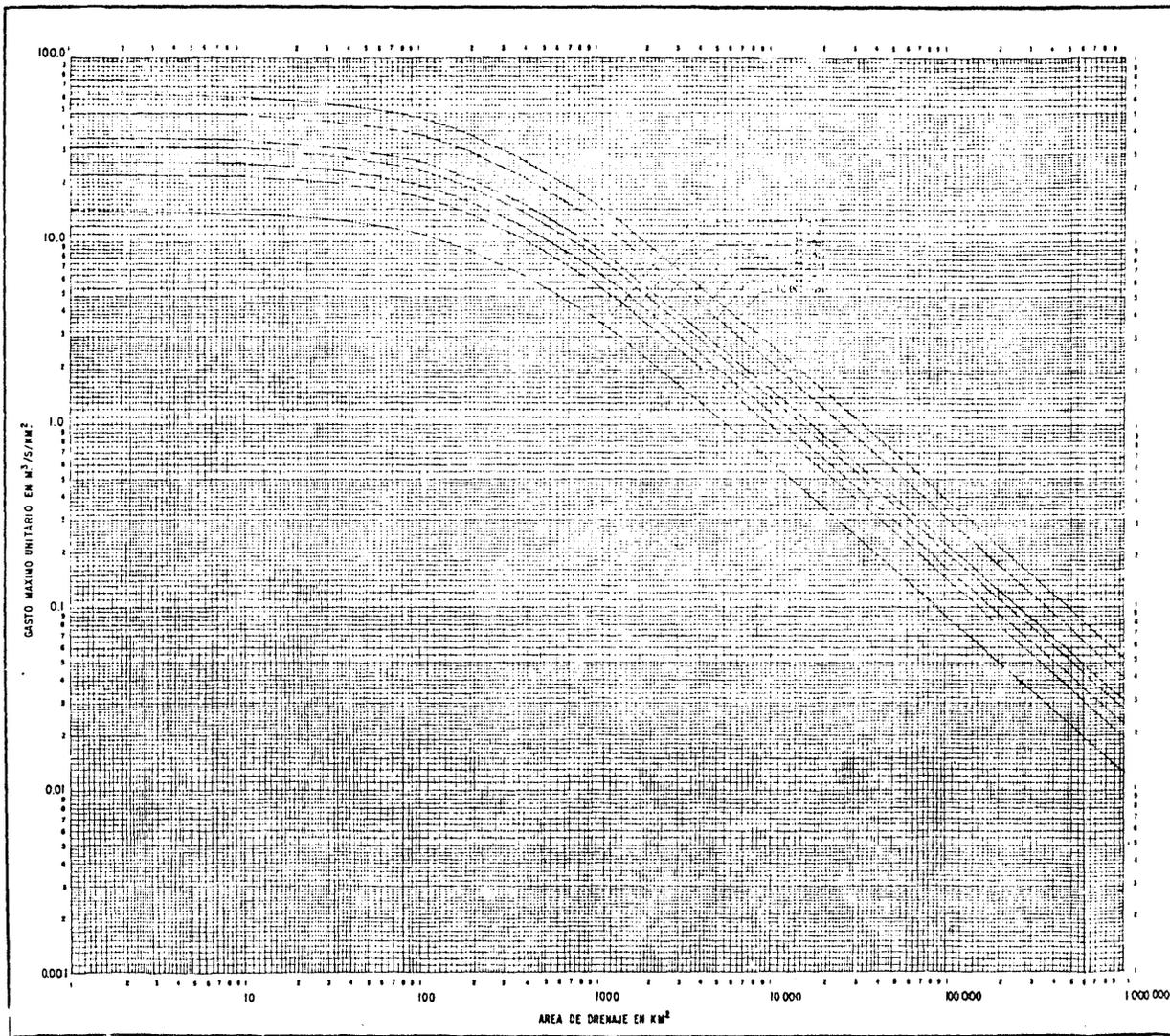
Después se graficaron en papel logarítmico los gastos observados y se -- trazaron líneas quebradas asociadas a las diferentes regiones hidrológicas, o sea que es un método similar al de Creager o Lowry pero, a diferencia de -- éstos en los que se trazan curvas envolventes, en el Departamento de Puentes se procuró trazar las líneas por enmedio de los puntos graficados.

Si se tratara de asignar un periodo de retorno a la gráfica que estamos comentando, éste sería de 100 años, de acuerdo con la experiencia que se tie ne en el Departamento mencionado al comparar los resultados de este método -- con los de otros que si permiten relacionar la magnitud de los gastos con su frecuencia.

La cuenca en estudio se localiza en el Estado de Durango, cercana al Es tado de Chihuahua y colindante con el Estado de Sinaloa, por lo que queda en la región hidrológica No. 4 de la primera clasificación de la S.A.R.H. (ver fig. A.III.4. Entrando a la figura citada con el área de nuestra cuenca -- (2409 km^2) a la línea superior (que es la que corresponde a la región hidro lógica No. 4) obtenemos $q = 5000.0 \text{ m}^3/\text{s} .$

Como la forma de nuestra cuenca no es alargada no es necesario hacer la reducción del gasto obtenido, que por este concepto se indica en la figura -- A.III.4.

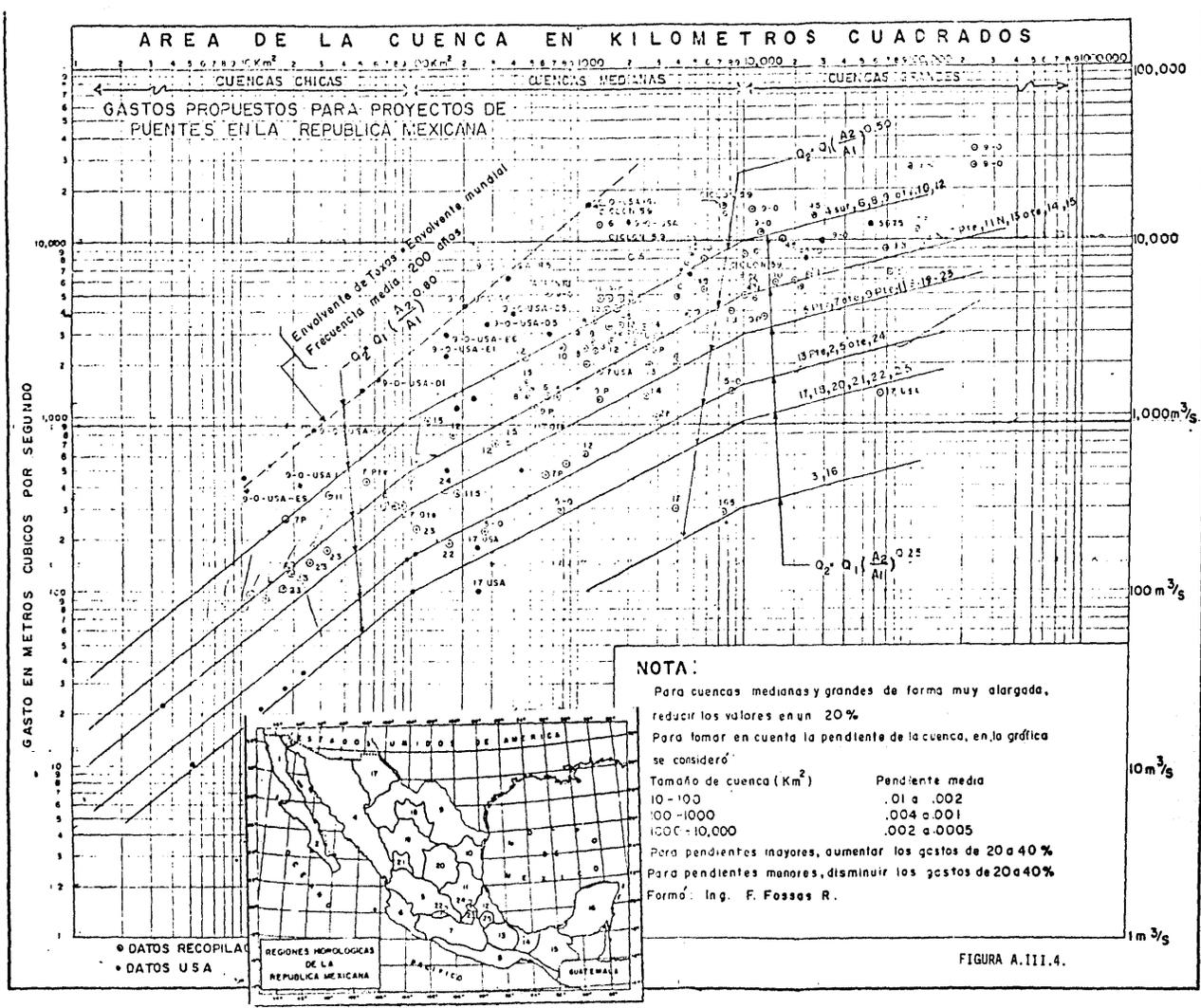
La pendiente media de nuestra cuenca es $S_c = 0.0021$ y cae en el rango in dicado en la misma figura, por lo que no es necesario aumentar ni disminuir el gasto.



ESTACIONES ANALIZADAS:
 HUITES (10-6) RIGIO
 PRESA ADOLFO LOPEZ MATEOS (10-25)
 EL BIEDAL (10-45)
 SADRAGAQUATO (10-29)

FIGURA A. III. 3.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS		
SUBSECRETARIA DE PLANEACION		
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS		
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA		
ESTUDIO DE ENVOLVENTES DE LOS GASTOS MAXIMOS		
EN LAS CORRIENTES DEL PAIS		
GASTOS MAXIMOS PROBABLES		
R HIDR. 10 - SINALOA		
Conforma		
SUBDIRECTOR DE HIDROLOGIA	A DROS.	SUBSECRETARIO DE PLANEACION
DIRECTOR GENERAL		SECRETARIO
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DE 1977		LAMINA 85



Así, el gasto obtenido por el método del Departamento de Puentes para la cuenca en estudio, con un periodo de retorno alrededor de 100 años, es de - 5000 m³/ s .

Métodos estadísticos.

En lo que sigue se tiene la aplicación de los métodos de Gumbel, Nash, - Lebediev, Pearson tipo III y Log-Pearson tipo III a los datos registrados en la estación Tamazula para generar los gastos de diseño asociados a periodos de retorno de 50 y 100 años.

* CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE GUMBEL, PARA PERIODOS DE RETORNO DE 50 y 100 AÑOS, QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE TANZULLA, DGO., SOBRE EL RÍO TANZULLA.

EN LA TABLA A.III.3 SE TIENEN LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN EN ESTUDIO, OBTENIDOS DEL BOLETÍN HIDROLÓGICO # 36 (SARH).- ÉSTA MISMA TABLA SE UTILIZA COMO TABLA DE CÁLCULO.

1	2	3
AÑO DE OBSERVACIÓN	GASTO MÁXIMO ANUAL (Q_d)	$Q_d^2 \times 10^{-4}$
1962	1304.00	170.04
1963	893.80	79.89
1964	592.00	35.05
1965	228.45	5.22
1966	606.80	36.82
1967	906.78	82.22
1968	723.19	52.30
1969	292.00	8.53
1970	509.00	25.91
1971	590.40	34.86
1972	1246.00	155.25
1973	462.50	21.39
1974	442.25	19.56
1975	360.52	13.00
1976	563.96	31.81
1977	364.00	13.25
1978	620.00	38.44
SUMA	10,705.65	823.54

TABLA A.III.3

EL GASTO DE DISEÑO, POR EL MÉTODO DE GUMBEL, SE OBTIENE CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$Q_{\text{MÁX}} = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left[Y_n + \text{Log}_e \left(\frac{1}{T} \right) \right]$$

EC. A.III.1

EN DONDE:

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \quad \text{E.C. A. III. 2}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N \bar{Q}^2}{N-1}} \quad \text{E.C. A. III. 3}$$

SIENDO:

N = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

Q_i = GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS, EN m^3/s .

\bar{Q} = GASTO MEDIO, EN m^3/s .

σ_Q = DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS GASTOS, EN m^3/s .

γ_N = PARÁMETRO, FUNCIÓN DE N (VER TABLA A. III. 4).

σ_N = PARÁMETRO, FUNCIÓN DE N (VER TABLA A. III. 4).

T = PERÍODO DE RETORNO, EN AÑOS.

Q_{max} = GASTO MÁXIMO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DETERMINADO, EN m^3/s .

PARA CALCULAR EL INTERVALO DE CONFIANZA, O SEA, AQUEL DENTRO DEL CUAL AEU-
-DE VARIA Q_{max} DEPENDIENDO DEL REGISTRO DISPONIBLE, SE HACE LO SIGUIENTE:

SI $\phi = 1 - \frac{1}{T}$ VARÍA ENTRE 0.20 Y 0.80, EL INTERVALO DE CONFIANZA
SE CALCULA CON LA FÓRMULA:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \sigma_Q} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \cdot \gamma_N} \quad \text{E.C. A. III. 4}$$

DONDE:

N = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

$\sqrt{N \sigma_Q}$ = PARÁMETRO FUNCIÓN DE ϕ , TABLA A. III. 5

σ_N = PARÁMETRO FUNCIÓN DE N , TABLA A. III. 4

σ_Q = DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS GASTOS.

SI ϕ ES MAYOR DE 0.90 EL INTERVALO SE CALCULA COMO:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.4 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad \text{E.C. A. III. 5}$$

LA ZONA DE ϕ COMPROMISADA ENTRE 0.8 Y 0.9 SE CONSIDERA DE TRANSI-
-CIÓN, DONDE ΔQ ES PROPORCIONAL AL CALCULADO POR LAS ECUACIONES A. III. 4
Y A. III. 5, DEPENDIENDO DEL VALOR DE ϕ .

EL GASTO MÁXIMO PARA UN CIERTO PERÍODO DE RETORNO PODRÁ COMPROMISARSE
DENTRO DEL INTERVALO DEFINIDO POR $Q_{max} - \Delta Q$ Y $Q_{max} + \Delta Q$.

n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
8	.4343	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9238	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5439	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53036	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1453	250	.56873	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA A.III.4

ϕ	$\sqrt{n} \alpha \sigma_{\Sigma}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

a) CÁLCULO DEL GASTO MEDIO ANUAL REGISTRADO.

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i = \frac{\text{SUMA COL. 2 TABLA A.III.3}}{\text{NÚMERO DE AÑOS REGISTRADO}}$$

$$\bar{Q} = \frac{10,705.65}{17} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\bar{Q} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) CÁLCULO DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR.

SUSTITUYENDO EL VALOR DE \bar{Q} Y LA SUMA DE LA COLUMNA 3 DE LA TABLA A.III.3 EN LA ECUACIÓN A.III.3 TENEMOS:

$$\sigma_{\bar{Q}} = \sqrt{\frac{823.54 \times 10^4 - (17)(629.74)^2}{16}} = 305.54 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad \sigma_{\bar{Q}} = 305.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES γ_N Y σ_N .

DE LA TABLA A.III.4, PARA $N=17$ OBTENEMOS:

$$\gamma_N = 0.5181$$

$$\sigma_N = 1.0411$$

d) OBTENCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL GASTO MÁXIMO.

SUSTITUYENDO LOS VALORES OBTENIDOS EN LA ECUACIÓN A.II.1:

$$Q_{\text{MÁX}} = 629.74 - \frac{305.54}{1.0411} \left[0.5181 + \text{Log}_e \frac{1}{T} \right]$$

$$Q_{\text{MÁX}} = 629.74 - 152.05 - 293.48 \text{ Log}_e \frac{1}{T}$$

$$Q_{\text{MÁX}} = 477.69 - 293.48 \text{ Log}_e \frac{1}{T}$$

e) GASTO MÁXIMO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO, SIN CONSIDERAR EL INTERVALO DE CONFIANZA.

PARA $T = 50$ AÑOS

$$Q_{\text{MÁX}} = 477.69 - 293.48 \text{ Log}_e \left(\frac{1}{50} \right) = 1626 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad Q_{\text{MÁX}50} = 1626.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

PARA $T = 100$ AÑOS

$$Q_{\text{MÁX}} = 477.69 - 293.48 \text{ Log}_e \left(\frac{1}{100} \right) = 1829 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad Q_{\text{MÁX}100} = 1829.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

f) INTERVALO DE CONFIANZA.

COMO $\beta = 1 - \frac{1}{T}$ EN LOS DOS CASOS ES MAYOR QUE 0.9, EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.5; ASÍ:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_{\bar{Q}}}{\sigma_N} = \pm \frac{(1.14)(305.54)}{1.0411} = \pm 335 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad \Delta Q = \pm 335.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

g) GASTO MÁXIMO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO, CONSIDERANDO EL ÍN-
-TELVULO DE CONFIANZA.

SE CALCULARON PARA $Q_{MAX} + \Delta Q$, QUE SE UTILIZA COMO NORMA EN EL DEPARTA-
-MENTO DE PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES, YA QUE
ESTÁ DEL LADO DE LA SEGURIDAD.

PERO T = 50 AÑOS

$$Q_{MAX_{50}} + \Delta Q = 1626.0 + 335.0 = 1961.0 \text{ m}^2/\text{s}$$

PERO T = 100 AÑOS

$$Q_{MAX_{100}} + \Delta Q = 1829.0 + 335.0 = 2164.0 \text{ m}^2/\text{s}$$

* CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE NASH, PARA PERIODOS DE RETORNO DE 50 y 100 AÑOS, QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE TAMAZULA, DGO., SOBRE EL RÍO TAMAZULA.

EL GASTO DE DISEÑO, POR EL MÉTODO DE NASH, SE OBTIENE CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$Q_{MÁX} = Q_0 + C_0 \text{Log}_e \text{Log}_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \quad \text{EC. A. III. 6}$$

DONDE:

$Q_{MÁX}$ = GASTO MÁXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO, EN m^3/s
 Q_0 y C_0 = PARÁMETROS QUE SON FUNCIÓN DEL REGISTRO DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES.
 T = PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.

LOS PARÁMETROS Q_0 y C_0 SE VALORAN, CON BASE EN LOS REGISTROS, EN LA FORMA SIGUIENTE:

$$Q_0 = \bar{Q} - C_0 \bar{X} \quad \text{EC. A. III. 7}$$

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N \bar{X} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N \bar{X}^2} \quad \text{EC. A. III. 8}$$

SIENDO:

$$X_i = \text{Log}_e \text{Log}_e \left[\frac{T_i}{T_i - 1} \right] \quad \text{EC. A. III. 9}$$

DONDE:

N = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

Q_i = GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS, EN m^3/s .

$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i$ = GASTO MEDIO, EN m^3/s .

X_i = CONSTANTE PARA CADA GASTO Q REGISTRADO, FUNCIÓN DE SU PERIODO DE RETORNO CORRESPONDIENTE.

$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$ = VALOR MEDIO DE LAS X .

EL VALOR DE CADA T_i QUE SE DEBE INTRODUCIR EN LA ECUACIÓN A. III. 9 SE OBTIENE APLICANDO LA FÓRMULA DE WEIBULL A CADA UNO DE LOS GASTOS Q_i DEL REGISTRO, O SEA:

$$T_i = \frac{N+1}{m_i} \quad \text{EC. A. III. 10.}$$

DONDE m_i ES EL RANGO CORRESPONDIENTE AL GASTO MÁXIMO ANUAL Q_i , AL ORDENAR

LOS GASTOS EN FORMA DECRECIENTE y ASIGNANDO EL NÚMERO 1 AL MAS GRANDE DE LOS REGISTRADOS.

EL INTERVALO DENTRO DEL CUAL PUEDE VARIAR EL Q_{max} CALCULADO CON LA ECUACIÓN A.III.6 SE OBTIENE CON:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (x - \bar{x})^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left[S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right]} \quad \text{EC. A.III.11}$$

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 \quad \text{EC. A.III.12}$$

$$S_{qq} = N \sum q_i^2 - (\sum q_i)^2 \quad \text{EC. A.III.13}$$

$$S_{xq} = N \sum q_i x_i - (\sum q_i)(\sum x_i) \quad \text{EC. A.III.14}$$

EN LA ECUACIÓN A.III.11 SE VE QUE ΔQ SÓLO VARÍA CON x , LA CUAL SE CALCULA CON LA ECUACIÓN A.III.9 SUSTITUYENDO EL VALOR DEL PERIODO DE RETORNO PARA EL CUAL SE CALCULO EL Q_{max} . TODOS LOS DEMÁS TÉRMINOS QUE INTERVIENEN EN LA ECUACIÓN A.III.11 SE OBTIENEN DE LOS DATOS.

EL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO, PARA UN CERTO PERIODO DE RETORNO, QUEOBRARÁ COMPRENDIDO ENTRE $Q_{max} - \Delta Q$ y $Q_{max} + \Delta Q$.

a) CÁLCULOS PRELIMINARES.

EN LA COLUMNA 1 DE LA TABLA A.III.6 SE ORDENAN EN FORMA DECRECIENTE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LOS AÑOS DE 1962 A 1978 EN LA ESTACIÓN EN ESTUDIO, OBTENIDOS DEL BOLETÍN HIDROLÓGICO #36 DE LA SECRETARÍA DE AGRICULTURA y RECURSOS HIDRÁULICOS.

LA COLUMNA 2 ES EL NÚMERO DE ORDEN QUE VA DE 1 A 17, PUES ESTE ES EL NÚMERO DE DATOS. LA COLUMNA 3 SE CALCULA EMPLEANDO LA ECUACIÓN A.III.10, QUE EN ESTE CASO SE REDUCE A:

$$T_x = \frac{17+1}{m_x} = \frac{18}{m_x}$$

LAS x_i SE OBTIENEN SUSTITUYENDO EN LA ECUACIÓN A.III.9 LOS VALORES DE LA COLUMNA 4.

b) CÁLCULO DE \bar{q} y \bar{x} .

SUMANDO LOS DATOS ANOTADOS EN LA COLUMNA 1 DE LA TABLA A.III.6 y DIVI-

DIENDO EL RESULTADO ENTRE EL NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO, SE OBTIENE:

$$\bar{Q} = \frac{10,705.65}{17} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \bar{Q} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s} .$$

PROCEDIENDO DE IGUAL MANERA CON LA COLUMNA 5 DE LA MISMA TABLA SE OBTIENE:

$$\bar{x} = \frac{-8.80}{17} = -0.517 \quad ; \quad \bar{x} = -0.517 .$$

1	2	3	4	5	6	7	8
Q_i	x_i	T_i	$\frac{T_i}{T_i-1}$	x_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i x_i$	x_i^2
1304.00	1	18.00	1.059	-2.86	170.04	-3731.90	8.19
1146.00	2	9.00	1.125	-2.14	155.25	-2665.10	4.57
906.78	3	6.00	1.200	-1.70	82.22	-1543.30	2.89
893.80	4	4.50	1.280	-1.38	79.89	-1234.40	1.91
723.19	5	3.60	1.380	-1.12	52.30	-811.80	1.26
620.00	6	3.00	1.500	-0.90	38.44	-559.70	0.81
606.80	7	2.57	1.640	-0.71	36.82	-429.80	0.50
592.00	8	2.25	1.800	-0.53	35.05	-314.60	0.28
590.40	9	2.00	2.000	-0.37	34.86	-216.40	0.13
563.96	10	1.80	2.250	-0.21	31.81	-118.20	0.04
509.00	11	1.64	2.570	-0.06	25.91	-29.10	0.00
462.50	12	1.50	3.000	0.09	21.39	43.50	0.01
442.25	13	1.38	3.600	0.25	17.56	109.50	0.06
364.00	14	1.28	4.500	0.41	13.25	148.60	0.17
360.52	15	1.20	6.00	0.58	13.00	210.20	0.34
292.00	16	1.12	9.00	0.79	8.53	229.90	0.62
228.45	17	1.06	18.00	1.06	5.22	242.47	1.13
10,705.65	---	---	---	-8.80	823.54	-10,670.13	22.91

TABLA A.III.6 .

c) CÁLCULO DE LAS CONSTANTES a_0 y b_0 .

$$b_0 = \frac{-10,670.13 - (17)(-0.517)(629.74)}{22.91 - (17)(-0.517)^2} = -279.61 \quad ; \quad b_0 = -279.61$$

SUSTITUYENDO b_0 EN LA ECUACIÓN A.III.7:

$$a_0 = 629.74 - (-279.61)(-0.517) = 485.15 \quad ; \quad a_0 = 485.15$$

d) GASTO MÁXIMO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO, SIN CONSIDERAR EL INTERVALO DE CONFIANZA.

SUSTITUYENDO LOS VALORES DE a_0 Y C_0 EN LA ECUACIÓN A.III.6 TENEMOS:

$$Q_{MAX} = 485.18 + (-277.61) \log_e \log_e \frac{T}{T-1}$$

PARA $T = 50$ AÑOS OBTENEMOS:

$$Q_{MAX} = 485.18 - 277.61 \log_e \log_e \frac{50}{49} = 1576.2 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{MIN_{50}} = 1576.2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

PARA $T = 100$ AÑOS:

$$Q_{MAX} = 485.18 - 277.61 \log_e \log_e \frac{100}{99} = 1771.4 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{MIN_{100}} = 1771.4 \text{ m}^3/\text{s}.$$

e) INTERVALO DE CONFIANZA

PARA CALCULAR EL INTERVALO DE CONFIANZA USAREMOS S_{XX} , S_{YY} Y S_{XY} CON LAS ECUACIONES A.III.12, A.III.13 Y A.III.14 RESPECTIVAMENTE:

$$S_{XX} = (17)(22.91) - (-8.80)^2 = 312.03$$

$$S_{YY} = (17)(823.54 \times 10^4) - (10,705.65)^2 = 2539 \times 10^4$$

$$S_{XY} = (17)(-10,670.13) - (10,705.65)(-8.80) = -87,182.4$$

Y SUSTITUYENDO EN LA ECUACIÓN A.III.11 TENEMOS:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{2539 \times 10^4}{(17)^2 (16)} + (x - (-0.517))^2 \frac{1}{(17-2)} \frac{1}{312.03} \left[2539 \times 10^4 - \frac{(-87,182.4)^2}{312.03} \right]}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{5491 + (x + 0.517)^2 (220.3)} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

EL VALOR DE x SE CALCULA CON LA ECUACIÓN A.III.9 PARA CADA PERÍODO DE RETORNO:

PARA $T = 50$ AÑOS:

$$x_{50} = \log_e \log_e \left[\frac{50}{50-1} \right] = -3.902 \quad ; \quad x_{50} = -3.902$$

$$\Delta Q_{50} = \pm 2 \sqrt{5491 + (-3.902 + 0.517)^2 (220.3)}$$

$$\Delta Q_{50} = \pm 2 (89.6) = \pm 179.2 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \Delta Q_{50} = \pm 179.2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

PARA $T = 100$ AÑOS:

$$X_{100} = \log_e \log_e \left[\frac{100}{100-1} \right] = -4.60 \quad ; \quad X_{100} = -4.60$$

$$\Delta Q_{100} = \pm 2 \sqrt{5441 + (-4.60 + 0.517)^2 (222.3)}$$

$$\Delta Q_{100} = \pm 2(95.7) = \pm 191.4 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \Delta Q_{100} = \pm 191.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

f) CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO, CONSIDERANDO EL INTERVALO DE CONFIANZA.

SE CALCULARÁ PARA $Q_{MAX} + \Delta Q$ QUE SE UTILIZA COMO NORMA EN EL DISEÑO DE PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES, YA QUE AL HACER ESTO SE ESTÁ DEL LADO DE LA SEGURIDAD.

PARA $T = 50$ AÑOS:

$$Q_{MAX 50} + \Delta Q_{50} = 1576.2 + 179.2 = 1755.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

PARA $T = 100$ AÑOS:

$$Q_{MAX 100} + \Delta Q_{100} = 1771.4 + 191.4 = 1962.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

* CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE LEBEDIEV, PARA PERIODOS DE RETORNO DE 50 Y 100 AÑOS, QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE TAMAZULA, DGO., SOBRE EL RÍO TAMAZULA.

EL GASTO MÁXIMO PROBABLE PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO SE OBTIENE, PARA EL MÉTODO DE LEBEDIEV, CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$Q_{\max} = \bar{Q} (KCV + 1) \quad \text{EC. A. III. 15}$$

EN LA QUE \bar{Q} ES EL GASTO MEDIO EXPRESADO COMO:

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \quad \text{EC. A. III. 16}$$

y DONDE:

CV = COEFICIENTE DE VARIACIÓN, ADIMENSIONAL, QUE SE OBTIENE DE LA ECUACIÓN:

$$CV = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1 \right)^2}{N}} \quad \text{EC. A. III. 17}$$

K = COEFICIENTE ADIMENSIONAL QUE DEPENDE DE LA PROBABILIDAD P, EXPRESADA EN PORCENTAJE, DE QUE SE PRESENTE EL GASTO CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO DE QUE SE TRATE Y DEL COEFICIENTE DE ASIMETRÍA C_s , TABLAS A. III. 7. a, b y c.

Q_i = GASTOS MÁXIMOS ANUALES OBSERVADOS, EN m^3/s .

N = NÚMERO DE AÑOS DE OBSERVACIÓN.

P = PROBABILIDAD DE QUE SE PRESENTE LA AVENIDA CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO DE QUE SE TRATE EN UN AÑO EN PARTICULAR, EXPRESADA EN PORCENTAJE; SE CALCULA CON LA ECUACIÓN:

$$P = \frac{1}{T} \times 100 \quad \text{EC. A. III. 18}$$

EN LA QUE 'T' ES EL PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.

C_s = COEFICIENTE DE ASIMETRÍA, ADIMENSIONAL; CUANDO EL NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO ES MAYOR DE 40, SE DETERMINA CON LA ECUACIÓN:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1 \right)^3}{N CV} \quad \text{EC. A. III. 19}$$

EN EL CASO DE QUE EL NÚMERO DE AÑOS DE OBSERVACIÓN SEA MENOR QUE 40, SE RECOMIENDA ADEMÁS CALCULAR LOS SIGUIENTES VALORES:

$C_2 = 2 C_v$ PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR DESHIELO.

$C_3 = 3 C_v$ PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR TORMENTAS

$C_4 = 5 C_v$ PARA AVENIDAS PRODUCIDAS POR TORMENTAS CICLÓNICAS.

EL VALOR DE C_s ASÍ CALCULADO SE COMPARA CON EL OBTENIDO EN LA ECUACIÓN A.III.19 Y SE ESCOGE EL MAYOR.

EL CÁLCULO DEL INTERVALO DE CONFIANZA, O SEA, AQUEL DENTRO DEL CUAL PUEDE VARIAR Q_{max} , SE HACE CON LA ECUACIÓN:

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot E_f \cdot Q_{max}}{\sqrt{N}} \quad \text{EC. A.III.20}$$

EN DONDE:

ΔQ = INTERVALO DE CONFIANZA, EN m^3/s

A = COEFICIENTE ADIMENSIONAL QUE VARÍA DE 0.7 A 1.5, DEPENDIENDO DEL NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO. - CUANTOS MÁS AÑOS DE REGISTRO HAYA, MENOR SERÁ EL VALOR DEL COEFICIENTE. - SI N ES MAYOR DE 40 AÑOS, SE TOMA EL VALOR DE 0.7.

E_f = COEFICIENTE ADIMENSIONAL QUE DEPENDE DE LOS VALORES DE C_v Y DE LA PROBABILIDAD P . - SE ENCUENTRA EN FORMA GRÁFICA EN LA FIGURA A.III.5.

- OBTENCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

EN LA TABLA A.III.B SE TIENEN LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN EN ESTUDIO. - ÉSA TABLA SE UTILIZARÁ COMO TABLA DE CÁLCULO.

a) OBTENCIÓN DEL GASTO MEDIO \bar{Q} .

APLICAMOS LA EC. A.III.16 EN LA QUE $\sum_{i=1}^N Q_i$ ES IGUAL A LA SUMA DE LA COLUMNA 2 DE LA TABLA A.III.B; ASÍ:

$$\bar{Q} = \frac{10,706.65}{17} = 629.74 \text{ m}^3/s \quad ; \quad \bar{Q} = 629.74 \text{ m}^3/s.$$

b) OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIACIÓN, C_v .

APLICAMOS LA ECUACIÓN A.III.17 EN LA QUE $\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1 \right)$ ES IGUAL A LA -

TABLA A III-7a. VALORES DE K.

C _s	P en %																				C _s		
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
00	3.72	3.09	2.58	2.35	2.02	1.88	1.64	1.20	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.20	-1.64	-1.88	-2.02	-3.09	00
005	3.83	3.16	2.62	2.36	2.03	1.90	1.65	1.21	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.66	-0.84	-1.20	-1.62	-1.86	-2.03	-3.02	005
01	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.22	0.84	0.65	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.66	-0.85	-1.27	-1.61	-1.91	-2.05	-2.99	01
015	4.05	3.31	2.74	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.64	0.50	0.23	-0.02	-0.23	-0.54	-0.63	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	015
02	4.16	3.28	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.85	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.91	02
025	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.01	-0.23	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	025
03	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.49	0.20	-0.03	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	03
035	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.04	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.08	-2.60	035
04	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.04	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	04
045	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.05	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.04	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	045
05	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.04	-0.33	-0.59	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.98	-2.40	05
055	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.04	-0.33	-0.59	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	055
06	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.89	-2.27	06
065	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	065
07	5.27	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	07
075	5.39	4.17	3.26	2.85	2.42	2.16	1.83	1.34	0.79	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.40	-1.54	-1.70	-2.06	075
08	5.50	4.24	3.31	2.88	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	08
085	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.57	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	085
09	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.65	-1.90	09
095	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	095
10	5.95	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	10
105	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	105
11	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	11
115	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.73	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	115
12	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	12
125	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	125
13	6.64	4.96	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	13
135	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44	135
14	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	14
145	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	145
15	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	15
155	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	155
16	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	16
165	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.09	-1.12	-1.17	-1.20	165
17	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	17
175	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.95	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	175

C _s	P en %																					C _s	
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.87	5.70	4.19	3.52	2.86	2.40	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.99	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.99	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.06	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.31	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.33	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.60	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.885	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.833	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.61	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.766	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.57	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.795	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.087	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.735	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.067	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.64	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.64	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.688	-0.690	-0.691	-0.690	2.9
2.95		7.07	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.003	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.07	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.000	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.013	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.027	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.595	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.18	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.588	-0.588	-0.588	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	0.047	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.578	-0.578	-0.578	-0.578	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

TABLA A-III-76. VALORES DE K.

TABLA A III.7c. VALORES DE K.

G _s	P en %																			G _s			
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99,9
3,55	7,68	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,562	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	3,55
3,6	7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,28	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,555	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	3,6
3,65	7,79	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	3,65
3,7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,65	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	3,8
3,85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,65	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	3,85
3,9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,65	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,65	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,65	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	4,0
4,05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,65	1,89	0,95	0,20	0,005	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,487	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	4,05
4,1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,65	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,486	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,1
4,15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,65	1,88	0,94	0,19	0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,478	-0,480	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	4,15
4,2	8,38	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	-0,019	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,475	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	4,2
4,25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	4,25
4,3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,46	-0,462	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	4,3
4,35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,455	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,446	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,16	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,88	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,436	-0,439	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,432	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	4,6
4,65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	-0,058	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7	8,89	5,84	4,49	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	-0,054	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,425	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,83	0,10	-0,060	-0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,420	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8	8,96	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85	9,00	5,89	4,50	3,29	2,60	1,80	0,81	0,092	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	-0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9	9,04	5,90	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,085	-0,073	-0,19	-0,33	-0,386	-0,401	-0,407	-0,408	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	4,9
4,95	9,08	5,92	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,076	-0,063	-0,19	-0,33	-0,383	-0,398	-0,403	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	4,95
5,0	9,12	5,94	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,066	-0,059	-0,20	-0,33	-0,380	-0,395	-0,399	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	5,0
5,05	9,16	5,96	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,059	-0,105	-0,20	-0,33	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,051	-0,110	-0,21	-0,33	-0,376	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15	9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,043	-0,115	-0,21	-0,33	-0,373	-0,385	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,33	-0,370	-0,382	-0,384	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	5,2

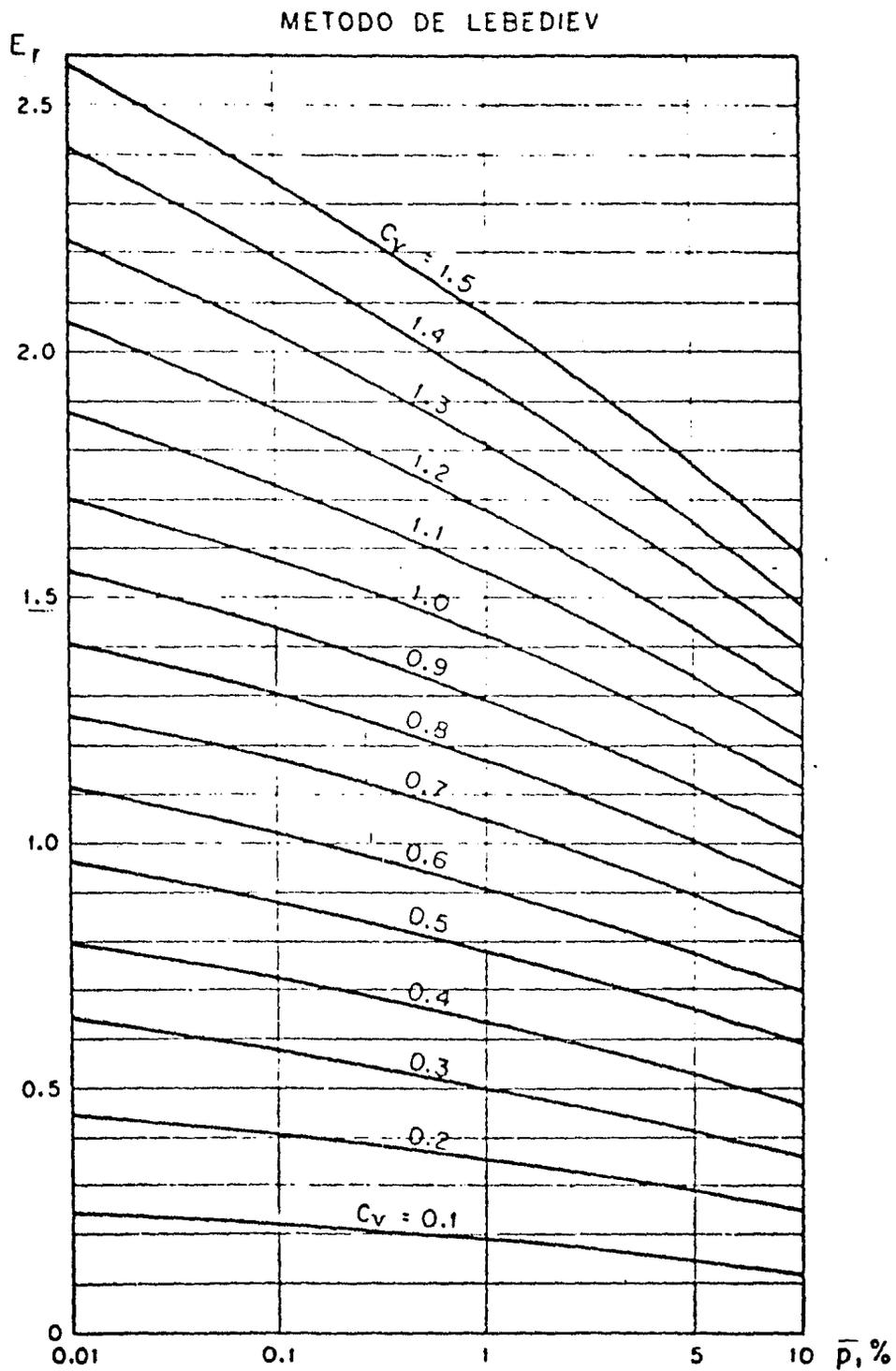


FIGURA A.III.5. VALORES DE E_T EN FUNCIÓN DE C_V Y P EN $\%$.

SUMA DE LA COLUMNA 6 DE LA TABLA A.III.B :

$$C_v = \sqrt{\frac{3.77}{17}} = 0.47 \quad ; \quad C_v = 0.47$$

1	2	3	4	5	6	7
AÑO DE OBSERVACIÓN	GASTO MÁXIMO ANUAL (Q ₁)	Q ₁ ² × 10 ⁻⁴	$\frac{Q_1}{\bar{Q}}$	$\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1$	$[\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1]^2$	$[\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1]^3$
1962	1304.00	170.04	2.07	1.07	1.15	1.23
1963	893.80	79.89	1.42	0.42	0.18	0.07
1964	592.00	35.05	0.94	-0.06	0.00	0.00
1965	228.45	5.22	0.36	-0.64	0.41	-0.26
1966	606.80	36.82	0.96	-0.04	0.00	0.00
1967	906.78	82.22	1.44	0.44	0.19	0.09
1968	723.19	52.30	1.15	0.15	0.02	0.00
1969	292.00	8.53	0.46	-0.54	0.29	-0.15
1970	509.00	25.91	0.81	-0.19	0.04	-0.01
1971	590.40	34.84	0.94	-0.06	0.00	0.00
1972	1246.00	155.25	1.98	0.98	0.96	0.94
1973	462.50	21.39	0.73	-0.27	0.07	-0.02
1974	442.25	19.56	0.70	-0.30	0.09	-0.03
1975	360.52	13.00	0.57	-0.43	0.18	-0.08
1976	563.96	31.81	0.90	-0.10	0.01	0.00
1977	364.00	13.25	0.58	-0.42	0.18	-0.08
1978	620.00	38.44	0.98	-0.02	0.00	0.00
SUMA	10,705.65	823.54	—	—	3.77	1.70

TABLA A.III.B.

c) OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ASIMETRÍA C_s .

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.19, EN LA QUE EL NUMERADOR ES LA SUMA DE LA COLUMNA 7 DE LA TABLA A.III.B, TENEMOS:

$$C_s = \frac{1.70}{(17)(0.47)} = 0.21 \quad ; \quad C_s = 0.21$$

SI CONSIDERAMOS QUE LA AVENIDA ES PRODUCCIÓN POR TORRENTA, EL COEFICIENTE C_s ES IGUAL A 3 C_v :

$$C_s = 3 C_v = (3)(0.47) = 1.41 \quad ; \quad C_s = 1.41$$

DE LOS VALORES OBTENIDOS DE C_s SE ESCOGE EL MAYOR; ASÍ: $C_s = 1.41$

d) OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE K.

PARA T = 50 AÑOS:

$$\text{DE LA ECUACIÓN A.III.18: } P = \frac{1}{50} \times 100 = 2 \quad ; \quad P_{50} = 2\%$$

$$\text{CON } P_{50} = 2 \text{ Y } C_s = 1.41, \text{ EN LA TABLA A.III.7.a OBTENEMOS: } K_{50} = 2.71$$

PARA T = 100 AÑOS:

$$P = \frac{1}{100} \times 100 = 1 \quad ; \quad P_{100} = 1\%$$

$$\text{CON } P_{100} = 1 \text{ Y } C_s = 1.41, \text{ EN LA TABLA A.III.7.a OBTENEMOS: } K_{100} = 3.27$$

e) OBTENCIÓN DE \bar{I}_T .

PARA T = 50 AÑOS, $P = 2$ Y $C_v = 0.47$, EN LA FIGURA A.III.5 OBTENEMOS: $\bar{I}_T = 0.68$.

PARA T = 100 AÑOS, $P = 1$ Y $C_v = 0.47$, EN LA FIGURA A.III.5 OBTENEMOS: $\bar{I}_T = 0.70$.

f) OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO SIN INTERVALO DE CONFIANZA.

PARA T = 50 AÑOS, DE LA ECUACIÓN A.III.15 TENEMOS:

$$Q_{\text{Máx}_{50}} = 629.74 (2.71 \cdot 0.47 + 1) = 1432 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{\text{Máx}_{50}} = 1432.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

PARA T = 100 AÑOS, DE LA ECUACIÓN CITADA TENEMOS:

$$Q_{\text{Máx}_{100}} = 629.74 (3.27 \cdot 0.47 + 1) = 1598 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad Q_{\text{Máx}_{100}} = 1598.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

g) OBTENCIÓN DEL INTERVALO DE CONFIANZA ΔQ

ΔQ SE OBTIENE APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.20, PERO LA QUE HAY QUE DETERMINAR EL VALOR DE 'A' PERO $N = 17$. PARA ESTO SE PUEDE INTERPOLAR LINEALMENTE ENTRE 1.5 PARA $N = 0$ Y 0.7 PARA $N = 40$.

$$A = \frac{1.5 - 0.7}{40} \times 17 + 0.7 = 1.04 \quad ; \quad A = 1.04$$

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.20 PARA T = 50 AÑOS:

$$\Delta Q_{50} = \pm \frac{(1.04)(0.68)(1432)}{\sqrt{17}} = 246 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \Delta Q_{50} = 246.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Y PARA T = 100 AÑOS:

$$\Delta Q_{100} = \pm \frac{(1.04)(0.70)(1598)}{\sqrt{17}} = 282 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \Delta Q_{100} = 282.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

h) OBTENCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO CONSIDERANDO EL INTERVALO DE CONFIANZA.

SE CALCULARÁ PARA $Q_{Mx} + \Delta Q$ QUE SE UTILIZA COMO NORMA EN EL DEPÓSITO-
-MENTO DE FUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES, YA QUE
AL HACER ÉSTO SE ESTÁ DEL LADO DE LA SEGURIDAD.

PARA $T = 50$ AÑOS:

$$Q_{Mx_{50}} + \Delta Q_{50} = 1432.0 + 246.0 = 1678.0 \text{ m}^3/\text{s} .$$

PARA $T = 100$ AÑOS:

$$Q_{Mx_{100}} + \Delta Q_{100} = 1598.0 + 282.0 = 1880.0 \text{ m}^3/\text{s} .$$

* CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS PEARSON TIPO III y LOG-PEARSON TIPO III, PARA PERIODOS DE RETORNO DE 50 y 100 AÑOS, QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE TAMAZULA, DGO., SOBRE EL RÍO TAMAZULA.

SE DESCRIBE EL MÉTODO LOG-PEARSON TIPO III y TODO LO QUE SE DIGA SERÁ APLICABLE AL PEARSON TIPO III CON UNA OBSERVACIÓN: LO QUE SE REFIERA EN EL PRIMER MÉTODO A LOS LOGARITMOS DE LOS GASTOS SE REFERIRÁ A LOS VALORES NATURALES DE LOS MISMOS EN EL SEGUNDO MÉTODO.

EL GASTO DE DISEÑO, POR EL MÉTODO LOG-PEARSON TIPO III, SE OBTIENE CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$Q_{Mx} = \text{ANTILOG} \left[\overline{\text{LOG } Q} + K S_{\text{LOG } Q} \right] \quad \text{EC. A. III. 21}$$

DONDE:

Q_{Mx} = GASTO MÁXIMO PARA UN PERIODO DE RETORNO DETERMINADO, EN m^3/s .

$\overline{\text{LOG } Q}$ = VALOR MEDIO DE LOS LOGARITMOS DECIMALES DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES; SE VALÚA CON LA EXPRESIÓN:

$$\overline{\text{LOG } Q} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{LOG } Q_i}{N} \quad \text{EC. A. III. 22}$$

K = FACTOR DE FRECUENCIA, FUNCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO y DEL COEFICIENTE DE DISTORSIÓN 'g', ADIMENSIONAL; SE OBTIENE DE LAS TABLAS A. III. 9. a A LA A. III. 9. e.

N = NÚMERO DE AÑOS DE REGISTRO.

$S_{\text{LOG } Q}$ = DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS LOGARITMOS DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES; SE VALÚA CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$S_{\text{LOG } Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\text{LOG}^2 Q_i) - \left[\left(\sum_{i=1}^N \text{LOG } Q_i \right)^2 \div N \right]}{N-1}} \quad \text{EC. A. III. 23}$$

EL COEFICIENTE DE DISTORSIÓN 'g' QUE SE UTILIZA PARA DETERMINAR 'K' SE VALÚA CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N (\text{LOG}^3 Q_i) - 3N \sum_{i=1}^N \text{LOG } Q_i \sum_{i=1}^N (\text{LOG}^2 Q_i) + 2 \left[\sum_{i=1}^N \text{LOG } Q_i \right]^3}{N(N-1)(N-2) (S_{\text{LOG } Q})^3} \quad \text{EC. A. III. 24}$$

Coeficiente de distorsión (K)	Períodos de Retorno en años.										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.160	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.891	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.049	3.849	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.905	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.177	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.779	3.387	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.145	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.124	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.205	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.103	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.077	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.593	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.493	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.323	1.939	2.359	2.755	3.132
.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.851	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Coeficiente de distorsión (g)	Período de Retorno en Años										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
- .1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.492
- .2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.398
- .3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
- .4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
- .5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
- .6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
- .7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
- .8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
- .9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
+1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.583	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.809	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.799	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.768	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.693	0.699	0.699	0.699
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.395	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

TABLE A.10. VALUES OF FACTOR CORRECTING TO UNIFORM ALGEBRA.

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
3.0	2.02	7.25	10.56
2.8	2.02	6.99	10.09
2.6	2.01	6.73	9.62
2.4	2.01	6.47	9.15
2.2	2.01	6.20	8.63
2.0	2.00	5.91	8.21
1.8	1.93	5.66	7.75
1.6	1.96	5.39	7.28
1.4	1.93	5.11	6.82
1.2	1.90	4.82	6.37
1.0	1.87	4.54	5.92
0.8	1.83	4.25	5.48
0.6	1.79	3.96	5.04
0.4	1.74	3.67	4.60
0.2	1.69	3.38	4.16
0.0	1.64	3.09	3.73

TABLA A-III.9c VALORES DE K PARA COEFICIENTES DE
DISTORSIÓN POSITIVOS (AMPLIACIÓN DE LA TABLA A-III.9a).

Coeficiente de Distorsión (g)	Periodo de Retorno en años								
	1.0101	1.0526	1.2500	2	5	20	100	1 000	10 000
	Probabilidad en %								
	99	95	80	50	20	5	1.0	0.1	0.01
5.0	-0.47	-0.46	-0.46	-0.45	0.04	1.98	4.50	9.80	16.10
4.8	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.05	1.99	4.48	9.55	15.40
4.6	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.03	1.99	4.44	9.28	15.00
4.4	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.11	2.00	4.40	9.03	14.30
4.2	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.14	2.01	4.37	8.80	13.70
4.0	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	0.18	2.01	4.32	8.50	13.30
3.8	-0.51	-0.50	-0.49	-0.46	0.23	2.01	4.26	8.26	12.75
3.6	-0.54	-0.53	-0.52	-0.45	0.28	2.02	4.21	8.01	12.20
3.4	-0.58	-0.57	-0.55	-0.43	0.33	2.02	4.15	7.76	11.55
3.2	-0.62	-0.62	-0.59	-0.42	0.38	2.02	4.09	7.51	11.10

TABLA A. III 9d. VALORES DE K PARA COEFICIENTES DE DISTORSIÓN POSITIVOS (g) MAYORES DE 3.0 (AMPLIFICACIÓN DE LAS TABLAS A. III. 9a. y A. III. 7c)

Coeficiente de Distorsión (ϵ)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
- 0.1	1.63	2.96	3.59
- 0.2	1.60	2.86	3.47
- 0.3	1.56	2.73	3.31
- 0.4	1.54	2.60	3.17
- 0.5	1.50	2.50	3.03
- 0.6	1.47	2.40	2.90
- 0.7	1.42	2.26	2.72
- 0.8	1.40	2.12	2.59
- 0.9	1.37	2.00	2.44
- 1.0	1.33	1.90	2.30
- 1.1	1.29	1.78	2.15
- 1.2	1.25	1.69	2.03
- 1.3	1.20	1.61	1.93
- 1.4	1.17	1.51	1.81
- 1.5	1.14	1.42	1.69
- 1.6	1.10	1.33	1.58
- 1.7	1.06	1.27	1.50
- 1.8	1.03	1.18	1.39
- 1.9	1.00	1.12	1.30
- 2.0	0.96	1.06	1.23
- 2.1	0.92	1.01	1.15
- 2.2	0.88	0.96	1.09
- 2.3	0.85	0.90	1.01
- 2.4	0.83	0.86	0.95
- 2.5	0.80	0.84	0.90
- 2.6	0.77	0.80	0.85
- 2.7	0.75	0.76	0.81
- 2.8	0.72	0.73	0.78
- 2.9	0.69	0.70	0.74
- 3.0	0.66	0.67	0.70

TABLA A.III.9e. VALORES DE K PARA COEFICIENTES DE
DISTORSIÓN NEGATIVOS (AMPLIACIÓN DE LA TABLA A.III.9b).

J) CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO PEARSON III.

EN LA COLUMNA 1 DE LA TABLA A.III.10 SE TIENEN LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN EN ESTUDIO. ESTA TABLA SE UTILIZARÁ PARA AMBOS MÉTODOS, CONSIDERANDO AL MÉTODO PEARSON III LAS COLUMNAS 2, 3 y 4

1	2	3	4	5	6	7
AÑO DE OBSERVACIÓN	GASTO MÁXIMO ANUAL, Q_2 [m^3/s]	Q_2^2	$Q_2^3 \times 10^2$	$\log Q_2$	$\log^2 Q_2$	$\log^3 Q_2$
1962	1304.00	1'700,416	22'133,425	3.1152776	9.7049545	30.2336274
1963	813.80	798,898	7'140,332	2.9512403	8.7098113	25.7047698
1964	592.00	350,464	2'074,747	2.7723217	7.697676	21.3074203
1965	288.45	52,189	119,226	2.3587912	5.5638959	13.1240688
1966	606.80	368,206	2'239,274	2.7830456	7.7453428	21.5556422
1967	906.78	822,250	7'455,999	2.9575019	8.7468175	25.8087293
1968	723.19	523,004	3'782,213	2.8592524	8.1753243	23.3753156
1969	292.00	85,264	240,971	2.4653829	6.0781128	14.9848755
1970	509.00	259,081	1'318,722	2.7067178	7.3263212	19.8302441
1971	590.40	348,572	2'057,969	2.7711463	7.6792518	21.2803303
1972	1246.00	1'552,516	19'344,344	3.0955180	9.5822317	29.6619707
1973	462.50	213,906	989,315	2.6651117	7.1028203	18.9298097
1974	442.25	195,585	864,975	2.6456678	6.9995581	18.5185060
1975	360.52	129,975	460,586	2.5569294	6.5378880	16.7169179
1976	563.76	318,051	1'793,620	2.7512483	7.5693672	20.8252087
1977	364.00	132,496	482,285	2.5611014	6.5592404	16.7988797
1978	620.00	384,400	2'323,280	2.7923917	7.774513	21.7735380
SUMAS	10,705.65	8'235,253	74'932,488	46.808646	129.56416	360.48989

TABLA A.III.10

a) OBTENCIÓN DEL GASTO MEDIO \bar{Q} :

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{\text{SUMA COL. 2}}{N} = \frac{10,705.65}{17} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad \bar{Q} = 629.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) CALCULO DE LA DESVIACIÓN ESTANDAR DE LOS GASTOS.

$$S_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2}{N} - \left[\left(\frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \right)^2 + N \right]}$$

$$s_q = \sqrt{\frac{8'235.253 - [(10,705.65)^2 \div 17]}{16}} = 305.5 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad S_q = 305.5 \text{ m}^3/\text{s} .$$

c) CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE DISTORSIÓN:

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N Q_i^2 - 3N \sum_{i=1}^N Q_i \sum_{i=1}^N Q_i^2 + 2 \left[\sum_{i=1}^N Q_i \right]^3}{N(N-1)(N-2)(S_q)^3}$$

$$g = \frac{(17)^2 (7'493'248,800) - 3(17)(10,705.65)(8'235,253) + 2(10,705.65)^3}{17(16)(15)(305.5)^3} = 1.0588 ; \quad g = 1.0588$$

d) CÁLCULO DEL COEFICIENTE K.

DE LA TABLA A.III. 9a, PARA T = 50 AÑOS:

$$g_{1.0} \Rightarrow K_{1.0} = 2.542 ; \quad g_{1.1} \Rightarrow K_{1.1} = 2.585 ; \quad \text{INTERPOLANDO PARA } g = 1.0588$$

OBTENEMOS $K_{50} = 2.567$

DE LA MISMA TABLA, PARA T = 100 AÑOS:

$$g_{1.0} \Rightarrow K_{1.0} = 3.022 ; \quad g_{1.1} \Rightarrow K_{1.1} = 3.087 ; \quad \text{INTERPOLANDO PARA } g = 1.0588$$

OBTENEMOS $K_{100} = 3.06$

e) OBTENCIÓN DEL GASTO:

$$Q_{max} = \bar{Q} + K S_q$$

QUE ES EQUIVALENTE A LA ECUACIÓN A.III. 21 DEL MÉTODO LOG-PEARSON III.

PARA T = 50 AÑOS

$$Q_{max,50} = 629.74 + (2.567)(305.5) = 1414.0 \text{ m}^3/\text{s} .$$

PARA T = 100 AÑOS

$$Q_{max,100} = 629.74 + (3.06)(305.5) = 1565.0 \text{ m}^3/\text{s} .$$

II) CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO LOG-PEARSON III.

LAS COLUMNAS CORRESPONDIENTES A ESTE MÉTODO SON LAS 5, 6 Y 7 DE LA TABLA A.III. 10.

a) OBTENCIÓN DEL VALOR MEDIO DE LOS LOGARITMOS DE LOS GASTOS:

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.22, EN LA QUE EL NUMERADOR ES IGUAL A LA SUMA DE LA COLUMNA S:

$$\overline{\log Q} = \frac{46.808646}{17} = 2.7534498 \quad ; \quad \overline{\log \bar{Q}} = 2.7534498$$

b) CÁLCULO DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR.

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.23 TENEMOS:

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{129.56416 - [(46.808646)^2 + 17]}{16}} = 0.2060 \quad ; \quad S_{\log \bar{Q}} = 0.2060$$

c) CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE DISTORSIÓN.

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.24:

$$g = \frac{(17)^2(360.48989) - 3(17)(46.808646)(129.56416) + 2(46.808646)^3}{(17)(16)(15)(0.2060)^3} = 0.023$$

d) CÁLCULO DEL COEFICIENTE K.

DE LA TABLA A.III.9a, PARA T=50 AÑOS:

$$g_{0.0} \rightarrow K_{0.0} = 2.054 \quad ; \quad g_{0.1} \rightarrow K_{0.1} = 2.107 \quad ; \quad \text{INTERPOLANDO PARA } g = 0.023$$

OBTENEMOS $K_{50} = 2.066$.

DE LA MISMA TABLA, PARA T=100 AÑOS:

$$g_{0.0} \rightarrow K_{0.0} = 2.326 \quad ; \quad g_{0.1} \rightarrow K_{0.1} = 2.400 \quad ; \quad \text{INTERPOLANDO PARA } g = 0.023$$

OBTENEMOS $K_{100} = 2.344$.

e) CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO.

APLICANDO LA ECUACIÓN A.III.21 TENEMOS:

PARA T=50 AÑOS:

$$Q_{\text{Máx}_{50}} = \text{ANTILOG} [2.7534498 + (2.066)(0.2060)] = 1510.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

PARA T=100 AÑOS:

$$Q_{\text{Máx}_{100}} = \text{ANTILOG} [2.7534498 + (2.344)(0.2060)] = 1723.0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La Oficina de Hidrología y Drenaje del Departamento de Geotecnia (DGST) de la Ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas ha elaborado un programa de computadora que ajusta diez distribuciones de probabilidades a la serie de datos que se desee analizar y proporciona los gastos de avenidas asociados a los periodos de retorno que se indiquen. Este programa -- proporciona, además, para cada una de las distribuciones aplicadas, el grado en que ésta se ajusta a los datos, valorando según dos criterios diferentes: el de Mínimos Cuadrados y el de Kolmogorov-Smirnov.

La tabla A.III.11 es el resumen de los resultados del programa "Análisis de Distribuciones" de la D.G.S.T. aplicado a los gastos aforados o calculados en la estación hidrométrica de Tamazula, Sin., sobre el Río Tamazula, durante los años de 1962 a 1978.

Distribución	Periodo de retorno (años)	Avenida (m ³ /seg)	K-S	Mínimos Cuadrados
Gamma	50	1331.1	0.95489	0.67507X10 ⁶
	100	1554.6		
Pearson	50	1400.5	0.97417	0.11765X10 ⁷
	100	1713.7		
Doble Normal	50	1906.0	0.98748	0.66738X10 ⁵
	100	2239.4		
Normal	50	1258.1	0.65229	0.15522X10 ⁶
	100	1341.6		
Log Normal	50	1505.5	0.97207	0.83278X10 ⁵
	100	1714.4		
Log Normal 3 Parámetros	50	1409.8	0.94994	0.95430X10 ⁵
	100	1568.0		
Gumbel	50	1624.5	0.95174	0.65314X10 ⁵
	100	1830.0		
Log-Gumbel	50	2662.5	0.77431	0.15465X10 ⁶
	100	3665.4		
Gumbel-1	50	1576.2	0.94964	0.61540X10 ⁵
	100	1771.6		
Log Gumbel-1	50	2461.1	0.77588	0.105829X10 ⁶
	100	3333.6		

TABLA A.III.11

Otros métodos para estimar el gasto de diseño.

Como se indicó en el subinciso III.3.4, debido al reducido número de registros de la estación Tamazula, no se puede tener mucha confianza a los resultados obtenidos por métodos estadísticos, por lo que es conveniente analizar cuencas cercanas con características semejantes que cuenten con mayor -

número de registros para tratar de determinar a partir de éstos el comportamiento de la que nos ocupa. Así pues, se buscó en el boletín hidrológico - estaciones con mayor número de aforos, pero las estaciones encontradas tienen como inconveniente la no homogeneidad de sus aforos debido al control de avenidas por las presas existentes o en construcción. Únicamente se encontró una estación con 42 años de aforos y sin alteración en sus registros; esta estación es la de El Bledal, que si bien tiene el inconveniente de aforar un área pequeña (371 km²) con respecto a la de nuestra cuenca, las cuencas son aledañas y cuentan con algunas características semejantes, por lo que - consideramos factible realizar un estudio de comparación de cuencas en el - que, por supuesto, la diferencia de áreas sea considerada.

Lo que se propone hacer es lo siguiente:

1. Aplicar el método estadístico de Gumbel a los datos de la estación El Bledal utilizando periodos de retorno de 50, 100, 150 y 200 años.

2. Dividir los gastos obtenidos entre el área de la cuenca de El Bledal para obtener los gastos unitarios para cada periodo de retorno.

3. Con el área de la estación El Bledal y los gastos unitarios obtenidos localizar los puntos correspondientes en papel logaritmico (áreas contra gastos unitarios) por los que trazaremos curvas envolventes de Lowry. A estas curvas se les asociará el periodo de retorno del punto en cuestión.

4. Entrando con el área de nuestra cuenca a estas curvas, obtener los - gastos unitarios de diseño, que multiplicados por el área de la cuenca nos - darán los gastos de diseño correspondientes a los periodos de retorno considerados.

La ecuación de las envolventes corresponde a la forma utilizada por --- Robert L. Lowry en su estudio de gastos máximos de los ríos de Texas, EUA, - es la siguiente:

$$q = K (A + a)^{-n}$$

en la que:

q = Gasto unitario, en m³/s/km² .

A = Área de la cuenca, en Km² .

K = Parámetro que depende de la mayor o menor magnitud de los gastos. Para los ríos de Texas, Lowry determinó un valor de K = 3512 con la información de que disponía.

a = Constante relativa al área de la cuenca, y que según Lowry es igual a 259.

n = Exponente que depende de la tendencia general del conjunto de datos - disponibles; para Texas, según Lowry, n = 0.80.

La S.A.R.H. en el estudio que realizó de " Envolventes de Gastos Máximos Observados y Probables en la República Mexicana " (1977 - 1978), determinó - el valor de 'K', 'a' y 'n' para la ecuación envolvente general de México, ob - teniendo K = 5270, a = 250 y n = 0.85. Para la obtención de la ecuación de la curva envolvente de cada región hidrológica se consideraron constantes - 'a' y 'n' y sólo se obtuvo, para cada caso, el valor de 'K' para cada una de las regiones hidrológicas. Para México se consideró la ecuación:

$$q = K (A + 250)^{-0.85}$$

El valor de K para cada región se obtiene a partir del gasto unitario - máximo y del área considerada.

Se programó, para el microcomputador RADIO SHACK TRS-80, Modelo II, el método de Gumbel para ser aplicado a los datos de la estación de El Bledal. La codificación, limitaciones y corrida de prueba de este programa ("Gumbel") se encuentra en el Apéndice A1.

Las siguientes hojas de computadora son el resultado de la corrida de este programa con los datos de la estación de El Bledal, mismos que aparecen en esas hojas, en los años que fueron calculados o aforados.

APLICACION DEL METODO DE GUMBEL A LA ESTACION HIDROMETRICA
EL BLEDAL EN EL ARROYO EL BLEDAL. GASTO EN M3/S.

341

PROGRAMA DEL METODO DE GUMBEL PARA CALCULAR LOS
GASTOS DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A DIFERENTES
PERIODOS DE RETORNO (SOLO SIRVE PARA PERIODOS DE
RETORNO \geq A DIEZ A&OS).

A&O GASTO MAXIMO ANUAL

1938	766.00
1939	597.00
1940	170.00
1941	119.00
1942	64.60
1943	157.00
1944	197.00
1945	414.00
1946	291.00
1947	174.00
1948	233.00
1949	155.00
1950	44.10
1951	227.00
1952	169.00
1953	669.00
1954	30.70
1955	152.00
1956	91.40
1957	283.00
1958	433.00
1959	132.00
1960	529.00
1961	122.00
1962	1000.00
1963	336.00
1964	258.00
1965	91.50
1966	122.00
1967	326.00
1968	1576.00
1969	228.00
1970	82.00
1971	276.00
1972	380.00
1973	296.00
1974	256.00
1975	490.00
1976	59.61
1977	122.98
1978	315.00
1979	305.00

De la aplicación del método de Gumbel a la estación El Bledal tenemos:

Periodo de retorno	Gasto máximo probable	Intervalo de confianza	Gasto de diseño
50	1 146.12	285.33	1 431.45
100	1 319.61	285.33	1 604.94
150	1 421.10	285.33	1 706.43
200	1 493.10	285.33	1 778.43

El gasto unitario asociado a cada periodo de retorno es:

$$q_{50} = 143.45/371 = 3.86 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2.$$

$$q_{100} = 4.33 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2.$$

$$q_{150} = 4.60 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2.$$

$$q_{200} = 4.79 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2.$$

y el valor de K para cada periodo de retorno será:

$$q = K(A + 250)^{-0.85} \quad \rightarrow \quad K = q(A + 250)^{0.85}$$

$$K_{50} = q_{50}(A + 250)^{0.85} = 3.86(371 + 250)^{0.85} = 3.86(231.66) = 913.6$$

$$K_{100} = 4.33(231.66) = 1024.7$$

$$K_{150} = 4.60(231.66) = 1088.6$$

$$K_{200} = 4.79(231.66) = 1133.6$$

Con estos valores de K se definen ya las ecuaciones de las curvas envolventes asociadas a los periodos de retorno considerados, que son las siguientes (se seguirá el criterio de la S.A.R.H. según el cual el valor de K se redondea a múltiplos de diez):

$$q_{50} = 910(A + 250)^{-0.85} \quad \text{EC. A.III.25}$$

$$q_{100} = 1020(A + 250)^{-0.85} \quad \text{EC. A.III.26}$$

$$q_{150} = 1090(A + 250)^{-0.85} \quad \text{EC. A.III.27}$$

$$q_{200} = 1130(A + 250)^{-0.85} \quad \text{EC. A.III.28}$$

En una hoja de papel doblemente logarítmico se pueden localizar los puntos que corresponden al gasto unitario asociado a los periodos de retorno - considerados y por ellos trazar las curvas de Lowry (similares a las curvas de la figura A.III.3) tal como se indica en el paso 3 del método que proponemos y así, finalizar con el paso 4. Nótese que las ecuaciones A.III.25 a

A.III.28, obtenidas más arriba, son las ecuaciones de las curvas que dibujaríamos en el paso 3, y por lo tanto podemos hacer uso de ellas obviando los pasos 3 y 4. El uso de las ecuaciones A.III.25 a A.III.28 con el área de nuestra cuenca (2409 km²) nos proporciona el gasto unitario asociado a cada uno de los periodos de retorno considerados, para así obtener los gastos de diseño.

La notación q_{50t} representa el gasto unitario asociado a un periodo de retorno de 50 años para nuestra cuenca en estudio; así, aplicando las ecuaciones A.III.25 a A.III.28 tenemos:

$$\begin{aligned} q_{50t} &= 1.11 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2 & ; & & Q_{50t} &= 2,674.0 \text{ m}^3/\text{s} . \\ q_{100t} &= 1.25 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2 & ; & & Q_{100t} &= 3,011.2 \text{ m}^3/\text{s} . \\ q_{150t} &= 1.33 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2 & ; & & Q_{150t} &= 3,204.0 \text{ m}^3/\text{s} . \\ q_{200t} &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} / \text{Km}^2 & ; & & Q_{200t} &= 3,324.4 \text{ m}^3/\text{s} . \end{aligned}$$

En el Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de S.A.H.O.P. se aplicó el método de Regionalización para estimar el gasto de diseño para un periodo de retorno de 100 años. Como se explicó anteriormente el método consiste en obtener ciertos parámetros que permiten determinar la influencia de las diferentes características hidrológicas de la cuenca en la determinación del gasto de diseño correspondiente a determinado periodo de retorno.

El sistema de ecuaciones se formó con los datos de cuatro cuencas de la zona, tomando como características principales el área de la cuenca, la pendiente media del cauce, la precipitación y la elevación sobre el nivel del mar. De este estudio se determinó un gasto de diseño, asociado a un periodo de diseño de 100 años, de 4227 m³/s .

A.III.3 ESTUDIOS HIDRAULICOS PARA EL PUENTE

- Aplicación del método de Sección y Pendiente para obtener el gasto máximo que ha pasado por el Río Tamazula II.

Para la obtención de este gasto se consideraron la sección hidráulica en el cruce y tres secciones hidráulicas auxiliares : la sección hidráulica auxiliar # 1, ubicada a 400 m aguas arriba del cruce, la sección hidráulica auxiliar # 2 a 620 m aguas abajo del cruce, y la sección hidráulica auxiliar # 3 a 1000 m aguas abajo del cruce (ver plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas). Los datos que definen los perfiles de las secciones hidráulicas fueron obtenidos en el estudio topográfico correspondiente.

Debido a que cada sección hidráulica está definida por varias estaciones (y sus respectivas elevaciones), el cálculo del área y perímetro mojado de las subsecciones que definen para una cierta elevación del agua es muy engorroso, por lo que se realizó un programa de computadora que hace estos cálculos, y aplica el método de Sección y Pendiente (utilizando la ecuación de Manning) para la determinación del gasto y la velocidad del agua en los distintos tramos que constituyen la sección hidráulica, y se obtiene el gasto total en la misma. El programa está hecho en lenguaje Basic para el Microcomputador RADIO SHACK TRS-80, Modelo II, y su codificación, limitaciones y corrida de prueba se presentan en el Apéndice A.2.

En la tabla A.III.12 se tienen las elevaciones del nivel del agua de la avenida que se estudia, para cada una de las secciones hidráulicas. Estas elevaciones fueron determinadas en los estudios topográficos correspondientes a partir de huellas en las márgenes del río, o de información proporcionada por los lugareños.

Cruce: Río Tamazula II	Sección Hidráulica	Elevacion NAME
Camino: Culiacán-Torreón	Auxiliar # 1	193.90
Tramo: Sanalona-Topia	En el cruce	192.97
km: 24 + 580	Auxiliar # 2	191.53
Origen: Sanalona, Sin.	Auxiliar # 3	190.64

TABLA A.III.12. Elevaciones del nivel del agua en las secciones hidráulicas.

En las siguientes hojas se presenta el resultado de computadora de la aplicación del método de Sección y Pendiente en la sección hidráulica en el cruce y en las secciones hidráulicas auxiliares. La pendiente del perfil medio del fondo del río en el tramo en estudio es $S_0 = 0.00231$. La división de las secciones en tramos con diferentes coeficientes de rugosidad, así como la selección de éstos, fué hecha por la brigada topohidráulica que realizó el estudio de campo (en el plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas están definidas éstas, así como los tramos en que se dividen).

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA, CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD - PARA CADA TRAMO, POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE, UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING .

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
0.00	194.80
5.23	193.90
7.00	193.33
11.00	192.78
20.00	191.84
21.00	191.58
30.30	190.52
37.30	189.57
40.00	189.44
46.60	189.38
50.40	189.12
60.00	188.52
FIN TRAMO 1	
60.40	188.49
80.00	188.23
100.00	188.33
FIN TRAMO 2	
110.00	188.20
120.00	187.78
124.00	187.34
132.00	186.82
140.00	186.63
144.50	186.62
146.00	187.48
152.00	187.93
160.00	187.83
167.00	187.93
170.50	189.83
171.70	191.58
172.00	192.43
173.67	193.90
175.40	196.00

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = 2.31E-03

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
193.90	1	0.0500	2.13	387.19
193.90	2	0.0450	3.36	749.60
193.90	3	0.0350	4.45	1986.73

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 3123.52
VELOCIDAD MEDIA = 3.66867

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA, CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA CADA TRAMO, POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE, UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING .

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
0.00	203.57
7.50	197.19
11.84	192.97
14.90	189.87
16.70	188.31
17.60	187.43
18.50	186.94
20.00	185.94
40.00	186.24
60.00	186.24
76.50	186.57
80.00	187.46
84.50	187.92
100.00	188.31
104.50	188.13
106.50	188.15
111.00	189.37
118.00	191.34
120.00	191.39
123.50	191.45
128.00	192.53
FIN TRAMO 1	
140.00	192.61
160.00	192.73
170.00	192.54
180.00	192.14
187.00	191.69
194.00	191.70
200.00	192.06
207.00	192.72
207.70	192.97
210.60	194.07
216.00	197.91
217.70	201.40
220.00	203.01
221.20	204.00

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = 2.31E-03

ELEV. IIR (M)	TRAMO	COEF. RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.97	1	0.0300	4.76	2920.67
192.97	2	0.0350	0.97	46.07

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2966.74

VELOCIDAD MEDIA = 4.49184

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR No. 2

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA, CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD - PARA CADA TRAMO, POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE, UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING .

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
30.00	192.00
32.16	191.53
33.50	191.19
40.00	189.79
41.00	189.49
44.10	189.49
47.10	190.14
54.40	189.99
FIN TRAMO 1	
55.00	189.19
60.00	187.14
69.00	186.74
80.00	186.44
100.00	185.65
117.00	185.21
120.00	185.09
131.00	184.74
140.00	184.62
150.00	184.60
155.00	183.90
160.00	183.91
163.00	184.72
166.00	185.44
171.00	186.19
175.00	187.25
178.00	188.39
179.00	189.19
180.00	190.74
180.84	191.53
185.00	193.80

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = $2.31E-03$

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
191.53	1	0.0500	1.19	36.93
191.53	2	0.0350	4.35	3160.90

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 3197.83

VELOCIDAD MEDIA = 4.21592

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD - PARA CADA TRAMO. POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE, UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING .

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
0.00	193.00
1.97	190.64
2.00	190.62
5.00	188.32
20.00	188.72
27.00	188.72
40.00	188.32
48.00	188.22
60.00	187.85
77.00	187.54
FIN TRAMO 1	
72.00	186.87
80.00	186.57
88.00	186.16
93.00	185.63
100.00	185.52
110.00	185.12
FIN TRAMO 2	
117.00	183.82
120.00	183.70
126.00	183.47
136.00	183.31
140.00	183.39
150.00	184.22
160.00	184.27
180.00	184.56
187.00	185.06
190.00	187.57
191.00	188.22
192.33	190.64
195.00	194.00

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = $2.31E-03$

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
190.64	1	0.0500	1.64	241.78
190.64	2	0.0450	2.92	570.31
190.64	3	0.0350	4.59	2406.81

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 3218.89

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR No. 3.

En la tabla A.III.13 se presenta el resumen de los gastos obtenidos en las secciones hidráulicas, así como las velocidades máximas que se tuvieron en cada una de ellas.

Sección Hidráulica	Velocidad Máxima (m/s)	Gasto Total en la sección (m ³ /s)
Auxiliar # 1	4.45	3123.52
En el cruce	4.76	2966.74
Auxiliar # 2	4.35	3197.83
Auxiliar # 3	4.59	3218.89

TABLA A.III.13. Resumen de gastos y velocidades máximas en las secciones hidráulicas.

A principios de este tema se dijo que la diferencia permisible del gasto entre secciones es generalmente del 5% y tenemos en nuestro caso una diferencia del 7%, pero consideramos aceptable el cálculo, ya que esta diferencia se da entre la sección hidráulica en el cruce y la sección hidráulica auxiliar # 2 que se encuentra a 620 m aguas abajo y tal vez esta distancia sea ya muy grande y se tenga una pendiente media muy distinta a la considerada y, además, en la sección hidráulica en el cruce se tienen llanuras de inundación en la margen derecha que provocan un funcionamiento incierto del río.

Entonces, consideramos como gasto máximo que ha pasado por el Río Tamazu la II el promedio de los gastos obtenidos, y su velocidad como el promedio de las velocidades máximas de cada sección hidráulica. Así:

$$Q_{\text{MAX}} = \frac{3123.52 + 2966.74 + 3197.83 + 3218.89}{4} = 3126.74$$

$$V_{\text{MAX}} = \frac{4.45 + 4.76 + 4.35 + 4.59}{4} = 4.54$$

$$Q_{\text{máx.}} = 3126.74 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$V_{\text{máx.}} = 4.54 \text{ m/s} .$$

Como dijimos anteriormente, este gasto máximo nos servirá para tener una idea relativa de los gastos máximos que han pasado por el río, ya que fué de terminado a partir de datos proporcionados por los lugareños y no corresponde necesariamente a la avenida máxima que haya pasado por el río, y tampoco sabemos a que periodo de retorno está asociado.

- Elección del Gasto de Diseño.

La tabla A.III.14 es el resumen de los gastos máximos obtenidos con diversos métodos, asociados a periodos de retorno de 50 y 100 años, en m³/s .

METODO	Periodo de Retorno	
	50 años	100 años
GUMBEL	1961	2164
NASH	1755	1962
LEBEDIEV	1678	1880
PEARSON TIPO III	1414	1565
LOG PEARSON TIPO III	1510	1723
DOBLE NORMAL *	1906	2239
GUMBEL I **	1576	1771
COMPARACION de CUENCAS	2674	3011
LOWRY	10599	12045
REGIONALIZACION	—	4227
DEPARTAMENTO de PUENTES	—	5000
SECCION Y PENDIENTE **	3126	

TABLA A.III.14

Como podemos ver en la tabla A.III.14 tenemos gastos asociados a un periodo de retorno de 100 años que varían desde 1565 m³/s hasta 12045 m³/s.

Para la elección del gasto de diseño es conveniente determinar las características que debe reunir el gasto de diseño. A nuestro parecer, estas características son principalmente dos:

a) Confiabilidad.

Refiriéndonos con esto a la confianza que se pueda dar al gasto elegido de acuerdo a los datos y características propias del método que le dieron origen.

b) Seguridad - Costo.

Esta relación se refiere a la conveniencia de elegir el gasto que nos de la mayor seguridad en la estabilidad y buen funcionamiento de la estructura, al menor costo, pues quizá se de el caso de que las características de trazo de la carretera y la geología y topografía del cauce determinen que el costo del puente sea sensiblemente el mismo para un gasto más justificable desde el punto de vista hidrológico que para otro mayor. En tal circunstancia, tomando en cuenta las incertidumbres existentes en cuanto a confiabilidad de los métodos aplicados, podría ser mejor diseñar para el gasto mayor, que proporciona mayor seguridad a la estructura.

* Del programa de Análisis de Distribuciones de SAHOP

** No sabemos a que periodo de retorno está asociado

Así pues, para determinar el gasto de diseño seleccionaremos primeramente aquellos gastos resultado de los métodos a los que se puede dar mayor confianza.

Con respecto al método de Lowry, como se indicó, su cálculo es meramente preliminar y como se observa, la diferencia entre el resultado de este método y los restantes, a los cuales se les puede asignar un mayor nivel de confianza, es bastante significativa, por lo que no será considerado.

En cuanto al método del Departamento de Puentes, no obstante que la diferencia entre el gasto que reporta y los demás gastos no es demasiado grande, consideramos que el método no es muy aceptable, pues el número de regiones hidrológicas que quedan representadas por la curva envolvente, sugiere que son bastante generales y por lo tanto no muy representativas de las características propias de la cuenca en estudio,

De los métodos estadísticos aplicados, se puede observar que los de -- Gumbel-I y Doble Normal son los que más se ajustaron a la serie de datos -- proporcionados. Sin embargo, no hay que olvidar que el número de registros con los que se hicieron estos análisis fué de 17, por lo que, como se dijo anteriormente, existe una probabilidad aproximadamente del 80% de que el gasto obtenido esté excedido, y si bien no se puede asociar suficiente confiabilidad a éstos resultados, nos permitirán normar nuestro criterio en la selección del gasto de diseño.

El método de Sección y Pendiente se basó en el nivel de la huella dejada por la avenida máxima de que se tiene noticia, de acuerdo al reporte de la brigada que realizó el estudio de campo. En cuanto a este método, se tiene el inconveniente de no conocer el periodo de retorno a que corresponde, por lo que su comparación con los resultados obtenidos con otros métodos, en los cuales se puede establecer la valuación del factor económico (seguridad-cost), se dificulta. Sin embargo, de igual forma que en el caso anterior, este gasto reportado como el mayor de que se tiene noticia, nos guiará en la elección del gasto de diseño.

En cuanto a los métodos de Regionalización y de comparación con la cuenca de la estación hidrométrica de El Bledal, tenemos más confianza en el segundo, ya que consideramos que el método de Regionalización depende completamente del tipo de datos utilizados, y de acuerdo con el boletín hidrológico de la zona los datos reportados no son muy confiables, pues se trata de registros que pueden ser calificados como cortos ya que, como se mencionó anteriormente, los pocos registros resultan ser no homogéneos. En la comparación con El Bledal, el número de aforos con que cuenta esta estación y el hecho de que se encuentren juntas y tengan características comunes, nos dan una mayor confianza, aunque tiene como inconveniente la diferencia de tamaño entre las cuencas comparadas, error que se trata de aminorar con la utilización de la curva de Lowry.

De todo lo anterior, desde el punto de vista de la confiabilidad que se puede dar a los datos y métodos de análisis, y no obstante que se espera que los resultados de los métodos estadísticos estén excedidos, consideramos que el gasto de diseño será alrededor de los reportados por los métodos de Sección y Pendiente y comparación con la cuenca de la estación El Bledal, pues en estos se parte de datos que se pueden considerar bastante más confiables que aquellos utilizados en los otros métodos, ya que, en el primer caso --

(Sección y Pendiente) los datos proceden de los lugareños y en el segundo - (comparación con El Bledal) consisten en una serie de aforos suficientemente grande para considerarla confiable.

Para la elección del gasto de diseño no basta únicamente con la selección del método más confiable, sino también se hace necesario valorar la repercusión de otros factores como la determinación correcta de los coeficientes de rugosidad (y por lo tanto el nivel del agua correspondiente al gasto de diseño), etc., que definirán el verdadero nivel de seguridad del proyecto. Así pues, es conveniente la consideración de la mencionada relación Seguridad-Costo que plantea la conveniencia de elegir, cuando la diferencia de costos sea pequeña, un gasto de diseño que nos reporte mayor seguridad. Para este fin se procedió a definir, utilizando el programa de computadora citado anteriormente, la curva Elevaciones-Gastos de la sección hidráulica en el cruce y los niveles correspondientes a los gastos calculados, ya que consideramos que este dato es uno de los que más influyen en el costo del puente, pues el tener que sobreelevar el puente o aumentar su longitud puede resultar costoso.

En las siguientes hojas se incluyen los resultados del programa de computadora para la determinación de los niveles de la superficie del agua correspondientes a los gastos de diseño obtenidos con los distintos métodos, y los datos necesarios para la elaboración de la curva Elevaciones-Gastos. También se incluye el plano de la sección transversal del cruce con los niveles correspondientes a los gastos calculados y la curva citada. En el mismo plano se indican los sondeos realizados y el perfil geológico, el cual es conveniente conocer puesto que el costo del puente depende también de la cimentación y número de apoyos necesarios. Este perfil fué generado a partir de los datos proporcionados en los reportes de los sondeos, que se incluyen en la aplicación A.III.4.

APROXIMACIONES AL GASTO OBTENIDO POR EL METODO DE
REGIONALIZACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100
A&OS (GASTO = 4227 M3/S)

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
194.10	1	0.0300	5.38	4005.51
194.10	2	0.0350	1.94	269.88

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 4275.39
VELOCIDAD MEDIA = 4.83567

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
194.08	1	0.0300	5.37	3985.13
194.08	2	0.0350	1.92	264.63

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 4249.76
VELOCIDAD MEDIA = 4.82853

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
194.06	1	0.0300	5.36	3964.79
194.06	2	0.0350	1.91	259.45

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 4224.24
VELOCIDAD MEDIA = 4.82144

EL NIVEL DEL AGUA PARA EL GASTO BUSCADO ES 194.06 M.

APROXIMACIONES AL GASTO OBTENIDO POR EL METODO DE
COMPARACION DE CUENCAS PARA UN PERIODO DE RETORNO
DE 100 A&OS (GASTO = 2958 M3/S)

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.94	1	0.0300	4.75	2893.74
192.94	2	0.0350	0.94	42.30

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2936.04
VELOCIDAD MEDIA = 4.48524

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.96	1	0.0300	4.76	2911.68
192.96	2	0.0350	0.96	44.79

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2956.47

VELOCIDAD MEDIA = 4.48962

355

EL NIVEL DEL AGUA PARA EL GASTO BUSCADO ES 192.96 M.

APROXIMACIONES AL GASTO OBTENIDO POR EL METODO
DOBLE NORMAL PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100
AÑOS (GASTO = 2239 M3/S)

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.20	1	0.0300	4.32	2261.33

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2261.35
VELOCIDAD MEDIA = 4.31573

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.18	1	0.0300	4.30	2245.11

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2245.15
VELOCIDAD MEDIA = 4.30313

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.17	1	0.0300	4.30	2237.01

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2237.06
VELOCIDAD MEDIA = 4.29661

EL NIVEL DEL AGUA PARA EL GASTO BUSCADO ES 192.17 M.

APROXIMACIONES AL GASTO OBTENIDO POR EL METODO
GUMBEL-1 PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS
(GASTO = 1771 M3/S)

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
191.50	1	0.0300	4.00	1780.91

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 1780.91
VELOCIDAD MEDIA = 3.99713

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
191.49	1	0.0300	3.99	1774.16

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 1774.16
 VELOCIDAD MEDIA = 3.99187

EL NIVEL DEL AGUA PARA EL GASTO BUSCADO ES DE 191.49 M

CALCULO DE DATOS PARA LA ELABORACION DE LA CURVA
 ELEVACIONES - GASTOS PARA LA SECCION HIDRAULICA
 EN EL CRUCE

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL. (M/S)	GASTO (M3/S)
187.00	1	0.0300	1.31	58.13

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 58.133
 VELOCIDAD MEDIA = 1.30859

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL. (M/S)	GASTO (M3/S)
188.00	1	0.0300	2.11	227.60

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 227.602
 VELOCIDAD MEDIA = 2.10885

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL. (M/S)	GASTO (M3/S)
189.00	1	0.0300	2.60	509.22

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 509.218
 VELOCIDAD MEDIA = 2.59666

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL. (M/S)	GASTO (M3/S)
190.00	1	0.0300	3.27	955.12

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 955.123
 VELOCIDAD MEDIA = 3.2684

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL. (M/S)	GASTO (M3/S)
191.00	1	0.0300	3.85	1513.89

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 1513.89
 VELOCIDAD MEDIA = 3.85246

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
192.00	1	0.0300	4.20	357
192.00	2	0.0350		2101.20

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2101.52
 VELOCIDAD MEDIA = 4.18787

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
193.00	1	0.0300	4.78	2947.69
193.00	2	0.0350	1.00	49.97

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 2997.66
 VELOCIDAD MEDIA = 4.49862

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
194.00	1	0.0300	5.32	3904.05
194.00	2	0.0350	1.87	244.22

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 4148.27
 VELOCIDAD MEDIA = 4.80039

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
195.00	1	0.0300	5.83	4964.66
195.00	2	0.0350	2.55	546.51

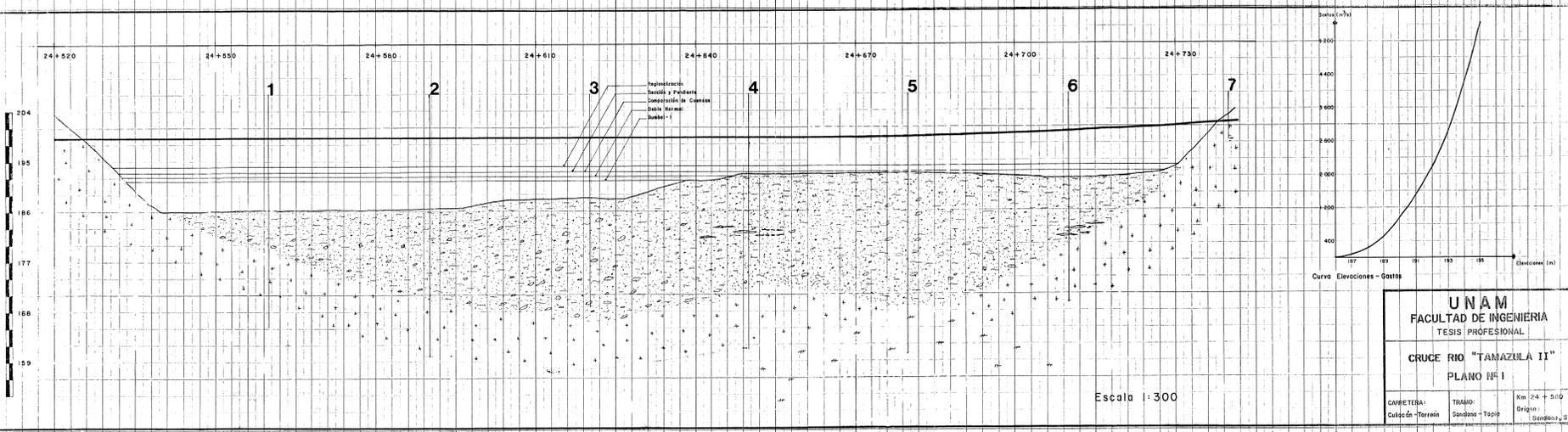
GASTO TOTAL EN LA SECCION = 5511.18
 VELOCIDAD MEDIA = 5.17438

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
196.00	1	0.0300	6.32	6124.66
196.00	2	0.0350	3.14	939.23

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 7063.89
 VELOCIDAD MEDIA = 5.56886

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M3/S)
197.00	1	0.0300	6.77	7380.02
197.00	2	0.0350	3.67	1413.14

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 8793.16
 VELOCIDAD MEDIA = 5.96442



UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL

CRUCE RIO "TAMAZULA II"
 PLANO Nº 1

CARRETERA: Culicán - Tereón	TRABAJO: Saneos - Topo	Km 24 + 510 Origen 19880323.01
--------------------------------	---------------------------	--------------------------------------

Del plano anterior se observa que la diferencia de niveles entre la rasante del puente y el nivel del agua correspondiente a los gastos obtenidos con los métodos considerados como más representativos (Sección y Pendiente y comparación con El Bledal), es aproximadamente de 6 metros.

Del Informe de Campo para Proyecto de Puentes y Viaductos tenemos que se requiere una altura libre de 2.0 m entre el nivel de la superficie del agua y el puente para permitir el paso de objetos flotantes; además se requiere - considerar la sobreelevación del agua, que será del orden de los 0.50 m, debida al estrechamiento del cauce del río para reducir la longitud del puente. Así pues, contamos con una altura aproximada de 3.50 m para alojar el peralte del puente.

Consideramos que el peralte del puente será de 3.0 m, debido al tipo de superestructura que se piensa utilizar (Tridilosa), por lo que contamos con un muy pequeño margen para darle seguridad al puente a bajo costo, pues el sobre elevar la rasante del camino aumentaría bastante el costo de las terracerías. Entonces, de acuerdo a los estudios hidrológicos e hidráulicos realizados y a las consideraciones hechas, tomaremos, para fines prácticos, un gasto de diseño de $3200 \text{ m}^3/\text{s}$, que es apenas un poco mayor que los gastos obtenidos con los métodos que consideramos más representativos. Para el gasto de diseño elegido, el nivel de la superficie del agua corresponde a la elevación 193.19 (ver curva Elevaciones-Gastos).

- Determinación del estrechamiento para el cruce del Río Tamazula II.

Se habló ya en la parte correspondiente de teoría de la importancia desde el punto de vista económico de estrechar la sección transversal del cauce de un río para la realización del cruce.

En la figura A.III.6 tenemos la sección hidráulica en el cruce del Río Tamazula II y la rasante del tramo Sanalona-Topia de la carretera Culiacán-Torreón. El nivel del agua corresponde a la avenida de diseño ($3200 \text{ m}^3/\text{s}$).

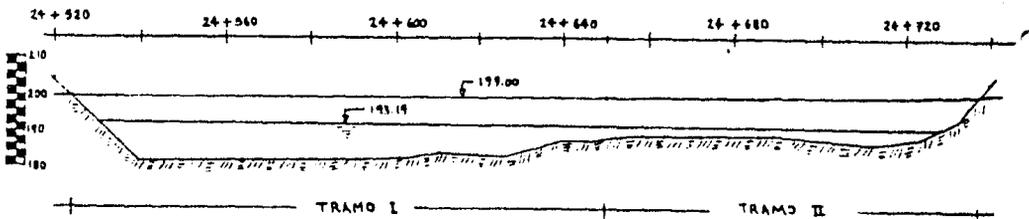


FIGURA A.III.6. Sección Hidráulica en el cruce.

Del Perfil de Construcción (ver plano) observamos que se requiere de una pendiente de 0% entre las estaciones 24 + 530 y 24 + 650 que puede ser el puente (de 120 m de longitud). De esta última estación hasta la 24 + 740 - (que es donde termina el cauce en la margen izquierda) se requiere de una cierta pendiente en lo que puede ser el terraplén de acceso. Estos factores están dados desde el punto de vista de las terracerías.

El puente presenta un esviajamiento de 14° con respecto a la dirección general del flujo. Considerando esto, y los requerimientos desde el punto de vista de las terracerías, el estrechamiento propuesto queda como se indica en la figura A.III.7, cubriendo todo el tramo II.

Consideramos que el puente será de 3 claros de 40.0 m cada uno, apoyándose en pilas circulares de 3.0 m de diámetro. Esto se propone en base a un análisis aproximado en el que se tomó en cuenta la longitud total del puente, la sección transversal del cruce, el tipo de superestructura a utilizar, las características geológicas y el ángulo de incidencia de la corriente.

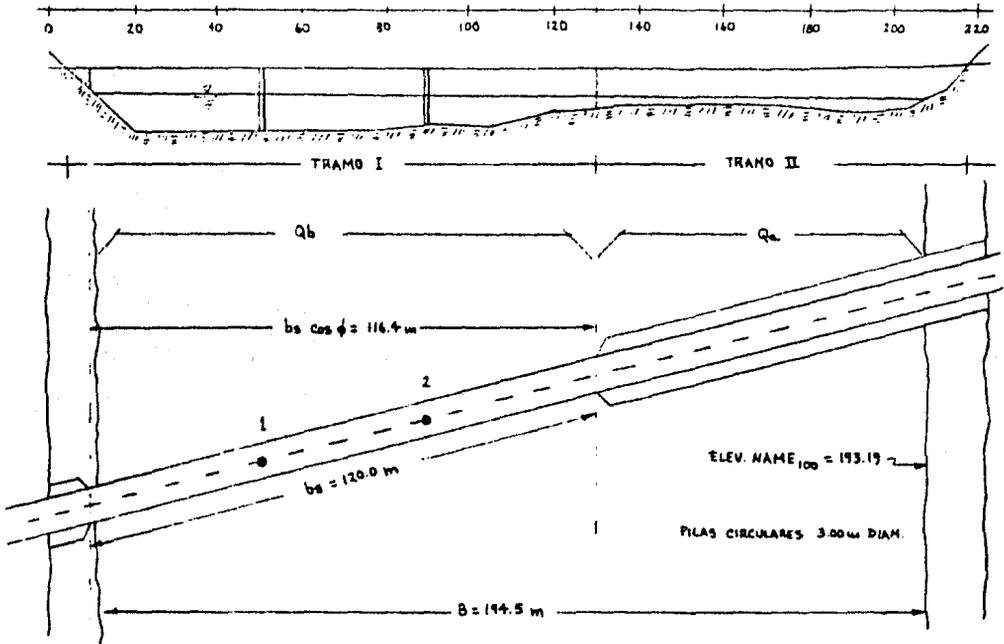


FIGURA A.III.7. Estrechamiento propuesto.

Para seguir los pasos indicados para calcular el remanso, tenemos:

1. El gasto de diseño es de $3200 \text{ m}^3/\text{s}$, determinado en los estudios hidráulicos.
2. La elevación de la superficie del agua para el gasto de diseño es -- 193.19. Se tiene en las figuras A.III.6 y A.III.7 y en el plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas.
3. Como la sección transversal del río es más o menos constante en las -- carcanias del puente se considera que la Sección 1 (ver fig. III.3) -- es igual a la sección transversal en el cruce.
4. La división en subsecciones de la Sección 1 se tomará igual a la de la sección transversal en el cruce con los mismos coeficientes de rugosidad.

5. Cálculo de K y q.

No es necesario el cálculo de K ni de q, ya que el programa de computadora nos da el valor de q para cada subsección, así como su velocidad.

En la siguiente hoja tenemos el resultado del programa de computadora para la elevación 193.19 que corresponde a la avenida de diseño; de ahí tenemos:

$$q_b = 3121.12 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad v_b = 4.89 \text{ m/s}$$

$$q_a = 77.53 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad v_a = 1.19 \text{ m/s} \quad ; \quad Q_1 = 3198.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

6. Cálculo del número de Froude en la Sección 1:

$$\text{área de la subsección 'b': } \frac{3121.12}{4.89} = 638.26 \text{ m}^2$$

$$\text{área de la subsección 'a': } \frac{77.53}{1.19} = 65.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total en la Sección 1} = 703.41 \text{ m}^2 = A_{n1}$$

La velocidad media en la Sección 1 es:

$$V_{n1} = \frac{Q}{A_{n1}} = \frac{3198.65}{703.41} = 4.54 \text{ m/s}$$

El tirante medio en la Sección 1 es:

$$\bar{Y}_1 = \frac{A_{n1}}{B} = \frac{703.41}{194.5} = 3.62 \text{ m}$$

Y el número de Froude en 1 es:

$$F_{n1} = \frac{V_{n1}}{\sqrt{g \bar{Y}_1}} = \frac{4.54}{\sqrt{(9.81)(3.62)}} = 0.76$$

$$F_{n1} = 0.76$$

Como $F_{n1} = 0.76 < 1$ el régimen fuera del estrechamiento es subcrítico y puede tratarse de flujo tipo I o tipo II.

7. Cálculo del coeficiente de energía cinética en la Sección 1 (α_1).

$$q_1 v_1^2 = (3121.12)(4.89)^2 = 74,632$$

$$q_2 v_2^2 = (77.53)(1.19)^2 = 109$$

$$\Sigma = 74,741$$

$$\alpha_1 = \frac{74,741}{(3198.65)(4.54)^2} = 1.13$$

$$\alpha_1 = 1.13$$

8. La sección transversal en el cruce con el estrechamiento propuesto se muestra en la figura A.III.7, y su área hidráulica corresponde a la de la subsección 'b':

$$\text{Así tenemos: } A_{n2} = 638.26 \text{ m}^2$$

E S T R E C H A M I E N T O S I S E C C I O N 1

362

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA, CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA CADA TRAMO, POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE, UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
0.00	203.57
2.50	197.19
11.00	197.97
14.90	189.87
16.70	183.31
17.60	167.43
18.50	185.94
20.00	185.94
40.00	185.24
60.00	182.74
76.50	185.17
80.00	197.42
86.00	181.97
100.00	183.31
104.50	180.13
106.50	180.15
111.00	189.37
118.00	191.33
120.00	191.39
123.50	191.45
128.00	192.53
140.00	192.81
160.00	192.73
170.00	192.54
180.00	192.14
187.00	191.69
194.00	191.70
200.00	192.06
207.00	192.72
207.50	187.97
210.00	194.07
216.00	197.91
217.70	201.40
220.00	203.81
221.20	204.80

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = 2.31E-03

ELEV. TIR (M)	TRAMO	COEF. RUG.	VEL. (M/S)	GASTO (M ³ /S)
193.12	1	0.0300	4.69	3121.12
193.19	2	0.0350	1.19	77.53

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 3198.65

9. Cálculo del número de Froude en el estrechamiento (Sección 2).

$$b_s = 120.0 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_2 = \frac{638.26}{120 (\cos 14^\circ)} = 5.48 \text{ m}$$

$$V_{n2} = \frac{Q}{A_{n2}} = \frac{3198.65}{638.26} = 5.01 \text{ m/s}$$

$$V_{n2} = 5.01 \text{ m/s}$$

Y el número de Froude en el estrechamiento es:

$$F_{n2} = \frac{5.01}{\sqrt{(1.01)(5.48)}} = 0.68$$

$$F_{n2} = 0.68$$

Como $F_{n2} = 0.68 < 1$ el régimen es subcrítico bajo el puente, por lo que, para calcular la altura de remanso, habrá que aplicar los métodos para el flujo tipo I.

Para el flujo tipo I tenemos los métodos del Bureau of Public Roads y el del U.S. Geological Survey, pero este último es aplicable a ríos con pendiente muy suave y, como se dijo anteriormente, puede tomarse como frontera para la elección del método a utilizar un valor de $S_0 = 0.0005$ en base a que el BPR probó su método en prototipos con pendientes mayores a ésta (Ref. 11). La pendiente del perfil medio del fondo del Río Tamazula II en el tramo en estudio es $S_0 = 0.00231$, por lo que utilizaremos el método del BPR.

En las siguientes hojas se expone el método del BPR.

METODO DEL BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR)

La expresión para este método se obtuvo aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre las secciones 1 y 4 (ver fig. III.3), con lo que se obtuvo la diferencia $y_1 - y_4$ que constituye el remanso h_1^* . Esta expresión es:

$$h_1^* = Z^* \alpha_2 \frac{V_{n2}^2}{2g} + \alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad \text{EC. A.III.29}$$

donde:

h_1^* = Remanso total (m).

Z^* = Coeficiente total de remanso.

α_1 = Coeficiente de energía cinética en la sección 1.

α_2 = Coeficiente de energía cinética en la sección 2.

A_{n2} = Área hidráulica en el estrechamiento para el flujo normal. Incluye el área ocupada por las pilas (m^2).

V_{n2} = Velocidad media en el estrechamiento, o Q/A_{n2} (m/s).

A_4 = Área hidráulica en la sección 4 (ver fig. III.3).

A_1 = Área hidráulica en la sección 1, incluyendo la producida por el remanso (m^2).

Para calcular el remanso es necesario obtener un primer valor aproximado de h_1^* utilizando la primera parte de la ecuación A.III.29:

$$h_1^* = Z^* \alpha_2 \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad \text{EC. A.III.29a}$$

De aquí se puede obtener el valor de A_1 , que depende de h_1^* ($A_1 = A_{n1} + h_1^* B$), y valuar así la segunda parte de la ecuación A.III.29:

$$\alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad \text{EC. A.III.29b}$$

Esta parte de la ecuación representa la diferencia en la energía cinética entre las secciones 4 y 1 expresada en función de áreas y de la carga de velocidad $V_{n2}^2/2g$.

Obtención del coeficiente de remanso.

Se utilizan dos símbolos: Z_b si sólo se consideran la relación de abertura del puente (M) y la forma de los estribos; se conoce como coeficiente base. O Z^* (coeficiente total de remanso) si considera además de lo anterior el número, tamaño, forma y orientación de las pilas en el estrechamiento, - excentricidad y esviajamiento del puente.

Las curvas base se muestran en la figura A.III.8 y con ellas se obtiene Z_b en función de M y de la presencia o no de aleros, ya sean rectos o cur-

vos. En el caso de puentes con longitudes mayores de 60 m se recomienda la curva inferior de la gráfica, ya que la geometría del estribo influye menos en el remanso conforme la longitud del puente sea mayor.

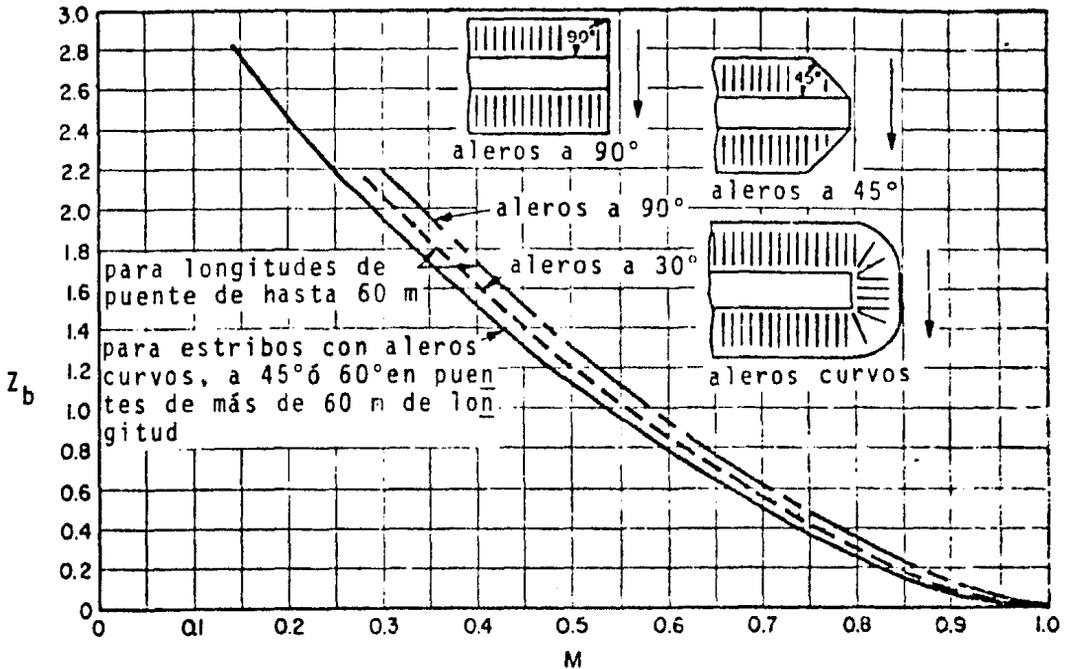


FIGURA A.III.8. Curvas base para el coeficiente de remanso.

El coeficiente total de remanso (Z^*) se obtiene sumando algebraicamente al coeficiente base obtenido en la figura A.III.8 otros coeficientes que consideran los efectos de esviajamiento del puente, presencia de pilas y/o azoles y excentricidad.

Efecto del esviajamiento del puente.

El método de cálculo para cruces esviajados difiere del usado para cruces normales en los siguientes aspectos: el valor de M se calcula con la proyección de la longitud del puente $b_s \cos \phi$, donde b_s es la longitud del estrechamiento esviajado y ϕ el ángulo de esviajamiento del puente, como se muestra en la figura A.III.9. El área An_2 se basa en esa longitud $b_s \cos \phi$. La carga de velocidad $Vn^2/2g$ que se utiliza en la ecuación A.III.29 se basa en el área ya proyectada An_2 .

Con la figura A.III.10 se puede obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_s por el efecto de esviajamiento para estribos con aleros rectos o curvos. Este coeficiente está en función de M y ϕ , como se indica en la misma figura. Los valores negativos resultan del método de cálculo y no necesariamente indican que el remanso se reducirá empleando un estrechamiento esviajado, ya que dependerá de los otros factores considerados.

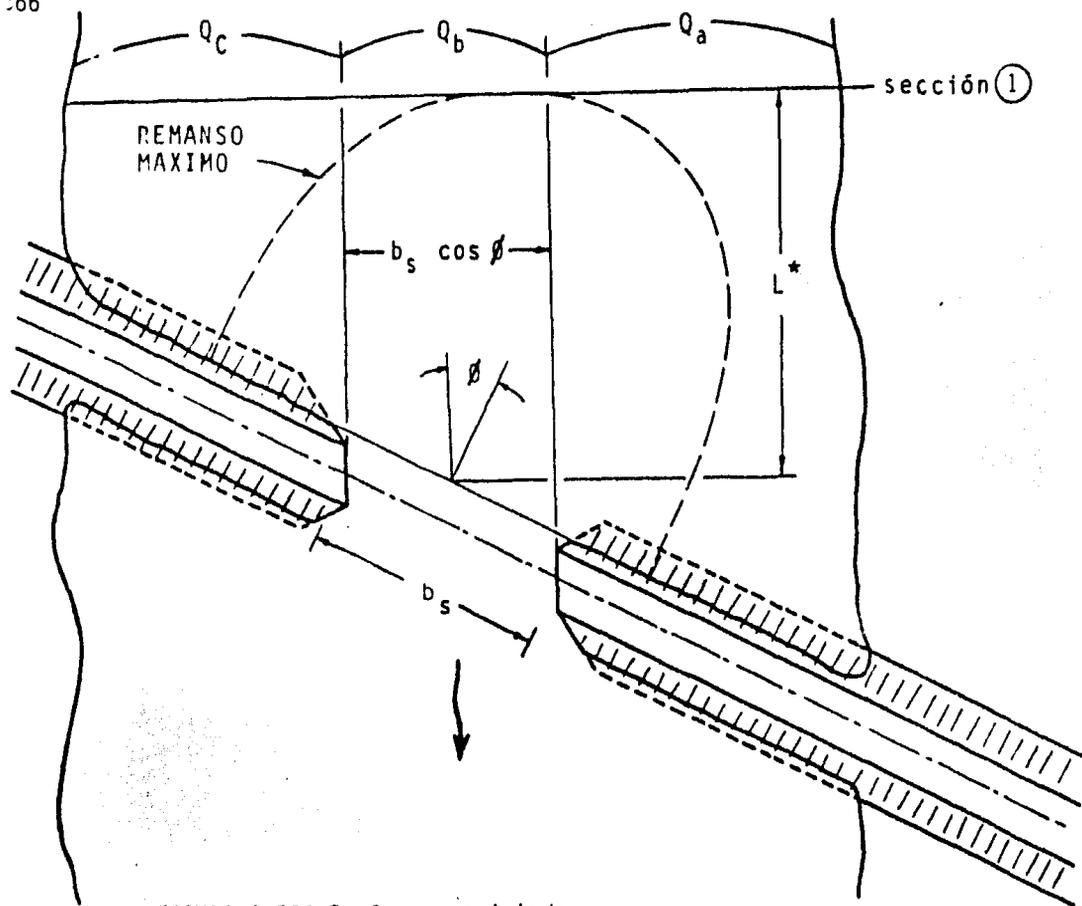


FIGURA A.III.9. Cruce esviado .

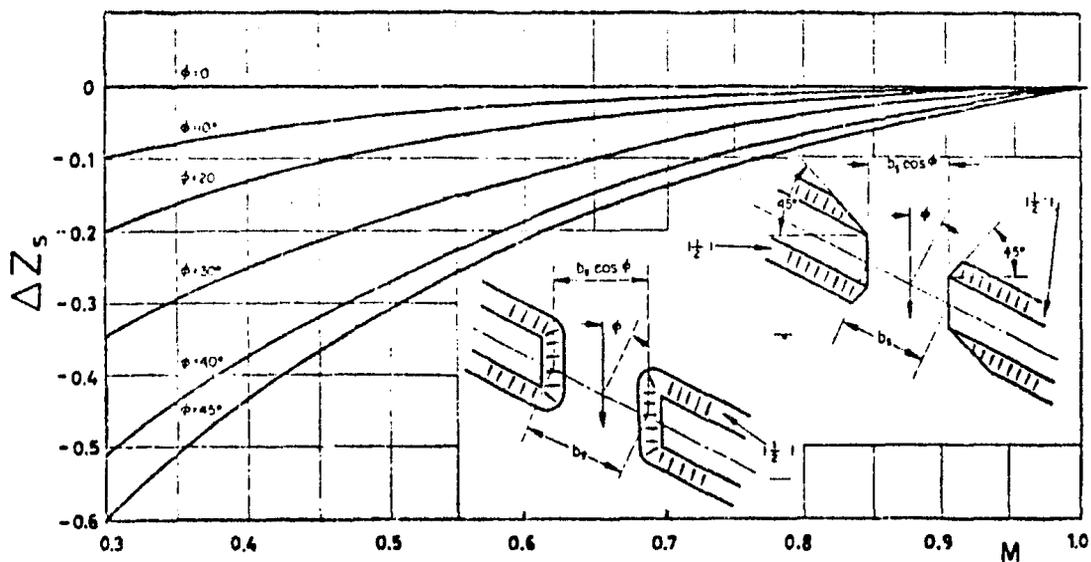


FIGURA A.III.10. Coeficiente de incremento de remanso por esviamiento.

Efecto de pilas.

Este efecto se considera con el coeficiente ΔZ_p que depende de la relación del área expuesta de pilas sumergidas al área del estrechamiento (J), - del tipo de pilas, de su posición con respecto al flujo, y de M . En la relación:

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}} \quad \text{EC. A.III.30}$$

Las áreas están referidas al flujo normal.

En el caso de cruces esviados los valores de J , A_{n2} y M se basan en la distancia $b_s \cdot \cos \phi$ como se muestra en la figura A.III.9. El área de pila - para un cruce esviado A_p , es la suma de las áreas individuales de pilas - normales a la dirección general del flujo como se muestra en el croquis de - la figura A.III.11. Nótese como es medido el ancho de pila W_p cuando ésta no es paralela a la dirección general del flujo. Con esta figura se obtiene el valor de ΔZ_p , entrando primero a la sección A de la figura con el valor de J y el tipo de pila obteniendo Δz en las ordenadas. En la sección B de la misma figura se obtiene el factor de corrección σ para $M \neq 1$.

El coeficiente ΔZ_p será:

$$\Delta Z_p = \sigma \Delta z \quad \text{EC. A.III.31}$$

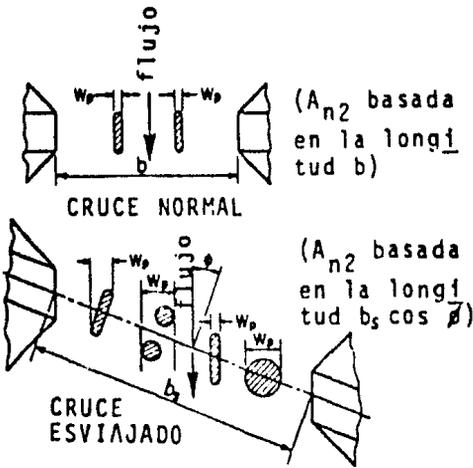
Efecto de la excentricidad del puente.

Refiriéndonos al croquis de la figura A.III.12 se puede observar que los símbolos Q_a y Q_c en la Sección 1 se usan para representar la obstrucción del flujo por los terraplenes de acceso. Si la sección transversal es muy asimétrica, tal que $Q_a < 0.20 Q_c$ o viceversa, habrá que considerar un coeficiente que tome en cuenta dicho efecto. La excentricidad e' se puede calcular como se indica en dicho croquis. El coeficiente de incremento de remanso por excentricidad Z_e se puede valuar a partir de la figura A.III.12. Generalmente se tiene una mayor influencia en el coeficiente de remanso si existe una planicie de inundación a un sólo lado del puente, con lo cual $e'=1$.

De la figura A.III.13 se puede obtener la longitud de abertura b_s necesaria en un puente esviado para que se presente un remanso igual al que provocaría un puente no esviado. Para ello se entra a dicha figura con el ángulo de esviamiento y con la relación de abertura M .

Para que sea razonable la aplicación de este método se deberán reunir - los siguientes requisitos:

- * El flujo debe ser subcrítico en el estrechamiento, así como aguas arriba del mismo.



- W_p - Ancho de pila normal al flujo (metros).
- h_{n2} - Altura de pila expuesta al flujo (metros).
- N - Número de pilas.
- $A_p = \sum^N W_p h_{n2}$ - Area total de pilas proyectada normal al flujo (m^2).
- A_{n2} - Area hidráulica en el estrechamiento basada en la superficie normal del agua. (Para cruces esviados - usar la longitud proyectada del puente normal al flujo).

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}}$$

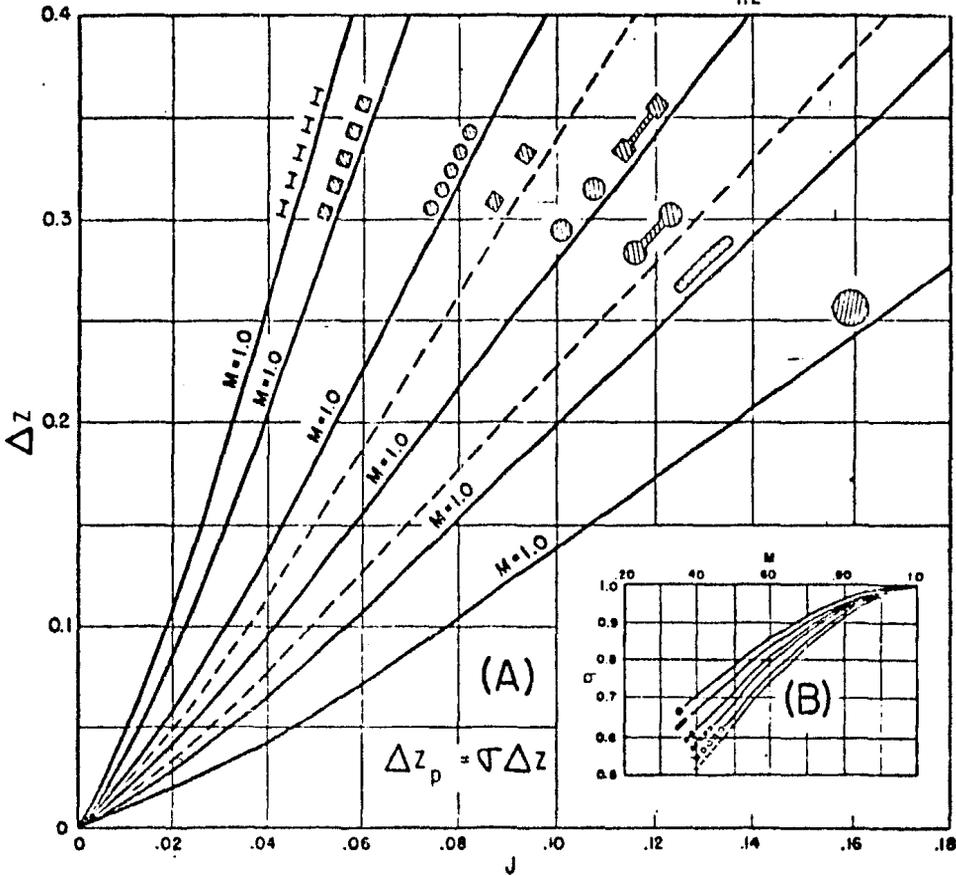
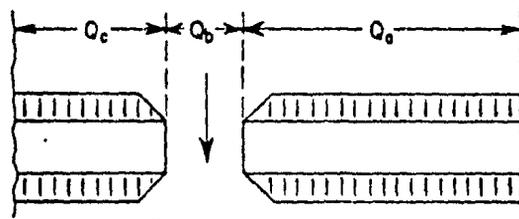


FIGURA A.III.11. Coeficiente de incremento de remanso por pilas .



$$e' = \left(1 - \frac{Q_c}{Q_0}\right) \quad \text{donde } Q_c < Q_0 \text{ ó}$$

$$e' = \left(1 - \frac{Q_0}{Q_c}\right) \quad \text{donde } Q_0 < Q_c$$

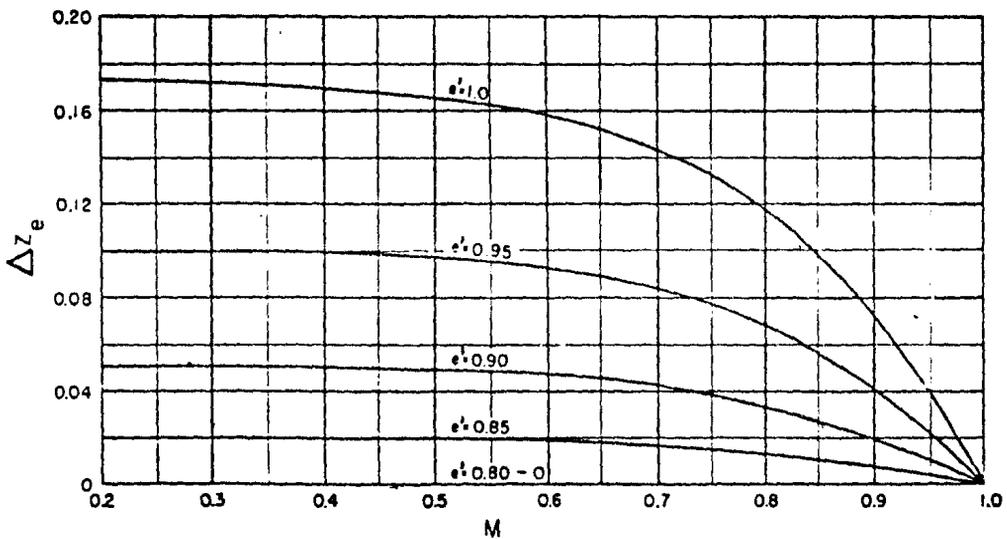


FIGURA A.III.12. Coeficiente de incremento de remanso por excentricidad.

- * El cauce en las cercanías del puente debe ser aproximadamente recto.
- * El área de la sección transversal del cauce debe ser más o menos uniforme.
- * El fondo del cauce debe tener una pendiente aproximadamente constante.
- * El flujo debe estar libre de contracciones y expansiones fuera del puente.

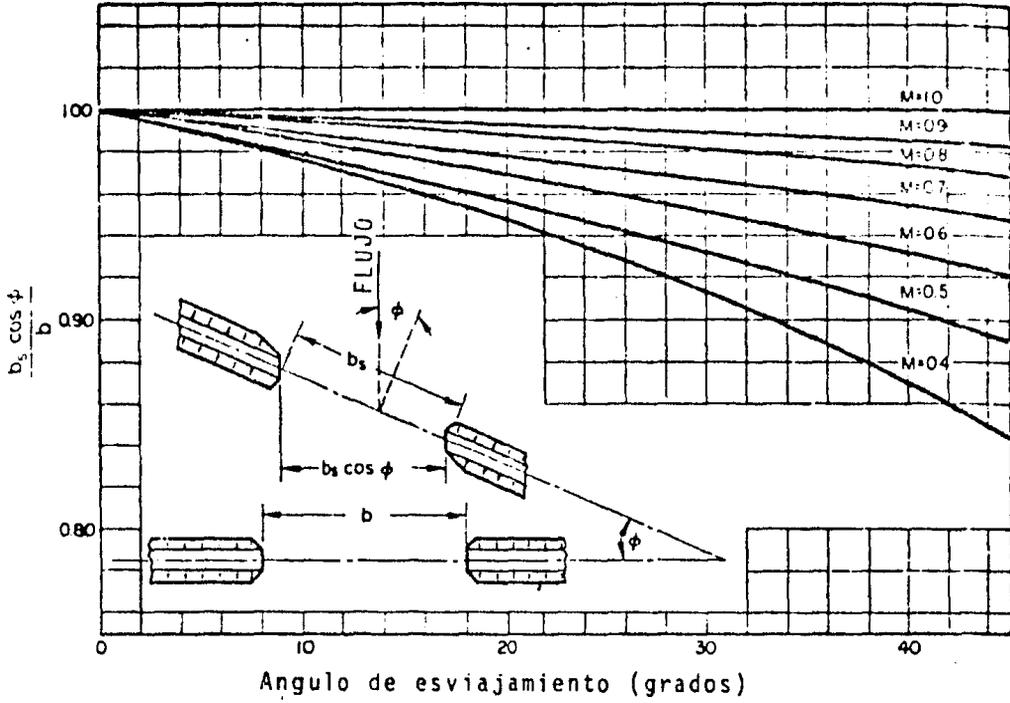


FIGURA A.III.13. Relación de la longitud de puente proyectada a la normal para remansos equivalentes (cruces esviajados).

- Aplicación del método del Bureau of Public Roads al estrechamiento del cruce del Rfo Tamazula II.

En el cruce que nos ocupa se reúnen los requisitos necesarios para la aplicación de este método.

Obtención del coeficiente total de remanso (Z^*).

La relación de abertura del puente es:

$$M = \frac{Q_b}{Q} = \frac{3121.12}{3198.65} = 0.98$$

$$M = 0.98$$

Entrando a la fig. III.4 con $M = 0.98$ y $\alpha_1 = 1.13$ obtenemos:

$$\alpha_2 = 1.10$$

Entrando a la fig. A.III.8 con $M = 0.98$ a la curva inferior de la gráfica (ya que el puente será de más de 60 m de longitud) tenemos:

$$Z_b = 0.00$$

Entrando a la fig. A.III.10 con $M = 0.98$ y $\delta = 14^\circ$ se tiene:

$$\Delta Z_s = -0.01$$

Efecto de pilas.

$$\text{Area expuesta pila 1: } (h_{n1})(W_p) = (6.95)(3.0) = 20.85 \text{ m}^2 \text{ (PILA EL NAME}_{100}\text{)}$$

$$\text{Area expuesta pila 2: } (h_{n2})(W_p) = (5.27)(3.0) = 15.81 \text{ m}^2 \text{ (PILA EL NAME}_{100}\text{)}$$

$$A_p = 36.66 \text{ m}^2$$

y la relación del área expuesta de pilas sumergidas al área del estrechamiento es:

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}} = \frac{36.66}{658.26} = 0.057$$

$$J = 0.057$$

Entrando a la fig. A.III.11 con $J = 0.057$ obtenemos: $\Delta Z = 0.07$

este valor es para $M = 1.0$; entrando a la parte B de la figura citada con $M = 0.98$ obtenemos el factor de corrección $\sigma = 0.99$. Aplicando la ecuación A.III.31 tenemos:

$$\Delta Z_p = (0.99)(0.07) = 0.069$$

$$\Delta Z_p = 0.069$$

Efecto de excentricidad.

Entrando a la figura A.III.12 con $M = 0.98$ y $e' = 1$ (por existir planicie de inundación en la margen derecha) tenemos: $\Delta Z_e = 0.016$

Y el coeficiente total de remanso es:

$$Z^* = Z_b + \Delta Z_s + \Delta Z_p + \Delta Z_e = 0.0 - 0.01 + 0.069 + 0.016 = 0.075$$

$$Z^* = 0.075$$

Y el primer valor aproximado de h_1^* es, de la ec. A.III.29a:

$$h_1^* = (0.075)(1.10) \frac{(5.01)^2}{2(9.81)} = 0.106$$

$$A_{n1} = 703.41 \text{ m}^2 = A_4.$$

$$A_1 = A_{n1} + h_1^* \cdot B = 703.41 + (0.106)(194.5) = 724.03 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 724.03 \text{ m}^2$$

Sustituyendo las áreas en la ecuación A.III.29b, tenemos:

$$1.48 \left[\left(\frac{638.26}{703.41} \right)^2 - \left(\frac{638.26}{724.03} \right)^2 \right] \left[\frac{5.01^2}{2(9.81)} \right] = 0.066$$

Y el remanso es:

$$h_1^* = 0.106 + 0.066 = 0.172 \text{ m}$$

$$h_1^* = 0.17 \text{ m}$$

De los cálculos anteriores vemos que el estrechamiento propuesto provoca una altura de remanso de 0.17 m y un incremento de la velocidad del agua de 4.54 m/s a 5.01 m/s (de la Sección 1 a la sección estrechada) por lo que no se altera notablemente el funcionamiento hidráulico del río. Además, como el remanso producido por el estrechamiento no provoca inundaciones aguas -- arriba del cruce (ver el Informe de Campo), se considera adecuado el estrechamiento propuesto.

Así, la elevación del NAME₁₀₀, considerando el remanso producido por el estrechamiento, será: $193.19 + 0.17 = 193.36$.

A.III.4 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA EL CRUCE DEL RIO TAMAZULA II

- Exploraciones.

La definición del programa de exploraciones y del tipo de exploración para el cruce del Río Tamazula II fué hecha por la Brigada de Exploración # 4 del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales, a fines de 1978. La brigada citada determinó la realización de siete sondeos en la zona del cruce; las características de éstos, su ubicación y la descripción de las muestras obtenidas se presentan en las siguientes hojas, que son fotocopias de los reportes de campo realizados por la brigada citada.

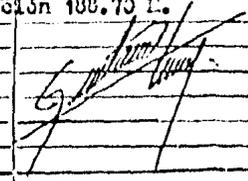
Considerando la sección transversal del cruce, y en base a la información contenida en los reportes de campo, generamos el perfil geológico del cauce en la zona del cruce. Este perfil se encuentra dibujado en el Plano # 1, en el que se indican también la localización de los sondeos y la profundidad a la que llegaron, y en las figuras A.III.14 y A.IV.55.

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO: EL CAH - TAYO SECCION: EL CAH BRIGADA No. 4
 TRAMO: DE 24+521.00 A 24+530.00 LOCALIZACION: 24+520.00 A LA PERFORO: REJUNTAH MATE MANCORA
 KM. 24+630.00 ORIGEN: MEMORIA PUNTO: 24+540.00 SUPERVISO: ING. EL TAYO S. PABLO D.
 TIPO DE OBRA: PUENTE MATERIAL: CONCRETO COORDINACION: CONVENCIONAL FECHA DE INICIACION: Nov. 1973
 CLARO APROX. 120.00 Mts. BARRA DEF. S.A.F. FECHA DE TERMINACION: Nov. 1973
 W = _____ KG. H = 4040 cm O EXI. _____ O INT. _____

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN NO CAS DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
							No observo en el camino
							sobre la margen derecha un afloramiento de roca ligera intrusiva, bastante frías, clara, con características de sienita.
							Se envían muestras en las siguientes alturas y elevaciones.
							✓ E-1; Km. 24+521.30, C.L. elevación 202.40
							✓ E-2 Km. 24+527.00 C.L. elevación 197.00 H
							✓ E-3; Km. 24+511.50 C.L. elevación 191.80 M.
							✓ E-4; Km. 24+537.00 C.L. elevación 180.70 L.
							 275

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN TR. RAMON SONDEO No. 1 ELV. 106.240 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SAHALONA TOPIA LOCALIZACION 24+560.00 en C. L. PERFORO: BENJAMIN ROIZ S.
 KM. 24+030.00 ORIGEN: Sanalona, Sin. SUPERVISO: Ing. gustavo E. Frey De
 TIPO DE OBRA Puente "De Tamazula2" PROCEDIMIENTO P. S. L. R. FECHA DE INICIACION: 15-11-78
 CLARO APROX. 180 metros BARRA PERF. AW N. A. F. 0.75 m FECHA DE TERMINACION: 30-11-78
 W = 03.5 R.G. H = 4840 = 76 cm O EXT. 5.03 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 Cas DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	-----						
	Arena bien graduada, poco limosa color café claro.	1	0.00	0.60	1-5-6	10	
0.60	-----						
	Arena bien graduada poco limosa color café claro 00% y gravas sub-angulosas - retención hasta 1" de ϕ , 20%.	2	0.60	1.20	2-13-7	17	
	IDEM.	X 3	1.20	1.80	9-31-15	19	
	IDEM.	4	1.80	2.40	13-31-14	13	
	IDEM.	X 5	2.40	3.00	30-23-21	13	
	IDEM.	6	3.00	3.60	18-21-24	10	
1.80	-----						
	Arena bien graduada limosa, color café claro, 00% gravas angulosas y subangulosas, hasta 1" ϕ , con fragmentos de poca chicos alados hasta 10" ϕ , 20%	X 7	3.60	4.20	15-35-19	11	
	IDEM.		4.20	4.80	40-50/15	10	No recuperó muestra con chafalón
	IDEM.	8	4.80	5.40	L.		Muestra Representativa de lavado
	IDEM.	X 9	5.40	6.07	30-50/12	8	
			6.07	6.40	L.		
	IDEM.	10	6.40	6.48	50/8	NO	No recuperó muestra
	IDEM.		6.48	6.00	L.		Muestra representativa de lavado
	IDEM.	X 11	6.00	6.26	45-50/11	20	
			6.26	6.60	L.		

Vaya a la hoja núm. 2

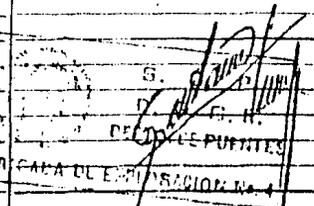
S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN TORREON SONEDO No. 1 ELEV. 186.240 = BRIGADA No. 4
 TRAMO LA JALISCO A PIA LOCALIZACION 24+500.00 en C. L. PERFORO: MANJATIN WITZ D.
 KM. 24+630.00 ORIGEN Carretera Na. SIN SUPERVISO: ING. GUSTAVO B. FROY D.
 TIPO DE OBRA ESTR. "C" TA. A. A. II" PROCEDIMIENTO P. E. H. L. FECHA DE INICIACION: 15-11-78
 CLARO APROX. 1.00 m BARRA DE F. AH N. A. F. 0.75 m FECHA DE TERMINACION: 30-11-78
 W = 63.5 H = 4040 = 70° cm O EXT. 5.08 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 CM DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
	Arena bien tratada limosa, color café claro, 60% gr. vis. angulosas subangulosas y redondeadas hasta 1" de ϕ , 20% ID.M.	12	0.60	0.75	50/15	12	
			0.75	1.20	L.		
		13	1.20	1.30	50/10	13	
			1.30	1.40	L.		
7.40	-----						
	Suelo poco alterado, fracturado, color gris y verdoso (Roca Ignea)	14	1.40	0.40	Nº 21	32	Nota: Se dinamitó a los 9.00 mts. para bajar el ademe ---
	ID.M.	15	0.40	0.60	Nº 20	12	hasta 9.60 mts. ya que se ---
	ID.M.	16	0.60	0.60	Nº 20	18	perdía el agua en un 80%.
	ID.M.	17	0.60	10.20	Nº 25	15	
	ID.M.	18	10.20	10.80	Nº 17	10	
	ID.M.	19	10.80	11.40	Nº 28	17	
	ID.M.	20	11.40	12.00	Nº 28	23	
	ID.M.	21	12.00	12.60	Nº 25	21	
	ID.M.	22	12.60	13.20	Nº 37	20	
	ID.M.	23	13.20	13.80	Nº 27	16	
	ID.M.	24	13.80	14.40	Nº 25	15	
	ID.M.	25	14.40	15.00	Nº 30	10	
	ID.M.	26	15.00	15.60	Nº 20	18	
	ID.M.	27	15.60	16.20	Nº 42	25	
	ID.M.	28	16.20	16.80	Nº 58	35	
	ID.M.	29	16.80	17.40	Nº 50	30	
	FIN DEL SONDEO NUM. 1 A LA PROFUNDIDAD DE 17.40 MTS.		17.40				


 OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
 CARRERA DE EMPLEACION No. 4

377

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO SANTIAGO - FERROL. SECCION No. 2. ELEV. 189.10 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANTIAGO - FERROL. LOCALIZACION 2+500.0 M.C.L. PERFORO: DIEGO TRUJILLO SANCHEZ
 RA24+630.00 ORIGEN SANTIAGO, S.O.M SUPERVISOR: ING. GUSTAVO S. I. Y DIAZ
 TIPO DE OBRA PUNTE "RIGIDO" PARA TRAFICO DE VEHICULOS Y PEATONES. FLUJO DE TRAFICO: 1000 VEHICULOS/DIA
 CLARO ABON. 180.00 M2. FECHA DE INICIACION: 20-10-78
 FECHA DE TERMINACION: 9-11-78

W = 33.5 KG. H = 4840 cm = 74 m. O INT. 0.50 O INT. 3.5%

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN 30 CM DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM	OBSERVACIONES
0.00	aren. bien graduada color limo. con toro de 3 a 5 mm, y gravas sub angulares y redondeadas hasta de 10 mm	1	0.00	0.60	2-10-13	26	
		2	0.60	1.20	7-1-6	18	
		3 X	1.20	1.80	9-2-9	12	
1.30	2" d. p. con fragmentos de roca mediana (material helénico)						
		4	1.30	2.40	20-40-14	05	
		5	2.40	3.00	10-10-20	09	
		6 X	3.00	3.50	14-10-12	12	
		7	3.50	4.70	25-32-25	10	
		8 X	4.20	4.70	30-40-20	13	
		9	4.70	5.70	30-42-20	12	
		10 X	5.40	6.00	30-42-12	20	
		11	6.00	6.00	16-31-22	15	
		1 X	6.60	7.20	27-28-30	15	
7.20							
		13	7.20	7.65	35-50/30	10	
			7.65	7.90	L.		
		14	7.20	8.25	43-50/30	10	
			7.25	8.40	L.		
		15 X	8.40	9.00	15-43-46	20	
		16	9.00	9.60	20-36-32	14	
		17 X	9.60	9.92	32-50/17	20	
			9.92	10.20	L.		
		18	10.20	10.80	22-42-20	19	

378

BRIGADA 4

[Handwritten signature]

HOJA N.º 2

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO SULLACAR - ... BRIGADA N.º 4
 TRAMO SULLACAR - ... PERFORADOR BENJAMIN RUIZ SANCHEZ
 KM. 24+630.00 ORIGEN: ... SUPERVISOR: ING. GUSTAVO E. FRYL DIAZ
 TIPO DE OBRA: ... FECHA DE INICIACION: 20-10-78
 CLARO ALFOA: ... FECHA DE TERMINACION: 9-11-78

PARRA CIL. 47 N.º A. E. 0.50

W = 63.5 KG. H = 70 cm O EXT. 0.50 O INT. 3.58

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN SE Cms DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
7.20	arena bien graduada, limosa, color ceniciento, gravilla gruesa sub angular y sub redondeada hasta la 2ª de Ø, con fragmentos de mica blanca de 10" Ø, tamaño fino, (posible conglomerado poco cementado).	19	10.80	11.40	13-33-23	12	
		20	11.40	11.77	30-50/22	20	
					L.		
		21	12.00	12.25	30-50/10	13	
				12.25	12.60	L.	
		22	12.60	12.93	4-5/18	11	
				12.93	13.20	L.	
		23	13.20	13.80	39-42-10	10	
		24	13.80	14.10	29-50/15	No Rec.	No recuperó con tubo cortado a visor se tomó muestra representativa de lavado
				14.10	14.30	L.	
	25	14.40	14.67	23-50/12	12		
			14.67	15.00	L.		
	26	15.00	15.37	30-50/22	17		
			15.37	15.60	L.		
	27	15.60	16.00	35-50/24	13	Se además la prof. de 15.2 mts.	
			16.00	16.20	L.		
16.20	Sionita (zona Intuiciva) fraturada, poco homogénea, color gris y variloso	28	16.20	16.80	R. 13	08	
		29	16.80	17.40	R. 17	10	
		30	17.40	18.00	R. 13	08	
		31	18.00	18.60	R. 24	17	
		32	18.60	19.20	R. 27	16	
		33	19.20	19.80	R. 40	24	
		34	19.80	21.00	R. 63	75	

PASA A LA HOJA NUM. 3 (TR)

379

HOJA NÚM. 3 (TRES).

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CUILIACAN - TOMBON. SECCION N. 2 ELEV. 186.890 m BRIGADA N. 4
 TRAMO SANALONA - TOMIA, DGO. LOCALIZACION 24+590.00 EN C. L. PERFORO: BANJAMIN RUIZ SANCHEZ.
 KM. 24+630.00 ORIGEN SANALONA, SIA. SUPERVISO: ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ.
 TIPO DE OBRA PUENTE RIO "TAMABULA" IMPROVVISADO P. S. L. Y R. FECHA DE INICIACION: 20-10-78
 CLARO APROX. 130.00 MTS. FECHA DE TERMINACION: 9-11-78
 PARRA PERFORAR A" N. A. F. 0.50 m
 W = 03.5 KG. H = 4840 = 76 cm O EXT. 0.50 O INT. 3.5 0

Prof en m.	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 Cms DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
10.20	Sienita (Roca ligera intrusiva) fraca turada poco alterada color gris y verdoso.	35	21.00	22.00	R. 40	40	
		36	22.00	23.00	R. 20	20	
		37	23.00	24.00	R. 50	50	
		38	24.00	25.00	R. 95	95	
		39	25.00	26.50	R. 13	20	
26.50	-----						
	FIN DEL CUELLO A LA PROF. DE 26.50 MTS.						
							NOTA: De esta muestra se perdió la mayor parte no pudiendo pescarla. 186.40 20.50 165.90 186.40 20.50 165.90
							S. O. P. D. G. C. F. DEPARTAMENTO DE PUENTES OFICINA DE MECANICA DE SUELOS EXP. N. 4

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

NOVA JUN. 1 (1990).

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TORILLON SONDEO N.º 3 ELEV. 189.31 BRIGADA N.º 4
 TRAMO BARALONA-TORILLON LOCALIZACION 24+620.00 DEL CL. CL. PERFORO: BENJAMIN RUIZ BANCHIZ
 KM. 24+630.00 ORIGEN: VALCUBA, S.T.L. SUPERVISOR: ING. GUSTAVO E. PIET DIAZ
 TIPO DE OBRAS: "RIG. TAB. N.º 4 IX" PROCEDIMIENTO: P. 1 y 2 FECHA DE INICIACION: 14-8-78
 CLARO APROX. 130.00 MTS. BARRA PERF. 4 1/2" M. A. F. 120 FECHA DE TERMINACION: 24-8-78

W = 41.5 IG. H = 4840 = 76 ϕ INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	TIPO DE SUELO	RESISTENCIA (kg/cm ²)	OBSERVACIONES
0.00	...	1	0.20	0.30	3-5-8	21	
	...	2	0.60	1.20	4-11-9	10	
	...	3	1.20	1.80	4-11-22	39	
2.22	...	4x	1.80	2.10	18-23-20	35	
	...	5	2.40	2.30	20-50/23	10	
	...		2.80	3.00	L.		
	...		3.60	3.10	50/10	16	
	...	6	3.10	3.20	L.		
	...	7	3.20	3.50	L.		
	...	8x	3.60	3.85	30-30/10	23	
	...		3.85	4.20	L.		
	...	9	4.20	4.65	31-50/30	16	
	...		4.65	4.25	L.		
	...	10	4.85	5.12	30-50/12	10	
	...		5.12	5.40	L.		
	...	11x	5.40	5.71	20-50/16	20	
	...		5.71	6.00	L.		
	...	12	6.00	6.40	23-50/23	30	
	...		6.40	6.60	L.		
	...	13x	6.60	6.85	45-50/10	23	
	...		6.85	7.20	L.		
	...	14	7.20	7.60	N. 13	10	

S. O. P. D. G. C. F.
 DEPTO. DE PUENTES
 OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
 CARRERA DE CALIFICACION N.º 4
 381

BASE A LA NOVA JUN. 1 2

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

HOJA NÚM. 2 (DE 3).

CAMINO CULTADAN - TORRE XI, SONDEO N.º 1, FILV. (88.3) BRIGADA N.º 4
 TRAMO BAHALORIA - TOSCA LOCALIZACION: 24+620.00 M. A. CL. PERIODO: 2. JUNI JUL. 1962.
 KM. 24+630.00 ORIGEN: BAHALORIA, SIN. SUPERVISO: LUIS CANTAVO E. P. Y. RIAA.
 TIPO DE OBRA: PASEO "TOSCA II", PROCEDIMIENTO: F. 2 y 2. FECHA DE INICIACION: 14-9-70
 CIARO APROX. 130.00 MTS. BARRA PERLA, DE N. A. F. 1.9.20 FECHA DE TERMINACION: 24-9-70
 W = 63.5 FG. H = 4840 y = 76 m Ø EXT. 5.08 Ø INT. 3.30

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN 30 CM. DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
18.20	Concreto de base cementado (zona de lavada)	15	7.60	7.70	50/10	16.80	representativa de lavado.
	de arena de 15" y lavado maximo grav. 16"	16	7.70	8.00	41-50/10	23	
	subarrollos y redondeadas y arena fina a gruesa (Material plantivo) con lavado con lino arrollado color café claro	17	8.00	8.30	50/10	18.40	representativa de lavado.
	I D E M.	18	8.30	8.60	55	22	
	I D E M.	19	8.60	8.90	45-50/15	25	
	I D E M.	20	8.90	9.20	47-50/17	12	
	I D E M.	21	9.20	9.50	35-12-20	20	
	I D E M.	22	9.50	10.20	31-50/25	10	
	I D E M.	23	10.20	11.00	30/15	09	
	I D E M.	24	11.00	11.55	29-50/22	18	
	I D E M.	25	11.55	12.00	28	05	
	I D E M.	26	12.00	13.20	50/15	12	
	I D E M.	27	13.20	13.35	50/12	10	
	I D E M.	28	13.35	14.40	50/15	15	
	I D E M.	29	14.40	14.55	50/15	15	
	I D E M.	30	14.55	15.00	50/15	15	

S. O. P. D. G. C. F.
 DEPARTAMENTO DE PUENTES
 OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
 BRIGADA N.º 4
 ESTACION DE EXPERIMENTOS

PARA LA HOJA NÚM. 3 (DE 3).

S. O. P. D. G. C. F.

HOJA NÚM. 3 (TR. 3).

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMINO CULIACÁN - T. R. 01 SONDEO No. 3 ELEV. 188.31 m BRIGADA No. 4
 TRAMO BAHILONA - TOPIA LOCALIZACIÓN ST. 24+620.00 M. D. CL. PERFORO: EMERSON RUIZ SANCHEZ
 KM. 24+630.00 ORIGEN BAHILONA, ST. SUPERVISO: LIZBONATO R. JIMÉNEZ
 TIPO DE OBRA PERFORIO "TAMBUCA" II PROCEDIMIENTO P. 3 y R. FECHA DE INICIACIÓN: 14-8-78
 CLARO APROX. 130.00 MTS. BARRA PENE. A. 2 N. A. F. 1.20 m FECHA DE TERMINACIÓN: 23-8-78

W = 63.5 KG. H = 4040 = 76 cm. Ø EXT. 5.00 Ø INT. 3.90

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 CM DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM	OBSERVACIONES
2.22	Conglomerado poco cementado (Roca sedimentaria) compuesta de fragmentos de roca hasta de 15" de Ø tamaño mediano, gravas subangulosas y redondeadas y arena de fina a gruesa (Material Granito) cementado con lico arcilloso color café claro.	29	15.00	16.60	20-30/30	15	
		30	16.60	16.60	20-30/30	23	
		31	16.20	16.60	20-30/25	20	
		32	16.60	16.60	L.		
		32	16.80	17.20	22-50/25	15	
			17.30	17.40	L.		
	I D E M .	33	17.40	17.80	20-50/25	20	
			17.80	18.00	L.		
	I D E M .	34	18.00	18.60	R. 47	20	NOTA: No admitir P. No.
	I D E M .	35	18.60	18.93	30-50/10	20	
	FIN DEL SONDEO NÚM. 3 A LA PROF. DE 18.93 MTS.						

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TOLUACA. SECCION No. 4 ELEV. 192.530 m BRIGADA No. 4
 TRAMO BARBLOBA - TOTIA, DGO. LOCALIZACION EST. 24+50.00 EN C.L. PERFORO: BENJAMIN RUIZ SANCHEZ.
 KM24+630.00 ORIGEN BARBLOBA, DGO. SUPERVISOR: ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ.
 TIPO DE OBRA: PUENTE RIO "TABAQUILAI" RECONSTRUCCION P.M. L. R. FECHA DE INICIACION: 30-08-78
 CLARO APROX. 170.00 MTS. PARRA PERF. AW N.A.F. 5,90 m FECHA DE TERMINACION: 5-10-78

W = 63.50 KG. H = 4840 W = 75 cm Ø EXT. 5.08 Ø INT. 3.50 CM

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN 30 CM DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
0.00							
	arena fina poco limosa suelta, color café claro con materia organica.	1	0.00	0.60	1-3-2	30	
		2	0.60	1.20	1-3-3	10	
1.20							
	arena bien graduada poco limosa color café claro, 30% con gravas angulosas sub-angulosas y redondeadas hasta de 2" de Ø 20% (Material clasico).	3	1.20	1.80	5-30-37	12	
		4 X	1.80	2.40	14-12-12	25	
2.40							
	arena mal graduada limo arcillosa color café claro 60% con gravas angulosas sub-angulosas y redondeadas hasta de 2" de Ø tamaño maximo y fragmentos de roca hasta de 10" Ø tamaño maximo 40% (Posible conglomerado poco cementado).	5	2.40	2.80	22-50/25	25	
			2.80	3.00	L.		
		6 X	3.00	3.43	25-50/28	25	
			3.43	3.60	L.		
		7	3.60	4.20	25-38-38	25	
		8	4.20	4.55	39-50/20	27	
			4.55	4.80	L.		
		9 X	4.80	5.40	33-45-50	30	
	I D E M .	10	5.40	6.00	14-28-12	20	
	I D E M .	11	6.00	6.60	12-18-10	10	Se perdió parte de la muestra.
	I D E M .	12 X	6.60	7.20	16-28-15	22	
	I D E M .	13	7.20	7.53	28-50/18	20	
			7.53	7.80	D.		
	I D E M .	14 X	7.80	8.20	28-50/25	25	
			8.20	8.40	L.		

S. O. P. D. G. C. F.
 OFICINA DE MECANICA DE SUELOS
 BRIGADA No. 4

ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ

PASAR A LA HOJA NUM. 2 (DOS).

S. O. P. D. G. C. F.
 DEPARTAMENTO DE PUENTES
 OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULLACAN - TONSOL, SONIDO No. 4 ELEV. 192.530 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SAHALONA - TOIA, DSO. LOCALIZACION E.P. 24+650.00 M. C. L. PERFORO: ROBERTO RUIZ SANCHEZ
 KM 24+30.00 ORIGEN SAHALONA, SIN. SUPERVISOR ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ
 TIPO DE OBRA PUENTE RIO "TALAZOLA" PROCEDIMIENTO P. E. L. R. FECHA DE INICIACION: 30-08-78
 CLARO ALBOX 190.00 MTS. FECHA DE TERMINACION: 05-10-78
 BARRA PERFORADA 27 N. A. T. 5.90
 W = 03.50 F. C. H = 4840 W = 76 O EXI. 5.08 O INT. 3.50

Prof. en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	NO DE GOLPES EN 30 CMS DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
2.40	arena delgada limo arcillosa	15	8.40	9.80	0-37-10	25	
	color café claro 60% con gravas angulosas sub-angulosas y redondeadas hasta de 2" de Ø tamaño máximo y fragmentos de roca hasta de 10" Ø tamaño máximo 40% (posible conglomerado poco cementado).	16	9.00	12.40	0-50/25	18	
			9.40	9.60			
		17X	9.00	9.95	7-50/20	20	
			9.95	10.20			
		18	10.20	10.35	50/15	19	
10.35	Fragmento de roca granito formando parte del material alúvico.	19	10.35	10.80	R. 14%	11	Se usó alfiler para hincado.
10.80	arena delgada limo arcillosa	20X	10.80	11.23	28-50/28	30	
	color café claro 60% con gravas angulosas sub-angulosas y redondeadas hasta de 2" de Ø tamaño máximo, 40% (posible conglomerado poco cementado).		11.23	11.40	L.		
		21	11.40	11.80	25-50/25	20	
			11.80	12.00	L.		
		22	12.00	12.60	25-48/20	17	
		23X	12.60	13.20	21-49-29	33	
	I D E M .	24	13.20	13.65	28-50/30	30	
			13.65	13.80	L.		
	I D E M .	25X	13.80	14.03	45-50/DB	17	Se paró parte de la muestra
			14.03	14.40	L.		
	I D E M .		14.40	14.85	40-50/30	Nó Reg.	NOTA: Las muestras 26 y 27 fueron tomadas de 100 lbf, por haberse desolidado el cono del penetrometro y haberse perdido la muestra.
		26	14.85	15.00	L.		
		27	15.00	15.60	L.		

[Handwritten signature]

385

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULLIACAN - TOLLEON. SONDEO N.º 4. HIA. 192.530. BRIGADA N.º 4
 TRAMO SMILOSA - TOLLA, DGO. LOCALIZACION 27.24+650.00. M. C. L. PERFORO: DANJAHIN RUIZ ANCHIZ.
 KM. 24+630.00. ORIGEN SANTIAGO, CHI. SUPERVISOR: GUSTAVO LEFROY DIAZ.
 TIPO DE CERA VULNERA BLO. "SANTO DOMINGO". INCLINACION P. N. P. y L. FECHA DE INICIACION: 30-08-78
 CLARIDAD: 180.00 MT. PARED DEL AN. N. A. E. 5.90. FECHA DE TERMINACION: 05-10-78
 W = 63.5. FG. H = 440 = 76. O INI. 5.68. O FIN. 3.50

Prof. en m.	DESCRIPCION	MUESTRA DE A	Nº DE GOLPES EN 30 CMS DE PENETRACION	LONG. RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
10.80	Arena delgada fino arcilloso color café claro 60% con gravas - unidas en sub angulosas y redondeadas. Hasta de 2" p. tamaño máximo 40%, (Posible conglomerado poco cementado).	29 15.10 15.97 15.97 16.20	40-50/22 L.	13	
	I D E M .	29 16.20 16.40 16.40 16.80	40-50/25 L.	18	
	I D E M .	30 16.80 17.02 17.02 17.40	30-50/07 L.	10	
	I D E M .	31 17.40 17.67 17.67 18.02	38-50/12 L.	22	
	I D E M .	32 18.00 18.25 18.25 18.60	39-50/10 L.	13	
	I D E M .	33 18.60 18.88 18.88 19.20	32-50/13 L.	16 Rec.	16 recuperó con tubo cortado a viscl. se obtuvo von muestra de lavado.
	I D E M .	34 19.20 19.45 19.45 19.60	20-50/10 L.	14	
	I D E M .	35 19.80 20.07 20.07 20.40 20.40 20.49	25-50/12 L. 50/08	12	
	I D E M .	36 20.48 20.55	L.	16 Rec.	16 recuperó con tubo cortado a viscl. la muestra No. 36 se obtuvo de lavado.
20.55	Sienita (zona ignea intrusiva) muy fracturada poco alterada color gris y verdoso	37 20.55 21.15 21.15 22.15 22.15 23.65 23.65 25.15 25.15 25.65	R. 63 R. 47 R. 73 R. 33 R. 70	38 48 10 50 30	HCTA: Se admo a la Prof. de 20.55 lts.

S. O. P. D. G. C. F.

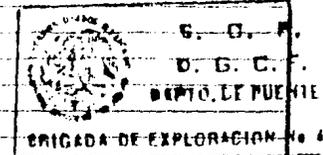
DEPARTAMENTO DE PUENTES HOJA NÚM. 1 (UNO).

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TORREON. SONDEO No. 5 ELIV. 157.13 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANALONA-TOPIA. LOCALIZACION EST. 21+10.00 en el C.L. PERFORO: D. JERÓNIMO LUIZ RANGEL.
 KM. 24+680.00 ORIGEN SANALONA, S.I.N. SUPERVISO: ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ.
 TIPO DE OBRA PTE. RIO TAHAZULA II. PROCEDIMIENTO P.E. PENETRACION Y R. FECHA DE INICIACION: 6-21-78
 CLARO APROX 180.00 MTS. FECHA DE TERMINACION:

W: 63.5 KG. H = $\frac{4840}{W} = 76$ cm ρ EXT. 3.00 ρ INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 Cms DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN Cm.	OBSERVACIONES
0.00	arena de fina a media poco limosa con materia organica, color café claro.	1	0.00	0.00	1-4-3	24	
0.60	arena de fina a gruesa poco limosa color café 80% gravas subangulosas y subredondas hasta de 2" de ϕ 20.	2	0.60	1.20	8-18-8	24	
		3x	1.20	1.80	8-28-15	26	
		4	1.80	2.05	22-30/10	18	
			2.05	2.50	L.		
2.40	conglomerado poco cementado (roca madre varia) compuesta de fragmentos de roca subangulosas y redondos hasta de 35 Cm de ϕ con gravas subangulosas y redondos y arena material elastico-cementado por limo arcilloso color café claro.	5	2.40	3.00	16-30-30	19	
		6x	3.00	3.50	15-33-17	18	
		7	3.60	4.12	25-45-50/8	21	
			4.12	4.20	L.		
		8x	4.20	4.35	50/15	15	
		9	4.35	4.80	R. 2	10	
	IDEM.	10	4.80	5.40	13-17-7	20	la muestra del penetrometro y en
	IDEM.	11x	5.40	6.00	7-17-10	20	forma de lava.
	IDEM.	12	6.00	6.60	11-17-11	23	
	IDEM.	13	6.60	7.20	6-12-10	18	
	IDEM.	14x	7.20	7.80	9-13-7	18	
	IDEM.	15	7.80	8.40	8-20-17	17	
	IDEM.	16x	8.40	9.00	30-35-37	20	
	IDEM.	17	9.00	9.60	22-36-27	13	
	IDEM.	18x	9.60	10.20	21-36-31	23	
0.20							



388

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

HOJA NUM. 2 (005).

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO TORREÓN a CULIACÁN. SONDIO No. 5 ELEV. 192.73 m BRIGADA No. 4
 TRAMO 3.112.00 m. I. a. LOCALIZACION T. 26+690.00 M. N. C. L. PERFORO: EN JAMÓN RUIZ HANCO: 2.
 KM. 24+30.00 ORIGEN NEANJALMA, S.H. SUPERVISO: ING. GUSTAVO E. PÉREZ DIAZ.
 TIPO DE OBRA FT. HID. TITIMAZULAPIT PROCEDIMIENTO P. E. PENNELLICH Y R. FECHA DE INICIACION: 6-IX-78
 CLARO APROX. 180.00 MT. BARRA DE FT. A. 1. N. A. F. 4.30 m FECHA DE TERMINACION: _____
 W = 63.5 KG. H = 4840 = 76 cm Ø EXT. 5.08 Ø INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 CMs DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
0.20	Conglomerado poco cementado (zona nodulosa) de puente de fragmentos de basalto gruesos y redondeados arena de fina a gruesa (material plástico) cementado por lino arcilloso color café claro.	19	0.20	0.55	23-50/20	12	
			0.55	0.80	L.		
		20	0.80	1.00	50/8	16	Mo. Huera de lavado.
			1.40	1.70	43-50/15	20	
			1.70	2.00	L.		
		22	2.00	2.31	21-50/18	20	
			2.31	2.60	L.		
	I D H.	23	2.60	3.00	34-50/25	16	
			3.00	3.20	L.		
	I D H.	24	3.20	3.57	40-50/22	22	
			3.57	3.80	L.		
	I D H.	25	3.80	4.05	40-50/10	15	
			4.05	4.40	L.		
	I D H.	26	4.40	5.00	23-50/32	20	
	I D H.	27	5.00	5.35	35-50/20	22	
			5.35	5.60	L.		
	I D H.	28	5.60	5.85	45-50/11	11	
			5.85	6.20	L.		
	I D H.	29	6.20	6.30	25-40-27	14	
	I D H.	30	6.30	7.25	28-50/30	15	
			7.25	7.40	L.		
	I D H.	31	7.40	7.85	30-50/30	13	
			7.85	8.00	L.		
	I D H.	32	8.00	8.15	50/15	12	
			8.15	8.60	L.		

S. O. P.
D. G. C. F.
DEPTO. DE PUENTES
BRIGADA DE EXPLORACION No 4

PARA A LA HOJA NUM. 3 (78 9).

303

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES

HOJA NUM. 3 (TR. 3)

OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TORREON. SONDEO No. 5 ELEV. 1071 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANALONA TOPIA LOCALIZACION EST. 24+30.00 EN I. P. L. PERFORO: BENJAMIN LUIS SANCHEZ
 KM. 24+30.00 ORIGEN SANALONA, BTL. SUPERVISO: ENRIQUE GONZALEZ DIAZ
 TIPO DE OPRAPTE RIO "TANZULA II". PROCEDIMIENTO P. 5. P. 3. 3. 1. Y 2. FECHA DE INICIACION: 6-11-78
 CLARO APROX 180.00 MTS. BARRA DEPT. AW N. A. F. 6. 80 m FECHA DE TERMINACION:

W = 63.5 KG H = 4840 W = 76 cm O EXT. 5.68 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 CMs DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
17.20	Conglomerado poco cementado (Roca alimentaria) compuesta de fragmentos subangulosos y redondeados arena fina y gruesa (Material elastico) cementados por limo arcilloso color café claro.	33	18.60	18.75	50/13	18	
		34	18.75	19.20	50/25	20	
		35	19.20	19.80	50/20	13	
		36	19.80	20.15	50/0	06	
	IDENT.	37	20.15	20.48	50/0	06	
		38	20.48	21.00	50/0	03	No funciona penetrómetro y se lo lavó.
	IDENT.	39	21.00	21.60	50/15	00	No funciona penetrómetro y no toma muestra de lavado, se intentó con chafles y no recuperó.
		40	21.60	22.00	50/18	50	Se tomó con chafles.
	IDENT.	41	22.00	22.53	50/20	50	El penetrómetro ni chafles recuperó, se tomó muestra lavada.
		42	22.53	23.15	50/7	22	
	IDENT.	43	23.15	23.62	50/7	22	
		44	23.62	24.00	50/7	22	No recuperó el penetrómetro y se intentó chafles tampoco recuperó.
14.07	Roquita muy fracturada color gris variegada	42	24.00	24.07	50/5	05	
		43	24.07	25.00	50/10	10	Se anexa muestra de lavado.
		44	25.00	26.00	50/15	15	Se anexa muestra de lavado.
	PASA A LA HOJA NUM. 4	45	26.00	26.00	50/00	00	No se anexa muestra de lavado con chafles.

390

HOJA NUM. 1 (DE 2).

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TOLUCA, SECCION No. 6, ELEV. 191.000 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANADON - TOLUCA, OCCASION No. 24/10/00 M. C. L. PERICERO: DEMETRIO RUIZ SANCHEZ.
 KM. 24+630.00 ORIGEN SANADON, ETC. SUPERVISOR: ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ.
 TIPO DE OPERACION: PISO "MAMOLA" ITOCEDINHEIRO P. E. R. Y L. FECHA DE INICIACION: 9-10-78
 CLARO APROX. 180.00 CM. FECHA DE TERMINACION: 16-10-78

W = 63.50 IG. H = 4040 W = 76 cm O EXT. 5.90 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 CMS DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
0.00	Arena fina limosa con material orgánico color café y gravas redondas hasta de 1" de Ø	1	0.00	0.60	2 - 5 - 7	22	
0.60	Arena bien graduada poco limosa color café claro, con gravas subangulosas y esféricas redondas hasta de 2" de Ø.	X2	0.60	1.20	8 - 9 - 6	10	
1.20	Arena bien graduada poco limosa color café claro 70% con gravas subangulosas y esféricas redondas hasta de 1" Ø, tamaño máximo 30%	3	1.20	1.80	10-38-24	16	
		4X	1.80	2.15	30-50/10	26	
		5	2.40	3.00	L.	12	
		6X	3.00	3.60	10-35-20	20	
		7	3.60	4.20	18-20-12	20	
4.20	Arena bien graduada limosa color café claro 70% con gravas subangulosas y subredondeadas 1" Ø, tamaño máximo 30% (Posible conglomerado poco cementado).	8X	4.20	4.55	12-24-10	18	
			4.55	4.90	15-50/20	18	
		9	4.80	5.20	L.	18	
			5.20	5.60	38-50/25	18	
		10X	5.40	6.00	L.	16	
		11	6.00	6.60	24-38-14	16	
		12	6.60	7.20	10-20-10	10	
		13X	7.20	7.80	12-45-18	12	
					18-20-10	15	

S. O. P. D. G. C. F.
 T. G. G. G. G.
 BRIGADA DE...

192

PASA A LA HOJA NUM. 2 DO.

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TORREON. SECCION No. 6 ELEV. 121.690 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANALONA - TOPIA, DGO. LOCALIZACION EST. 24+710.00 EN C.L. PERFORO: BELLIAMIN RIVER MARCHEZ.
 KM 25+630.00 ORIGEN SANALONA, SIN. SUPERVISOR: ING. GUSTAVO S. PRZY DIAZ.
 TIPO DE OBRA PUENTE RIO "TAMAZULA" PROCEDIMIENTO P. L. R. Y L. FECHA DE INICIACION: 9-10-78
 CLARO APROX. 180.00 MTS. FECHA DE TERMINACION: 16-10-78

PARRA PER. AN. N.A.F. 5.90 m
 W = 63.5 FC H = 4040 W = 75 cm O EXT. 5.90 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 Cms DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
4.20	-----						
	Arena bien graduada limosa color ca-	14	7.80	8.40	10-30-12	12	
	lido claro 70%, con gravas subangulo-	X 15	8.40	9.00	20-40-24	14	
	sas y subredondeadas 1" ϕ , tamaño máxi-	16	9.00	9.25	15-50/10	14	Se usó dinamita.
	mo 30%, (Posible conglomerado poco		9.25	9.60	L.		
	cementado)						
7.60	-----						
	Fragmentos de roca que forman parte	17	9.60	10.20	R. 20	112	
	del material elástico.						
10.20	-----						
	Arena bien graduada limosa color ca-	18 X	10.20	10.63	20-50/20	18	
	lido claro 70%, con gravas subangulo-		10.63	10.80	L.		
	sas y subredondeadas hasta de 2" ϕ		10.80				
	o tamaño máximo 30%, (Posible con-						
	glomerado poco cementado)						
10.80	-----						
	Fragmentos de roca que forman parte	19	10.80	11.40	R. 17	10	No admitió P. E.
	del material elástico						
11.40	-----						
	Arena bien graduada limosa color ca-	20	11.40	11.55	50/15	No Rec	Muestra tomada con chaf) n.
	lido claro, 70%, con gravas subangulo-		11.55	11.60	L.		
	sas y subredondeadas hasta de 2" ϕ						
	tamaño máximo 30%, (Posible conglom-						
	erado poco cementado).						

S. O. P. D. G. C. F.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS

CAMINO CULIACAN - TORREON. _____ SONDEO No. 6 H.I.V. 121.69 m BRIGADA No. 4
 TRAMO SANALONA - TOPIA, DGO. _____ LOCALIZACION E.T. 24+710.00 EN C.L. PERFORO: BENJAMIN RUIZ SANCHEZ
 KM. 24+530.00 ORIGEN SANALONA, SIN. SUPERVISOR ING. GUSTAVO E. FREY DIAZ
 TIPO DE OBRA FUENTE ARROYO "TAMAZUL" PROCEDIMIENTO P. B. R. y L. FECHA DE INICIACION: 9-10-78
 CIARO APROX 180.00 MTS. FECHA DE TERMINACION: 16-10-78
 BARRA PERE. AW N. A. F. 5,90 m
 W = 63.5 KG. H = 4840 = 76 cm O EXT. 5.08 O INT. 3.50

Prof en m	DESCRIPCION	MUESTRA NUM.	DE	A	No DE GOLPES EN 30 Cms DE PENETRACION	LONG RECUPERADA EN CM.	OBSERVACIONES
11.55	Slenita (Roca ignea intrusiva muy - fracturada, poco alterada color gris y verdoso.	21	11.55	12.20	R. 29	22	
		22	12.20	12.80	R. 40	25	
		23	12.80	13.40	R. 17	10	
		24	13.40	14.00	R. 10	18	
	I D E M .	25	14.00	14.60	R. 27	16	
	I D E M .	26	14.60	15.20	R. 20	12	
	I D E M .	27	15.20	15.80	R. 40	24	
	I D E M .	28	15.80	16.40	R. 30	18	
	I D E M .	29	16.40	17.00	R. 47	28	
	I D E M .	30	17.00	17.60	R. 67	40	
	I D E M .	31	17.60	18.20	R. 25	15	
	I D E M .	32	18.20	18.80	R. 38	23	
	I D E M .	33	18.80	19.40	R. 35	21	
	I D E M .	34	19.40	20.00	R. 60	36	
	I D E M .	35	20.00	20.60	R. 42	25	
	I D E M .	36	20.60	21.20	R. 38	23	
	I D E M .	37	21.20	21.80	R. 58	35	
22.40	I D E M .	38	21.80	22.40	R. 75	45	
	FIN DEL SONDEO NUM. 6 A LA PROF. DE 22.40 MTS.						

S. O. P.
D. G. C. F.
DEPTO. DE PUENTES
BRIGADA DE EXPLORACION

394

- Pruebas de laboratorio.

Los siguientes son los resultados de los ensayos realizados por el laboratorio de la Oficina de Mecánica de Suelos del Departamento de Puentes de la D.G.C.F., a las muestras obtenidas del programa de exploración. Estos ensayos fueron exclusivamente granulométricos, dado que se encontraron suelos gruesos en la zona del cruce.

RESULTADO DE ENSAYES EFECTUADOS A MUESTRAS PROCEDENTES DE LOS SONDEOS Nos. 1 AL 6 DEL PUENTE RIO "TAMAZULA II" DEL CAMINO CULIACAN-TORREON, TRAMO SANALONA-TOPIA, LOCALIZADO EN EL KM 24 + 630, CON ORIGEN EN SANALONA, SIN.

Ensaye No.	797	799	801	803	805	807	826
Sondeo No.	1	1	1	1	1	1	2
Muestra No.	3	5	7	9	11	13	3
Prof. (m)	1.20	2.40	3.60	4.80	6.00	7.20	1.20
	a	a	a	a	a	a	a
G (%)	1.80	3.00	4.20	5.07	6.26	7.38	1.80
S (%)	57.0	56.7	67.3	36.5	42.1	46.0	48.4
F (%)	39.1	39.5	26.6	50.6	49.3	42.6	44.5
dm (mm)	3.9	3.8	6.1	12.9	8.6	11.4	7.1
	9.11	10.60	13.84	4.56	5.90	6.90	8.32
Ensaye No.	829	831	833	835	838	840	843
Sondeo No.	2	2	2	2	2	2	2
Muestra No.	6	8	10	12	15	17	20
Prof. (m)	3.00	4.20	5.40	6.60	8.40	9.60	11.40
	a	a	a	a	a	a	a
G (%)	3.60	4.80	6.00	7.20	9.00	9.93	11.77
S (%)	48.6	46.9	36.2	42.0	32.9	49.4	41.1
F (%)	47.9	45.0	56.3	51.0	48.8	43.1	49.0
dm (mm)	3.5	8.1	7.5	7.0	18.3	7.5	9.9
	9.62	5.88	6.52	7.26	3.90	8.32	5.92
Ensaye No.	845	848	850	866	870	873	875
Sondeo No.	2	2	2	3	3	3	3
Muestra No.	22	25	27	4	8	11	13
Prof. (m)	12.60	14.40	15.60	1.80	3.60	5.40	6.60
	a	a	a	a	a	a	a
G (%)	12.93	14.67	16.00	2.40	3.85	5.71	6.85
S (%)	60.0	16.1	53.1	22.4	53.0	46.3	52.4
F (%)	34.9	66.7	39.7	73.4	40.5	43.5	40.6
dm (mm)	5.1	17.2	7.2	4.2	6.5	10.2	7.0
	10.24	2.63	11.56	3.13	9.78	6.62	10.14
Ensaye No.	878	881	883	886	888	890	892
Sondeo No.	3	3	3	3	3	3	3
Muestra No.	16	19	21	24	26	28	30
Prof. (m)	7.80	9.00	10.20	12.00	13.20	14.40	15.60
	a	a	a	a	a	a	a
G (%)	8.05	9.30	10.80	12.37	13.35	14.55	16.20
S (%)	49.4	55.8	62.0	52.3	57.3	49.8	55.6
F (%)	43.8	38.2	30.3	39.6	36.4	53.6	39.1
dm (mm)	6.8	5.0	7.7	8.1	6.3	6.6	5.3
	8.84	10.39	12.29	10.45	11.66	8.97	10.13

Ensaye No.	895	901	903	906	909	911	914
Sondeo No.	3	4	4	4	4	4	4
Muestra No.	33	4	6	9	12	14	17
	17.40	1.80	3.00	4.80	6.60	7.80	9.60
Prof. (m)	a	a	a	a	a	a	a
	17.80	2.40	3.43	5.40	7.20	8.20	9.95
G (%)	55.3	59.4	59.1	29.4	46.7	47.9	65.7
S (%)	37.4	33.6	33.5	64.8	46.0	41.6	30.6
F (%)	7.3	7.0	7.4	5.8	7.3	10.5	3.7
dm (mm)	8.10	11.58	11.5	6.11	8.56	8.15	11.02
Ensaye No.	917	920	922	926	928	931	946
Sondeo No.	4	4	4	4	4	4	5
Muestra No.	20	23	25	29	31	34	3
	10.80	12.60	13.80	16.20	17.40	19.60	1.20
Prof. (m)	a	a	a	a	a	a	a
	11.23	13.20	14.03	16.60	17.67	19.45	1.80
G (%)	59.2	59.1	58.9	1.6	50.7	35.1	50.6
S (%)	34.2	33.8	33.2	89.8	41.7	53.0	40.3
F (%)	6.6	7.1	7.9	8.6	7.6	11.9	9.1
dm (mm)	10.25	9.88	11.71	0.87	10.84	6.28	8.73
Ensaye No.	949	951	954	957	959	961	9.64
Sondeo No.	5	5	5	5	5	5	5
Muestra No.	6	8	11	14	16	18	21
	3.00	4.20	5.40	7.20	8.40	9.60	11.40
Prof. (m)	a	a	a	a	a	a	a
	3.60	4.35	6.00	7.80	9.00	10.20	11.70
G (%)	60.7	62.5	53.3	67.6	61.7	27.5	51.6
S (%)	33.6	29.9	41.8	27.0	27.5	37.7	43.4
F (%)	5.7	7.6	4.9	5.4	10.8	34.8	5.0
dm (mm)	11.14	11.27	10.64	14.16	13.89	4.43	8.70
Ensaye No.	967	970	973	976	979	984	996
Sondeo No.	5	5	5	5	5	5	6
Muestra No.	24	27	30	34	36	41	2
	13.20	15.00	16.80	19.20	20.40	23.40	0.60
Prof. (m)	a	a	a	a	a	a	a
	13.57	15.35	17.25	19.60	20.48	23.62	1.20
G (%)	53.7	46.9	58.3	58.8	57.6	44.0	60.0
S (%)	37.5	43.5	34.3	32.9	37.7	47.7	25.5
F (%)	8.8	9.6	7.4	8.3	4.2	8.3	14.5
dm (mm)	9.01	8.00	--	--	--	--	12.25
Ensaye No.	998	1000	1002	1004	1007	1009	1012
Sondeo No.	6	6	6	6	6	6	6
Muestra No.	4	6	8	10	13	15	18
	1.80	3.00	4.20	5.40	7.20	8.40	10.20
Prof. (m)	a	a	a	a	a	a	a
	2.15	3.60	4.55	5.00	7.80	9.00	10.63
G (%)	42.2	54.1	37.5	54.4	48.5	45.3	65.1
S (%)	41.7	37.3	49.3	35.2	38.0	42.6	29.9
F (%)	16.1	8.6	13.2	10.4	13.5	12.1	5.0
dm (mm)	6.84	10.47	7.69	10.61	9.35	7.83	14.03

- Determinación de la socavación total en el cruce del Rfo Tamazula II.

En el capítulo de estudios hidráulicos se hizo el análisis del estrechamiento del cauce con el fin de disminuir la longitud del puente. Como resultado de aquel estudio se determinó un estrechamiento de 90.0 m, con el que se provoca un remanso de 0.17 m (quedando la superficie del agua en la elevación 193.39), y una velocidad media del agua de 5.01 m/s.

En la figura A.III.14 se presenta la sección hidráulica definida con el estrechamiento realizado, marcándose la ubicación de los sondeos correspondientes a esa zona y la posición de las pilas propuestas para el puente; en base a los elementos de esa figura y a los resultados de las pruebas de laboratorio se determinará la socavación total en el cruce.

* Socavación General y Transversal.

Para la determinación del perfil teórico de socavación general y transversal se tomarán únicamente tres puntos: los definidos por los sondeos 1, 2 y 3, ya que consideramos que son representativos de la sección transversal del cauce (ver fig. A.III.14). Se considera que está resitringida la erosión lateral.

Analizando los resultados de las pruebas de laboratorio, se encontró que los diámetros medios obtenidos para distintas profundidades, en los sondeos citados, no son homogéneos para una profundidad dada ni para distintas profundidades en un mismo sondeo, por lo que se desidió estratificar por separado cada sondeo, asociándole a cada estrato el diámetro medio indicado en la figura A.III.14. En esa misma figura se limita el espesor de los estratos considerados.

La clasificación del cauce del Rfo Tamazula II en la zona del cruce, para aplicar el criterio de cálculo propuesto por Lischtvan-Lebediev, es: cauce: definido; material del fondo: no cohesivo; distribución de materiales en el fondo: heterogéneo; rugosidad del fondo: uniforme (la del cauce principal, ya que no habrá flujo de agua sobre las llanuras de inundación por el estrechamiento realizado), por lo que se aplicarán las consideraciones hechas en los incisos III.5.6.2.a.2 y III.5.6.2.a.3 de la teoría de socavación.

De la figura A.III.14, el ancho de la sección es de 119.0 m, y las pilas consideradas son circulares de 3.0 m de diámetro; así, el ancho efectivo de la sección es $B_e = 119.0 - 2(3.0) = 113.0$ m (no se considera el esviajamiento por tener pilas circulares).

Area hidráulica de la sección: $3200/5.01 = 638.72$ m².

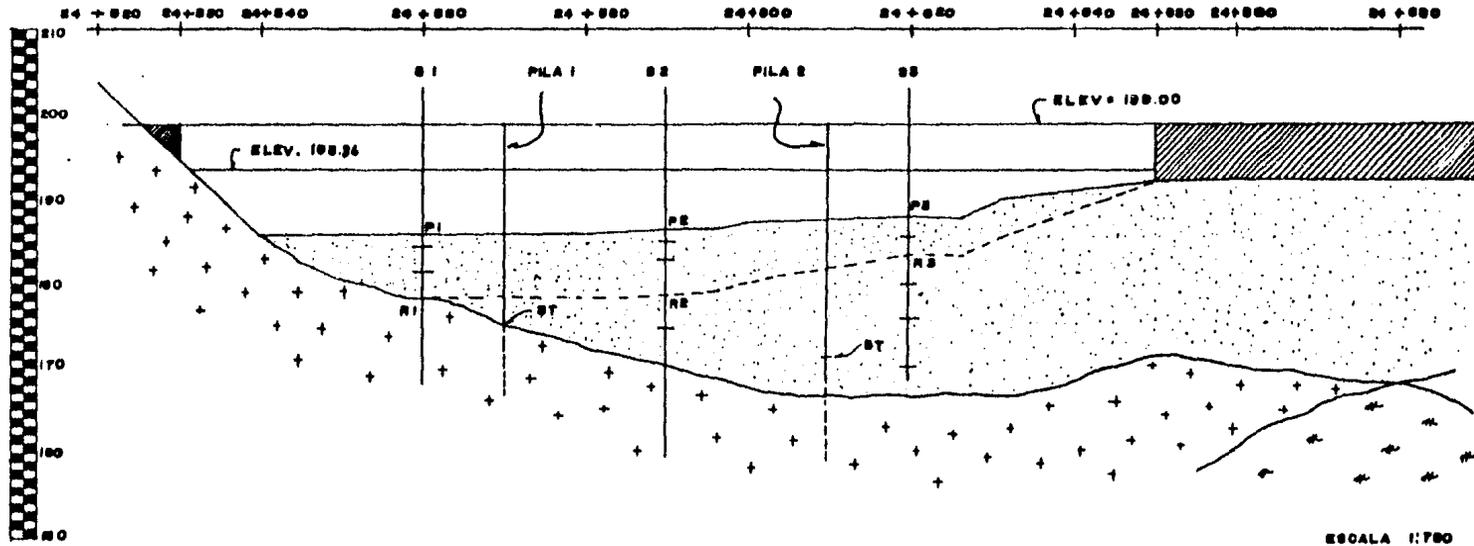
El tirante medio de la sección es: $638,72/113.0 = 5.65$ m.

La determinación de la profundidad de socavación se hará por aproximaciones sucesivas aplicando la ecuación III.56:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^3}{0.48 \beta d_{m0}^{0.25}} \right)^{1/1+x}$$

donde α está definido por la ecuación III.50:

FIGURA A.III.14. Sección transversal del cruce del Río Tamazula II.



SONDEO 1	
ESTRATO	dm (mm)
0.0-1.20	2.0
1.20-4.20	11.18
4.20-7.40	5.72
7.40 SISENITA	
PARA S1, No = 7.12m	

SONDEO 2	
ESTRATO	dm (mm)
0.0-1.20	2.0
1.20-2.20	2.27
2.20-11.77	2.20
11.77-12.20	10.20
12.20 SISENITA	
PARA S2, No = 6.92m	

SONDEO 3	
ESTRATO	dm (mm)
0.0-2.40	2.12
2.40-6.02	2.20
6.02-12.00	11.24
12.00-17.20	2.22
17.20 PPI ENSAYOS	
PARA S3, No = 5.22 m	

NOTA : LA PROFUNDIDAD DE LOS ESTRATOS ES A PARTIR DEL INICIO DEL SONDEO.

GAO DE DISEÑO : $3200 \text{ m}^3/\text{seg}$, ASOCIADO A UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.

ELEV. NAME: 198.36 m. (CONSIDERA EL ESTRECHAMIENTO);

VELOCIDAD DEL AGUA : 5.01 m/seg.

ESVIAJAMIENTO : 14°

PILAS CIRCULARES DE 3.00 m DE DIAMETRO

No = TIRANTE EN EL PUNTO 'P' ANTES DE LA EROSION

dm = DIAMETRO MEDIO

ST = NIVEL TEORICO DE LA SOCAVACION TOTAL.

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{0.5} B_e \mu}$$

El valor del coeficiente de contracción μ lo obtenemos de la tabla III.19. La longitud libre entre pilas es de $40.0 - 3.0 = 37.0$ m por lo que consideraremos, para entrar a la tabla citada, una longitud de 30m (ya que proporciona el valor más desfavorable). Con lo anterior, y considerando la velocidad media en la sección de 5.01 m/s, obtenemos: $\mu = 0.95$.

Así:

$$\alpha = \frac{3200}{(2.65)^{0.5} (115.2)(0.95)} = 1.631$$

De la tabla III.17, β vale 1, ya que la frecuencia del gasto de diseño es de 1 en 100. Introduciendo los valores anteriores a la ecuación III.56 tenemos:

$$H_s = \left(\frac{1.631 H_0^{0.5}}{0.68 d_m^{0.28}} \right)^{1/1+x} ; \quad H_s = \left(\frac{2.378 H_0^{0.5}}{d_m^{0.28}} \right)^{1/1+x}$$

La expresión anterior es la que utilizaremos en las aproximaciones sucesivas: el valor de H_0 será constante para cada punto en estudio (verlo en la fig. A.III.14) y $1/1+x$ depende del valor del diámetro medio considerado, y se obtiene de la tabla III.18.

PUNTO 1 (P1).

primer estrato: límite superior: -7.12 } Se toma como nivel de referencia
límite inferior: -8.32 } la superficie del agua correspondiente al NAME₁₀₀.

$d_m = 3.0$ mm; de la tabla III.18 $1/1+x = 0.73$

$$H_s = \left(\frac{2.378 (7.12)^{0.5}}{3^{0.28}} \right)^{0.73} = 16.48$$

$H_s = 16.48$ m

Como el nivel inferior de este estrato está a -8.32 m, la acción erosiva continúa hacia abajo.

segundo estrato: límite superior: -8.32

límite inferior: -11.32

$d_m = 11.18$ mm; $1/1+x = 0.75$

Con los datos anteriores, tenemos, $H_s = 13.50 > 11.32$ ∴ la erosión prosigue.

tercer estrato: límite superior: -11.32

límite inferior: -14.52

$d_m = 5.78$ mm; $1/1+x = 0.74$

Con los datos anteriores, $H_s = 14.95 > 14.52$ ∴ la erosión prosigue. Según lo anterior, la erosión proseguiría hacia abajo, pero en el punto P1 a la profundidad -14.52, respecto a la superficie del agua, se tiene Sienita (roca ígnea intrusiva), por lo que la erosión se limita a esa profundidad.

PUNTO 2 (P2).

primer estrato: límite superior: -6.96

límite inferior: -8.16

$d_m = 5.0$ mm; $1/1+x = 0.735$

Con los datos anteriores, $H_s = 14.71$ m > 8.16 ∴ la erosión prosigue.

segundo estrato: lfmite superior: -8.16
 lfmite inferior: -10.56
 dm = 8.97 mm; $1/1+x = 0.745$
 $H_s = 13.50 \text{ m} > 10.56 \therefore$ la erosión prosigue.

tercer estrato: lfmite superior: -10.56
 lfmite inferior: -18.73
 dm = 6.30 mm; $1/1+x = 0.74$
 $H_s = 14.28 \text{ m}.$

Este valor cae dentro del tercer estrato: $10.56 < 14.28 < 18.73$, por lo tanto, a esa profundidad se logra el equilibrio.

La profundidad de socavación en el punto P2, a partir del fondo es de: -
 $H_s - H_o = 14.28 - 6.96 = 7.32 \text{ m}$ (ver fig. A.III.14).

PUNTO 3 (P3).

primer estrato: lfmite superior: -5.05
 lfmite inferior: -7.45
 dm = 3.13 mm; $1/1+x = 0.73$
 $H_s = 10.76 \text{ m} > 7.45 \therefore$ la erosión prosigue.

segundo estrato: lfmite superior: -7.45
 lfmite inferior: -13.10
 dm = 8.80 mm; $1/1+x = 0.745$
 $H_s = 9.10 \text{ m}$

Como $7.45 < 9.10 < 13.10$, la erosión cesa en el segundo estrato.

La profundidad de socavación en el punto P3, a partir del fondo es de: -
 $H_s - H_o = 9.10 - 5.05 = 4.05 \text{ m}$ (ver fig. A.III.14).

En la figura A.III.14 se marcaron los puntos teóricos hasta los que llegará la socavación (R1, R2 y R3). Al unirlos, con línea discontinua, se genera el perfil teórico de socavación general y transversal.

* Socavación Local al Pie de Pilas.

Se aplicarán los métodos de Laursen-Toch, Yaroslavtsiev, Maza y Sánchez y los métodos que consideran arrastre de sedimentos, ya que no existe aguas arriba del cruce alguna obra que los intercepte.

Para los métodos en que se necesite conocer el diámetro de las partículas del suelo se utilizarán los datos proporcionados por el sondeo más cercano, ya que no contamos con sondeos en los sitios propuestos para las pilas; así, para la pila 1 se trabajará con los datos del último estrato del sondeo # 1, y para la pila 2 con los del segundo estrato del sondeo # 3. En la figura A.III.7 se puede ver en planta la ubicación de las pilas propuestas.

+ Método de Laursen-Toch.

Como se están considerando pilas redondas, no influye el ángulo de incidencia de la corriente, por lo que se utilizará la ecuación III.67:

$$S_o = k_1 K_2 b$$

El valor de k_1 se obtiene de la figura III.42, a partir de la relación -

h/b , donde 'h' es el tirante de la corriente frente a la pila (H_s).

Para la pila 1, $h = 14.7$ m (medido a escala en la fig. A.III.14)

$h/b = 14.7/3 = 4.9$, y de la figura III.42, $k_1 = 2.4$.

Para la pila 2, $h = 11.50$.

$h/b = 11.50/3 = 3.83$, y de la figura III.42, $k_1 = 2.3$.

El valor de k_2 se obtiene de la tabla III.22 en función de la forma de la pila. Para ambas pilas, $k_2 = 0.9$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación III.67 obtenemos, para cada pila, la profundidad de socavación local respecto al fondo del cauce:

Para la pila 1: $S_0 = (2.4)(0.9)(3) = 6.48$ m.

Para la pila 2: $S_0 = (2.3)(0.9)(3) = 6.21$ m.

+ Método de Yaroslavtziev.

La expresión a utilizar es la ecuación III.69:

$$S_0 = k_f k_v (e + k_h) V^2 / g - 30d$$

k_f depende de la forma de la nariz de la pila y lo obtenemos, para pila circular, de la figura III.44a, de donde $k_f = 10.0$.

k_v DEPENDE DE LA RELACIÓN V^2/gb_1 y SE OBTIENE DE LA FIGURA III.45.

Así, PARA LA PILA 1: $V^2/gb_1 = 3.31^2/(9.81)(3) = 0.372$; y DE LA FIGURA III.45: $k_v = 0.62$.

PARA LA PILA 2: $V^2/gb_1 = 2.74^2/(9.81)(3) = 0.255$; y DE LA FIGURA CITADA: $k_v = 0.66$.

k_h toma en cuenta la profundidad de la corriente, y se obtiene de la figura III.46 a partir de la relación H/b_1 donde H es el tirante de la corriente frente a la pila:

Para la pila 1: $H/b_1 = 14.7/3 = 4.9$ y de la fig. citada, $k_h = 0.05$

Para la pila 2: $H/b_1 = 11.5/3 = 3.83$ y de la fig. citada, $k_h = 0.07$

'e' es un coeficiente que depende del sitio en que se encuentran las pilas. En este caso, como las dos pilas están en el cauce principal, $e = 0.6$.

'd' es el diámetro, en metros, de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Como carecemos de las curvas granulométricas de los estratos considerados, tomaremos como d_{85} el diámetro medio de las partículas; así, para la pila 1, $d_{85} = 0.00578$ m y para la pila 2, $d_{85} = 0.0088$ m (de la fig. A. - III.14, tomando en cuenta las consideraciones hechas al inicio de este inciso).

Para la pila 1: $S_0 = 10(0.62)[0.6 + 0.05](3.31)^2/9.81 - 30(0.00578) = 4.33$ m .

Para la pila 2: $S_0 = 10(0.66)[0.6 + 0.07](2.74)^2/9.81 - 30(0.0088) = 3.12$ m .

Como se indicó en la parte correspondiente de teoría, se debe utilizar - la profundidad de socavación menor que resulte de la aplicación de los dos - métodos anteriores; así, se considerará la profundidad de socavación obtenida con el método de YAROSLAVTZIEV , de 4.33 m para la pila 1 y de 3.12 m para la pila 2.

* LA VELOCIDAD DEL AGUA CORRESPONDE A LA 'VELOCIDAD REAL' DEFINIDA EN LA ECUACIÓN III.49.
LOS VALORES DE H_0 Y H_s UTILIZADOS SON LOS INDICADOS EN LA PÁGINA 407.

+ Método de Maza y Sánchez.

Para pilas circulares se entra directamente a la figura III.49 con la relación $Fr^2 = v^2/gH$ en el eje de las abscisas y con H/b_1 como parámetro interior. No se considera en este caso el ángulo de incidencia de la corriente.

Para la pila 1: $v^2/gH = 3.31^2/9.81(14.7) = 0.08$; $H/b_1 = 14.7/3 = 4.9$

Para la pila 2: $v^2/gH = 0.21$ y $H/b_2 = 3.83$

Con lo anterior, de la figura III.49, para la pila 1 $(H + S_0)/b_1 = 7.2$, de donde $S_0 = 7.2(b_1) - H = (7.2)(3) - 14.7 = 6.9$ m.

Y para la pila 2: $(H + S_0)/b_1 = 5.9$, de donde $S_0 = 6.2$ m.

Así, según este método, $S_0 = 6.9$ m para la pila 1 y $S_0 = 6.2$ m para la pila 2.

+ Método Laursen II.

La expresión que define al método esta dada por la ecuación III.73:

$$\frac{b}{H_s} = 5.5 \frac{S_0}{H_s} \left[\left(\frac{S_0}{H_s \cdot r} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Como no conocemos el valor del tirante $H_s + (1/r)S_0$ que se define en la fig. III.51, utilizaremos el valor de $r = 11.5$, utilizado por Callender para reducir la ecuación III.73 (Ref. 20).

Para la pila 1: $\frac{b}{H_s} = 5.5 \frac{S_0}{H_s} \left[\left(\frac{S_0}{(11.5)(11.5)} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$

$$0.204 = 0.3741 S_0 \left[\left(\frac{S_0}{167.06} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]; \quad 0.545 = S_0 \left[\left(\frac{S_0}{167.06} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

y por aproximaciones sucesivas en la última expresión: $S_0 = 7.31$ m.

Para la pila 2, con $H_s = 11.5$ m y un procedimiento similar al anterior - obtenemos: $S_0 = 6.46$ m.

La profundidad de socavación hay que multiplicarla también por los factores de corrección k_2 (tabla III.22), que toma en cuenta la forma de la pila, y por k_3 (fig. III.43), que toma en cuenta el ángulo de incidencia de la corriente.

Como estamos considerando pilas circulares, de la tabla III.22 $k_2 = 0.90$, y de la figura III.43 $k_3 = 1$.

Utilizando los factores mencionados obtenemos para la pila 1, $S_0 = 6.58$ m y para la pila 2, $S_0 = 5.81$ m.

+ Método de Arunachalam.

La expresión propuesta por este investigador es la ec. III.74:

$$\frac{S_0}{dr} = 1.75 \left(\frac{b}{dr} \right)^{1/2} - 1$$

donde:

$$dr = 1.33 \sqrt[3]{q^2/f}$$

q = Gasto unitario = 3200/113 = 28.32 m³/s/m .

f = Factor de sedimento = 1.76√D', donde D = Diámetro medio del material del fondo, en mm.

Para la pila 1: $f = 1.76 \sqrt{5.78} = 4.23$

$$dr = 1.33 \sqrt[3]{28.32^2/4.23} = 7.64$$

$$\frac{S_o}{7.64} = 1.95 \left(\frac{3.0}{7.64} \right)^{1/6} - 1 \quad ; \quad \frac{S_o}{7.64} = 0.668 \quad ; \quad S_o = 5.10$$

$$S_o = 5.10 \text{ m}$$

Para la pila 2:

$$f = 1.76 \sqrt{8.8} = 5.22$$

$$dr = 1.33 \sqrt[3]{28.32^2/5.22} = 7.12$$

$$\frac{S_o}{7.12} = 1.95 \left(\frac{3.0}{7.12} \right)^{1/6} - 1 \quad ; \quad S_o/7.12 = 0.688 \quad ; \quad S_o = 4.90$$

Hay que tomar en cuenta la forma de la pila (tabla III.24) y el ángulo de ataque de la corriente. De la tabla citada, el factor de forma para pilas circulares es igual a 1, y no consideramos el ángulo de ataque de la corriente por tratarse de ese tipo de pilas.

Y las profundidades de socavación son: para la pila 1, $S_o = 5.10$ m, y para la pila 2, $S_o = 4.90$ m.

+ Método Shen II-2.

Este método está designado por la ecuación III.77:

$$\frac{S_o}{b} = 3.4 Fr^{0.47}$$

donde:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g b^3}}$$

Así:

PARA LA PILA 1: $Fr_1 = 3.31/\sqrt{(9.81)(3)} = 0.61$; $S_{o1}/3 = 3.4(0.61)^{0.47} \Rightarrow S_{o1} = 7.32 \text{ m}$.

PARA LA PILA 2: $Fr_2 = 3.74/\sqrt{(9.81)(3)} = 0.51$; $S_{o2}/3 = 3.4(0.51)^{0.47} \Rightarrow S_{o2} = 6.50 \text{ m}$.

Para este método se hace la observación de que se puede sobreestimar la profundidad de socavación debido a que la ecuación utilizada es envolvente de una serie de datos (Ref. 20).

+ Método Shen II-3.

Se expresa este método por la ecuación III.78:

$$\frac{S_o}{H_s} = 2 \left[Fr^2 \left(\frac{b}{H_s} \right)^3 \right]^{0.215}$$

donde:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH_s}}$$

Para la pila 1, $Fr = 3.31 / \sqrt{(9.81)(14.7)} = 0.276$

$$\frac{S_o}{14.7} = 2 \left[(0.276)^2 \left(\frac{3}{14.7} \right)^3 \right]^{0.215} ; \frac{S_o}{14.7} = 0.413 ; S_o = 6.07 \text{ m}$$

Para la pila 2, $Fr = 2.74 / \sqrt{(9.81)(11.5)} = 0.250$

$$\frac{S_o}{11.5} = 2 \left[(0.250)^2 \left(\frac{3}{11.5} \right)^3 \right]^{0.215} ; \frac{S_o}{11.5} = 0.469 ; S_o = 5.40 \text{ m}$$

+ Método de Neill.

La ecuación III.79 define este método:

$$s_o = kb$$

Y $k = 1.5$ para pilas circulares. Así: $S_o = (1.5)(3) = 4.5 \text{ m}$.

Neill recomienda incrementar en 50% el valor obtenido de S_o si $H_s > 5b$; en este caso $5b = 15 \text{ m}$ que es mayor que el valor de H_s para ambas pilas, por lo que no es necesario hacer este incremento, por lo que tenemos para ambas pilas $S_o = 4.50 \text{ m}$.

En la tabla A.III.15 se resumen las profundidades de socavación local obtenidas con los distintos métodos.

M E T O D O	PILA 1	PILA 2
YAROSLAVTZIEV	4.33	3.12
Maza y Sánchez	6.90	6.20
Laursen II	6.58	5.81
Arunachalam	5.10	4.90
Shen II-2	7.32	6.50
Shen II-3	6.07	5.40
Neill	4.50	4.50

TABLA A.III.15. Profundidad de socavación local, en m.

La selección de la profundidad de socavación local a considerar para definir el nivel de desplante de las pilas, se hará tomando en cuenta los comentarios que a este respecto se hicieron en la parte correspondiente de teoría. Así, descartamos el resultado del método Shen II-2 por que, como se indicó, este método sobreestima la profundidad de socavación en la mayoría de los casos.

Con excepción de los resultados de los métodos de Arunachalam, y Neill, - se tiene un grupo de resultados muy parecidos, por lo que se elegirán de éste los valores mayores y se incrementarán en un 50%. Estos valores son los resultados del método de MAZA Y SÁNCHEZ, que incrementados quedan:

para la pila 1, $S_o = 10.35$ m

para la pila 2, $S_o = 9.30$ m

Sumando el efecto de la socavación local al de la socavación general y transversal, obtenemos la profundidad de socavación total a considerar para definir la profundidad de desplante de las pilas.

$$\text{Pila 1: } ST = (H_s - H_o) + S_o = (14.7 - 7.67)^{\#} + 10.35 = 17.38 \text{ m.}$$

$$\text{Pila 2: } ST = (11.5 - 5.91)^{\#} + 9.30 = 14.89 \text{ m.}$$

Los resultados anteriores seguramente no son correctos, ya que los cálculos se realizaron en base a los diámetros medios de las partículas recuperadas en la prueba de penetración estándar (los sondeos realizados no describen en forma completa la composición de los estratos; hubiera sido conveniente efectuar un pozo a cielo abierto a la mayor profundidad posible, para conocer mejor los porcentajes y diámetros de los acarreos). Lo anterior hace que los diámetros medios obtenidos en laboratorio sean diferentes de los reales, porque la prueba de penetración estándar no recupera partículas mayores de $1 \frac{3}{8}$ ". Al no contar con información más representativa del suelo en estudio, se considerarán las profundidades de socavación calculadas, que, en todo caso, están dentro de la seguridad.

La elevación del fondo del cauce en donde está ubicada la pila 1 es de 186.24 m y de 188.00 m para la pila 2, antes de cualquier erosión; entonces, las elevaciones de los niveles teóricos de socavación total, para la avenida de diseño, serán: en la pila 1, de 168.86 m, y en la pila 2, de 173.11 m. En la figura A.III.14 se puede observar que donde está ubicada la pila 1 inicia un estrato de roca (Sienita) aproximadamente en el nivel 175.50, por lo que la socavación se limita a esa elevación; en donde se ubica la pila 2 el estrato de roca inicia en el nivel 167.0 aproximadamente, quedando a 6.11 m abajo del nivel teórico de socavación total (este nivel es supuesto, ya que el sondeo # 3, en el que nos estamos basando para los cálculos de la pila 2, no llegó hasta la roca, ver fig. A.I.14). En la figura citada se marca con 'ST' el nivel alcanzado por la socavación total en ambas pilas.

No necesariamente se deberán desplantar las pilas del puente hasta los niveles indicados anteriormente, ya que existen algunos métodos de protección al pie de pilas que impiden o reducen la socavación local (inciso III.5.6.5.a); sin embargo, se deberán hacer aún algunas consideraciones de tipo estructural, de requerimientos de capacidad de carga, asentamientos, etc. que influirán en la definición del nivel de desplante, por lo que posteriormente veremos la conveniencia o necesidad de esas obras de protección.

La diferencia entre el nivel de la rasante del camino y el nivel teórico de socavación total nos da la altura de la pila entre esos niveles:

$$\text{para la pila 1: } 199.0 - 175.50 = 23.50 \text{ m}$$

$$\text{para la pila 2: } 199.0 - 173.11 = 25.89 \text{ m}$$

* Socavación Local al Pie del Estribo.

Como podemos observar en la figura A.III.14, solamente en la margen izquierda del río habrá socavación local al pie del estribo. Observando la

[#]Los valores de H_s y H_o se obtuvieron de medición directa, en la fig. A.III.14.

ecuación III.80 notamos que la socavación depende del ángulo de incidencia de la corriente, del gasto teórico interceptado por el terraplén de acceso, y del talud de los lados del terraplén, siendo éste último dato el único que desconocemos por no estar diseñado el terraplén de acceso. En lo que sigue se calculará la profundidad de socavación local al pie del estribo considerando vertical el talud del terraplén; en la tabla III.28 se puede ver que con esta condición se obtiene el valor más desfavorable (para $R=0$, $P_r = 1.0$). De la ecuación III.80:

$$S_t = P_\alpha P_q P_r H_o$$

P_α depende del ángulo α que forma el eje del terraplén de acceso con la corriente, y su valor se obtiene de la tabla III.26. En nuestro caso, tenemos un esviajamiento de 14° y la corriente incide de igual forma que en el estribo derecho de la figura III.53 (ver fig. A.III.7), por lo que $\alpha = 14^\circ$. Como en la tabla citada no se consigna el valor de P_α correspondiente a 14° , se extrapolará linealmente considerando los valores de α iguales a 30° y a 60° .

Para $\alpha = 30^\circ$, $P_\alpha = 0.84$; para $\alpha = 60^\circ$, $P_\alpha = 0.94$; y para $\alpha = 14^\circ$ obtenemos, extrapolando, $P_\alpha = 0.786$.

P_q depende de la relación Q_1/Q , donde Q_1 es el gasto teórico interceptado por el terraplén de acceso, y Q el gasto total en la sección. Del análisis de estrechamientos tenemos que $Q_1 = 77.53 \text{ m}^3/\text{s}$, para $Q = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$. Así, $Q_1/Q = 0.025$. En la tabla III.27 no se tiene el valor de P_q para la relación anterior, por lo que lo extrapolaremos linealmente considerando los valores de las relaciones $Q_1/Q = 0.10$ ($P = 2.0$) y $Q_1/Q = 0.20$ ($P = 2.65$); así, para $Q_1/Q = 0.025$ obtenemos $P_q = 1.512$.

P_r depende del talud que tienen los lados del terraplén de acceso, y su valor se obtiene de la tabla III.28. Tomando en cuenta las consideraciones hechas, para $R = 0$, $P_r = 1.0$.

H_o es el tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión. En la figura A.III.14 vemos que donde está ubicado el espigón se tiene la estación 24+650, a la que le corresponde, del plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas, una elevación aproximada de 192.0 m; así, $H_o = 193.91 - 192.0 = 1.91 \text{ m}$.

Y la profundidad de socavación local en el estribo, medida desde la superficie libre de la corriente es:

$$S_t = (0.786)(1.512)(1.0)(1.91) = 2.27 \text{ m}$$

Y la profundidad de socavación local respecto al fondo es:

$$S_o = 2.27 - 1.91 = 0.36 \text{ m}$$

faltando sólo tomar en cuenta la consideración hecha en cuanto al talud de los lados del terraplén de acceso.

- Capacidad de Carga, Asentamientos y Empuje de Tierras.

Para la determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación de la subestructura, para el análisis de asentamientos y para determinar el empuje de tierras sobre el estribo del puente del cruce del Río Tamazula II, tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

1. El caballete y la pila 1 se cimentarán sobre Sienita fracturada (ver fig. A.IV.55); los reportes de campo, incluidos más atrás, no proporcionan los medios suficientes para el cálculo de capacidad de carga, ni para valuar los posibles asentamientos; se hace referencia de que se tiene Sienita poco alterada, fracturada. La determinación de su capacidad de carga la haremos a partir de la 'Descripción Cualitativa de la Roca' (DCR) (ver subinciso III.5.9.2.i), tomando los datos reportados en el sondeo # 1; suponemos que la longitud recuperada de las muestras cumplen los requisitos necesarios para obtener la DCR. Como en la zona del caballete no se realizaron sondeos (ver figura citada) utilizaremos los datos proporcionados por el sondeo # 1 para determinar, en función de la profundidad de desplante del caballete, una capacidad de carga que asociaremos a la zona del caballete.

2. La pila 1 deberá empotrarse en la Sienita fracturada. Para determinar la profundidad de empotramiento consideraremos dos casos, que podrían ser extremos. Primeramente supondremos que la roca fracturada es un suelo friccionante muy compacto, y determinaremos la profundidad de empotramiento en función del módulo de reacción horizontal propuesto por Terzaghi, para cimientos profundos sujetos a cargas laterales. En lo que sigue llamaremos a este método 'Método A'. Al suelo friccionante considerado le asociaremos una resistencia a la penetración estándar de $N = 75$ golpes (este número se propone a partir del número de golpes reportados, en penetración estándar, para la arena situada inmediatamente arriba de la roca, en el sondeo 1). En el segundo caso, 'Método B', consideraremos que la resistencia lateral de la roca es constante, e igual a la capacidad de carga de la roca determinada a partir de la DCR.

3. Para la pila 2 diseñaremos la protección local al pie de pila para evitar la socavación local y poder considerar que la pila se empotrará a partir del nivel teórico de socavación general y transversal (ver fig. A.IV.55). Como en este caso la pila quedará empotrada en arena, la profundidad de empotramiento la calcularemos con el método 'A'; para la arena consideraremos una resistencia a la penetración estándar de $N = 45$ golpes. El número anterior se propone a partir de los números de golpes reportados para la arena bajo el nivel teórico de socavación general y transversal, en el sondeo # 3. Cabe aquí notar, que hasta la profundidad a la que llegó el sondeo # 3 no se encontró la sienita, por lo que la pila la desplantaremos sobre arena, ya que no conocemos a que profundidad se encuentra la roca; el nivel de la roca marcado bajo la pila 2 en la figura citada y en otras es sólo aproximado. Para la determinación de la capacidad de carga de la arena y para el análisis de asentamientos utilizaremos el valor de 'N' citado.

4. Para el estribo se calculó una profundidad de socavación local de 0.36 m y una profundidad de socavación general y transversal de 0.91 m (considerando, del lado de la seguridad, que se presentaría en la zona del estri

bo la velocidad media del agua de 5.01 m/s)(no se presenta este último cálculo), por lo que tenemos una profundidad de socavación teórica total de 1.27 m, pero consideramos conveniente desplantarlo a 2.40 m de profundidad (Elev. 190.13), ya que en los datos proporcionados por el sondeo # 4 vemos que de 0.0 a 1.20 m de profundidad se tiene arena suelta con materia orgánica, y de 1.20 a 2.40 m de profundidad hay arena y grava con resistencia a la penetración estándar muy baja. Para valuar la capacidad de carga bajo el estribo, y para el análisis de asentamientos, consideraremos $N = 25$ golpes; lo anterior lo proponemos en base a los datos proporcionados por el sondeo # 4 para profundidades mayores de 2.40 m .

5. Para la determinación del empuje de tierras sobre el estribo, consideraremos que el material del terraplén de acceso es una arena compacta con un ángulo de fricción interna de 38° , y que la losa de acceso estará apoyada directamente sobre el estribo, por lo que no habrá necesidad de incrementar el empuje sobre el muro por la sobrecarga debida a carga viva. Suponemos que el relleno tras el estribo se colocará antes del montaje de la superestructura, con lo que el estribo podrá inclinarse lo suficiente para permitir que se produzca el empuje activo. Consideraremos $\delta = \frac{1}{2} \phi$; $\therefore \delta = 25.33^\circ$.

6. Como podemos ver en la figura A.IV.55, la margen derecha del río presenta una inclinación de 43° , por lo que consideraremos, para determinar la profundidad de empotramiento del caballete, que el inicio del empotramiento deberá estar a una profundidad tal que las columnas del caballete a ese nivel queden alejadas de la orilla del talud una distancia de 2.0 veces la profundidad de empotramiento, con el fin de tratar de evitar que el empotramiento de las columnas falle por cedencia de la roca hacia el cauce del río.

En lo que sigue se exponen los métodos propuestos para la determinación de la profundidad de empotramiento de las pilas.

Método A.

Cálculo de la profundidad de empotramiento en suelos friccionantes en base a los módulos de reacción horizontal propuestos por Terzaghi (ver inciso III.5.9).

En este caso se considera una variación lineal de la deformación, teniendo-se la máxima en la superficie del suelo (figura A.III.1).

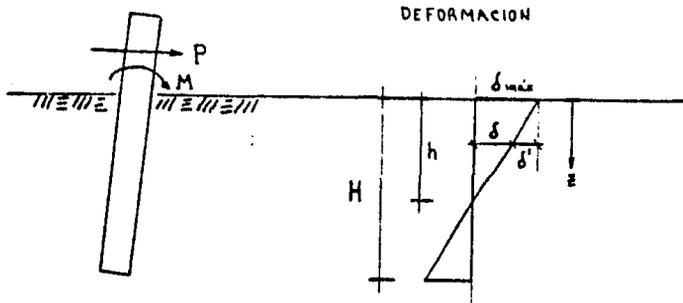


FIGURA A.III.1.

El módulo de reacción horizontal varía con la profundidad de acuerdo con la expresión (Ref. 24):

$$K_h = 0.276B K_2 \frac{z}{B}$$

donde:

K_h = Módulo de Reacción Horizontal, en $\text{ton/m}^2 \text{ cm}$.

B = Diámetro o ancho del cemento, en m.

z = Profundidad, en m.

K_2 = Coeficiente en función del número de golpes reportados en la prueba de penetración estándar; su valor se obtiene de la figura III.123).

Los módulos de reacción, multiplicados por la deformación en cm proporcionan la presión en ton/m^2 . Así, la presión a una profundidad 'z' estará dada por:

$$p = K_h \cdot \delta = 0.276B K_2 \frac{z}{B} \delta$$

La condición de equilibrio se logra haciendo que la fuerza del suelo por deformación contrarreste la fuerza P y el momento M actuantes.

La fuerza total producida por deformación se obtiene integrando la expresión $p = K_h \cdot \delta$ a lo largo de la profundidad 'h' y multiplicando por B (ancho de la pila o pilote).

$$F = B \int_0^h K_h \cdot \delta \cdot dz = B \int_0^h 0.276B K_2 \frac{z}{B} \delta dz = 0.276B K_2 \int_0^h z \delta dz$$

La variación de δ en función de 'z' se obtiene de la figura A.III.1:

$$\frac{\delta_{\max} - h}{\delta' - z} \rightarrow \delta' = \frac{\delta_{\max} z}{h}$$

por lo tanto:

$$\delta = \delta_{\max} - \delta' = \delta_{\max} - \frac{\delta_{\max} z}{h}$$

$$\text{Así, } F = 0.2768 K_2 \int_0^H z \left(\delta_{\max} - \frac{\delta_{\max} z}{h} \right) dz$$

$$F = 0.2768 K_2 \left[\delta_{\max} \left[\frac{z^2}{2} + c \right]_0^H - \delta_{\max} \left[\frac{z^3}{3h} + c \right]_0^H \right]$$

$$F = 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^2}{2} - \frac{H^3}{3h} \right] + C$$

si $H = 0$, la fuerza vale cero, por lo que $C = 0$.

Para que exista equilibrio de fuerzas debe cumplirse que $P - F = 0$.

$$P - 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^2}{2} - \frac{H^3}{3h} \right] = 0 \quad \text{Ecuación a)}$$

El momento total producido por deformación ($M\delta$) se obtiene integrando la expresión $K_h \cdot \delta \cdot z$ a lo largo de la profundidad 'h' y multiplicado por B.

$$M\delta = B \int_0^H K_h \cdot \delta \cdot z dz = B \int_0^H 0.2768 K_2 \frac{z}{B} \delta z dz$$

$$M\delta = 0.2768 K_2 \int_0^H z^2 \delta dz = 0.2768 K_2 \int_0^H z^2 \left(\delta_{\max} - \frac{\delta_{\max} z}{h} \right) dz$$

$$M\delta = 0.2768 K_2 \left[\delta_{\max} \left[\frac{z^3}{3} + c \right]_0^H - \delta_{\max} \left[\frac{z^4}{4h} + c \right]_0^H \right]$$

$$M\delta = 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^3}{3} - \frac{H^4}{4h} \right] + C$$

si $H = 0$ el momento vale cero, por lo que $C = 0$.

Para que exista equilibrio de momentos debe cumplirse que $M + M\delta = 0$.

$$M + 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^3}{3} - \frac{H^4}{4h} \right] = 0 \quad \text{Ecuación b)}$$

Los valores de H y h se obtienen mediante la solución del sistema de ecuaciones:

$$P - 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^2}{2} - \frac{H^3}{3h} \right] = 0 \quad \text{Ecuación a)}$$

$$M + 0.2768 K_2 \delta_{\max} \left[\frac{H^3}{3} - \frac{H^4}{4h} \right] = 0 \quad \text{Ecuación b)}$$

despejando h de la ecuación a):

$$h = \frac{H^3}{3 \left(\frac{H^2}{2} - \frac{P}{0.2768 K_2 \delta_{\max}} \right)}$$

Programando la ecuación b) con el valor de h, se puede obtener el valor de H por tanteos.

Método B.

Cálculo de la profundidad de empotramiento en un medio en el que se considera un módulo de elasticidad constante con la profundidad, y una ley de deformación lineal (Figura A.III.2).

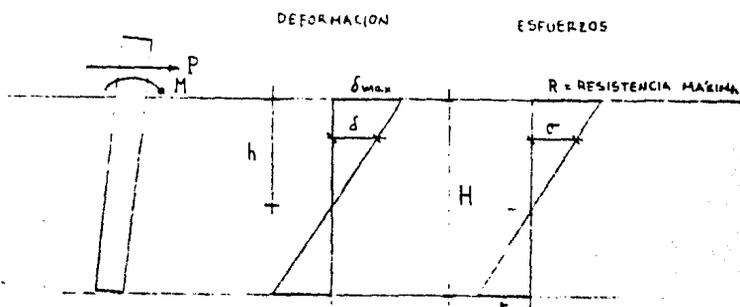


FIGURA A.III.2.

La suma de los bloques de esfuerzos debe contrarrestar la fuerza P. Se considera que en la zona de deformación máxima se llega a la resistencia última del material, R.

La fuerza total en el bloque superior de esfuerzos es $R \cdot B \cdot h/2$, siendo B el diámetro o ancho de la pila o pilote.

El esfuerzo 'r' en el bloque inferior se puede obtener de la fig.A.III.2:

$$\frac{h - R}{(H-r) - r} \longrightarrow r = \frac{R(H-h)}{h}$$

La fuerza total en el bloque inferior es:

$$\frac{r \cdot B \cdot (H-h)}{2} = \frac{R(H-h) \cdot B \cdot (H-h)}{2h} = \frac{R \cdot B \cdot (H-h)^2}{2h}$$

El equilibrio se establece con la ecuación:

$$P + \frac{RB}{2} \left(\frac{(H-h)^2}{h} - h \right) = 0 \quad \text{Ecuación a)}$$

La suma de momentos con respecto a la superficie debe ser cero. El brazo de palanca del bloque superior es $h/3$ y el brazo de palanca del bloque inferior es $H - (H-h)/3$.

$$M + \frac{RBh}{2} \frac{h}{3} - \frac{RB(H-h)^2}{2h} \left(H - \frac{(H-h)}{3} \right) = 0$$

$$M + \frac{RB}{2} \left(\frac{h^2}{3} + \frac{(H-h)^2}{3h} - \frac{(H-h)^2 H}{h} \right) = 0 \quad \text{Ecuación b)}$$

Los valores de H y h se obtienen mediante la solución del sistema de ecuaciones:

$$P + \frac{RB}{2} \left(\frac{(H-h)^2}{h} - h \right) = 0 \quad \text{Ecuación a)}$$

$$M + \frac{RB}{2} \left(\frac{h^2}{3} + \frac{(H-h)^2}{3h} - \frac{(H-h)^2 H}{h} \right) = 0 \quad \text{Ecuación b)}$$

despejando H de la ecuación a):

$$\frac{(H-h)^2}{h} - h = -\frac{2P}{RB} \longrightarrow \frac{(H-h)^2 - h^2}{h} = -\frac{2P}{RB}$$

$$(H-h)^2 = \frac{-2Ph}{RB} + h \longrightarrow H^2 - 2Hh + h^2 = -\frac{2Ph}{RB} + h^2$$

$$H^2 - 2Hh + h^2 + \frac{2Ph}{RB} - h^2 = 0$$

$$H = \frac{2h \pm \sqrt{(2h)^2 - (4)(1)\left(\frac{2Ph}{RB}\right)}}{(2)(1)}$$

$$H = \frac{2h \pm \sqrt{4h^2 - \frac{8Ph}{RB}}}{2}$$

Programando la ecuación b) con el valor de H, se puede obtener el valor de h por tanteos.

En lo que sigue se determina la profundidad de empotramiento de las pilas y de las columnas del caballete.

* Determinación de la profundidad de empotramiento de la pila 1.

I. En base al Método A.

Solicitaciones Pila 1 (ver tabla A.IV.34)

GRUPO II: $P = 53.42$ ton (Fza. lateral).
 $M = 962.22$ ton m.

GRUPO III: $P = 46.45$ ton (Fza. lateral).
 $M = 992.39$ ton m.

La pila 1 estará empotrada en Sienita fracturada, pero en primera opción consideramos, como ya se dijo, que la roca fracturada es un suelo muy compacto con $N = 75$ golpes. Con $N = 75$ obtenemos $K_2 = 115$ lb/plg³ de la figura III.123.

Como el estrato estará sumergido, $K_2 = (3/5)(115) = 69$ lb/plg³.

Con los datos anteriores, para el Grupo II, considerando un $FS = 1$, la profundidad de empotramiento de la pila 1 es de $H = 12.30$ m y $h = 8.51$ m -- (ver fig. A.III.1), para una $\delta = 1$ cm. (estos resultados se obtienen por aproximaciones sucesivas programando las ecuaciones correspondientes).

Y para el Grupo III, para los mismos datos: $H = 12.11$ m y $h = 8.35$ m.

Así, la profundidad de empotramiento de la pila 1, considerando a la Sienita fracturada como una arena muy compacta, es de 12.30 m (riñó grupo II).

Como la pila 1 tiene 20.0 metros de altura, para $\delta = 1$ cm a nivel del empotramiento, corresponde un desplazamiento horizontal de la pila en la parte superior de 3.40 cm.

II. En base al Método B.

En este método consideramos que la roca tiene una resistencia lateral -- igual a la resistencia a compresión; esta resistencia la calculamos, como tenemos roca fracturada, en función de la DCR (ver subinciso III.5.9.2.i). Primeramente supondremos la profundidad de empotramiento para calcular la resistencia en función de la DCR, tomada como el promedio de las DCR parciales comprendidas en esa profundidad; estos datos los obtenemos, para la pila 1, del sondeo # 1 (ver fig. A.IV.55). Con la resistencia calculada determinamos la profundidad de empotramiento requerida para las solicitaciones correspondientes; si la profundidad de empotramiento supuesta para calcular la resistencia de la roca checa aproximadamente con la profundidad calculada, ésta será la profundidad de empotramiento, si no, se deberá proponer otra profundidad para repetir los cálculos citados hasta que ambas profundidades chequen aproximadamente. El cálculo de la profundidad de empotramiento se hará por aproximaciones sucesivas programando las ecuaciones correspondientes desarrolladas anteriormente.

Solicitaciones: GRUPO II: $P=53.42$ ton. GRUPO III: $P=46.45$ ton.
 $M=962.22$ ton m. $M=992.39$ ton m.

suponiendo $H = 2.80$ m, la DCR vale (ver datos sondeo # 1):

DCR = 27.5%

interpolando para el valor anterior en la tabla III.45, obtenemos una resistencia de $32.90 \text{ kg/cm}^2 = 329.0 \text{ ton/m}^2$.

Programando las ecuaciones correspondientes, con la resistencia calculada y ancho de pila = 3.0 m obtenemos:

para las solicitaciones del grupo II: $h = 1.29 \text{ m}$ y $H = 2.52 \text{ m}$ (consideramos aproximado el valor supuesto a éste).

para las solicitaciones del grupo III: $h = 1.30 \text{ m}$ y $H = 2.55 \text{ m}$ (consideramos aproximado el valor supuesto a éste).

Rige grupo III, profundidad de empotramiento $H = 2.55 \text{ m}$.

Como se comentó anteriormente, los métodos propuestos para calcular la profundidad de empotramiento 'A' y 'B', corresponden a lo que podemos considerar un caso desfavorable y otro favorable, respectivamente, ya que en el primer caso suponemos que la roca fracturada es una arena muy compacta, que es menos resistente que la roca, y en el segundo caso que se tiene una resistencia lateral constante igual a la resistencia a la compresión, que es mayor que la resistencia real que pueda tener la roca.

Debido a que consideramos excesiva la profundidad de empotramiento calculada con el método 'A', proponemos calcularla en base al método 'B', pero considerando un factor de seguridad.

Como se comentó en el inciso de 'Capacidad de Carga', el factor de seguridad usual en cimentaciones profundas es de 3.0. Allá también se indicó que en el caso de rocas muy agrietadas el factor de seguridad no debe ser menor que 5.0. Como no tenemos un conocimiento real de las características de la roca, para fines de este trabajo consideraremos un factor de seguridad de 3.0. En un caso concreto, la decisión final del factor de seguridad y de la resistencia asociada a la roca queda sujeta a estudios detallados en base a sondeos y pruebas de laboratorio, siendo aún verificables esas decisiones según se vaya observando durante la construcción de la pila.

Entonces, considerando un $FS = 3.0$, las solicitaciones del grupo III que dan:

$$P = 139.35 \text{ ton (Fza. lateral)} \quad ; \quad M = 2977.17 \text{ ton m .}$$

Suponiendo $H = 4.60 \text{ m}$, la DCR vale:

$$DCR = \frac{32 + 12 + 18 + 15 + 10 + 17 + 23}{460} = 0.276 \qquad DCR = 27.6\%$$

de la tabla III.45 obtenemos, interpolando, una resistencia de $33.06 \text{ kg/cm}^2 = 330.6 \text{ ton/m}^2$.

Programando la ecuación correspondiente, y mediante aproximaciones sucesivas, obtenemos $H = 4.53 \text{ m}$, $h = 2.34 \text{ m}$. Es aceptable la profundidad de empotramiento supuesta.

Así, la profundidad de empotramiento de la pila 1 será de 4.53 m, para las consideraciones hechas.

Nota: Debido a que en los grupos de combinaciones de carga se utilizó un factor de carga de 1.3, realmente la profundidad de empotramiento está dada para un $FS = (1.3)(3.0) = 3.9$.

* Determinación de la profundidad de empotramiento de la pila 2.

Como la pila 2 quedará empotrada en arena, calcularemos la profundidad de empotramiento con el método 'A' que está basado en los módulos de reacción horizontal propuestos por Terzaghi.

De la figura III.123, con $N = 45$ golpes, obtenemos $K_2 = 75 \text{ lb/plg}^3$; como la arena está sumergida, $K_2 = (3/5)(75) = 45 \text{ lb/plg}^3$.

Las solicitaciones para la pila 2 son (ver tabla A.IV.35):

GRUPO II: $P = 47.80 \text{ ton}$ (Fza. lateral).
 $M = 599.49 \text{ ton m}$.

GRUPO III: $P = 41.43 \text{ ton}$ (Fza. lateral).
 $M = 675.70 \text{ ton m}$.

utilizaremos un FS de 3.0, pero como las solicitaciones de ambos grupos de carga están afectadas por un factor de carga de 1.3, utilizaremos el factor de $(3/1.3)$ para obtener el factor de seguridad propuesto.

Así: GRUPO II: $P = 110.31 \text{ ton}$. GRUPO III: $P = 95.61 \text{ ton}$
 $M = 1383.44 \text{ ton m}$. $M = 1559.31 \text{ ton m}$.

Para el cálculo de la profundidad de empotramiento H y el valor asociado de h (ver fig. A.III.1) se propondrán diferentes deformaciones máximas y se escogerá aquella que produzca una flecha aceptable de la pila a nivel de la superestructura.

En seguida se presenta la tabla A.III.1 en la que se resumen los valores de H y de h que satisfacen las ecuaciones a) y b) del método 'A' para distintos valores de δ_{max} , considerando las solicitaciones de los grupos II y III.

δ_{max}	GRUPO II		GRUPO III	
	H	h	H	h
1.0 cm	17.63	12.46	17.58	12.33
1.5 cm	14.99	10.55	15.02	10.49
2.0 cm	13.39	9.39	13.45	9.36
2.5 cm	12.27	8.58	12.35	8.58

TABLA A.III.1.

En la tabla A.III.2 se resume el cálculo de la flecha de la pila a nivel de la superestructura para cada una de las δ_{max} consideradas y tomando la profundidad ' h ' mayor de ambos grupos.

δ_{max}	$h_{máx}$	FLECHA
1.0 cm	12.46	2.11 cm
1.5 cm	10.55	3.46 cm
2.0 cm	9.39	4.94 cm
2.5 cm	8.58	6.52 cm

TABLA A.III.2

Consideramos que la flecha de 4.94 cm es aceptable, por lo que la profundidad 'H' de empotramiento de la pila 2 será de 13.45 m, para una deformación máxima del suelo de 2.0 cm.

* Determinación de la profundidad de empotramiento del caballete.

Como dijimos anteriormente, utilizaremos los datos reportados en el sondeo # 1 para determinar la resistencia de la Sienita fracturada en la zona del caballete; suponemos que el inicio de la roca en ese sondeo corresponde al inicio de la roca en la zona del caballete.

Para este caso tomaremos en cuenta las consideraciones hechas para la determinación de la profundidad de empotramiento de la pila 1, y solamente calcularemos la profundidad de empotramiento de las columnas del caballete utilizando el método 'B', tomando un factor de seguridad de 3.

La determinación del nivel de inicio del empotramiento la haremos como se indicó en la consideración # 6 hecha al inicio de este subinciso. Ese nivel de inicio lo determinaremos mediante aproximaciones sucesivas, suponiendo la profundidad de empotramiento de la pila; con este dato conocemos la distancia a que estaría la pila, en ese nivel, de la orilla del talud, y por consiguiente la profundidad en la roca de dicho nivel (recuerdese que el talud tiene un ángulo de 43°). Con esa profundidad, más 1.50 m de altura que faltarían para llegar a la corona del caballete (ver fig. A.III.55), obtenemos el brazo de palanca de las sollicitaciones que actúan en el sentido longitudinal del puente (supuestas aplicadas en la corona del caballete). Con ese momento y la fuerza horizontal calculamos la profundidad de empotramiento de las columnas en función de la DCR en la profundidad de empotramiento supuesta; si la profundidad calculada checa aproximadamente con la supuesta, queda definido ya el nivel de inicio y la profundidad de empotramiento; en caso contrario se propondría nuevamente otra profundidad de empotramiento y se definirían los demás datos para calcular el nuevo brazo de palanca, el nuevo momento, y la nueva profundidad de empotramiento, así sucesivamente hasta que chequen aproximadamente ambas profundidades.

La sollicitación total en el sentido longitudinal del puente debida a sísmo, fuerza longitudinal y temperatura es de (ver 'Diseño de Apoyos') -- -- 20611.45 kg \approx 20.6 ton.

El caballete tendrá tres columnas, pero utilizaremos para la determinación de la profundidad de empotramiento un factor de seguridad de tres, por lo que cada columna tomará una fuerza horizontal de 20.6 ton; las columnas serán de 1.0 m de diámetro.

profundidad supuesta: $H = 1.44$ m; brazo de palanca: $2.69 + 1.50 = 4.19$ m.
momento: $(4.19)(20.6) = 86.31$ ton m; DCR = 23% (para la H propuesta) (de datos sondeo # 1); resistencia = 274.80 ton/m² (de tabla III.45).
programando la ecuación correspondiente del método 'B' obtenemos, por aproximaciones sucesivas, $H_c = 1.52$ m $>$ H supuesta (mal).

profundidad supuesta: $H = 1.52$ m; brazo de palanca: $2.83 + 1.50 = 4.33$ m.
momento $(4.33)(20.6) = 89.20$ ton m; misma resistencia $\Rightarrow H_c = 1.56$ m $>$ H sup. X

Profundidad supuesta: $H = 1.56$ m; brazo de palanca: $2.91 + 1.50 = 4.41$ m.
momento $(4.41)(20.6) = 90.85$ ton m; misma resistencia $\Rightarrow H_c = 1.56$ m = H sup. ✓

Así, hay que penetrar en la roca 2.91 m para llegar al nivel de inicio del empotramiento, y la profundidad de empotramiento es de 1.56 m; entonces, hay que penetrar 4.47 m en total en la roca.

Nivel de desplante (ver fig. A.IV.55): $194.50 - 4.47 = 190.03$.

Nivel empotramiento: Elev. 191.59 .

Una vez conocida la profundidad de desplante de los elementos que forman la subestructura del puente, en lo que sigue se calcula la capacidad de carga del suelo de cimentación de cada uno de ellos y los asentamientos esperados.

* Capacidad de carga del suelo de cimentación de la pila 1.

La profundidad de desplante de la pila 1 es de 4.59 m bajo el nivel teórico de socavación total. La DCR en los 3.0 m siguientes a la profundidad de desplante es, de los datos del sondeo # 1:

$$DCR = \frac{21+20+16+15+18}{300} = 0.30$$

$$DCR = 30\%$$

interpolando para el valor anterior obtenemos, de la tabla III.45 una capacidad de carga admisible de 36.8 kg/cm^2 .

La capacidad de carga requerida por la pila 1 es de: la descarga de la pila 1 hasta el nivel teórico de socavación total (nivel de empotramiento) es, para el grupo de combinaciones de carga IA (ver tabla A.IV.34), de 1145.08 ton. Para la descarga total falta considerar el peso propio de la parte empotrada de la pila; son 4.59 m de profundidad de empotramiento. Consideramos que el tapón inferior es de 2.0 m de altura:

Así, la descarga total de la pila es de: $(1145.08) + (2.59)(7.07) + \frac{(2.0)(7.07)(24)}{2} = 1203.41 \text{ TON}$

P.R./m P.M. - VER APLICACIÓN A.IX.
↓
↓ P. TAPON INFERIOR

El peso del material desalojado por la pila es, considerando únicamente la profundidad de empotramiento de la pila, de:

$$\text{PESO ROCA DESALOJADA} = (4.59) \frac{\text{ÁREA SECCIÓN TRANSV. PILA}}{\text{PILA}} (1.0) = 32.45 \text{ TON}$$

Subpresión: el efecto más desfavorable en cuanto a cargas corresponde a la situación en que se tiene el menor efecto de flotación, y éste se da para el nivel de aguas mínimo, que se encuentra en la elev. 186.94; el nivel de desplante corresponde a la elev. 171.41 (ver fig. A.IV.55); así, la altura de columna de agua es de 15.53 m.

Y la fuerza debida a flotación es igual a $(1.0)(15.53)(7.07) = 109.80 \text{ ton}$.

Entonces, la descarga neta de la pila 1 en el nivel de desplante es de:

$$1203.41 - 32.45 - 109.80 = 1061.16 \text{ ton.}$$

y la descarga neta de la pila 1, por unidad de área, es de $1061.16/7.07 = 150.09 \text{ ton/m}^2 \approx 15.1 \text{ kg/cm}^2$.

Como $15.1 \text{ kg/cm}^2 < 36.8 \text{ kg/cm}^2$, es suficiente la capacidad de carga de la roca y, por este concepto, no es necesario ampliar la base de la pila.

* Asentamientos en pila 1.

Debido a que la capacidad de carga de la roca fué determinada en función de su DCR, el asentamiento no excederá de 1.5 cm (ver inciso III.5.8), ya que en base a la limitación de asentamientos está propuesta la capacidad admisible según la DCR.

Como la descarga de la pila 2 es menor que la capacidad de carga admisible, no se presentará el asentamiento previsto; además, buena parte del posible asentamiento se presentará durante la construcción de la pila y de la su perestructura, por lo que será despreciable el asentamiento restante producido por carga viva.

* Capacidad de carga del suelo de cimentación de la pila 2.

Para la pila 2 la profundidad de desplante es de 13.45 m bajo el nivel teórico de socavación general y transversal (nivel de empotramiento); el ángulo de fricción interna de la arena en la zona de la pila 2 es de 40 (para $N = 45$ golpes, de fig. III.10).

Para cimentaciones profundas en suelos friccionantes, la capacidad de carga se calcula con la Teoría de Meyerhof o con la de Zeevaert (ver inciso III.59).

Teoría de Meyerhof.

$$q_{ADM} = \gamma D N_q' / F.S.$$

de la figura III.10, para $\phi = 40$, obtenemos $N_q' = 300$.

Para que se desarrolle la capacidad de carga definida en la ecuación anterior, la pila debe entrar en el estrato resistente una profundidad D' :

$$D' = 4B \tan(45 + \phi/2) = (4)(3) \tan(45 + 40/2) = 25.73 \text{ m.}$$

como la pila sólo penetra 13.45 m en el estrato resistente, interpolaremos entre el valor de N_q' obtenido y el de N_q correspondiente a una cimentación superficial.

Para una cimentación superficial, de la figura citada $N_q = 60$ para $\phi=40$.

interpolando: $\frac{300-60}{25.73} = \frac{x}{13.45}$; $x = 125.46$, así, $N_q' = 60 + 125.46 = 185.46$

si consideramos $\gamma_{ARENA} = 1.8 \text{ ton/m}^3$, $\gamma'_{ARENA} = 0.8 \text{ ton/m}^3$.

entonces, la capacidad de carga admisible, según la teoría de Meyerhof, es:

$$q_{ADM} = (0.8)(13.45)(185.46) / 3 = 665.18 \text{ ton/m}^2 \approx 65.52 \text{ kg/cm}^2.$$

Teoría de Zeevaert.

$$q_{ADM} = 1.2 \cdot D_f \cdot N_q (C_r + 0.1) / F.S.$$

donde C_r es la compacidad relativa de la arena. Para nuestro caso, en el que $N = 45$ golpes, de la tabla III.15 obtenemos $C_r \approx 0.75$.

De la figura III.21, para $\phi = 40$, tenemos $N_q = 150$.

Así, la capacidad de carga admisible, según la teoría de Zeevaert, es:

$$q_{ADM} = (1.2)(0.8)(13.45)(150)[0.75 + 0.1] / 3 = 548.76 \text{ TON/m}^2 \approx 54.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como la capacidad de carga más desfavorable fué la proporcionada por la Teoría de Zeevaert, consideraremos ésta como capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga requerida es:

la descarga de la pila 2 hasta el nivel de empotramiento es de 1069.16 ton - para el grupo IA de combinaciones de carga (ver tabla A.IV.35). Considerando el peso de la parte empotrada de la pila y del tapón inferior, la descarga total de la pila 2 es:

$$1069.16 + (13)(9.42) + (2.0)(7.07)(2.4) = 1225.56 \text{ TON.}$$

el peso del material desalojado por la pila es de:

$$(15.0)(7.07)(0.8) = 84.84 \text{ TON.}$$

subpresión: N_{AMin} - Elev. 186.94; nivel de desplante: Elev. 167.20; entonces la altura de columna de agua es de 19.74 m, y la fuerza debida a flotación - es igual a: $(1.0)(19.74)(7.07) = 139.56 \text{ TON.}$

por lo tanto, la descarga neta de la pila 2 en el nivel de desplante es de: $1225.56 - 84.84 - 139.56 = 1001.16 \text{ ton.}$

Y la descarga neta de la pila 2, por unidad de área, es de:

$$\frac{1001.16}{7.07} = 141.61 \text{ TON/m}^2 \approx 14.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $14.16 \text{ kg/cm}^2 < 54.90 \text{ kg/cm}^2$ es suficiente la capacidad de carga de la roca y no es necesario ampliar la base de la pila por este concepto.

* Asentamientos en pila 2.

Debido a que la pila 2 se encuentra cimentada sobre arena compacta, y a que el confinamiento de la misma es grande, ya que el nivel de desplante está a poco más de 19 metros bajo el lecho del río, consideramos que el asentamiento de la pila es despreciable, además de que los asentamientos en arenas suelen producirse en forma instantánea durante la construcción.

Si en una revisión consideramos que el asentamiento debido a la carga muerta total aparece durante la construcción, sólo resta considerar el producido por la carga viva.

La carga viva sobre la pila 2 es de 162.90 ton (ver aplicación IV.A), - considerando ya el factor de impacto; como el área de la sección transversal

de la pila a nivel de desplante es de 7.07 m^2 , la presión actuante por carga viva es de $162.90/7.07 = 23.04 \text{ ton/m}^2 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$.

Entrando a la figura III.101 con $B = 3.0 \text{ m}$ y $N = 45$, la presión de contacto para un asentamiento no mayor de que 2.5 cm es de 4.7 kg/cm^2 para arenas no sumergidas; como el nivel de desplante de la pila 2 está bajo el nivel freático, la arena se encuentra sumergida, por lo que la presión de contacto se reduce a, aproximadamente, la mitad de la proporcionada por la figura citada, para el mismo asentamiento. Así, la presión admisible para producir un asentamiento máximo de 2.5 cm es de 2.35 kg/cm^2 .

De los cálculos anteriores vemos que la presión admisible es casi igual a la presión ocasionada por la carga viva (presión actuante), por lo que se podría esperar un asentamiento máximo de 2.5 cm ; sin embargo, creemos que ese asentamiento no se llegará a dar, ya que la gráfica de la figura III.101 está hecha para zapatas, y en nuestro caso tenemos una cimentación profunda en la que la presión de confinamiento es mucho mayor que en una cimentación superficial, y por lo tanto los asentamientos esperados serían menores.

Con el fin de tratar de garantizar que el asentamiento de la pila 2 sea despreciable, podemos ampliar su base para reducir la presión actuante.

Si la base de la pila se amplía a 4.0 m , su área transversal sería de 12.57 m^2 , y la presión actuante se reduciría a $162.90/12.57 = 12.96 \text{ ton/m}^2 \approx 1.3 \text{ kg/cm}^2$.

De la figura III.101, con $B = 4.0 \text{ m}$ y $N = 45$, la presión de contacto admisible es de 4.4 kg/cm^2 para arenas no sumergidas, y de, aproximadamente, 2.2 kg/cm^2 para arenas sumergidas.

Con los valores anteriores, el asentamiento probable sería de $(1.3/2.2)(2.5) = 1.47 \text{ cm}$, el cual, con las consideraciones anteriores, es despreciable.

Así, se acepta la ampliación de la base de la pila a 4.0 m de diámetro.

* Capacidad de carga del suelo de cimentación del caballete.

Como no se realizó ningún sondeo en la zona del caballete utilizaremos, como ya se dijo antes, los datos proporcionados por el sondeo # 1.

La profundidad de desplante del caballete es de 4.47 m . La DCR bajo el nivel de desplante es de $(21 + 20)/120 = 0.34$; $\text{DCR} = 34\%$ (para definir la DCR se debe considerar una profundidad igual al diámetro de la columna, que en este caso es de 1.0 m , pero tenemos datos para 0.60 m y 1.20 m , por lo que escogimos los de esta última profundidad).

De la tabla III.45 obtenemos, interpolando para $\text{DCR} = 34\%$, una capacidad de carga admisible de 43.04 kg/cm^2 (para cada columna).

La capacidad de carga requerida para cada columna es de: la descarga por columna al nivel de empotramiento es, para el grupo de combinaciones de carga IA (ver tabla A.IV.36), de $399.91/3 = 133.30 \text{ ton}$. Faltan considerar el peso de la parte empotrada de la columna para determinar la descarga total. La profundidad de empotramiento es de 1.56 m , así, el peso de esta parte es:

$$(0.5)^2 \pi (1.96)(2.4) = 2.94 \text{ Ton.}$$

Entonces, la descarga total por columna a nivel de desplante es de 136.24 ton .

El peso del material desalojado por cada columna es, considerando $\rho_{\text{siem}} = 2.0 \text{ ton/m}^3$, de:

$$\text{PESO ROCA DESALOJADA} = (4.47)(0.79)(2.0) = 7.06 \text{ TON}$$

ÁREA SECC. TRANSV. COLUMNA.

así, la descarga neta por columna es de $136.24 - 7.06 = 129.18 \text{ ton}$.

Y la descarga neta por columna, por unidad de área, es de $129.18/0.79 = 163.52 \text{ ton/m}^2 = 16.4 \text{ kg/cm}^2$.

Como $16.4 \text{ kg/cm}^2 < 43.04 \text{ kg/cm}^2$, es suficiente la capacidad de carga de la roca.

* Asentamientos en caballete.

Como en este caso la capacidad de carga fué determinada en función de la DCR, el asentamiento no excederá de 1.5 cm (ver inciso III.5.8). Son aplicables a este caso las observaciones hechas en el caso de asentamientos en pila 1.

En lo que sigue se presenta la determinación del empuje de tierras sobre el estribo, la capacidad de carga del suelo de cimentación y asentamientos. Se incluyen de una vez las revisiones propias a muros de retención (ver inciso III.5.10.5) concernientes a deslizamiento, volteo y nivel de esfuerzos transmitidos al suelo de cimentación, en función de las sollicitaciones originadas por los distintos grupos de combinaciones de cargas, que se analizan en la aplicación A.IV.2.

* Determinación del empuje de tierras sobre el estribo.

Como se dijo anteriormente, consideraremos que el material que forma el terraplén de acceso, o cuando menos el material generador de presión, es una arena compacta con $\phi = 38$. Supondremos que el ángulo de fricción ' δ ', entre el muro y el relleno, es de $(2/3)\phi = 25.33$, y que el peso volumétrico de la arena es de 1.8 ton/m^3 .

El estribo tiene una altura de $199.0 - 190.13 = 8.87 \text{ m}$.

EL NIVEL DE DESPLANTE CONSIDERADO.

El respaldo del muro es vertical, y la superficie del relleno horizontal. No se tomará en cuenta la sobrecarga debida a carga viva ya que la losa de acceso se apoyará directamente sobre el estribo.

Método Semiempírico de Terzaghi.

No es aplicable ya que la altura del estribo excede de 7.0 m de altura.

Teoría de Rankine.

$$K_A = \tan^2(45 - \phi/2) \quad \text{. (Ec. III.162); } K_A = 0.238.$$

y $E_A = \frac{1}{2} K_A \rho H^2$; $E_A = \frac{1}{2} (0.238)(1.8)(8.87)^2 = 16.85 \text{ TON/m}$, aplicada a $8.87/3 = 2.96 \text{ m}$ de altura, a partir de la base.

Teoría de Coulomb.

Utilizando la ecuación III.182:

$$E_A = \frac{1}{2} \rho H^2 \frac{\cos^2 38^\circ}{\cos 25.33^\circ \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.33^\circ + 38^\circ) \sin 38^\circ}{\cos 25.33^\circ}} \right]^2} = 18.79 \text{ ton/m}.$$

aplicada en la altura calculada e inclinada 25.33°.

De los cálculos anteriores, elegimos la magnitud del empuje activo calculada con la teoría de Coulomb, ya que proporciona el empuje mayor.

En las especificaciones se indica que el empuje de tierras calculado no debe ser menor que el empuje producido por un fluido de peso volumétrico de 480 kg/m³. Revisando esta especificación, el empuje producido por ese fluido es:

$$E = \frac{1}{2} \rho H^2 = \frac{1}{2} (0.48) (8.87)^2 = 18.88 \text{ ton/m} \quad \text{aplicada en la altura calculada.}$$

Así, el empuje de diseño será de 18.88 ton/m aplicada a 2.96 m a partir de la base (corresponde a la elevación 193.09).

Como el estribo está desplantado a 2.40 m de profundidad, se tiene una cierta presión sobre el frente del estribo pero no la consideraremos.

* Capacidad de carga del suelo de cimentación del estribo.

Para el estribo, el nivel de desplante se encuentra a 2.40 m de profundidad (Elev. 190.13, ver fig. A.IV.55). Para n = 25 golpes, $\phi = 35$, de la figura III.10.

Para cimentaciones superficiales en suelos friccionantes, la teoría de capacidad de carga más utilizada es la debida a Terzaghi.

Teoría de Terzaghi.

La expresión definida para determinar la capacidad de carga admisible para cimientos largos es la ec. III.125:

$$q_{ADM} = \left(\rho D_f N_q + \frac{1}{2} \rho B N_f \right) / F.S.$$

de la fig. III.108 obtenemos, para $\phi = 35$: $N_q = 42$ y $N_f = 41$. Como el nivel freático se encuentra a 3.19 m del nivel de desplante (para el N_AM_{in}, ver figura A.IV.55) y el ancho de la base del estribo es de 6.0 m, se calculará la capacidad de carga admisible para el suelo sumergido, además de que esa situación se tendría para el NAME de diseño.

Si el nivel freático se encuentra en o sobre el nivel de desplante, se utiliza un factor correctivo de 0.5 para el término N_f de la ecuación que define la capacidad de carga (ver inciso III.5.9.2.g). Así, $N_f = (0.5)(41) = 20.5$. si consideramos $\gamma_{sumergido} = 1.8 \text{ ton/m}^3$, $\gamma_{sumergido} = 0.8 \text{ ton/m}^3$; B = 6.0 m.

$$D_f = 2.40 - 1.27 = 1.13 \text{ m.}$$

así:

$$q_{ADM} = \left[(0.8)(1.13)(42) + \frac{1}{2} (0.8)(6)(20.5) \right] / 3 = 29.06 \text{ ton/m}^2 \approx 2.90 \text{ kg/cm}^2.$$

Y la capacidad de carga requerida para el estribo es: la descarga total a nivel de desplante es de 1259.64 ton para el grupo IA de combinaciones de carga (ver tabla A.IV.37). Como el estribo tiene 9.0 m de longitud, la descarga neta del estribo, por unidad de área es $1259.64/(9 \cdot 6) = 23.33 \text{ ton/m}^2 = 2.33 \text{ kg/cm}^2 < 2.90 \text{ kg/cm}^2$, por lo que es suficiente la capacidad de carga del suelo de cimentación del estribo.

* Asentamientos en estribo.

En este caso consideramos también que el asentamiento será despreciable ya que el estribo se encuentra cimentado sobre arena más o menos compacta, además de que el asentamiento debido a carga muerta se presentará durante la construcción.

Si revisamos el asentamiento debido a carga viva tenemos: de la figura A.IV.20, considerando los dos carriles de circulación, tenemos que la sollicitación por carga viva más impacto es de 80.58 ton. Como el área de la base del estribo es de $9.0 \cdot 6.0 = 54.0 \text{ m}^2$, la presión actuante por carga viva es de $80.58/54.0 = 1.49 \text{ ton/m}^2 \approx 0.15 \text{ kg/cm}^2$.

Entrando a la fig. III.101 con $B = 6.0$ y $N = 25$, la presión de contacto para un asentamiento no mayor de 2.5 cm es de 2.20 kg/cm^2 para arenas no sumergidas y de, aproximadamente, 1.10 kg/cm^2 para arenas sumergidas. Así, el asentamiento esperado en estas condiciones es no mayor de $(0.15/1.10)(2.5) = 0.34 \text{ cm}$, que consideramos que es despreciable.

+ Revisión al deslizamiento del estribo durante su trabajo como muro de retención.

El peso del estribo se calculó en la aplicación A.IV y es de 77.14 ton/m. El coeficiente de fricción para suelos granulares es de 0.55 (ver inciso -- III.5.10.5). Entonces, la fuerza de fricción es de $(77.14)(0.55) = 42.43 \text{ ton/m}$.

La fuerza horizontal que actúa es el empuje de tierras, que es de 18.88 ton/m, por lo que se tiene un factor de seguridad al deslizamiento de:

$$42.43/18.88 = 2.25.$$

+ Revisión al volteo del estribo durante su trabajo como muro de retención.

En la aplicación A.IV se determinaron las ecuaciones para calcular el peso del estribo y su excentricidad.

$$\text{El peso del relleno es: } W_{\text{relleno}} = (10.08)(6) + 4.923 = 65.40 \text{ ton/m}.$$

$$\text{La excentricidad del relleno es: } e_{\text{relleno}} = \frac{(1.5)(6)^2 - (0.8)(6) - 1.673}{(10.08)(6) + 4.923} = 0.726 \text{ m}.$$

$$\text{El peso del concreto es: } W_{\text{pp}} = (1.08)(6) + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{6}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} = 11.73 \text{ ton/m}.$$

La excentricidad del peso del concreto es de:

$$e_{PP} = \frac{0.384 - 0.12 \sqrt{\left(\frac{5}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} \left(\frac{5}{4} + 0.5\right)}{11.73} = -0.086 \text{ m.}$$

Las fuerzas actuantes sobre el muro y sus excentricidades se indican en la figura A.III.3.

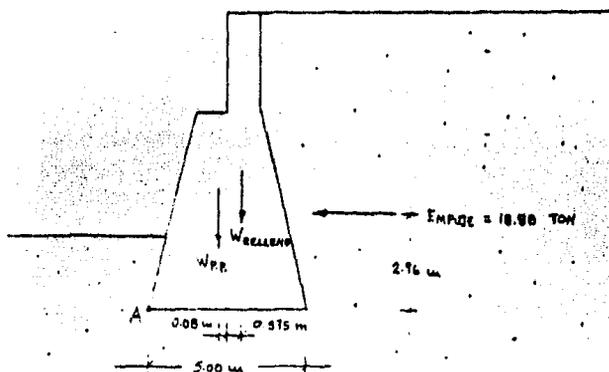


FIGURA A.III.3

El momento de volteo respecto al punto 'A' es de:

$$(18.88 \text{ ton/m}) (2.96 \text{ m}) = 55.88 \text{ ton}\cdot\text{m}.$$

y el momento resistente es de

$$(65.40 \text{ ton/m}) (3.0 + 0.726) + (11.73 \text{ ton/m}) (3.0 - 0.08) = 277.93 \text{ ton}\cdot\text{m}.$$

por lo que se tiene una seguridad al volteo de:

$$277.93/55.88 = 4.97.$$

+ Revisión de que no haya esfuerzos de tensión en la base del estribo.

En la aplicación A.IV se determinó la geometría del estribo para su trabajo como muro de retención. Ahora se revisará que se cumpla que no existan esfuerzos de tensión en la base para las solicitaciones de los diferentes grupos de combinaciones de carga (ver tabla A.IV.37).

Como se indicó en la aplicación A.IV.2, la condición límite para que no exista tensión en la base es:

$$\text{ANCHO DE BASE} = B = \frac{6M}{W} = \frac{6(\text{MOMENTO})}{(\text{CARGA VERTICAL})}$$

para el Grupo I: $W = 1204.04 \text{ ton}$ $M = 268.46 \text{ ton}\cdot\text{m}$

$$B = (6)(268.46)/1204.04 = 1.34 \text{ m}$$

para el Grupo II:	$W = 1029.18$ ton	$M = 250.99$ ton m	$B = 1.46$ m
para el Grupo III:	$W = 1133.94$ ton	$M = 373.26$ ton m	$B = 1.98$ m
para el Grupo VII:	$W = 1029.18$ ton	$M = 313.79$ ton m	$B = 1.83$ m
para el Grupo VIII:	$W = 1133.94$ ton	$M = 261.46$ ton m	$B = 1.38$ m
para el Grupo IX:	$W = 1029.18$ ton	$M = 198.79$ ton m	$B = 1.16$ m

Como se puede ver, en ningún caso 'B' es mayor que 6.0 m, por lo que se cumple que no se presentarán esfuerzos de tensión en la base.

+ Revisión de que el esfuerzo máximo producido por las sollicitaciones de los grupos de combinaciones de carga, no sobrepase el esfuerzo calculado por capacidad de carga.

En la figura A.IV.4 se indica la situación general de esfuerzos bajo la base del estribo.

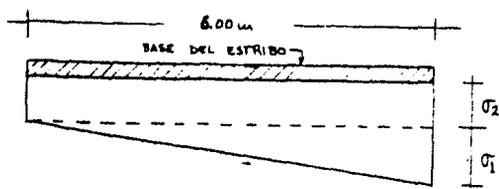


FIGURA A.III.4

El esfuerzo máximo en la base $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$ se calculará para cada uno de los grupos de combinaciones de carga. Para este cálculo se plantea la condición de que los esfuerzos del bloque triangular equilibren el momento actuante 'M', y que la suma de todos los esfuerzos equilibren la carga actuante 'W'.

Tomando en cuenta que la longitud del estribo es de 9.0 m, se plantean las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} (\sigma_1)(9)\left(\frac{6}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right) &= M & ; & \quad \sigma_1 = \frac{M}{27} \\ (\sigma_1 + 2\sigma_2)\left(\frac{6}{2}\right)(9) &= W & ; & \quad \sigma_2 = \left[\frac{W}{27} - \sigma_1\right]\frac{1}{2} \end{aligned}$$

y considerando las sollicitaciones de la tabla A.IV.37, tenemos:

para el Grupo I:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{260.46}{27} = 9.64 \text{ Ton/m}^2 & ; & \quad \sigma_2 = \left[\frac{1204}{27} - 9.64\right]\frac{1}{2} = 17.32 \text{ Ton/m}^2 \\ \sigma_{\max} &= 9.64 + 17.32 = 27.26 \text{ Ton/m}^2. \end{aligned}$$

para el Grupo IA: $\sigma_1 = 0.00$ ton/m²; $\sigma_2 = 23.33$ ton/m²; $\sigma_{\max} = 23.33$ ton/m²

para el Grupo II: $\sigma_1 = 9.30$ " ; $\sigma_2 = 14.41$ " ; $\sigma_{\max} = 23.71$ "

para el Grupo III: $\sigma_1 = 13.82$ " ; $\sigma_2 = 14.09$ " ; $\sigma_{\max} = 27.91$ "

para el Grupo VII: $\sigma_1 = 11.62$ " ; $\sigma_2 = 13.25$ " ; $\sigma_{\max} = 24.87$ "

para el Grupo VIII: $\sigma_1 = 9.68 \text{ ton/m}^2$; $\sigma_2 = 16.16 \text{ ton/m}^2$; $\sigma_{\text{máx}} = 25.84 \text{ ton/m}^2$
 para el Grupo IX: $\sigma_1 = 7.36 \text{ "}$; $\sigma_2 = 15.38 \text{ "}$; $\sigma_{\text{máx}} = 22.74 \text{ "}$

En todos los casos, el esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}}$ es menor que el esfuerzo calculado por capacidad de carga (29.06 ton/m^2), por lo que el ancho propuesto de la base (6.0 m) es aceptable.

* Diseño de la protección local al pie de la pila 2.

Anteriormente se decidió realizar la protección local al pie de la pila 2 para evitar la socavación local, y con esto obtener una menor altura de pila.

La protección que se utilizará consiste en sustituir el material del fondo del cauce, alrededor de la pila, por otro más resistente a la erosión.

El tirante de agua frente a la pila 2 es, para el NAME100 respecto al fondo del cauce, de (ver fig. A.IV.55): $H = 193.91 - 188.00 = 5.91 \text{ m}$, y la velocidad del agua de: $v = 5.01 \text{ m/s}$.

La velocidad de la corriente, para entrar a la tabla III.29, es de:

$$V_1 = \frac{V}{H^{\alpha}} \quad \text{donde} \quad \alpha = \frac{1}{2+H}$$

$$\text{así: } \alpha = \frac{1}{2+5.91} = 0.1264 \quad ; \quad V_1 = \frac{2.74}{(5.91)^{0.1264}} = 2.19 \text{ m/s}$$

consideramos que las piedras que formarán el enrocamiento tendrán un peso específico de 1800 kg/m^3 .

Con los datos anteriores, de la tabla citada obtenemos que el diámetro mínimo de las piedras que formarán el pedraplén de protección es de 24 cm. El espesor del pedraplén de protección será de tres metros, formado por un mínimo de tres capas, teniendo la capa superior el diámetro citado y las inferiores diámetros menores (a manera de filtro). El inicio hacia abajo de este pedraplén será la elevación 182.20 (nivel teórico de socavación general y transversal). Toda la pila deberá estar rodeada por el pedraplén.

Cabe aquí notar, que de primera instancia se decidió hacer la protección local al pie de la pila 2 para disminuir su altura y reducir con ello los efectos de esbeltez, y por consiguiente las solicitaciones a que está sujeta; con esto disminuye la altura de la pila en 9.30 m (valor que corresponde a la profundidad de socavación local). Sin embargo, puede resultar muy caro hacer la protección planteada, ya que es necesario excavar 5.59 m para llegar al nivel de inicio del pedraplén, y es considerable la cantidad de roca necesaria para formar este último. Así, en un caso real será necesario hacer una valuación económica para decidir que convendría más entre hacer la protección local, o construir una pila más profunda diseñada para las solicitaciones correspondientes. Para efectos de este trabajo, las solicitaciones sobre la pila fueron calculadas considerando la protección local.

CAPITULO IV

PROYECTO DEL PUENTE

IV.1 INTRODUCCION

El proyecto de un puente es un proceso que puede resumirse en los siguientes pasos:

1. Planteo del problema (Planeación General).

Un proyecto de ingeniería comienza cuando se identifican las necesidades y se determinan los objetos del diseño. El puente surge de la necesidad de salvar un río, una depresión, etc.; para poder plantear el problema estructural es necesario contar con información adecuada respecto a las características físicas del lugar en el que se requiere el puente, y a las necesidades de tránsito que deben satisfacerse. Esta información se obtiene a través de los estudios preliminares (que incluyen estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, etc.).

2. Retroalimentación.

Es conveniente reunir toda la información referente a problemas similares que se han presentado con anterioridad, con el objeto de poder simplificar y acelerar el proyecto del puente en cuestión, así como evitar trabajo innecesario.

3. Selección de diferentes alternativas. Análisis preliminares.

Basado en la información anterior, el ingeniero proyectista está en condiciones de plantear sistemas estructurales alternativos, definiendo en cada uno de ellos el tipo de puente y los posibles procedimientos de construcción, para asegurarse de que las alternativas propuestas puedan realizarse satisfactoriamente y a un costo previsible. En esta etapa se hace un análisis preliminar de las alternativas, para obtener valores aproximados de los parámetros de diseño de cada una.

Esta parte del diseño es muy importante, ya que el éxito del sistema estructural definitivo depende directamente de las actividades realizadas en esta etapa.

4. Evaluación de las alternativas.

La evaluación de las alternativas propuestas como soluciones se va efectuando al mismo tiempo que el análisis preliminar: Algunas alternativas se desechan simplemente porque parecen muy desfavorables en comparación con otras mejores. Sin embargo, en muchos casos, se encuentran una serie de alternativas con cualidades muy semejantes; entonces se hace necesario determinar las ventajas de cada una de ellas en relación a otras cualidades que debe tener el proyecto, comparar los problemas de construcción, examinar en forma crítica su eficiencia estructural general y considerar los aspectos económicos y estéticos de cada alternativa.

5. Elección del sistema estructural definitivo.

Después de haber analizado cuidadosamente las características de cada una de las alternativas, se escoge la que a juicio del ingeniero reúna las mayores ventajas.

6. Análisis estructural del sistema elegido.

Se lleva a cabo el análisis estructural de la alternativa elegida tomando en cuenta todas las acciones actuantes sobre el puente. Las dimensiones de los miembros obtenidas del análisis preliminar pueden ser adecuadas como dimensiones definitivas, si no lo son, se utilizan como punto de partida para el análisis final.

7. Diseño del sistema estructural elegido.

Se definen las dimensiones definitivas y los detalles de todos los elementos que integran la alternativa elegida, revisando cada uno de ellos ante las solicitaciones de los elementos mecánicos actuantes, y se verifica si el comportamiento de los elementos cumple con las recomendaciones establecidas en las normas vigentes, como es el caso de flechas máximas, agrietamiento, etc..

8. Planos estructurales y especificaciones de construcción.

La elaboración de los planos estructurales del puente y la emisión de especificaciones de construcción permitirán la construcción del puente bajo las consideraciones tomadas en cuenta en el diseño. Ya que estos planos y especificaciones son el medio de comunicación entre el ingeniero proyectista y el ingeniero constructor, es conveniente que en ellos se incluya toda la información necesaria para llevar a cabo la construcción. Esta información debe estar expresada en forma clara y sencilla, con el objeto de evitar errores y confusiones durante la ejecución de la obra. Se deben incluir el proceso constructivo, el tipo de cimbra, sistemas de piso, dispositivos de apoyo, juntas de dilatación, dispositivos de drenaje, etc..

9. Evaluación.

Se evaluará la inversión inicial a partir de la cuantificación de todos los conceptos que integran el puente, aplicando los precios unitarios vigentes.

10. Ejecución de la obra.

Se lleva a cabo la ejecución del puente siguiendo las indicaciones establecidas tanto en los planos y especificaciones realizadas por los diseñadores, como en las normas vigentes en el país.

11. Revisión del comportamiento del puente.

Es aconsejable que tanto el proyectista, como el supervisor y el constructor de la obra revisen el comportamiento del puente cuando se encuentre en servicio, para ver si éste es el previsto en el proyecto, o bien si ha sufrido cambios que puedan requerir de modificaciones posteriores.

12. Mantenimiento y conservación del puente.

Los puentes, como cualquier otro tipo de estructura, requieren que se establezca un programa de mantenimiento y conservación que asegure, en su vida útil, un comportamiento seguro y adecuado.

En lo que sigue se desarrollarán algunos aspectos correspondientes al proyecto estructural de un puente.

IV.2 ELECCION DE CIMENTACION, SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.

IV.2.1 INTRODUCCION.

Un puente es un sistema integrado por los siguientes elementos (ver figura IV.1):

- 1.- Infraestructura o cimentación.
- 2.- Subestructura.
- 3.- Superestructura.

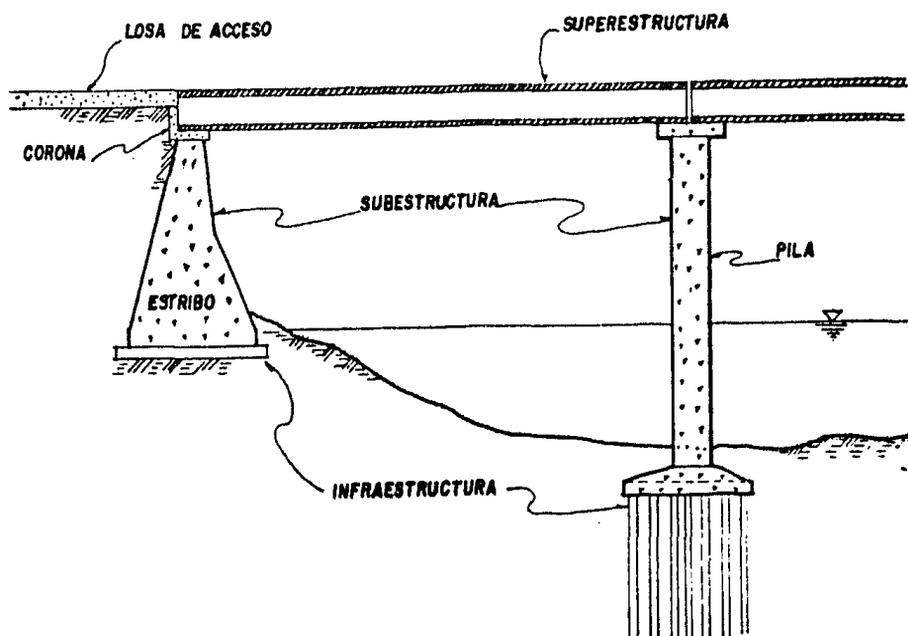


FIGURA IV.1 Elementos que constituyen un puente.

La infraestructura es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente; en una concepción más amplia se incluye también al suelo y/o roca que sirven de sustento. La cimentación puede ser superficial o profunda.

La subestructura es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, y está formada por estribos y/o caballetes y pilas.

La superestructura es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de las distintas cargas y su peso propio a los apoyos. Generalmente consta de traveses longitudinales ligadas por diafragmas transversales y la losa de piso.

Para el proyecto de un puente es necesaria la elección de cada uno de los elementos anteriores, entre los distintos tipos de que se disponga. Este pro-

ceso de elección no es sencillo, ya que el puente como sistema estructural - requiere la definición conjunta de sus elementos constitutivos, tomando en - cuenta una serie de factores como son:

- Las características y requerimientos propios del puente, como son su - geometría, cargas a soportar, etc.
- Las características propias del cauce o depresión que se salva, como - son claros mínimos, altura de las pilas, resistencia del suelo, etc.
- El tipo de estructuras utilizadas en el camino, con el fin de utilizar el mismo equipo de construcción.
- Los materiales y mano de obra disponibles en la región.
- La armonía arquitectónica de la estructura del puente con las usadas - en la región.

Debiendo considerarse todo esto, por supuesto, sin perder de vista el as pecto económico.

Así, caemos en un proceso cíclico de aproximaciones a la estructura ópti ma, en el que se estudian las ventajas y desventajas de ciertos tipos de ci - mentación con algunos tipos de subestructuras y superestructuras, distintos claros, distintas condiciones de apoyo, materiales existentes, accesibilidad a la zona del cruce, etc.

En lo que sigue se presentan en forma más amplia, para cada uno de los - elementos de un puente, los principales factores a considerar en su elección, su influencia sobre los otros elementos del puente, y los tipos usuales y -- sus características.

IV.2.2 INFRAESTRUCTURA O CIMENTACION.

Entre los factores a considerar en la elección del tipo de cimentación es tán:

- Las descargas de la subestructura.
- La resistencia y deformabilidad del suelo.
- La profundidad de socavación.
- El costo y tiempo de construcción.

Conocidas las descargas sobre la cimentación y la resistencia del suelo, se podrá determinar el área de contacto requerida para una zapata. En la medi da que la zapata aumenta, la reacción del suelo sobre ella ocasiona mayores - momentos y esto eleva su costo. Por otro lado la cimentación debe tener la ca pacidad suficiente para evitar el volteo de la estructura por la acción de - las fuerzas horizontales que obran sobre ella, como son la debida al viento, la presión de la corriente, las fuerzas sísmicas, etc., y su comportamiento - deberá ser tal que sus asentamientos no ocasionen problemas a la superestruc - tura.

Al considerar estos aspectos quizá sea más conveniente pensar en una ci - mentación parcialmente compensada o compensada para reducir las cargas netas actuantes sobre el suelo y con ello las deformaciones, o quizá se determine - necesario recurrir a una cimentación profunda que permita el apoyo en estratos más resistentes, menos compresibles y que garantice la estabilidad.

La profundidad de socavación es un factor determinante en la elección del tipo de cimentación, pues aunque se cuente en un nivel relativamente superfi - cial con suelos resistentes, si la socavación es grande se tendrá que usar - una cimentación profunda.

Por otro lado, al elegir el tipo de cimentación se debe tomar en cuenta - que la resistencia, en suelos arenosos, depende de la compactación, por lo que si el suelo es muy resistente, es probable que no haya sido socavado anteriormente.

Respecto al tiempo y costo de construcción, existen algunos criterios para definir la cimentación. Así, por ejemplo, la elección de pilas y cilindros en lugar de pilotes es conveniente cuando en la estratigrafía del suelo aparecen fragmentos de roca de tamaños medianos a grandes (mayores de 25 cm. de diámetro) y en porcentajes mayores de 10 o bien cuando se presentan estratos compactos de arena que hay que atravesar; esto evita grandes retrasos en la construcción ya que la dificultad del hincado de los pilotes no se presenta en las pilas y cilindros, donde el gran peso de los elementos y el método constructivo permite desplazar o retirar las piedras que obstaculicen el hincado. Claro está, que a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado aún de las pilas y los cilindros también lo hace.

El tipo de cimentación que se elija y su comportamiento influyen en la elección de los otros elementos del puente. Si el suelo de cimentación es poco resistente tendrá que decidirse entre: Un mayor número de apoyos para reducir las cargas, lo cual incrementa la cantidad de elementos de subestructura y reduce los claros de la superestructura; el uso de cimentaciones profundas más caras pero que hacen factible la elección de claros de superestructura más adecuados y un menor número de apoyos; y entre cimentar sobre núcleos resistentes como pueden ser afloramientos de roca en las orillas, pero que implican la utilización de claros tal vez no convenientes económicamente.

Así, al hacer el análisis de una cimentación se estudian varias alternativas, eligiendo aquellas que, además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea de fácil ejecución y de costo razonable.

En el inciso III.5.7 se tiene la clasificación de los tipos de cimentaciones, así como una breve descripción de cada uno de ellos.

IV.2.3 SUBESTRUCTURA.

La subestructura de un puente está formada por estribos y pilas. La función de los estribos es soportar los extremos del puente y, generalmente, servir de muro de retención. Las pilas son los apoyos intermedios del puente.

Conviene indicar, para evitar confusiones, que el término pila tiene dos significados diferentes de acuerdo con su uso. Por una parte una pila es un miembro estructural subterráneo que transmite la carga a estratos capaces de soportarla y, por otra parte, una pila es el apoyo para la superestructura de un puente, significado, este último, que deberá dársele en este inciso.

Entre los factores a considerar en la elección de la subestructura están:

- Las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por la superestructura, las actuantes directamente sobre la subestructura y las debidas al empuje de tierras en el caso de estribos.
- La altura de las pilas.
- El material de construcción existente en la región.
- El costo de las pilas y estribos.
- El aspecto estético de las pilas.

Las pilas y estribos deben resistir la acción de diferentes combinaciones de carga debidas a la acción del tráfico, el viento, la presión de la corriente.

te, sismo, etc. En algunas partes de los estribos los esfuerzos máximos pueden ser causados por acciones diferentes a las que producen los máximos esfuerzos en otras zonas, como por ejemplo en el caso del cabezal, donde los mayores esfuerzos provienen de las cargas transmitidas por la superestructura, y la base del muro del estribo, cuyos momentos máximos pueden resultar del empuje de tierras. Asimismo, en las pilas, algunas condiciones de carga serán más desfavorables para los esfuerzos y otras para la estabilidad de la estructura. La estabilidad de las pilas se debe revisar suponiendo que no exista la superestructura cuando se consideren las cargas horizontales de viento, sismo, etc., ya que esta condición es crítica.

Cuando las pilas están sujetas a la acción de la corriente del agua, conviene hacer los bordes de la pila redondeados o con forma hidrodinámica para reducir la presión de la corriente.

La altura de las pilas interviene desde el punto de vista de su costo y de que al aumentar su tamaño verticalmente, aumentan fuertemente los elementos mecánicos de diseño, y aumenta la posibilidad de falla por esbeltez.

Generalmente los materiales que forman la subestructura son el concreto, el acero, y la mampostería. La elección de estos materiales es importante e implica el conocimiento de algunos parámetros tales como la posibilidad de fabricar o acarrear concreto a la obra, o de la existencia de piedra en la zona, lo cual nos puede llevar a elegir elementos de mampostería, siempre y cuando se tenga una altura razonable en dichos elementos. Las pilas de mampostería son económicas hasta alturas de 14 a 16 metros, en tanto que los estribos lo son hasta alturas de unos 11 metros (Referencia 30).

La piedra es algunas veces usada como revestimiento para incrementar la resistencia a la erosión, especialmente cerca de la superficie de la corriente si esta existe, o bien es utilizada para dar una mejor apariencia.

Cuando se utilizan elementos de acero como pilas, deben protegerse de la humedad mediante pinturas o revestimientos que pueden ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

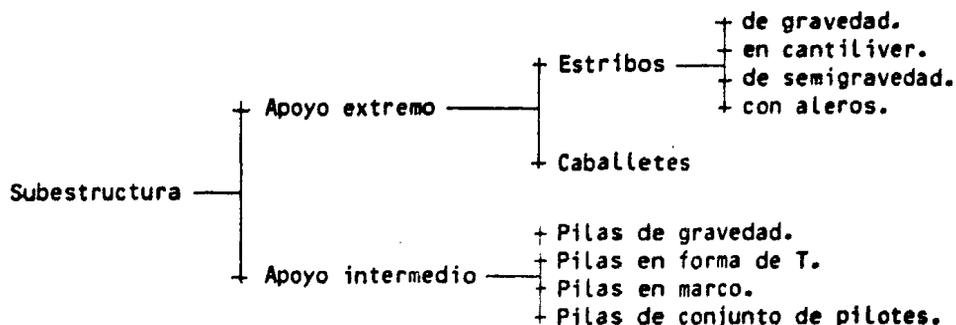
Por mucho tiempo, las subestructuras fueron diseñadas sin considerar el aspecto estético, pero actualmente el ingeniero proyectista toma en cuenta el efecto estético que en el puente presenta el manejo de diferentes formas de las pilas y estribos. El concreto, por su facilidad de moldeo ofrece por sí mismo una ventaja para el desarrollo arquitectónico, sobre todo en las pilas donde existe más libertad para darles formas distintas. Sin embargo, el costo siempre debe considerarse al elegir la forma de la subestructura.

Si el puente tiene que pasar a gran altura sobre el terreno, o las condiciones de cimentación son deficientes, los costos por pila son altos, y la economía de la obra en su conjunto se logra aumentando las luces entre los apoyos, con el objeto de reducir el número de pilas. Una regla conocida en la ingeniería de puentes, establece que por lo que se refiere al costo, la mejor economía se logra cuando el costo de la superestructura es igual al de la subestructura (Referencia 37). Para que esta regla sea totalmente aplicable, la altura de las pilas, los materiales de cimentación y otras condiciones de construcción deben ser iguales para cada pila.

Los elementos de subestructura se pueden clasificar como se indica en el cuadro IV.1. A continuación se dan las características de los diferentes tipos cuando son construidos de concreto.

a) Estribos de gravedad.

Estos estribos son de construcción simple y son usados en forma económica hasta alturas de 5 metros, pues para alturas mayores el volumen de concreto -



CUADRO IV.1

es muy grande. En las figuras IV.2.a y b se muestran las secciones típicas de estos estribos.

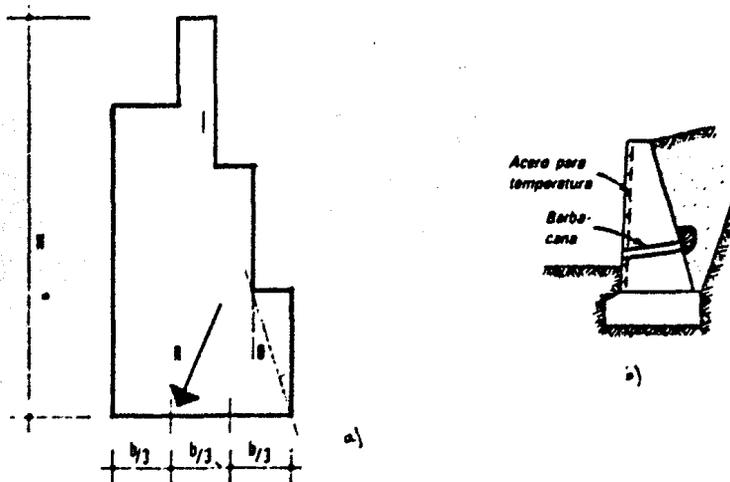


FIGURA IV.2 Estribos de gravedad.

En la práctica se limita el ángulo θ a no más de 30° .

La estabilidad de estos estribos depende completamente del peso propio y del suelo que se apoye en ellos. Para que su comportamiento sea adecuado, la resultante de las fuerzas que actúan sobre él y las de su peso deben pasar por el tercio medio de la base, como se indica en las figuras, con lo cual se evitan las tensiones en dicha base (En el inciso III.5.10 se presenta el análisis de las fuerzas que actúan sobre los estribos.).

Cuando se espere que ocurran desplazamientos diferenciales del suelo, no es recomendable el uso de estos estribos, ya que no tienen flexibilidad para adaptarse a los movimientos, a menos que se construya en secciones cortas e -

independientes.

Los estribos de gravedad de concreto sufren agrietamiento durante el proceso de fraguado, por lo que es conveniente utilizar cemento Portland de bajo calor en su construcción. Es recomendable también colocar un pequeño armado en la cara expuesta a la intemperie para evitar el agrietamiento futuro por cambios de temperatura.

b) Estribos en cantiliver.

Este tipo de estribos puede dividirse en tres:

b.1) Estribos en cantiliver libre.

Este tipo de estribos resulta económico hasta 7 metros de altura. Para alturas mayores el refuerzo requerido por los momentos crece tanto que es preferible utilizar contrafuertes. En la figura IV.3 se presenta la sección de estos estribos.

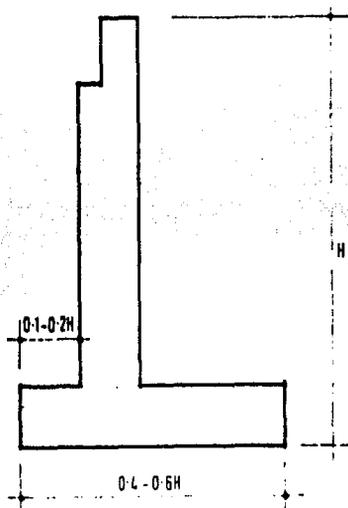


FIGURA IV.3 Estribos en cantiliver libre.

b.2) Estribos en cantiliver con contrafuertes.

Este tipo de estribos es utilizado en alturas superiores a los 7 metros. El espaciamiento de los contrafuertes es del orden de $1/3$ a $1/2$ de la altura del estribo y las paredes de retención se diseñan como losas apoyadas en los contrafuertes.

En la figura IV.4 se indica la sección de estos elementos.

b.3) Estribos en cantiliver apuntalado.

Cuando los claros del puente son menores de 10 metros, no es necesario de jar juntas de expansión para la losa, pudiéndose construir pegada al estribo. Esta condición permite calcular los estribos como vigas apoyadas en sus extremos para el empuje de tierras. Para esto, es necesario montar la losa del puente antes de colocar el relleno.

Este tipo de estribo se ilustra en la figura IV.5.

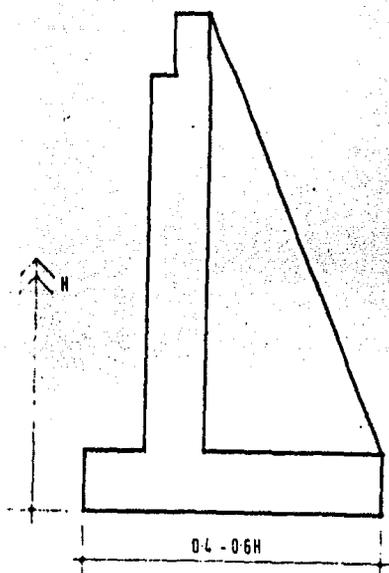


FIGURA IV.4 Estribos en cantiliver con contrafuertes.

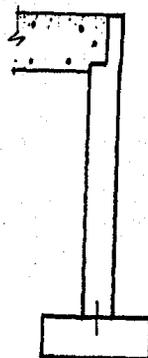


FIGURA IV.5 Estribos en cantiliver apuntalado.

c) Estribos de semigravedad.

Este tipo de estribo es algo más esbelto que el de gravedad y requiere de refuerzo consistente en varillas verticales colocadas a lo largo del paramento interior y otras que se continúan dentro de las zapatas. Asimismo, al igual que en los muros de gravedad es conveniente colocar un armado por temperatura en la cara expuesta (Figura IV.6).

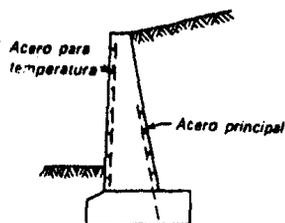


FIGURA IV.6 Estribos de semigravedad.

El uso de estos estribos es recomendable sobre los de catiliver cuando lo más importante sea su permanencia y los bajos costos de mantenimiento, pues - su mayor espesor, aunque ocasiona un mayor costo inicial, los hace más resistentes a los agentes erosivos.

d) Estribos con aleros.

Para aumentar la estabilidad del muro de retención se utilizan aleros -- construidos monolíticamente con el muro que sirve de apoyo al puente (Figs. IV.7 y IV.8). Estos aleros pueden ayudar a la retención del terraplén de acceso al puente, en cuyo caso es conveniente ligarlos entre sí.

Cuando los aleros son paralelos al eje del camino los estribos reciben el nombre de estribos en U . El desarrollo posterior de los estribos en U dió lugar a los estribos en cajón (Fig. IV.9).

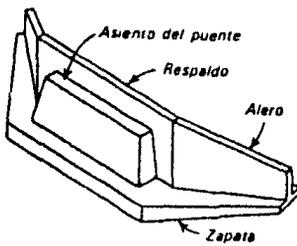


FIGURA IV.7 Estribo con aleros no paralelos al eje del camino.

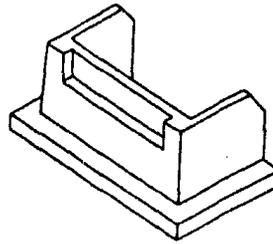


FIGURA IV.8 Estribo en U.

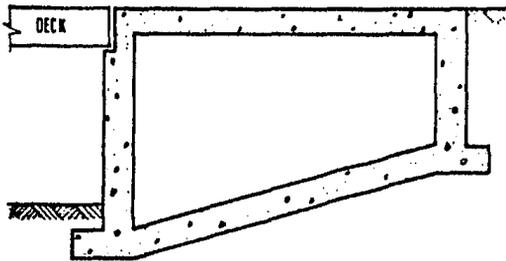


FIGURA IV.9 Estibos en cajón.

e) Caballetes.

El caballete puede considerarse como un tipo especial de estribo, en el que no existe el muro de retención y se permite el desarrollo del talud del terraplén a través de él (Fig. IV.10). Este tipo de apoyos requiere menos material que los estribos de retención, pero cuando el talud es muy tendido puede implicar claros mayores para el puente.

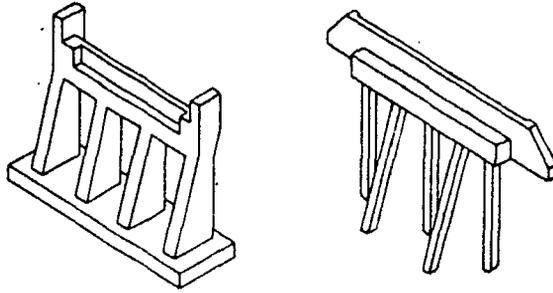


FIGURA IV. 10 Caballetes.

f) Pilas de gravedad.

Este tipo de pilas son de diseño simple y el procedimiento constructivo es fácil, económico y relativamente rápido. Se utiliza cuando la altura del puente es baja, para alturas mayores se puede construir la parte inferior maciza y la superior hueca.

El refuerzo en este tipo de pilas es el necesario por contracción del concreto y los cambios de temperatura. Consiste en varillas verticales en la periferia y estribos horizontales.

Este tipo de pilas se indica en la figura IV.11.

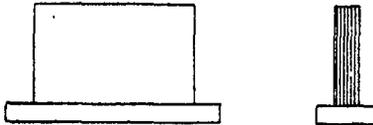


FIGURA IV.11 Pila de gravedad.

g) Pilas en forma de T.

Este tipo de pilas es utilizado cuando la altura del puente es tal que la pila de gravedad deja de ser económica por los grandes volúmenes de concreto. Estas pilas constan de un cuerpo vertical circular o rectangular, macizo o hueco, que en la parte superior se amplía a manera de T para dar apoyo a las traves longitudinales de la superestructura (fig. IV.12). Este elemento horizontal de soporte se refuerza con varillas horizontales que resisten el momento de cantiliver, y con estribos que resisten el cortante.

El cuerpo vertical de la pila debe diseñarse para soportar los momentos que le transmita la ampliación superior y su área de acero está limitada a por lo menos el 1% del área de concreto de la sección transversal, lo cual es suficiente para alturas moderadas.

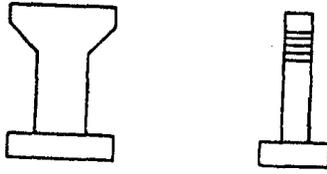


FIGURA IV.12 Pila en forma de T.

h) Pilas en marco.

Este tipo de pilas se ilustra en la figura IV.13. Se utiliza cuando la altura del puente y las fuerzas horizontales actuantes ocasionen fuertes momentos que en el caso de pilas en T requieren de grandes secciones y refuerzos. Las columnas pueden ser verticales o ligeramente inclinadas para aumentar la estabilidad, y su sección puede ser uniforme o aumentar de arriba hacia abajo.

Para rigidizar la estructura y reducir los efectos de esbeltes de las columnas se pueden usar traveses horizontales.

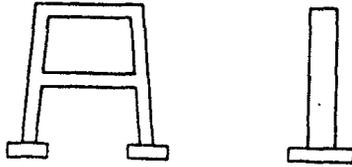


FIGURA IV.13 Pila en marco.

i) Pilas formadas por conjunto de pilotes.

Cuando la altura del puente es baja y para su cimentación se requiere de pilotes, éstos se pueden extender y ligar entre sí para dar apoyo a la superestructura (Fig. IV.14).

Algunos de los pilotes se inclinan para dar mayor estabilidad a la estructura a la acción de fuerzas horizontales.

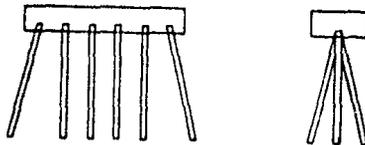


FIGURA IV.14 Pilas formadas por conjunto de pilotes.

IV.2.4 SUPERESTRUCTURA.

Para elegir el tipo de superestructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para la construcción y funcionamiento del puente.

Con una buena información podrá realizarse una elección adecuada de la cual depende ampliamente la economía de la obra; es por esta razón que puede decirse que la elección de tipo de superestructura es el aspecto más importante y a la vez el más difícil en el proyecto de puentes, pues se logra una mayor economía con una buena elección que con refinamientos de diseño (Referencia 33).

Entre los factores a considerar para la elección del tipo de superestructura, tenemos los siguientes aspectos:

1.- Aspectos topográficos. Ya que en función de la topografía de la zona del cruce se pueden sugerir algunos tipos de superestructuras (evidentemente asociadas a posibles tipos de subestructuras y cimentaciones).

2.- Aspectos relacionados con el área bajo el puente. Ya en el capítulo III se habló de los requerimientos de área hidráulica bajo el puente para permitir el paso del gasto de diseño, debiéndose ahora considerar los siguientes factores en relación al paso de cuerpos flotantes:

a) Altura libre vertical: Que es la altura entre la superficie del agua para el gasto de diseño y la parte inferior de la superestructura; debe permitir el paso de cuerpos flotantes. Este factor puede restringir el peralte de la superestructura en el caso de estar ya fija la rasante del camino.

b) Claro mínimo: Que debe haber entre los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

3.- Aspectos de tránsito. Deben considerarse todos aquellos datos relacionados con las condiciones del tránsito local y de largo itinerario, ya que éstos pueden hacer variar el ancho de calzada del puente y su capacidad de carga, y, a su vez, esto puede hacer variar el tipo de superestructura que se adopte.

4.- Aspectos de construcción. Se tomarán todos aquellos datos de la zona del cruce inherentes a la construcción futura del puente, tales como materiales disponibles en calidad, cantidad y costo, accesibilidad a la obra, sueldos y jornales en la región, sistemas y equipos de montaje factibles, etc.

La mayor parte de la información requerida en los renglones superiores es proporcionada por las brigadas de localización en los 'Informes de Campo para Proyecto de Puentes y Viaductos'. Estos informes son formas impresas o 'machotes' elaborados por la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. En el capítulo III se incluye una de estas formas.

Considerando la información anterior y los factores que intervienen para la elección de cimentación y subestructura, se pueden determinar las características generales del puente; longitudes de los tramos, longitud total, altura mínima necesaria, tipos de cimentación y subestructuras factibles, ancho de calzada y ancho total, y tipo de carga móvil de diseño. Definido lo anterior, se puede decir que se inicia la elección del tipo de superestructura, ya que habrá muchos tipos que cumplan por igual todas estas condiciones, pero habrá una que presente las mayores ventajas en su construcción y principalmente económicas. Es por esto que se deberán realizar varios anteproyectos, tomando muy en cuenta los tipos de materiales existentes en la zona, las condi-

ciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento de construcción.

Obviamente, se elegirá aquel anteproyecto que resulte más económico, pero para estar seguros que así es, se requiere que la valuación de los anteproyectos se haya efectuado correctamente, es decir, que la determinación de los precios unitarios de cada uno de los conceptos que se tienen, estén bien analizados.

No es fácil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo óptimo de superestructura en el proyecto de puentes, pero puede normarse el criterio en base a la experiencia en el proyecto y construcción, y en el conocimiento del análisis de precios unitarios. En lo que resta de este subinciso se presentan algunas definiciones o clasificaciones de tipos de superestructuras, a manera de ayuda para la elección de éstas.

Un criterio para la selección del tipo de superestructura para un puente dado, lo proporciona la determinación estática que pueda proporcionársele. Esto se incluye a continuación.

- Puentes determinados o indeterminados estáticamente (exteriormente).

Cuando el claro por salvar con un puente es lo suficientemente grande para requerir de múltiples tramos, el ingeniero proyectista debe elegir entre una superestructura determinada o indeterminada estáticamente. En el primer caso se pueden utilizar una serie de tramos simplemente apoyados, o tramos en voladizo, y en el segundo caso, tramos continuos.

En la figura IV.15 se muestran las disposiciones anteriores, para un puente de tres claros.

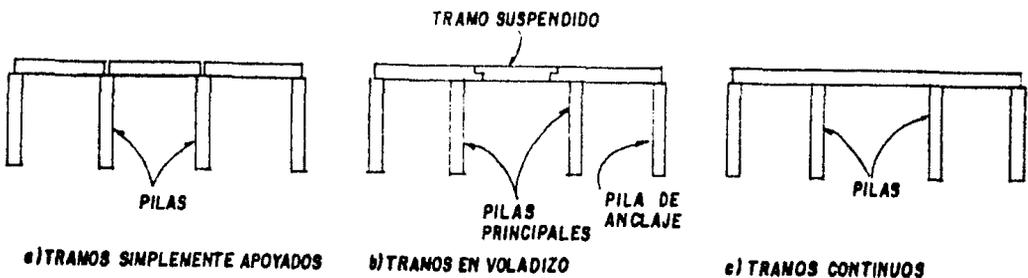


FIGURA IV.15 Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente.

Entre las ventajas de los tramos simplemente apoyados, contra los tramos continuos, tenemos:

- 1.- La estructura es estáticamente determinada, lo que simplifica el análisis.
- 2.- Pueden utilizarse donde las condiciones de cimentación son deficientes, ya que los asentamientos diferenciales de las pilas no incrementan los esfuerzos en las trabes longitudinales.
- 3.- La erección es más sencilla y rápida.
- 4.- Los tramos pueden ser prefabricados.

Y las ventajas de los tramos continuos, sobre los tramos simplemente apoyados:

- 1.- Se puede tener un ahorro apreciable de material en la superestructura
- 2.- Se requiere de menor número de apoyos, ya que es posible realizar tramos más largos.
- 3.- Se reducen las vibraciones y las deflexiones.
- 4.- Las fuerzas longitudinales en la superestructura pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de transportarlas parcialmente a las pilas.
- 5.- Los tramos continuos resisten cargas de ruptura mayores.
- 6.- Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.
- 7.- Se requieren menos dispositivos de expansión
- 8.- Se puede lograr una apariencia más agradable, debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y del peralte de las trabes.

Respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados, cada uno con extremos sobresalientes o volados (como se muestra en la figura IV.15) y con otro tramo simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo.

En los puentes en voladizo es posible aprovechar la simplicidad de análisis de una estructura isostática y las ventajas de un puente continuo. Esto se logra localizando articulaciones en los puntos de inflexión en el claro central de la estructura respecto a las cargas muertas, ya que dichos puntos se desplazan para la carga viva. Para tramos largos, con sus grandes cargas muertas, los puentes en voladizo se comparan muy favorablemente con la construcción -- continua, pero en tramos cortos, la construcción continua será más económica (Referencia 37).

Los puentes en voladizo poseen también la ventaja del montaje en voladizo, además de las ventajas de los tramos simplemente apoyados. Entre las desventajas de los puentes en voladizo están que son menos rígidos que los puentes de tramos continuos, requieren conexiones articuladas especiales, y puede haber levantamientos en las pilas de anclaje (estribos) y requerirse que existan reacciones muy grandes en las pilas principales (ver figura IV.15).

Al inicio del diseño del puente, el ingeniero proyectista debe hacer una selección en base a las ventajas y desventajas mencionadas anteriormente para cada caso. Como cada sitio es diferente, el peso de las ventajas mencionadas no es el mismo para distintos puentes.

Si las condiciones de cimentación son buenas, y otras características del sitio indican tramos medios o largos, la estructura continua muestra el menor costo. Para tramos cortos, sólo hay una pequeña diferencia en el costo, y la velocidad y simpleza de la erección pueden favorecer el uso de tramos simplemente apoyados. Cuando se utilizan elementos prefabricados, los tramos simplemente apoyados son los utilizados más frecuentemente. Las vigas de concreto - coladas 'in situ' pueden ser fácilmente formadas como vigas continuas, y el ahorro en peso y una más agradable apariencia (con vigas de peralte variable) son ventajas definitivas.

Un puente continuo puede tener dos o más tramos, sin embargo, cinco tramos continuos son usualmente el máximo, ya que las expansiones y las fuerzas longitudinales en la subestructura se tornan en difíciles problemas para puentes largos. Las superestructuras continuas usuales en puentes constan de tres tramos, siendo el tramo central de 1/5 a 1/3 más largo que los tramos extremos. En cuanto a puentes de dos tramos, los tramos continuos resultan ser sólo un poco más económicos que los tramos simplemente apoyados (Referencia 28)

La realización de diseños alternativos, y la determinación de sus costos, complementarán la selección entre tramos continuos y simplemente apoyados.

- Puentes de paso inferior, superior y a través.

Otros aspectos importantes para la elección del tipo de superestructura, lo constituyen las necesidades de altura libre vertical bajo la misma y el nivel requerido de la rasante del camino. Esto da origen a los puentes de paso inferior, superior y a través.

En los puentes de paso inferior, el sistema de piso se conecta a la porción inferior de los miembros principales de carga, que se contraventean sobre los vehículos. Este tipo de puente es especialmente útil en el caso de que haya escasa altura libre vertical entre el nivel del agua de la avenida de diseño y la rasante del camino, de modo que no se pueda alojar en ese espacio el peralte del puente y que por razones de construcción del camino se prefiera no modificar el nivel de la rasante.

De igual forma que en el caso anterior, si se tienen restricciones por la altura libre vertical y el nivel de la rasante, pero el sistema de piso se conecta en la porción media de los miembros principales de carga y no existe contraventeo encima del tránsito, se dice que el puente es de paso a través. Para reducir el efecto de confinamiento sobre los usuarios de los puentes, los puentes de paso inferior y a través se construyen con armaduras metálicas, de aquí que los puentes de paso a través se denominen puentes de armaduras enanas o 'puentes pony'. Este tipo de puente no es usado actualmente.

En los puentes de paso superior, el sistema de piso se coloca en la parte superior de los miembros principales de carga, de modo que no se requiere contraventeo alguno sobre su parte superior, por encima de los vehículos. Los puentes de paso superior tienen todas las ventajas sobre los de paso inferior, excepto la de la altura libre vertical abajo de él, a partir de la rasante. Hay espacio libre ilimitado en el sentido vertical y horizontal sobre el sistema de piso, de modo que la expansión futura es más factible. Otra ventaja muy importante es que las armaduras o trabes de apoyo pueden colocarse muy cerca unas de otras, reduciendo los momentos transversales en el sistema de piso, que resulta más simple que en los puentes de paso inferior y a través.

Ya sin existir la restricción de altura libre vertical, el tipo de puente más usual es el de paso superior por las ventajas que posee sobre los otros tipos, además de tener una apariencia más agradable.

- Puentes con grande y pequeña altura libre bajo ellos. Puentes móviles.

Para la elección del tipo de superestructura para un puente que cruce una vía navegable, el ingeniero proyectista puede elegir entre un puente de gran altura libre, o un puente de pequeña altura libre, pero con un tramo móvil. La altura libre a que se hace referencia, corresponde a la distancia libre vertical entre la parte inferior del puente y la superficie del agua correspondiente al nivel de aguas máximo ordinario.

Los puentes de gran altura libre, permiten el paso del tránsito fluvial bajo la superestructura sin interrumpir el tránsito de vehículos sobre ellos. Este tipo de puentes tienen costos iniciales mucho más grandes que los puentes de pequeña altura libre, sus accesos requieren de grandes longitudes de desarrollo, tienen pendientes fuertes y pueden obstruir calles en áreas urba-

nas.

Los puentes de pequeña altura libre tienen costos iniciales menores, requieren de longitudes de desarrollo más pequeñas para sus accesos, permiten el paso rápido de los vehículos (cuando no está pasando un barco) y los costos de operación de los vehículos que los cruzan son reducidos. Por otra parte, los puentes de pequeña altura libre, con secciones móviles, representan siempre una molestia para el tránsito de vehículos y barcos, siendo un riesgo real para el tránsito terrestre en caso de emergencia para el uso del equipo de bomberos, ambulancias, etc.. Requieren gastos adicionales para los operados que abren y cierran el puente, así como el costo de la maquinaria y la energía para abrir y cerrar.

Los tres tipos usuales de puentes móviles son: el puente giratorio, el puente levadizo vertical y el puente basculante.

El puente giratorio está soportado por una pila central y gira horizontalmente. El puente gira sobre una mesa giratoria, como se muestra en la figura IV.16

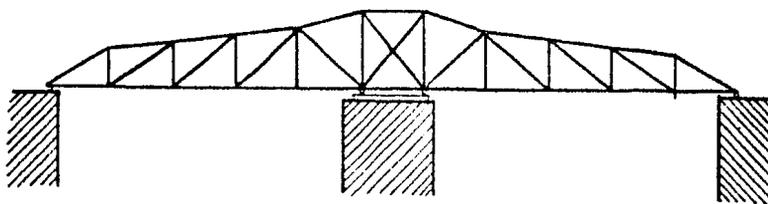


FIGURA IV.16 Puente giratorio.

Con los puentes giratorios no hay problema con la altura libre vertical, pero la pila central representa un obstáculo para los barcos.

En el puente levadizo vertical, el tramo móvil es izado verticalmente sobre el área libre de navegación, como se muestra en la figura IV.17. Este tipo de puente es utilizado cuando el espacio libre horizontal requerido es mayor que la altura libre vertical necesaria.

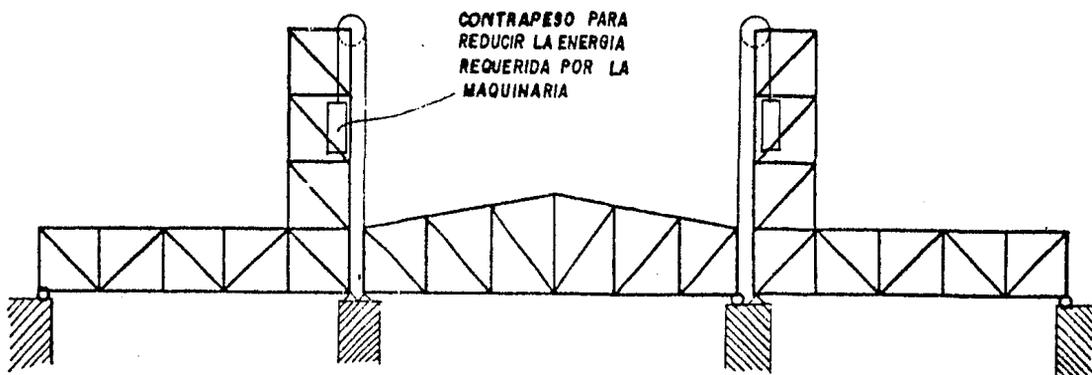


FIGURA IV.17 Puente levadizo vertical.

Los puentes basculantes son aquellos en los que el tramo móvil gira verticalmente en sus extremos, usualmente mediante algún sistema de contrapeso (figura IV.18). Esta solución es satisfactoria cuando se requiere un espacio libre angosto, pero alto.

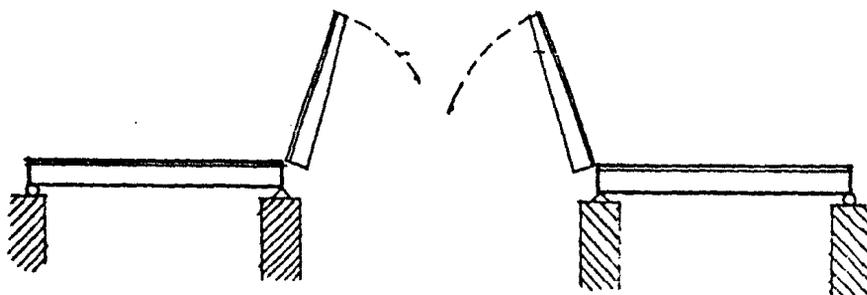


FIGURA IV.18 Puente basculante.

Los puentes de gran altura libre probablemente se seleccionan para el tránsito de carretera o para un cruce en un área rural o para algún lugar donde de la vía navegable por cruzar sea muy ancha. Por otro lado, los puentes móviles deberán ser tomados en consideración seriamente sobre los de gran altura para el tránsito ferroviario, para áreas urbanas, o para casos donde se requiera una gran altura libre (y probablemente angosta), sobre la vía navegable.

- Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

En la tabla IV.1 se incluyen distintos tipos de superestructuras y los claros en que son usados generalmente, aunque son variables los valores dados (Referencias 30, 32 y 37).

Como se puede observar en la tabla IV.1, para muchos claros se pueden utilizar distintos tipos de superestructuras, y su selección dependerá de los factores indicados más arriba y de las características propias de cada tipo.

De acuerdo al claro se ha encontrado que la solución más eficiente para claros mayores de 4 metros es el empleo de traveses longitudinales paralelas al tránsito, soportando una losa cuyo espesor mínimo es de 15 cm ; con este criterio, el número de traveses y su separación dependerá del claro máximo que pueda aceptar la losa. El esfuerzo principal de la losa es perpendicular al tránsito. Para puentes cuyos claros son menores de 4.0 metros se utiliza la solución a base de una losa maciza, cuyo refuerzo principal es paralelo al tránsito.

La estructuración mencionada se utiliza frecuentemente en claros hasta de 40 metros. Cuando el claro es mayor de 12 metros es económico el uso de vigas de concreto preesforzado; esta solución facilita el uso de vigas prefabricadas, placas y losa colada in situ, aunque la longitud de las vigas se limita a unos 20 metros por problemas de transporte.

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLAROS
PUNTES DE CONCRETO REFORZADO	
Losa plana maciza.	Hasta 10 metros
Losa plana aligerada.	de 9 a 20 metros
Losa nervurada.	de 15 a 30 metros
Vigas sección T	de 9 a 25 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas	de 25 a 35 metros
Vigas sección cajón. continuas.	de 25 a 45 metros
PUNTES DE CONCRETO PREESFORZADO	
Vigas simples.	de 15 a 30 metros
Vigas compuestas.	de 25 a 45 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas sección cajón. Continuas.	de 30 a 60 metros
PUNTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado.	de 10 a 15 metros
Vigas de placa compuestas. Simplemente apoyadas.	de 20 a 40 metros
Vigas de placa compuestas. Continuas.	de 30 a 70 metros
Vigas de placa. preesforzadas.	de 30 a 45 metros
Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas de sección cajón. Continuas.	de 40 a 80 metros
Armadura simple.	de 45 a 180 metros
Armadura continua.	de 75 a 240 metros
Armadura en voladizo.	de 150 a 550 metros
OTROS TIPOS	
Tridilosa. Simplemente apoyada.	de 9 a 60 metros *
Tridilosa. Continua.	de 25 a 70 metros *
En arco.	de 30 a 500 metros
Atirantados.	de 150 a 400 metros
Colgantes.	de 300 a 1500 metros

* Datos proporcionados por el Ing. Heberto Castillo.

TABLA IV.1 Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

IV.3 ANALISIS DE CARGAS

IV.3.1 INTRODUCCION

En el diseño de las estructuras, en este caso puentes, se incluye la determinación del tamaño y de la forma de los miembros y de sus conexiones, y el principal requisito es que las estructuras deben soportar con seguridad todas las cargas que se le apliquen. Por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas y sus posibles combinaciones.

Los ingenieros proyectistas deben determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura, ya que no es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de carga concebibles, ni las fuerzas excepcionalmente grandes; por lo tanto, el proyecto es necesariamente incierto. Se puede hacer una valuación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños a seres humanos, pero en la actualidad, los ingenieros proyectistas apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. En vez de esto, para simplificar el proyecto de estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones y en la lógica (Ref. 26).

Los reglamentos actuales indican, por una parte, las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizan do hipótesis de dimensionamiento derivadas de un número suficiente de pruebas de laboratorio con objeto de lograr predecir mecanismos de falla bajo la acción de uno o varios elementos actuantes, y por otra, se preocupan de la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

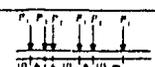
Los reglamentos actuales de puentes se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios, y esto es debido a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de las cargas, pero a medida que se va teniendo mayor información de los ensayos de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose con los reglamentos de construcción vigentes de estructuras urbanas (Ref. 33).

En los reglamentos se distinguen usualmente tres tipos de acciones de tráfico:

- a) Cargas repartidas por vía de circulación.
- b) Cargas concentradas por eje.
- c) Cargas de vehículo.

No obstante existen diversos criterios, según los reglamentos de distintos países, en cuanto a la consideración y modo de aplicación de las cargas. A veces se especifica distintos tipos de carga, según el tipo de esfuerzos que se calcula (esfuerzos locales o globales). Por su interés comparativo se resumen en las tablas IV.2 y IV.3 los reglamentos de las acciones de tráfico sobre puentes de carreteras existentes en diversos países. Corresponden a las acciones más desfavorables consideradas en los puentes de máxima categoría de carretera (Ref. 36).

Especificaciones de cargas maximas por via

País	Tipo de carga	Luz (L) (m)	Carga uniforme (kN/m ²)	Española de carga (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)	Reduccion	Observaciones
Alemania	Clase 60	—	0,30 o 0,50 (con vehiculos) 1,0 (sin vehiculos)	—	—	Si no actua, el vehiculo de 60 t. entonces u = 3,0 actua en todas las vias. Si actua el vehiculo, ver tabla 12	
Espana	—	—	0,40	—	—	—	Se aplican con el vehiculo de 60 t.
Gran Bretaña	HA	6,5-23 30	—	1,15 1,77	12,25 12,25	Se reducen el 33%, la carga en la tercera y siguientes vias	Varia con L. Se han indicado solo algunos valores
Italia	I	6 24 30	—	10,0 4,4 4,1	—	Estos valores se corresponden a la primera via. En las restantes vias existen importantes reducciones	Se aplican estos valores al calculo de flexion
Japon	T-20	— 80 — 80	0,35 — 0,43-10 ⁻³ L	5,0 — N	—	u se entiende en un ancho de 5,5 m y 0,5 u en el restante	Se aplica el proyecto de vigas principales
Suecia	—	— 10 — 10-90 — 90	—	2,4 Variacion lineal 1,1	14	50% para las vias tercera y siguientes	Dos ejes de 14 t. constituyen la alternativa a la carga p
URSS	—	—	—	—	Grupos de vehiculos como se indican en las observaciones con P ₁ = 6 t, P ₂ = 12	Si N = 3, 15% Si N = 4, 25%	
USA	AASHTO-HS20	—	—	0,95	8,17 (flexion) 11,80 (cortantes)	Si N = 3, 10% Si N = 4, 25%	

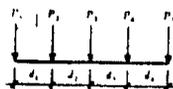
Notas: L = Luz; N = Número de vias de circulación.

TABLA IV.2

Especificaciones de cargas maximas de vehiculo

País	Tipo de carga	N1	N2	B	C1	C2	P	S	P1	P2	P3	P4	P5	d1	d2	d3	d4	Observaciones
Alemania Occ	Clase 60	3	2	2	0,6	0,2	60	3,0	20	20	—	—	—	1,5	1,5	—	—	Vehiculo ocupa una superficie 6,0 x 1,0 m. Resto de la via a 0,5 m ² . Las vias restantes a 0,3 m ²
Espana	—	3	2	2	0,6	0,2	60	3,5	20	20	—	—	—	1,5	1,5	—	—	La carga del vehiculo se suma con 0,4 m ² en todas las vias de circulacion
Gran Bretaña	HH	4	4	0,9	0,15	0,07	180	3,0	45	45	45	45	—	1,8	6,0	1,8	—	Este vehiculo se considera con 1/3 de la carga HA en las otras vias
Italia	—	—	—	—	—	—	—	3,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	No especifica vehiculo extraordinario
Japon	T-20	2	2	1,75	0,12	0,2	20	2,75	4	16	—	—	—	40	—	—	—	La carga T se utiliza solo para losas y forjados. El vehiculo principal seguido por otros con factor 0,75, separadas entre si 14,0 m
Suecia	—	4	—	—	—	1,0	100	3,0	20	20	20	20	20	3,0	1,5	1,5	3,0	La posicion transversal del vehiculo depende del ancho de la via. Los ejes de las ruedas se distribuyen uniformemente
URSS	NK 80	4	2	2,1	0,8	0,2	80	3,0	20	20	20	20	—	1,2	1,2	1,2	—	Cargas en aceras de 0,7 m ² y carga concentrada de 0,3 t.
USA	H20-S16-44	3	2	1,8	—	—	32,6	3,0	16	14,5	14,5	—	—	4,27	4,27	9,00	—	Un vehiculo por via de circulacion. La distancia entre las dos ruedas traseras puede variar entre 4,27 y 9,00 m.

Notas:
N1: Número de ejes
N2: Número de ruedas eje
C: Ancho de la via (m)
B: Separacion transversal entre ruedas (m)



d1: Ancho de contacto de la rueda (m)
d2: Longitud de contacto de la rueda (m)
P: Carga total (t)
P1, P2, P3, P4, P5
d: d1 = 1, 2, 3, 4

TABLA IV.3.

En la figura IV.18 se muestran los valores del momento flexionante máximo, por unidad de ancho, en un puente simplemente apoyado de una sola vía de circulación, en función del claro del mismo.

En la misma figura se observan las importantes diferencias que existen - según los reglamentos de distintos países y se comprenden las consecuencias que éstas cargas específicas tienen en el proyecto, construcción y, en suma, en el costo del puente.

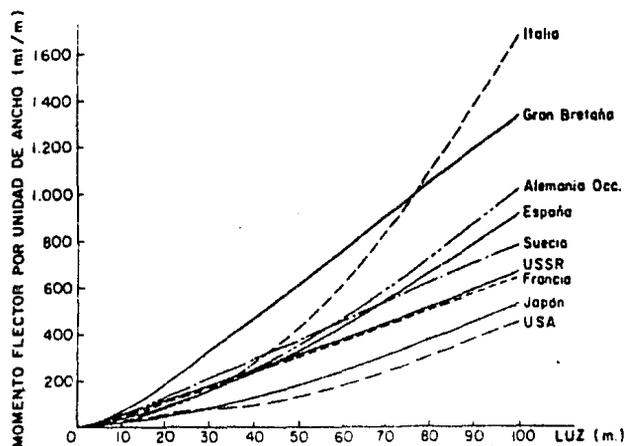


FIGURA IV.18. Momentos flexionantes máximos por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países.

Para llevar a cabo el diseño y construcción de puentes, en México, se emplean comúnmente las siguientes especificaciones (Ref. 30):

- a. Secretaría de Obras Públicas, 'Especificaciones de Puentes para Caminos', México, D.F., 1960.
- b. American Association of State Highway and Transportation Officials - (AASHTO), 'Standard Specifications for Highway Bridges', Washington, 1973.
- c. American Railroad Engineering Association (AREA), 'Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles'.

Para el caso de puentes de caminos, tanto las especificaciones de SOP - (Ref. 27) como las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, que se incluyen a continuación (Refs. 27 y 28).

IV.3.2 CARGA MUERTA.

La carga muerta consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La determinación de la carga muerta del puente implica un proceso iterativo, ya que el verdadero peso del puente sólo puede determinarse hasta que

el puente ha sido diseñado. Por lo tanto, es necesario hacer una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso de refinamiento hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Un estudio de puentes semejantes puede ayudar para obtener la estimación preliminar de la carga muerta.

Para la determinación de la carga muerta se incluyen en la tabla IV.4 - los pesos volumétricos de algunos materiales que son usados comúnmente en puentes.

Acero o acero fundido	7850 kg/m ³
Hierro fundido	7800 "
Aluminio, aleaciones	2800 "
Madera (tratada o sin tratar)	800 "
Concreto simple	2300 "
Concreto reforzado	2400 "
Mampostería de piedra	2720 "
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 "
Arena, tierra y grava, sueltas	1600 "
Macadam o grava, compactados con aplanadora	2240 "
Relleno de escorias	960 "
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 "
Tablón asfáltico	1730 "
Vía de F.C. (riel, guardarriel y accesorios de - vía) por metro lineal de vía	298 kg

TABLA IV.4. Pesos volumétricos para la determinación de la carga muerta en puentes.

IV.3.3 CARGA VIVA

Las cargas vivas para caminos que se consideren sobre la calzada de los puentes, consistirán en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

IV.3.3.1 CARGA VIVA DE CAMIONES

Esta carga viva se define mediante camiones tipo, o bien, mediante carga uniformemente distribuida sobre un carril, que equivale a un convoy de camiones. Se dan dos cargas tipo: las cargas tipo 'H' y las tipo 'HS'.

Cargas tipo 'H'.

Consisten en camiones de dos ejes o bien la carga uniforme correspondiente actuando sobre un carril. Estas cargas se designan por la letra 'H' seguida de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2000 - libras) del camión tipo.

Se tienen tres camiones tipo (cargas):

- + H 20-44
- + H 15-44
- + H 10-44

Las dos últimas cargas son el 75 y 50% respectivamente de la carga H 20. En la figura IV.19 se muestran las cargas tipo, en donde W = peso total del camión y carga, y en la figura IV.20 se muestran las cargas equivalentes por carril correspondientes. Las cargas equivalentes por carril equivalen a un tren o convoy de camiones transitando sobre el puente; el desarrollo de la carga uniforme equivalente por carril para los camiones tipo se hizo con la idea de simplificar los cálculos en el análisis del puente.

Cargas tipo 'HS'.

Consisten en un camión tractor con semirremolque o carga uniformemente distribuida sobre un carril. Estas cargas se designan por las letras 'HS' seguidas del peso bruto del camión en toneladas inglesas.

Se tienen dos camiones tipo (cargas):

- + HS 20-44
- + HS 15-44

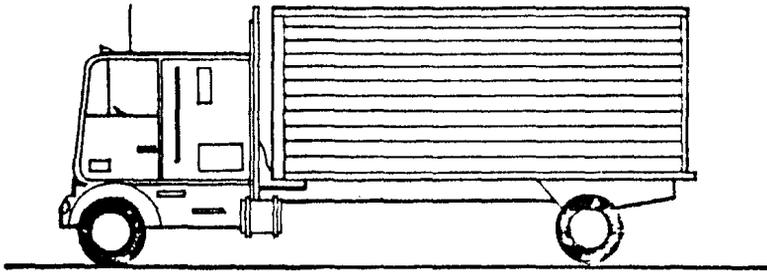
La última carga es el 75% de la primera. En la figura IV. 21 se muestran las cargas tipo, en donde W = peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión 'H' correspondiente, y V = espaciamiento variable del eje posterior, de 427 a 914 cm inclusive; el espaciamiento que se usará será el que produzca los esfuerzos máximos. Se ha hecho aparecer variable el espaciamiento del eje posterior con el objeto de que el espaciamiento entre ejes se pueda aproximar más cerca a las características que tienen los semirremolques que se usan en la actualidad. En la figura IV.20 se muestran las cargas equivalentes por carril.

La presente definición de vehículos, contenida en las especificaciones - AASHTO, fué adoptada en 1944, de ahí la aparición del número 44 en la definición de las cargas tipo.

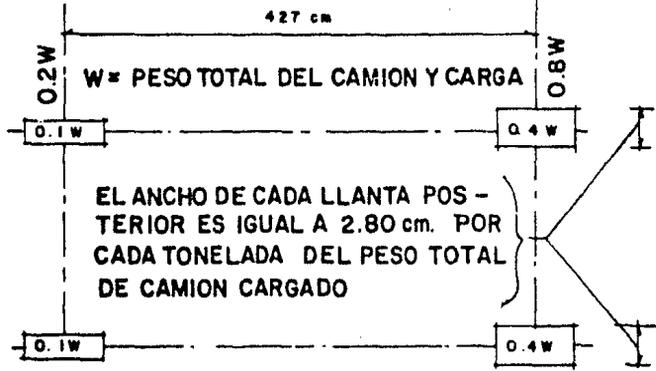
En virtud del rápido crecimiento del peso de los vehículos, la carga HS 20-44 es excedida a menudo por los vehículos actuales, sin embargo, la mayoría de los puentes diseñados para HS 20-44 son capaces de soportar vehículos ligeramente más pesados, en vista del factor de seguridad aplicado en el diseño. Este factor de seguridad proviene de los esfuerzos permisibles de diseño, menores que los de fluencia del material, de las hipótesis conservadoras relativas a la distribución de las cargas, de la poca probabilidad de que las cargas pesadas se presenten simultáneamente en todos los carriles, y del predominio de la carga muerta sobre la viva (especialmente en puentes de tramos grandes). Por lo tanto, es posible sobrecargar un puente sobre su carga viva de diseño sin hacerle sufrir un colapso, aunque la repetición de las cargas pesadas puede ocasionar fallas por fatiga, sobre todo en los detalles y en las conexiones (Ref. 29).

IV.3.3.1.a CARRILES DE TRANSITO Y APLICACION DE LAS CARGAS

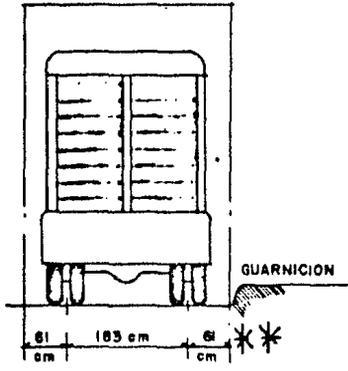
Se considerará que la carga equivalente por carril o la del camión tipo,



H20-44	3,629 Kg	14,515 Kg *
H15-44	2,722 Kg	10,886 Kg
H10-44	1,814 Kg	7,257 Kg



308 cm = ANCHO DE GALIBO Y DE CARRIL DE CARGA

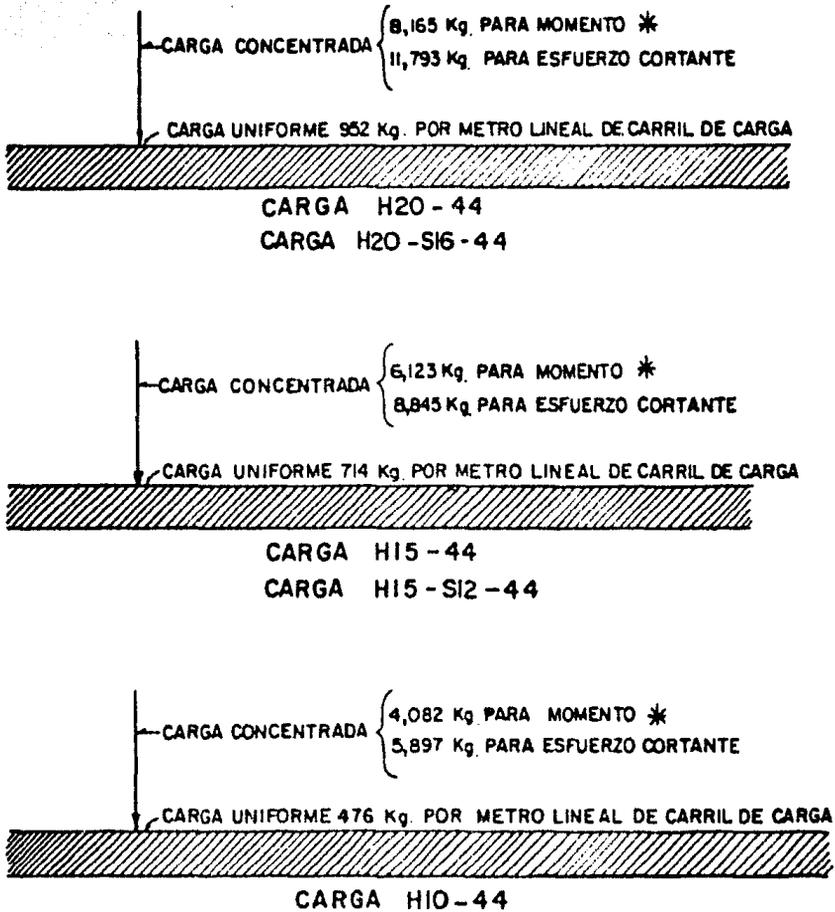


CAMION TIPO H

* En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial, 10,886 Kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm. entre si seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

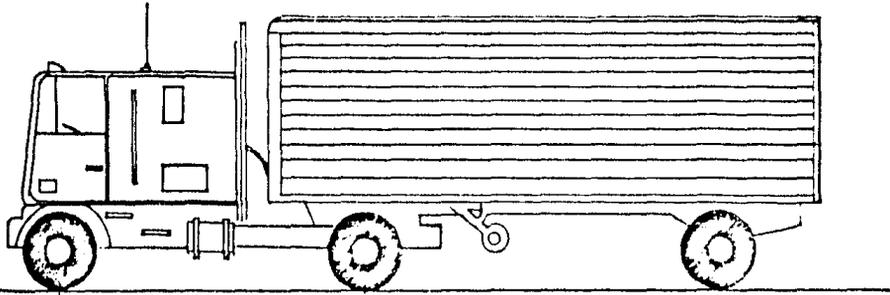
** Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm. de la cara de la guarnición.

FIGURA IV.19. Camiones tipo 'H'.

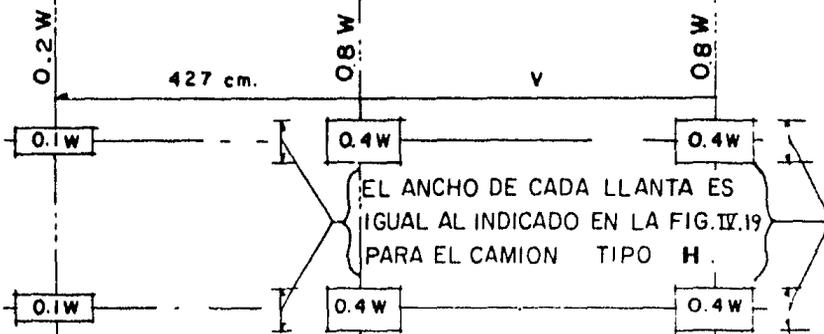


CARGAS PARA CARRIL H Y CARRIL . HS

FIGURA IV.20. Cargas equivalentes para carril 'H' y carril 'HS'.



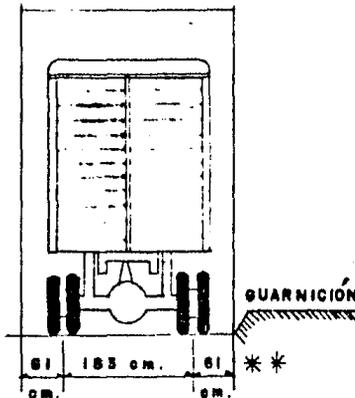
H20-S16-44	3,629 Kg	14,515 Kg.	14,515 Kg *
H15-S12-44	2,722 Kg	10,886 Kg	10,886Kg.



W= PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES, IGUAL AL QUE TIENE EL CAMION TIPO H CORRESPONDIENTE.

V= ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 427 cm. A 914 cm. INCLUSIVE EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MAXIMOS.

30.5cm= ANCHO DE GALIBO Y DE CARRIL DE CARGA.



CAMION TIPO H-S

* En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 Kg. o dos cargas axiales de 7,257 Kg. cada una espaciadas 122 cm. entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg. que se ilustra.

** Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm. de la cara de la guarnición.

FIGURA IV.21. Camiones tipo 'HS'.

ocupa un ancho de 3.05 m, sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis estructural, es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{A_c}{N}$$

EC. IV. 1

donde:

A = Ancho del carril de tránsito, de diseño.

A_c = Ancho de calzada entre guarniciones sin contar la faja central.

N = Número de carriles de tránsito de diseño.

La relación entre A_c y N se especifica en la tabla IV.5.

A _c	N
De 6.10 m a 9.14 m	2
De 9.14 m a 12.80 m	3
De 12.80 m a 16.46 m	4
De 16.46 m a 20.12 m	5
De 20.12 m a 23.77 m	6
De 23.77 m a 27.43 m	7
De 27.43 m a 31.09 m	8
De 31.09 m a 34.75 m	9
De 34.75 m a 38.40 m	10

TABLA IV.5.

Las cargas equivalentes por carril o los camiones tipo podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual para diseño (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

El tipo de carga, ya sea ésta del tipo de carga equivalente por carril (que corresponde a un tren de camiones) o carga de camión tipo (que corresponde a las cargas concentradas en los ejes, de un solo camión que circula a lo largo del puente), que se utilizará en el análisis del puente, será la que produzca los máximos esfuerzos, ya se trate de claros simplemente apoyados o de tramos continuos.

Para tramos simplemente apoyados se incluyen en la tabla IV.6 las longitudes de los tramos hasta las que la carga del camión tipo en cuestión produce los esfuerzos máximos (Ref. 27). Así, para tramos simplemente apoyados con longitudes mayores a las consignadas en esa tabla, los esfuerzos máximos los producirá la carga equivalente por carril.

Carga tipo:	H 15	H 20	HS 15	HS 20
Para cortante, hasta	10.36 m	10.06 m	36.58 m	36.58 m
Para momento, hasta	17.68 m	17.07 m	42.67 m	42.67 m

TABLA IV.6. Longitudes de tramos simplemente apoyados hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

De la tabla IV.6 notamos que un camión tipo produce los esfuerzos por cortante máximos, en relación con la carga equivalente por carril, hasta una longitud distinta a la que produce los esfuerzos máximos por flexión; así, por ejemplo, si se está analizando un tramo simplemente apoyado de 15 m de longitud sujeto a una carga H 15, el análisis por cortante se realizará utilizando la carga equivalente por carril, y el análisis por flexión se realizará utilizando el camión tipo.

Para tramos simplemente apoyados el espaciamiento del eje posterior, en camiones tipo HS, que produce los esfuerzos máximos, es el valor mínimo de 427 cm (Ref. 28).

Para tramos continuos se deberá analizar que tipo de carga es la que produce los máximos esfuerzos. En lo que respecta a las cargas de camión tipo HS se deberá considerar el espaciamiento del eje posterior más desfavorable tanto para momento positivo como negativo, considerando para éste último que el eje trasero puede situarse en el claro contiguo.

Las cargas equivalentes por carril consistirán en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una carga concentrada (figura IV.20) que puede deslizarse a lo largo del tramo de tal manera que produzca el máximo esfuerzo para cada punto del puente que se desee analizar. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Las cargas equivalentes en el caso de tramos continuos consistirán en las cargas mostradas en la figura IV.20, agregando a estas cargas otra concentrada de igual peso, que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal que se produzca el máximo momento negativo. Para determinar el momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril, combinada con tantos tramos cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo. La carga uniforme podrá ser continua o discontinua, según sea necesario para producir los esfuerzos máximos. Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril, como está indicado en la figura IV.20. Las cargas concentradas más ligeras se usan para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas se usarán para el análisis de esfuerzos cortantes.

IV.3.3.1.b CARGA MINIMA

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, la carga mínima aplicable será la de tipo HS 15-44.

IV.3.3.1.c PREVISION DE SOBRECARGA

La siguiente previsión de sobrecarga se aplicará a todos los tipos de carga, excepto a las cargas H 20 y HS 20.

Se hará previsión para cargas pesadas poco frecuentes aplicando sobre cualquier carril sencillo un camión tipo H o HS de los que se especifiquen, aumentado en 100% y sin que haya la presencia de carga en cualquiera de los

otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto - que resulten de ese tipo de carga no serán mayores que el 150% de los esfuerzos permisibles del material que esta hecho el puente (Ref. 27). La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura que resulten afectadas, excepto la losa de piso.

IV.3.3.1.d REDUCCION DE INTENSIDAD DE LA CARGA VIVA.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva de caminos actuando en cada línea, debido a que la posibilidad de que se produzcan simultáneamente - las condiciones críticas en todas las líneas es muy remota. Así, si el puente está diseñado para tres carriles se podrá reducir en un 10% el efecto total de la carga viva, y en un 25% si el puente está diseñado para cuatro carriles o más. Si el puente está diseñado para uno o dos carriles no habrá reducción de carga viva.

El problema de la carga viva involucra no sólo el peso y espaciamento - de los vehículos y sus ejes, sino también la distribución de estas cargas sobre las losas y los largueros de soporte, la cual obviamente afectará al diseño. Se han deducido fórmulas empíricas, basadas en estudios teóricos y experimentales, y presentadas en especificaciones para puentes, tales como las de la AASHTO, de modo que pueda desarrollarse un diseño definido y razonablemente correcto. Debe recordarse que tales fórmulas necesariamente están limitadas a los rangos para los cuales se dedujeron (las especificaciones -- AASHTO se refieren a claros no mayores de 100 a 200 m). Para diseños y dimensiones fuera de las convencionales, el ingeniero debe utilizar su propio juicio y experiencia en la interpretación y aplicación de esas fórmulas -- (Ref. 29).

Los esfuerzos máximos en los miembros de un puente no sólo dependen del peso del vehículo en movimiento, sino también de su posición sobre el puente. Por lo tanto, tienen que determinarse las posiciones críticas de los vehículos en movimiento que producen los esfuerzos máximos en diferentes puntos a lo largo del puente. Esto se hace generalmente por medio de las 'Líneas de Influencia', que dan las leyes de variación de los elementos mecánicos correspondientes, cuando la carga se desplaza a lo largo del tramo del puente. Más adelante se tratarán las líneas de influencia.

IV.3.3.2 CARGA VIVA SOBRE BANQUETA

Esta carga viva se establece de acuerdo a las siguientes condiciones:

1. Para el diseño de pisos, largueros y apoyos inmediatos a las banquetas se debe considerar una carga viva de 415 kg/m² por área de banqueta.
2. Para traveses de sección compuesta, armaduras principales, etc. la carga viva a considerar será de acuerdo a lo siguiente:

+ Para claros de 0 a 7.62 m de longitud	415 kg/m ²
+ Para claros de 7.63 a 30.48 m de longitud	293 kg/m ²
+ Para claros de más de 30.49 m de longitud, de acuerdo a la siguiente	

te fórmula:

$$P = \left(146 + \frac{4+44}{L} \right) \left(\frac{16.76 - A}{12.24} \right) \quad \text{EC. IV. 2}$$

donde:

P = Carga viva por metro cuadrado (con un valor máximo de 293 kg/m²).

L = Longitud de banqueta cargada, en metros.

A = Ancho de banqueta, en metros.

IV.3.3.3 CARGA VIVA SOBRE GUARNICION

Las guarniciones se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor de 745 kg/m de guarnición, aplicada en la parte superior de la guarnición, o a 25 cm arriba del piso si la guarnición es de altura mayor que 25 cm.

Las guarniciones se amplían para servir eventualmente como banquetas de tránsito para peatones; se llaman 'banquetas de emergencia' y tendrán un ancho mínimo de 45 cm. Solamente si la banqueta de emergencia mide más de 60 cm de ancho se proyectarán para las cargas especificadas para banquetas.

IV.3.3.4 CARGA VIVA SOBRE PARAPETOS

+ Parapetos de calzada. Los miembros superiores de los parapetos de calzada se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 kg/m simultáneamente con una fuerza vertical de 150 kg/m aplicadas en la parte superior del parapeto. Cuando las guarniciones tengan más de 23 cm de altura, los barrotes inferiores del parapeto se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 450 kg/m. Cuando las guarniciones tengan menos de 23 cm de altura, esa fuerza se aumentará en 60 kg/m por cada 2.5 cm que la guarnición tenga abajo de los 23 cm de altura; el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote no será mayor de 300 kg/m. Si no hay barrote inferior, los miembros del alma se proyectarán para resistir una fuerza horizontal de 450 kg/m aplicada a no menos de 53 cm arriba de la calzada. Por cada 2.5 cm de altura en la guarnición, arriba de 25.5 cm, esa fuerza lateral horizontal se podrá reducir en 22.5 kg/m, pero no será menor de 223 kg/m. Las fuerzas horizontales se aplicarán simultáneamente. Los parapetos sin alma y con un solo barrote se proyectarán para las fuerzas especificadas anteriormente para barrotes inferiores.

+ Parapetos para banquetas. Los parapetos para banqueta se proyectarán para que resistan las fuerzas especificadas para los parapetos de calzada, y se sujetarán a las mismas restricciones en lo relativo a las alturas de guarnición. Cuando hay armaduras de paso a través, traves compuestas o arcos que separen la banqueta de la calzada, o cuando las banquetas estén protegidas por un parapeto sobre la guarnición, el parapeto de banqueta se proyectará solamente para las fuerzas especificadas para el barrote superior.

IV.3.4 IMPACTO

Es bien conocido que un vehículo moviéndose a través de un puente produce esfuerzos más grandes que si el vehículo estuviera en una posición estática sobre la estructura. El efecto dinámico total no sólo es resultado del choque de las ruedas del vehículo con las imperfecciones del piso, sino que además incluye la aplicación de la carga viva en la estructura en un periodo de tiempo corto. Se ha probado mediante las teorías de la Dinámica, que -- una carga aplicada instantáneamente a una viga produce esfuerzos hasta de -- dos veces los producidos por la misma carga si ésta permaneciera estática en la viga. En puentes, la carga viva nunca es instantánea, pero se aplica en un periodo de tiempo pequeño.

Adicionalmente al verdadero efecto de impacto y al efecto de la aplicación repentina de carga, hay un tercer efecto, que es causado por la vibración del vehículo sobre sus muelles; las irregularidades del piso contribuyen a este efecto. La vibración del vehículo sobre sus muelles induce vibraciones en la estructura, y la magnitud de los esfuerzos inducidos depende de las masas relativas del vehículo y puente, de la frecuencia natural de la estructura, y de las características de amortiguamiento del puente.

Se definen dos grupos de estructuras según sea aplicable o no el efecto del impacto en su diseño, siendo éstos, respectivamente, los grupos 'A' y -- 'B'.

GRUPO A

1. Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.
2. La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan arriba de la superficie del terreno y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rígidos o sean parte de una estructura continua.

GRUPO B

1. Estribos, muros de sostenimiento, pilas y pilotes, excepto en los indicados en el grupo A.2.
2. Cimientos y presiones en las cimentaciones.
3. Estructuras de madera.
4. Cargas para banquetas.

Las estructuras del grupo A se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, -- efecto dinámico y efecto vibratorio, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 30.48} \quad \text{EC. IV. 3}$$

donde:

I = Factor de impacto, en porciento, cuyo valor máximo a considerar será de 30%.

L = Longitud del claro cargado, en metros. *

* En las especificaciones AASHTO se expresa que el valor de 'L' en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento posi-

tivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; no se hace ninguna definición de 'L' para cortante, por lo que se utilizará, de igual forma que para momento positivo, la longitud del tramo considerado (Ref. 28).

IV.3.5 FUERZAS LONGITUDINALES

Cuando un vehículo acelera o frena sobre un puente, sus llantas transmiten al piso fuerzas longitudinales, cuyas magnitudes dependen del valor de la aceleración o frenaje. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente; la magnitud de esta fuerza depende del peso del vehículo, de su velocidad en el instante de frenar, y del intervalo de tiempo en que el vehículo se detiene completamente. Como sería incierta la valuación de los factores anteriores para la determinación de las fuerzas longitudinales, en las especificaciones se estipula que se tendrá en cuenta una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes en que se considere que lleguen a ser en el futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles. La carga usada será la carga equivalente por carril de diseño, con la carga concentrada para momento, sin considerar impacto, y la reducción especificada para cuando hay varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentra a 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura, pero es importante en el diseño de conexiones y de la subestructura.

Una fuerza longitudinal adicional, debida a la fricción en los apoyos para dilatación, deberá ser considerada en el diseño de la subestructura. Esta fuerza longitudinal es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales deslizantes que constituyen el apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales debidas al deslizamiento de los apoyos. En la tabla IV.7 se consignan los valores del coeficiente de fricción entre algunos materiales.

Material (1)	Coef.	Material (2)	Coef.
Entre piedra y piedra	0.40-0.70	Entre concreto y mat. asf.	1.0-2.0
Entre madera y madera	0.25-0.50	Entre acero y acero	0.2-0.5
Entre metal y piedra	0.30-0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20-0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60-0.90		

(1) Ref. 38.

(2) Ref. 32.

TABLA IV.7. Valores del coeficiente de fricción para algunos materiales.

IV.3.6 FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la

temperatura para la localidad en que vaya a ser construída la estructura; dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la erección. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras.

La variación de temperatura será generalmente como sigue:

* En estructuras de acero

Para clima moderado de -18 a 49 °C

Para clima frío de -34 a 49 °C

* En estructuras de concreto

	Aumento de temperatura	Disminución de temperatura
Para clima moderado -----	17 °C	22 °C
Para clima frío -----	19 °C	25 °C

Dentro de un intervalo amplio de temperaturas, las dilataciones o contracciones que sufre el concreto por aumento o disminución de la temperatura, respectivamente, son proporcionales a la variación térmica. Esta proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de dilatación térmica lineal, que se define como el cambio de longitud que sufre un elemento cuando su temperatura varía en un grado centígrado. El concreto simple varía entre $0.000006/^\circ\text{C}$ y $0.000013/^\circ\text{C}$. Para efectos de diseño es común tomar un valor promedio de $0.00001/^\circ\text{C}$, tanto para concreto simple, como para concreto reforzado (Ref. 32)

Para el acero se considerará un coeficiente de dilatación térmica de $0.000012/^\circ\text{C}$ (Ref. 27).

Si se permite la libre dilatación o contracción de la superestructura, el cambio de temperatura no origina esfuerzos 'térmicos' a la superestructura, pero se originarán en los apoyos las fuerzas longitudinales indicadas en el subinciso anterior.

El concreto está sujeto al fenómeno de contracción, es decir, disminuye de volumen independientemente de las variaciones de temperatura y de la acción de las cargas externas. Los efectos de la contracción pueden ser de magnitud comparable a la de los efectos de las variaciones de temperatura y, en sí, es frecuente suponer que la contracción equivale a un descenso de la temperatura del orden de unos 15°C . La deformación unitaria que puede atribuírsele puede variar de 0.0002 a 0.001 . Los esfuerzos de contracción, semejantes a los esfuerzos térmicos, son aliviados por las características plásticas del concreto debido a la lentitud de los fenómenos de contracción (Ref. 32). Así, el efecto de la contracción producirá, de igual forma que las variaciones de temperatura, fuerzas longitudinales en los apoyos.

IV.3.7 CARGAS DE VIENTO

El problema de las cargas por viento para una estructura en particular es muy complejo debido a las múltiples variables que afectan a la fuerza del viento, tales como el tamaño y forma del puente, probable ángulo de ataque del viento, efecto de resguardo del terreno, y de la relación velocidad-tiempo del viento.

La carga del viento es una fuerza dinámica. Un pico en la velocidad -- del viento puede ser logrado en un intervalo pequeño de tiempo y permanecer por un intervalo de tiempo o decaer rápidamente (ráfagas). Si el intervalo para lograr la presión de pico es igual o más grande que la frecuencia natural de la estructura, la carga de viento puede ser tratada, para propósitos prácticos, como una carga estática equivalente a la presión de pico. Esta condición es usual en la mayoría de los puentes.

Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento por m^2 sobre el -- área expuesta, se aplicarán a todas las estructuras. El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto, a 90° con el eje longitudinal -- de la estructura. Las fuerzas y cargas dadas aquí son para una velocidad -- del viento de 160.9 km/h (100 millas por hora).

a) Proyecto de la superestructura.

Para el proyecto de una superestructura se supondrá una carga debida al viento, uniformemente distribuida, que se aplicará horizontalmente a 90° -- con el eje longitudinal de la estructura, de 366 kg/m^2 para armaduras y marcos, y de 244 kg/m^2 para traveses y vigas.

Para claros de armaduras la fuerza total no será menor de 446 kg/m en el plano de la cuerda cargada, ni menor de 223 kg/m en el plano de la cuerda -- sin carga; para claros de traveses esta fuerza no será menor de 446 kg/m .

Las fuerzas dadas arriba se usarán cuando el efecto del viento se considere actuando únicamente sobre la estructura. En este caso se pueden considerar fuerzas correspondientes a velocidades del viento mayores o menores de 160.9 km/h , en la relación del cuadrado de la velocidad del viento para proyecto, al cuadrado de 160.9 , siempre que se pueda obtener el valor probable de la velocidad del viento con precisión razonable, o que haya características permanentes del terreno que permitan hacer esos cambios recomendables -- con seguridad.

Cuando el efecto del viento se analice actuando sobre la superestructura y sobre la carga viva móvil, se considera una fuerza de viento, adicional a las fuerzas indicadas, de 149 kg/m aplicada a 90° con el eje longitudinal de la estructura y a 1.83 m arriba del piso.

Cuando esta carga adicional por viento sobre la carga viva es considerada para el diseño del puente, se tomará únicamente el 30% de la carga de -- viento que actúa sobre la estructura.

b) Proyecto de la subestructura.

Las fuerzas transmitidas a la subestructura por la superestructura y las fuerzas aplicadas directamente a la subestructura por concepto de las cargas de viento se supondrá que son como sigue:

1. Fuerzas de la superestructura. Las fuerzas transversales y longitudinales transmitidas por la superestructura a la subestructura, para distintos ángulos de la dirección del viento, serán las indicadas en la tabla IV.8. El ángulo de esviamiento se medirá desde la perpendicular al eje longitudinal. La dirección supuesta del viento será la que produzca el máximo es-- fuerzo en la subestructura que se está proyectando. Las fuerzas transversales y longitudinales se aplicarán simultáneamente a la altura donde está el centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

A R M A D U R A S			T R A B E S	
Angulo de es viajamiento del viento.	Carga trans versal por m ² de área.	Carga longi tudinal por m ² de área.	Carga trans versal por m ² de área.	Carga longi tudinal por m ² de área.
Grados	kg	kg	kg	kg
0	366	0	244	0
15	342	59	215	29
30	317	137	200	59
45	229	200	161	78
60	122	244	83	93

TABLA IV.8. Cargas por viento cuando en el diseño del puente se considera el efecto del viento actuando únicamente sobre la estructura.

Si en el diseño del puente se considerará el efecto del viento sobre la carga viva, las cargas de la tabla IV.8 se podrán reducir en un 70% y se agregará una carga por metro lineal de estructura, como una carga de viento - sobre una carga móvil, con los valores consignados en la tabla IV.9, y aplicada a 1.83 m arriba del piso.

Angulo de esviaja miento del viento	Carga transver sal por metro.	Carga longitudi nal por metro .
Grados	kg	kg
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	57

TABLA IV.9. Carga de viento, por metro lineal, sobre la carga viva .

Para puentes de losa sobre traveses que tengan longitud máxima de claro de 38 m, la siguiente carga debida al viento se puede usar en lugar de la carga más exacta especificada arriba:

* Carga de viento sobre la estructura:

Transversalmente - - - - - 244 kg/m²
 Longitudinalmente - - - - - 59 "

* Carga de viento sobre la carga viva:

Transversalmente - - - - - 149 kg por m
 Longitudinalmente - - - - - 60 "

En ambos casos, las dos cargas señaladas se deben aplicar simultáneamente.

2. Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura. Las fuerzas --- transversales y longitudinales que se deben aplicar directamente a la subestructura para un viento de 160.9 km/h se calcularán para una presión de viento supuesta de 195 kg/m².

Para direcciones del viento que se supongan esviajadas con la subestructura, la presión se supondrá resuelta en sus componentes perpendiculares a la elevación del frente y a la lateral de la subestructura de acuerdo con las funciones trigonométricas correspondientes al ángulo de esviajamiento. Cada una de las componentes se considerarán aplicadas en las áreas correspondientes (la del frente y la lateral, sin proyecciones), en sentido horizontal, y aplicadas en los centros de gravedad de las áreas expuestas, y se aplicarán simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura. Las cargas mencionadas anteriormente son para cuando en el diseño del puente se considera sólo el efecto del viento sobre la estructura. En el caso de considerarse el efecto del viento sobre la carga viva en el diseño del puente, las cargas mencionadas pueden reducirse en un 70%.

c) Fuerzas de volteamiento.

El efecto de las fuerzas que tienden a voltear las estructuras se considerará aplicada hacia arriba en el punto situado a la cuarta parte del ancho transversal de la superestructura hacia el lado expuesto al viento. Esta fuerza será de 98 kg/m^2 del área en planta del piso y banqueta si sólo se considera en el diseño del puente el efecto del viento en la estructura, y de 29 kg/m^2 si se considera en el diseño el efecto del viento en la carga viva. La dirección del viento se supondrá que es de 90° con el eje longitudinal de la estructura.

IV.3.8 FUERZA CENTRIFUGA

Cuando un vehículo viaja en una trayectoria curva, se produce una fuerza perpendicular a la tangente de la trayectoria. Esta fuerza está dada por (Ref. 28):

$$FC = 0.4536 \cdot m \cdot a_c = 0.4536 \cdot \frac{W \cdot v^2}{g \cdot r} \quad \text{EC. IV. 4}$$

donde:

- FC = Fuerza centrífuga, en kg .
- m = Masa del vehículo, en $\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$.
- a_c = Aceleración centrípeta, en m/s^2 .
- W = Peso del vehículo, en kg.
- v = Velocidad del vehículo, en m/s .
- g = Aceleración de la gravedad, igual a $9.81 \text{ m}/\text{s}^2$.
- r = Radio de la trayectoria del vehículo, en m .

Esta fuerza centrífuga se considerará aplicada a 1.83 m sobre el piso. Cuando la losa de concreto reforzado o la rejilla de acero de la cubierta están fijos a las traveses de la superestructura, se considera que la fuerza centrífuga es tomada dentro de sus planos. Esta fuerza es transmitida a la subestructura a través de la superestructura.

IV.3.9 REACCION NEGATIVA

Se tomarán todas las precauciones necesarias para que la superestructura

quede apropiadamente anclada a la subestructura, en caso de que se produzca en cualquier apoyo una reacción negativa para cualquier carga o combinación de cargas, aumentando en 100% la carga viva y el impacto.

IV.3.10 FUERZAS DEBIDAS A SISMO

El efecto de los sismos sobre los puentes rara vez produce el colapso de los elementos de la superestructura, más bien la falla de los puentes por este concepto se debe a: 1) La superestructura se sale de las conexiones como producto de las vibraciones y cae al suelo; 2) La falla estructural de las pilas; 3) La inclinación de las pilas como resultado de grandes movimientos de tierra, ó 4) La pérdida de resistencia del suelo bajo la subestructura como resultado de las vibraciones inducidas en el suelo.

El efecto de un sismo en una estructura depende de sus características elásticas y de la distribución de pesos. Un análisis riguroso es complejo y envuelve la aplicación de la Dinámica Estructural. Adicionalmente, es necesario conocer el movimiento esperado del suelo bajo la subestructura.

En esencia, el criterio del análisis sísmico consiste en la determinación de las fuerzas laterales que produciría el sismo (y que se considerarían estáticas); estas fuerzas serían horizontales y actuarían en cualquier dirección en el centro de gravedad de la estructura. Este criterio de análisis deberá consultarse en las especificaciones elaboradas por la AASHTO.

Para el diseño de los retentores que asegurarán que la superestructura se mantendrá en su posición correcta en relación con la subestructura en caso de sismo, se deberá considerar la siguiente fuerza lateral (Ref. 28):

$$TT = 0.25 CM$$

EC. IV. 5

donde 'CM' es la carga muerta de la superestructura. Todos los retentores actuando simultáneamente deberán resistir la fuerza lateral TT.

IV.3.11 PRESION DEBIDA A LA CORRIENTE DE AGUA Y A CUERPOS FLOTANTES

Todas las pilas y otras partes de estructura que estén sujetas al empuje de la corriente de agua, del hielo flotante o de los materiales de arrastre, se calcularán para resistir los máximos esfuerzos provocados por esos empujes.

La presión debida a la corriente de agua sobre las pilas se calcula con la siguiente expresión:

$$P = 52.55 KV^2$$

EC. IV. 6

donde:

P = Presión de la corriente de agua sobre las pilas, en kg/m^2 .

K = Constante que depende de la forma de la nariz de la pila: vale 1.33 - para nariz rectangular, 0.5 para nariz biselada en que el ángulo es - 30° o menor, y 0.67 para pilas de sección circular.

V = Velocidad del agua, en m/s .

Aunque es conocido que la velocidad del agua es variable con la profundidad, es aceptable considerar constante la presión en toda la profundidad del agua.

La presión del hielo sobre las pilas se calculará a razón de 28 kg/cm^2 . El espesor de la capa de hielo, y la altura a la que se aplica, se determinará por las investigaciones que se hagan en el sitio de la estructura.

IV.3.12 SUBPRESION

La subpresión se deberá considerar en el grado que afecte el proyecto de cualquier subestructura, incluyendo pilotes hincados, así como en el proyecto de la superestructura.

IV.3.13 PRESIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS

Las estructuras que sirven para contener los rellenos de tierra se proyectarán para resistir las presiones definidas en el inciso III.5.10, pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a la de un fluido con peso de 480 kg/m^3 (Ref. 27).

En los marcos rígidos, un máximo de 0.50 del momento causado por la presión de tierra (lateral) se puede considerar efectivo para reducir el momento positivo en las vigas o losas.

Cuando el tránsito del camino pueda llegar a quedar dentro de una distancia, a partir de la parte superior del estribo, igual a la mitad de su altura, el empuje de tierras se aumentará con una presión debida a una sobrecarga viva equivalente a no menos de 60 cm de espesor de tierra. Cuando se ponga una losa de acceso, de concreto reforzado, proyectada debidamente y que se apoye en un extremo del estribo, no será necesario considerar sobrecarga viva en el empuje de tierras.

IV.3.14 COMBINACIONES DE CARGA

Un puente puede estar sujeto a varias de las cargas mencionadas en forma simultánea: el ingeniero proyectista tiene que decidir que combinación de - cargas y sus magnitudes es probable que se presenten simultáneamente.

Se han generado combinaciones de carga que se pueden considerar actuando en una estructura simultáneamente. Para algunas combinaciones los esfuerzos admisibles de la estructura pueden ser incrementados, lo que equivale a decir que sólo un porcentaje de la suma de los máximos efectos es considerado, debido a que la posibilidad de que se obtengan simultáneamente los valores máximos de las cargas es remota. Por ejemplo, cuando la carga muerta, el empuje de tierras, la subpresión, la presión de la corriente, y las cargas de viento son aplicadas simultáneamente, los esfuerzos admisibles pueden

ser el 125% de los esfuerzos admisibles normales; esto equivale a considerar que sólo el 80% de los valores máximos de esas cargas actuará en forma conjunta.

La siguiente expresión es la ecuación general para las combinaciones de carga (Ref. 28):

$$\text{GRUPO N} = \gamma \left[\beta_M \cdot CM + \beta_V (CV + I) + \beta_{FC} \cdot FC + \beta_E \cdot ET + \beta_S \cdot S + \beta_C \cdot PC + \right. \\ \left. + \beta_{VE} \cdot VE + \beta_{VCV} \cdot VCV + \beta_L \cdot FL + \beta_F \cdot F + \beta_A (A + C + T) + \beta_T \cdot TT + \beta_H \cdot PH \right]. \quad \text{EC. IV. 7}$$

donde:

- N = Número del grupo de combinaciones de carga.
- γ = Factor de carga.
- β = Coeficiente que depende del grupo de carga. Su valor se obtiene de la tabla IV.10.
- CM = Carga muerta.
- CV = Carga viva.
- I = Impacto por carga viva.
- FC = Fuerza centrífuga.
- ET = Empuje de tierras.
- S = Subpresión.
- PC = Presión de la corriente.
- VE = Presión de viento sobre la estructura.
- VCV = Presión de viento sobre la carga viva.
- FL = Fuerza longitudinal por carga viva.
- F = Fuerza longitudinal debida a la fricción.
- A = Acortamiento por compresión.
- C = Contracción.
- T = Fuerza debida al cambio de temperatura.
- TT = Fuerza sísmica (lateral).
- PH = Presión de hielo.

Las especificaciones designan nueve diferentes grupos de cargas para el diseño de puentes. Los grupos I, II y III son aplicables para el diseño de superestructuras y subestructuras. Los grupos IV, V y VI son aplicables - principalmente para el diseño de arcos y armaduras. Los últimos tres grupos se utilizan para el diseño de subestructuras. Como se mencionó anteriormente, la idea de los grupos de carga está basada en qué cargas podrían actuar, probablemente, en forma simultánea en un puente.

En la tabla IV.10, además de los valores del coeficiente β , se incluye el porcentaje de los esfuerzos permisibles normales que se puede considerar para el diseño del puente, según el grupo de carga considerado; en la referencia 27 se pueden consultar los esfuerzos permisibles en el acero y en el concreto. No se permitirá incrementar los esfuerzos permisibles para los miembros o conexiones que transmitan únicamente esfuerzos debidos a las cargas de viento.

La presentación anterior de los grupos de carga corresponde, con la mitad superior de la tabla IV.10, al 'Método de Esfuerzos Permisibles'. Pa-

Grupo	Coeficientes β													
	M	V	FC	E	S	C	VE	VCV	L	F	A	T	H	%
METODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES														
I	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	100
II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	1	1	1	1	0.3	1	1	1	0	0	125
IV	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	125
V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	1	1	1	0.3	1	1	1	1	0	140
VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	133
VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
METODO DEL FACTOR DE CARGA														
I	1.3	A ₂	1.67	1	A ₂	1	1	0	0	0	0	0	0	-
IA	1.3	A ₂	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
II	1.3	A ₂	0	0	A ₂	1	1	1	0	0	0	0	0	-
III	1.3	A ₂	1	1	A ₂	1	1	0.3	1	1	1	0	0	-
IV	1.3	A ₂	1	1	A ₂	1	1	0	0	0	0	1	0	-
V	1.25	A ₂	0	0	A ₂	1	1	1	0	0	0	1	0	-
VI	1.25	A ₂	1	1	A ₂	1	1	0.3	1	1	1	1	0	-
VII	1.3	A ₂	0	0	A ₂	1	1	0	0	0	0	0	1	-
VIII	1.3	A ₂	1	1	A ₂	1	1	0	0	0	0	0	1	-
IX	1.2	A ₂	0	0	A ₂	1	1	1	0	0	0	0	1	-

TABLA IV.10. Valores de los coeficientes β (Ref. 28).

ra el análisis de cargas en puentes existe además otro método alternativo, - el 'Método del Factor de Carga', que, de igual forma que el método de esfuerzos permisibles, está en función de combinaciones de carga. Este método alternativo considera la misma ecuación IV.7, pero diferentes valores numéricos de los coeficientes β . En éste método no se permite incrementar los esfuerzos permisibles normales.

La razón fundamental de este método alternativo es que el factor de seguridad para carga muerta no necesita ser tan grande como el factor de seguridad para carga viva e impacto, ya que los esfuerzos debidos a la carga muerta pueden determinarse con mayor precisión que los esfuerzos máximos debidos a la carga viva más impacto. En puentes de tramos cortos los esfuerzos debidos a la carga viva más impacto son mucho más grandes que los esfuerzos debidos a carga muerta, mientras que en puentes de tramos largos sucede lo contrario; de aquí que al considerar un factor de seguridad menor para la carga muerta se logre reducir el costo de puentes de tramos largos con el enfoque de este método (Ref. 28).

La aplicación de este método se realiza utilizando los coeficientes de la mitad inferior de la tabla IV.10, para un grupo de cargas elegido, en la ecuación IV.7.

Además de las cargas anteriores, es necesario considerar en el diseño - del puente algunas acciones o cargas indirectas, producto del procedimiento elegido para la erección del puente.

En todo lo anterior se han tratado las cargas a considerar para el diseño de puentes de caminos; para puentes de ferrocarril se realiza un análisis de cargas semejante, definiéndose la carga viva en función de locomotoras tipo que corresponden a locomotoras reales de distintos pesos. Algunas especificaciones para puentes de ferrocarril se pueden consultar en las referencias 30 y 31 y en forma amplia en las especificaciones de la AREA.

IV.4 ANALISIS ESTRUCTURAL

IV.4.1 INTRODUCCION

En el proceso de estudio estructural de una obra de Ingeniería se pueden distinguir tres fases fundamentales que son:

- a) Idealización
- b) Análisis
- c) Interpretación

La idealización consiste en la representación de la obra de ingeniería - mediante un modelo matemático que considere las propiedades más relevantes - en relación con su estabilidad.

La fase de análisis estudia, mediante la utilización de recursos varios (Matemáticas, Mecánica, Resistencia de Materiales, etc.), el modelo matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener una serie de resultados, cuyo significado y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso, que se denomina interpretación.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición, y es evidente, por otra parte, que ambas fases se encuentran profundamente relacionadas. En efecto, los resultados obtenidos y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado, y, a su vez, los resultados obtenidos influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes, constituyéndose así un proceso cíclico, en el que el análisis se limita a de terminar respuestas, conocida la estructura y las acciones.

En el análisis de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

1. Magnitudes de tipo estático (Fuerzas).
2. Magnitudes de tipo cinemático (Deformaciones).

Algunas de estas magnitudes, tanto estáticas como cinemáticas, son conocidas y se denominan acciones. La determinación de las restantes magnitudes incógnitas se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones relacionan estas magnitudes en el análisis estructural: las ecuaciones estáticas o ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones cinemáticas o condiciones de compatibilidad, y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las cinemáticas.

El análisis estructural consiste, entonces, en determinar las magnitudes incógnitas (estáticas y cinemáticas) que satisfacen, en conjunción con las magnitudes conocidas, a los tres tipos de ecuaciones anteriores. Así, el análisis consiste en obtener un conjunto de magnitudes estructurales que suponga a la estructura un equilibrio y compatible.

El análisis estructural puede dividirse según diferentes criterios. Probablemente una de las divisiones más esenciales del análisis se obtiene al introducir el concepto de linealidad. Se dice que una estructura es li-

neal, o se comporta linealmente, si bajo la acción de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos), E_1 y E_2 , que producen, respectivamente, respuestas (resultados de desplazamientos y esfuerzos) R_1 y R_2 , se comprueba que la respuesta R obtenida bajo una acción $E = k_1E_1 + k_2E_2$, combinación lineal de las acciones anteriores, es, asimismo, la combinación lineal de las respuestas respectivas; es decir, $R = k_1R_1 + k_2R_2$. Se dice, por el contrario, que una estructura es no lineal si la condición anterior no se satisface para todos los posibles valores de los coeficientes k_1 y k_2 .

Existe una relación no lineal bajo cualquiera de dos condiciones. La primera de éstas ocurrirá cuando las deformaciones en el material estructural no sean proporcionales a los esfuerzos; esto es, cuando el material no sigue la Ley de Hooke. La segunda ocurre cuando las deformaciones de la estructura son considerables ante la aplicación de las cargas.

Otra clasificación fundamental en el análisis de estructuras aparece al introducir la dimensión del tiempo en la aplicación de las acciones. De este modo, se puede hablar de análisis dinámico, si las fuerzas de inercia son tenidas en cuenta, y análisis estático, en caso contrario.

La variable tiempo puede surgir bajo otra faceta en el análisis de estructuras, no solamente en la aplicación dinámica de las acciones, sino también en la descripción de las características constitutivas de los materiales, dividiendo los modelos estructurales en aquellos que utilizan materiales con fluencia y en los que no la tienen.

Existe una gran variedad de métodos de cálculo que, en base a los criterios de análisis pertinentes a la estructura en estudio, proporcionan la solución de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas que nos permiten conocer las incógnitas estáticas y cinemáticas de la estructura. Los diferentes métodos se distinguen por el proceso matemático empleado en la solución de las ecuaciones y por los efectos mecánicos considerados en el cálculo.

Según sean las características de la estructura a analizar, se elegirá el método de cálculo más adecuado para obtener los elementos mecánicos (incógnitas) que actúan sobre sus miembros.

En el caso de los puentes, existen tres parámetros característicos de la estructura que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo (de esfuerzos en tableros) más adecuado. Estos parámetros son:

- a) Forma de la sección transversal (Fig. IV.22).
- b) Geometría en planta (Fig. IV.23).
- c) Condiciones de bordes y apoyos (Fig. IV.24).

En la tabla IV.11 se resumen algunos métodos de cálculo de esfuerzos en tableros de puentes. En la tabla IV.12 se indican sus rangos de aplicación en función de los parámetros indicados en las figuras IV.22 a IV.24; estas tablas se presentan a manera de guía para la elección del método de cálculo más adecuado para estructuraciones con diferentes características (Ref. 36).

En la tabla IV.12 se indican los rangos de aplicación más usuales y estrictos de los métodos de cálculo anteriores. Normalmente algunos de ellos pueden ampliarse, mediante algunas técnicas, al análisis de otras estructuras más complejas.

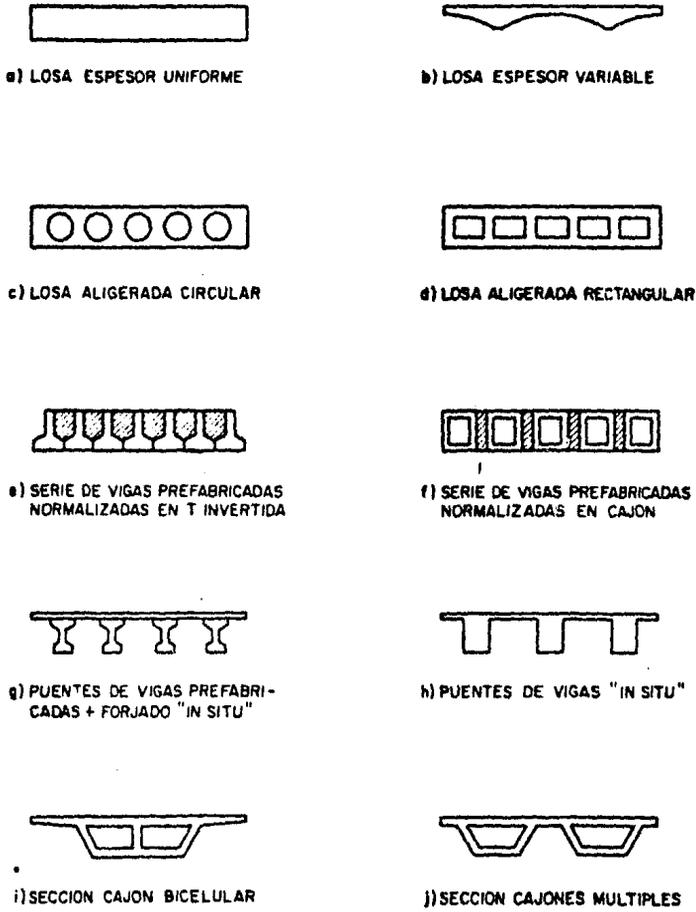


FIGURA IV.22. Forma de la sección transversal.

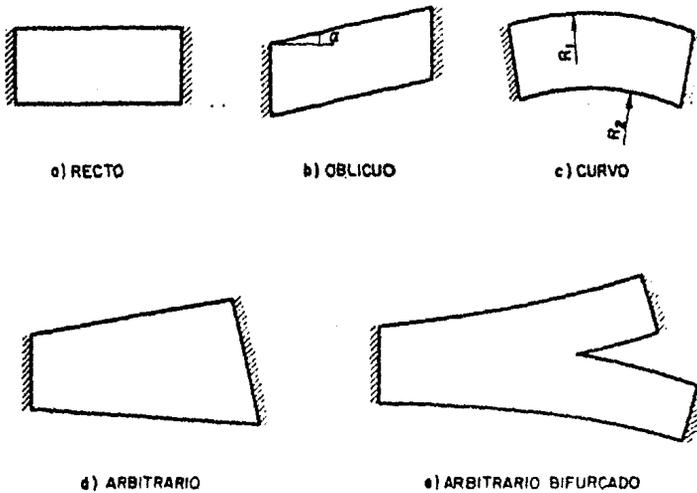


FIGURA IV.23. Geometría en planta.

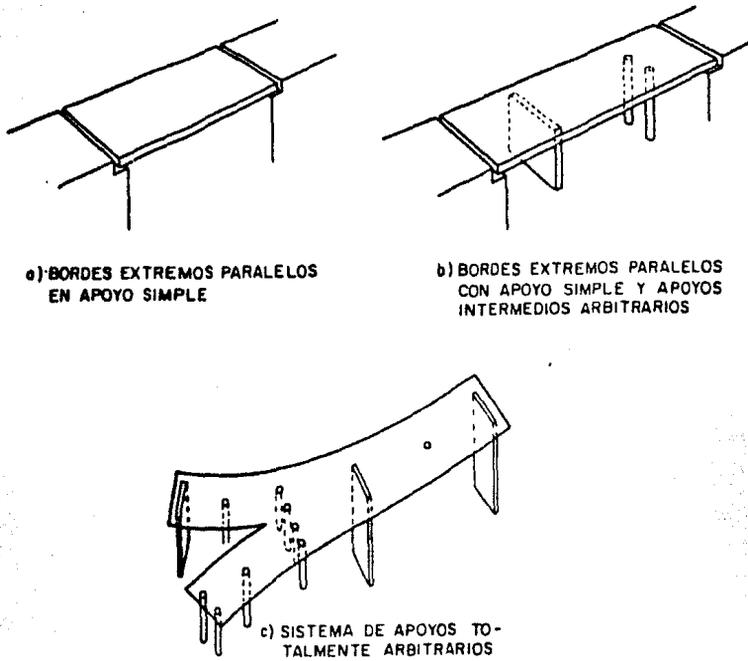


FIGURA IV.24. Disposición de los apoyos.

Modelo estructural	Procedimiento de análisis	Método
1. Losa ortótropa.	— Tabulación.	1.1. Guyón-Massonet-Rowe.
	— Series de Fourier.	1.2. Losa ortótropa.
	— Series de Fourier generalizadas.	1.3. Losa ortótropa sin torsión.
	— Numérico: diferencias finitas.	1.4. Losa ortótropa (d.f.).
	— Numérico: elementos finitos.	1.5. Losa ortótropa (e.f.).
	— Numérico: bandas finitas	1.6. Losa ortótropa (b.f.).
2. Lámina plegada.	— Numérico: métodos indirectos.	1.7. Losa ortótropa (m.t.)
	— Series de Fourier.	2.1. Lámina plegada.
	— Series de Fourier generalizadas.	2.2. Lámina plegada intermedia.
	— Numérico: solución aproximada.	2.3. Lámina plegada larga.
	— Numérico: elementos finitos.	2.4. Lámina plegada (e.f.).
3. Emparrillado plano.	— Numérico: bandas finitas	2.5. Lámina plegada (b.f.).
	— Numérico: métodos matriciales.	3.1. Emparrillado plano.
4. Entramado espacial.	— Numérico: métodos matriciales.	4.1. Emparrillado espacial
5. Estructura (2-D).	— Numérico: elementos finitos.	5.1. Elementos finitos (láminas)
6. Estructura (3-D).	— Numérico: elementos finitos	6.1. Elementos finitos (volúmenes)

(2-D) Estructuras que consideran elementos barra y elementos placa.

(3-D) Estructuras que consideran elementos barra, placa y elementos con sus tres dimensiones comparables entre sí.

TABLA IV.11. Principales métodos de cálculo utilizados en puentes.

En la referencia 36 se puede encontrar el desarrollo de los métodos de cálculo incluidos en la tabla IV.11.

Método de cálculo (4)	Tipo de tablero (1)			Geometría en planta (2)				Condiciones de apoyo (3)		
	Losa (1-a) a (1-g)	Viga y losa (1-h)	Sección cajón (1-i) (1-j)	Rectangular (2-a)	Oblicua (2-b)	Circular (2-c)	Arbitra. (2-d) (2-e)	Simple (3-a)	soportes Simple y Intermedios (3-b)	Arbitra. (3-c)
Losa ortótropa:										
1.1.....	X			X				X		
1.2, 1.3.....	X			X				X	X	
1.4.....	X			X	X	X	X	X	X	X
1.5.....	X	X		X	X	X	X	X	X	X
1.6.....	X	X		X	X	X		X	X	
1.7.....	X	X		X	X	X		X	X	
Lámina plegada:										
2.1, 2.2.....	X	X	X	X		X		X	X	
2.3.....	X	X	X	X		X		X	X	X
2.4.....	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.5.....	X	X	X	X		X		X	X	
Emparrillado plano:										
3.1.....	X	X	(5)	X	X	X	X	X	X	X
Entramado espacial:										
4.1.....	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Elementos finitos:										
5.1.....	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6.1.....	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

- (1) Hace referencia a la fig.IV.22
(2) Hace referencia a la fig.IV.23
(3) Hace referencia a la fig.IV.24
(4) Hace referencia a la tabla IV.11

- (5) Este método tiene pocas aplicaciones en este caso y exige introducir en el emparrillado unas características de deformación del tablero a cortante.

TABLA IV.12. Rango de aplicación de los métodos de cálculo incluidos en la tabla IV.11 .

En general, el análisis del tablero de un puente se divide en dos partes bien diferenciadas:

1. Análisis global.
2. Análisis local.

En especial, esta división se realiza si se pueden distinguir elementos losas y vigas.

1. Análisis global.

En el análisis global, se obtienen los elementos mecánicos ocasionados por la acción de las cargas sobre los elementos principales de soporte del tablero del puente (vigas longitudinales y transversales).

El cálculo de los elementos mecánicos globales se complica en los puentes por el carácter dinámico de las cargas. Así, por ejemplo, el cálculo de un emparrillado plano que represente las vigas longitudinales y transversales del tablero, requiere de la elaboración de superficies de influencia que determinen los elementos mecánicos para cada punto del tablero cuando la carga se desplaza sobre cualquier punto del mismo, lo cual es prácticamente imposible sin la ayuda de una computadora electrónica.

La dificultad señalada en el cálculo hizo necesaria, antes de la aparición de las computadoras electrónicas, el desarrollo de métodos aproximados de análisis que simplificaran el cálculo. Esto llevó a la división del análisis global en análisis longitudinal y análisis transversal, división que sigue aplicándose actualmente cuando no se cuenta con un programa de computadora para el análisis integral del tablero.

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos producidos a lo largo del puente por su peso propio, por las cargas que actúan sobre él y por el asentamiento diferencial de los apoyos, sin considerar excentricidad de las cargas sobre los elementos longitudinales.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos en la sección transversal del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas: como la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de los carriles, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen más que otras.

El enlace entre el análisis longitudinal y transversal se realiza a través de los coeficientes de distribución obtenidos en el último análisis.

2. Análisis local.

El análisis local consiste en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

En lo que sigue se desarrollan los aspectos correspondientes al análisis longitudinal y, en forma breve, los correspondientes a los análisis transversal y local; para un estudio más completo de estos últimos consultar la referencia 36.

En el desarrollo siguiente se considera al puente un comportamiento elástico lineal, ya que corresponde, normalmente, al comportamiento de éstos bajo cargas de servicio.

IV.4.2 ANALISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente.

La primera parte del análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de cargas, aplicables al caso, que puedan considerarse estáticas; este análisis se realiza con los métodos comunes de Análisis Estructural.

La segunda parte de este análisis consiste en la determinación de los efectos producidos por la carga viva de camiones: esta carga es móvil y se deberán considerar las posiciones críticas de ésta respecto a varios puntos del puente; esto se hace generalmente mediante las 'Líneas de Influencia', que se desarrollan en seguida.

Y la última parte de este análisis consiste en la determinación de los esfuerzos producidos en la estructura como resultado de los asentamientos diferenciales de los apoyos, aspecto que será tratado más adelante.

IV.4.2.1 LINEAS DE INFLUENCIA

IV.4.2.1.a INTRODUCCION

En la práctica, el ingeniero proyectista trabaja con estructuras sujetas a cargas en movimiento; casi todas las estructuras están sometidas a cargas que se mueven de un lado al otro de sus claros, o a cargas cuya posición puede ser variable. Como ejemplos del primer caso podemos citar los puentes para carreteras y ferrocarriles, y los marcos de las plantas industriales que soportan grúas viajeras o bandas transportadoras. Al segundo caso pertenecen los edificios que soportan muebles o cargas humanas; la disposición de esas cargas y la posición de la gente no pueden ser conocidas con exactitud, sus posibles posiciones son variables, por lo que hay que 'desplazar' las cargas para definir los efectos más desfavorables sobre la estructura.

En estas estructuras las fuerzas internas varían no sólo con la magnitud de las cargas, sino también con sus posiciones. Así, en el diseño de un miembro determinado, como el de un miembro de la armadura de un puente, se incluye la determinación de la posición de la carga, o del conjunto de cargas en movimiento que produzca la fuerza máxima en el miembro. Por lo tanto, el ingeniero tiene la tarea de localizar las cargas de manera que produzcan los efectos máximos en los distintos puntos de la estructura.

Una manera de atacar este problema sería analizar la estructura para varias posiciones de las cargas en movimiento y elegir las que produzcan el efecto máximo; es claro que éste es un procedimiento relativamente rudimentario y por lo general ineficaz, excepto para las estructuras y cargas más sencillas.

En ocasiones es posible determinar por inspección donde se situarían las cargas que harían surgir las fuerzas críticas, pero en muchas otras se nece-

sita recurrir a ciertos criterios o trazar determinados diagramas para ubicar dichas cargas. La más útil de estas técnicas es la de las 'Líneas de Influencia'.

El concepto de línea de influencia muestra gráficamente la forma en que el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura, influye en cierto efecto mecánico respecto a un punto. Entre los efectos que pueden considerarse están las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales, deflexiones, etc..

La línea de influencia puede definirse como una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el sentido de cierto efecto en un punto de una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma. Cada ordenada del diagrama define el valor de la función, respecto a un punto, cuando una carga unitaria móvil se encuentra colocada en el sitio correspondiente a dicha ordenada (Ref. 38). Es importante tomar en cuenta que una línea de influencia se refiere siempre a los efectos en un punto fijo.

Para fijar ideas respecto a la definición de líneas de influencia considere el siguiente ejemplo:

En la figura IV.25 se tiene la línea de influencia para cortante en el punto "S" de la viga simplemente apoyada. La función o efecto mecánico que representa el diagrama es, como ya se dijo, fuerza cortante, y está referida al punto "S"; así, cada ordenada representa el valor de la fuerza cortante en el punto "S" cuando hay una carga unitaria colocada en esa ordenada. En tonces si colocamos una carga unitaria en el punto "f" produce, en el punto "S", una fuerza cortante de 0.4 unidades de fuerza, siendo 0.4 la ordenada correspondiente al punto "f".

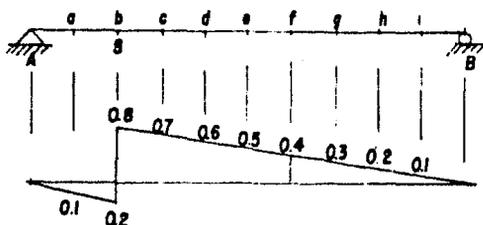


FIGURA IV.25. Línea de influencia para V_S - (cortante en "S").

Ahora si consideramos el diagrama de fuerza cortante para la viga de la figura IV.25, con una carga unitaria aplicada en el punto "f" obtenemos la figura IV.26.

De la figura IV.26 vemos que ciertamente al aplicar una carga unitaria en el punto "f", hay una fuerza cortante de 0.4 unidades en el punto "S", - tal como la habíamos determinado. De aquí se puede comprender la definición de línea de influencia y la diferencia que existe entre una línea de influencia para cortante y un diagrama de fuerza cortante (en este caso), que

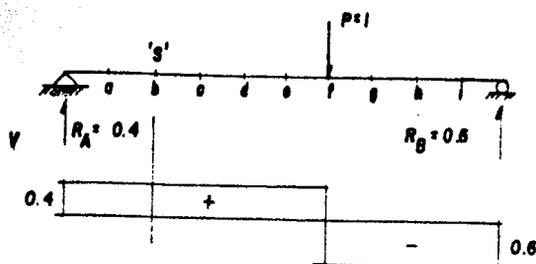


FIGURA IV.26. Diagrama de fuerza cortante para la viga de la figura IV.25, con una carga aplicada en el punto "f".

se refiere a la fuerza cortante en toda la viga cuando la carga está en un punto fijo, en tanto que la línea de influencia para cortante nos da el cortante respecto a un punto fijo, para cualquier posición de la carga a lo largo de la viga.

Las líneas de influencia permiten localizar las posiciones de la carga viva que produzcan los efectos máximos para diversos puntos de la estructura; evidentemente, cada punto tendrá su línea de influencia correspondiente, a partir de la cual se determinarán las posiciones críticas de la carga para ese punto.

En lo que sigue se desarrollará la construcción de las líneas de influencia de fuerza cortante y momento flexionante para puentes simplemente apoyados y para puentes continuos, ya que en base a estos elementos mecánicos -- (cortante y momento flexionante) se tienen los principales factores para el diseño (en sí, las líneas de influencia están desarrolladas para vigas isostáticas e hiperestáticas, pero las denominamos para puentes simplemente apoyados y continuos, respectivamente, ya que para el análisis de estas estructuras está enfocada esta sección).

IV.4.2.1.b LINEAS DE INFLUENCIA EN PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS

* Líneas de influencia para cortante en un punto.

El diagrama de líneas de influencia para cortante en el punto "S", proporciona el cortante en "S" para cualquier posición "a" de una carga.

En la figura IV.27, la viga simplemente apoyada está sujeta a una carga "P" aplicada a una distancia "a" del apoyo izquierdo; la reacción en el apoyo "A" es $R_A = P(L-a)/L$ y la reacción en el apoyo "B" es $R_B = P \cdot a/L$.

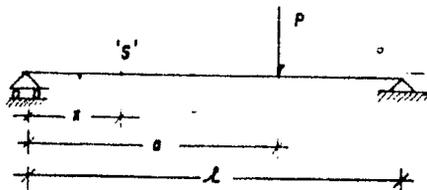


FIGURA IV.27 .

Cuando la carga "P" se encuentra a una distancia $a \geq x$, el cortante en el punto "S" será igual a la reacción en el apoyo "A" que es $R_A = P(L-a)/L$, y si la carga "P" se encuentra a una distancia $a \leq x$, el cortante en "S" está dado por la reacción en "B": $R_B = P \cdot a/L$. Si consideramos una carga "P" unitaria, el diagrama de línea de influencia para cortante en el punto "S" tendrá como ordenadas a/L para $a \leq x$ y $(L-a)/L$ para $a \geq x$ (fig. IV.28).

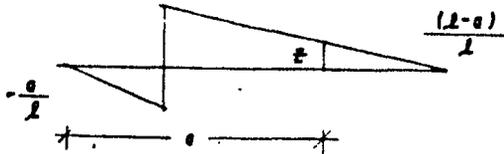


FIGURA IV.28 .

En la figura IV.28, la ordenada "z" para "a" representa el cortante en "S" cuando una carga unitaria se aplica en "a", y para obtener el cortante en "S" debido a una carga "P" aplicada en "a" bastará multiplicar la ordenada "z" por "P".

El cortante máximo, respecto a un punto, producido por una carga concentrada "P" que se desplaza a lo largo de la viga, se obtiene cuando la carga se coloca sobre ese punto (ya que, como podemos ver en la figura IV.28, la ordenada máxima del diagrama de influencia se tiene en el punto en estudio). En el caso de que $a \geq x$, el cortante en "S" tendrá como valor $P(L-a)/L$ y este valor es máximo cuando $a = x$. Asimismo, cuando $a \leq x$, el cortante en "S" tendrá como valor $-P a/L$, el cual también es máximo cuando $a = x$. Por lo que, el cortante máximo para el punto "S" será el mayor valor absoluto proporcionado por las expresiones $P(L-x)/L$ y $-P x/L$. Puede observarse que para $x < L/2$ regirá:

$$V_s = P \frac{(L-x)}{L}$$

EC. IV. 8

y que para $x > L/2$ regirá:

$$V_s = -P \frac{x}{L}$$

EC. IV. 8'

En caso de que $x = L/2$, ambas expresiones dan el mismo valor absoluto:

$$V_s = \frac{P}{2}$$

EC. IV. 8''

Si sobre la viga actúan varias cargas P_1, P_2, P_3 y P_4 a distancias $a_1 < x, a_2 < x, a_3 > x$ y $a_4 > x$, bastará aplicar el principio de superposición para obtener el cortante total en "S". Dicho cortante es:

$$-P_1 \frac{a_1}{L} - P_2 \frac{a_2}{L} + P_3 (L - a_3)/L + P_4 (L - a_4)/L =$$

$$= P_1 z_1 + P_2 z_2 + P_3 z_3 + P_4 z_4$$

EC. IV. 9

donde $-a_1/L = z_1 = a$ la ordenada de la línea de influencia en el punto de aplicación de P_1 , y así sucesivamente (ver fig. IV.29)

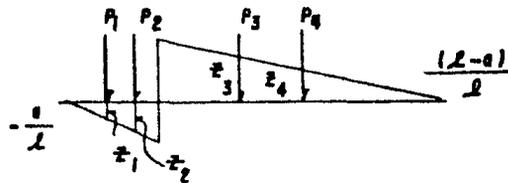


FIGURA IV.29.

Si sobre la viga actúa una carga uniformemente repartida desde a_1 hasta a_2 , el cortante en "x" estará dado por la suma de todos los cortantes ocasionados por las diferenciales de carga, es decir, estará dado por la integral de la línea de influencia desde a_1 hasta a_2 , multiplicada por el valor de la carga repartida "w", que es igual a 'w' veces el área bajo la línea de influencia entre a_1 y a_2 . Así, para $a_1 > x$, $a_2 > x$ y $a_1 < a_2$ (fig. IV.30), - el cortante en "S" es:

$$w \left[\int_{a_1}^{a_2} \frac{L-a}{L} da \right] = \frac{w}{L} \left[L \int_{a_1}^{a_2} da - \int_{a_1}^{a_2} a da \right] = \frac{w}{L} \left[L \cdot a_2 - L a_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + c \right]$$

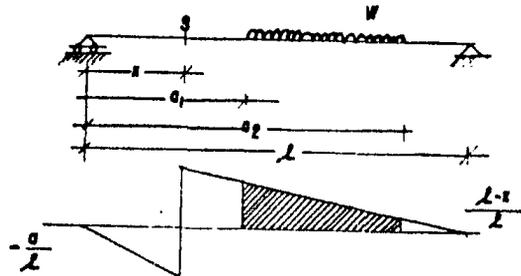


FIGURA IV.30 .

Si $a_1 = a_2$, el cortante vale cero, por lo que $C = 0$. Y el cortante en "S" está dado por:

$$\frac{w}{L} \left[L a_2 - L a_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} \right]$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = x$ hasta $a_2=L$, el cortante está dado por:

$$V_s = \frac{\omega}{2l} (l-x)^2 \quad \text{EC. IV. 10}$$

Para $a_1 < x$, $a_2 < x$ y $a_1 < a_2$ (ver fig. IV.31), el cortante en "S" es:

$$\omega \left[\int_{a_1}^{a_2} -\frac{a}{l} da \right] = -\frac{\omega}{2l} [a_2^2 - a_1^2 + c]$$

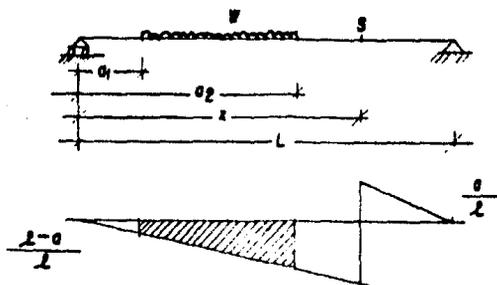


FIGURA IV.31 .

Si $a_1 = a_2$, no existe cortante por lo que $C = 0$. Así, el cortante en "S" está dado por:

$$-\frac{\omega}{2l} [a_2^2 - a_1^2]$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = x$, el cortante en el punto "S" es:

$$V_s = -\frac{\omega x^2}{2l} \quad \text{EC. IV. 10'}$$

Para $a_1 < x < a_2$ (fig. IV.32), el cortante en "S" es:

$$\omega \left[\int_{a_1}^x -\frac{a}{l} da + \int_x^{a_2} \frac{l-a}{l} da \right] = \frac{\omega}{l} \left[-\int_{a_1}^x a da + \int_x^{a_2} l da \right] = \frac{\omega}{l} \left[-\frac{a^2}{2} + \frac{a^2}{2} + la_2 - lx + c \right]$$

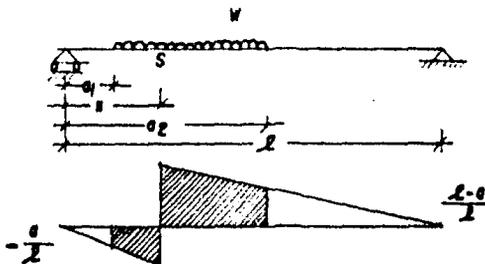


FIGURA IV.32 .

Si $a_1 = a_2 = x$, el cortante vale cero, por lo que $C = 0$. Así, el cortante en "S" está dado por:

$$\frac{\omega}{l} \left[-\frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + la_2 - lx \right]$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = l$, el cortante en "S" está dado por:

$$\omega \left[\frac{l}{2} - x \right]$$

También para el caso de cargas uniformemente repartidas, la línea de influencia nos permiten localizar porciones de la viga que debemos cargar para obtener el máximo efecto en el punto en estudio.

En el caso de puentes, se pueden presentar, para cargas uniformemente repartidas, cualquiera de los casos mostrados en las figuras IV.30 a IV.32, pero el cortante a considerar en el diseño para cualquier punto "S", debe ser el mayor en valor absoluto. El cortante será máximo para un punto "S" cuando el área correspondiente a la parte cargada sea mayor. Así, en el caso de que "x" (posición del punto "S" respecto al apoyo izquierdo) sea menor que $L/2$, el cortante en "S" es máximo cuando la carga uniformemente repartida actúa desde el punto "S" ($a_1 = x$), hasta el apoyo derecho ($a_2 = L$, figura IV.33), y el cortante de diseño para el punto "S" está dado por:

$$V_s = \frac{\omega}{2l} (l-x)^2 \quad (\text{PARA } x \leq \frac{l}{2}) \quad \text{EC. IV. 10}$$

En el caso de que "x" sea mayor que $L/2$ el cortante en "S" es máximo cuando la carga uniforme actúa desde el apoyo izquierdo ($a_1 = 0$) hasta el punto "S" ($a_2 = x$, fig. IV.34) y el cortante de diseño para el punto "S" está dado por :

$$V_s = -\frac{\omega x^2}{2l} \quad (\text{PARA } x \geq \frac{l}{2}) \quad \text{EC. IV. 10'}$$

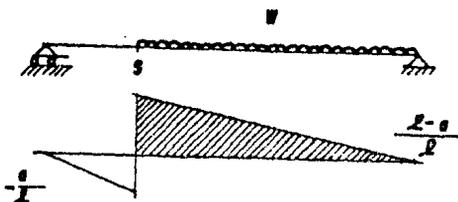


FIGURA IV.33.

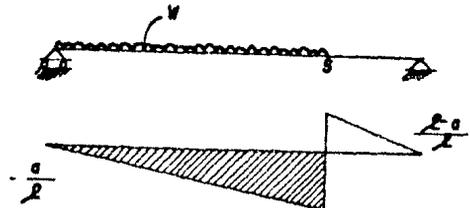


FIGURA IV.34.

Por último, cuando $x = L/2$ el cortante máximo se dará cuando está cargada solamente la mitad izquierda, o solamente la mitad derecha, siendo el cor

tante máximo en el centro del claro, en valor absoluto:

$$V_q = \frac{w_k l}{8}$$

EC. IV. 10"

Para el análisis de puentes, la AASHTO especifica, respecto a la carga viva de camiones, que el tipo de carga a utilizar será la que produzca los máximos esfuerzos, ya sea la carga del camión tipo o la carga equivalente por carril. En las figuras IV.19, IV.20 y IV.21 se muestran las cargas mencionadas correspondientes a los camiones tipo 'H' y 'HS'. Para el caso de puentes simplemente apoyados, se incluye en aquel inciso una tabla en la que se consignan las longitudes hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

En el caso de regir la carga del camión tipo, el análisis por cortante se realizará considerando las descargas por eje del camión tipo, que se pueden encontrar en las figuras IV.19 y IV.21. Así, el análisis por cortante se realizará para las cargas concentradas de los ejes del camión de diseño, aplicando ecuaciones del tipo de la ecuación IV.9; en el caso de los camiones tipo 'H' se aplicarán dos cargas, considerando la carga del eje más pesado aplicada en el punto en estudio (punto "S") y la carga del eje ligero se aplicará hacia el lado (a la izquierda o derecha del punto "S") que produzca el efecto máximo (en la citada figura IV.19 se puede ver el espaciamiento entre ejes para el camión tipo 'H'): Si "X" (posición del punto "S" respecto al apoyo izquierdo) es menor que $L/2$ ($x < L/2$), la carga del eje ligero deberá colocarse a la derecha del punto "S" (como si el camión circulara de izquierda a derecha), y si $x > L/2$, la carga del eje ligero deberá colocarse a la izquierda del punto "S" (como si el camión circulara de derecha a izquierda). En el caso de camiones tipo 'HS' se aplicarán tres cargas concentradas, considerando la carga del eje posterior aplicada en el punto en estudio (punto "S"), y las cargas de los otros ejes se aplicarán hacia la izquierda o derecha del punto "S", de manera que produzcan el efecto máximo: Si $x < L/2$ las cargas se colocarán a la derecha del punto "S" (como si el camión circulara de izquierda a derecha) y si $x > L/2$ sucederá el caso contrario; en la figura IV.21 se pueden ver los espaciamientos entre ejes para los camiones tipo 'HS'.

Las indicaciones anteriores respecto a la posición de las cargas por eje de los camiones tipo, se obtienen por inspección de la forma del diagrama de línea de influencia para cortante del punto en estudio, colocando las cargas más pesadas en los puntos del diagrama de ordenadas máximas, debiéndose respetar los espaciamientos entre ejes. De la forma de las líneas de influencia para cortante se desprende también que en el caso de los camiones tipo 'HS' la separación del eje posterior que produce el cortante máximo, en tramos simplemente apoyados, es igual a la separación mínima de 4.27 m (14').

En el caso de regir la carga equivalente por carril, el puente se analiza para una carga uniforme repartida y una carga concentrada móvil; el efecto total de ambas cargas se calcula multiplicando la carga concentrada por su respectiva ordenada de la línea de influencia, y la carga uniforme por el área bajo la línea de influencia correspondiente al tramo cubierto por ella. En la figura IV.20 se muestran los valores de las cargas correspondientes pa

ra los distintos camiones tipo. Para considerar el efecto de la carga concentrada, se utilizará la ecuación IV.8 o la ecuación IV.8' y para la carga uniformemente repartida la ecuación IV.10 o la ecuación IV.10', según que $x < L/2$, o que $x > L/2$, respectivamente, en ambos casos. Si el punto en estudio está en $L/2$, el cortante total estará dado por la suma de las ecuaciones IV.8" y IV.10".

* Líneas de influencia para momento en un punto.

El diagrama de línea de influencia para el momento en un punto "S", proporciona el momento en "S" para cualquier posición "a" de una carga.

En la figura IV.35, la viga simplemente apoyada está sujeta a una carga "P" aplicada a una distancia "a" del apoyo izquierdo; las reacciones en los apoyos son, como se indicó en el subinciso anterior: $R_A = P(L-a)/L$ y $R_B = P a/L$.

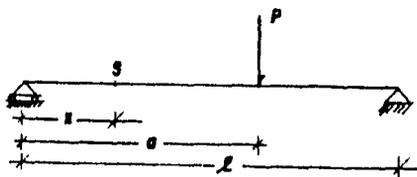


FIGURA IV.35.

Cuando la carga "P" se encuentra a una distancia $a > x$, el momento en el punto "S" puede calcularse como el producto de R_A POR "x": $P(L-a)x/L$; y si la carga "P" se encuentra a una distancia $a < x$, el momento en el punto "S" puede calcularse como el producto de R_B por $(L-x)$: $P \cdot a(L-x)/L$. Si consideramos una carga "P" unitaria, el diagrama de línea de influencia para momento del punto "S" tendrá como ordenadas $(L-a)x/L$ si $a \geq x$ y $a(L-x)/L$ si $a \leq x$ (figura IV.36).

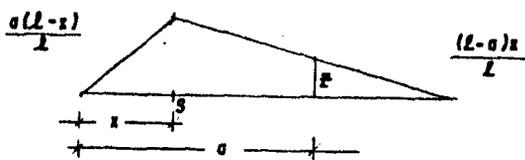


FIGURA IV.36.

En la figura IV.36, la ordenada "z" para "a" representa el momento en el punto "S" cuando una carga unitaria se aplica en "a". Y el momento en "S" producido por "P" aplicada en "a" se determina multiplicando la ordenada "z" por "P".

El momento máximo respecto a un punto, producido por una carga concentrada "P" que se desliza a lo largo de la viga, se obtiene cuando la carga se

coloca sobre ese punto; en el caso de que $a > x$, el momento en "S" tendrá como valor $P(L-a)x/L$ y este valor será máximo justamente cuando $a = x$; cuando $a < x$, el cortante en "S" tendrá como valor $Pa(L-x)/L$, el cual también es máximo cuando $a = x$. Por lo que el momento de diseño para el punto "S" con $a = x$ (carga aplicada sobre "S") será:

$$M_s = \frac{Px(L-x)}{L} \quad \text{EC. IV. 11}$$

Si sobre la viga actúan varias cargas P_1, P_2, P_3 y P_4 a distancias $a_1 < x, a_2 < x, a_3 > x$ y $a_4 > x$, bastará aplicar el principio de superposición para obtener el momento total en "S". Dicho momento es:

$$\frac{Pa_1(L-x)}{L} + \frac{Pa_2(L-x)}{L} + \frac{P_3(L-a_3)x}{L} + \frac{P_4(L-a_4)x}{L} = P_1z_1 + P_2z_2 + P_3z_3 + P_4z_4 \quad \text{EC. IV. 12}$$

donde $a_1(L-x)/L = z_1$ = ordenada de la línea de influencia para el punto de aplicación de P_1 , y así sucesivamente (ver fig. IV.37).

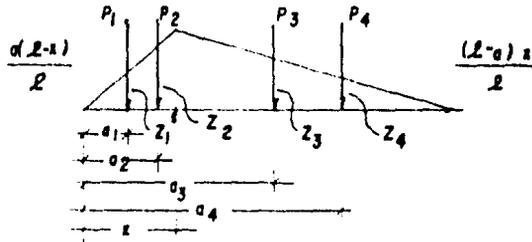


FIGURA IV.37.

Si sobre la viga actúa una carga uniforme repartida desde a_1 hasta a_2 , - el momento en el punto "S" estará dado por la suma de todos los momentos ocasionados por las diferenciales de carga, es decir, estará dado por la integral o área bajo la línea de influencia desde a_1 hasta a_2 , multiplicada por el valor de la carga uniformemente repartida "w". Así, para $a_1 > x, a_2 > x$, y $a_1 < a_2$ (ver fig. IV.38), el momento flexionante en "S" es:

$$w \left[\int_{a_1}^{a_2} \frac{(L-a)x}{L} da \right] = \frac{wx}{L} \left[\int_{a_1}^{a_2} L da - \int_{a_1}^{a_2} a da \right] = \frac{wx}{L} \left[La_2 - La_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + C \right]$$

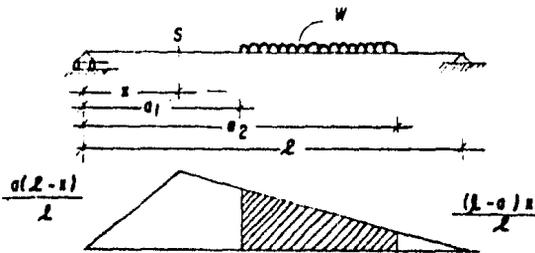


FIGURA IV. 38.

Si $a_1 = a_2$, no existe carga y el momento flexionante vale cero, por lo que $C = 0$. Así el momento flexionante en "S" está dado por:

$$\frac{\omega x}{l} \left[l a_2 - l a_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} \right]$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = x$ hasta $a_2 = l$, el momento flexionante en el punto "S" está dado por:

$$M_s = \frac{\omega x}{2l} (l-x)^2$$

Para $a_1 < x$, $a_2 < x$, y $a_1 < a_2$ (fig. IV.39), el momento flexionante en "S" es:

$$\omega \left[\int_{a_1}^{a_2} \frac{a(l-x)}{l} da \right] = \frac{\omega(l-x)}{l} \left[\frac{a^2}{2} + c \right]_{a_1}^{a_2} = \frac{\omega(l-a)}{2l} \left[a_2^2 - a_1^2 + c \right]$$

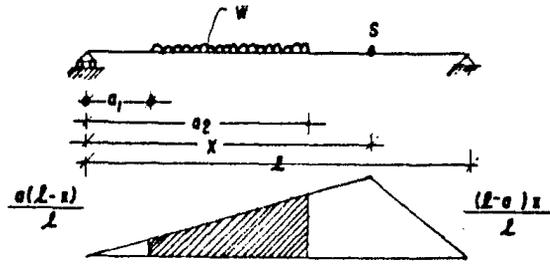


FIGURA IV.39.

Si $a_1 = a_2$ no existe carga, por lo que el momento flexionante vale cero, así $C = 0$. Y el momento flexionante en "S" está dado por:

$$\frac{\omega(l-x)}{2l} \left[a_2^2 - a_1^2 \right]$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = x$, el momento flexionante en el punto "S" está dado por:

$$M_s = \frac{\omega x^2(l-x)}{2l}$$

Para $a_1 < x < a_2$ (fig. IV.40), el momento flexionante en "S" es:

$$\begin{aligned} \omega \left[\int_{a_1}^x \frac{a(l-x)}{l} da + \int_x^{a_2} \frac{(l-a)x}{l} da \right] &= \frac{\omega}{l} \left\{ (l-x) \left[\frac{a^2}{2} + c \right]_{a_1}^x + x \left[l a + c \right]_x^{a_2} - \left[\frac{a^2}{2} + c \right]_x^{a_2} \right\} = \\ &= \frac{\omega}{2l} \left[-l x^2 - l a_1^2 + x a_1^2 - x a_2^2 + 2 x l a_2 + c \right] \end{aligned}$$

Si $a_1 = x = a_2$ el momento flexionante vale cero, por lo que $C = 0$. Así el momento flexionante en "S" está dado por:

$$\frac{\omega}{2l} \left[x a_1^2 - x a_2^2 - l x^2 - l a_1^2 + 2 x l a_2 \right]$$

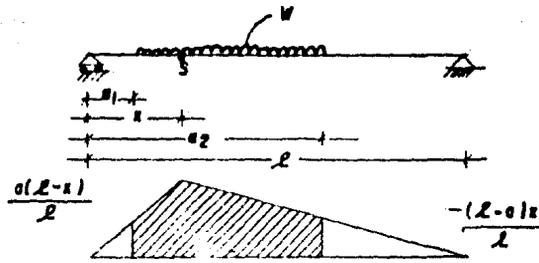


FIGURA IV.40.

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = l$, el momento flexionante en "S" está dado por:

$$M_s = \frac{wx}{2} (l-x)$$

EC. IV. 13

Es obvio que los diagramas de línea de influencia para momento nos proporcionan, de la misma forma que los diagramas de línea de influencia para cortante, información respecto a la ubicación de la carga para producir el momento máximo. Debido a que en las vigas simplemente apoyadas sólo hay momento flexionante positivo, el momento positivo máximo en cualquier punto, para una carga uniformemente repartida, se obtiene cuando la viga está totalmente cargada, que es cuando corresponde al área máxima bajo el diagrama de línea de influencia para momento flexionante. Así, el momento flexionante a considerar en el diseño del punto "S" será:

$$M_s = \frac{wx}{2} (l-x)$$

EC. IV.13 (repetida).

Ya en la sección anterior se habló de las especificaciones AASHTO respecto a la carga viva de camiones a considerar en el análisis de puentes.

En el caso de regir la carga del camión tipo, el análisis por momento flexionante se realizará de manera semejante a la que se expresa en la ecuación IV.12, considerando las descargas por eje, que se pueden encontrar en las figuras IV.19 y IV.21. Si el camión de diseño es tipo 'H' se considerarán dos cargas concentradas, aplicando la carga más pesada en el punto en estudio y la carga más ligera hacia el lado que produzca el efecto máximo (en la figura IV.19 se puede encontrar el espaciamiento entre ejes); si la posición del punto en estudio ("S") respecto al apoyo izquierdo ("x") es menor que $L/2$, la carga más ligera deberá colocarse a la derecha del punto "S" (como si el camión circulara de izquierda a derecha), y si $x > L/2$ la carga del eje ligero deberá colocarse a la izquierda del punto "S". Si el camión de diseño es tipo 'HS' se considerarán tres cargas concentradas, cuyo espaciamiento y magnitudes se especifican en la figura IV.21. La carga del eje central se colocará en el punto en estudio, la del eje posterior en el lado

de menor inclinación del diagrama y la del eje delantero en el lado de mayor inclinación del diagrama. En el caso de puentes chicos cuya longitud sea un poco mayor o menor que la longitud del camión tipo, las cargas por eje se deberán colocar en los puntos de ordenadas máximas, respetando la separación entre ejes (esta observación es aplicable también para el análisis de fuerza cortante). Las indicaciones anteriores respecto a la ubicación de las cargas por eje se obtienen por inspección de la forma de los diagramas de línea de influencia para momento flexionante, ubicando las cargas por eje más pesadas en los puntos de ordenadas máximas.

En el caso de regir la carga equivalente por carril, el puente se analizará para una carga concentrada móvil y otra uniformemente repartida, correspondientes al camión de diseño; en la figura IV.20 se encuentran los valores de estas cargas. Así, para el diseño por momento flexionante de cualquier punto "S", el momento flexionante máximo en ese punto, producido por la carga concentrada, lo obtenemos de la ecuación IV.11, y el producido por la carga uniformemente repartida, de la ecuación IV.13. Y como ya se indicó, el efecto total de las dos cargas es igual a la suma de sus efectos parciales.

IV.4.2.1.c LINEAS DE INFLUENCIA CUALITATIVAS

Las líneas de influencia construidas en la sección anterior, para las que se calculan valores numéricos de sus ordenadas, se denominan 'Líneas de Influencia Cuantitativas'. Es posible, sin embargo, esquematizar muy aproximadamente diagramas de influencia con suficiente exactitud para muy diferentes aplicaciones, sin tener que calcular valores numéricos. A estos últimos diagramas se les denomina 'Líneas de Influencia Cualitativas'.

En esta sección se incluyen las líneas de influencia cualitativas, antes de abordar el tema de líneas de influencia en puentes continuos, ya que ayudan a visualizar la forma de estas líneas en esos puentes, además de que sirven para determinar en forma muy aproximada la posición crítica de las cargas respecto a un punto dado.

Las líneas de influencia cualitativas se basan en el principio de Müller Breslau, que puede enunciarse como sigue: "Si una componente de esfuerzo interno o una componente de reacción se considera aplicada en un punto y que dicha aplicación flexione o desplace una estructura, la curva de la estructura flexionada o desplazada será, en escala proporcional, la línea de influencia para los esfuerzos o componentes de reacción". Este principio se aplica a vigas, marcos continuos, estructuras articuladas y a estructuras determinadas o indeterminadas.

Para ejemplificar el uso de las líneas de influencia cualitativas, supóngase que se necesita determinar que claros de una viga continua de seis claros deben cargarse con una carga uniforme para causar un momento positivo (compresión en la cara superior) máximo en el claro BC de la figura IV.41. Se supone que la viga tiene una articulación en ese punto del claro y se aplican pares con un sentido tal que causen compresión en la cara superior. La viga se flexionará como se muestra en la figura citada.

Cualquier valor que tienda a regresar la viga a su posición normal causará el mismo esfuerzo debido a flexión (compresión en la cara superior) en la sección dada, que los pares aplicados. Resulta obvio pues, que los claros

BC, DE y FG deberán cargarse, si se desea un momento positivo máximo en el centro del claro BC. Naturalmente que el efecto de la carga en el claro FG sobre el momento en el centro del claro BC es despreciable (Ref. 40).

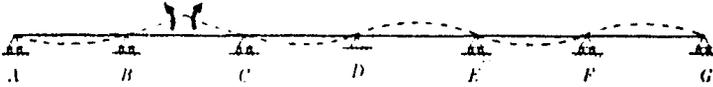


FIGURA IV.41. Línea de influencia cualitativa para momento. Al centro de un claro.

Si se desea determinar el momento máximo en C, se articula ese punto y se aplica un par adyacente a cada uno de sus lados (de modo que causen tensión en la cara superior); la viga se flexionará como se muestra en la figura IV.42. Se observa entonces que los claros BC, CD y EF deben cargarse.

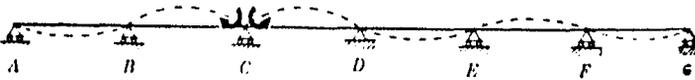


FIGURA IV.42. Línea de influencia cualitativa para momento en un apoyo.

Supóngase que se requiere encontrar la posición de la carga uniformemente repartida que de el cortante positivo máximo en una sección a la derecha de B. La viga se corta en la sección dada, se inserta un rodillo y un dispositivo de desplazamiento y se aplican dos fuerzas verticales de igual magnitud a los extremos de la viga, adyacentes al dispositivo. Cada fuerza actúa con el sentido requerido para dar la fuerza cortante del signo deseado en la sección. La viga flexionada y por lo tanto la línea de influencia cualitativa, se muestran en la figura IV.43.

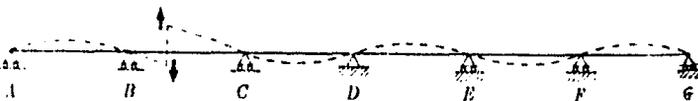


FIGURA IV.43. Línea de influencia cualitativa para cortante.

Los tramos a cargar para obtener el cortante máximo positivo en la sección en estudio son: los tramos AB, DE, FG y la porción correspondiente al tramo BC.

En la figura IV.44 se muestran otros ejemplos de líneas de influencia cualitativas para vigas hiperestáticas.

Si se desea la línea de influencia para la reacción izquierda de la viga

continúa de la figura IV.44a, su configuración general podrá determinarse haciendo que la reacción actúe hacia arriba una distancia unitaria, como se muestra en la figura IV.44b. Si el extremo izquierdo de la viga se empuja hacia arriba adoptará la forma mostrada en la figura citada. La máxima reacción izquierda (en 'A') se obtendrá para este caso, cargando los tramos AB y CD.

Nótese que un conjunto de cargas verticales colocadas sobre los segmentos positivos de las líneas de influencia producen valores positivos de una cantidad deseada. Si se colocan las cargas sobre las porciones negativas de las líneas de influencia se tendrá como resultado los valores máximos de éstas cantidades con signo opuesto. Así, si en la figura IV.44.d, que es la línea de influencia para momento positivo en "x", cargamos los tramos BC y DE, obtenemos el momento máximo negativo en el punto "x". Este ejemplo ilustra la importancia de las líneas de influencia, y del principio de Müller-Breslau en particular, para establecer los patrones de carga para las estructuras.

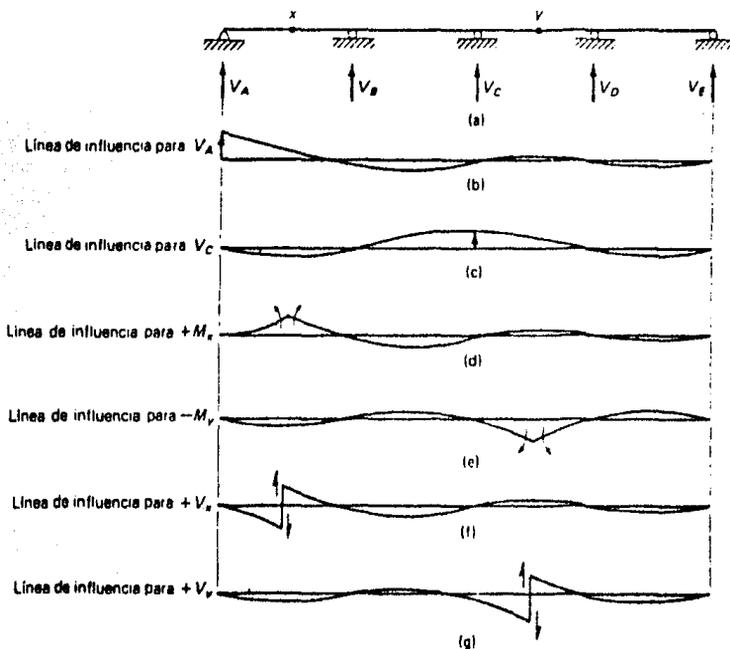


FIGURA IV.44. Líneas de influencia cualitativas.

Se debe tener cuidado al trazar las líneas de influencia cualitativas para momento flexionante en algunos puntos de la viga continua: si el punto está en la porción media de la viga, la línea de influencia tiene la forma que aparece en la figura IV.45a (no cambia de signo en el claro); sin embargo, si el punto está cerca de un apoyo, la forma de la línea de influencia se muestra en la figura IV.45b, y cambia de signo en el mismo claro. El punto de transición 'F' se llama "Punto fijo" de la línea de influencia, y se localiza aproximadamente a la cuarta parte del claro; coincide con el pun

to de inflexión cuando se aplica un momento en el apoyo del extremo lejano de la viga y no hay otras cargas en el claro (Ref. 39).

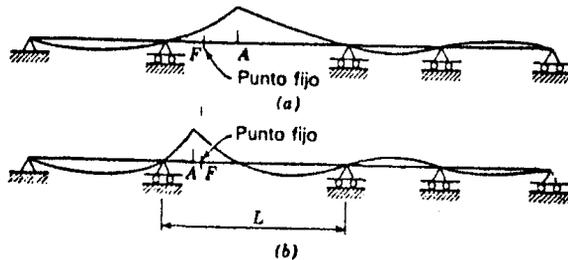


FIGURA IV.45. Líneas de influencia para el momento a uno y otro lado del punto fijo.

IV.4.2.1.d LINEAS DE INFLUENCIA EN PUENTES CONTINUOS

La utilización de las líneas de influencia en estructuras estáticamente indeterminadas es similar a la que correspondió a las estructuras isostáticas o estáticamente determinadas; permiten localizar los puntos críticos por carga viva y calcular los elementos mecánicos respecto a un punto, para diversas posiciones de las cargas. Las líneas de influencia en vigas hiperestáticas no son tan fáciles de obtener como en el caso de vigas isostáticas, en las que se definieron las expresiones para el cálculo de la fuerza cortante máxima y el momento flexionante máximo, para las posiciones críticas de la carga respecto a cualquier punto "S". En el caso de vigas continuas, el desarrollo de las líneas de influencia es similar, pero se requiere primeramente resolver la viga hiperestática y obtener los momentos en los nudos en función de una posición generalizada de la carga unitaria móvil. El método que se utilizará para la resolución de la viga hiperestática es el método de las rigideces con el enfoque realizado por el Ing. Heberto Castillo, que constituye el método de los "Invariantes Estructurales". En primer lugar, se desarrolla en forma breve el método del Ing. Castillo (en su aplicación a vigas hiperestáticas) para su comprensión, y posteriormente se aplicará en la construcción de las líneas de influencia.

IX.4.2.1. d.1 ANALISIS DE VIGAS CONTINUAS.

En una viga como la de la figura IX.46, las deformaciones que sufre son función de las cargas que actúan sobre ella, de las características propias de la viga y de las restricciones de sus apoyos indicadas por [1], [2].

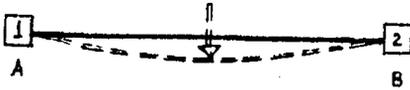


FIGURA IX.46

Si los apoyos son como los indicados en la figura IX.47.a, las reacciones sobre estos apoyos pueden ser obtenidas a partir de las ecuaciones de equilibrio $\Sigma F_x = 0$, $\Sigma F_y = 0$, $\Sigma M_z = 0$. En otros casos, como los mostrados en las figuras IX.47.b y IX.47.c, no es posible obtener las reacciones, ya que el número de estas es mayor que el de ecuaciones de la estática.

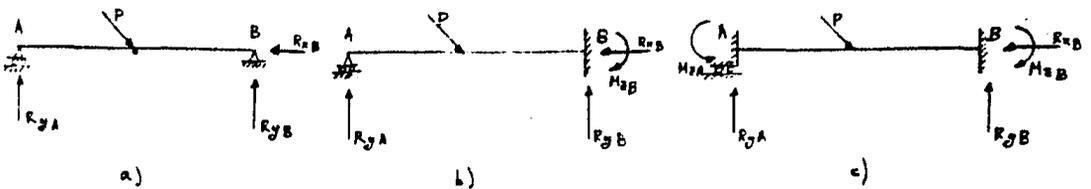


FIGURA IX.47 . Vigas con diferentes condiciones de apoyo

Para obtener las reacciones en casos como el b) y el c) de la figura IX.47, además de las ecuaciones de la estática es necesario utilizar otras como son las que se desprenden de la ley de Hooke (esfuerzo-deformación) y las de compatibilidad de deformaciones.

Para ilustrar esto, consideremos el caso de la figura IX.47.b; si no existiera el apoyo A, la viga tendría en A un desplazamiento vertical ΔL debido a la carga P (Figura IX.48.a). Ahora, si sobre esta viga no actuara la carga P , sino una carga R_{yA} en el extremo A, el desplazamiento correspondiente sería

$\Delta 2$ (Fig. IV.48.b). Sabemos sin embargo que en la viga original, el desplazamiento en A. debe valer cero. Así, se podrá plantear la ecuación $\Delta 1 + \Delta 2 = 0$ que junto con las tres de la estática permitirá obtener las cuatro reacciones.

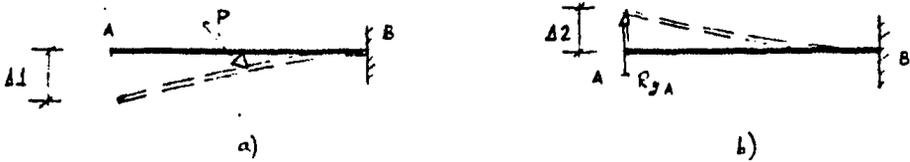


FIGURA IV.48. Desplazamientos en el extremo izquierdo por la acción de:
 a) Una carga P actuante en el cuerpo de la viga
 b) Una carga R_{yA} en el extremo A.

Otra forma de obtener las reacciones sería considerar primeramente la no existencia de la reacción M_B . (Fig. IV.47. b) correspondiente a la carga P , con lo que la viga sufriría un giro $\phi 1$ (Fig. IV.49. a). Ahora, si sobre esta viga no actuara la carga P sino un momento M_B , el giro correspondiente sería $\phi 2$ (Fig. IV.49. b).



FIGURA IV.49. Giros en el extremo B debidos a:
 a) Una carga P actuante en el cuerpo de la viga
 b) Un momento M_B en el extremo A.

Sabemos sin embargo que en la viga original (Fig. IV.47. b), el giro en B debe valer cero. Así, se podrá plantear la ecuación $\phi 1 + \phi 2 = 0$ que junto con las tres de la estática permitirá obtener las cuatro reacciones.

Como se puede ver se hace necesaria, para la solución de ciertos problemas la cuantificación de las deformaciones ocasionadas por diferentes acciones - (relaciones esfuerzo-deformación). A continuación se presentan algunos casos de deformación y las correspondientes acciones que las causan, con lo que estableceremos las ecuaciones faltantes en estructuras hiperestáticas, de una manera sencilla (Fig. IX.50).

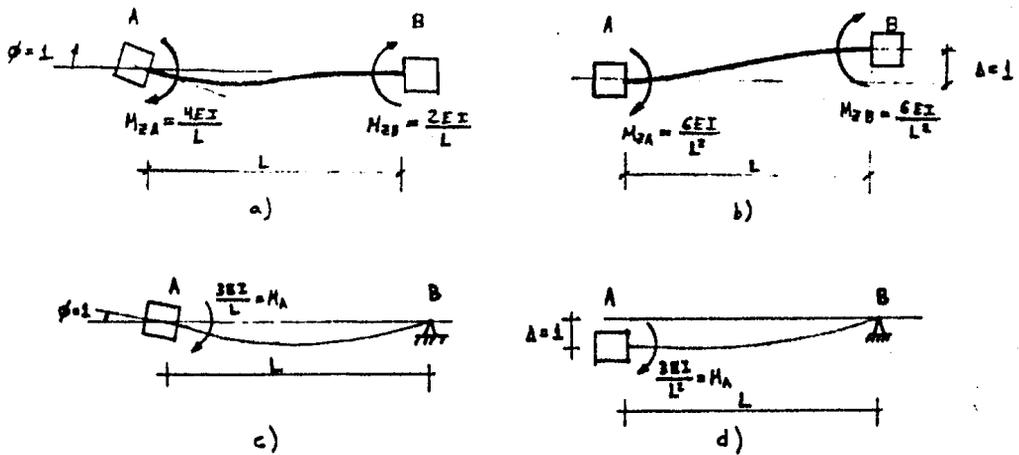


FIGURA IX.50. Momentos actuantes en A y en B correspondientes a diferentes estados de deformación.

- Giro unitario en A y cero en B sin desplazamientos.
- Desplazamiento unitario entre A y B sin giros.
- Giro unitario en A, B articulado, sin desplazamientos.
- Desplazamiento unitario entre A y B, siendo B articulado, sin giros.

En lo que sigue se analizará una viga de tres claros y sección constante, - como la mostrada en la figura IX.51; en caso de un número diferente de claros el análisis será similar.

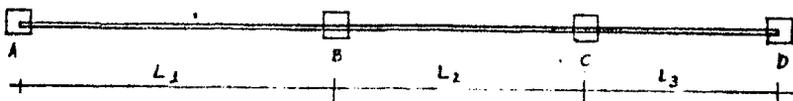


FIGURA IX.51 Viga formada por tres claros L_1, L_2 y L_3 siendo $I = \text{constante}$

Los momentos en los nudos A, B, C y D dependerán de la magnitud y posición de las cargas actuantes y de las condiciones de apoyo de cada nudo.

Sabemos que para producir un giro unitario en A y cero en B, C y D, se requiere que exista un momento de $4EI/L_1$ en A y uno de $2EI/L_1$ en B como se indica en la figura IX.52. En nuestro análisis consideraremos - un momento positivo cuando su dirección sea en el sentido del giro de las manecillas del reloj.

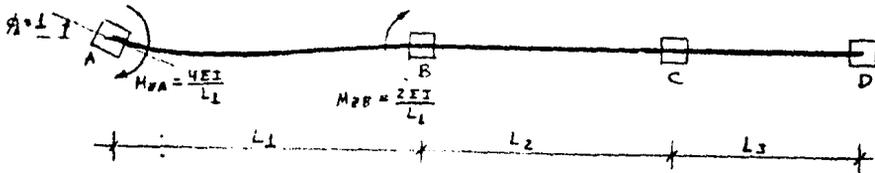


FIGURA IX.52 Momentos actuantes para un giro unitario en A y cero en B, C y D.

Para que exista un giro unitario en B y cero en el resto se requiere un momento de $2EI/L_1$ en A, uno de $4EI/L_1 + 4EI/L_2$ en B y uno de $-2EI/L_2$ en C (Fig. IX.53).

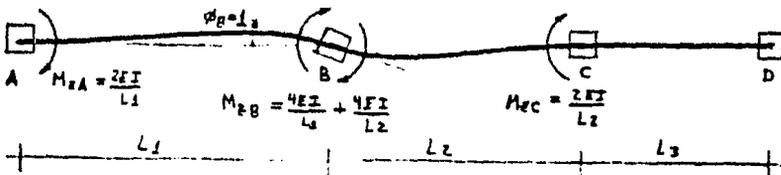


FIGURA IX.53 Momentos actuantes para un giro unitario en B y cero en A, C y D

Para que exista un giro unitario en C y cero en el resto se requiere un momento de $2EI/L_2$ en B, $4EI/L_2 + 4EI/L_3$ en C y $2EI/L_3$ en D (Fig. IX.54)

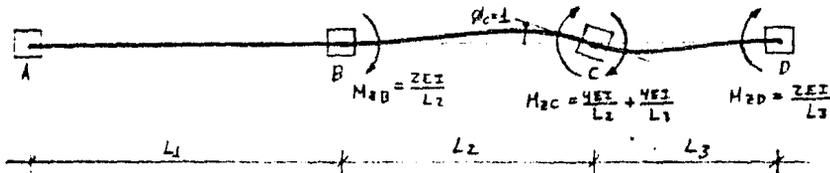


FIGURA IX.54 Momentos actuantes para un giro unitario en C y cero en A, B y D

Por último para que exista un giro unitario en D y cero en A, B y C se requiere un momento de $2EI/L_3$ en C y uno de $4EI/L_3$ en D (Fig. IX.55).

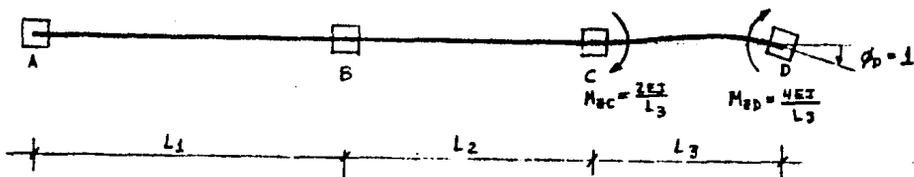


FIGURA IX.55 Momentos actuantes para un giro unitario en D y cero en A, B y C

Las interacciones de los giros y momentos en los nudos se resumen en la -
Tabla IX.13

Un giro unitario		Requiere un momento en:			
		A	B	C	D
en	A	$\frac{4EI}{L_1}$	$\frac{2EI}{L_2}$	0	0
	B	$\frac{2EI}{L_1}$	$\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2}$	$\frac{2EI}{L_2}$	0
	C	0	$\frac{2EI}{L_2}$	$\frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3}$	$\frac{2EI}{L_3}$
	D	0	0	$\frac{2EI}{L_3}$	$\frac{4EI}{L_3}$

TABLA IX.13 Interacción entre giros y momentos para la viga de la figura IX.51

Si un sistema de cargas produce giros ϕ_A , ϕ_B , ϕ_C y ϕ_D (Fig. IX.56), el mo-

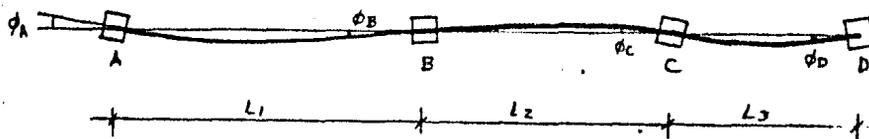


FIGURA IX.56 Giros debidos a un sistema de cargas.

mento actuante en A, M_A , puede obtenerse a partir de los giros como

$$M_A = \frac{4EI}{L_1} \phi_A + \frac{2EI}{L_1} \phi_B + 0 \phi_C + 0 \phi_D \quad \text{Ec. IX.14.1}$$

Asimismo,

$$M_B = \frac{2EI}{L_1} \phi_A + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C + 0 \phi_D \quad \text{Ec. IX.14.2}$$

$$M_C = 0 \phi_A + \frac{2EI}{L_2} \phi_B + \left[\frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \right] \phi_C + \frac{2EI}{L_3} \phi_D \quad \text{Ec. IX.14.3}$$

$$M_D = 0 \phi_A + 0 \phi_B + \frac{2EI}{L_3} \phi_C + \frac{4EI}{L_3} \phi_D \quad \text{Ec. IX.14.4}$$

Las ecuaciones anteriores se pueden representar matricialmente como:

$$\begin{bmatrix} M_A \\ M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} & \frac{2EI}{L_3} \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_3} & \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix}$$

[Ec. IX.14.]

En caso de que cualquiera de los nudos A o D pueda considerarse articulado, el momento actuante M para el nudo valdrá cero; o bien si puede considerarse empotrado, el giro valdrá cero. Cualquiera que sea el caso, el sistema de ecuaciones IX.14 podrá reducirse como se indica a continuación:

En caso de que A sea articulado

$$M_A = 0 = \frac{4EI}{L_1} \phi_A + \frac{2EI}{L_1} \phi_B \longrightarrow \phi_A = -\frac{1}{2} \phi_B$$

Sustituyendo el valor de ϕ_A en la ecuación IX.14.2

$$M_B = \frac{2EI}{L_1} \left(-\frac{1}{2} \phi_B\right) + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C$$

$$M_B = \left[\frac{2EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C$$

La ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos es entonces:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} & \frac{2EI}{L_3} \\ 0 & \frac{2EI}{L_3} & \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix}$$

Si además D se puede considerar articulado $M_D = 0$ y de la ecuación - IV.14.4 quedará que $\phi_D = -\frac{1}{2} \phi_C$ por lo que la ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos será:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{3EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

En caso de que A se pueda considerar empotrado $\phi_A = 0$, M_A de la ecuación IV.14.1 quedará: $M_A = \frac{2EI}{L_1} \phi_B$ y la ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos será:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} & \frac{2EI}{L_3} \\ 0 & \frac{2EI}{L_3} & \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix}$$

Si además D se puede considerar empotrado $\phi_D = 0$, M_D de la ecuación IV.14.4 quedará

$$M_D = \frac{2EI}{L_3} \phi_C$$

y la ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos será:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Asimismo, en el caso de que A pueda considerarse articulado y D empotrado:

$$M_A = 0 \rightarrow \phi_A = -\frac{1}{2} \phi_B$$

$$\phi_D = 0 \rightarrow M_D = \frac{2EI}{L_3} \phi_C$$

y la ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos será:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Y por último, en el caso de que A pueda considerarse empotrado y D articulado:

$$\phi_A = 0 \rightarrow M_A = \frac{2EI}{L_1} \phi_B$$

$$M_D = 0 \rightarrow \phi_D = -\frac{1}{2} \phi_C$$

y la ecuación matricial para obtener los momentos desconocidos será:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{3EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Ahora bien, cuando analizamos una estructura que va a ser construida, no conocemos los giros, es decir la deformación de la estructura, sino que conocemos, de manera aproximada, las cargas que actuarán sobre ella y con esto los momentos actuantes. Así, en las ecuaciones matriciales planteadas, - nuestras incógnitas serán los giros en los nudos y a partir del conocimiento de estos giros se obtendrán los momentos y cortantes finales en los nudos de la viga. Esto se explica a continuación.

Considérese la viga de la figura IX.57, con condiciones de apoyo representadas por [1] y [2]

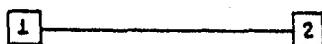


FIGURA IX.57

Al aplicar una carga P sobre la viga, esta se deformará sufriendo giros ϕ_A y ϕ_B en sus extremos (Fig. IX.58).

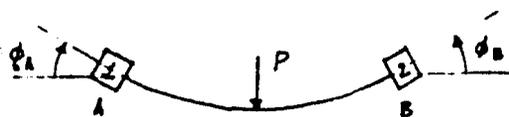


FIGURA IX.58

Para impedir los giros de los nudos A y B (lo que equivale a que las condiciones de apoyo [1] y [2] sean empotradas), es necesario aplicar los momentos externos a la viga indicados en la figura IX.59.

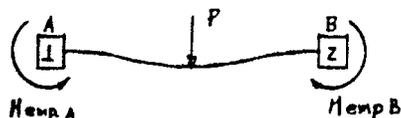


FIGURA IX.59

De lo anterior podemos concluir que los momentos actuantes sobre los nudos

(momentos que ocasionan los giros), son de magnitud igual a los momentos - de empotramiento pero de signo contrario.

Si el extremo A fuera articulado, es evidente que el momento actuante en ese nudo será cero, puesto que no tiene capacidad para tomar momento. Así, sólo existirá el momento actuante sobre el nudo B.

En la figura IX.60 se indican los momentos de empotramiento para el caso de carga uniforme y para carga concentrada.

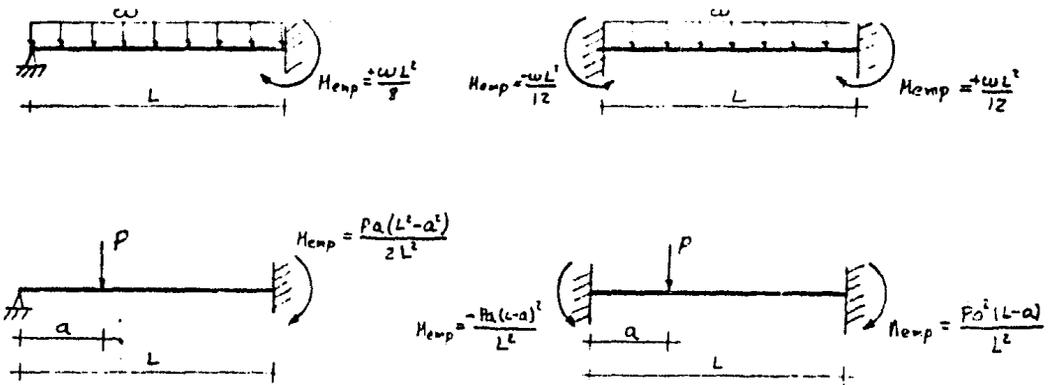


FIGURA IX.60

Ahora bien, al aparecer los momentos actuantes (de barra sobre nudo) - sobre los apoyos, los nudos sufren giros, y de acuerdo con la figura IX.50, para dar al nudo A un giro unitario es necesario aplicar un momento externo (de nudo sobre barra) de $\frac{4EI}{L}$, siendo entonces el momento correspondiente de barra sobre nudo de $-\frac{4EI}{L}$. Asimismo, un giro unitario en B repercute en A con un momento externo (de nudo sobre barra) de $\frac{2EI}{L}$, por lo que el correspondiente de barra sobre nudo será de $-\frac{2EI}{L}$. Así, si al final de la deformación se tienen giros ϕ_A y ϕ_B , el momento final de barra sobre el nudo A será:

$$(MF_A)_{b/n} = \text{Mom. actuante en A} - \frac{4EI}{L} \phi_A - \frac{2EI}{L} \phi_B$$

$$(MF_A)_{b/n} = M_A - \frac{2EI}{L} [2\phi_A + \phi_B]$$

y dado que el momento actuante M_A es igual pero de signo contrario al momento de empotramiento, el momento final en A de barra sobre nudo será:

$$(MF_A)_{b/N} = -M_{emp.A} - \frac{2EI}{L} [2\phi_A + \phi_B]$$

y el momento final de nudo sobre barra será igual pero de signo contrario.

$$(MF_A)_{N/b} = M_{emp.A} + \frac{2EI}{L} [2\phi_A + \phi_B]$$

Un análisis similar para el nudo B nos conduce a:

$$(MF_B)_{b/N} = -M_{emp.B} - \frac{2EI}{L} [2\phi_B + \phi_A]$$

$$(MF_B)_{N/b} = M_{emp.B} + \frac{2EI}{L} [2\phi_B + \phi_A]$$

De una manera general, en una viga cuyos nudos son "i" y "j", el momento final de barra sobre nudo en el extremo i es:

$$(MF_i)_{b/N} = -M_{emp.i} - \frac{2EI}{L} [2\phi_i + \phi_j] \quad \text{Ec. IX.15}$$

y el de nudo sobre barra es:

$$(MF_i)_{N/b} = M_{emp.i} + \frac{2EI}{L} [2\phi_i + \phi_j] \quad \text{Ec. IX.16}$$

EJEMPLO IX.1 Obtener los momentos finales de nudo sobre barra en la viga de la figura IX.61

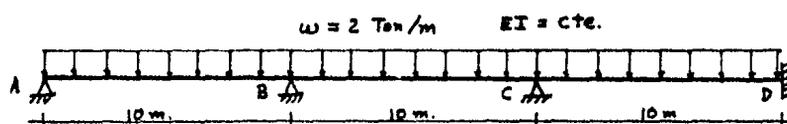


FIGURA IX.61

Dado que A es articulado, $M_A = 0 \rightarrow \phi_A = -\frac{1}{2} \phi_B$, y dado que D está empotrado $\phi_D = 0 \rightarrow M_D = \frac{2EI}{L} \phi_C$ y la ecuación matricial que nos proporciona ϕ_B y ϕ_C es:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{10} + \frac{4EI}{10} & \frac{2EI}{10} \\ \frac{2EI}{10} & \frac{4EI}{10} + \frac{4EI}{10} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{EI}{10} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

de donde

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{10}{EI} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \frac{10}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix}$$

El momento actuante M_B está compuesto por dos partes, el que actúa del lado izquierdo (-) y el del lado derecho del nudo (+), por lo que el momento actuante total sobre el nudo B será la diferencia. Su valor puede obtenerse a partir de la figura 36 (recordando que es de signo contrario al del momento de empotramiento).

$$M_B = -\frac{\omega L^2}{8} + \frac{\omega L^2}{12} = -25 + 16.67 = -8.33 \text{ Ton.}\cdot\text{m.}$$

Asimismo, el momento M_C será:

$$M_C = -\frac{\omega L^2}{12} + \frac{\omega L^2}{12} = 0$$

Los giros ϕ_B y ϕ_C serán:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{10}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -8.33 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{10}{EI} (-1.281) \\ \frac{10}{EI} (0.3207) \end{bmatrix}$$

Ahora, en base a ϕ_B y ϕ_C y con la ecuación 9 obtenemos los momentos finales de nudo sobre barra.

El momento final en A es cero por ser articulación.

El momento final de nudo sobre barra de B sobre la barra izquierda es:

$$(M_{FB})_{N/bizq} = M_{emp. B izq.} + \frac{2EI}{L} [2\phi_B + \phi_A] = 25 + \frac{2EI}{10} [2\phi_B - \frac{1}{2}\phi_B] =$$

$$(MF_B)_{N/b \text{ izq}} = 25 + 2 \frac{EI}{10} \left[2 \frac{10}{EI} (-1.281) + \frac{5}{EI} (1.281) \right] = 21.15 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El momento final del nudo B sobre la barra derecha es:

$$(MF_B)_{N/b \text{ der}} = -16.67 + \frac{2EI}{10} \left[2 \frac{10}{EI} (-1.281) + \frac{10}{EI} (0.3207) \right] = -21.15 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

lo cual establece el equilibrio del nudo B

El momento final del nudo C sobre la barra izquierda es:

$$(MF_C)_{N/b \text{ izq.}} = 16.67 + \frac{2EI}{10} \left[2 \frac{10}{EI} (0.3207) + \frac{10}{EI} (-1.281) \right] = 15.39 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El momento final del nudo C sobre la barra derecha es:

$$(MF_C)_{N/b \text{ der.}} = -16.67 + \frac{2EI}{10} \left[2 \frac{10}{EI} (0.3207) + 0 \right] = -15.39 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

lo cual establece el equilibrio del nudo C

Por último, el momento de empotramiento en D es:

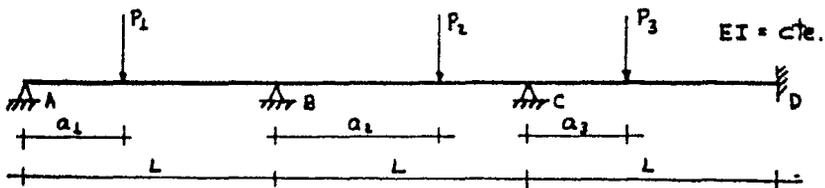
$$(MF_D)_{N/b} = 16.67 + \frac{2EI}{10} \left[2(0) + \frac{10}{EI} (0.3207) \right] = 17.31 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Con el ejemplo anterior se completa la exposición del método que se utilizará en seguida para el análisis de líneas de influencia en vigas continuas.

IV.4.2.1.d.2 LINEAS DE INFLUENCIA DE CORTANTE Y MOMENTO PARA UNA VIGA CONTINUA.

A continuación se presenta el desarrollo para obtener las líneas de influencia en una viga continua de tres claros iguales y con el mismo EI , y en la que se supone que el extremo izquierdo está articulado y el derecho empotrado (Fig. IV.62)

El procedimiento que se presentara puede ser extendido fácilmente - para un número cualquiera de claros, de EI distintas y longitudes diferentes.



P_i indica la carga concentrada que transita sobre el claro i
 a_i indica la distancia entre P_i y el apoyo izquierdo inmediato

FIGURA IV.62

De acuerdo a lo visto en el inciso anterior, si A es articulado y D empotrado (Fig. IV.62).

$$M_A = 0 \quad \rightarrow \quad \phi_A = -\frac{1}{2} \phi_B$$

$$\phi_D = 0 \quad \rightarrow \quad M_D = \frac{2EI}{L} \phi_C$$

los momentos actuantes en B y C están dados por la diferencia entre los momentos de empotramiento a uno y otro lado de cada apoyo con signo contrario. Esto es (ver figura IV.60):

$$M_B = -\frac{P_1 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^2} + \frac{P_2 a_2 (L - a_2)^2}{L^2}$$

$$M_C = -\frac{P_2 (L - a_2)(a_2)^2}{L^2} + \frac{P_3 a_3 (L - a_3)^2}{L^2}$$

y los giros ϕ_B y ϕ_C pueden obtenerse a partir de la ecuación matricial:

$$\begin{bmatrix} H_B \\ H_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L} + \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} + \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

de donde despejando $[\phi]$

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} H_B \\ H_C \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\frac{P_1 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} + \frac{P_2 a_2 (L - a_2)^2}{L^2} \\ -\frac{P_2 (L - a_2)(a_2)^2}{L^2} + \frac{P_3 a_3 (L - a_3)^2}{L^2} \end{bmatrix}$$

[Ec. IX.17]

- LINEA DE INFLUENCIA PARA CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA CUANDO UNA CARGA P - UNITARIA CORRE POR EL PRIMER TRAMO.

Consideremos que en nuestra viga de tres tramos sólo existe $P_1 = 1$ -
(Fig. IX.63)

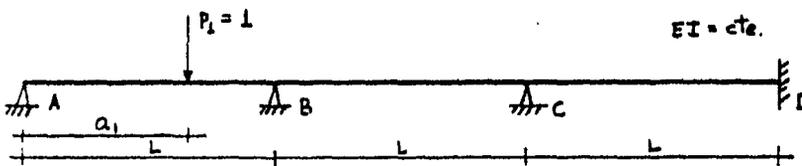


FIGURA IX.63

Los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la [Ec. IX.17] por:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\frac{a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} \\ 0 \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo - cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 1 puede calcularse como (ver Ec. IV.16)

$$MF_{B/1^{er}}^{\downarrow} = \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} + \frac{2EI}{L} \left[2\phi_B - \frac{1}{2}\phi_B \right]$$

giro en el extremo articulado (ϕ_A)

$$MF_{B/1^{er}}^{\downarrow} = \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} + \frac{3EI}{L} \phi_B = \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} + \frac{3EI}{L} \frac{L}{EI} \left[-\frac{0.1538 a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} \right]$$

$$MF_{B/1^{er}}^{\downarrow} = 0.5384 \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} = -MF_{B/2^{do}}^{\downarrow}$$

Asimismo, el momento final de nudo sobre barra del nudo C sobre el tercer tramo cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 1 puede calcularse como:

$$MF_{C/3^{er}}^{\downarrow} = \frac{2EI}{L} [2\phi_C + 0]$$

giro en el extremo empotrado (ϕ_D)

$$MF_{C/3^{er}}^{\downarrow} = \frac{4EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{0.0385 a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} \right]$$

$$MF_{C/3^{er}}^{\downarrow} = 0.1540 \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} = -MF_{C/2^{do}}^{\downarrow}$$

El momento final de empotramiento en D cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 1 está dado por:

$$MF_{D/3^{er}}^{\downarrow} = \frac{2EI}{L} [z(0) + \phi_C] = \frac{2EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{0.0385 a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2} \right]$$

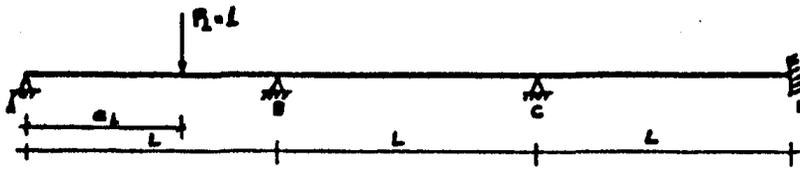
$$MF_{D/3^{er}}^{\downarrow} = 0.077 \frac{a_1(L^2 - a_1^2)}{2L^2}$$

Y, como es evidente, el momento en A es cero

$$MF_{A/1^{er}}^{\downarrow} = 0$$

Las reacciones isostáticas e hiperestáticas sobre los apoyos debidas a la carga $P_1 = 1$ se indican en la figura IV.64

NOTA: $MF_{x/i}^{\downarrow}$ indica momento final del nudo x sobre el tramo i cuando la carga unitaria corre sobre el tramo j



$\frac{L-a_1}{L}$	$\frac{a_1}{L}$		Reacciones isostáticas
0	$\frac{-0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{0.1540 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	Momentos hiperestáticos de nudo sobre barra
$\frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{-0.1540 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{0.077 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	
$\frac{-0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{0.077 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{-0.154 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	Reacciones hiperestáticas
$\frac{0.077 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{-0.077 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	$\frac{0.154 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$	

FIGURA III.64

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el primer tramo, (Fig. III.65), será

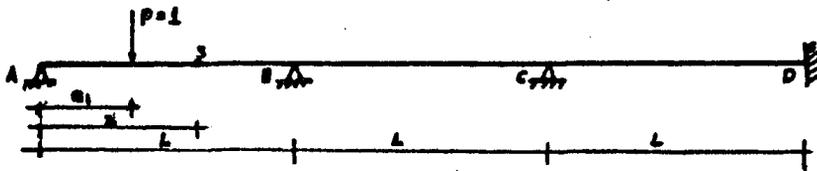


FIGURA III.65

Cuando $a_1 \leq x$

$$V_{s-1}^L = \frac{L-a_1}{L} - \frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} - 1$$

$$M_{s-1}^L = \left[\frac{L-a_1}{L} - \frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} \right] x - [x - a_1]$$

Cuando $a_1 \geq x$

$$V_{s-1}^{\downarrow} = \frac{L-a_1}{L} - \frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$$

$$M_{s-1}^{\downarrow} = \left[\frac{L-a_1}{L} - \frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} \right] x$$

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el segundo tramo (Fig. IX.66) está dado por:

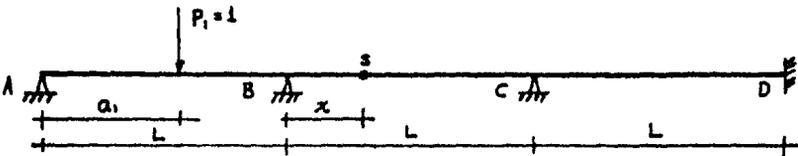


FIGURA IX.66

$$V_{s-2}^{\downarrow} = \frac{0.6924 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$$

$$M_{s-2}^{\downarrow} = \left[\frac{0.6924 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} \right] x - \frac{0.5384 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^2}$$

El cortante y el momento en el punto "s" situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. IX.67) está dado por:

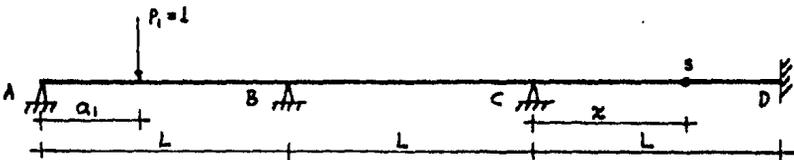


FIGURA IX.67

$$V_{s-3}^{\downarrow} = \frac{-0.231 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3}$$

$$M_{s-3}^{\downarrow} = \left[\frac{-0.231 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^3} \right] x + \frac{0.1540 a_1 (L^2 - a_1^2)}{2L^2}$$

NOTA: En V_{s-i}^{\downarrow} , M_{s-i}^{\downarrow} , $s-i$ indica que el elemento mecánico se calcula para el punto "s" situado en el tramo i , y j indica que la carga unitaria recorre el tramo j

- LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA CUANDO UNA CARGA P UNITARIA CORRE POR EL SEGUNDO TRAMO.

Consideremos que en nuestra viga de tres tramos sólo existe $P_2 = 1$ (Fig. IX.68)

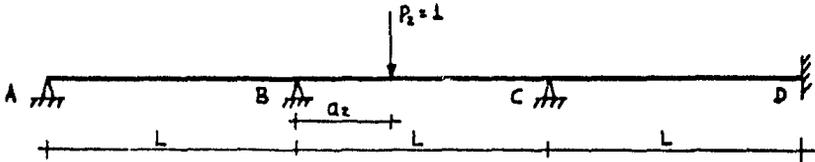


FIGURA IX.68

Los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la [Ec. IX.17] por :

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{a_2(L-a_2)^2}{L^3} \\ -\frac{(L-a_2)(a_2)^2}{L^3} \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 2 puede calcularse como :

$$MF_{B/1}^2 = \frac{2EI}{L} \left[2\phi_B - \frac{1}{2}\phi_B \right] = \frac{3EI}{L} \phi_B = \frac{3EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{0.1538 a_2 (L-a_2)^2}{L^2} + \frac{0.0385 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{B/1}^2 = \frac{0.4614 a_2 (L-a_2)^2 + 0.1155 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2} = -MF_{B/2}^2$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo C sobre el tercer tramo - cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 2 puede calcularse como :

$$MF_{C/3}^2 = \frac{2EI}{L} [2\phi_C + 0] = \frac{4EI}{L} \phi_C = \frac{4EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{-0.0385 a_2 (L-a_2)^2}{L^2} - \frac{0.1346 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{C/3}^2 = \frac{-0.154 a_2 (L-a_2)^2 - 0.5384 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2} = -MF_{C/2}^2$$

El momento final de empotramiento en D cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 2 está dado por :

$$MF_{D/300}^2 = \frac{2EI}{L} [2(\alpha) + \beta_c] = \frac{2EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{-0.0385 a_2 (L-a_2)^2}{L^2} - \frac{0.1346 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{D/300}^2 = \frac{-0.077 a_2 (L-a_2)^2 - 0.2692 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$$

Y como es obvio, el momento en A es cero.

$$MF_{A/100}^2 = 0$$

Las reacciones isostáticas e hipereestáticas sobre los apoyos debidas a la carga $P_2 = 1$ se indican en la figura IX.69 (ver siguiente página).

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el primer tramo (Fig. IX.70) está dado por :

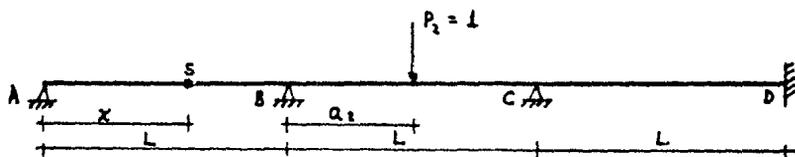


FIGURA IX.70

$$V_{s-1}^2 = - \frac{0.4614 a_2 (L-a_2)^2 + 0.1155 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$$

$$M_{s-1}^2 = \left[- \frac{0.4614 a_2 (L-a_2)^2 + 0.1155 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3} \right] x$$

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el segundo tramo (Fig. IX.71) está dado por :

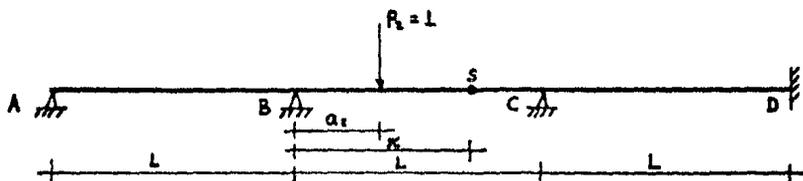
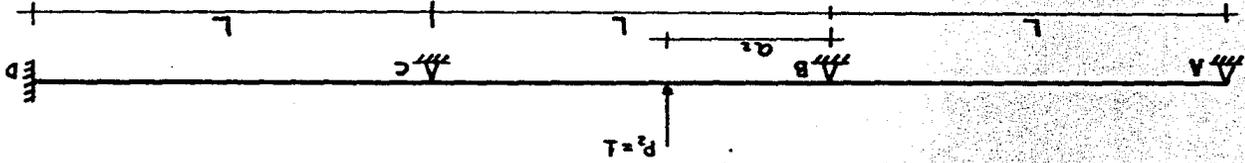
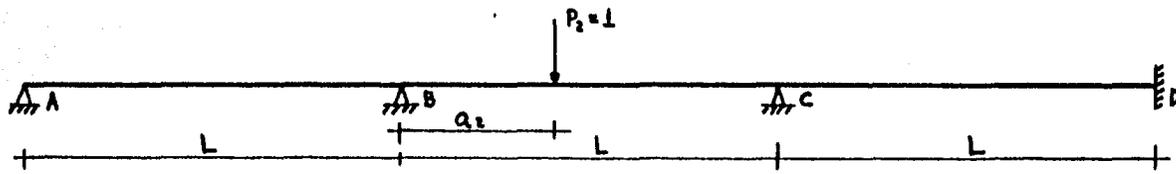


FIGURA IX.71



Reacciones isostáticas			
0	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$
Reacciones hiperestáticas	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$
Reacciones hiperestáticas de nudo sobre barra.	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.4619a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$
Reacciones hiperestáticas	$\frac{0.231a_2(L-a_2)^2 + 0.2076(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.231a_2(L-a_2)^2 + 0.2076(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.231a_2(L-a_2)^2 + 0.2076(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$

FIGURA IV. 69



	\uparrow $\frac{L-a_2}{L}$	\uparrow $\frac{a_2}{L}$	Reacciones isostáticas
\circ	$\frac{0.4614a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.154a_2(L-a_2)^2 + 0.5384(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.184a_2(L-a_2)^2 + 0.5384(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$
	$\frac{0.4614a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.154a_2(L-a_2)^2 + 0.5384(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$	$\frac{0.2077a_2(L-a_2)^2 + 0.2692(L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$
	$\frac{0.4614a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$	$\frac{0.3074a_2(L-a_2)^2 - 0.4229(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$	$\frac{0.231a_2(L-a_2)(a_2)^2 + 0.5075(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$
	$\frac{0.4614a_2(L-a_2)^2 + 0.1155(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$	$\frac{0.3074a_2(L-a_2)^2 - 0.4229(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$	$\frac{0.231a_2(L-a_2)^2 + 0.5075(L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$
			Reacciones hiperestáticas

FIGURA IV. 69

Si $a_2 \leq x$

$$V_{S-2}^2 = \frac{L-a_2}{L} + \frac{0.3074 a_2 (L-a_2)^2 - 0.4229 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3} - 1$$

$$M_{S-2}^2 = \left[\frac{L-a_2}{L} + \frac{0.3074 a_2 (L-a_2)^2 - 0.4229 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3} \right] x - [x-a_2] - \frac{0.4614 a_2 (L-a_2)^2 + 0.115 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$$

Si $a_2 \geq x$

$$V_{S-2}^2 = \frac{L-a_2}{L} + \frac{0.3074 a_2 (L-a_2)^2 - 0.4229 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$$

$$M_{S-2}^2 = \left[\frac{L-a_2}{L} + \frac{0.3074 a_2 (L-a_2)^2 - 0.4229 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3} \right] x - \frac{0.4614 a_2 (L-a_2)^2 + 0.115 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$$

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. IX.72) está dado por:

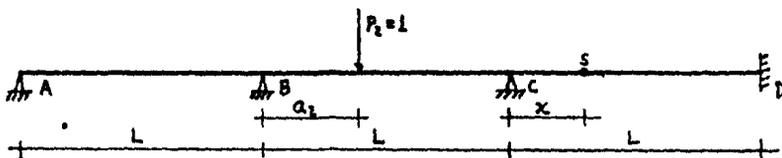


FIGURA IX.72

$$V_{S-3}^2 = \frac{0.231 a_2 (L-a_2)^2 + 0.8076 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3}$$

$$M_{S-3}^2 = \left[\frac{0.231 a_2 (L-a_2)^2 + 0.8076 (L-a_2)(a_2)^2}{L^3} \right] x - \frac{0.154 a_2 (L-a_2)^2 + 0.5304 (L-a_2)(a_2)^2}{L^2}$$

- LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA CUANDO UNA CARGA P UNITARIA CORRE POR EL TERCER TRAMO.

Consideremos que en nuestra viga de tres tramos sólo existe $P_2=1$ (Fig. IX.73).

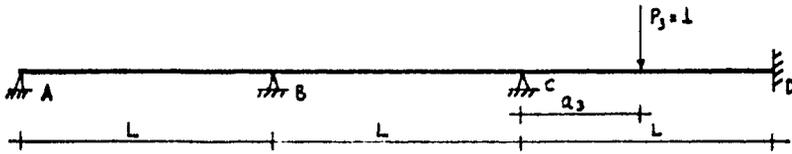


FIGURA IX.73

Los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la [Ec. IX.17] por:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1346 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{a_3(L-a_3)^2}{L^2} \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 3 puede calcularse como:

$$MF_{B/1}^3 = \frac{2EI}{L} [2\phi_B - \frac{1}{2}\phi_B] = \frac{3EI}{L} \phi_B = \frac{3EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{-0.0385 a_3 (L-a_3)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{B/1}^3 = \frac{-0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^2} = -MF_{B/2}^3$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo C sobre el tercer tramo cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 3 puede calcularse como:

$$MF_{C/3}^3 = -\frac{a_3(L-a_3)^2}{L^2} + \frac{2EI}{L} [2\phi_C + 0] = \frac{-a_3(L-a_3)^2}{L^2} + \frac{4EI}{L} \phi_C$$

$$MF_{C/3}^3 = -\frac{a_3(L-a_3)^2}{L^2} + 4 \frac{EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{0.1346 a_3 (L-a_3)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{C/3}^3 = \frac{-0.4616 a_3 (L-a_3)^2}{L^2} = -MF_{C/2}^3$$

El momento final de empotramiento en D cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 3 está dado por:

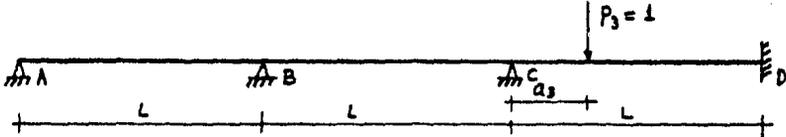
$$MF_{D/3}^3 = \frac{a_3(L-a_3)^2}{L^2} + \frac{2EI}{L} [0 + \phi_C] = \frac{a_3(L-a_3)^2}{L^2} + \frac{2EI}{L} \frac{L}{EI} \left[\frac{0.1346 a_3 (L-a_3)^2}{L^2} \right]$$

$$MF_{D/3}^3 = \frac{1.2692 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$$

Y como es obvio, el momento en A es cero

$$MF_{A/L}^3 = 0$$

Las reacciones isostáticas e hiperestáticas sobre los apoyos debidos a la carga $P_3=1$ se indican en la figura IV.74



$\frac{L-a_3}{L}$			$\frac{a_3}{L}$	Reacciones isostáticas
0	$\frac{0.1155 a_3 (L-a_3)}{L^2}$	$-\frac{0.4616 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$	Momentos hiperestáticos de nudo sobre barra	
$-\frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$	$\frac{0.4616 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$	$\frac{1.2692 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$		
$\frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$	$-\frac{0.5771 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$	$-\frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$	Reacciones hiperestáticas	
$-\frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$	$\frac{0.5771 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$	$\frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$		

FIGURA IV.74

El cortante y el momento en un punto 's' situado a una distancia x en el primer tramo (Fig. IV.75), cuando la carga corre sobre el tercer tramo, está dado por:

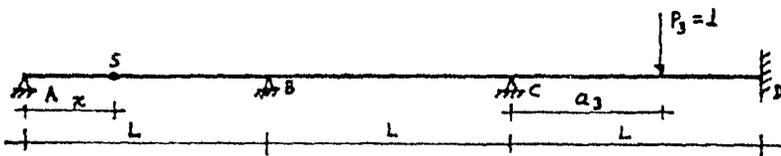


FIGURA IV.75

$$V_{s-1}^3 = \frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$$

$$M_{s-1}^3 = \left[\frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^3} \right] x$$

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el segundo tramo (Fig. IV.76), está dado por:

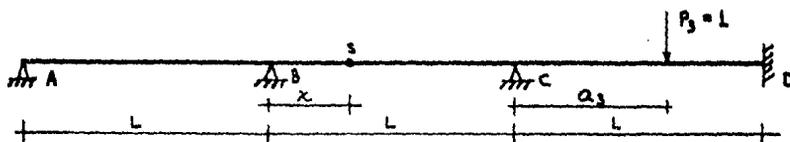


FIGURA IV.76

$$V_{s-2}^3 = \frac{-0.5771 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$$

$$M_{s-2}^3 = \left[\frac{-0.5771 a_3 (L-a_3)^2}{L^3} \right] x + \frac{0.1155 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$$

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. IV.77) está dado por:

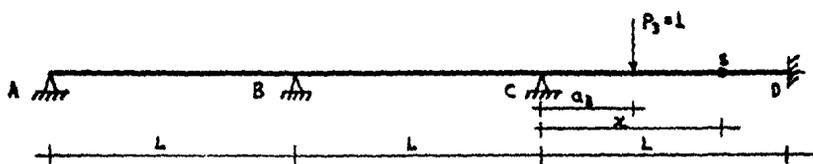


FIGURA IV.77

Cuando $a_3 < x$

$$V_{s-3}^3 = \frac{L-a_3}{L} - \frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3} - 1$$

$$M_{s-3}^3 = \left[\frac{L-a_3}{L} - \frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3} \right] x - [x-a_3] - \frac{0.4616 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$$

Cuando $a_3 > x$

$$V_{s-3}^3 = \frac{L-a_3}{L} - \frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3}$$

$$M_{s-3}^3 = \left[\frac{L-a_3}{L} - \frac{0.8076 a_3 (L-a_3)^2}{L^3} \right] x - \frac{0.4616 a_3 (L-a_3)^2}{L^2}$$

En la tabla IV.14 se hace un resumen de las expresiones para el cálculo de las líneas de influencia.

Ejemplo de aplicación IX.2. A continuación se calcula las líneas de influencia de cortante y de momento para un punto situado en el primer tramo a cuatro metros del apoyo izquierdo (Fig. IV.78).

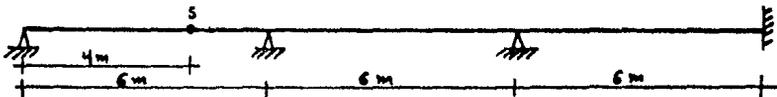


FIGURA IX.78

- Para cortante

Primer tramo:

$$\text{Para } a_1 \leq 4 \quad V_{s-1}^1 = \frac{6-a_1}{6} - \frac{0.5384 a_1 (36-a_1^2)}{432} - 1$$

a_1	0	1	2	3	4
V_{s-1}^1	0.000	-0.210	-0.413	-0.601	-0.766

$$\text{Para } a_1 \geq 4 \quad V_{s-1}^1 = \frac{6-a_1}{6} - \frac{0.5384 a_1 (36-a_1^2)}{432}$$

a_1	4	5	6
V_{s-1}^1	0.234	0.098	0.000

LINEA DE INFLUENCIA PARA UN CARGO CONCENTRADO EN UN PUNTO DETERMINADO EN EL TRAMO:		
1	2	3
<p>Si $a_1 \leq x$ $V_{b-1}^1 = \frac{l-a_1}{l} - \frac{0.5304 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3} - 1$</p> <p>Si $a_1 \geq x$ $V_{b-1}^1 = \frac{l-a_1}{l} - \frac{0.5304 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3}$</p>	<p>$V_{b-2}^1 = \frac{0.6924 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3}$</p>	<p>$V_{b-3}^1 = -\frac{0.231 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3}$</p>
<p>Si $a_1 \leq x$ $M_{b-1}^1 = \left[\frac{l-a_1}{2} - \frac{0.5304 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3} \right] x - (x-a_1)$</p> <p>Si $a_1 \geq x$ $M_{b-1}^1 = \left[\frac{l-a_1}{2} - \frac{0.5304 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3} \right] x$</p>	<p>$M_{b-2}^1 = \left[\frac{0.6924 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3} \right] x - \frac{0.5304 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^2}$</p>	<p>$M_{b-3}^1 = -\left[\frac{0.231 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^3} \right] x + \frac{0.104 a_1 (l^2 - a_1^2)}{2l^2}$</p>
<p>$V_{b-1}^2 = -\frac{0.4614 a_2 (l-a_2)^2 + 0.1155 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3}$</p>	<p>Si $a_2 \leq x$ $V_{b-2}^2 = \frac{l-a_2}{l} + \frac{0.2074 (l-a_2)^2 - 0.4229 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3}$</p> <p>Si $a_2 \geq x$ $V_{b-2}^2 = \frac{l-a_2}{l} + \frac{0.2074 (l-a_2)^2 - 0.4229 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3} - 1$</p>	<p>$V_{b-3}^2 = \frac{0.231 a_2 (l-a_2)^2 + 0.8076 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3}$</p>
<p>$M_{b-1}^2 = -\left[\frac{0.4614 a_2 (l-a_2)^2 + 0.1155 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3} \right] x$</p>	<p>Si $a_2 \leq x$: $M_{b-2}^2 = \left[\frac{l-a_2}{2} + \frac{0.2074 a_2 (l-a_2)^2 - 0.4229 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3} \right] x - (x-a_2) - \frac{0.4614 a_2 (l-a_2)^2 + 0.1155 (l-a_2)(a_2)^2}{l^2}$</p> <p>Si $a_2 \geq x$: $M_{b-2}^2 = \left[\frac{l-a_2}{2} + \frac{0.2074 a_2 (l-a_2)^2 - 0.4229 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3} \right] x - \frac{0.4614 a_2 (l-a_2)^2 + 0.1155 (l-a_2)(a_2)^2}{l^2}$</p>	<p>$M_{b-3}^2 = \left[\frac{0.231 a_2 (l-a_2)^2 + 0.8076 (l-a_2)(a_2)^2}{l^3} \right] x - \frac{0.154 a_2 (l-a_2)^2 + 0.5304 (l-a_2)(a_2)^2}{l^2}$</p>
<p>$V_{b-1}^3 = \frac{0.1155 a_3 (l-a_3)^2}{l^3}$</p>	<p>$V_{b-2}^3 = -\frac{0.5771 a_3 (l-a_3)^2}{l^3}$</p>	<p>Si $a_3 \leq x$ $V_{b-3}^3 = \frac{l-a_3}{l} - \frac{0.8076 a_3 (l-a_3)^2}{l^3} - 1$</p> <p>Si $a_3 \geq x$ $V_{b-3}^3 = \frac{l-a_3}{l} - \frac{0.8076 a_3 (l-a_3)^2}{l^3}$</p>
<p>$M_{b-1}^3 = \left[\frac{0.1155 a_3 (l-a_3)^2}{l^3} \right] x$</p>	<p>$M_{b-2}^3 = -\left[\frac{0.5771 a_3 (l-a_3)^2}{l^3} \right] x + \frac{0.1155 a_3 (l-a_3)^2}{l^2}$</p>	<p>Si $a_3 \leq x$: $M_{b-3}^3 = \left[\frac{l-a_3}{2} - \frac{0.8076 a_3 (l-a_3)^2}{l^3} \right] x - (x-a_3) - \frac{0.4614 a_3 (l-a_3)^2}{l^2}$</p> <p>Si $a_3 \geq x$: $M_{b-3}^3 = \left[\frac{l-a_3}{2} - \frac{0.8076 a_3 (l-a_3)^2}{l^3} \right] x - \frac{0.4614 a_3 (l-a_3)^2}{l^2}$</p>

CUANDO LA CARGA CONCENTRADA SE DESPLAZA EN EL TRAMO:

TABLA IX. 14

Segundo Tramo :

$$V_{s-1}^2 = - \frac{0.4614 a_2 (6-a_2)^2 + 0.1156 (6-a_2)(a_2)^2}{216}$$

a_2	0	1	2	3	4	5	6
V_{s-1}^2	0.000	-0.056	-0.077	-0.072	-0.051	-0.024	0.000

Tercey tramo:

$$V_{s-1}^3 = \frac{0.1155 a_3 (6-a_3)^2}{216}$$

a_3	0	1	2	3	4	5	6
V_{s-1}^3	0.000	0.013	0.017	0.014	0.009	0.003	0.000

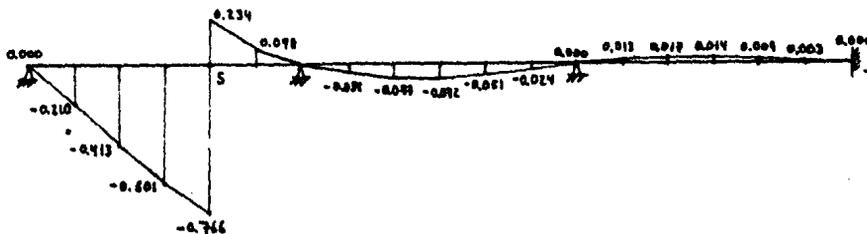


FIGURA III.79 Línea de influencia de cortante para el punto "s".

- Para momento

Primer tramo:

$$\text{Para } a_1 \leq 4 \quad M_{s-1}^1 = \left[\frac{6-a_1}{6} - \frac{0.5384 a_1 (36-a_1^2)}{432} \right] 4 - [4-a_1]$$

a_1	0	1	2	3	4
M_{s-1}^1	0.000	0.159	0.348	0.576	0.925

Para $a_1 \geq 4$ $M_{s-1}^1 = \left[\frac{6-a_1}{6} - \frac{0.5384 a_1 (36-a_1^2)}{432} \right] 4$

a_1	4	5	6
M_{s-1}^1	0.935	0.392	0.000

Segundo tramo $M_{s-1}^2 = \left[-\frac{0.4614 a_2 (6-a_2)^2 + 0.1155 (6-a_2)(a_2)^2}{216} \right] 4$

a_2	0	1	2	3	4	5	6
M_{s-1}^2	0.000	-0.224	-0.308	-0.288	-0.205	-0.096	0.000

Tercer tramo $M_{s-1}^3 = \left[\frac{0.1155 a_3 (6-a_3)^2}{216} \right] 4$

a_3	0	1	2	3	4	5	6
M_{s-1}^3	0.000	0.053	0.068	0.058	0.034	0.011	0.000

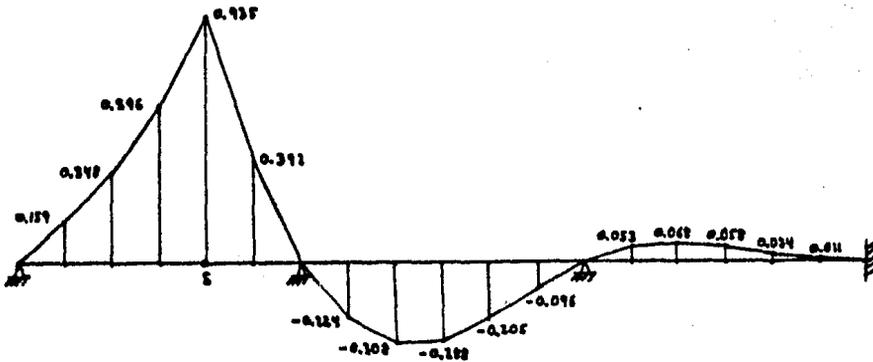


FIGURA IX.80 Línea de influencia de momento para el punto S

En el subinciso de líneas de influencia en puentes simplemente apoyadas se habló de las especificaciones de la AASHTO respecto al tipo de carga viva de camiones a utilizar en el análisis de puentes. Para puentes continuos no existe alguna tabla en la que se especifiquen, como en el caso de puentes simplemente apoyados, las longitudes hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que las cargas equivalentes por carril, por lo que se deberá analizar que tipo de carga es la que produce los esfuerzos máximos en los puntos en estudio; prácticamente, la estructura se analiza considerando las posiciones críticas de las cargas, respecto a un punto, se obtienen por inspección de la forma de su diagrama de línea de influencia, considerando las ideas expuestas en el subinciso de líneas de influencia cualitativas, y las especificaciones comentadas en el inciso de análisis de cargas, respecto al número de cargas concentradas a utilizar en la determinación de los momentos flexionantes máximos. Se recuerda que en el caso de camiones tipo HS es variable el espaciamiento del eje posterior, por lo que se utilizará la separación que provoque los esfuerzos máximos (evidentemente respetando la separación máxima y mínima que puede adoptar).

Las líneas de influencia se determinan para varios puntos a lo largo del puente, si el puente tiene un punto medio de simetría, las líneas de influencia para momento flexionante y fuerza cortante en los puntos de apoyo y en seis puntos intermedios por tramo, son suficientes para obtener valores que permiten dibujar los diagramas de momentos y cortantes máximos del puente (Referencia 28). Aquí cabe notar que el análisis por líneas de influencia nos proporciona, a partir de los diagramas citados, los elementos mecánicos máximos en la estructura, pero sólo los producidos por carga viva de camiones (aunque se puede incluir en el análisis el efecto de la carga muerta). Para el diseño del puente se deberán considerar, además de los efectos por carga viva, los efectos por carga muerta, viento, etc. que fueron tratados en el inciso de análisis de cargas, sin olvidar los posibles esfuerzos en la estructura ocasionados por el procedimiento constructivo elegido para la erección de la misma. Y por último recordamos que el efecto de la carga viva debe ser incrementado por un cierto factor de impacto, que fue definido en el inciso citado.

IV.4.2.2 INFLUENCIA DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS APOYOS SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

En la sección anterior se consideró el análisis de puentes continuos con apoyos fijos, que no experimentan ningún asentamiento. Sin embargo, si los apoyos sufren asentamientos diferenciales, variarán las condiciones originales de esfuerzos sobre el puente, por lo que será necesario analizar esta situación (que corresponde a las condiciones del puente a largo plazo) para que sea considerada en el diseño.

La obtención de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes correspondientes a la condición final del puente (considerando asentamientos diferenciales) se hará mediante una extensión del método de análisis de vigas continuas expuesto en el subinciso anterior.

Primeramente considerese la viga de la figura IV.51 y los momentos requeridos para dar giros unitarios en los nudos, figuras IV.52, IV.53, IV.54 y IV.55. Ahora, en base a la figura IV.50 podemos hacer el siguiente planteamiento:

Un asentamiento unitario del nudo A, cero asentamientos en B, C y D, y cero giros, requiere de un momento de $\frac{6EI}{L_1^2}$ en A y uno de $\frac{6EI}{L_1}$ en B, Fig. IV.81

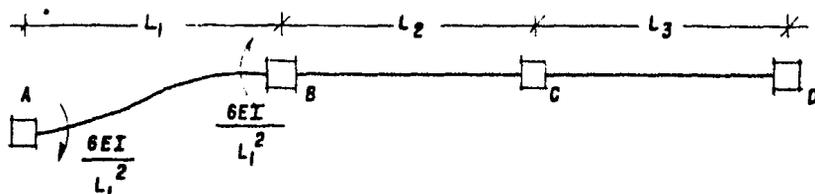


FIGURA IV.81

Un asentamiento unitario del nudo B, cero asentamientos en A, C y D, y cero giros, requiere de un momento de $\frac{-6EI}{L_1^2}$ en A, uno de $\frac{-6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2}$ en B y uno de $\frac{6EI}{L_2}$ en C, figura IV.82

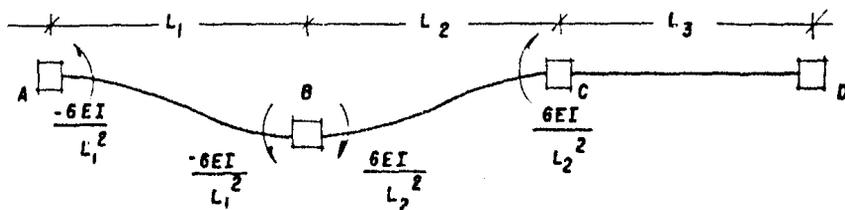


FIGURA IV.82

Un asentamiento unitario del nudo C, cero asentamientos en A, B y D, y cero giros, requiere de un momento de $\frac{-6EI}{L_1^2}$ en B, uno de $\frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2}$ en C y uno de $\frac{6EI}{L_3^2}$ en D, figura IV.83

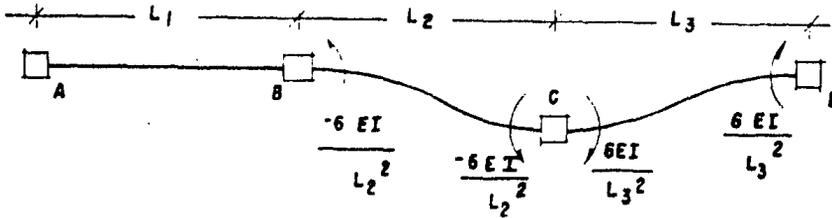


FIGURA IV.83

Un asentamiento unitario en el nudo D, cero asentamientos en A, B y C, y cero giros, requiere de un momento de $\frac{-6EI}{L_3^2}$ en C y uno de $\frac{-6EI}{L_3^2}$ en D, fig. IV.84

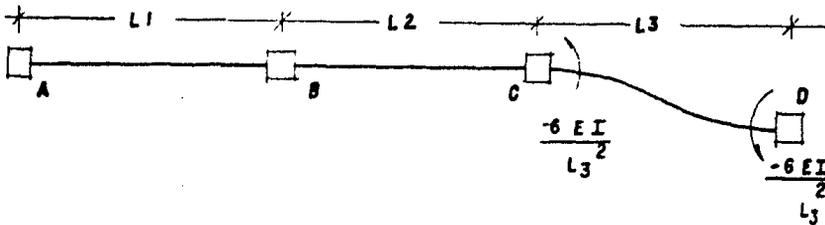


FIGURA IV.84

Los momentos requeridos por giros y asentamientos unitarios de los nudos de la figura IV.51 se resumen en la tabla IV.15, a partir de las figuras IV.52 a IV.55. y IV.81 a IV.84.

		UN GIRO UNITARIO EN				UN ASENTAMIENTO UNITARIO EN			
		A	B	C	D	A	B	C	D
REQUIERE UN MOMENTO EN	A	$\frac{4EI}{L_1}$	$\frac{2EI}{L_1}$	0	0	$\frac{6EI}{L_1^2}$	$-\frac{6EI}{L_1^2}$	0	0
	B	$\frac{2EI}{L_1}$	$\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2}$	$\frac{2EI}{L_2}$	0	$-\frac{6EI}{L_1^2}$	$-\frac{6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2}$	$-\frac{6EI}{L_2^2}$	0
	C	0	$\frac{2EI}{L_2}$	$\frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3}$	$\frac{2EI}{L_3}$	0	$\frac{6EI}{L_2^2}$	$-\frac{6EI}{L_2^2} + \frac{6EI}{L_3^2}$	$-\frac{6EI}{L_3^2}$
	D	0	0	$\frac{2EI}{L_3}$	$\frac{4EI}{L_3}$	0	0	$\frac{6EI}{L_3^2}$	$-\frac{6EI}{L_3^2}$

TABLA IV. 15

En una viga sujeta a giros ϕ_A, ϕ_B, ϕ_C y ϕ_D y a asentamientos $\Delta_A, \Delta_B, \Delta_C$ y Δ_D (figura IV.85), el momento actuante en el nudo A podrá calcularse, a partir de la tabla IV.15, como:

$$M_A = \frac{4EI}{L_1} \phi_A + \frac{2EI}{L_1} \phi_B + \frac{6EI}{L_1^2} \Delta_A - \frac{6EI}{L_1^2} \Delta_B \quad \text{Ec. IV.18.1}$$

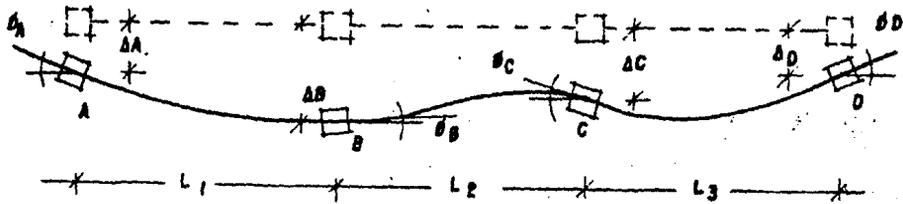


FIGURA IV.85

Asimismo:

$$M_B = \frac{2EI}{L_1} \phi_A + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C + \frac{6EI}{L_1^2} \Delta_A + \left[\frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2} \right] \Delta_B - \frac{6EI}{L_2^2} \Delta_C \quad \text{Ec. IV.18.2}$$

$$M_C = \frac{2EI}{L_2} \phi_B + \left[\frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \right] \phi_C + \frac{2EI}{L_3} \phi_D + \frac{6EI}{L_2^2} \Delta_B + \left[\frac{-6EI}{L_2^2} + \frac{6EI}{L_3^2} \right] \Delta_C - \frac{6EI}{L_3^2} \Delta_D \quad \text{Ec. IV.18.3}$$

$$M_D = \frac{2EI}{L_3} \phi_C + \frac{4EI}{L_3} \phi_D + \frac{6EI}{L_3^2} \Delta_C - \frac{6EI}{L_3^2} \Delta_D \quad \text{Ec. IV.18.4}$$

El sistema de ecuaciones anterior puede expresarse matricialmente como:

$$\begin{bmatrix} M_A \\ M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} & 0 & 0 & \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 & \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{-6EI}{L_2^2} & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} & \frac{2EI}{L_3} & 0 & \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{-6EI}{L_2^2} + \frac{6EI}{L_3^2} & \frac{-6EI}{L_3^2} \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_3} & \frac{4EI}{L_3} & 0 & 0 & \frac{6EI}{L_3^2} & \frac{-6EI}{L_3^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \\ \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix}$$

[Ec. IV.18]

que a su vez, puede expresarse como:

$$\begin{bmatrix} M_A \\ M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L_1} & \frac{3EI}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{3EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{6EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} \\ 0 & 0 & \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix}$$

de donde:

$$\begin{bmatrix} M_A \\ M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{6EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} \\ 0 & 0 & \frac{6EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix}$$

[Ec. IX.19]

y de manera general:

$$[M] - [R_A][\Delta] = [R_\phi][\phi]$$

Ec. IX.20

donde: $[M]$ = Vector de momentos actuantes.

$[R_A]$ = Matriz de rigideces por asentamientos

$[\Delta]$ = Vector de asentamientos de los nudos.

$[R_\phi]$ = Matriz de rigideces por giro.

$[\phi]$ = Vector de giros de los nudos.

La ecuación matricial [Ec. IX.19] puede reducirse si los nudos A o D pueden considerarse articulados o empotrados. Así, si A es articulado, $M_A = 0$ en el primer renglón de la [Ec.13], quedando:

$$0 - \left[\frac{6EI}{L_1} \Delta_A - \frac{6EI}{L_1} \Delta_B \right] = \frac{4EI}{L_1} \phi_A + \frac{2EI}{L_1} \phi_B$$

de donde:

$$\phi_A = -\frac{1.5 \Delta_A}{L_1} + \frac{1.5 \Delta_B}{L_1} - 0.5 \phi_B$$

sustituyendo ϕ_A en el segundo renglón de la [Ec. IX.19]

$$M_B - \left[\frac{6EI}{L_1} \Delta_A + \left[-\frac{6EI}{L_1} + \frac{6EI}{L_2} \right] \Delta_B - \frac{6EI}{L_2} \Delta_C \right] = \frac{2EI}{L_1} \left[-\frac{1.5}{L_1} \Delta_A + \frac{1.5}{L_1} \Delta_B - 0.5 \phi_B \right] + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C$$

$$M_B - \left[\frac{6EI}{L_1^3} \Delta_A + \left[\frac{-6EI}{L_1^3} + \frac{6EI}{L_1^3} \right] \Delta_B - \frac{6EI}{L_2^3} \Delta_C \right] = \frac{-3EI}{L_1^3} \Delta_A + \frac{3EI}{L_1^3} \Delta_B - \frac{EI}{L_1} \phi_B + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C$$

de donde:

$$M_B - \left[\frac{3EI}{L_1^3} \Delta_A + \left[\frac{-3EI}{L_1^3} + \frac{6EI}{L_1^3} \right] \Delta_B - \frac{6EI}{L_2^3} \Delta_C \right] = \left[\frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_B + \frac{2EI}{L_2} \phi_C$$

y la ecuación matricial [IV.19] queda:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \\ M_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1^3} & \frac{-3EI}{L_1^3} + \frac{6EI}{L_1^3} & \frac{-6EI}{L_2^3} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1^3} & \frac{-6EI}{L_2^3} + \frac{6EI}{L_2^3} & \frac{-6EI}{L_2^3} \\ 0 & 0 & \frac{6EI}{L_2^3} & \frac{-6EI}{L_2^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ 0 & \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \\ \phi_D \end{bmatrix}$$

Si además del apoyo A, el apoyo D es articulado, se tiene que $M_D = 0$ en el renglón cuatro de la [Ec. IV.19], quedando:

$$0 - \left[\frac{6EI}{L_2^3} \Delta_C - \frac{6EI}{L_2^3} \Delta_D \right] = \frac{2EI}{L_2} \phi_C + \frac{4EI}{L_2} \phi_D$$

de donde:

$$\phi_D = \frac{-1.5 \Delta_C}{L_2} + \frac{1.5 \Delta_D}{L_2} - 0.5 \phi_C$$

sustituyendo ϕ_D en el tercer renglón de la [Ec. IV.19]:

$$M_C - \left[\frac{6EI}{L_1^3} \Delta_B + \left[\frac{-6EI}{L_1^3} + \frac{6EI}{L_1^3} \right] \Delta_C - \frac{6EI}{L_2^3} \Delta_D \right] = \frac{2EI}{L_1} \phi_B + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} \right] \phi_C + \frac{2EI}{L_2} \left[\frac{-1.5 \Delta_C}{L_2} + \frac{1.5 \Delta_D}{L_2} - 0.5 \phi_C \right]$$

$$M_C - \left[\frac{6EI}{L_1^3} \Delta_B + \left[\frac{-6EI}{L_1^3} + \frac{3EI}{L_1^3} \right] \Delta_C - \frac{3EI}{L_2^3} \Delta_D \right] = \frac{2EI}{L_1} \phi_B + \left[\frac{4EI}{L_1} + \frac{3EI}{L_2} \right] \phi_C$$

y la ecuación matricial [Ec. IV.19] queda:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1^3} & \frac{-3EI}{L_1^3} + \frac{6EI}{L_1^3} & \frac{-6EI}{L_2^3} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1^3} & \frac{-6EI}{L_1^3} + \frac{3EI}{L_1^3} & \frac{-3EI}{L_2^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{3EI}{L_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Si en lugar de ser el apoyo D articulado, es empotrado, se tiene que $\phi_D = 0$, quedando el renglón cuatro de la [Ec. IV.19] como:

$$M_D - \left[\frac{6EI}{L_2^3} \Delta_C - \frac{6EI}{L_2^3} \Delta_D \right] = \frac{2EI}{L_2} \phi_C, \text{ de donde } M_D = \frac{2EI}{L_2} \phi_C + \frac{6EI}{L_2^3} (\Delta_C - \Delta_D)$$

y la ecuación matricial para obtener las incógnitas ϕ_B y ϕ_C será:

$$\begin{bmatrix} H_B \\ H_C \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1^2} & \frac{-3EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{-6EI}{L_2^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2} & \frac{2EI}{L_2} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Si el apoyo A también es empotrado en lugar de articulado, $\phi_A = 0$ y el renglón uno de la [Ec. IX.19] será:

$$H_A - \left[\frac{6EI}{L_1^2} \Delta_A - \frac{6EI}{L_1^2} \Delta_B \right] = \frac{2EI}{L_1} \phi_B, \text{ de donde } H_A = \frac{2EI}{L_1} \phi_B + \frac{6EI}{L_1^2} (\Delta_A - \Delta_B)$$

y la ecuación matricial para obtener las incógnitas ϕ_B y ϕ_C será:

$$\begin{bmatrix} H_B \\ H_C \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{-6EI}{L_2^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} \\ \frac{2EI}{L_2} & \frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Ahora bien, una vez calculados los giros de los nudos de la estructura bajo ciertas condiciones de rigidez, carga y asentamientos diferenciales, se procede a obtener los momentos finales, de barra sobre nudo o de nudo sobre barra, como se explica en lo que sigue.

Para obtener los momentos finales de barra sobre nudo, considérese la figura IX.86. La figura IX.86.a indica los momentos finales de barra sobre nudo ocasionados por las cargas. La figura IX.86.b indica los momentos de barra sobre nudo por efecto de los giros, en base a lo indicado en la figura IV.50. Y por último, la figura IX.86.c indica los momentos de barra sobre nudo por efecto de los asentamientos, también en base a la figura IV.50. Así, el momento final de barra sobre nudo podrá calcularse sumando los efectos indicados en las figuras IX.86 a, b y c.

De forma general, en una barra cuyos extremos son i y j , el momento final de barra sobre el nudo i , está dado por la ecuación IX.21.

$$(MF_i)_{B/N} = -M_{emp,i} - \frac{2EI}{L} (2\phi_i + \phi_j) - \frac{6EI}{L} (\Delta_{iz} - \Delta_{oer}) \quad \text{Ec. IX.21}$$

donde: $M_{emp,i}$ = Momento de empotramiento en el extremo i
 Δ_{iz} = Asentamiento del lado izquierdo de la barra en cuestión

$\Delta_{\text{Der.}}$ = Asentamiento del lado derecho de la barra en cuestión

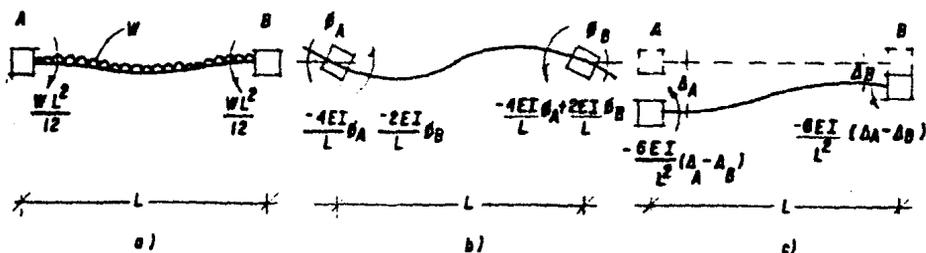


FIGURA IX.86

Para obtener los asentamientos finales de nudo sobre barra, bastará cambiar los signos de la ecuación anterior, quedando :

$$(MF_i)_{N/B} = M_{\text{emp } i} + \frac{2EI}{L} (z\phi_i + \phi_j) + \frac{6EI}{L} (\Delta_{\text{Der.}} - \Delta_{\text{Der.}}) \quad \text{Ec. IX.22}$$

En el caso de que uno de los extremos de la barra sea articulado, deberá considerarse los elementos de la figura IX.87 para obtener los momentos finales de barra sobre nudo.

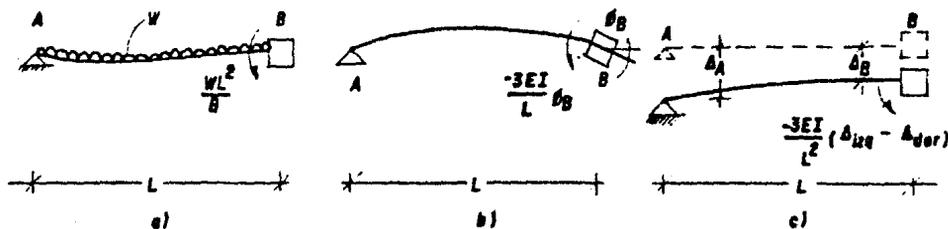


FIGURA IX.87

Así, de manera general, en una barra cuyos extremos sean i y j , siendo i el extremo articulado, el momento final de barra sobre nudo y de nudo sobre barra en i valdrán cero, y el momento de barra sobre el nudo j estará dado por la ecuación IX.23

$$(MF_j)_{N/N} = -M_{\text{emp } j} - \frac{3EI}{L} \phi_j - \frac{3EI}{L^2} (\Delta_{\text{Der.}} - \Delta_{\text{Der.}}) \quad \text{Ec. IX.23}$$

Y el momento del nudo j sobre la barra estará dado por:

$$(MF_j)_{N/B} = M_{empj} + \frac{3EI}{L} \phi_j + \frac{3EI}{L^2} (\Delta_{izg} - \Delta_{Der}) \quad \text{Ec. IV.24}$$

En lo que sigue se aplica el desarrollo anterior a una viga semejante a la del ejemplo IV.1, pero en este caso, considerando asentamientos diferenciales de los apoyos. Se considera una cierta sección transversal para la viga, de concreto, para la obtención de los momentos finales.

EJEMPLO IV.3. Obtener los momentos finales de nudo sobre barra en la viga de la figura IV.88, en la que los asentamientos de los apoyos A, B, C y D son de 0cm, 5cm, 2cm y 1cm, respectivamente.

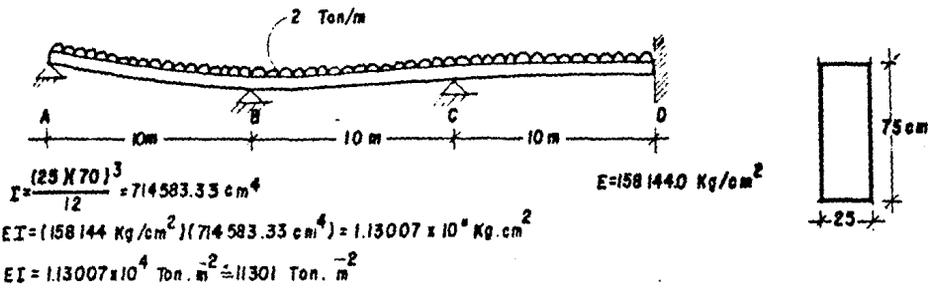


FIGURA IV.88

A partir de la [Ec. IV.14] y tomando en cuenta que el nudo A es articulado y el D empotrado, consideramos la siguiente ecuación matricial, obtenida anteriormente:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1^2} & -\frac{3EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_1^2} & -\frac{6EI}{L_1^2} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L_1^2} & -\frac{6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_3^2} & -\frac{6EI}{L_3^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_A \\ \Delta_B \\ \Delta_C \\ \Delta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \end{bmatrix}$$

Sustituyendo los valores de L , Δ_A , Δ_B , Δ_C , Δ_D y EI en la ecuación anterior, tenemos:

$$\begin{bmatrix} H_B \\ H_C \end{bmatrix} = -\frac{11301 \text{ Ton} \cdot \text{m}^3}{100 \text{ m}^4} \begin{bmatrix} 3 & 3 & -6 & 0 \\ 0 & 6 & 0 & -6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \text{ m} \\ 0.08 \text{ m} \\ 0.02 \text{ m} \\ 0.01 \text{ m} \end{bmatrix} = \frac{11301 \text{ Ton} \cdot \text{m}^3}{10 \text{ m}} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Los momentos H_B y H_C están dados, de acuerdo a las figuras IV.86 y IX.87 por:

$$\text{Momento actuante del lado izquierdo de B} = -\frac{\omega L^3}{8}$$

$$\text{Momento actuante del lado derecho de B} = \frac{\omega L^3}{12}$$

$$\text{Así, } H_B = \frac{-\omega L^3}{8} + \frac{\omega L^3}{12} = -\frac{\omega L^3}{24} = \frac{-(2)(10)^3}{24} = -8.333 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento actuante del lado izquierdo de C} = \frac{-\omega L^3}{12}$$

$$\text{Momento actuante del lado derecho de C} = \frac{\omega L^3}{12}$$

$$\text{Así, } H_C = \frac{-\omega L^3}{12} + \frac{\omega L^3}{12} = 0 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Entonces la ecuación matricial queda:

$$\begin{bmatrix} -8.333 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ 0 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{bmatrix} - 113.01 \text{ Ton} \begin{bmatrix} 3 & 3 & -6 & 0 \\ 0 & 6 & 0 & -6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \text{ m} \\ 0.08 \text{ m} \\ 0.02 \text{ m} \\ 0.01 \text{ m} \end{bmatrix} = 1130.1 \text{ Ton} \cdot \text{m} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Realizando operaciones:

$$\begin{bmatrix} -8.333 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ 0 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 3.39 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ 27.12 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{bmatrix} = 1130.1 \text{ Ton} \cdot \text{m} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} -11.723 \\ -27.12 \end{bmatrix} = 1130.1 \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

Despejando $[\phi]$:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{1130.1} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 8 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -11.723 \\ -27.12 \end{bmatrix} = \frac{1}{1130.1} \begin{bmatrix} 0.1538 & -0.0385 \\ -0.0385 & 0.1546 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -11.723 \\ -27.12 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{1130.1} \begin{bmatrix} -0.75892 \\ -3.19905 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.00067155 \\ -0.0028307 \end{bmatrix}$$

Y los momentos de nudo sobre barra son:

Nudo A $MF_A = 0$ (articulación)

Nudo B

De la Ec. IV.24

$$\begin{aligned} (MF_B)_{N/B \text{ izq}} &= \frac{wL^2}{8} + \frac{3EI}{L_1} (-0.00067155) + \frac{3EI}{L_1^2} (0 - 0.05) = \\ &= 25 + \frac{3(11301)}{10} (-0.00067155) - \frac{3(11301)}{100} (0.05) \end{aligned}$$

$$(MF_B)_{N/B} = 5.77 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad (\text{en el lado izquierdo del nudo})$$

De la Ec. IV.22

$$\begin{aligned} (MF_B)_{N/B \text{ der}} &= \frac{-wL^2}{12} + \frac{2EI}{L_1} (2(-0.00067155) + (-0.0028307)) + \frac{6EI}{L_1^2} (0.05 - 0.02) \\ &= -16.666 + \frac{2(11301)}{10} (-0.0041738) + \frac{6(11301)}{100} (0.03) \end{aligned}$$

$$(MF_B)_{N/B} = -5.76 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad (\text{en el lado derecho del nudo}).$$

Evidentemente, el cálculo del momento final en el nudo puede hacerse hacia cualquiera de los lados (izquierdo o derecho), pero es conveniente hacerlo - hacia ambos lados para checar el equilibrio del nudo.

Nudo C De la ecuación IV.22

$$(MF_C)_{N/B \text{ izq}} = 16.66 + \frac{2(11301)}{10} [2(-0.0028307) - 0.00067155] + \frac{6(11301)}{100} (0.05 - 0.02) = 22.69 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$(MF_C)_{N/B \text{ der}} = -16.66 + \frac{2(11301)}{10} [2(-0.0028307) + 0] + \frac{6(11301)}{100} (0.02 - 0.01) = -22.68 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Nudo D Del desarrollo de reducción de la Ec. IV.19 para el caso representado en este ejemplo (apoyo D empotrado):

$$\begin{aligned}
 (MF_0)_{A/B} &= \frac{2E\pi}{L_3} \phi_c + \frac{6E\pi}{L_3^2} (\Delta_c - \Delta_0) = \frac{2(11301)}{10} (-0.0021307) + \frac{6(11301)}{100} (0.02 - 0.01) = \\
 &= 0.38 \text{ Ton} \cdot \text{m}.
 \end{aligned}$$

En el desarrollo anterior se ha considerado que son conocidos los asentamientos de los apoyos, por lo que fue posible la deducción de la [Ec. IV.19] a partir de la [Ec. IV.18], que constituye el sistema de ecuaciones para la obtención de los momentos actuantes en una viga de tres claros, sujeta a ciertos giros y asentamientos. En el caso de los puentes la consideración anterior es válida, ya que una vez analizada la superestructura bajo la acción de las cargas muertas, es posible determinar las reacciones de los apoyos, y con estas, y las características y tipo del suelo de cimentación, se pueden calcular los asentamientos probables de los apoyos.

Cabe notar que bajo las solicitaciones de la superestructura a los apoyos, empieza a desarrollarse el proceso de consolidación del suelo de cimentación, con el consiguiente asentamiento de los apoyos, pero se inicia además, por este último efecto, un proceso de redistribución de esfuerzos en el puente, por lo que aumentarán las descargas sobre algunos apoyos y disminuirán sobre otros, modificándose así las condiciones que provocaron los primeros asentamientos. Así, se debe entrar en un proceso cíclico en el que, a partir de los primeros asentamientos calculados, se obtienen los primeros momentos finales; bajo su actuación, se calcularán las nuevas reacciones en los apoyos y sus correspondientes asentamientos, con los que se calcularán los que serían los segundos momentos finales, y así, sucesivamente, hasta que concuerden aproximadamente las reacciones tomadas en el cálculo de los asentamientos considerados, con las reacciones obtenidas de los últimos momentos finales. Estos momentos finales constituirán, por fin, los momentos de diseño que consideran el efecto de los asentamientos diferenciales.

IV.4.3 ANALISIS TRANSVERSAL.

IV.4.3.1 INTRODUCCION.

Como se indicó en el inciso IV.4.1, el análisis transversal tiene por objeto determinar (aproximadamente) el efecto, sobre las vigas longitudinales, que produce la excentricidad de la carga viva que actúa en un puente.

Más concretamente, el análisis transversal consiste en la determinación, mediante el uso de métodos simplificados, de unos coeficientes denominados - coeficientes de distribución transversal que indican la porción de una carga concentrada unitaria P que resiste cada una de las vigas longitudinales del puente, cuando dicha carga actúa con una excentricidad e (Fig. IV.89).

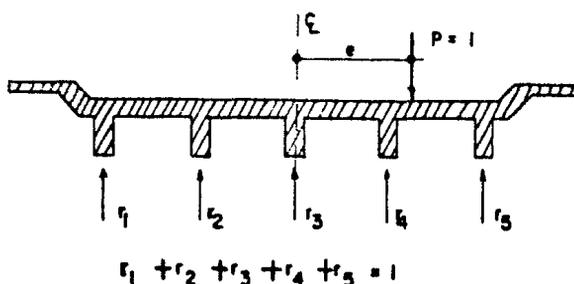


FIGURA IV.89

Es evidente, que el valor de los coeficientes de distribución transversal dependerá principalmente de la rigidez de la sección transversal, en particular de la rigidez de las vigas transversales, si estas existen.

Esta rigidez transversal puede variar en un rango muy amplio que va desde nula hasta infinita. Una rigidez transversal nula equivaldría a que cada una de las vigas longitudinales fuera independiente de las restantes, sin ninguna conexión (Fig. IV.90.a), por lo que toda la carga sería soportada por la viga sobre la que actúa, lo que corresponde a un coeficiente de distribución igual a uno para esa viga, y cero para las demás. En el caso de la rigidez transversal infinita, se considera que la deformación transversal bajo la acción de la carga será siempre recta (Fig. IV.90.c), por lo que la carga será soportada por todas las vigas longitudinales. Sin embargo, en la realidad, la rigidez transversal corresponde comunmente a un caso intermedio de los dos anteriores, con una deformación semejante a la indicada en la figura IV.90.b. En este caso, como el anterior, la carga es soportada por todas las vigas longitudinales.

Como ya se dijo, la obtención de los coeficientes de distribución se realiza mediante métodos simplificados. Ahora bien, la diferencia entre estos métodos simplificados está en la idealización que hacen de la sección transversal del puente.

Se pueden distinguir dos grupos de métodos simplificados, según sus consideraciones:

a) Métodos en los que se consideran condiciones especiales de rigidez y -

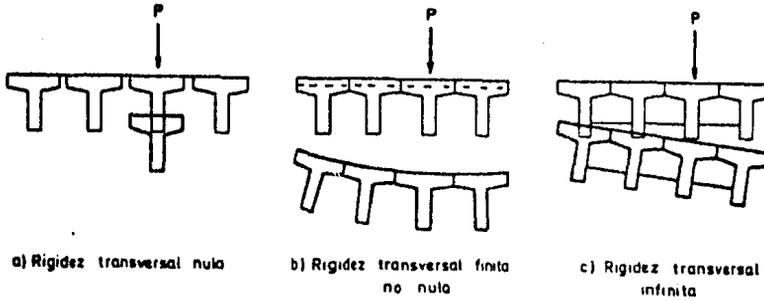


FIGURA IV.90 Reparto transversal de la carga.

apoyo de las vigas transversales.

b) Métodos que consideran la superestructura del puente como una losa ortotrópica.

En lo que sigue se presentan los métodos de la viga isostática, el de Courbon y el de Leonhardt, que pertenecen al primer grupo de métodos, y se hace una breve descripción de las consideraciones del método de Guyon-Massonet-Rowe basado en la losa ortotrópica (Referencias , 36 y 30).

IV.4.3.2 METODO DE LA VIGA ISOSTATICA.

Este método se aplica a puentes soportados por dos vigas longitudinales. Se considera a la sección transversal del puente como una viga simplemente apoyada en los ejes de las vigas longitudinales.

Los coeficientes de distribución transversal están dados por las reacciones en las vigas longitudinales al actuar sobre el puente una carga P unitaria con excentricidad e (Fig. IV.91).

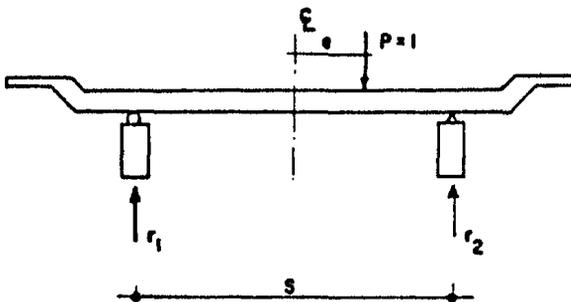


FIGURA IV.91 Método de la viga isostática.

Los coeficientes son:

$$r_1 = \frac{1}{2} - \frac{e}{s}$$

$$r_2 = \frac{1}{2} + \frac{e}{s}$$

donde:

r_1 = Coeficiente de distribución transversal para la viga longitudinal izquierda.

r_2 = Coeficiente de distribución transversal para la viga longitudinal derecha.

e = Excentricidad de la carga.

IV.4.3.3 METODO DE ENGESSER-COURBON.

En este método se considera que las vigas transversales son infinitamente rígidas, por lo que no se deformarán ante la acción de las cargas, sólo sufrirán desplazamientos de cuerpo rígido donde sus ejes permanecen siempre rectos antes y después de las cargas. Este método constituye el caso indicado en la figura IV.90.c.

Consideremos la sección transversal de la superestructura en la que se aplica una carga P con una excentricidad e respecto al eje del puente (Fig. IV.92). El desplazamiento total del diafragma se puede dividir en dos desplazamientos elementales, para esto consideramos que la carga P está situada en el eje del puente y que actúa un momento exterior de magnitud $P \cdot e$; ambos efectos, carga y momento, representan la misma situación inicial.

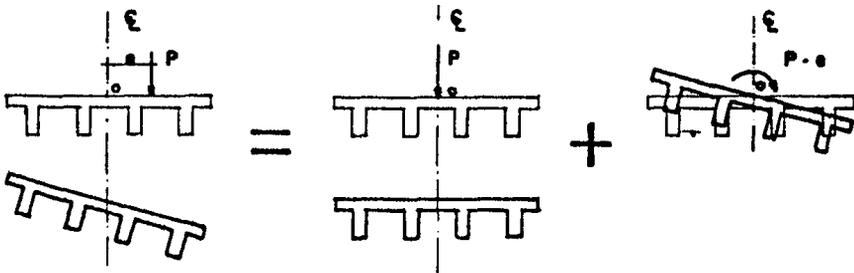


FIGURA IV.92 Descomposición de carga en el método de Courbon.

Por efecto de la carga P situada en el eje del puente, se produce un desplazamiento vertical del diafragma, de modo que cada larguero toma una fracción de la carga en forma proporcional al número de traveses y a las inercias de las mismas, ya que se supone que el puente es recto y todas ellas del mismo claro, con lo que tienen la misma flecha. Entonces, se tiene que la carga P'_n que actúa sobre la viga n es:

$$P'_n = P \frac{I_n}{\sum I_n}$$

siendo I_n la inercia de la trabe enésima.

Por efecto del momento $P \cdot e$ se produce un giro de la viga transversal al

rededor del eje del puente, y por este concepto cada larguero tomará una carga tal que es proporcional a su momento de inercia y a la distancia X_n de la trabe al eje del puente (punto 0); las trabes simétricas tomarán la misma carga en valor absoluto, pero de signo contrario, de modo que la suma de los momentos de las cargas que toman las vigas longitudinales respecto al eje del puente sea igual al momento exterior $P \cdot e$. Y la carga que recibe la trabe n es:

$$P''_n = k X_n I_n$$

Considerando el equilibrio de momentos, respecto a 0, de todas las fuerzas actuantes sobre el tablero, se deduce:

$$P \cdot e = \sum P''_n \cdot X_n = k \sum X_n^2 I_n$$

de donde:

$$k = \frac{P \cdot e}{\sum X_n^2 I_n}$$

La carga sobre la viga enésima vale:

$$P'_n = P \cdot e \frac{X_n I_n}{\sum X_n^2 I_n}$$

Finalmente, la carga total que soporta cada trabe es:

$$P_n = P'_n + P''_n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \left(1 + e \frac{X_n \sum I_n}{\sum X_n^2 I_n} \right)$$

y se debe comprobar la igualdad de fuerzas verticales:

$$\sum P_n = P$$

Por consiguiente, los coeficientes de distribución transversal son, para cada viga:

$$r_n = \frac{I_n}{\sum I_n} \left(1 + e \frac{X_n \sum I_n}{\sum X_n^2 I_n} \right) \quad \text{Ec. IV.25}$$

Si todas las vigas son iguales, y su número es N , el coeficiente de distribución transversal para la viga n es:

$$r_n = \frac{1}{N} \left(1 + e \frac{X_n \cdot N}{\sum X_n^2} \right) \quad \text{Ec. IV.26}$$

En las ecuaciones anteriores la distancia X_n tiene signo positivo, si la carga está del mismo lado, respecto al eje del puente, que la carga, y signo negativo, en caso contrario. En las sumatorias indicadas n varía desde 1 hasta N .

IV.4.3.4 METODO DE LEONHARDT.

Leonhardt desarrolló su método bajo las siguientes limitaciones:

a) Vigas longitudinales con momento de inercia constante.

b) Vigas longitudinales libremente apoyadas en sus extremos.

c) Viga transversal apoyada en los puntos medios de las vigas longitudinales, despreciando los efectos de torsión.

Leonhardt consideró un empujamiento constituido por una viga transversal apoyada en los puntos medios de vigas longitudinales igualmente espaciadas. Al actuar una carga vertical unitaria sobre la viga k (Fig. IV.93) el conjunto se deforma apareciendo las reacciones r_{1k} , r_{2k} , ..., r_{nk} en las vigas longitudinales. Estas reacciones se denominan 'coeficientes de distribución transversal para la viga k ' y se obtienen igualando la deformación de la viga transversal con las de las vigas longitudinales.

Leonhardt define como grado de rigidez (g), para tableros formados por vigas longitudinales igualmente espaciadas y de momento de inercia constante:

$$g = \frac{\eta}{(2\lambda)^3} \quad (1)$$

donde η es la relación entre los momentos de inercia de la viga transversal (I_T) y de las vigas longitudinales (I_L):

$$\eta = \frac{I_T}{I_L} \quad (2)$$

Por otra parte, λ es la relación entre la separación centro a centro de largueros (d) y la longitud del puente (L):

$$\lambda = \frac{d}{L} \quad (3)$$

sustituyendo (2) y (3) en (1):

$$g = \frac{I_T/I_L}{(2d/L)^3} = \frac{I_T}{I_L} \left(\frac{L}{2d}\right)^3 \quad \text{Ec. IV.27}$$

por lo que el grado de rigidez es un parámetro que depende exclusivamente de las propiedades geométricas del puente.

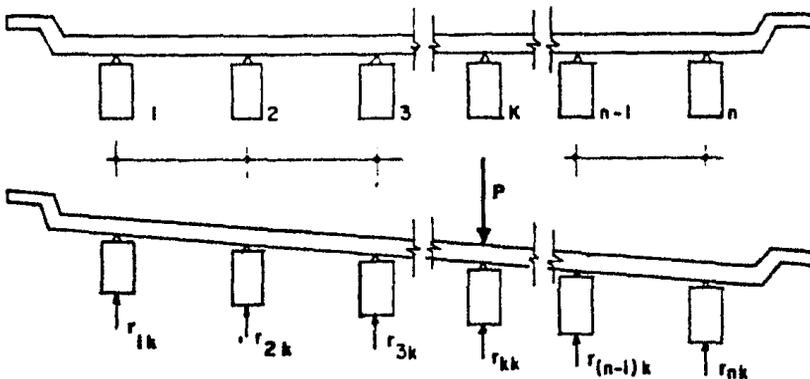


FIGURA IV.93 Método de Leonhardt.

En las tablas IV.16 a IV.19 se presentan los coeficientes de distribución transversal para los distintos grados de rigidez en emparrillados conteniendo desde 3 hasta 6 vigas longitudinales tomando en cuenta las limitaciones anteriores.

Leonhardt amplía su estudio para tableros donde las vigas extremas tienen distinto momento de inercia respecto a las vigas interiores, pero iguales entre sí, por lo que:

$$I_E = I_1 = I_n \quad ; \quad I = I_2 = I_3 = \dots = I_{n-1}$$

llamando:

$$I = \frac{I_E}{I_L}$$

por lo que, en general, para este caso:

$$r_{ik} = f(g, I)$$

En las figuras IV.94 a IV.97, se encuentran las expresiones algebraicas para la obtención de los coeficientes de distribución transversal en función del grado de rigidez (g) y la relación entre los momentos de inercia exterior e interior de las vigas longitudinales (I), tomando en cuenta el caso particular de que si todas las vigas tienen el mismo momento de inercia, el valor de (I) se hace unitario y las expresiones proporcionan los mismos valores que están ya tabulados.

IV.4.3.5 METODO DE GUYON-MASSONET-ROWE.

El método de Guyon-Massonet-Rowe es aplicable en aquellos casos en los que las vigas longitudinales del puente sean numerosas y cercanas entre sí, con lo que se le puede atribuir a la superestructura un comportamiento de losa ortotrópica, en la que las propiedades mecánicas en el sentido longitudinal están dadas por las vigas longitudinales del puente, y las propiedades mecánicas transversales, por las vigas transversales o por la misma sección transversal del puente.

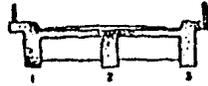
Bajo esta consideración de losa ortotrópica, Guyon (1946) estudió el tablero de un puente suponiendo nula la rigidez a la torsión de los elementos; posteriormente Massonet (1950), tomó en cuenta la rigidez a la torsión, pero no incluyó el efecto del coeficiente de Poisson, cuya influencia fué analizada más tarde por Rowe (1956).

Para el estudio de este método y de las consideraciones teóricas de la losa ortotrópica se puede consultar la referencia 36.

IV.4.3.6 COMENTARIOS A LOS METODOS DE DISTRIBUCION TRANSVERSAL.

El método de Engesser-Courbon es ideal para los primeros tanteos, ya que da valores bastante aceptables con una gran sencillez de aplicación, aunque se debe prever que las vigas transversales tengan bastante rigidez, sin olvidar que se puede obtener una mayor aproximación a medida que las vigas transversales sean más rígidas. Es aconsejable verificar por otro método que tome en cuenta, por lo menos, las rigideces relativas de las vigas longitudinales

CASO DE TRES LARGUEROS

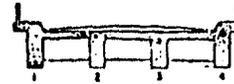


$f_{11}^1 f_{22}^2 f_{33}^3 f_{12}^1 f_{13}^1 f_{23}^2$

θ	f_{11}^1	f_{22}^2	f_{33}^3	f_{12}^1	f_{13}^1	f_{23}^2	θ
0.1	0.978	0.044	-0.021	0.913			0.1
0.2	0.962	0.077	-0.039	0.846			0.2
0.3	0.948	0.104	-0.052	0.793			0.3
0.4	0.938	0.125	-0.063	0.750			0.4
0.5	0.931	0.143	-0.071	0.714			0.5
0.6	0.921	0.158	-0.079	0.684			0.6
0.7	0.915	0.170	-0.085	0.660			0.7
0.8	0.909	0.182	-0.091	0.638			0.8
0.9	0.905	0.191	-0.095	0.618			0.9
1.0	0.900	0.200	-0.100	0.600			1.0
1.5	0.885	0.231	-0.115	0.539			1.5
2.0	0.873	0.250	-0.125	0.500			2.0
2.5	0.864	0.263	-0.132	0.474			2.5
3.0	0.858	0.273	-0.136	0.455			3.0
3.5	0.850	0.280	-0.140	0.440			3.5
4.0	0.847	0.288	-0.143	0.429			4.0
4.5	0.845	0.290	-0.145	0.418			4.5
5.0	0.843	0.294	-0.147	0.412			5.0
5.5	0.841	0.297	-0.149	0.405			5.5
6.0	0.840	0.303	-0.150	0.400			6.0
7.0	0.840	0.304	-0.152	0.387			7.0
8.0	0.840	0.308	-0.154	0.385			8.0
9.0	0.845	0.310	-0.153	0.379			9.0
10.0	0.844	0.313	-0.154	0.375			10.0
12.0	0.842	0.318	-0.156	0.364			12.0
14.0	0.841	0.318	-0.154	0.364			14.0
16.0	0.840	0.320	-0.160	0.360			16.0
18.0	0.839	0.321	-0.161	0.357			18.0
20.0	0.839	0.323	-0.161	0.353			20.0
25.0	0.839	0.325	-0.162	0.351			25.0
30.0	0.837	0.326	-0.163	0.348			30.0
35.0	0.836	0.327	-0.164	0.346			35.0
40.0	0.836	0.328	-0.163	0.344			40.0
50.0	0.836	0.329	-0.163	0.342			50.0
60.0	0.835	0.330	-0.163	0.341			60.0
80.0	0.835	0.331	-0.162	0.339			80.0
100.0	0.834	0.331	-0.164	0.338			100.0
∞	0.833	0.333	-0.167	0.333			∞

TABLA IV.16

CASO DE CUATRO LARGUEROS



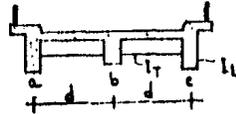
$f_{11}^1 f_{22}^2 f_{33}^3 f_{44}^4 f_{12}^1 f_{13}^1 f_{14}^1 f_{23}^2 f_{24}^2 f_{34}^3$

θ	f_{11}^1	f_{22}^2	f_{33}^3	f_{44}^4	f_{12}^1	f_{13}^1	f_{14}^1	f_{23}^2	f_{24}^2	f_{34}^3	θ
0.1	0.978	0.044	-0.021	0.078	0.103						0.1
0.2	0.962	0.077	-0.042	0.002	0.902	0.162					0.2
0.3	0.948	0.104	-0.048	-0.004	0.748	0.198					0.3
0.4	0.938	0.125	-0.051	-0.004	0.708	0.233					0.4
0.5	0.931	0.143	-0.057	-0.010	0.677	0.240					0.5
0.6	0.921	0.158	-0.057	-0.015	0.652	0.252					0.6
0.7	0.915	0.170	-0.055	-0.020	0.630	0.260					0.7
0.8	0.909	0.182	-0.049	-0.024	0.612	0.267					0.8
0.9	0.905	0.191	-0.046	-0.029	0.595	0.271					0.9
1.0	0.890	0.200	-0.044	-0.033	0.582	0.275					1.0
1.5	0.878	0.201	-0.038	-0.041	0.539	0.279					1.5
2.0	0.868	0.213	-0.034	-0.041	0.540	0.281					2.0
2.5	0.860	0.224	-0.029	-0.036	0.524	0.281					2.5
3.0	0.852	0.233	-0.024	-0.042	0.510	0.281					3.0
3.5	0.845	0.242	-0.019	-0.045	0.500	0.280					3.5
4.0	0.839	0.249	-0.015	-0.043	0.487	0.279					4.0
4.5	0.833	0.256	-0.011	-0.048	0.478	0.278					4.5
5.0	0.828	0.262	-0.007	-0.053	0.469	0.276					5.0
5.5	0.823	0.268	-0.003	-0.057	0.461	0.274					5.5
6.0	0.818	0.273	0.000	-0.059	0.454	0.274					6.0
7.0	0.814	0.279	0.014	-0.107	0.428	0.285					7.0
8.0	0.810	0.288	0.025	-0.120	0.409	0.298					8.0
9.0	0.806	0.298	0.034	-0.139	0.393	0.312					9.0
10.0	0.803	0.308	0.040	-0.156	0.384	0.321					10.0
12.0	0.801	0.320	0.048	-0.142	0.378	0.243					12.0
14.0	0.798	0.331	0.051	-0.147	0.369	0.240					14.0
16.0	0.792	0.346	0.054	-0.152	0.363	0.237					16.0
18.0	0.784	0.353	0.051	-0.158	0.356	0.232					18.0
20.0	0.778	0.359	0.045	-0.163	0.347	0.229					20.0
25.0	0.755	0.369	0.049	-0.167	0.342	0.226					25.0
30.0	0.731	0.377	0.072	-0.170	0.338	0.223					30.0
40.0	0.720	0.370	0.074	-0.173	0.334	0.221					40.0
50.0	0.720	0.379	0.082	-0.181	0.324	0.215					50.0
60.0	0.715	0.384	0.085	-0.186	0.318	0.211					60.0
80.0	0.710	0.389	0.091	-0.190	0.312	0.208					80.0
100.0	0.706	0.393	0.094	-0.194	0.308	0.205					100.0
∞	0.700	0.400	0.100	-0.200	0.300	0.200					∞

TABLA IV.17

EXPRESIONES GENERALES 1

PARA CASO DE TRES LARGUEROS



$g = I_T / I_L (L/2d)^3$; L = CLARO DE LOS LARGUEROS

$r_{aa} = \frac{Aa}{\Delta}$	$r_{ba} = \frac{Ba}{\Delta} = \frac{r_{ab}}{I}$	$r_{ca} = r_{ac}$
$r_{bb} = \frac{Ab}{\Delta}$	$r_{bb} = \frac{Bb}{\Delta}$	$r_{cb} = r_{bc}$
$r_{cc} = \frac{Ac}{\Delta}$	$r_{bc} = r_{cb}$	$r_{cc} = r_{ca}$

PARA I ≠ 1

$Aa = 4I + 4Ig + 9g$
 $Ab = 2Ig$
 $Ac = -g$
 $Ba = 2g$
 $Bb = 4I + 2g$
 $\Delta = 4I + 4Ig + 2g$

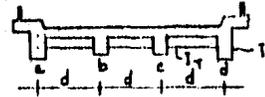
PARA I = 1

$Aa = 4 + 9g$
 $Ab = 2g$
 $Ac = -g$
 $Ba = 2g$
 $Bb = 4 + 2g$
 $\Delta = 4 + 4g$

FIGURA IV.94

EXPRESIONES GENERALES 2

PARA CASO DE CUATRO LARGUEROS



$g = I_T / I_L (L/2d)^3$; L = CLARO DE LOS LARGUEROS

$r_{aa} } = \frac{Aa}{\Delta_1} = \frac{Ad}{\Delta_2}$	$r_{ba} } = \frac{Ba}{\Delta_1} = \frac{Bd}{\Delta_2}$
$r_{bb} } = \frac{Ab}{\Delta_1} = \frac{Ag}{\Delta_2}$	$r_{bc} } = \frac{Bb}{\Delta_1} = \frac{Bg}{\Delta_2}$

PARA I ≠ 1

$Aa = 5I + Ig$
 $Ad = 5I + 9Ig$
 $Ab = Ig$
 $Ac = 3Ig$
 $Ba = g$
 $Bd = 3g$
 $Bb = 5I + g$
 $Bc = 3I + g$
 $\Delta_1 = 10I + 2Ig + 2g$
 $\Delta_2 = 6I + 18Ig + 2g$

PARA I = 1

$Aa = 5 + g$
 $Ad = 5 + 9g$
 $Ab = g$
 $Ac = 3g$
 $Ba = g$
 $Bd = 3g$
 $Bb = 5 + g$
 $Bc = 3 + g$
 $\Delta_1 = 10 + 4g$
 $\Delta_2 = 6 + 20g$

FIGURA IV.95

EXPRESIONES GÉNERALES 3

PARA CASO DE CINCO LARGUEROS



$$g = \sqrt[3]{P/I_L (L/2d)^3}; \quad L = \text{CLARO DE LOS LARGUEROS}$$

$r_{ra} = \frac{Aa}{\Delta_1} = \frac{Ag}{2d}$	$r_{rb} = \frac{Ba}{\Delta_1} = \frac{Bg}{2d}$	$r_{rc} = r_{re} = \frac{Ca}{\Delta_1}$
$r_{rb} = \frac{Ab}{\Delta_1} = \frac{Ag}{2d}$	$r_{rb} = \frac{Bb}{\Delta_1} = \frac{Bg}{2d}$	$r_{rb} = r_{rd} = \frac{Cb}{\Delta_1}$
$r_{rc} = \frac{Ac}{\Delta_1}$	$r_{rc} = \frac{Bc}{\Delta_1}$	$r_{rc} = \frac{Cc}{\Delta_1}$

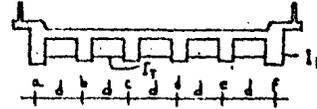
PARA I = 1

$$\begin{aligned} Aa &= 7I + 32I_2 + 2I_3^2 \\ Ae &= 4I + 4I_2 \\ Ab &= 5I_2 + 2I_3^2 \\ Ad &= 2I_3 \\ Ac &= -6I_2 + 2I_3^2 \\ Ba &= 5g + 2g^2 \\ Be &= 2I_3 \\ Bb &= 7I + 46I_2 + 2g + 2g^2 \\ Bd &= 4I + g \\ Bc &= 22I_2 + 2g^2 \\ Ca &= -6g + 2g^2 \\ Cb &= 22I_2 + 2g^2 \\ Ce &= 14I + 32I_2 + 4g + 2g^2 \\ \Delta_1 &= 14I + 64I_2 + 4g + 4I_3^2 + 6g^2 \\ \Delta_2 &= 8I + 8I_2 + 2g \end{aligned}$$

FIGURA IV.96

EXPRESIONES GÉNERALES 4

PARA CASO DE SEIS LARGUEROS



$$g = \sqrt[3]{P/I_L (L/2d)^3}; \quad L = \text{CLARO DE LOS LARGUEROS}$$

$r_{ra} = \frac{Aa}{\Delta_1} = \frac{Af}{\Delta_2}$	$r_{rb} = \frac{Ba}{\Delta_1} = \frac{Bf}{\Delta_2}$	$r_{rc} = \frac{Ca}{\Delta_1} = \frac{Cf}{\Delta_2}$
$r_{rb} = \frac{Ab}{\Delta_1} = \frac{Af}{\Delta_2}$	$r_{rb} = \frac{Bb}{\Delta_1} = \frac{Bf}{\Delta_2}$	$r_{rb} = \frac{Cb}{\Delta_1} = \frac{Cf}{\Delta_2}$
$r_{rc} = \frac{Ac}{\Delta_1} = \frac{Af}{\Delta_2}$	$r_{rc} = \frac{Bc}{\Delta_1} = \frac{Bf}{\Delta_2}$	$r_{rc} = \frac{Cc}{\Delta_1} = \frac{Cf}{\Delta_2}$

PARA I = 1

$$\begin{aligned} Aa &= 19I + 39I_2 + I_3^2 \\ Af &= 11I + 65I_2 + 25I_3^2 \\ Ab &= 11I_2 + I_3^2 \\ Ae &= 7I_2 + 15I_3^2 \\ Aa &= -6I_2 + I_3^2 \\ Ad &= -6I_2 + 5I_3^2 \\ Ba &= 11g + g^2 \\ Bf &= 7g + 15g^2 \\ Bb &= 14I + 11I_2 + 5g + g^2 \\ Be &= 2g \\ Bc &= 13I_2 + g^2 \\ Bd &= 25I_2 + 3g^2 \\ Ca &= -6g + g^2 \\ Cf &= -6g + 5g^2 \\ Cb &= 13I_2 + g^2 \\ Ce &= 25I_2 + 3g^2 \\ Cc &= 14I + 20I_2 + 5g + g^2 \\ Cd &= 11I + 20I_2 + 3g + g^2 \\ \Delta_1 &= 38I + 78I_2 + 10g + 2I_3^2 + 4g^2 \\ \Delta_2 &= 22I + 130I_2 + 4g + 50I_3^2 + 20g^2 \end{aligned}$$

FIGURA IV.97

y transversales cuando se trate de proyectos definitivos, ya que se corre el riesgo de encontrarse del lado de la inseguridad, por la posibilidad de que las vigas transversales no sean suficientemente rígidas respecto a las longitudinales.

El método de Leonhardt es de mayor confianza por tomar en cuenta las rigideces relativas de sus elementos. Además nos brinda la posibilidad de calcular puentes continuos, tener vigas transversales excéntricas con respecto al centro del claro, y que las vigas longitudinales pueden ser de sección variable. Una dificultad de este método estriba en que sólo comprende emparrillados que tienen de 3 a 6 vigas longitudinales. Otra desventaja de este método es el desprestigiar los efectos de torsión, que posiblemente en algunos casos tengan cierta importancia (Referencia 30).

El proceso de análisis transversal se resume a continuación:

- a) Se elige el método más adecuado para el puente en estudio.
- b) Se determina la excentricidad más desfavorable de la carga viva para cada viga longitudinal.
- c) Se calculan los coeficientes de distribución transversal para todas las vigas longitudinales con el método y excentricidades elegidas.

Una vez determinados los coeficientes de distribución transversal se realiza el enlace entre los análisis longitudinal y transversal para obtener los elementos mecánicos de diseño para cada viga longitudinal.

Los diagramas finales de diseño, de cortante y de momento, se obtienen afectando los diagramas correspondientes, obtenidos en el análisis longitudinal, con los coeficientes de distribución transversal correspondientes a cada viga longitudinal, y sumándoles los cortantes o momentos, según sea el caso, producidos por la carga muerta y por los asentamientos diferenciales de los apoyos (en el caso de puentes continuos).

IV.4.4 ANALISIS LOCAL.

IV.4.4.1 INTRODUCCION.

El análisis local consiste, como ya se dijo en el inciso IV.4.1, en la determinación de los esfuerzos en la losa del puente producidos por las cargas concentradas de las ruedas del camión tipo. La determinación de estos esfuerzos es, en general, muy compleja ya que las condiciones de borde de las losas están influidas por los desplazamientos de las vigas longitudinales y transversales. Este problema se simplifica frecuentemente, para el cálculo de los esfuerzos, suponiendo condiciones de borde sencillas en cada placa. En particular, es usual suponer apoyo simple en el contorno o bien empotramiento rígido sin desplazamientos verticales. Generalmente, a los resultados así obtenidos se les aplica un factor de corrección, a fin de tomar en cuenta la continuidad de los apoyos con las losas vecinas. En lo que sigue se presentan los aspectos generales de algunos métodos para el cálculo de esfuerzos locales (Referencia 36).

IV.4.4.2 METODO DE WESTERGAARD.

En la deducción de las fórmulas del método de Westergaard se consideran las ecuaciones de Lagrange, de flexión de placas, y la teoría de Nadai, que estudia la concentración de esfuerzos en el entorno de una carga uniforme sobre un círculo de diámetro c , suficientemente pequeño respecto al espesor de la placa; este círculo c simula la acción de la presión de una rueda de un vehículo. Se utiliza la notación de la figura IV.98. Se supone, además, un coeficiente de Poisson $\nu = 0.15$, que la dimensión longitudinal de la losa es infinita y que está simplemente apoyada en las vigas longitudinales adyacentes.

A continuación se presentan las fórmulas generales de los momentos que produce una carga puntual en una sección determinada de la losa. En la referencia 36 se particularizan estas fórmulas para algunos casos prácticos.

Fórmulas generales:

a) Momentos en un punto $(-v, 0)$ debidos a la carga P_1 , concentrada, aplicada en (x, y) , suponiendo dicho punto fuera de la acción directa de la carga.

$$\left. \begin{aligned} M_x \\ M_y \end{aligned} \right\} = 0.10536 P_1 \log \frac{A}{B} \pm 0.10625 \frac{P_1 y}{s} \operatorname{sen} H \frac{\pi y}{s} \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{A} \right)$$

$$M_{xy} = -0.10625 \frac{P_1 y}{s} \left[\frac{1}{B} \operatorname{sen} \frac{\pi(x+v)}{s} + \frac{1}{A} \operatorname{sen} \frac{\pi(x-v)}{s} \right]$$

donde:

- M_x = Momento flexionante transversal en la losa, por unidad de longitud
- M_y = Momento flexionante longitudinal en la losa, por unidad de longitud.
- M_{xy} = Momento torsionante en la losa, por unidad de longitud.

$$A = \cos H \frac{\pi y}{s} + \cos \frac{\pi(x-v)}{s}$$

$$B = \cos H \frac{\pi y}{s} - \cos \frac{\pi (x+v)}{s}$$

s = Separación entre las vigas longitudinales.

Los logaritmos se refieren a la base 10.

b) Momentos en un punto $(-v, 0)$ inmediatamente debajo de la carga de intensidad P_1 , es decir, situada en $(-v, 0)$.

$$\left. \begin{array}{l} M_x \\ M_y \end{array} \right\} = 0.21072 P_1 \left[\log \left(\frac{s}{c_1} \cos \frac{\pi v}{s} \right) + 0.32206 \right] \pm 0.03302 P_1$$

siendo:

$$c_1 = 2 \left(\sqrt{0.4 c^2 + h^2} - 0.675 h \right).$$

c = Diámetro de círculo sobre el cual se supone que se reparte la carga P_1 y sujeto a la condición $c \leq 3.45 h$, donde h es el espesor de la losa.

El logaritmo tiene base decimal.

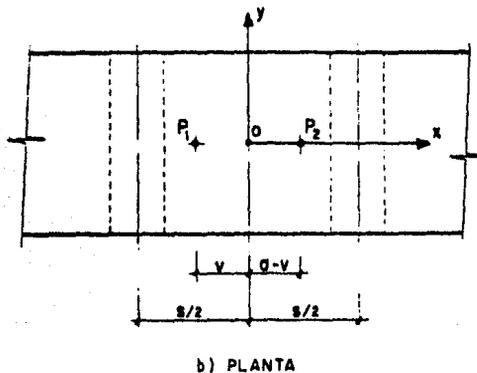
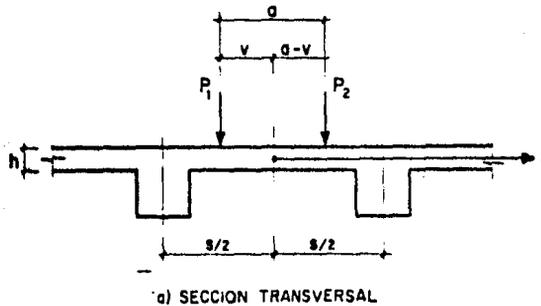


FIGURA IV.98 Esfuerzos locales de cargas concentradas.

Como ya se mencionó, las fórmulas anteriores se han deducido suponiendo - las losas simplemente apoyadas. Sin embargo, en realidad, existe un cierto em - potramiento en la losa, producido por la rigidez a torsión de la viga en la - que se apoya y, aún más, por las eventuales cargas existentes de las ruedas -

en las losas adyacentes. Para considerar esto, Westergaard elaboró un procedimiento aproximado para las losas intermedias del tablero del puente: se calculan, para las cargas actuantes, mediante las fórmulas generales anteriores, los momentos M_x y M_y en el punto (0,0) considerando la placa simplemente apoyada en las vigas adyacentes; se determina el valor de P_e , intensidad de la carga equivalente puntual que produce debajo de su punto de aplicación (0,0) el momento M_x antes calculado y se obtienen los momentos en el empotramiento M_{ox}^1 y M_{oy}^1 mediante las expresiones aproximadas:

$$M_{ox}^1 = M_x - 0.0699 P_e$$

$$M_{oy}^1 = M_y$$

Se suelen adoptar, en la práctica, iguales valores de los esfuerzos en las secciones del centro de la losa y del empotramiento.

IV.4.4.3 METODO DE PIGEAUD.

Pigeaud estudió el comportamiento elástico de placas mediante la ecuación clásica de Lagrange, considerando un rango muy amplio de relaciones entre los lados a y b de la placa, que se suponen simplemente apoyados, y un conjunto de cargas aisladas, concentradas, repartidas en un rectángulo de lados u y v . También estudió el caso límite de b infinito. Los resultados obtenidos los expresó en curvas, función de a/b y los valores u/a y v/b , en el caso de a y b finitos, o bien u/a y v/a en la condición de b infinito (Fig. IV.99) (Referencia 36).

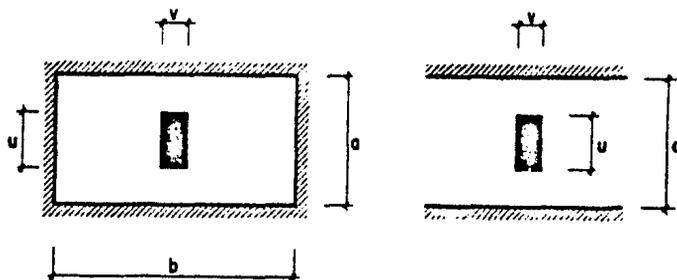


FIGURA IV.99 Casos considerados por Pigeaud.

a representa la distancia normal al claro del puente, es decir, la distancia entre ejes de las vigas longitudinales.

Los valores de u y v se determinan suponiendo una distribución de la carga concentrada a 45° a nivel de la superficie media de la losa (Fig.IV.100).

Es decir :

$$u = u_r + zt$$

$$v = v_r + zt$$

siendo u_r y v_r las longitudes del rectángulo de contacto de la rueda con el pavimento en las direcciones a y b de la losa, y t la distancia de la superficie media de la losa a la cara superior del pavimento.

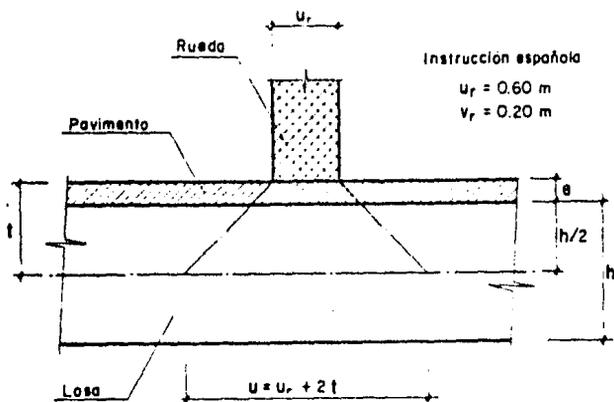


FIGURA IV.100 Hipótesis usual de actuación de cargas concentradas.

En el caso de grupos de dos cargas concentradas, Pigeaud sugiere los siguientes valores de u y v para entrar en las gráficas como si fuera una sola carga (Fig.IV.101).

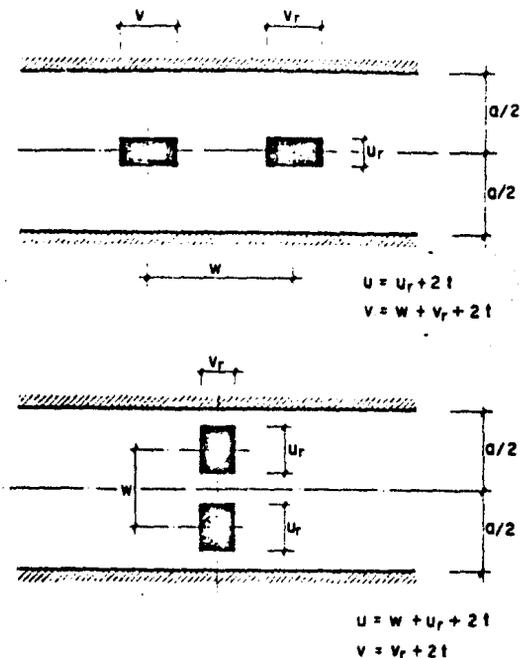


FIGURA IV.101 Aproximación en el caso de dos cargas concentradas.

En el caso de las ruedas separadas entre si una distancia w en la dirección longitudinal, entonces se deben adoptar los valores:

$$u = u_r + zt$$

$$v = w + v_r + zt$$

Si las dos ruedas están separadas entre si una distancia w en la dirección transversal, los valores aconsejados por Pigeaud son:

$$u = w + u_r + zt$$

$$v = v_r + zt$$

En la figura IV.102 se presentan algunos ejemplos de gráficas de Pigeaud para el cálculo de momentos en la losa, bajo la acción de una carga concentrada unitaria.

En el caso de considerarse un coeficiente de Poisson $\nu = 0$, los momentos totales M_x y M_y (bajo la carga) en las direcciones a y b , respectivamente, en la losa, se calculan como:

$$M_x = M_1 P$$

$$M_y = M_2 P$$

En el caso del coeficiente de Poisson $\nu \neq 0$, los momentos M_x y M_y se obtienen como:

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

Las consideraciones para la obtención de las gráficas de Pigeaud pueden consultarse en la referencia 36.

El método de Pigeaud se utiliza, en general, en losas tales que $b < 1.8a$, ya que si $b > 1.8a$, se puede suponer la losa infinita y el cálculo de Westergaard parece ser más apropiado (Referencia 36).

Las limitaciones del método de Pigeaud, que deben ser tomadas en cuenta son:

- a) Estudia sólo cargas concentradas en la losa.
- b) Las simplificaciones dadas para el caso de dos cargas no son suficientemente aproximadas cuando la separación w es grande (de 1.5m o más).
- c) Los valores de v/b suelen ser en la práctica muy pequeños, y la lectura no es fácil en las gráficas.

El método de Pigeaud considera el empotramiento en los bordes de la losa de un modo empírico, multiplicando los momentos obtenidos en la condición de bordes simplemente apoyados por el factor 0.8.

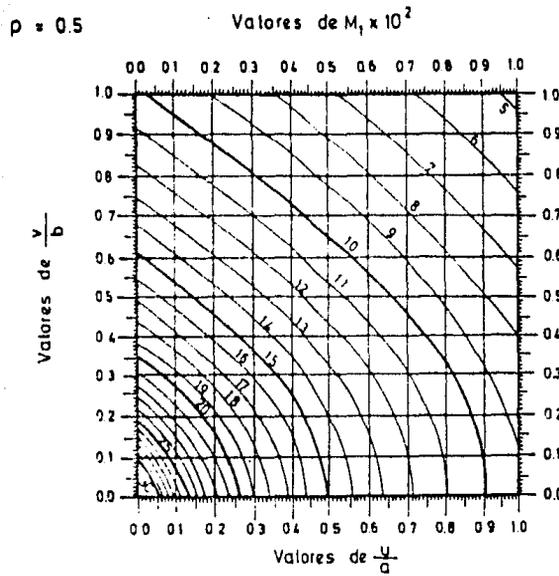


FIGURA IV.102.a Losa rectangular. Momentos M_1

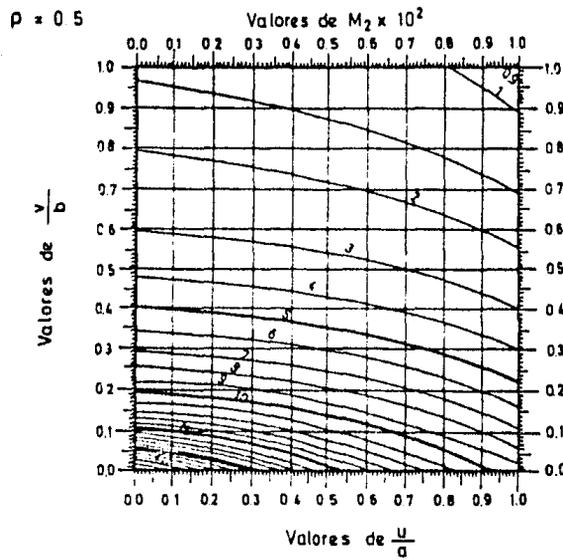


FIGURA IV.102.b Losa rectangular. Momentos M_2

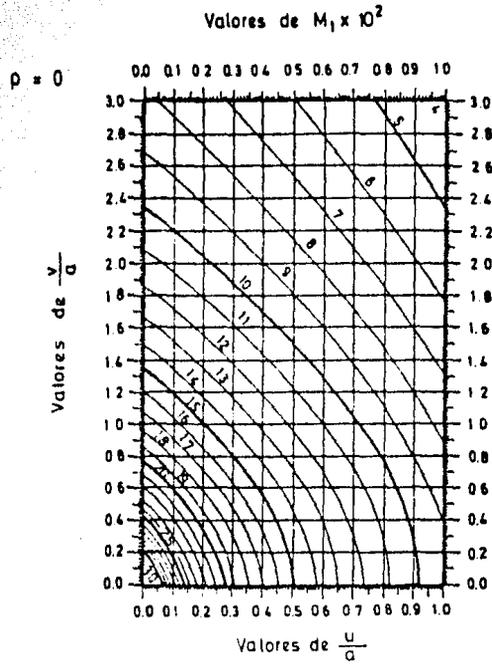


FIGURA IV.102.c Losa rectangular con dos bordes de longitud infinita. Momentos M_1

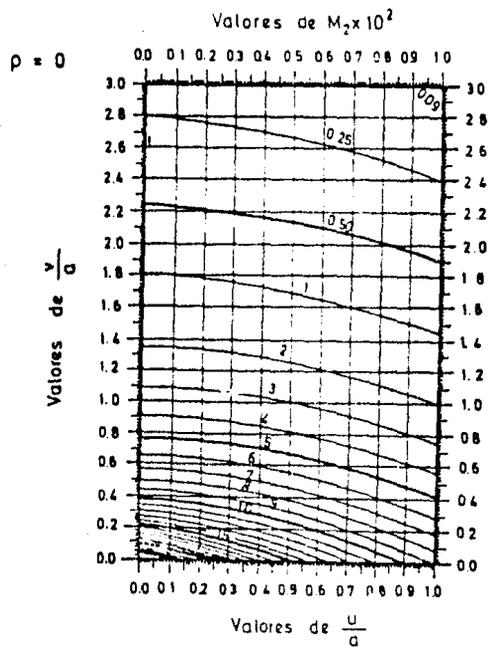


FIGURA IV.102.d Losa rectangular con dos bordes de longitud infinita. Momentos M_2

IV.4.4.4 METODO DE LA AASHTO.

La AASHTO propone que, para carga viva, se considere a la losa como una viga continua de un metro de ancho, apoyada simplemente sobre las vigas longitudinales. Las especificaciones indican que para el caso de una losa simplemente apoyada se considere un momento, por metro de ancho, de acuerdo a la fórmula (Referencia 28):

$$M = \pm \frac{(S + 0.6096)}{32} P \quad (\text{para claros entre 0.61 y 7.32m. inclusive})$$

donde:

S = Claro efectivo de la losa, en metros.

P = 5443 Kg. para las cargas H-15 y HS-15.

P = 7258 Kg. para las cargas H-20 y HS-20.

Se indica también que en el caso de losas apoyadas sobre tres o más vigas longitudinales se considere el momento dado por la fórmula anterior, multiplicado por 0.8, tanto los momentos positivos como negativos. También se especifica para este caso que cuando la losa y las vigas longitudinales sean de concreto y coladas monolíticamente, se considere S como el claro libre entre vigas, y en el caso de que las vigas longitudinales sean de acero, S se obtendrá como la distancia centro a centro de las vigas, menos la cuarta parte del patín de la viga.

La AASHTO especifica que además el momento por carga viva dado con la fórmula anterior, se considere un porcentaje por impacto dado por la ecuación IV.3, con un máximo también del 30%.

Por otro lado, La AASHTO no hace referencia a los momentos en la losa debidos a carga muerta, sin embargo, para el caso de losas continuas se pueden considerar momentos negativos y positivos de acuerdo a la expresión (Referencia 28): $w \cdot S^2 / 10$, donde w es la carga uniforme distribuida correspondiente a la carga muerta.

La AASHTO no especifica ninguna forma de calcular el acero longitudinal de las losas, pero si determina un mínimo de $121.5/\sqrt{S}$ (%) del acero transversal. El máximo requerido es de 0.67 veces el acero transversal, el cual se usa para $S \leq 3.30$ m. Este acero longitudinal se coloca en el lecho inferior, haciendo una reducción del 50% fuera de la mitad central del claro entre las vigas.

En adición al acero longitudinal del lecho inferior, se coloca en el lecho superior un mínimo de 2.65 cm² de área de acero por metro de ancho, por temperatura, con un espaciamiento máximo entre varillas de 45 cm.

IV.4.4.5 OTROS ESTUDIOS SOBRE ANALISIS LOCAL.

Existen algunos estudios para la determinación de esfuerzos en losas mediante la representación de éstas como un emparrillado, con los cuales puede obtenerse las superficies de influencia de la losa para cualquier nudo del entramado. Cabe tener en cuenta, sin embargo, que los esfuerzos locales que aparecen inmediatamente debajo de una carga concentrada (rueda de un vehículo) no pueden ser obtenidos con estos análisis bidimensionales.

Existen también otros estudios de esfuerzos locales, considerando las losas en sus dos dimensiones con condiciones homogéneas de sustentación (apoyo simple). Al respecto, destacan las publicaciones de Pücher (1936) y Rüşh y Homberg (1961) que presentan superficies de influencia de los distintos elementos mecánicos, lo que permite el cálculo de losas bajo condiciones arbitrarias de carga. Estas importantes ayudas de proyecto han sido deducidas mediante ensayos de laboratorio. En las figuras IV.103 y IV.104 se reproducen algunas de estas superficies de influencia (Referencia 36).

La acción de las cargas uniformes debidas a la carga muerta tiene poca importancia en cuanto a los esfuerzos producidos en las losas, si se les compara con los producidos por las cargas concentradas. Sin embargo, su importancia aumenta a medida que crecen las dimensiones de la losa.

El efecto de la carga muerta puede tomarse en cuenta en el diseño calculando la losa como una viga de ancho unitario apoyada sobre las vigas longitudinales, como se comentó en el método de análisis de efectos locales de la AASHTO, o siguiendo el procedimiento de cálculo de losas de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el Distrito Federal, o bien las tablas presentadas en la referencia 41, en las que se consideran losas apoyadas en cuatro, tres o dos lados.

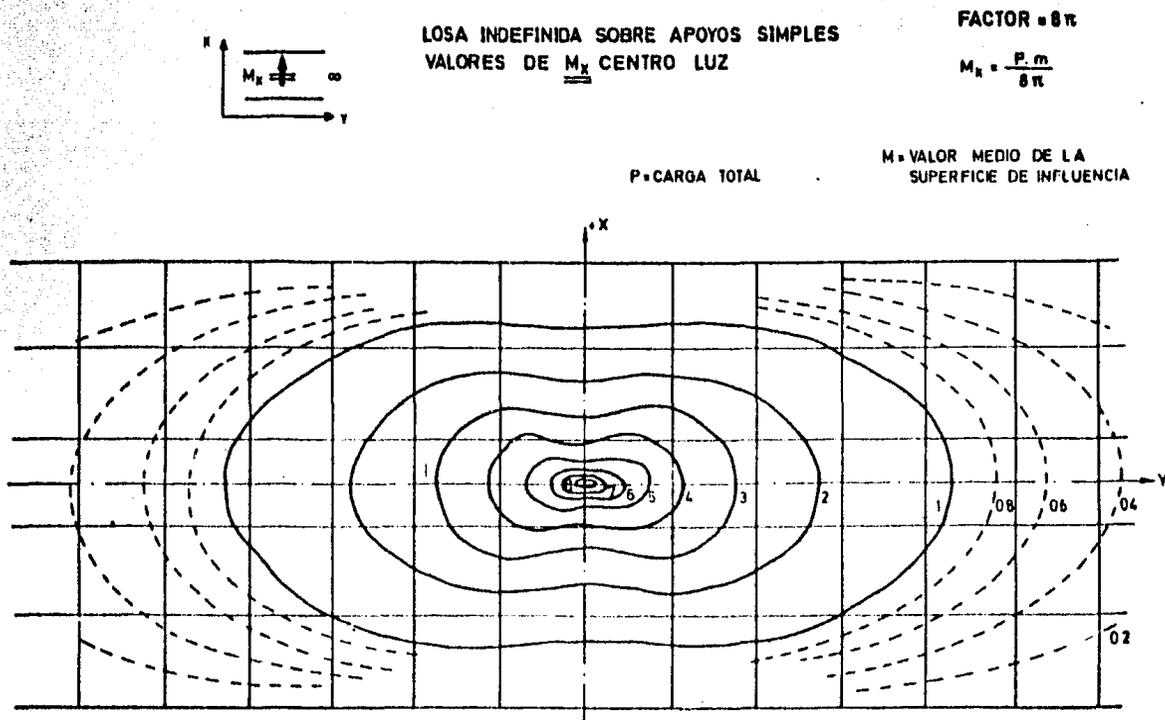
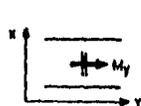


FIGURA IV.103.a Losa simplemente apoyada. Línea de influencia de M_x .



LOSA INDEFINIDA SOBRE APOYOS SIMPLES
VALORES DE M_y CENTRO LUZ

FACTOR = 8π

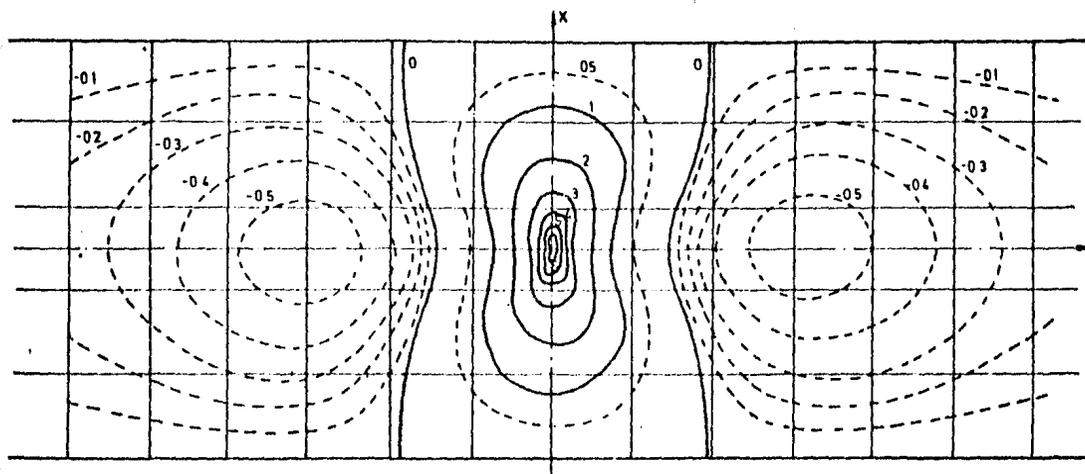


FIGURA IV.103.b Losa simplemente apoyada. Línea de influencia de M_y

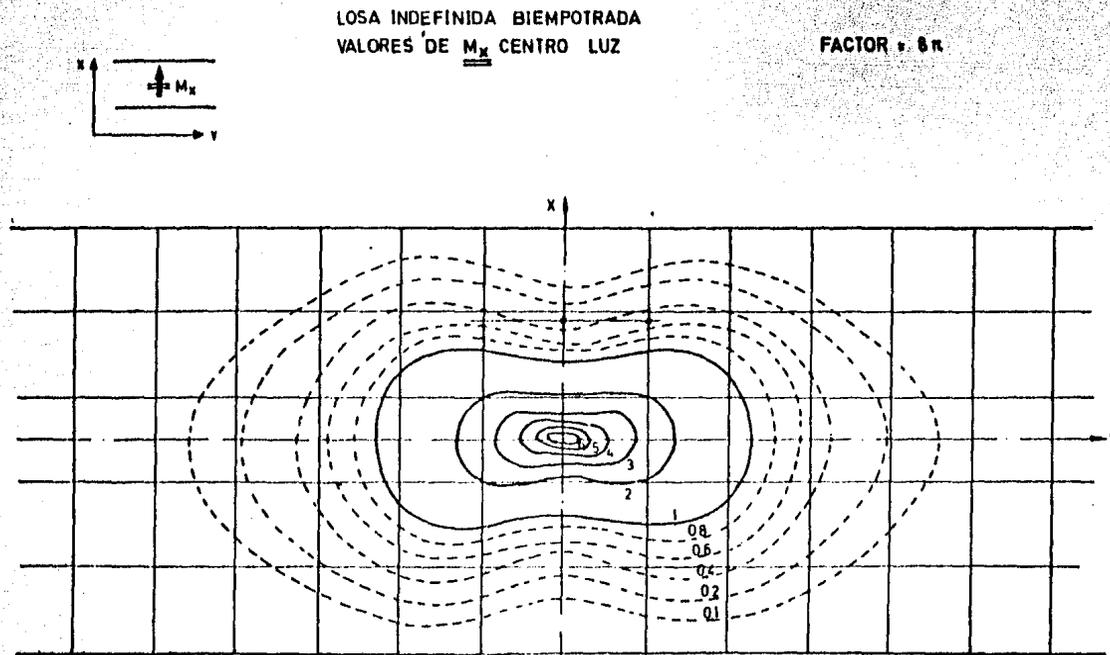
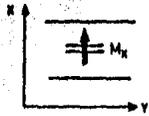


FIGURA IV.104.a Losa biempotrada. Línea de influencia de M_x en el centro del claro.



LOSA INDEFINIDA BIEMPOTRADA
 VALORES DE M_x EN EL EJE DE EMPOTRAMIENTO FACTOR = 8π

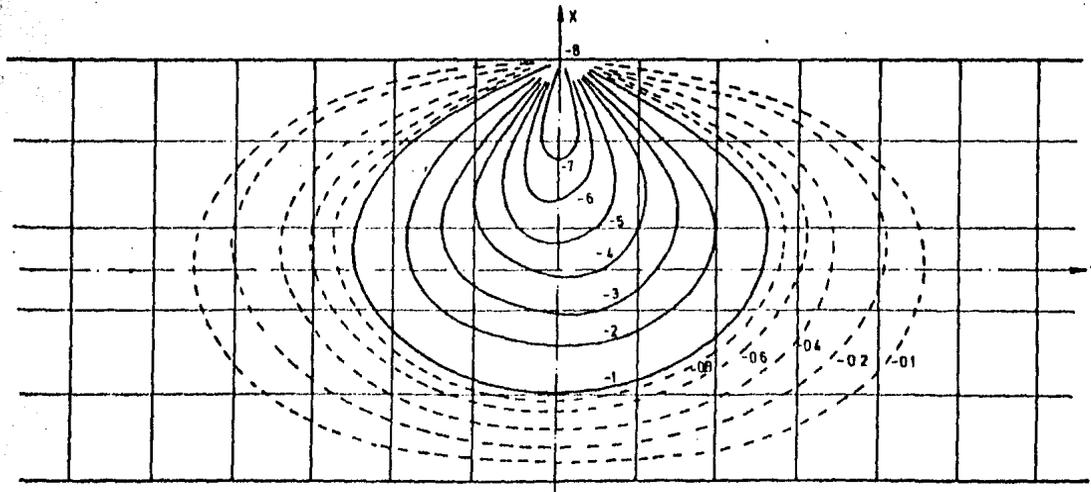


FIGURA IV.104.b Losa biempotrada. Línea de influencia de M_x en apoyos.

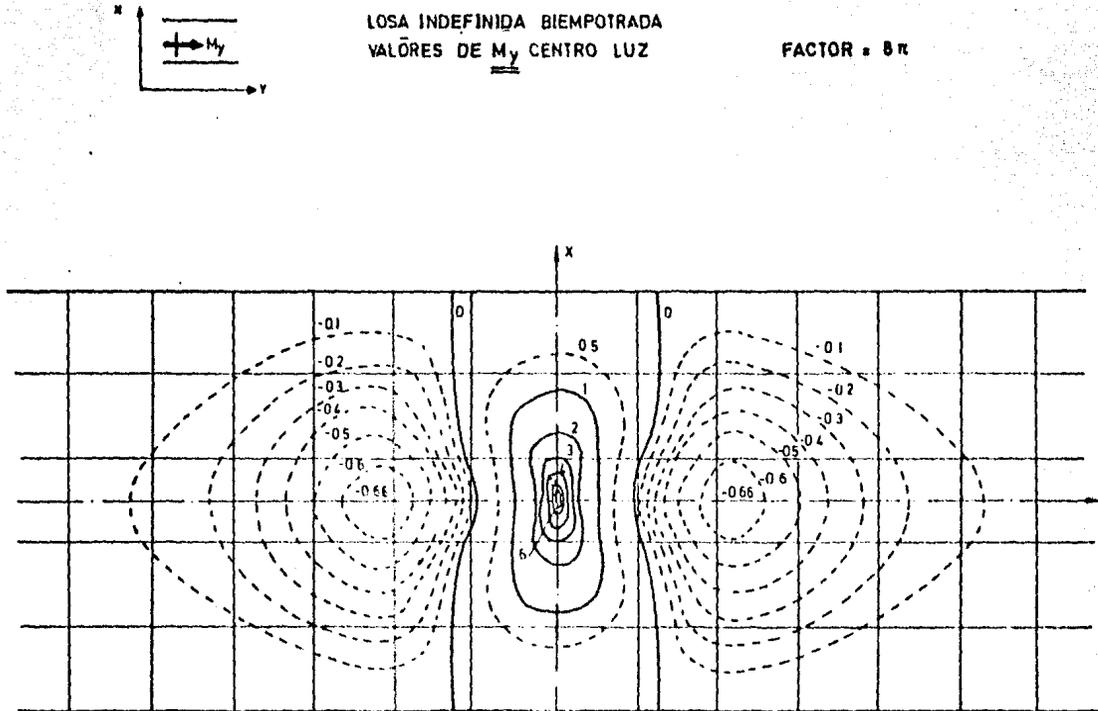


FIGURA IV.104.c Losa biempotrada. Línea de influencia de M_y .

IV.5 DISEÑO ESTRUCTURAL.

El objeto del diseño estructural de un puente, es el obtener las características y dimensiones de sus elementos para que cumpla con su función encomendada: salvar un claro, facilitando así el tránsito de vehículos o personas, y/o para conducir tuberías, líneas de transmisión eléctrica, etc..

Para que un puente cumpla con su función, deben satisfacerse varios objetivos relativos a seguridad, funcionalidad y factibilidad.

El enfoque más común para tratar el problema de seguridad estructural lo constituye el llamado 'diseño por esfuerzos permisibles' o por 'esfuerzos de trabajo', que es el que se establece en las especificaciones de puentes para caminos de SOP, que siguen, en general, las recomendaciones de la AASHTO. Según este enfoque, se determinan las acciones internas (momentos, fuerzas cortantes y axiales) producidas por las sollicitaciones de servicio, suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, y se escogen las dimensiones de los elementos estructurales de manera que los esfuerzos correspondientes a dichas acciones internas sean iguales o menores a determinados esfuerzos llamados esfuerzos permisibles o de trabajo. Estos esfuerzos permisibles se eligen como una fracción (aproximadamente el 60%) de los esfuerzos de falla. Con este procedimiento se asegura que, en servicio normal, la estructura se comportará en forma casi elástica y que no estará sujeta a pandeo, fatiga o a otra forma de falla (Referencia 26).

Otro método para resolver el problema de la seguridad es el llamado 'diseño al límite'. Según este criterio, se exige que las estructuras se revisen contra la falla por el efecto de cierto número de combinaciones de carga; para éstas, se especifican valores nominales conservadores, y se indican los grupos de combinaciones de acciones que deben considerarse en el dimensionamiento, asociando a cada grupo un factor de carga por el cual debe multiplicarse el efecto de esas cargas. Los miembros se diseñan en base a los esfuerzos de falla.

El diseño al límite de puentes de acero suele llamarse 'diseño plástico', debido a la plastificación que ocurre en la sección transversal del acero cuando los momentos aplicados son iguales a la resistencia a la cedencia de la sección. El diseño de puentes de concreto por medio de este método se llama 'diseño por resistencia'. En este caso, la variabilidad propia del concreto precisa del uso de un factor de reducción de su capacidad, el cual varía aproximadamente de 0.65 a 0.90; este factor se aplica a la resistencia teórica del miembro, para estimar la resistencia mínima que realmente tiene.

Además de su seguridad contra la falla, los puentes deben tener un comportamiento aceptable para el uso que se les destina: las deformaciones y el agrietamiento deben limitarse, los cimientos no deben sufrir grandes asentamientos y la vibración debe controlarse; las frecuencias naturales de la estructura, que dependen de su masa y su rigidez, deben controlarse con objeto de evitar la vibración destructiva. El viento y los sismos pueden producir todavía más dificultades; la carga es fortuita y la respuesta de la estructura es un proceso aleatorio complicado.

La funcionalidad incluye otro aspecto adicional al comportamiento; la estructura debe ser durable. Los materiales deben elegirse prestando atención a los efectos de la corrosión o al deterioro, ya que todos los materiales tienen sus ventajas y desventajas a este respecto. El acero será sujeto a corro-

sión, pero puede pintarse o galvanizarse; en algunos aceros modernos, llamados aceros para intemperie, se forma una capa dura de óxido que resiste la corrosión. La madera puede pudrirse o despegarse; el ingeniero debe estar familiarizado con la tecnología de la conservación de la madera y con las técnicas de diseño para impedir que se despegue. El concreto puede deteriorarse como resultado de agregados malos, cemento pobre, las reacciones químicas producidas por las sales del camino o por otras causas. Entre los objetivos del diseñador se debe incluir el control cuidadoso de los materiales, con base en el conocimiento de su funcionamiento en el medio apropiado.

Los puentes pueden ser seguros y tener la funcionalidad adecuada, pero todo esto resulta inútil, a menos que la estructura sea factible. La factibilidad económica es muy importante; una vez que se ha determinado ésta, la estructura puede construirse. Muchas decisiones para el diseño dependen de los métodos de construcción y el ingeniero debe estar familiarizado con éstos, con lo que ayudará a que la construcción sea más barata, sin imponer un exagerado control en los procesos de construcción. Una regla básica para el diseño es que el diseñador debe tener en cuenta cuando menos un método de construcción; puede suceder que la estructura no se construya exactamente en la forma prevista, pero ya se tienen bases para la factibilidad de la estructura (Referencia 26). Además, el procedimiento constructivo puede requerir de ciertas sollicitaciones a la superestructura, que deben ser consideradas en el análisis y en el diseño.

Por último, cabe recordar que para el diseño de la mayoría de las estructuras, existen reglamentos o especificaciones realizadas por diversas organizaciones de ingeniería, que contienen las opiniones más valiosas de dichas organizaciones respecto a los requisitos que debe cumplir una estructura para que sea segura y para que su comportamiento sea adecuado. En el inciso IV.3.1 se habló respecto a los reglamentos de diseño y construcción de puentes, y se mencionaron los que se emplean comúnmente en México. Así, en el diseño de los elementos de un puente se deberán tomar en cuenta tales especificaciones, claro está, si es que el tipo de superestructura utilizada está comprendida por éstas.

APLICACIÓN IV

PROYECTO DEL PUENTE PARA EL CRUCE DE LA CARRETERA CULIACÁN-TORREÓN CON EL RÍO TAMAZULA II.

En el subinciso IV.2 se incluyeron algunos criterios para la elección de la cimentación, subestructura y superestructura de un puente; en el desarrollo que sigue se consideran, dentro de las posibilidades que nos proporciona la información de campo que poseemos, esos criterios, únicamente dando por establecido el tipo de superestructura a utilizar. Emplearemos el "Sistema Tridilosa" desarrollado por el Ing. Heberto Castillo Martínez, sistema que conocimos los autores de este trabajo en el desarrollo de algunos proyectos con el Ing. Castilla.

A.IV.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

* CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PUENTE.

El tramo Sanalana - Topia de la carretera Culiacán-Torreón, está considerado como un camino de penetración económica, en el que se espera el tránsito de camiones de carga y dos carriles de circulación.

Del estudio hidráulico del río Tamazula II en la zona del cruce, se definió un estrechamiento del cauce mediante un terraplén de acceso, con lo que dio como resultado la necesidad de un puente de 120 m. de longitud; como primera instancia se consideró que el puente estaría formado por tres tramos continuos de 40 m. de longitud, siendo estribos los apoyos extremos y pilas cilíndricas de 3.0 m de diámetro los apoyos intermedios.

ANCHO DE CALZADA, BANQUETAS Y PARAPETOS.

En el informe de campo para proyecto de puentes y viaductos para el cruce en estudio, incluido en el capítulo III de este trabajo, no se consignan los datos correspondientes al ancho de calzada del puente, ni tampoco se anota si se prevé el tránsito de peatones en el mismo, por lo que se satisficieron los requerimientos mínimos establecidos en las "Especificaciones de Puentes para Caminos" de S.O.P. (Reg. 27).

En la figura A.IV.1 se muestra el diagrama de Gálibo mínimo para el tránsito en camino de dos carriles (Reg. 27).

De la figura A.IV.1, el ancho mínimo de la superficie de rodamiento debe ser por lo menos de 1.83 m. mayor que el ancho del pavimento de acceso, pero no menor de 7.92 m. En el informe de campo citado anteriormente, se consigna un ancho de 6 m. para la corona del camino a la entrada y salida del puente, que incrementado en 1.83 m. es menor que el ancho mínimo especificado, por lo que se considerará, para el puente, el ancho mínimo de 7.92 m.

Dada la longitud del puente (120 m) consideramos conveniente la utilización de banquetas de emergencia de 0.45 m. de ancho a ambos lados de la superficie de rodamiento, y no hacer hacer las reducciones permitidas al ancho mínimo especificado, dado el alto costo que implicaría una ampliación del puente para dar mayor fluidez a futuro al tránsito simultáneo en ambos sentidos. La altura de banqueta se especifica, para zonas rurales, de 0.23 m. de altura como mínimo, y se recomienda que la cara de la banqueta o guardarrueda no sea vertical.

Respecto al parapeto de banqueta, consideramos que tendrá un ancho de 0.10 m.; su altura mínima especificada es de 0.90 m. menos $\frac{1}{2}$ del ancho horizontal del barróte superior, sobre la banqueta, pero en ningún caso dicha altura será menor de 0.75 m.; así, la altura de parapeto que consideraremos en nuestro caso será de $0.90 \text{ m.} - 0.10 \text{ m.}/2 = 0.85 \text{ m.}$ sobre el barróte superior; la altura del barróte inferior será de 0.45 m.

Tomando en cuenta lo anterior, el ancho del puente será: $7.92 + 2(0.45 + 0.10) = 9.02 \text{ m.}$; para fines prácticos consideraremos un ancho de diseño de 9.10 m. El ancho de la tridilosa será de 8 m. con voladizos a ambos lados de 0.55 m.

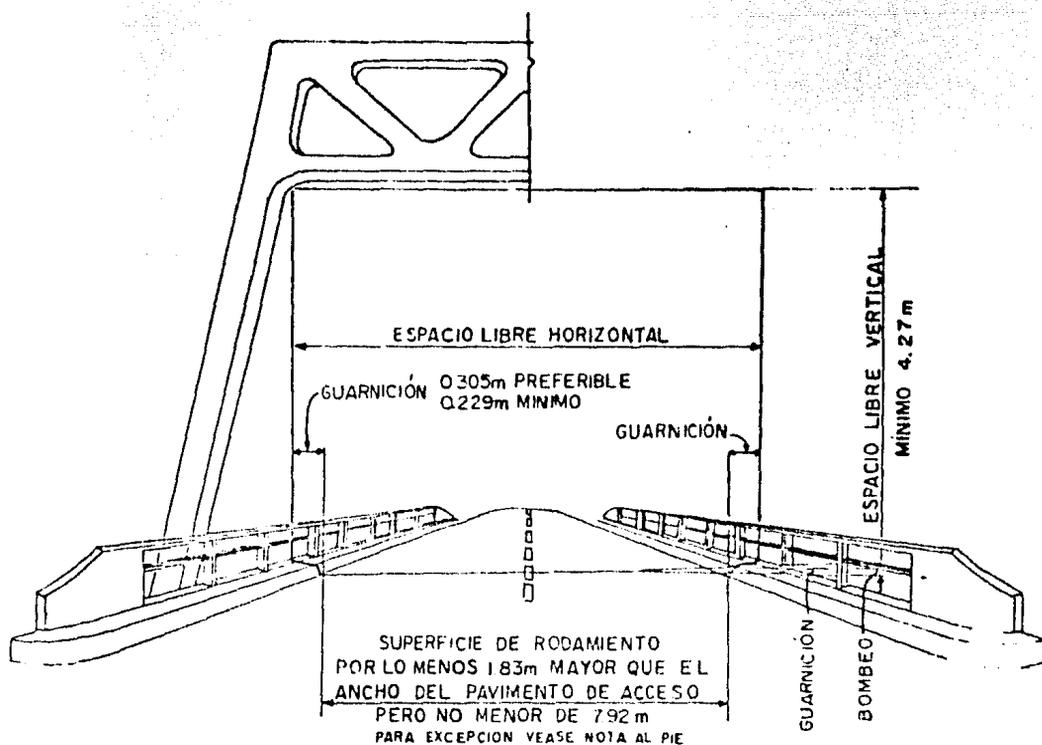


DIAGRAMA DE GALIBO MÍNIMO TRANSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA A IV.1

NOTAS- Para caminos con tránsito pesado se recomienda que los anchos de las superficies de rodamiento sean mayores que el mínimo anotado arriba

Si se usan guarniciones de seguridad o banquetas adyacentes, o si los anchos de los carriles de tránsito son mayores que 3.66m, el ancho de la superficie de rodamiento se podrá reducir en 0.61m del calculado de la fig. 1. Si concurren esas dos condiciones se podrá hacer una reducción de 1.22m.

En los casos especiales en que la longitud del puente es mayor de 305m y cuando el tránsito es ligero se permitirá poner un ancho de superficie de rodamiento de 7.31m.

Para todos los puentes con longitud menor de 15.24m, el ancho total se hará que se ajuste tanto como sea posible al ancho total de acotamiento o acotamiento del camino.

- ELECCION DE CLAROS.

Para la elección de los claros del puente tomamos en cuenta los siguientes factores:

1.- Dado el tipo de carretera y la situación de que el río es no navegable consideramos conveniente realizar el cruce con tres tramos, ya que implica sólo dos apoyos dentro del cauce principal y porque la longitud total permite obtener con los tres claros, al variar sus longitudes, una distribución favorable de los elementos mecánicos, congruentes al tipo de superestructura elegido.

2.- El análisis de estrechamientos se realizó considerando la obstrucción del terraplén de acceso y de dos pilas cilíndricas de 3.0 m. de diámetro. Considerando, en primera instancia, que estaban separadas 40 m., pero ahora podemos separarlas más para obtener un claro central más grande, sin alterar notablemente los valores calculados de la profundidad de socavación, ya que de analizar el procedimiento de cálculo de la socavación general y transversal, la influencia de la separación entre pilas sobre la socavación es menor a medida que las pilas se separan más (ver tabla III.19). La sobreelevación del NABE100 producida por la obstrucción del terraplén de acceso y de las dos pilas fue aceptable, ya que no provoca inundaciones aguas arriba del cauce, y esta sobreelevación es independiente de la separación entre las pilas.

3.- Desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, tal vez lo más conveniente hubiera sido un puente de dos tramos ya que la única pila se podría cimentar directamente sobre un estrato de roca (ver plano de pendiente y secciones hidráulicas), pero esta condición es menos favorable desde el punto de vista estructural; en la figura A.III.14 se marcan las posiciones de las pilas. En esa misma figura observamos que al hacer más grande el claro central respecto a los claros extremos, posición favorable desde el punto de vista estructural, disminuye el tamaño de la pila 1 y es indistinto para la pila 2, por lo que podemos decir que esa situación es favorable.

4.- Como indicamos en el inciso IV.2, las superestructuras continuas de tres claros tienen una distribución favorable de los elementos mecánicos si la longitud del claro central es de $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{3}$ más largo que los tramos extremos (Ref. 28). Para la elección de los claros nos basamos en el análisis de 5 opciones de claros distintas, entre las que se incluyeron los dos citados arriba. Este análisis consistió en obtener el área mínima bajo los diagramas de fuerza cortante

y momento flexionante; al variar los claros aumentan o disminuyen las áreas bajo esos diagramas y hay que recordar que la cantidad de acero es proporcional al área bajo los diagramas. En la tabla A.IV.1 se resumen los datos considerados.

Opción	Claros	Área bajo el diagrama de fuerza cortante	Área bajo el diagrama de momento flexionante
1	35 - 50 - 35	1296.90	8894.40
2 *	36 - 48 - 36	1275.21	8187.78
3	37 - 46 - 37	1258.06	8123.18
4 **	37.5 - 45 - 37.5	1251.14	8136.19
5	40 - 40 - 40	1232.00	8702.84

* El claro central es $\frac{1}{3}$ más grande que los tramos extremos.

** El claro central es $\frac{1}{5}$ más grande que los tramos extremos.

TABLA A.IV.1 Resumen de áreas bajo los diagramas de cortante y de momento, para la elección de claros.

El análisis anterior fue realizado bajo la acción de una misma carga uniformemente distribuida.

En la tabla A.IV.1. observamos que las opciones 3 y 4 son las más convenientes ya que tienen las menores áreas bajo los diagramas de cortante y de momento, aunque la opción 5 tiene el área mínima bajo el diagrama de cortante, pero es muy grande el área bajo el diagrama de momento. De las dos opciones escogidas, elegimos la opción 4, ya que para condiciones muy semejantes es más conveniente la que implica una cantidad un poco mayor de acero a flexión, ya que esto conduce a deflexiones menores en la estructura.

Así, los claros elegidos son: para los tramos extremos 37.5m. y para el claro central 45.0m.

- MODULACIÓN DEL PUNTE

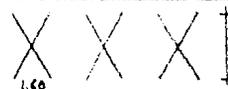
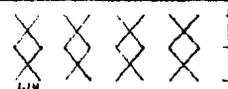
La modulación del puente se refiere a la determinación del tamaño de los módulos que constituyen la tridilosa. Este aspecto es importante, ya que

aunque se puede tener un sinnúmero de tamaños de módulos, se debe elegir la modulación más eficiente; la que produzca una estructura más ligera y que implique menor trabajo de habilitación. Generalmente no se satisfacen a la vez ambas condiciones, por lo que será necesario elegir la modulación que se juzgue más conveniente para un caso dado.

Un aspecto de la modulación lo constituye el peralte del puente. Entre los factores a considerar para su elección están: la elevación de la rasante del camino, la elevación del NAFE₁₀₀ de diseño, la distancia libre vertical entre la superficie del agua y la superestructura, el tipo de superestructura a utilizar, y los claros por salvar. Para nuestro caso, tomando en cuenta los factores anteriores, elegimos un peralte de 3.0m.

Para la determinación de la modulación del puente se analizaron 11 opciones factibles en función de la sección transversal del puente, con cinco longitudes distintas de módulos cada opción. Este análisis se realizó diseñando las opciones factibles mediante computadora; las solicitaciones para las que se diseñaron estas opciones fueron la carga debida al peso propio (cuyo cálculo se incluye más adelante) y la carga viva uniformemente repartida correspondiente al camión tipo HS-20. Como este es un diseño preliminar, se basó exclusivamente en las cargas estáticas mencionadas.

En la tabla A.IX.2 se resumen las cuatro opciones más eficientes del análisis realizado.

Opción	Sección Transversal (Ancho Total = 8.0 m)	Longitud módulo	Longitud barra	Secante	Peso (kg) [*]	Número de piezas ^{**}	Desperdicio ^{***}
1		2.50 m	2.19 m	1.46	8232.69	60	2.7%
2		2.50 m	2.03 m	1.36	7998.33	84	9.7%
3		2.50 m	2.11 m	1.41	7806.50	61	6.2%
4		1.50 m	1.20 m	1.60	8164.00	278	6.6%

* Considera únicamente el peso de las diagonales de las vigas y el de atiesadores en el caso de las opciones 2 a 4

** Incluye los atiesadores en el caso de opciones 2 a 4

*** Se consideran piezas de 9m. de longitud.

TABLA A.IX.2 Resumen de elementos para la modulación del puente.

De la tabla A.IV.2 consideramos que la modulación más conveniente corresponde a la opción 3, misma que utilizaremos para el análisis y diseño del puente.

* ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis de las combinaciones de carga que posiblemente actuarán sobre el puente, se realizará considerando el "Método de Esfuerzos Permisibles" incluido en el inciso IV.3; se eligió ese método, ya que en base al criterio de esfuerzos permisibles se diseña la tridilosa.

Para el análisis y diseño del tipo de superestructura que utilizaremos, son aplicables las solicitaciones incluidas en los grupos de carga I, II, III. No se considerará el efecto de la fuerza centrífuga, ya que el puente es recto, ni las solicitaciones indicadas en esos grupos que no actúan directamente sobre la superestructura. Considerando lo anterior, la ecuación general para las combinaciones de carga (Eo. IV.7) se reduce, para cada grupo a considerar, a las siguientes expresiones:

$$\text{Grupo I} = C.H. + (C.V. + I) \quad \text{con esfuerzos permisibles al } 100\%$$

$$\text{Grupo II} = C.H. + V.E. \quad \text{con esfuerzos permisibles al } 125\%$$

$$\text{Grupo III} = C.H. + (C.V. + I) + 0.3VE + V.C.V. \quad \text{con esfuerzos permisibles al } 125\%$$

En el inciso IV.3 se definió el significado de las literales utilizadas en los grupos de carga. En el grupo III no incluimos para el diseño de la superestructura la fuerza longitudinal por carga viva, ya que consideramos que será resistida en el plano de la losa del sistema de piso.

- CARGA MUERTA

a) Losa de concreto. El cálculo teórico del espesor de la losa de concreto en tridilosa suele proporcionar valores muy pequeños que no son factibles prácticamente, ya que hay que proporcionar el recubrimiento de ciertas piezas y proporcionar un cierto peralte para el trabajo individual de los tableros que se generan sobre las módulos, por lo que consideramos un espesor promedio para la losa de concreto de 0.20 m. Así, el peso propio de la losa será:

$$P.P. \text{ losa} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

b) Pavimento. Consideraremos un espesor de la carpeta asfáltica de 0.03 m. en los extremos y de 0.11 m. al centro del claro, para dar un bombeo transversal del 2%. Para estimar su peso propio consideramos un espesor medio de 0.08 m. Así:

$$P.P. \text{ pavimento} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

c) Banquetas. El ancho total de la banqueta está dado por su ancho de 0.45 m más 0.14 m. que ocupa el parapeto; utilizaremos la altura mínima de 0.23 m. Considerando el peso de las dos banquetas distribuido en el ancho de la tridilosa (8 m) tenemos:

$$P.P. \text{ banqueta} = 2 \times 0.59 \times 0.23 \times 2400 \times 1/8 = 81.42 \text{ kg/m}^2$$

d) Parapetos. Se considera que los parapetos se fabricarán de acero angular; los postes se realizarán con ángulos de $4" \times 1/4"$, el barrote superior con ángulos de $2 1/2" \times 3/16"$ y el barrote inferior con ángulos de $3" \times 1/4"$. Estas dimensiones se obtuvieron del análisis de carga muerta y carga viva sobre parapetos, considerando los postes a cada 2.5 m. El peso aproximado de ambos parapetos distribuido en el ancho de la tridilosa es:

$$P.P. \text{ parapetos} = 4.86 \text{ kg/m}^2$$

e) Acero redondo y angular. Estas aceras se refieren al acero por flexión y al acero angular que se utiliza en la tridilosa. Para otro proyecto de un puente de 32 m. de longitud y peralte de 25 m. resultó un peso por estos conceptos de aproximadamente 70 kg/m^2 , por lo que consideramos para nuestro puente un peso un poco mayor.

$$P.P. \text{ acero} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Sumando los elementos anteriores tenemos el peso propio del puente por metro cuadrado.

$$\text{Carga muerta} = 858.28 \text{ kg/m}^2$$

Multiplicando esta carga por el ancho de 8 m., tenemos una carga por metro de:

$$\text{Carga muerta} = 6866.24 \text{ kg/m.}$$

- CARGA VIVA.

Se utilizará para el análisis y diseño del puente la carga viva del camión tipo

HS-20. La carga mínima especificada para caminos en los que se espera tránsito de camiones pesados es la correspondiente al camión tipo HS-15, pero consideramos conveniente diseñar el puente para el camión tipo HS-20 ya que los camiones actuales pueden sobrepasar su peso, además de que por ser grande el puente predomina para el diseño la carga muerta, así al incrementar un poco la carga viva de diseño se incrementa muy poco el costo total del puente. En las figuras IX.20 y IX.21 se encuentran los valores de la carga equivalente por carril y las descargas por eje y por rueda del camión - tipo HS-20.

No se considerará la carga viva sobre bangueta, ya que utilizaremos banguetas de emergencia con ancho de 0.45 m., sobre las que no se toma en cuenta dicha carga. Solamente diseñaremos la bangueta considerando una fuerza lateral no menor de 745 kg/m de bangueta; esta fuerza se especifica para el diseño de guardarríos.

Como el puente tendrá únicamente dos carriles de circulación, no se hará ninguna reducción en la intensidad de la carga viva. Tampoco se hará la previsión de sobrecarga estipulada en las especificaciones, ya que el puente se diseñará para la carga tipo HS-20

- IMPACTO.

Los factores de impacto serán, de acuerdo al subinciso III.3.4 :
para instante y momento positivo

$$\text{claros extremos } I = \frac{15.24}{37.5 + 38.1} = 0.20 ; I_B = 1.20$$

$$\text{claro central } I = \frac{15.24}{45 + 38.1} = 0.18 ; I_B = 1.18$$

para momento negativo

$$I = \frac{15.24}{\frac{37.5 + 45}{2} + 38.1} = 0.19 ; I_B = 1.19$$

- VIENTO

Consideramos el efecto del viento como una fuerza estática aplicada sobre el área expuesta de la estructura. No se modificarán los valores de las presiones del viento, para vientos con velocidad distinta de 160.9 km/h., ya que no contamos con

registros de velocidades del viento en la zona del cruce.

El área expuesta de la superestructura es de 1.254 m^2 por metro lineal considerando la proyección vertical del parapeto, bangueta, lasa de piso y del acero angular; el tamaño de los ángulos va variando a lo largo del puente, pero para estimar el área expuesta se consideró que todos eran de $4''$ (los ángulos de los módulos y los que forman el cerramiento vertical). Así, la carga del viento sobre la superestructura, por metro lineal es, considerando la presión de viento especificada para armaduras, de:

$$V = 366 \times 1.254 = 459 \text{ kg/m}$$

La carga anterior es mayor que la mínima especificada de 446 kg/m

* ANALISIS LONGITUDINAL

- ANALISIS POR CARGA MUERTA.

El análisis por carga muerta se realizó considerando los elementos mostrados en la figura A.IV.2. La carga indicada corresponde al peso propio del puente calculado anteriormente.

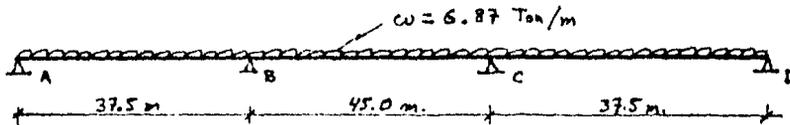


FIGURA A.IV.2 Idealización del puente. Análisis por carga muerta.

Resolviendo la viga hiperestática de la figura A.IV.2 mediante el método de análisis desarrollado en el subinciso IV.4.2.1.C.1, tenemos que la ecuación matricial que permite obtener los giros de los nudos B y C es:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{37.5} + \frac{4EI}{45.0} & \frac{2EI}{45.0} \\ \frac{2EI}{45.0} & \frac{3EI}{37.5} + \frac{4EI}{45.0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} \dots \text{ [Ec. A.IV.1]}$$

Para el caso de nuestro puente, en el que los extremos A y D son articuladas

$$M_B = -\frac{\omega L_1^2}{8} + \frac{\omega L_2^2}{12} = -\frac{(6.87)(37.5)^2}{8} + \frac{(6.87)(45)^2}{12} = -48.31 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_C = +48.31 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

y despejando los giros y desarrollando las operaciones indicadas en la Ec. A.IV.1, tenemos:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 0.1688 & 0.0444 \\ 0.0444 & 0.1688 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -48.31 \\ 48.31 \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 6.3645 & -1.6741 \\ -1.6741 & 6.3645 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -48.31 \\ 48.31 \end{bmatrix}$$

$$\text{de donde } \phi_B = -388.344/EI$$

$$\phi_C = 388.344/EI$$

y los momentos fiales, calculados con la ecuación III. 15, son:

$$(MF_B)_{1/4} = -1207.62 - \frac{2EI}{37.5} \left[2(-388.344/EI) + 388.344/EI \right] = -1176.55 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

checando el equilibrio en el nudo B para verificar el resultado:

$$(MF_B)_{1/4} \text{ det} = 1159.31 - \frac{2EI}{45} \left[2(-388.344/EI) + 388.344/EI \right] = 1176.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

y como las cargas y datos son iguales, se presentan los mismos momentos en el nudo C.

Una vez resuelta la viga hiperestática, las ordenadas para los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante son, para la carga muerta, los indicados en la tabla A.IV.3.

X	Cortante (Ton)	Momento (Ton·m)
0.0	97.44	0
2.5	80.20	222.13
5.0	63.09	401.31
7.5	45.91	527.56
10.0	28.74	600.88
12.5	11.56	621.25
15.0	-5.61	608.69
17.5	-22.79	653.19
20.0	-39.96	574.75
22.5	-57.14	453.38
25.0	-74.31	289.06

27.5	-91.49	81.81
30.0	-108.66	-168.37
32.5	-125.84	-461.50
35.0	-143.01	-797.56
37.5	-160.19	-1184.57
40.0	-177.40	-1611.59
42.5	-194.62	-2079.56
45.0	-211.85	-2588.47
47.5	-229.07	-3138.25
50.0	-246.30	-3728.91
52.5	-263.52	-4360.49
55.0	-280.75	-5033.03
57.5	-297.97	-5746.54
60.0	-315.20	-6501.01

TABLA A.IV.3. Fuerza cortante y momento flexionante producidos por carga muerta.

- ANALISIS POR CARGA VIVA. LINEAS DE INFLUENCIA.

El desarrollo de líneas de influencia para el puente en estudio, se realizará utilizando el método explicado en el subinciso IV.4.2.1.C.2. En la figura A.IV.3 se dibuja la idealización del puente en estudio; se considera constante el producto EI.

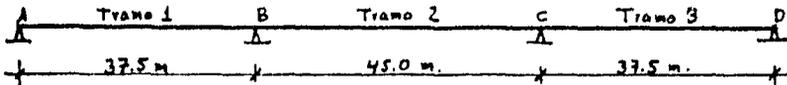


FIGURA A.IV.3.

La ecuación matricial que nos permite conocer los giros en los nudos B y C conocidos los momentos actuantes es, de la ecuación A.IV.1:

$$\begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{37.5} + \frac{4EI}{45} & \frac{2EI}{45} \\ \frac{2EI}{45} & \frac{4EI}{45} + \frac{3EI}{37.5} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = EI \begin{bmatrix} 0.1688 & 0.0444 \\ 0.0444 & 0.1688 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix}$$

de donde

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 6.3645 & -1.6941 \\ -1.6941 & 6.3645 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_B \\ M_C \end{bmatrix} \quad \dots \quad [Ec. A.IV.2]$$

a) Línea de influencia para cualquier punto de la viga cuando una carga concentrada unitaria P corre por el Tramo 1. (Fig. A.IV.4)

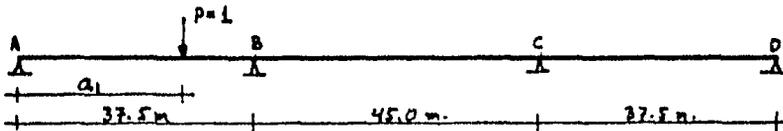


FIGURA A.IV.4

El momento actuante en B está dado por (ver figura IV.60):

$$H_B = \frac{-Pa_1(L^3 - a_1^3)}{2L^3} = \frac{-a_1(37.5^3 - a_1^3)}{2(37.5)^3} = -0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5}$$

Los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la [Ec. A. IX. 2] por:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 6.3645 & -1.6741 \\ -1.6741 & 6.3645 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5} \\ 0 \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo, cuando la carga unitaria corre sobre el tramo L, está dada por (Ec. IV. 16):

$$\begin{aligned} MF_{B/1^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp} &= \frac{a_1(37.5^2 - a_1^2)}{2(37.5)^2} + \frac{2EI}{37.5} \left[2\phi_B - \frac{1}{2}\phi_B \right] \\ &= 0.5a_1 - \frac{a_1^3}{2812.5} + \frac{2}{37.5} \left[(1.5)(6.3645)(-0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5}) \right] \\ &= 0.2455a_1 - \frac{0.491}{2812.5}a_1^3 \end{aligned}$$

Asimismo, los momentos $MF_{B/2^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp}$, $MF_{C/1^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp}$ y $MF_{C/3^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp}$, están dados por:

$$\begin{aligned} MF_{B/2^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp} &= \frac{2EI}{45} [2\phi_B + \phi_C] = \frac{2}{45} [2(6.3645) - 1.6741] \left[-0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5} \right] \\ &= -0.2455a_1 + \frac{0.491}{2812.5}a_1^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MF_{C/2^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp} &= \frac{2EI}{45} [2\phi_C + \phi_B] = \frac{2}{45} [2(-1.6741) + 6.3645] \left[-0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5} \right] \\ &= -0.067a_1 + \frac{0.134}{2812.5}a_1^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MF_{C/3^{\text{er}} \text{ tramo}}^{\perp} &= \frac{2EI}{37.5} [\phi_C] = \frac{2}{37.5} [-1.6741(-0.5a_1 + \frac{a_1^3}{2812.5})] = \\ &= 0.067a_1 - \frac{0.134}{2812.5}a_1^3 \end{aligned}$$

Las reacciones isostáticas e hiperestáticas sobre los apoyos debidas a la carga $P=1$ se indican en la figura A. IX. 5

$\uparrow \frac{37.5 - a_1}{37.5}$	$\uparrow \frac{a_1}{37.5}$	Reacciones isostáticas	
$0.2455a_1 - \frac{0.491 a_1^2}{2812.5}$	$-0.2455a_1 + \frac{0.491 a_1^2}{2812.5}$	$0.067a_1 - \frac{0.134a_1^2}{2812.5}$	Momentos hiperestáticos de nudo sobre barra
$\downarrow \frac{-0.2455a_1 + \frac{0.491 a_1^2}{108468.75}}{37.5}$	$\uparrow \frac{0.3125a_1 - \frac{0.625 a_1^2}{126562.5}}{45}$	$\downarrow \frac{-0.067a_1 + \frac{0.134 a_1^2}{108468.75}}{37.5}$	Reacciones hiperestáticas
$\frac{0.2455a_1 - \frac{0.491 a_1^2}{108468.75}}{37.5}$	$-\frac{0.3125a_1 + \frac{0.625 a_1^2}{126562.5}}{45}$	$\frac{0.067a_1 - \frac{0.134 a_1^2}{108468.75}}{37.5}$	

FIGURA A.IV.5

El cortante y el momento en un punto "s" situado a una distancia x en el primer tramo (Fig. A.IV.6) será:

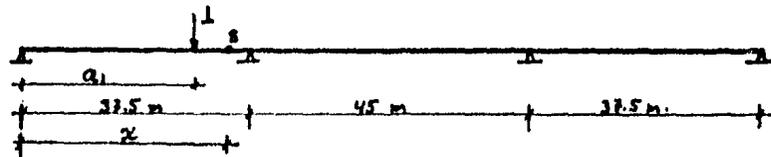


FIGURA A.IV.6

si $a_1 \leq x$

$$V_{S-1}^{\downarrow} = \frac{37.5 - a_1}{37.5} - \frac{0.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} - 1 = 1 - \frac{1.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} - 1$$

$$= -\frac{1.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} \quad \text{--- Ec. A.IV.3}$$

$$M_{S-1}^{\downarrow} = \left[1 - \frac{1.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} \right] x - [x - a_1]$$

$$= -\frac{1.2455a_1 x}{37.5} + \frac{0.491a_1^3 x}{105468.75} + a_1 \quad \text{--- Ec. A.IV.4}$$

si $a_1 \geq x$

$$V_{S-1}^{\downarrow} = 1 - \frac{1.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} \quad \text{--- Ec. A.IV.3'}$$

$$M_{S-1}^{\downarrow} = \left[1 - \frac{1.2455a_1}{37.5} + \frac{0.491a_1^3}{105468.75} \right] x \quad \text{--- Ec. A.IV.4'}$$

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el segundo tramo (Fig. A.IX.7), será

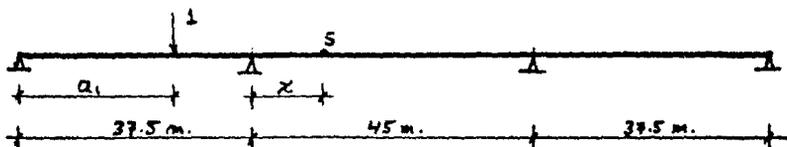


FIGURA A.IX.7

$$V_{S-2}^{\downarrow} = \frac{0.3125a_1}{45} - \frac{0.625a_1^3}{126562.5} \quad \text{--- Ec. A.IX.5}$$

$$M_{S-2}^{\downarrow} = \left[\frac{0.3125a_1}{45} - \frac{0.625a_1^3}{126562.5} \right] x - 0.2455a_1 + \frac{0.491a_1^3}{2912.5} \quad \text{--- Ec. A.IX.6}$$

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. A.IX.8), está dado por:

$$V_{S-3}^{\downarrow} = -\frac{0.067a_1}{37.5} + \frac{0.134a_1^3}{105468.75} \quad \text{--- Ec. A.IV.7}$$

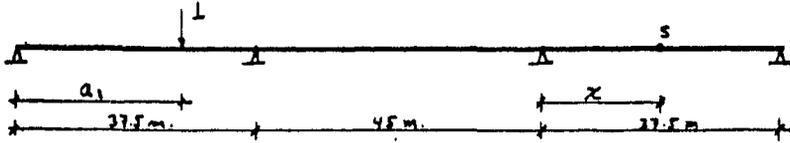


FIGURA A.IX.8

$$M_{s-3}^{\perp} = \left[-\frac{0.067 a_1}{37.5} + \frac{0.134 a_1^3}{105468.75} \right] x + 0.067 a_1 - \frac{0.134 a_1^3}{2012.5} \dots \text{Ec. A.IX.8}$$

b) Línea de influencia para cualquier punto de la viga cuando una carga P unitaria corre por el segundo tramo (Fig. A. IX.9)

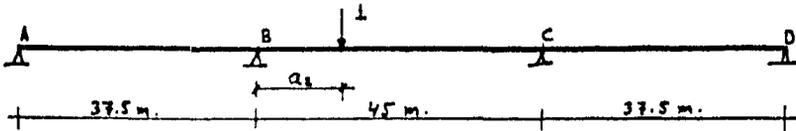


FIGURA A.IX.9

El momento actuante en B esta dado por :

$$M_B = \frac{a_2 (45 - a_2)^2}{45^2} = \frac{a_2 (45^2 - (2)(45)(a_2) + a_2^2)}{45^2} = a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025}$$

El momento actuante en C esta dado por :

$$M_C = -\frac{a_2^2 (45 - a_2)}{45^2} = -\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025}$$

Los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la ecuación A.IX.2 por:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 6.3645 & -1.6741 \\ -1.6741 & 6.3645 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \\ -\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo, cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 2, esta dada por:

$$MF_{B/1^{er} \text{ tramo}}^{\perp} = \frac{3EI}{37.5} (\phi_B) = \frac{3}{37.5} \left[6.3645 \left(a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right) - 1.6741 \left(-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right) \right]$$

$$MF_{B/1^{er} \text{ Tramo}}^2 = 0.509 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] - 0.134 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right]$$

Asi mismo, los momentos $MF_{B/2^{do} \text{ Tramo}}^2$, $MF_{C/2^{do} \text{ Tramo}}^2$ y $MF_{C/3^{er} \text{ Tramo}}^2$ están dados por:

$$\begin{aligned} MF_{B/2^{do} \text{ Tramo}}^2 &= -a_2 + \frac{a_2^2}{22.5} - \frac{a_2^3}{2025} + \frac{2EI}{45} (2\phi_B + \phi_C) \\ &= -0.509 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] + 0.134 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MF_{C/2^{do} \text{ Tramo}}^2 &= \frac{a_2}{45} - \frac{a_2^3}{2025} + \frac{2EI}{45} (2\phi_C + \phi_B) = \\ &= -0.509 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right] + 0.134 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MF_{C/3^{er} \text{ Tramo}}^2 &= \frac{3EI}{37.5} (\phi_C) = \frac{3}{37.5} \left[-1.6741 \left(a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right) + 6.3645 \left(-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right) \right] \\ &= -0.134 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] + 0.509 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right] \end{aligned}$$

Las reacciones isostáticas e hiperestáticas sobre los apoyos debidas a la carga $P=1$ se indican en la figura A. IX. 10

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el primer tramo (Fig. A. IX. 11), será:

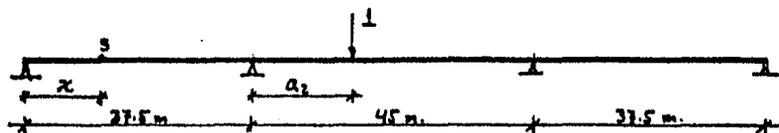


FIGURA A. IX. 11

$$\begin{aligned} V_{s-1}^2 &= -\frac{0.509}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] + \frac{0.134}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right] = \\ &= -\frac{0.509}{37.5} a_2 + \frac{0.884}{37.5} \frac{a_2^2}{45} - \frac{0.375}{37.5} \frac{a_2^3}{2025} \quad \text{--- Ec. A. IX. 9} \end{aligned}$$

$$M_{s-2}^2 = \left(-\frac{0.509}{37.5} a_2 + \frac{0.884}{37.5} \frac{a_2^2}{45} - \frac{0.375}{37.5} \frac{a_2^3}{2025} \right) x \quad \text{--- Ec. A. IX. 10}$$

		Reacciones Isostáticas
0	$-0.509 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] + 0.134 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$	$0.509 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] - 0.134 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$
$0.509 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] - 0.134 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$	$-0.509 \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] + 0.134 \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$	Momentos hiperestáticos de nudo sobre bama
$\frac{-0.509}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] + \frac{0.134}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$	$\frac{0.375}{45} \left[\left(a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right) + \left(-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right) \right]$	$\frac{-0.509}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] + \frac{0.134}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$
$\frac{0.509}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] - \frac{0.134}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$	$-\frac{0.375}{45} \left[a_2 - \frac{3a_2^2}{45} + \frac{2a_2^3}{202.5} \right]$	$\frac{0.509}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{202.5} \right] - \frac{0.134}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{202.5} \right]$
		Reacciones hiperestáticas

FIGURA A.IX.10

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el segundo tramo (Fig. A.IX.12), está dado por:

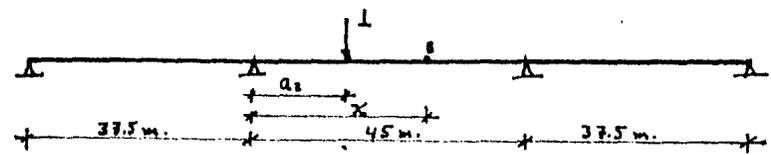


FIGURA A.IX.12

si $a_2 \leq x$

$$V_{S-2}^z = \frac{45-a_2}{45} + \frac{0.335}{45} \left[a_2 - \frac{3a_2^2}{45} + \frac{2a_2^3}{2025} \right] - 1 \quad \text{--- Ec. A.IX.11}$$

$$M_{S-2}^z = \left[\frac{45-a_2}{45} + \frac{0.335}{45} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{45} + \frac{2a_2^3}{2025} \right) \right] x - (x-a_2) - 0.509a_2 + \\ + 0.884 \frac{a_2^2}{45} - 0.335 \frac{a_2^3}{2025} \quad \text{--- Ec. A.IX.12}$$

si $a_2 \geq x$

$$V_{S-2}^z = \frac{45-a_2}{45} + \frac{0.335}{45} \left[a_2 - \frac{3a_2^2}{45} + \frac{2a_2^3}{2025} \right] \quad \text{--- Ec. A.IX.11'}$$

$$M_{S-2}^z = \left[\frac{45-a_2}{45} + \frac{0.335}{45} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{45} + \frac{2a_2^3}{2025} \right) \right] x - 0.509a_2 + \\ + 0.884 \frac{a_2^2}{45} - 0.335 \frac{a_2^3}{2025} \quad \text{--- Ec. A.IX.12'}$$

El constante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. A.IX.13) está dado por:

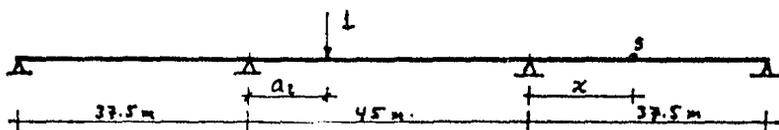


FIGURA A.IX.13

$$V_{S-3}^z = -\frac{0.509}{37.5} \left[-\frac{a_2^2}{45} + \frac{a_2^3}{2025} \right] + \frac{0.134}{37.5} \left[a_2 - \frac{a_2^2}{22.5} + \frac{a_2^3}{2025} \right] = \\ = \frac{0.134}{37.5} a_2 + \frac{0.241}{37.5} \frac{a_2^2}{45} - \frac{0.335}{37.5} \frac{a_2^3}{2025} \quad \text{--- Ec. A.IX.13}$$

$$M_{S-3}^z = \left[\frac{0.134}{37.5} a_2 + \frac{0.241}{(37.5)(45)} \frac{a_2^2}{45} - \frac{0.335}{(37.5)(2025)} \frac{a_2^3}{2025} \right] x \quad \text{--- Ec. A.IX.14}$$

c) Línea de influencia para cualquier punto de la viga cuando una carga P unitaria corre por el tercer tramo. (Fig. A.IX.14).

El momento actuante en c está dado por:

$$H_c = \frac{(37.5-a_3)(37.5)^2 - (37.5-a_3)^2}{2(37.5)^2} = a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5}$$

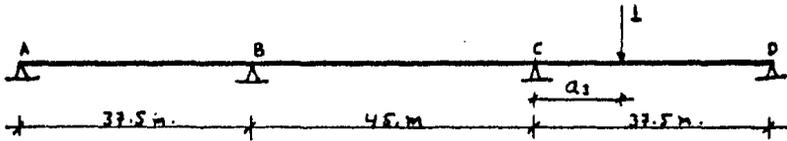


FIGURA A.IV.14

los giros ϕ_B y ϕ_C estarán dados, de acuerdo a la [Ec. A.IV.2] por:

$$\begin{bmatrix} \phi_B \\ \phi_C \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 6.3645 & -1.6741 \\ -1.6741 & 6.3645 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \end{bmatrix}$$

El momento final de nudo sobre barra del nudo B sobre el primer tramo cuando la carga unitaria corre sobre el tramo 3 puede calcularse como:

$$\begin{aligned} HF_{B/2^o \text{ Tramo}}^3 &= \frac{3EI}{37.5} [\phi_B] = \frac{3}{37.5} \left[-1.6745 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right) \right] = \\ &= -0.134 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right) \end{aligned}$$

Asimismo, los momentos $HF_{B/2^o \text{ Tramo}}^3$, $HF_{C/2^o \text{ Tramo}}^3$ y $HF_{C/3^o \text{ Tramo}}^3$, están dados por:

$$HF_{B/2^o \text{ Tramo}}^3 = \frac{2EI}{45} [2\phi_B + \phi_C] = 0.134 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right)$$

$$HF_{C/2^o \text{ Tramo}}^3 = \frac{2EI}{45} [2\phi_C + \phi_B] = 0.491 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right)$$

$$HF_{C/3^o \text{ Tramo}}^3 = \left[-a_3 + \frac{3a_3^2}{75} - \frac{a_3^3}{2812.5} \right] + \frac{3EI}{37.5} [\phi_C] = -0.491 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right)$$

Las reacciones isostáticas e hiperestáticas sobre los apoyos debidas a la carga concentrada unitaria se indican en la figura A.IV.15

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el primer tramo (Fig. A.IV.16), cuando la carga corre sobre el tercer tramo, están dados por:

			Reacciones isostáticas
$-0.134 \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$	$0.134 \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$ $0.491 \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$	$-0.491 \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$ 0	Momentos hiperestáticos de modo sobre barra
$\frac{0.134}{37.5} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$ $-\frac{0.134}{37.5} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$	$-\frac{0.625}{45} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$ $\frac{0.625}{45} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$	$\frac{0.491}{37.5} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$ $-\frac{0.491}{37.5} \left(a_2 - \frac{3a_2^2}{75} + \frac{a_2^3}{2012.5} \right)$	Reacciones hiperestáticas

FIGURA A. IX. 15

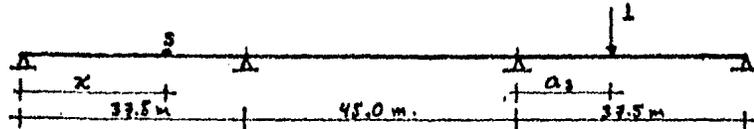


FIGURA A. IX. 16

$$V_{s-1}^3 = \frac{0.134}{37.5} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IV.15}$$

$$M_{s-1}^3 = \frac{0.134}{37.5} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) x \quad \text{--- Ec. A.IV.16}$$

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el segundo tramo. (Fig. A.IV.17), está dado por:

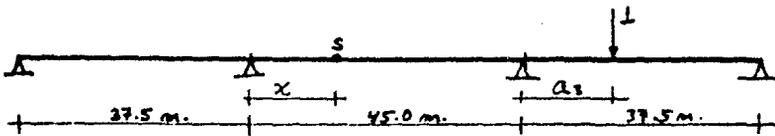


FIGURA A.IV.17

$$V_{s-2}^3 = -\frac{0.625}{45} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IV.17}$$

$$M_{s-2}^3 = \left[-\frac{0.625}{45} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \right] x + 0.134 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IV.18}$$

El cortante y el momento en un punto s situado a una distancia x en el tercer tramo (Fig. A.IV.18), será:

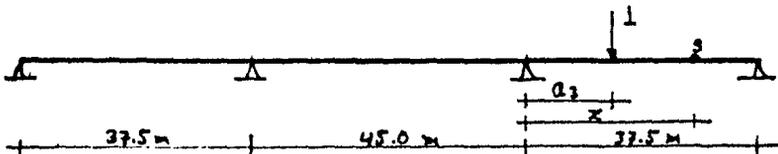


FIGURA A.IV.18

cuando $a_3 \leq x$

$$\begin{aligned} V_{s-3}^3 &= \frac{37.5 - a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) - 1 \\ &= -\frac{0.509a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(-\frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IV.19} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{s-3}^3 &= \left[-\frac{0.509a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(-\frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) + 1 \right] x - [x - a_3] - \\ &\quad - 0.491 \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2912.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IV.20} \end{aligned}$$

cuando $a_3 \geq x$

$$V_{s-3}^3 = \frac{37.5 - a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(a_3 - \frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right)$$

$$= 1 - \frac{0.509 a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(-\frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right) \quad \text{--- Ec. A.IX.19'}$$

$$M_{s-3}^3 = \left[1 - \frac{0.509 a_3}{37.5} + \frac{0.491}{37.5} \left(-\frac{3a_3^2}{75} + \frac{a_3^3}{2812.5} \right) \right] x \quad \text{--- Ec. A.IX.20'}$$

Las ecuaciones A.IX.3 a A.IX.20' definen las líneas de influencia de cortante y momento para un punto cualquiera s situado en cualquier tramo del puente. En lo que sigue se tabulan las ordenadas de las líneas de influencia de - cortante y momento para los puntos indicados en la figura A.IX.19. Esos puntos están a cada 2.5 m, correspondiendo a los extremos de los módulos que - constituyen la tridilosa. Sólo se analizarán los puntos correspondientes a medio puente dado que es simétrico respecto al centro del claro de 45 m. Como se nota en el desarrollo de las ecuaciones citadas, éstas tienen siempre como origen el - extremo izquierdo del tramo en cuestión, de aquí que en la figura A.IX.19 y en las tablas A.IV.5 y A.IV.6 se indique de esa manera la ubicación de los puntos.

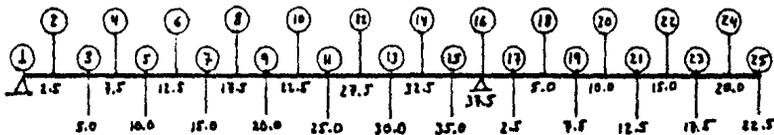


FIGURA A.IX.19

En el subinciso IX.4.2.1 se anotó que la determinación de las líneas de influencia para seis puntos intermedios por tramo y en los apoyos, serían suficientes para la determinación de los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos, pero para el caso del puente en estudio consideramos conveniente analizar más puntos, de manera que se tenga la información anterior para cada módulo (o sea a cada 2.5 m) para trabajar directamente con los valores numéricos obtenidos, ya que el diseño de la tridilosa se realiza con los valores obtenidos en esos puntos.

		POSICIÓN DE LA CARGA UNITARIA CONCENTRADA EN EL PRIMER TRAMO															
		0.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50
LINEA DE INFLUENCIA DE CORTANTE PARA EL PUNTO INDICADO	1	1.000 0.000	0.917	0.835	0.753	0.673	0.594	0.518	0.444	0.373	0.306	0.242	0.183	0.129	0.080	0.037	0.000
	2	0.000	0.917 -0.083	0.835 -0.165	0.753	0.673	0.594	0.518	0.444	0.373	0.306	0.242	0.183	0.129	0.080	0.037	0.000
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	0.753 -0.247	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	"	"	"	0.673 -0.327	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	"	"	"	"	"	0.594 -0.406	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7	"	"	"	"	"	"	0.518 -0.482	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	8	"	"	"	"	"	"	"	0.444 -0.556	"	"	"	"	"	"	"	"
	9	"	"	"	"	"	"	"	"	0.373 -0.627	"	"	"	"	"	"	"
	10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.306 -0.694	"	"	"	"	"	"
	11	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.242 -0.758	"	"	"	"	"
	12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.183 -0.817	"	"	"	"
	13	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.129 -0.871	"	"	"
	14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.080 -0.920	"	"
	15	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.037 -0.963	"
	16	0.000	-0.083 0.017	-0.165 0.034	-0.247 0.050	-0.327 0.065	-0.406 0.077	-0.482 0.088	-0.556 0.095	-0.627 0.099	-0.694 0.100	-0.758 0.096	-0.817 0.088	-0.871 0.075	-0.920 0.056	-0.963 0.031	-1.000
	17	0.000	0.017	0.034	0.050	0.065	0.077	0.088	0.095	0.099	0.100	0.096	0.088	0.075	0.056	0.031	0.000
	18	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	21	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	22	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	23	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	24	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	25	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

TABLA A.IV.5.a Ordenadas de las líneas de influencia para cortante, primer tramo.

POSICIÓN DE LA CARGA CONCENTRADA EN EL SEGUNDO TRAMO																		
	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50	40.00	42.50	45.00
1	-0.031	-0.055	-0.074	-0.088	-0.097	-0.102	-0.104	-0.101	-0.096	-0.089	-0.080	-0.069	-0.057	-0.045	-0.033	-0.021	-0.010	0.000
2	-0.031	-0.055	-0.074	-0.088	-0.097	-0.102	-0.104	-0.101	-0.096	-0.089	-0.080	-0.069	-0.057	-0.045	-0.033	-0.021	-0.010	0.000
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
11	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
13	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
15	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
16	-0.031 0.965	-0.055 0.918	-0.074 0.867	-0.088 0.814	-0.097 0.756	-0.102 0.694	-0.104 0.631	-0.101 0.566	-0.096 0.500	-0.089 0.434	-0.080 0.369	-0.069 0.306	-0.057 0.244	-0.045 0.186	-0.033 0.132	-0.021 0.082	-0.010 0.038	0.000
17	-0.031 0.962	-0.055 0.918	-0.074 0.868	-0.088 0.814	-0.097 0.756	-0.102 0.694	-0.104 0.631	-0.101 0.566	-0.096 0.500	-0.089 0.434	-0.080 0.369	-0.069 0.306	-0.057 0.244	-0.045 0.186	-0.033 0.132	-0.021 0.082	-0.010 0.038	0.000
18	-0.031 0.918	-0.055 0.872	-0.074 0.828	-0.088 0.784	-0.097 0.740	-0.102 0.696	-0.104 0.652	-0.101 0.608	-0.096 0.564	-0.089 0.520	-0.080 0.476	-0.069 0.432	-0.057 0.388	-0.045 0.344	-0.033 0.300	-0.021 0.256	-0.010 0.212	0.000
19	"	-0.082	0.828	0.814	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
20	"	"	-0.132	0.814	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
21	"	"	"	-0.186	0.756	0.694	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
22	"	"	"	"	-0.244	0.631	0.566	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
23	"	"	"	"	"	-0.306	0.434	0.369	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
24	"	"	"	"	"	"	-0.369	0.244	0.186	"	"	"	"	"	"	"	"	"
25	"	"	"	"	"	"	"	-0.434	0.100	0.038	"	"	"	"	"	"	"	"

TABLA A.IV.5.b Ordenadas de líneas de influencia para cortante, segundo tramo.

POSICION DE LA CARGA UNITARIA CONCENTRADA EN EL TERCER TRAMO															
	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50
1	0.008	0.014	0.019	0.023	0.025	0.026	0.026	0.024	0.023	0.020	0.017	0.013	0.009	0.004	0.000
2	0.008	0.014	0.019	0.023	0.025	0.026	0.026	0.024	0.023	0.020	0.017	0.013	0.009	0.004	0.000
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
11	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
13	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
15	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
16	0.008 -0.031	0.014 -0.056	0.019 -0.075	0.023 -0.088	0.025 -0.096	0.026 -0.100	0.026 -0.099	0.024 -0.095	0.023 -0.087	0.020 -0.077	0.017 -0.065	0.013 -0.050	0.009 -0.034	0.004 -0.017	0.000
17	-0.031	-0.056	-0.075	-0.088	-0.096	-0.100	-0.099	-0.095	-0.087	-0.077	-0.065	-0.050	-0.034	-0.017	0.000
18	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
21	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
22	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
23	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
24	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
25	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

TABLA A.IV.5.0 Ordenadas de las líneas de influencia para cortante, tercer tramo.

		POSICIÓN DE LA CARGA UNITARIA CONCENTRADA EN EL PRIMER TRAMO															
		0.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50
LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO PARA EL PUNTO INDICADO	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	2.293	2.086	1.882	1.681	1.485	1.294	1.109	0.932	0.764	0.606	0.459	0.323	0.201	0.093	0.000
	3	0.000	2.085	4.173	3.764	3.363	2.970	2.588	2.219	1.865	1.529	1.212	0.917	0.646	0.402	0.186	0.000
	4	0.000	1.878	3.759	5.646	5.044	4.454	3.881	3.328	2.797	2.293	1.818	1.376	0.970	0.603	0.279	0.000
	5	0.000	1.670	3.345	5.029	6.725	5.939	5.175	4.437	3.720	3.057	2.424	1.835	1.293	0.804	0.371	0.000
	6	0.000	1.463	2.931	4.411	5.907	7.324	6.469	5.546	4.662	3.822	3.030	2.293	1.616	1.005	0.464	0.000
	7	0.000	1.256	2.510	3.793	5.088	6.409	7.763	6.656	5.595	4.586	3.636	2.752	1.939	1.206	0.557	0.000
	8	0.000	1.048	2.104	3.175	4.269	5.394	6.556	7.765	6.527	5.350	4.242	3.210	2.263	1.407	0.650	0.000
	9	0.000	0.841	1.690	2.557	3.450	4.379	5.350	6.374	7.460	6.115	4.848	3.669	2.586	1.608	0.743	0.000
	10	0.000	0.633	1.277	1.939	2.632	3.363	4.144	4.984	5.892	6.874	5.454	4.128	2.909	1.809	0.836	0.000
	11	0.000	0.426	0.863	1.322	1.813	2.348	2.938	3.593	4.324	5.143	6.060	4.586	3.232	2.009	0.928	0.000
	12	0.000	0.219	0.449	0.704	0.994	1.333	1.732	2.202	2.757	3.408	4.166	5.045	3.556	2.210	1.021	0.000
	13	0.000	0.011	0.035	0.086	0.176	0.318	0.525	0.812	1.189	1.672	2.272	3.004	3.879	2.411	1.114	0.000
	14	0.000	-0.196	-0.378	-0.532	-0.643	-0.697	-0.681	-0.579	-0.378	-0.064	0.378	0.962	1.702	2.612	1.207	0.000
	15	0.000	-0.404	-0.792	-1.150	-1.462	-1.713	-1.887	-1.970	-1.946	-1.800	-1.516	-1.079	-0.475	0.313	1.200	0.000
	16	0.000	-0.611	-1.206	-1.768	-2.280	-2.728	-3.093	-3.361	-3.513	-3.535	-3.410	-3.121	-2.651	-1.986	-1.107	0.000
	17	0.000	-0.568	-1.120	-1.643	-2.119	-2.535	-2.875	-3.123	-3.265	-3.285	-3.169	-2.900	-2.464	-1.845	-1.029	0.000
	18	0.000	-0.525	-1.035	-1.518	-1.958	-2.342	-2.656	-2.885	-3.016	-3.035	-2.927	-2.679	-2.276	-1.705	-0.951	0.000
	19	0.000	-0.481	-0.950	-1.393	-1.797	-2.149	-2.437	-2.648	-2.768	-2.785	-2.686	-2.459	-2.089	-1.565	-0.833	0.000
	20	0.000	-0.438	-0.865	-1.268	-1.635	-1.956	-2.218	-2.410	-2.520	-2.535	-2.445	-2.238	-1.901	-1.424	-0.794	0.000
	21	0.000	-0.395	-0.779	-1.143	-1.474	-1.763	-2.000	-2.172	-2.271	-2.285	-2.204	-2.017	-1.714	-1.284	-0.716	0.000
	22	0.000	-0.352	-0.694	-1.018	-1.313	-1.570	-1.781	-1.935	-2.023	-2.035	-1.963	-1.797	-1.526	-1.143	-0.638	0.000
	23	0.000	-0.309	-0.609	-0.893	-1.152	-1.377	-1.562	-1.697	-1.774	-1.785	-1.722	-1.576	-1.339	-1.003	-0.559	0.000
	24	0.000	-0.265	-0.524	-0.768	-0.990	-1.185	-1.343	-1.459	-1.526	-1.535	-1.491	-1.355	-1.151	-0.862	-0.481	0.000
	25	0.000	-0.222	-0.438	-0.643	-0.829	-0.992	-1.125	-1.222	-1.277	-1.285	-1.240	-1.134	-0.964	-0.722	-0.403	0.000

TABLA A.IX.C.a Ordenadas de las líneas de influencia para momento, primer tramo

POSICIÓN DE LA CARGA UNITARIA CONCENTRADA EN EL SEGUNDO TRAMO.																		
	1.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50	40.00	42.50	45.00
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.077	-0.138	-0.186	-0.221	-0.244	-0.256	-0.259	-0.254	-0.241	-0.222	-0.200	-0.173	-0.143	-0.113	-0.082	-0.052	-0.024	0.000
3	-0.154	-0.277	-0.372	-0.441	-0.487	-0.512	-0.518	-0.507	-0.482	-0.445	-0.399	-0.345	-0.287	-0.225	-0.164	-0.104	-0.049	0.000
4	-0.231	-0.415	-0.558	-0.662	-0.731	-0.768	-0.777	-0.761	-0.723	-0.668	-0.599	-0.518	-0.430	-0.338	-0.246	-0.156	-0.073	0.000
5	-0.307	-0.554	-0.744	-0.883	-0.975	-1.024	-1.036	-1.014	-0.965	-0.891	-0.798	-0.691	-0.573	-0.451	-0.327	-0.208	-0.097	0.000
6	-0.384	-0.692	-0.930	-1.104	-1.218	-1.280	-1.295	-1.268	-1.206	-1.114	-0.998	-0.863	-0.717	-0.563	-0.409	-0.260	-0.122	0.000
7	-0.461	-0.831	-1.116	-1.324	-1.462	-1.536	-1.554	-1.521	-1.447	-1.336	-1.197	-1.036	-0.860	-0.676	-0.491	-0.312	-0.146	0.000
8	-0.536	-0.969	-1.302	-1.545	-1.706	-1.792	-1.812	-1.775	-1.688	-1.559	-1.397	-1.209	-1.003	-0.789	-0.573	-0.364	-0.171	0.000
9	-0.615	-1.108	-1.488	-1.766	-1.949	-2.048	-2.071	-2.029	-1.929	-1.782	-1.596	-1.381	-1.147	-0.902	-0.655	-0.416	-0.195	0.000
10	-0.692	-1.246	-1.674	-1.986	-2.193	-2.304	-2.330	-2.282	-2.170	-2.004	-1.796	-1.554	-1.290	-1.014	-0.737	-0.468	-0.219	0.000
11	-0.768	-1.385	-1.860	-2.207	-2.436	-2.560	-2.589	-2.536	-2.411	-2.227	-1.995	-1.727	-1.433	-1.127	-0.812	-0.520	-0.244	0.000
12	-0.845	-1.523	-2.046	-2.428	-2.680	-2.816	-2.848	-2.789	-2.652	-2.450	-2.195	-1.899	-1.577	-1.240	-0.901	-0.573	-0.268	0.000
13	-0.922	-1.662	-2.232	-2.649	-2.924	-3.072	-3.107	-3.043	-2.894	-2.673	-2.394	-2.072	-1.720	-1.352	-0.982	-0.625	-0.292	0.000
14	-0.999	-1.800	-2.419	-2.869	-3.167	-3.328	-3.366	-3.297	-3.135	-2.895	-2.594	-2.245	-1.863	-1.465	-1.064	-0.677	-0.317	0.000
15	-1.076	-1.939	-2.605	-3.090	-3.411	-3.584	-3.625	-3.550	-3.376	-3.118	-2.793	-2.417	-2.007	-1.578	-1.146	-0.729	-0.341	0.000
16	-1.153	-2.077	-2.791	-3.311	-3.655	-3.840	-3.884	-3.804	-3.617	-3.341	-2.993	-2.590	-2.150	-1.690	-1.228	-0.781	-0.366	0.000
17	-1.232	-2.217	-2.970	-3.536	-3.966	-4.104	-4.047	-3.957	-3.757	-3.471	-3.153	-2.790	-2.390	-1.960	-1.516	-1.064	-0.637	0.000
18	-1.311	-2.357	-3.130	-3.706	-4.186	-4.374	-4.317	-4.207	-3.997	-3.691	-3.343	-2.950	-2.520	-2.070	-1.616	-1.164	-0.747	0.000
19	-1.390	-2.497	-3.303	-3.929	-4.369	-4.608	-4.551	-4.431	-4.115	-3.709	-3.323	-2.890	-2.420	-1.930	-1.470	-1.030	-0.623	0.000
20	-1.469	-2.637	-3.476	-4.142	-4.622	-4.901	-4.844	-4.714	-4.309	-3.863	-3.437	-3.000	-2.540	-2.060	-1.570	-1.110	-0.713	0.000
21	-1.548	-2.777	-3.649	-4.315	-4.742	-5.061	-5.004	-4.864	-4.369	-3.883	-3.417	-2.950	-2.480	-2.000	-1.510	-1.050	-0.663	0.000
22	-1.627	-2.917	-3.822	-4.488	-4.869	-5.228	-5.171	-5.011	-4.437	-3.911	-3.405	-2.900	-2.430	-1.950	-1.460	-1.000	-0.623	0.000
23	-1.706	-3.057	-4.000	-4.661	-4.990	-5.389	-5.332	-5.162	-4.517	-3.951	-3.405	-2.880	-2.400	-1.910	-1.420	-0.960	-0.583	0.000
24	-1.785	-3.197	-4.173	-4.834	-5.113	-5.542	-5.485	-5.305	-4.591	-4.005	-3.429	-2.880	-2.390	-1.890	-1.400	-0.940	-0.543	0.000
25	-1.864	-3.337	-4.346	-5.007	-5.286	-5.755	-5.698	-5.508	-4.733	-4.117	-3.501	-2.930	-2.440	-1.940	-1.450	-0.990	-0.543	0.000

TABLA A.IX.6.b Ordenadas de las líneas de influencia para momento, segundo tramo.

POSICIÓN DE LA CARGA UNITARIA CONCENTRADA EN EL TERCER TRAMO															
	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.020	0.036	0.048	0.057	0.062	0.064	0.064	0.061	0.056	0.050	0.041	0.032	0.022	0.011	0.000
3	0.040	0.072	0.096	0.114	0.124	0.129	0.128	0.122	0.113	0.099	0.083	0.064	0.044	0.022	0.000
4	0.060	0.108	0.145	0.170	0.186	0.193	0.192	0.183	0.169	0.149	0.124	0.096	0.066	0.033	0.000
5	0.081	0.145	0.183	0.227	0.248	0.257	0.256	0.245	0.225	0.199	0.166	0.129	0.088	0.044	0.000
6	0.101	0.181	0.241	0.284	0.310	0.322	0.320	0.306	0.281	0.248	0.207	0.161	0.110	0.056	0.000
7	0.121	0.217	0.289	0.341	0.372	0.386	0.384	0.367	0.338	0.298	0.249	0.193	0.132	0.067	0.000
8	0.141	0.258	0.338	0.397	0.434	0.450	0.447	0.428	0.394	0.347	0.290	0.225	0.154	0.078	0.000
9	0.161	0.289	0.386	0.454	0.496	0.515	0.511	0.489	0.450	0.397	0.332	0.257	0.175	0.089	0.000
10	0.181	0.325	0.434	0.511	0.558	0.579	0.575	0.550	0.507	0.447	0.373	0.289	0.197	0.100	0.000
11	0.201	0.361	0.482	0.568	0.620	0.643	0.639	0.611	0.563	0.496	0.415	0.322	0.219	0.111	0.000
12	0.222	0.397	0.531	0.625	0.682	0.708	0.703	0.673	0.619	0.546	0.456	0.354	0.241	0.122	0.000
13	0.242	0.434	0.579	0.681	0.744	0.772	0.767	0.734	0.675	0.596	0.498	0.386	0.263	0.133	0.000
14	0.262	0.470	0.627	0.738	0.806	0.836	0.831	0.795	0.732	0.645	0.539	0.418	0.285	0.145	0.000
15	0.282	0.506	0.675	0.795	0.869	0.900	0.895	0.856	0.788	0.695	0.581	0.450	0.307	0.156	0.000
16	0.302	0.542	0.724	0.852	0.931	0.965	0.959	0.917	0.844	0.744	0.622	0.482	0.329	0.167	0.000
17	0.224	0.402	0.536	0.631	0.689	0.715	0.710	0.680	0.625	0.552	0.461	0.357	0.244	0.124	0.000
18	0.146	0.261	0.349	0.410	0.448	0.465	0.462	0.442	0.407	0.339	0.300	0.232	0.159	0.080	0.000
19	0.067	0.121	0.161	0.190	0.207	0.215	0.213	0.204	0.188	0.166	0.139	0.107	0.073	0.037	0.000
20	-0.011	-0.020	-0.026	-0.031	-0.034	-0.035	-0.035	-0.033	-0.031	-0.027	-0.023	-0.018	-0.012	-0.006	0.000
21	-0.089	-0.160	-0.214	-0.252	-0.275	-0.285	-0.283	-0.271	-0.250	-0.220	-0.184	-0.143	-0.097	-0.049	0.000
22	-0.168	-0.301	-0.401	-0.472	-0.516	-0.535	-0.532	-0.509	-0.468	-0.413	-0.345	-0.268	-0.183	-0.093	0.000
23	-0.246	-0.441	-0.589	-0.697	-0.757	-0.785	-0.780	-0.741	-0.687	-0.606	-0.507	-0.393	-0.268	-0.136	0.000
24	-0.324	-0.582	-0.776	-0.914	-0.998	-1.035	-1.029	-0.984	-0.906	-0.799	-0.669	-0.518	-0.353	-0.179	0.000
25	-0.403	-0.722	-0.964	-1.134	-1.240	-1.285	-1.277	-1.222	-1.125	-0.992	-0.829	-0.643	-0.438	-0.222	0.000

TABLA A.IV.C.c Ordenadas de las líneas de influencia para momento, tercer tramo.

En lo que sigue se determinarán los elementos mecánicos máximos en los puntos en estudio, pero como no es posible definir a priori que tipo de carga produce esos elementos, la estructura se analizará considerando las posiciones críticas de ambos tipos de carga: La carga del camión tipo y la carga equivalente por carril.

En la tabla A.IX.7 se resumen los factores necesarios para el análisis de los elementos mecánicos producidos por la carga equivalente por carril. Como se vio en el subinciso III.4.2.1, el efecto de una carga uniformemente repartida, respecto a un punto, se obtiene multiplicando dicha carga por el área bajo la línea de influencia correspondiente; el cálculo anterior se simplifica considerando la carga uniformemente repartida 'tributaria' a cada uno de los puntos, como una carga concentrada aplicada en ese punto, así, el cortante o el momento total en un punto, producido por la carga uniformemente repartida, puede obtenerse del producto de la carga concentrada unitaria por la suma de las ordenadas del diagrama de influencia. Como las cargas equivalentes por carril van combinadas con una carga concentrada que puede deslizarse a lo largo del puente, de tal manera que produzca el efecto máximo, en la tabla A.IX.7 se consignan los valores de las ordenadas máximas bajo los diagramas de influencia para cortante y momento para cada punto, para considerar el efecto de dicha carga.

En la tabla A.IX.8 se calcula la fuerza cortante máxima producida por la carga equivalente por carril, para cada punto en estudio. De la figura IX.20 tenemos que la carga equivalente por carril para el camión tipo HS-20 es de 952 kg. por metro lineal, y la carga concentrada para cortante de 11,793 kg. Dado que cada punto en estudio está a cada 2.5 m, la carga concentrada tributaria a cada punto será de $(2.5)(0.952) = 2.38$ Ton., Así por ejemplo, el cortante positivo máximo en el punto 3 debido a la carga repartida es igual al producto de la suma de ordenadas positivas (de la tabla A.IX.7) por la carga concentrada tributaria: $(5.001)(2.38) = 11.90$ Ton., el cortante positivo máximo debido a la carga concentrada para cortante, será igual al producto de esa carga por la ordenada máxima positiva de la línea de influencia para cortante del punto 3 (de tabla A.IX.7): $(11.793)(0.835) = 9.85$ Ton., y el cortante máximo positivo en el punto 3 es igual a la suma de los cortantes parciales obtenidos: $11.90 + 9.85 = 21.75$ Ton.. Sólo resta considerar el efecto del impacto. Ya anteriormente se calcularon los factores de impacto, siendo para este caso de 1.20. Así, el cortan

Te positivo en el punto 3, producido por la carga equivalente por carril, es igual a $(21.75)(1.20) = 26.10$ Ton.

Punto	FUERZA CORTANTE				MOMENTO FLEXIONANTE			
	Suma de ordenadas *		Ordenada máxima		Suma de ordenadas		Ordenada máxima	
	+	-	+	-	+	-	+	-
1	6.835	1.152	1.000	0.104	0.000	0.000	0.000	0.000
2	5.877	1.194	0.917	0.104	16.282	2.886	2.293	0.259
3	5.001	1.318	0.835	0.165	29.169	5.768	4.173	0.518
4	4.207	1.524	0.753	0.247	40.000	8.654	5.646	0.777
5	3.494	1.811	0.673	0.327	48.327	11.538	6.725	1.036
6	2.860	2.177	0.594	0.406	53.671	14.423	7.424	1.295
7	2.304	2.621	0.518	0.482	57.508	17.306	7.763	1.554
8	1.823	3.140	0.444	0.556	58.336	20.190	7.765	1.812
9	1.415	3.732	0.373	0.627	56.671	23.077	7.460	2.071
10	1.075	4.392	0.306	0.694	52.505	25.959	6.879	2.330
11	0.801	5.118	0.242	0.758	45.836	28.837	6.060	2.589
12	0.589	5.906	0.183	0.817	36.675	31.730	5.045	2.848
13	0.433	6.750	0.129	0.871	25.008	34.615	3.879	3.107
14	0.328	7.645	0.080	0.920	14.990	41.648	2.612	4.063 **
15	0.270	8.577	0.037	0.963	10.369	58.192	1.300	5.595 **
16	0.251	9.568	0.026	1.000	9.380	77.641	0.965	7.245 **
Der.	9.471	0.990	0.962	0.100				
17	8.990	0.989	0.962	0.100	8.419	55.427	1.252	5.674 **
18	8.050	1.049	0.918	0.100	10.620	38.874	2.511	4.205 **
19	7.157	1.156	0.868	0.132	16.771	28.782	3.720	3.103 **
20	6.316	1.309	0.814	0.186	26.731	24.989	4.827	2.570 **
21	5.527	1.510	0.756	0.244	37.981	24.989	5.791	2.570 **
22	4.806	1.805	0.694	0.306	46.731	24.992	6.577	2.570 **
23	4.144	2.143	0.631	0.369	52.982	24.991	7.157	2.570 **
24	3.545	2.544	0.566	0.434	56.330	24.990	7.513	2.570 **
25	3.012 *	3.011 *	0.500	0.500	57.983	24.992	7.633	2.570 **

* Se incluye solamente la mitad de las ordenadas, + y -, del punto en estudio

** Suma de las ordenadas máximas en dos tramos.

TABLA A. IV. 7. Elementos para el análisis del puente bajo la carga equivalente por carril.

Punto	carga repartida		carga concentrada		Cortante total		Factor de impacto	Cortante final (TON)	
	+	-	+	-	+	-		+	-
1	16.27	2.74	11.79	1.23	28.06	3.97	1.20	33.67	4.77
2	13.99	2.84	10.81	1.23	24.79	4.07	1.20	29.76	4.89
3	11.90	3.14	9.85	1.95	21.75	5.09	1.20	26.10	6.10
4	10.01	3.63	8.80	2.91	18.81	6.54	1.20	22.58	7.84
5	8.32	4.31	7.94	3.86	16.26	8.17	1.20	19.51	9.80
6	6.81	5.18	7.01	4.79	13.82	9.97	1.20	16.58	11.97
7	5.48	6.24	6.11	5.68	11.59	11.92	1.20	13.91	14.30
8	4.34	7.47	5.24	6.56	9.58	14.03	1.20	11.49	16.84
9	3.37	8.88	4.40	7.39	7.77	16.27	1.20	9.32	19.53
10	2.56	10.45	3.61	8.18	6.17	18.63	1.20	7.40	22.36
11	1.91	12.18	2.85	8.94	4.76	21.12	1.20	5.71	25.35
12	1.40	14.06	2.16	9.63	3.56	23.69	1.20	4.27	28.42
13	1.03	16.07	1.52	10.27	2.55	26.34	1.20	3.06	31.60
14	0.78	18.20	0.94	10.85	1.72	29.05	1.20	2.06	34.85
15	0.64	20.44	0.44	11.36	1.08	31.80	1.20	1.30	38.16
16 ILO	0.60	22.77	0.31	11.79	0.91	34.56	1.20	1.09	41.47
16 DEK	22.54	2.31	11.34	1.18	33.88	3.49	1.18	39.98	4.12
17	21.40	2.35	11.34	1.18	32.74	3.53	1.18	38.63	4.17
18	19.16	2.50	10.83	1.18	29.99	3.68	1.18	35.39	4.34
19	17.03	2.75	10.24	1.56	27.27	4.31	1.18	32.18	5.09
20	15.03	3.12	9.60	2.19	24.63	5.31	1.18	29.06	6.26
21	13.15	3.64	8.92	2.88	22.07	6.52	1.18	26.04	7.70
22	11.44	4.30	8.18	3.61	19.62	7.91	1.18	23.15	9.33
23	9.86	5.10	7.44	4.35	17.30	9.45	1.18	20.41	11.15
24	8.44	6.05	6.67	5.12	15.11	11.17	1.18	17.83	13.19
25	7.17	7.17	5.90	5.90	13.07	13.07	1.18	15.42	15.42

TABLA. A. IV.8. Fuerzas cortantes producidas por carga viva equivalente por carril (se considera sólo un carril cargado).

En la tabla A. IV.9 se calcula la fuerza cortante máxima producida por la carga del camión tipo HS-20, para cada punto en estudio. Las ordenadas incluidas en la tabla citada, se obtienen de superponer las cargas por eje del camión tipo en el diagrama de línea de influencia para cortante, colocando las ordenadas más pesadas en los puntos del diagrama de ordenadas máximas respetando, evidentemente, las separaciones mínimas entre ejes. De la figura IV.21 tenemos que la carga del eje posterior y del eje central del camión tipo es de 14.515 Ton, y la del eje anterior de 3.629 Ton, siendo la separación entre el eje anterior y el central de 4.27m., y la separación entre el eje central y el posterior, variable de 4.27m. a

9.14m.; se debe considerar la separación, entre los límites anteriores, que produzca los efectos máximos. Debido a que la distancia entre los puntos en estudio es de 2.50m., la posición de dos ejes del camión tipo no concordará exactamente con esos puntos en el diagrama de línea de influencia, por lo que el valor de la ordenada para cada uno de esos ejes se interpolará linealmente. En la columna de ordenadas para los ejes de 14.515 Ton. de la tabla A.IV.9. se consigna ya la suma de las ordenadas de ambos ejes. La fuerza cortante para cada punto se obtiene de sumar el producto del eje de 3.629 Ton por su ordenada más el producto de 14.515 Ton por la ordenada correspondiente que, como ya se dijo, es la suma de las ordenadas de los dos ejes de 14.515 Ton; y la fuerza cortante final, para cada punto, se obtiene al multiplicar la fuerza cortante obtenida por el factor de impacto correspondiente.

Punto	ORDENADAS				CORTANTE TOTAL		FACTOR DE IMPACTO	CORTANTE FINAL (Ton)	
	EJES DE 14.515 Ton		EJE DE 3.629 Ton		+	-		+	-
	+	-	+	-					
1	1.859	0.202	0.720	0.097	29.60	3.28	1.20	35.52	3.94
2	1.874	0.202	0.640	0.097	26.91	3.28	1.20	32.29	3.94
3	1.531	0.202	0.562	0.097	24.26	3.28	1.20	29.11	3.94
4	1.370	0.354	0.487	0.000	21.65	5.14	1.20	25.98	6.17
5	1.213	0.516	0.414	0.048	19.11	7.66	1.20	22.93	9.20
6	1.060	0.676	0.345	0.131	16.64	10.29	1.20	19.97	12.35
7	0.912	0.832	0.279	0.213	14.25	12.95	1.20	17.10	15.42
8	0.770	0.984	0.217	0.294	11.96	15.55	1.20	14.36	18.42
9	0.634	1.131	0.161	0.373	9.79	17.77	1.20	11.74	21.32
10	0.506	1.271	0.109	0.456	7.74	20.09	1.20	9.29	24.10
11	0.387	1.405	0.062	0.525	5.84	22.30	1.20	7.01	26.76
12	0.277	1.530	0.022	0.597	4.10	24.37	1.20	4.92	29.25
13	0.179	1.646	0.000	0.666	2.60	26.31	1.20	3.12	31.57
14	0.091	1.753	0.000	0.731	1.32	28.10	1.20	1.59	33.72
15	0.051	1.848	0.024	0.792	0.83	29.70	1.20	0.99	35.64
16 220	0.051	1.933	0.024	0.849	0.83	31.14	1.20	0.99	37.37
16 200	1.845	0.196	0.790	0.090	29.65	3.17	1.18	34.98	3.74
17	1.845	0.196	0.790	0.090	29.65	3.17	1.18	34.98	3.74
18	1.748	0.196	0.735	0.090	28.04	3.17	1.18	33.09	3.74
19	1.641	0.196	0.668	0.090	26.24	3.17	1.18	30.92	3.74
20	1.526	0.283	0.604	0.022	24.34	4.19	1.18	28.72	4.94
21	1.405	0.392	0.539	0.064	22.35	5.92	1.18	26.37	6.89
22	1.279	0.509	0.473	0.111	20.28	7.79	1.18	23.93	9.19
23	1.150	0.631	0.407	0.164	18.17	9.75	1.18	21.44	11.51
24	1.019	0.758	0.343	0.220	16.04	11.80	1.18	18.92	13.92
25	0.888	0.888	0.280	0.280	13.91	13.91	1.18	16.41	16.41

TABLA A.IV.9 Fuerzas cortantes producidas por carga viva: camión tipo HS-20 (Se considera sólo un carril cargado)

El análisis de los momentos flexionantes producidos por la carga equivalente - por carril, para cada punto en estudio, se realiza en la tabla A.IV.10; el procedimiento seguido para obtener esos valores es similar al usado para la determinación de la fuerza constante. De la figura III.20, la carga equivalente por carril para el camión tipo HS-20 es de 952 kg. por metro lineal, y la carga concentrada para momento de 8165 kg.

Punto	CARGA REPARTIDA		CARGA CONCENTRADA		MOMENTO TOTAL		FACTOR DE IMPACTO		MOMENTO FINAL (TON-M)	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	--
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.19	0.00	0.00
2	38.75	6.87	18.72	2.11	57.47	8.98	1.20	1.19	68.97	10.69
3	69.42	13.33	34.07	4.23	103.49	17.95	1.20	1.19	124.19	21.37
4	95.20	20.60	46.10	6.34	141.30	26.94	1.20	1.19	169.56	32.06
5	115.02	27.46	54.91	8.46	167.93	35.92	1.20	1.19	203.91	42.74
6	127.74	34.33	60.62	10.57	188.35	44.90	1.20	1.19	226.02	53.43
7	136.87	41.19	63.38	12.69	200.25	53.88	1.20	1.19	240.30	64.11
8	138.84	48.05	63.40	14.79	202.24	62.85	1.20	1.19	246.69	74.79
9	134.88	54.92	60.91	16.91	195.79	71.83	1.20	1.19	234.95	85.48
10	124.96	61.78	56.17	19.02	181.13	80.81	1.20	1.19	217.35	96.16
11	109.01	68.63	49.48	21.14	158.57	89.77	1.20	1.19	190.28	106.83
12	87.29	75.52	41.19	23.25	128.48	98.77	1.20	1.19	154.17	117.54
13	59.52	82.38	31.67	25.37	91.19	107.75	1.20	1.19	109.43	128.23
14	35.68	99.12	21.33	27.17	57.01	132.30	1.20	1.19	68.40	157.43
15	24.68	138.50	10.61	45.68	35.29	184.18	1.20	1.19	42.35	219.17
16	22.32	184.79	7.88	59.16	30.20	243.94	1.20	1.19	36.24	290.29
17	20.04	131.92	10.22	46.33	30.26	178.24	1.18	1.19	35.71	212.11
18	25.28	92.52	20.50	34.33	45.78	126.85	1.18	1.19	54.02	150.96
19	39.91	68.50	30.37	25.34	70.29	93.84	1.18	1.19	82.94	111.67
20	63.62	59.47	39.41	20.98	103.03	80.46	1.18	1.19	121.58	95.74
21	90.39	59.24	47.28	20.98	137.68	80.22	1.18	1.19	162.46	95.46
22	111.22	59.48	53.70	20.98	164.92	80.47	1.18	1.19	194.61	95.75
23	126.10	59.48	58.44	20.98	184.53	80.47	1.18	1.19	217.35	95.75
24	135.02	59.48	61.34	20.98	196.36	80.47	1.18	1.19	231.71	95.75
25	138.00	59.48	62.32	20.98	200.32	80.47	1.18	1.19	236.38	95.75

TABLA A.IV.10 Momentos flexionantes producidas por una carga viva: carga equivalente por carril (se considera sólo un carril cargado).

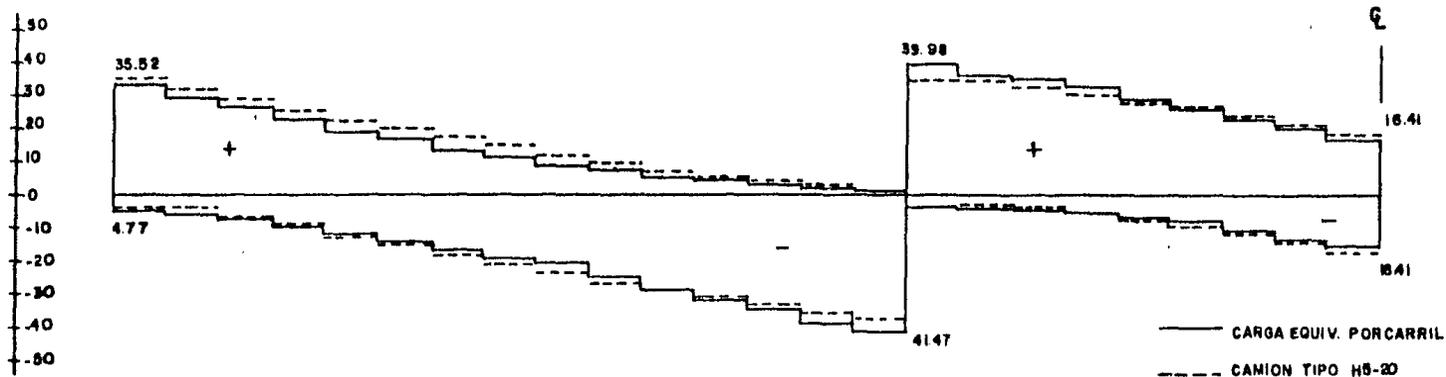
En la tabla A.IV.11 se calculan los momentos flexionantes máximos para cada punto en estudio, producidos por la carga del camión tipo HS-20. Más atrás

se anotaron los pesos del camión tipo por eje, así como sus separaciones respectivas; el procedimiento seguido para el cálculo de los elementos de la tabla A.IX.11 es similar al seguido para la elaboración de la tabla A.IX.9.

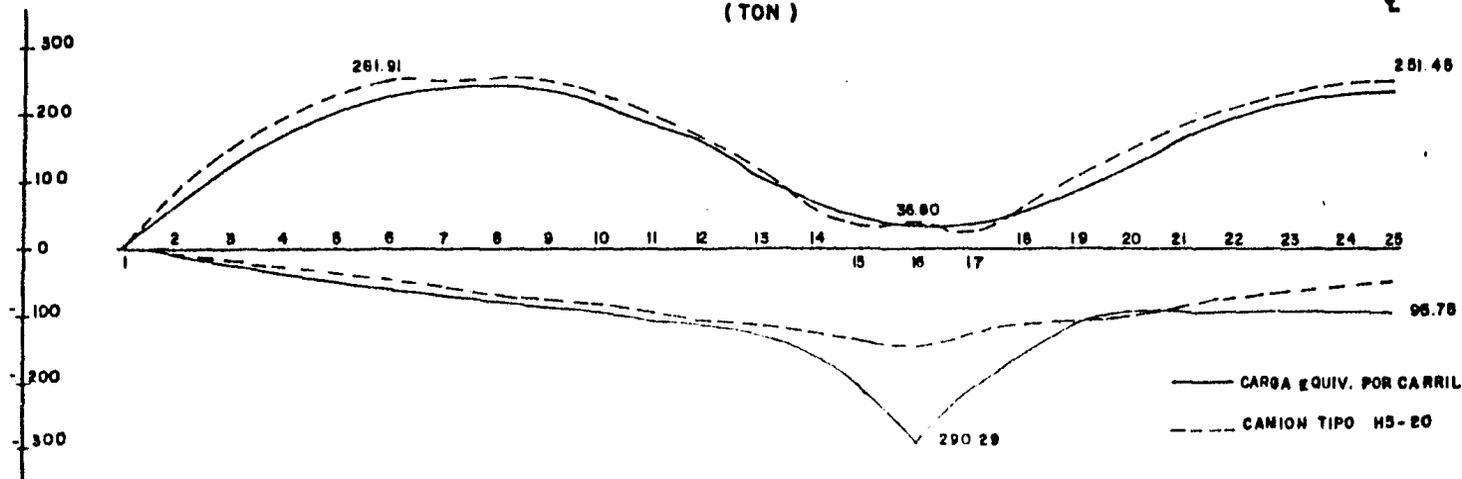
ORDENADAS										
Punto	EJES DE 14.515 Ton.		EJE DE 3.629 Ton		MOMENTO TOTAL		FACTOR DE IMPACTO		MOMENTO FINAL (Ton.m)	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.19	0.00	0.00
2	4.235	0.507	1.599	0.245	67.27	8.25	1.20	1.19	80.73	9.82
3	7.653	1.012	2.811	0.489	121.28	16.46	1.20	1.19	145.54	19.59
4	10.272	1.519	3.651	0.734	162.35	24.71	1.20	1.19	194.82	29.41
5	12.123	2.025	4.143	0.979	191.00	32.95	1.20	1.19	229.20	39.21
6	13.240	2.531	4.848	1.224	209.77	41.18	1.20	1.19	251.73	49.00
7	13.668	3.038	5.474	1.469	218.26	49.43	1.20	1.19	261.91	58.82
8	13.498	3.543	5.694	1.713	216.59	57.64	1.20	1.19	259.90	68.60
9	13.109	4.049	5.218	1.958	209.21	65.88	1.20	1.19	251.06	78.39
10	12.128	4.555	4.515	2.203	192.42	66.85	1.20	1.19	230.91	79.55
11	10.623	5.061	3.627	2.448	167.36	82.34	1.20	1.19	200.83	79.99
12	8.674	5.568	2.603	2.692	135.35	90.59	1.20	1.19	162.42	107.80
13	6.365	6.074	1.493	2.938	97.81	98.83	1.20	1.19	117.37	119.60
14	3.790	6.580	0.352	3.182	59.26	107.06	1.20	1.19	67.55	127.40
15	1.767	7.087	0.817	3.427	28.61	115.30	1.20	1.19	24.34	137.21
16	1.894	7.593	0.835	3.672	30.67	123.54	1.20	1.19	36.80	147.01
17	1.404	6.449	0.648	2.979	22.73	104.42	1.18	1.19	26.82	124.26
18	3.500	5.958	0.338	2.751	52.03	96.46	1.18	1.19	61.40	114.79
19	5.961	5.468	1.425	2.525	91.70	88.53	1.18	1.19	108.21	105.35
20	8.164	4.977	2.477	2.298	127.49	80.58	1.18	1.19	150.44	95.89
21	10.039	4.486	3.440	2.072	158.20	72.63	1.18	1.19	186.68	86.43
22	11.523	3.996	4.271	1.845	182.76	64.70	1.18	1.19	215.66	76.99
23	12.592	3.504	4.932	1.619	200.38	56.74	1.18	1.19	236.45	67.52
24	13.159	3.014	5.395	1.392	210.58	48.80	1.18	1.19	248.48	58.07
25	13.271	2.523	5.638	1.165	213.09	40.85	1.18	1.19	251.45	48.61

TABLA A.IX. 11. Momentos flexionantes producidos por carga viva: camión tipo HS-20 (Se considera sólo un carril cargado).

En la figura A.IX.20 se dibujan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante producidos por la carga equivalente por carril (línea continua) y por el camión tipo HS-20 (línea discontinua); en esos diagramas se puede visualizar el efecto de ambos tipos de carga. Se considera sólo un carril cargado



a) DIAGRAMAS DE FZA. CORTANTE PRODUCIDOS POR LA CARGA EQUIV. POR CARRIL Y POR EL CAMION TIPO (TON)



b) DIAGRAMAS DE MOM. FLEXIONANTE PRODUCIDOS POR LA CARGA EQUIV. POR CARRIL Y POR EL CAMION TIPO. (TON - m)

FIGURA A. IV. 20 ELEMENTOS MECANICOS PRODUCIDOS POR CARGA VIVA.
SE CONSIDERA SOLO UN CARRIL CARGADO.

y ya se toman en cuenta los factores de impacto.

En la Tabla A.IV.12 se resumen los elementos mecánicos máximos, por carga viva, para cada uno de los puntos en estudio, independientemente de que hayan sido producidos por la carga equivalente por carril, o por el camión tipo - (ordenadas de las envolventes para carga viva.).

Punto	CORTANTE FINAL (Ton)		MOMENTO FINAL (Ton.m)	
	+	-	+	-
L	35.52	4.77	0.00	0.00
2	32.29	4.89	80.73	10.69
3	29.11	6.10	145.54	21.37
4	25.98	7.84	194.82	32.06
5	22.93	9.80	229.20	42.74
6	19.97	12.35	251.73	53.43
7	17.10	15.42	261.91	64.11
8	14.36	18.42	259.90	74.79
9	11.74	21.32	251.06	85.48
10	9.27	24.10	230.91	96.16
11	7.01	26.76	200.83	106.83
12	4.92	29.25	162.42	117.54
13	3.12	31.60	117.37	128.23
14	2.06	34.85	68.40	159.43
15	1.30	38.16	42.35	219.17
16 IZQ	1.09	41.47	36.80	270.29
16 DER.	39.98	4.12	36.80	270.29
17	38.63	4.17	35.71	212.11
18	35.39	4.74	61.40	150.96
19	32.18	5.09	108.21	111.67
20	29.06	6.26	150.44	95.89
21	26.37	7.70	186.68	75.46
22	23.93	9.33	215.66	95.75
23	21.44	11.51	263.45	95.75
24	18.92	13.92	248.48	95.75
25	16.41	16.41	251.45	95.75

TABLA A.IV.12 Fuerza cortante y momentos flexionantes máximos producidos por carga viva. (se considera sólo un carril cargado y ya se toman en cuenta los factores de impacto correspondientes.

- INFLUENCIA DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS APOYOS SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

Como se determinó anteriormente, no existirán asentamientos en los apoyos, por lo que no se modificarán los elementos mecánicos producidos por carga muerta y carga viva.

* DISTRIBUCION TRANSVERSAL.

Más atrás se definió la sección transversal del puente y se decidió que - estaría formada por tres vigas longitudinales de 3.0 m. de peralte y ancho de 1.60 m, separadas entre sí también esa distancia. Se consideró también que las vigas longitudinales estarían unidas entre sí por atiesadores espaciales, realizando esta - unión un modulo sí y un módulo no; estos atiesadores espaciales, conjuntamente - con algunos modulos de las vigas longitudinales, constituyen las vigas transversales del puente y tienen también, evidentemente, un peralte de 3.0 m.; el número de atiesadores espaciales ya está considerado en la tabla A.IV.2 dentro del número de piezas que constituyan la tridilosa.

Debido a que las vigas transversales tienen el mismo peralte que las vigas longitudinales, la rigidez de las primeras es mayor que la de las segundas, y dada la disposición anterior en la que las vigas transversales se encuentran a cada 2.5 m, podemos suponer que se reúnen las consideraciones tomadas en cuenta por Courbon en su método de distribución transversal.

a) Excentricidad más desfavorable de carga viva para las vigas longitudinales extremas.

Se consideran los camiones cargados hacia el lado izquierdo, como se muestra en la figura A.IV.21. Suponemos que ambos carriles de circulación de 3.05 m de ancho se encuentran juntos y se respetan las dimensiones del gálibo del camión - tipo, incluidos en la figura IV.21.

Como todas las vigas son iguales, el coeficiente de distribución transversal para la viga extrema izquierda de la figura A.IV.21 es:

$$\gamma_E = \frac{1}{3} \left(1 + (0.95) \frac{(3.2)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = 0.482$$

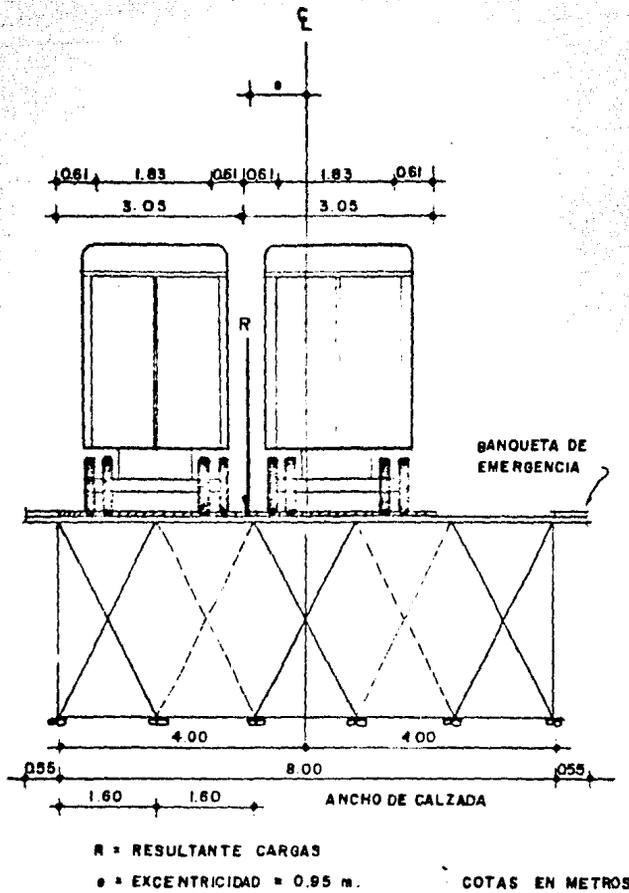


FIGURA A. IX. 21

Como la carga viva es móvil, pueden cargarse los camiones hacia el lado derecho de la figura A. IX. 21 con una excentricidad igual al del caso anterior, por lo que el coeficiente de distribución transversal de la viga extrema derecha es también $\gamma_E = 0.482$.

b) Excentricidad más desfavorable de carga viva para la viga interior.

En este caso consideramos que ambos carriles de circulación se juntan en el centro de la calzada, por lo que la resultante de las cargas cae en el eje del puente y su excentricidad es igual a cero (ver fig. A. IX. 22). La condición de carga anterior es la más desfavorable para la viga interior. Y como todas las vigas son iguales, el coeficiente de distribución transversal para la viga interior es:

$$\gamma_I = \frac{1}{3} \left(1 + (0) \frac{(0)(2)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = \frac{1}{3} = 0.333$$

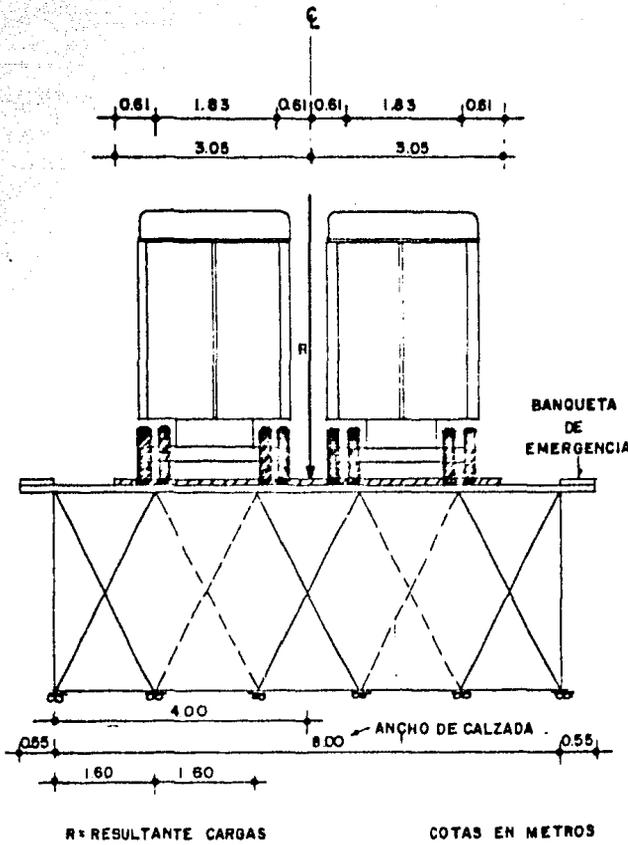


FIGURA A.IV.22

En la tabla A.IV.12 se resumieron los elementos mecánicos máximos producidos por carga viva, considerando unicamente un carril cargado. En la tabla A.IV.13 se resumen los elementos mecánicos por carga viva, correspondientes a las vigas extremas y a la viga interior, considerando los factores de distribución transversal correspondientes. Los elementos de esta nueva tabla se obtienen de multiplicar los elementos de la tabla citada por dos (ya que habrá dos carriles de circulación) y por el factor de distribución para cada caso.

Punto	VIGAS EXTREMAS				VIGA INTERIOR			
	CORTANTE		MOMENTO		CORTANTE		MOMENTO	
	+	-	+	-	+	-	+	-
1	34.24	4.60	0.00	0.00	23.68	3.18	0.00	0.00
2	31.13	4.71	77.82	10.31	21.52	2.26	53.81	7.13
3	28.06	5.88	140.30	20.60	19.40	4.07	97.02	14.25
4	25.04	7.56	187.81	30.91	17.32	5.23	129.87	21.37
5	22.10	9.45	220.95	41.20	15.29	6.53	152.78	28.49
6	19.25	11.91	242.67	51.51	13.31	8.23	167.80	35.62
7	16.48	14.86	252.48	61.80	11.40	10.28	174.59	42.74
8	13.84	17.76	250.54	72.10	9.57	12.28	173.25	49.86
9	11.32	20.55	241.02	82.40	7.83	14.21	167.30	56.98
10	8.96	23.23	222.60	92.70	6.19	16.07	153.92	64.40
11	6.76	25.80	193.60	102.78	4.67	17.84	133.87	71.21
12	4.74	28.20	156.57	113.31	3.28	19.50	108.27	77.35
13	3.01	30.46	113.14	123.61	2.08	21.06	78.24	82.48
14	1.99	32.60	65.94	151.76	1.37	22.23	45.60	104.94
15	1.25	36.79	40.83	211.28	0.87	25.44	28.23	146.10
16 IZQ	1.05	39.98	35.48	279.84	0.73	27.64	24.53	193.51
16 DER	38.54	3.97			26.65	2.75		
17	37.24	4.02	34.42	204.47	25.75	2.78	23.80	141.39
18	34.12	4.18	59.19	145.53	23.59	2.89	40.93	100.63
19	31.02	4.91	104.31	107.65	21.45	3.39	72.13	74.44
20	28.01	6.03	145.02	92.44	19.37	4.17	100.28	63.92
21	25.46	7.42	179.96	92.44	17.58	5.13	124.44	63.63
22	23.07	8.99	207.90	92.30	15.95	6.22	143.76	63.83
23	20.67	11.10	227.94	92.30	14.29	7.67	157.62	63.83
24	18.24	13.42	239.53	92.30	12.61	9.28	165.64	63.83
25	15.82	15.82	242.40	92.30	10.94	10.94	167.62	63.83

TABLA A. IV. 13 Elementos mecánicos por carga viva considerando los factores de distribución transversal.

- ENVOLVENTES DE DISEÑO

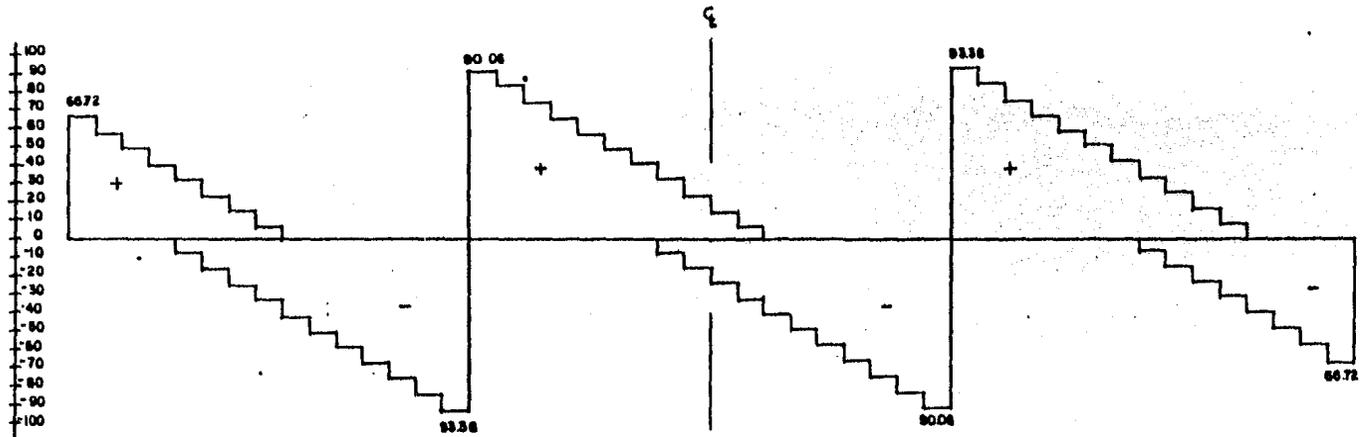
En la tabla A. IV. 14 se resumen los elementos mecánicos de diseño para el puente en estudio. Los efectos de la carga muerta los obtenemos de la tabla A. IV. 3 ; debido a que la carga muerta no es excéntrica en la sección transversal del puente, consideramos que cada viga longitudinal toma la tercera parte de la carga muerta. Así los elementos de la tabla A. IV. 14 se obtienen de la suma, punto a punto, de la tercera parte de los elementos de la

Tabla A.IV.3. más los elementos de la Tabla A.IV.13.

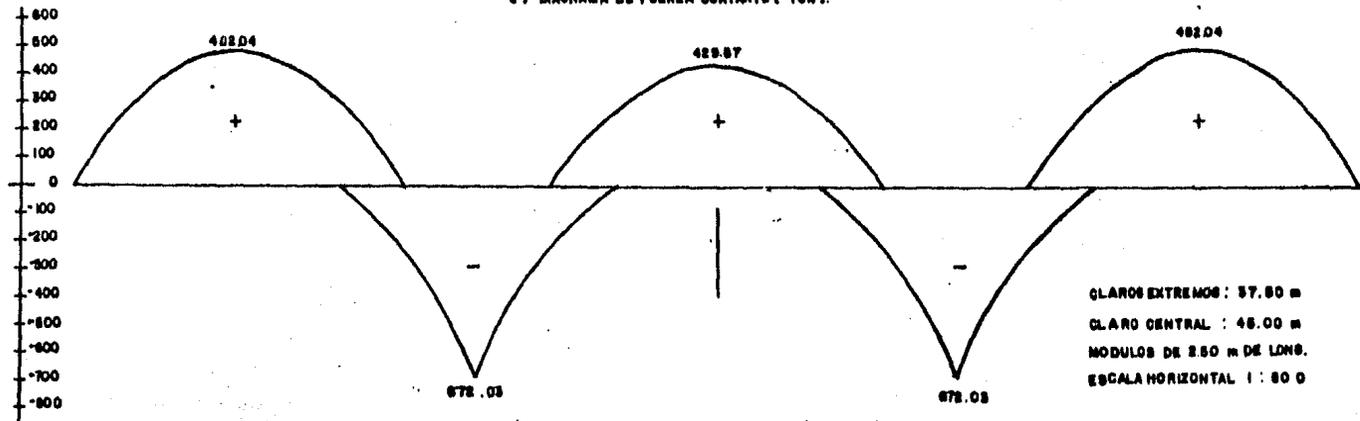
Punto	VIGAS EXTERNAS		VIGA INTERIOR	
	CORANTE (Ton.)	MOENTO (Ton.m)	CORANTE (Ton.)	MOENTO (Ton.m)
1	66.72	0.00	56.16	0.00
2	57.86	151.86	48.25	127.85
3	49.09	274.07	40.43	230.77
4	40.24	167.00	32.62	209.66
5	31.68	431.24	24.87	263.67
6	23.10	479.75	17.16	394.88
7	14.61	482.04	9.53	404.15
8	6.24	468.27	1.97	290.88
9	—	430.60	—	228.94
10	—	42.68	—	205.05
11	—	50.57	—	220.22
12	—	58.70	—	135.54
13	—	66.68	—	191.60
14	—	75.55	—	258.77
15	—	84.46	—	411.75
16 Izo	—	93.32	—	31.04
16 DER	90.06	—	672.03	78.17
17	83.04	—	475.00	71.55
18	74.19	—	308.72	63.66
19	65.37	—	24.15	55.80
20	56.63	—	150.58	47.79
21	48.32	—	252.93	19.47
22	40.24	—	230.76	—
23	32.12	—	286.78	—
24	23.96	—	419.84	—
25	15.82	—	469.87	—

Tabla A.IV.14 Elementos mecánicos de diseño.

En la figura A.IV.23 se presentan los diagramas de diseño de fuerza cortante y momento flexionante para las vigas extremas del puente. En la figura A.IV.24 se presentan los diagramas correspondientes a la viga interior.

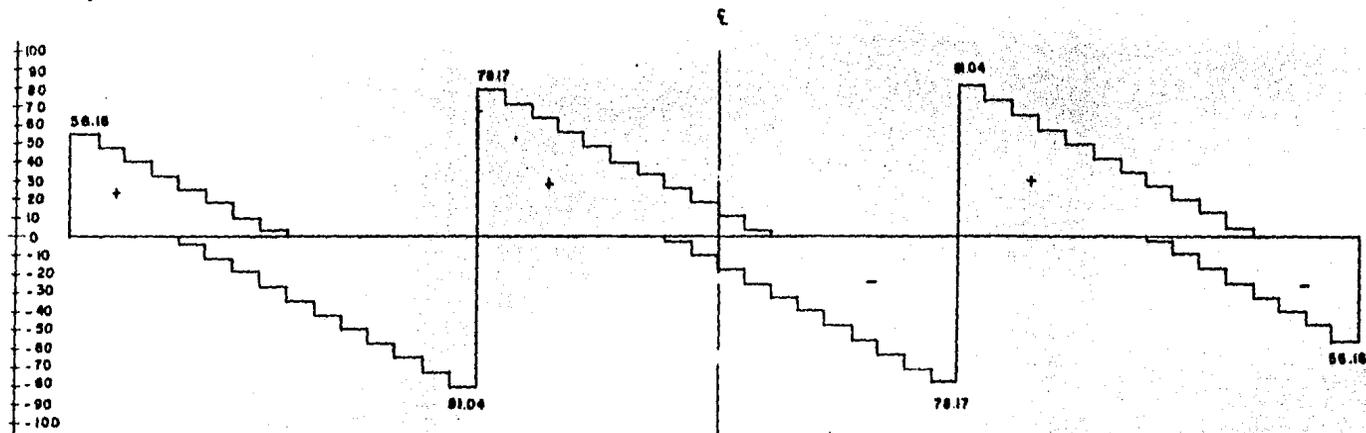


a) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON).

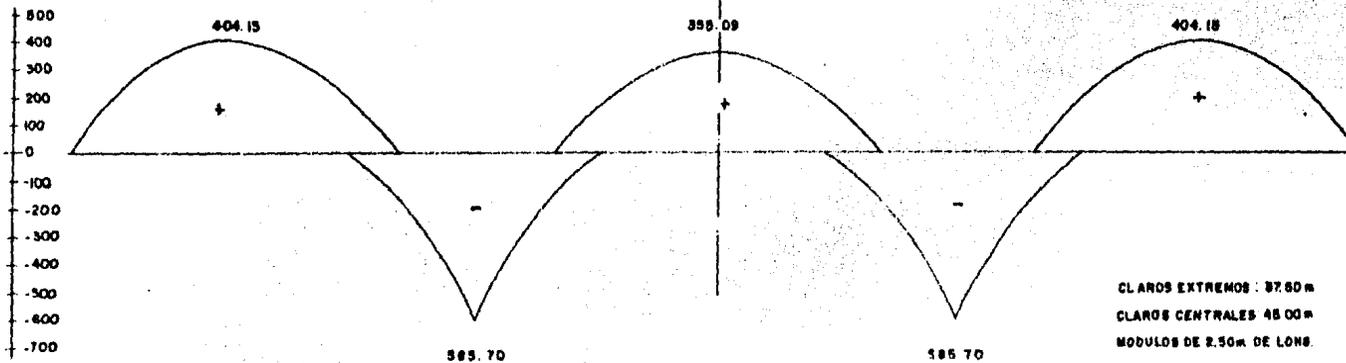


b) DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (TON. M)

FIGURA A.1223 ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO. PUENTE CRUCE CARRETERA SANALONA-TOPIA-RI0 TAMAZULA III.
VIGAS EXTREMAS.



a) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (TON)



b) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTE (TON.M)

CLAROS EXTREMOS : 37.80 m
 CLAROS CENTRALES 48.00 m
 MODULOS DE 2.50 m DE LONG.

ESC. HORIZONTAL 1 : 500 .

FIGURA A-IV-24 ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO. PUENTE CRUCE CARRETERA SANALONA-TOPIA-
 RIO-TAMAZULA II

VIGA INTERIOR

* DISEÑO ESTRUCTURAL .

En la tabla A.IX.15 se presenta el diseño de los elementos para cortante de la tridilosa, con acero angular A-36 ($f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$), considerando un esfuerzo de trabajo a tensión de 1500 kg/cm^2 , y a compresión una capacidad de carga calculada según el Manual Monterrey (Res. 45).

La tridilosa está construida por módulos cuya longitud corresponde, en este caso, a la distancia entre los puntos analizados. El diseño por fuerza cortante se realiza considerando el cortante mayor que actúa en el módulo; las piezas que lo constituyen se diseñan a partir del cortante que toma cada una, que se calcula dividiendo el cortante de diseño del módulo entre el número de piezas que lo tomarán, y proyectando esa fuerza sobre las piezas. Las piezas se diseñan a compresión o a tensión según la sollicitación a que se encuentren sometidas, debiéndose revisar las piezas a tensión en el caso de los módulos que se encuentran sometidos tanto a cortante positivo, como negativo; como en este caso las piezas diseñadas a tensión trabajarán también a compresión, se revisará que su capacidad de carga a compresión sea suficiente para tomar el cortante que llamaremos "menor" ocasionado por el cortante mayor de signo contrario al utilizado en el diseño de las piezas.

De la tabla A.IX.14 tomamos los cortantes de diseño para la elaboración de la tabla A.IX.15.

En la tabla A.IX.16 se realiza el diseño de la tridilosa con acero redondo TOR-60, considerando un esfuerzo de trabajo de 3000 kg/cm^2 . Para el diseño de los ángulos para flexión y para el autosoporte se utilizará acero angular A-36.

El área de acero por flexión requerida en cada punto (que en este caso coincide con los extremos de los módulos), se obtiene de dividir el momento de diseño de ese punto entre el peralte de la viga, entre el número de ramas que tomarán la flexión, y entre el esfuerzo de trabajo del acero. Los momentos flexionantes de diseño los tomamos de la tabla A.IX.14.

Los ángulos para flexión son los ángulos que tomarán la compresión en el lecho inferior de la tridilosa. Esta compresión es originada por los momentos negativos de los apoyos intermedios. La fuerza de compresión que soportarán los ángulos para flexión en cada módulo, es igual al momento negativo de diseño entre el peralte de la viga y entre el número de ramas.

El autosoporte se refiere a los ángulos que tomarán la compresión en el

Punto	VIGAS EXTREMAS					VIGA INTERIOR				
	(CORTANTE) $(\frac{1.41}{4})$		CORTANTE MAYOR		CORTANTE MENOR	(CORTANTE) $(\frac{1.41}{4})$		CORTANTE MAYOR		CORTANTE MENOR
	+	-	COMPRESION	TENSION	COMPRESION	+	-	COMPRESION	TENSION	COMPRESION
1	23.52	—	—	—	—	19.80	—	—	—	—
2	20.40	—	5 x 3/8	4 x 5/16	—	17.01	—	5 x 3/8"	4 x 1/4"	—
3	17.30	—	5 x 3/8	4 x 5/16	—	14.25	—	4 x 3/8"	3 x 5/16"	—
4	14.22	—	4 x 3/8	3 x 5/16	—	11.50	—	4 x 5/16"	3 x 1/4"	—
5	11.12	—	4 x 5/16	3 x 1/4"	—	8.77	—	4 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	—
6	8.14	2.84	4 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	6.05	1.54	4 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"	2 1/2 x 3/16"
7	5.15	5.90	4 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"	3 x 1/4"	3.36	4.28	3 x 5/16"	2 x 3/16"	3 x 1/4"
8	2.20	8.94	4 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"	3 x 1/4"	0.69	6.83	4 x 1/4"	2 x 3/16"	3 x 1/4"
9	—	11.94	4 x 5/16"	2 1/2 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"	—	9.70	4 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"
10	—	14.90	4 x 3/8"	4 x 1/4"	—	—	12.38	4 x 5/16"	3 x 1/4"	—
11	—	17.82	4 x 3/16"	3 x 5/16"	—	—	15.02	4 x 3/8"	3 x 5/16"	—
12	—	20.69	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—	—	17.63	4 x 3/16"	3 x 5/16"	—
13	—	23.50	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—	—	20.19	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—
14	—	26.43	5 x 3/16"	4 x 3/8"	—	—	22.98	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—
15	—	29.77	5 x 3/16"	4 x 3/8"	—	—	25.77	5 x 3/8"	4 x 3/8"	—
16 DER.	—	32.92	6 x 3/8"	4 x 3/16"	—	—	28.57	5 x 3/16"	4 x 3/8"	—
16 DER.	31.75	—	6 x 3/8"	4 x 3/16"	—	27.55	—	5 x 3/16"	4 x 3/8"	—
17	29.27	—	5 x 3/16"	4 x 3/8"	—	25.22	—	5 x 3/8"	4 x 3/8"	—
18	26.15	—	5 x 3/8"	4 x 3/8"	—	22.44	—	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—
19	23.04	—	5 x 3/8"	4 x 5/16"	—	19.67	—	5 x 3/8"	4 x 1/4"	—
20	19.96	—	5 x 3/8"	4 x 1/4"	—	16.92	—	4 x 3/8"	3 x 5/16"	—
21	17.03	—	4 x 3/8"	3 x 5/16"	—	14.27	—	4 x 5/16"	3 x 1/4"	—
22	14.18	—	4 x 5/16"	3 x 1/4"	—	11.67	—	4 x 5/16"	2 1/2 x 1/4"	—
23	11.32	—	4 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	2 1/2 x 1/4"	9.07	—	4 x 1/4"	2 1/2 x 1/16"	2 1/2 x 3/16"
24	8.45	2.71	4 x 1/4"	2 1/2 x 3/16"	3 x 1/4"	6.46	1.25	3 x 5/16"	2 x 3/16"	3 x 1/4"
25	5.58	5.58	—	—	—	3.86	3.86	—	—	—

TABLA A. IX. 15 Diseño por cortante

lecho superior de la tridilasa antes del fraguado de la capa de concreto, así, el diseño de estos elementos se realiza para soportar una fuerza de compresión en el lecho superior originada exclusivamente por el peso propio de la tridilasa. Esta fuerza es igual en cada punto, al momento positivo debido a la carga muerta en ese punto (tabla A. IX. 3) entre el peralte de la viga, entre el número de vigas que tomarán ese momento, y entre el número de ramas por viga. En este caso la fuerza de compresión se calculó dividiendo entre el número de vigas el momento positivo debido a la carga muerta, ya que los momentos incluidos en la tabla A. IX. 3 corresponden

al peso propio de toda la tridilosa, no así los incluidos en la tabla A.IX.14 en la que los momentos por carga viva están calculados para cada una de las vigas.

Los ángulos indicados en la tabla A.IX.16, tanto para flexión como para el autoaporte, corresponden a secciones en cajón.

Punto	ÁREA DE VARILLAS PARA FLEXIÓN $A_S = \frac{\text{MOMENTO TOTAL}}{(3)(2)(3)} \text{ (Cm}^2\text{)}$				ÁNGULOS PARA FLEXIÓN (MOM. NEG.) $F_F = \frac{\text{MOMENTO TOTAL}}{(3)(2)} \text{ (Ton)}$				AUTOSOPORTE * $F_A = \frac{\text{MOM. C. CURVATA}}{(2)(2)(3)}$	
	VIGAS EXTREMAS		VIGA INTERIOR		VIGAS EXTREMAS		VIGA INTERIOR		F_A (Ton)	COMPRESIÓN
	+	-	+	-	F_F	COMPRESIÓN	F_F	COMPRESIÓN		
1	0.00	0.00	0.00	0.00	—	—	—	—	0.00	—
2	8.44	—	7.10	—	—	—	—	—	8.39	2 1/2 x 3/16"
3	15.23	—	12.82	—	—	—	—	—	15.16	3 x 1/4"
4	20.39	—	17.17	—	—	—	—	—	20.31	3 x 3/16"
5	23.96	—	20.17	—	—	—	—	—	23.83	3 x 5/16"
6	26.10	—	21.94	—	—	—	—	—	25.74	4 x 1/4"
7	26.78	—	22.45	—	—	—	—	—	26.02	4 x 1/4"
8	26.02	—	21.72	—	—	—	—	—	24.68	4 x 1/4"
9	24.09	—	19.94	—	—	—	—	—	21.71	3 x 5/16"
10	20.76	—	16.95	—	—	—	—	—	17.13	3 x 1/4"
11	16.11	0.37	12.79	—	1.105	1 1/2 x 1/8"	—	—	10.92	2 1/2 x 1/4"
12	10.21	4.78	7.53	2.84	14.34	3 x 1/4"	8.51	2 1/2 x 3/16"	3.09	2 x 1/2"
13	3.17	9.99	1.23	7.87	29.96	4 x 1/4"	23.60	3 x 5/16"	—	—
14	—	16.98	—	14.38	50.93	4 x 3/16"	43.17	4 x 3/8"	—	—
15	—	26.51	—	22.89	79.52	6 x 3/8"	68.66	5 x 3/16"	—	—
16	—	37.34	—	32.54	112.01	6 x 9/16"	97.62	6 x 1/2"	—	—
17	—	26.39	—	22.82	79.17	6 x 3/8"	68.65	5 x 3/16"	—	—
18	—	17.15	—	14.66	51.45	4 x 3/16"	43.97	4 x 3/8"	—	—
19	1.90	9.88	0.11	8.03	29.64	4 x 1/4"	24.10	3 x 5/16"	—	—
20	8.53	4.66	6.05	3.08	13.98	3 x 1/4"	9.23	2 1/2 x 3/16"	0.97	1 1/2 x 1/8"
21	14.05	1.08	10.97	—	3.25	2 x 1/8"	—	—	8.27	2 1/2 x 3/16"
22	18.39	—	14.82	—	—	—	—	—	12.95	2 1/2 x 1/4"
23	21.49	—	17.58	—	—	—	—	—	18.00	3 x 1/4"
24	23.32	—	19.22	—	—	—	—	—	20.44	3 x 5/16"
25	23.88	—	19.73	—	—	—	—	—	21.25	3 x 5/16"

* Se considera únicamente la carga muerta correspondiente al peso propio de la losa de concreto y del acero redondo y angular. Los ángulos indicados aquí van en todas las ramas del lecho superior de la tridilosa.

Nota. Los ángulos incluidos en esta tabla corresponden a ángulos en cajón.

TABLA A.IX.16 Diseño por flexión

Para el montaje de los tramos del puente, consideramos que serán lanzados uno por uno, por lo que la estructura de acero de cada tramo debe ser autosoportable y resistir las solicitaciones debidas a dos veces su peso propio considerando el tramo simplemente apoyado en ambos extremos, ya que en esta condición estarán los tres tramos del puente antes de hacer las conexiones para darle continuidad a la superestructura. Se considera dos veces su peso propio ya que un tramo de puente pasará sobre el otro que fue lanzado previamente. Debido a que el armado por cortante y por flexión de los tramos fue diseñado para solicitaciones mucho mayores que las impuestas por el montaje, no se revisarán esos elementos; únicamente se revisará el armado de las ramas del lecho superior, ya que durante el montaje aparecerán fuerzas de compresión en todo ese lecho debido a que consideramos los tramos simplemente apoyados. En la tabla A.IV.17 se resumen las solicitaciones por flexión para los tramos de 37.5 m. y para el de 45.0 m. de longitud debidas a las condiciones ya comentadas originadas por el montaje; estas solicitaciones se obtienen de las ecuaciones deducidas a partir de la figura A.IV.25.

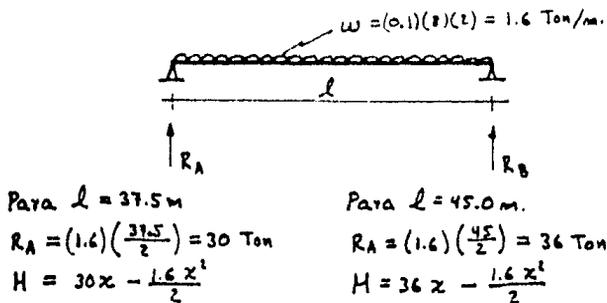


FIGURA A.IV.25

En la tabla A.IV.17 se incluye también el cálculo de las fuerzas de compresión que aparecerán en el lecho superior del tramo; estas fuerzas son iguales al momento en el punto entre el peralte de las vigas, entre el número de vigas, y entre el número de ramas por viga. En la tabla citada se diseña la sección de acero angular A-36 en cajón que toma la fuerza de compresión entre dos puntas; estas secciones en cajón son para todas las ramas del superior de los tramos. Así, el armado final de esas ramas será la sección en cajón mayor, para cada módulo, de las consignadas en las tablas A.IV.16 y A.IV.17. En la figura A.IV.26 se anota ya el armado final por rama; los elementos marcados con asterisco rigieron por esta revisión por montaje.

Diseño por montaje hasta el eje de simetría				
Punto	X	M (Ton · m)	$F = \frac{M}{(3)(3)(L)}$ (Ton)	SECCION □
1	0.00	0.00	0.00	2 x 1/8 "
2	2.50	70.00	3.89	2 1/2 x 3/16 "
3	5.00	130.00	7.22	2 1/2 x 3/16 "
4	7.50	180.00	10.00	2 1/2 x 1/4 "
5	10.00	220.00	12.22	2 1/2 x 1/4 "
6	12.50	250.00	13.89	3 x 1/4 "
7	15.00	270.00	15.00	3 x 1/4 "
8	17.50	280.00	15.56	3 x 1/4 "
9	20.00	280.00	15.56	3 x 1/4 "
10	22.50	270.00	15.00	3 x 1/4 "
11	25.00	250.00	13.89	2 1/2 x 1/4 "
12	27.50	220.00	12.22	2 1/2 x 1/4 "
13	30.00	180.00	10.00	2 1/2 x 3/16 "
14	32.50	130.00	7.22	2 1/2 x 3/16 "
15	35.00	70.00	3.89	2 x 1/8 "
16	37.50	0.00	0.00	
16	0.00	0.00	0.00	
17	2.50	85.00	4.72	2 x 3/16 "
18	5.00	160.00	8.89	2 1/2 x 3/16 "
19	7.50	225.00	12.50	2 1/2 x 1/4 "
20	10.00	280.00	15.56	3 x 1/4 "
21	12.50	325.00	18.06	3 x 1/4 "
22	15.00	360.00	20.00	3 x 5/16 "
23	17.50	385.00	21.39	3 x 5/16 "
24	20.00	400.00	22.22	3 x 5/16 "
25	22.50	405.00	22.50	3 x 5/16 "

TABLA A. IX. 17 Acero angular en cajón, por rana, requerido por el procedimiento de montaje de los Tramos del puente. Lecho superior.

Debido a que el diseño del puente está hecho en base a unas envolventes de carga y a ciertas solicitaciones que desaparecerán una vez terminado el puente y fraguado el concreto, se tienen algunas secciones de los tramos del puente que, trabajando para resistir momentos flexionantes, se diseñan para resistir tensión y compresión. Como ambas solicitaciones no pueden presentarse a la vez en una sección dada para una cierta condición de la carga vi-

va, podemos considerar que el acero angular en cajón puede ayudar a resistir la tensión que puede aparecer en esa sección y no tomar toda la fuerza de tensión con acero redondo exclusivamente, tratando con esto de optimizar el uso de esos aceros. Se puede pensar en el caso contrario en el que el acero redondo podría ayudar al acero angular a tomar la compresión, pero como las varillas poseen una capacidad a la compresión muy baja para la longitud de los módulos de nuestro puente, no las tomamos en cuenta para resistir la fuerza de compresión.

En la Tabla A.IV.18 se realiza el diseño de las varillas por flexión para las vigas extremas, y en la tabla A.IV.19 para la viga interior. En la primer columna, tanto para momento positivo como negativo, de ambas tablas, se consigna el área de acero requerida con un esfuerzo de trabajo de 3000 kg/cm^2 ; estas áreas las obtenemos de la tabla A.IV.16. En seguida tenemos el área de acero angular disponible en algunos módulos; debido a que el esfuerzo de trabajo del acero angular es de 1500 kg/cm^2 , la mitad del esfuerzo de trabajo del acero redondo, el área indicada en ambas tablas ya es igual al área de los ángulos en cajón dividida entre dos. Estas áreas corresponden a la del acero angular de diseño en esos módulos, y se pueden ver en la figura A.IV.26. En las siguientes columnas se consigna el área de acero faltante con $f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$; se obtiene de la diferencia entre las dos columnas anteriores. Finalmente, se incluye el calibre de las varillas TOR-60 que satisfacen esa área de acero faltante. Posteriormente, en base a los calibres resultantes, se define el armado final por flexión; este armado, que es por rana, se indica en la figura citada.

El diseño de los ángulos de cerramiento vertical de las vigas se realiza a partir de la proyección vertical de la fuerza que soportan los ángulos a tensión que concurren a dicho cerramiento. En la tabla A.IV.20 se diseñan los cerramientos verticales para el apoyo simple y para el apoyo continuo de las vigas extremas y de la viga interior. La fuerza cortante que soportan los ángulos a tensión que concurren al cerramiento la tomamos de la tabla A.IV.15; dicha fuerza, por 1.41 (en este caso); nos da su proyección vertical, que utilizamos para el diseño del cerramiento vertical.

En la figura A.IV.26 se resume el armado final de la superestructura del puente; sólo se dibuja medio puente, ya que es simétrico respecto al centro del claro de 45.0 m. Ya se incluye el armado necesario debido a las sollicitaciones impuestas por el montaje, en el que consideramos que los tramos trabajarán simplemente apoyados en los extremos. Estos tramos son autosoporta-

Punto	MOMENTO POSITIVO (LECHO INF.)			MOMENTO NEGATIVO (LECHO SUP.)				
	AREA NECESARIA $f_s = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA DE ANGULOS / 2 $f_s = 1500 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA FALTANTE $f_s = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	VARILLAS	AREA NECESARIA $f_s = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA ANGULOS / 2 $f_s = 1500 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA PALTANTE $f_s = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ (cm ²)	VARILLAS
1	8.44		8.44	1 ϕ 12	—			
2	15.23		15.23	1 ϕ 12 + ϕ 8	—			
3	20.39		20.39	2 ϕ 12	—			
4	23.96		23.96	2 ϕ 12 + ϕ 5	—			
5	26.10		26.10	2 ϕ 12 + ϕ 8	—			
6	26.78		26.78	2 ϕ 12 + ϕ 8	—			
7	26.78		26.78	2 ϕ 12 + ϕ 8	—			
8	26.02		26.02	2 ϕ 12 + ϕ 8	—			
9	24.09		24.09	2 ϕ 12 + ϕ 5	—			
10	20.76	2.34	18.42	2 ϕ 12	0.77	9.29	—	
11	16.11	9.29	6.82	1 ϕ 12	4.78	7.68	—	
12	10.21	12.52	—		9.99	7.68	2.31	1 ϕ 6
13	3.17	21.35	—		16.98	5.81	11.17	1 ϕ 12
14	—	—	—		26.51	5.81	20.70	2 ϕ 12
15	—	—	—		39.34	3.10	34.24	3 ϕ 12
16	—	—	—		37.34	4.61	32.73	3 ϕ 12
17	—	—	—		26.39	5.81	20.58	2 ϕ 12
18	1.90	21.35	—	—	17.15	7.68	9.47	1 ϕ 12
19	8.53	12.52	—	—	9.88	9.29	0.59	1 ϕ 3
20	14.05	9.29	4.76	ϕ 8	4.66	9.29	—	
21	18.39	3.10	15.29	1 ϕ 12 + ϕ 8	1.08	9.29	—	
22	21.49		21.49	2 ϕ 12	—			
23	23.32		23.32	2 ϕ 12 + ϕ 5	—			
24	23.88		23.88	2 ϕ 12 + ϕ 5	—			
25								

TABLA A.IV.18. Varillas por flexión. Vigas extremas.

bles, por lo que no es necesario su apuntalamiento para el colado de la losa de concreto, el cual deberá ser simétrico respecto al centro de cada claro, a partir de los extremos de cada tramo.

El calibre de los ángulos que designan el armado de la superestructura, está dado en función de la notación indicada en la misma figura A.IV.26. Los ángulos los denotamos con la letra minúscula en el caso de secciones sencillas y con letras mayúsculas si son secciones en cajón.

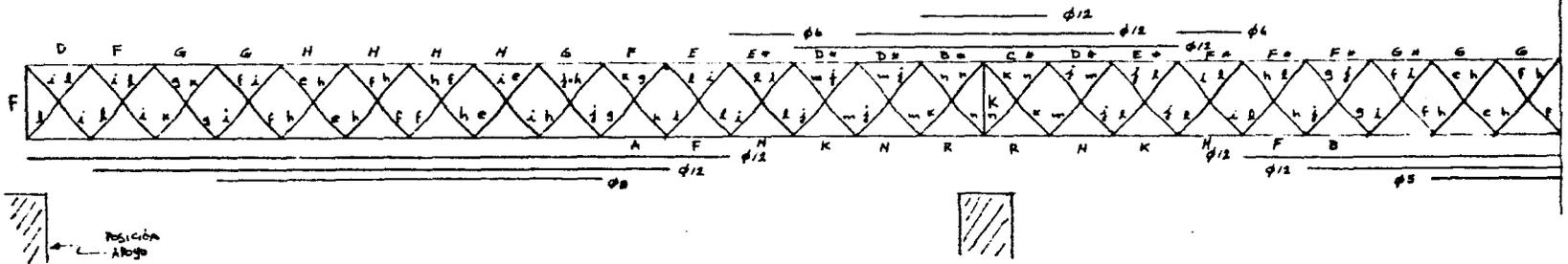
Punto	MOMENTO POSITIVO (LECHO INF.)				MOMENTO NEGATIVO (LECHO SUP.)			
	AREA NECESARIA. $f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA ANGU- LOS / 2 $f_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA PAL- TANTE $f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	VARILLAS	AREA NECESARIA. $f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA ANGU- LOS / 2 $f_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	AREA PAL- TANTE $f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (cm ²)	VARILLAS
1								
2	7.10		7.10	1 ϕ 10				
3	12.82		12.82	1 ϕ 12 + ϕ 5				
4	17.17		17.17	1 ϕ 12 + ϕ 10				
5	20.17		20.17	2 ϕ 12				
6	21.94		21.94	2 ϕ 12				
7	22.45		22.45	2 ϕ 12				
8	22.45		22.45	2 ϕ 12				
9	21.72		21.72	2 ϕ 12				
10	19.94		19.94	2 ϕ 12				
11	16.95		16.95	1 ϕ 12 + ϕ 10				
12	12.79	5.81	6.98	1 ϕ 10	2.84	7.68	—	
13	7.53	11.48	—		7.87	7.68	0.19	1 ϕ 5
14	1.23	18.45	—		14.38	5.81	8.57	1 ϕ 12
15					22.89	5.81	17.08	1 ϕ 12 + ϕ 10
16					32.54	3.10	29.44	2 ϕ 12 + ϕ 10
17					32.54	4.61	27.93	2 ϕ 12 + ϕ 10
18					22.88	5.81	17.07	1 ϕ 12 + ϕ 10
19	0.11	18.45	—		14.66	7.68	6.98	1 ϕ 10
20	6.05	11.48	—		8.03	9.29	—	
21	10.97	5.81	5.16	1 ϕ 10	3.08	9.29	—	
22	14.82		14.82	1 ϕ 12 + ϕ 8				
23	17.58		17.58	1 ϕ 12 + ϕ 10				
24	19.22		19.22	1 ϕ 12 + ϕ 10				
25	19.73		19.73	2 ϕ 12				

TABLA A.IV.19 Varillas por flexión. Viga interior.

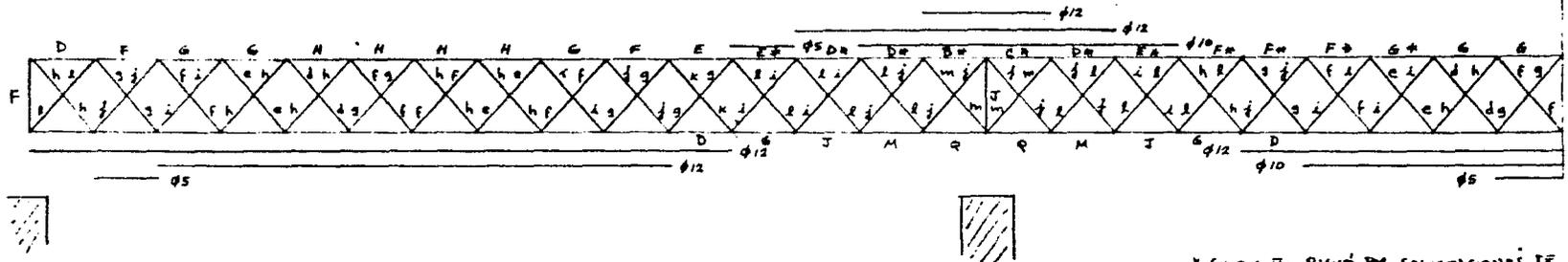
VIGAS EXTREMAS				VIGA INTERIOR			
Punto	CORTANTE (Ton.)	FEA. AXIAL = 2 CORTANTE / 1.41 (Ton.)	SECCION EN CAJON	Punto	CORTANTE (Ton.)	FEA. AXIAL = 2 CORTANTE / 1.41 (Ton.)	SECCION EN CAJON
1	23.52	16.68	3 x 1/4"	1	19.80	14.04	3 x 1/4"
16 IZQ.	32.92			16 IZQ.	28.57		
16 DER.	31.75			16 DER.	27.55		
TOTAL	64.67	45.86	4 x 3/16"	TOTAL	56.12	39.80	4 x 3/8"

TABLA A.IV.20 Angulos de cerramiento vertical (3.0 m. de altura).

VIGAS EXTERMAS:



VIGA INTERIOR:



SECCION L	ANGULO	SECCION □	SECCION L	ANGULO	SECCION □	SECCION L	ANGULO	SECCION □
a	1 1/2 x 1/8"	A	g	3 x 3/4"	G	m	5 x 1/2"	M
b	2 x 1/8"	B	h	4 x 1/4"	H	n	6 x 3/8"	N
c	2 x 3/16"	C	l	4 x 3/16"	I	o	5 x 1/2"	O
d	2 1/2 x 3/16"	D	j	4 x 3/8"	J	p	6 x 7/16"	P
e	2 1/2 x 1/4"	E	k	4 x 1/2"	K	q	6 x 1/2"	Q
f	3 x 1/4"	F	l	5 x 3/8"	L	r	6 x 7/16"	R

* SU DISEÑO RIGIÓ POR SOLICITACIONES DE MONTEJE.

ACERO REDONDO TOR-60 (POR BARRA)
ACERO ANGULAR A-36.

FIGURA A.B.26 ARMADO PRELIMINAR PUNTE CRUCE CARRETERA SANDLUND - TOPID - RIO TANAEUN & II. VIGAS EXTERMAS Y VIGA INTERIOR.

- CÁLCULO DE FLECHAS.

En lo que sigue se calcularán las flechas al centro del claro central del puente - para las vigas exteriores y para la interior, cuando la carga viva sobre el puente tiene una excentricidad de 95cm (ver figura A.IV.21).

Las flechas se calculan mediante la expresión:

$$\delta = \sum \frac{N n l}{E A}$$

donde: δ = flecha

N = Fuerzas producidas por carga muerta y carga viva en los elementos de la estructura.

n = Fuerzas producidas por una carga virtual unitaria actuante sobre el punto en el cual se mide la flecha.

l = Longitud de los elementos.

E = Módulo de elasticidad de los elementos.

A = Área de la sección transversal de los elementos.

Los valores de N serán los que resulten de la suma de los producidos por la carga muerta más los producidos por la carga viva.

A continuación se calculan los valores de N para carga viva.

a) Carga viva del camión tipo

Para esta carga, la posición del camión tipo que produce la máxima flecha es colocar el eje central en el centro del claro, y los otros dos ejes a la distancia mínima de 4.27 m.; colocando un camión en cada sentido, ya que de esta forma la resultante estará al centro del claro (fig. A.IV.27).

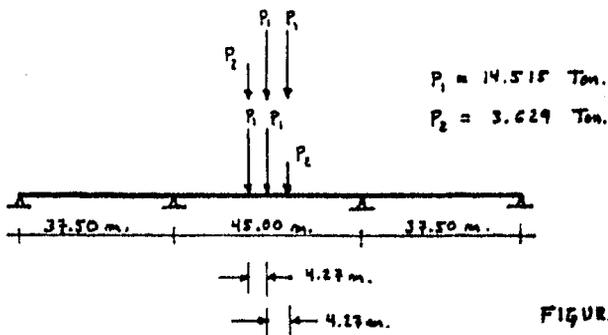


FIGURA A. IV. 27

TABLA A-IX-21

Punto	"N.c.v." Por constante del camión tipo.				"N.c.v." Por momento del camión tipo.			
	# de ordenadas ejes de 14.515 Ton	# de ordenadas ejes de 3.629 Ton	Total *	"N.c.v." **	# de ordenadas ejes de 14.515 Ton	# de ordenadas ejes de 3.629 Ton	Total *	"N.c.v." ***
1	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	0.000	0.000	0.000	-0.857
2	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-0.947	-0.465	-15.433	-1.712
3	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-1.891	-0.927	-30.812	-2.568
4	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-2.837	-1.391	-46.227	-3.426
5	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-3.785	-1.855	-61.671	-4.283
6	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-4.731	-2.519	-77.086	-5.138
7	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-5.676	-2.982	-92.483	-5.993
8	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-6.621	-3.245	-107.810	-6.850
9	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-7.567	-3.709	-123.295	-7.706
10	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-8.513	-4.173	-138.710	-8.563
11	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-9.459	-4.637	-154.125	-9.418
12	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-10.404	-5.100	-169.522	-10.275
13	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-11.351	-5.563	-184.948	-11.132
14	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-12.298	-6.027	-200.381	-11.988
15	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-13.243	-6.491	-215.778	-12.845
16 Izq.	-0.378	-0.186	-6.162	-0.724	-14.190	-6.956	-231.211	-13.702
16 Der.	2.000	1.000	32.659	3.837	-	-	-	-
17	2.000	1.000	32.659	3.837	-9.189	-4.455	-149.546	-8.308
18	2.000	1.000	32.659	3.837	-4.189	-1.955	-67.898	-3.772
19	2.000	1.000	32.659	3.837	0.811	0.545	13.749	0.764
20	2.000	1.000	32.659	3.837	5.811	3.045	95.317	5.300
21	2.000	1.000	32.659	3.837	10.812	5.546	177.063	9.837
22	2.000	1.000	32.659	3.837	15.811	8.045	258.692	14.372
23	2.000	1.000	32.659	3.837	20.811	10.545	340.339	18.908
24	2.000	1.000	32.659	3.837	24.04	11.274	389.854	21.659
25	+1.000	0.000	214.515	3.837	26.542	11.276	426.178	23.677

* Es igual al producto de la Σ de ordenadas de los ejes de 14.515 Ton por 14.515 Ton + la Σ de ordenadas de los ejes de 3.629 Ton por 3.629 Ton

** Es igual al total entre 3 (vigas), entre 4 (4 elementos que resisten el cortante) y por 1.41 (proyección sobre las diagonales).

*** Es igual al total entre 3 (vigas), entre 3 (peralte) y entre 2 (2 zonas de elementos que toman la flexión por viga).

En la Tabla A.IV.21 se calculan los valores de $N_{c.v.}$ a partir de las líneas de influencia.

b) Carga viva equivalente.

Para esta carga, la distribución más desfavorable se indica en la figura A.IV.28; las cargas corresponden a la carga equivalente por carril del camión HS-20.

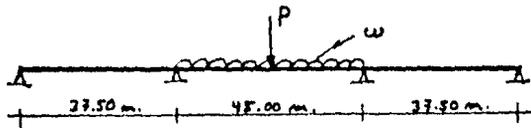


FIGURA A.IV.28

$$w = 0.952 \text{ Ton} \times 2 \text{ carriles} = 1.904 \text{ Ton/m.}$$

$$P \text{ (cortante)} = 11.793 \text{ Ton} \times 2 \text{ carriles} = 23.586 \text{ Ton}$$

$$P \text{ (momento)} = 9.165 \text{ Ton} \times 2 \text{ carriles} = 18.330 \text{ Ton.}$$

En la tabla A.IV.22 se calculan los valores de $N_{c.v.}$ a partir de las líneas de influencia.

1.-) Cálculo de la flecha para carga muerta + carga viva del camión tipo HS-20

En las tablas A.IV.23 y A.IV.24 se calculan los valores de N sumando los efectos de carga muerta y la carga viva del camión tipo HS-20 (Fig. A.IV.29). Se considera una excentricidad de la resultante de carga viva de 95cm. (Fig. A.IV.30).

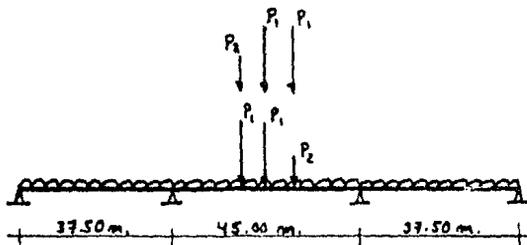


FIGURA A.IV.29

$$w = \text{carga muerta} = 6.87 \text{ Ton/m.}$$

$$P_1 = 14.515 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = 3.629 \text{ Ton.}$$

TABLA A.W.22

Punto	"N _c " Por constante de la carga equivalente				"N _{cu} " Por momento de la carga equivalente			
	# de ordenadas del tramo cargado	Ordenada para q del tramo cargado	Total *	"N _c " **	# de ordenadas del tramo cargado	Ordenada para q del tramo cargado	Total *	"N _{cu} " ***
1	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	0.000	0.000	0.000	-1.009
2	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-2.896	-0.241	-18.155	-2.016
3	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-5.788	-0.482	-36.291	-3.025
4	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-8.684	-0.723	-54.416	-4.034
5	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-11.578	-0.965	-72.609	-5.042
6	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-14.473	-1.206	-90.797	-6.050
7	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-17.366	-1.447	-108.970	-7.058
8	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-20.260	-1.688	-127.095	-8.067
9	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-23.154	-1.929	-145.175	-9.074
10	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-26.049	-2.170	-163.251	-10.081
11	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-28.943	-2.411	-181.328	-11.087
12	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-31.838	-2.652	-199.404	-12.101
13	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-34.732	-2.894	-217.481	-13.119
14	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-37.627	-3.135	-235.555	-14.117
15	-1.152	-0.096	-7.748	-0.910	-40.521	-3.376	-253.625	-15.126
16 Izq.	-1.152	-0.096	-7.748		-43.416	-3.617	-271.690	-15.126
16 Der.	9.000	0.500	54.655	6.419				
17	8.000	0.500	49.675	5.860	-22.018	-2.367	-148.195	-8.273
18	7.000	0.500	45.113	5.301	-3.266	-1.117	-36.051	-2.004
19	6.000	0.500	40.153	4.741	12.791	0.133	64.221	3.268
20	5.000	0.500	35.693	4.182	26.731	1.383	152.090	8.417
21	4.000	0.500	30.833	3.623	37.491	2.633	221.052	12.325
22	3.000	0.500	26.073	3.064	46.731	3.883	295.615	16.312
23	2.000	0.500	21.313	2.504	53.982	5.133	346.500	19.258
24	1.000	0.500	16.553	1.945	56.730	6.383	381.050	21.507
25	0.000	0.500	11.793		59.983	7.633	415.912	25.104

* ES IGUAL AL PRODUCTO DE LB # DE ORDENADAS POR LB CARGA EQUIVALENTE EN PUNTO 2.5 (ANCHO TRIBUTARIO) DE LAS ORDENADAS DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA MÁS EL PRODUCTO DE LA ORDENADA EN Q POR LB CARGA P.

** Es igual al total entre 3 (vigas), entre 4 (4 elementos que resisten el constante) y por 1.41 (proyección sobre las diagonales)

*** Es igual al total entre 3 (vigas), entre 3 (parrilla) y entre 2 (2 ramas de elementos que toman flexión por viga).

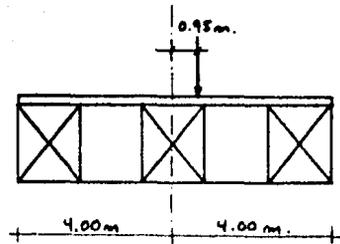


FIGURA A.IX.30

Los factores de distribución transversal para las vigas son:

viga extrema izquierda:

$$Y_{EI} = \frac{1}{3} \left(1 + (-0.95) \frac{(3.2)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = 0.185$$

viga intermedia:

$$Y_I = \frac{1}{3} \left(1 + (0.95) \frac{(0)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = 0.333$$

viga extrema derecha:

$$Y_{ED} = \frac{1}{3} \left(1 + (0.95) \frac{(3.2)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = 0.482$$

1.000

En las tablas A.IX.23 y A.IX.24 se considera el factor de impacto correspondiente a cada tramo del puente.

Los valores de n se calcularán, a partir de la línea de influencia, para la carga unitaria actuando en el centro del claro central del puente y considerando:

a) La carga colocada al centro de la viga extrema izquierda, por lo que la excentricidad vale $e = 3.20$, y los factores de distribución son:

$$Y_{EI} = \frac{1}{3} \left(1 + 3.20 \frac{(3.2)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = 0.833$$

$$Y_I = 0.333$$

$$Y_{ED} = \frac{1}{3} \left(1 - 3.20 \frac{(3.2)(3)}{(3.2)^2 + (3.2)^2} \right) = -0.166$$

b) La carga colocada al centro de la sección transversal, por lo que la excentricidad vale $e = 0.00$, y los factores de distribución son:

$$Y_{EI} = Y_I = Y_{ED} = 0.333$$

TABLA A.18.23

CORTANTE									
Punto	CARGA MUERTA		CARGA VIVA (CAMION TIPO)			Total		**	
	Constante por viga	"Nc.m." *	Factor de impacto	Nc.v. x 0.195 x K Fac. Imp.	Nc.v. x 0.325 x Y Fac. Imp.	Nc.v. x 0.482 x K Fac. Imp.	"N" viga ext. (a izquierda)	"N" viga int. (a derecha)	"N" viga ext. (a derecha)
1	32.48	9.422	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	9.261	9.133	9.008
2	26.73	7.913	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	7.252	7.124	6.994
3	21.03	5.393	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	5.232	5.104	4.974
4	15.30	3.377	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	3.216	3.088	2.958
5	9.58	1.357	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	1.196	1.068	0.938
6	3.85	-0.659	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-0.820	-0.948	-1.078
7	-1.87	-2.679	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-2.840	-2.968	-3.098
8	-7.60	-4.695	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-4.856	-4.984	-5.114
9	-13.32	-6.715	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-6.876	-7.004	-7.134
10	-19.05	-8.731	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-8.892	-9.020	-9.150
11	-24.77	-10.751	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-10.912	-11.040	-11.170
12	-30.50	-12.768	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-12.929	-13.057	-13.187
13	-36.22	-14.787	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-14.948	-15.076	-15.206
14	-41.95	-16.804	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-16.965	-17.093	-17.223
15	-47.67	-18.824	1.200	-0.161	-0.289	-0.419	-18.985	-19.113	-19.243
16 Izq.	-53.40								
16 Der.	51.52	18.161	1.180	0.838	1.508	2.182	18.999	19.669	20.343
17	45.80	16.145	1.180	0.838	1.508	2.182	16.983	17.653	18.323
18	40.07	14.125	1.180	0.838	1.508	2.182	14.963	15.633	16.307
19	34.35	12.108	1.180	0.838	1.508	2.182	12.946	13.616	14.290
20	28.62	10.089	1.180	0.838	1.508	2.182	10.927	11.597	12.271
21	22.90	8.072	1.180	0.838	1.508	2.182	8.910	9.580	10.254
22	17.17	6.052	1.180	0.838	1.508	2.182	6.890	7.560	8.234
23	11.45	4.036	1.180	0.838	1.508	2.182	4.874	5.544	6.218
24	5.72	2.016	1.180	0.838	1.508	2.182	2.854	3.524	4.198
25	0.00								

* Nc.m. es igual al constante por viga por 1.41 (proyeccion) y entre 4 (4 elementos que resisten el cortante). Entre los puntos 1 y 16 Izq. se toman los valores menores de los cortantes, ya que los producidos por la carga virtual (ver A.18.25) son negativos.

** Se calcula como Nc.m. + Nc.v.

TABLA A.17.24

MOMENTO									
Punto	CARGA MUERTA		CARGA VIVA (CAHION TIPO)				Total **		
	Momento por viga	"Nch" *	Factor de impacto	Ncv. x 0.185 x Fac. I-P.	Ncv. x 0.333 x Fac. Imp.	Ncv. x 0.422 x Fac. Imp.	N viga extrema izquierda	N viga interior	N viga extrema derecha
1	0.00	0.00	1.200	-0.190	-0.342	-0.496	0.000	-0.342	-0.496
2	74.04	12.333	1.200	-0.380	-0.684	-0.990	11.953	11.649	11.343
3	153.77	22.295	1.200	-0.570	-1.026	-1.485	21.725	21.269	20.810
4	179.19	29.845	1.200	-0.761	-1.369	-1.982	29.104	28.495	27.882
5	210.29	35.048	1.200	-0.951	-1.711	-2.477	34.097	33.336	32.570
6	229.56	37.847	1.200	-1.141	-2.053	-2.972	36.706	35.793	34.874
7	217.73	36.288	1.200	-1.330	-2.395	-3.466	34.958	33.894	32.823
8	191.52	31.930	1.200	-1.521	-2.737	-3.962	30.409	29.192	27.967
9	151.13	25.188	1.200	-1.711	-3.079	-4.457	23.477	22.108	20.730
10	96.35	16.058	1.200	-1.901	-3.422	-4.953	14.157	12.636	11.105
11	27.27	4.545	1.200	-2.091	-3.763	-5.447	2.454	0.781	-0.903
12	-27.27	-4.545	1.200	-2.281	-4.106	-5.943	-11.634	-13.454	-15.296
13	-56.12	-25.638	1.200	-2.471	-4.448	-6.439	-28.109	-30.086	-32.076
14	-153.83	-114.308	1.200	-2.661	-4.790	-6.934	-46.967	-49.078	-51.241
15	-265.85	-65.365	1.200	-2.852	-5.133	-7.430	-68.217	-70.499	-72.796
16	-392.19	-65.365	1.180	-2.852	-5.133	-7.430	-68.217	-70.499	-72.796
17	-270.53	-45.081	1.180	-1.844	-3.320	-4.805	-46.932	-48.407	-49.892
18	-163.19	-11.693	1.180	-0.837	-1.507	-2.182	-12.530	-13.200	-13.874
19	-70.16	1.427	1.180	1.177	2.118	3.086	2.604	3.546	4.494
20	8.56	12.162	1.180	2.184	3.931	5.690	14.346	16.093	17.852
21	72.97	20.510	1.180	3.191	5.743	8.313	23.701	26.254	28.824
22	123.06	26.473	1.180	4.198	7.556	10.936	30.671	34.029	37.410
23	158.84	30.052	1.180	4.808	8.655	12.528	34.860	38.706	42.579
24	180.31	31.245	1.180	5.256	9.461	13.695	36.501	40.706	44.939
25	187.47								

* "Nch" es igual al momento por viga entre 3 (peralte), entre 2 (2 ramas que toman la flexión por viga). Entre los puntos 1 y 15 se toma el valor menor. Asimismo, entre 16 y 25 se toma el valor mas desfavorable para la flecha de acuerdo a la tabla A.II.25.

** Se calcula como "Nch." + "Ncv"

c) La carga colocada al centro de la viga extrema derecha, por lo que la excentricidad vale $e = 3.20$, y los factores de distribución son:

$$\gamma_{EI} = -0.166$$

$$\gamma_I = 0.333$$

$$\gamma_{ED} = 0.833$$

En la tabla A.IX.25 se calculan los valores de n para un factor de distribución de 0.333. Los valores del cortante y del momento en los puntos en estudio se obtienen a partir de las líneas de influencia.

1.1) Cálculo de la flecha de la viga intermedia.

La flecha de la viga intermedia se calcula con la expresión $\sum \frac{NnL}{EA}$, tomando los valores de n correspondientes a un factor de distribución transversal de 0.333, ya que éste es el que tiene lugar cuando la carga virtual unitaria se coloca sobre el centro de la viga intermedia.

En la tabla A.IX.26 se calcula el valor de la contribución de las diagonales de la viga extrema izquierda. En esta tabla se obtiene un valor de 0.075 cm., el cual debe multiplicarse por 4, ya que hay 4 diagonales a tensión y 4 a compresión en cada nódulo y por 2, ya que sólo está considerada en la tabla A.IX.26 la mitad del puente.

$$0.075 \text{ cm.} \times 4 \times 2 = 0.600 \text{ cm.}$$

En la tabla A.IX.27 se calcula el valor de la contribución de las diagonales de la viga intermedia. En esta tabla se obtiene un valor de 0.089 cm. el cual al igual que en el caso anterior se debe multiplicar por 4 y por 2

$$0.089 \text{ cm.} \times 4 \times 2 = 0.712 \text{ cm.}$$

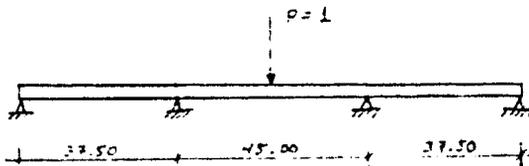
En la tabla A.IX.28 se calcula la flecha debida a las diagonales de la viga extrema derecha, que también debe multiplicarse por 4 y por 2

$$0.086 \text{ cm.} \times 4 \times 2 = 0.688 \text{ cm.}$$

Los valores de la contribución del acero horizontal y del concreto de las vigas extrema izquierda, intermedia, y extrema derecha, se calculan en las tablas A.IX.29, 30 y 31 respectivamente. Los valores calculados en las tablas deben multiplicarse por 2, ya que hay dos ramas en el lecho inferior y dos en el superior, y deben multiplicarse de nuevo por 2, ya que sólo está considerada la mitad del puente.

TABLA A.11.25

Punto	Cortante	" η " *	Momento	" η " **
1	-0.096	-0.01128	0.000	-0.0134
2	-0.096	-0.01128	-0.241	-0.0268
3	-0.096	-0.01128	-0.482	-0.0402
4	-0.096	-0.01128	-0.723	-0.0536
5	-0.096	-0.01128	-0.965	-0.0670
6	-0.096	-0.01128	-1.206	-0.0804
7	-0.096	-0.01128	-1.447	-0.0938
8	-0.096	-0.01128	-1.688	-0.1072
9	-0.096	-0.01128	-1.929	-0.1206
10	-0.096	-0.01128	-2.170	-0.1339
11	-0.096	-0.01128	-2.411	-0.1473
12	-0.096	-0.01128	-2.652	-0.1608
13	-0.096	-0.01128	-2.894	-0.1742
14	-0.096	-0.01128	-3.135	-0.1876
15	-0.096	-0.01128	-3.376	-0.2009
16 300	-0.096	-0.01128	-3.617	-0.2009
16 Der	0.500	0.05875	-2.367	-0.1315
17	0.500	0.05875	-1.117	-0.0677
18	0.500	0.05875	0.133	0.0037
19	0.500	0.05875	1.383	0.0768
20	0.500	0.05875	2.633	0.1463
21	0.500	0.05875	3.883	0.2157
22	0.500	0.05875	5.133	0.2852
23	0.500	0.05875	6.383	0.3546
24	0.500	0.05875	7.633	0.4241
25	0.500	0.05875	7.633	0.4241



- * Se calcula como el cortante por 1.41 (proyección de las diagonales), por 0.333 (factor de distribución transversal) entre 4 (4 elementos que resisten el cortante)
- ** Se calcula como el momento por 0.333 (factor de distribución transversal), entre 3 (peralte) y entre 2 (2 ramas que toman la flexión).

TAELA A IV 26

Contribucion de las diagonales de la viga extrema izquierda							
Punto	N viga extrema izquierda $\gamma = 0.1875$	γ	l cm	E kg/cm ²	A cm ²	$\frac{N \gamma l}{EA}$	
1	9.261×10^3	-0.01128	211	2100 000	15.43	-0.080×10^{-3}	
2	7.252×10^3	-0.01128	211	2100 000	23.29	-0.451×10^{-2}	
					15.43	-0.533×10^{-3}	
3	5.232×10^3	-0.01128	211	2100 000	23.29	-0.353×10^{-2}	
					11.48	-0.512×10^{-3}	
4	3.216×10^3	-0.01128	211	2100 000	21.35	-0.278×10^{-2}	
					9.29	-0.392×10^{-3}	
5	1.196×10^3	-0.01128	211	2100 000	15.43	-0.276×10^{-2}	
					7.68	-0.196×10^{-2}	
6	-0.820×10^3	-0.01128	211	2100 000	12.52	-0.108×10^{-2}	
					9.29	0.100×10^{-2}	
7	-2.840×10^3	-0.01128	211	2100 000	12.52	0.034×10^{-2}	
					9.29	0.346×10^{-2}	
8	-4.856×10^3	-0.01128	211	2100 000	12.52	0.257×10^{-2}	
					7.68	0.213×10^{-2}	
9	-6.876×10^3	-0.01128	211	2100 000	15.43	0.257×10^{-2}	
					12.52	0.622×10^{-2}	
10	-8.892×10^3	-0.01128	211	2100 000	18.45	0.422×10^{-2}	
					11.48	0.878×10^{-2}	
11	-10.912×10^3	-0.01128	211	2100 000	21.35	0.422×10^{-2}	
					15.43	0.802×10^{-2}	
12	-12.929×10^3	-0.01128	211	2100 000	23.29	0.521×10^{-2}	
					15.43	0.950×10^{-2}	
13	-14.948×10^3	-0.01128	211	2100 000	23.29	0.629×10^{-2}	
					18.45	0.918×10^{-2}	
14	-16.965×10^3	-0.01128	211	2100 000	26.97	0.628×10^{-2}	
					18.45	1.042×10^{-2}	
15	-18.985×10^3	-0.01128	211	2100 000	26.97	0.715×10^{-2}	
					21.35	1.008×10^{-2}	
16	-20.985×10^3	-0.01128	211	2100 000	28.13	0.765×10^{-2}	
					21.35	5.253×10^{-2}	
17	18.999×10^3	0.05875	211	2100 000	28.13	3.987×10^{-2}	
					18.45	5.434×10^{-2}	
18	16.983×10^3	0.05875	211	2100 000	26.97	3.717×10^{-2}	
					18.45	4.787×10^{-2}	
19	14.963×10^3	0.05875	211	2100 000	23.29	3.792×10^{-2}	
					15.43	4.953×10^{-2}	
20	12.946×10^3	0.05875	211	2100 000	23.29	3.281×10^{-2}	
					12.52	5.152×10^{-2}	
21	10.927×10^3	0.05875	211	2100 000	23.29	2.770×10^{-2}	
					11.48	4.581×10^{-2}	
22	8.910×10^3	0.05875	211	2100 000	18.45	2.851×10^{-2}	
					9.29	4.378×10^{-2}	
23	6.890×10^3	0.05875	211	2100 000	15.43	2.636×10^{-2}	
					7.68	3.746×10^{-2}	
24	4.874×10^3	0.05875	211	2100 000	12.52	2.298×10^{-2}	
					9.29	1.817×10^{-2}	
25	2.854×10^3	0.05875	211	2100 000	12.52	1.346×10^{-2}	
	①	②	③	④	⑤	Σ	25.362×10^{-2}

① DE LA TABLA A IV 25
 ② DE LA TABLA A IV 25
 ③ LONGITUD DE LAS RAMAS DE COMPRESION EN EL NUDO

④ NUDO DE PARTIDO DEL NUDO
 ⑤ AREA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS MIEMBROS POR TENSION Y COMPRESION: EL ELEMENTO DE ESTOS ANULOS, PARA CADA NUDO, SE TIENE EN LA FIGURA A IV 26

Tabla A.III.2

Punto	N. viga intermedia $\sum_{i=1}^n P_i$	"N" $\sum_{i=1}^n P_i$	L m	E kg/cm ²	A cm ²	NH ₂ cm
1	9.130 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	12.52	-0.827 x 10 ⁻³
2	7.124 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	11.48	-0.203 x 10 ⁻³
3	5.104 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	9.29	-0.423 x 10 ⁻³
4	3.088 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	7.68	-0.456 x 10 ⁻³
5	1.068 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	5.81	-0.208 x 10 ⁻³
6	-0.948 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	9.29	0.116 x 10 ⁻³
7	-2.968 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	12.52	0.362 x 10 ⁻³
8	-4.984 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	17.68	0.236 x 10 ⁻³
9	-7.004 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	15.43	0.514 x 10 ⁻³
10	-9.020 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	11.48	0.891 x 10 ⁻³
11	-11.040 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	18.45	0.544 x 10 ⁻³
12	-13.057 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	23.29	0.635 x 10 ⁻³
13	-15.076 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	15.43	1.102 x 10 ⁻³
14	-17.093 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	18.45	1.050 x 10 ⁻³
15	-19.113 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	18.45	1.141 x 10 ⁻³
16	-21.133 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	26.97	0.303 x 10 ⁻³
17	-23.153 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	18.45	4.350 x 10 ⁻³
18	-25.173 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	18.45	4.441 x 10 ⁻³
19	-27.193 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	12.52	6.420 x 10 ⁻³
20	-29.213 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	11.48	3.451 x 10 ⁻³
21	-31.233 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	11.48	5.63 x 10 ⁻³
22	-33.253 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	15.43	5.82 x 10 ⁻³
23	-35.273 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	15.43	2.269 x 10 ⁻³
24	-37.293 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	9.29	2.231 x 10 ⁻³
25	-39.313 x 10 ³	-0.01128	2.11	2 100 000	9.29	2.231 x 10 ⁻³

Contribución de las diagonales de la viga intermedia

Tabla A.IV.28

Contribución de las diagonales de la viga extrema derecha.						
Punto	N viga extrema derecha kg. $\gamma_{rel} = 0.48L$	η' $\gamma = 0.333$	l cm	E kg/cm ²	A cm ²	$\frac{N \eta l}{EA}$ cm
1	9.003×10^3	-0.01128	211	2 100 000	15.43	-0.661×10^{-3}
2	6.994×10^3	-0.01128	211	2 100 000	23.29	-0.431×10^{-3}
3	4.974×10^3	-0.01128	211	2 100 000	15.43	-0.514×10^{-3}
4	2.958×10^3	-0.01128	211	2 100 000	23.29	-0.340×10^{-3}
5	0.938×10^3	-0.01128	211	2 100 000	11.98	-0.491×10^{-3}
6	-1.078×10^3	-0.01128	211	2 100 000	21.35	-0.264×10^{-3}
7	-3.098×10^3	-0.01128	211	2 100 000	9.29	-0.361×10^{-3}
8	-5.114×10^3	-0.01128	211	2 100 000	15.43	-0.217×10^{-3}
9	-7.134×10^3	-0.01128	211	2 100 000	7.68	-0.138×10^{-3}
10	-9.150×10^3	-0.01128	211	2 100 000	12.52	-0.085×10^{-3}
11	-11.170×10^3	-0.01128	211	2 100 000	9.29	0.132×10^{-3}
12	-13.187×10^3	-0.01128	211	2 100 000	12.52	0.098×10^{-3}
13	-15.206×10^3	-0.01128	211	2 100 000	9.29	0.398×10^{-3}
14	-17.223×10^3	-0.01128	211	2 100 000	12.51	0.280×10^{-3}
15	-19.243×10^3	-0.01128	211	2 100 000	7.68	0.353×10^{-3}
16	20.343×10^3	0.05875	211	2 100 000	15.43	0.376×10^{-3}
17	18.327×10^3	0.05875	211	2 100 000	12.52	0.646×10^{-3}
18	16.307×10^3	0.05875	211	2 100 000	18.45	0.438×10^{-3}
19	14.290×10^3	0.05875	211	2 100 000	11.48	0.903×10^{-3}
20	12.271×10^3	0.05875	211	2 100 000	21.35	0.486×10^{-3}
21	10.254×10^3	0.05875	211	2 100 000	15.43	0.820×10^{-3}
22	8.234×10^3	0.05875	211	2 100 000	23.29	0.544×10^{-3}
23	6.218×10^3	0.05875	211	2 100 000	15.43	0.969×10^{-3}
24	4.198×10^3	0.05875	211	2 100 000	23.29	0.642×10^{-3}
25					18.45	0.934×10^{-3}
					26.97	0.639×10^{-3}
					18.45	1.058×10^{-3}
					26.97	0.724×10^{-3}
					21.35	1.022×10^{-3}
					28.13	0.725×10^{-3}
					21.35	5.625×10^{-3}
					28.13	4.269×10^{-3}
					18.45	5.864×10^{-3}
					26.97	4.011×10^{-3}
					18.45	5.212×10^{-3}
					23.29	4.133×10^{-3}
					15.43	5.467×10^{-3}
					23.29	3.622×10^{-3}
					12.52	5.786×10^{-3}
					23.29	3.110×10^{-3}
					11.48	5.773×10^{-3}
					18.45	7.281×10^{-3}
					9.29	5.232×10^{-3}
					15.43	3.150×10^{-3}
					7.68	4.779×10^{-3}
					12.52	2.932×10^{-3}
					9.29	2.667×10^{-3}
					12.52	1.979×10^{-3}
						85.507×10^{-3}

Tarifa A.W.29

Contribución del acero horizontal y del concreto de la viga extrema izquierda.						
Punto	N° viga extrema requerida seg. T.E. = 0.185	"n" γ = 0.333	l cm	E $\frac{t}{\text{cm}^2}$	A cm ²	$\frac{N n l}{EA}$
1	0.000	-0.0134	250	2100.000	11.4	—
2	11.953 x 10 ³	-0.0268	250	141.421	29.50	—
				2100.000	22.80	-1.627 x 10 ⁻³
3	21.325 x 10 ³	-0.0402	250	141.421	29.50	-0.315 x 10 ⁻³
				2100.000	22.80	-4.560 x 10 ⁻³
4	29.104 x 10 ³	-0.0536	250	141.421	29.50	-0.527 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-5.663 x 10 ⁻³
5	34.097 x 10 ³	-0.0670	250	141.421	29.50	-0.735 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-9.358 x 10 ⁻³
6	36.706 x 10 ³	-0.0804	250	141.421	29.50	-1.169 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-13.606 x 10 ⁻³
7	34.958 x 10 ³	-0.0938	250	141.421	29.50	-1.758 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-14.007 x 10 ⁻³
8	30.409 x 10 ³	-0.1072	250	141.421	29.50	-1.765 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-13.925 x 10 ⁻³
9	23.477 x 10 ³	-0.1206	250	141.421	29.50	-1.953 x 10 ⁻³
				2100.000	22.82	-12.594 x 10 ⁻³
10	14.157 x 10 ³	-0.1339	250	141.421	29.50	-1.677 x 10 ⁻³
				2100.000	22.48	-8.212 x 10 ⁻³
11	2.454 x 10 ³	-0.1473	250	141.421	29.50	-1.136 x 10 ⁻³
				2100.000	29.98	-1.435 x 10 ⁻³
12	-11.634 x 10 ³	-0.1608	250	141.421	29.50	-0.213 x 10 ⁻³
				2100.000	25.04	+8.894 x 10 ⁻³
13	-28.109 x 10 ³	-0.1742	250	141.421	29.50	-1.552 x 10 ⁻³
				2100.000	42.70	-3.552 x 10 ⁻³
14	-46.969 x 10 ³	-0.1876	250	141.421	29.50	-2.323 x 10 ⁻³
				2100.000	56.26	-8.647 x 10 ⁻³
15	-68.217 x 10 ³	-0.2009	250	141.421	29.50	-3.476 x 10 ⁻³
				2100.000	72.96	-14.666 x 10 ⁻³
16	-68.217 x 10 ³	-0.2009	250	141.421	29.50	-3.575 x 10 ⁻³
				2100.000	82.96	-19.666 x 10 ⁻³
17	-46.932 x 10 ³	-0.1315	250	141.421	29.50	-1.359 x 10 ⁻³
				2100.000	34.42	-21.345 x 10 ⁻³
18	-12.530 x 10 ³	-0.0621	250	141.421	29.50	-2.169 x 10 ⁻³
				2100.000	26.76	-3.462 x 10 ⁻³
19	2.604 x 10 ³	0.0768	250	141.421	29.50	0.951 x 10 ⁻³
				2100.000	29.98	0.120 x 10 ⁻³
20	14.346 x 10 ³	0.1463	250	141.421	29.50	1.258 x 10 ⁻³
				2100.000	29.00	20.986 x 10 ⁻³
21	23.701 x 10 ³	0.2157	250	141.421	29.50	3.064 x 10 ⁻³
				2100.000	22.80	45.673 x 10 ⁻³
22	30.671 x 10 ³	0.2852	250	141.421	29.50	5.242 x 10 ⁻³
				2100.000	24.79	59.362 x 10 ⁻³
23	34.860 x 10 ³	0.3546	250	141.421	29.50	7.407 x 10 ⁻³
				2100.000	24.79	74.339 x 10 ⁻³
24	36.501 x 10 ³	0.4241	250	141.421	29.50	9.276 x 10 ⁻³
				2100.000	29.50	405.857 x 10 ⁻³
25						

- ① De la tabla A II 24
- ② De la tabla A II 25
- ③ longitud de las varillas y de las barras de concreto en un módulo.

- ④ Módulos de elasticidad del acero y del concreto.
- ⑤ áreas de la sección transversal de las varillas y del concreto - El cálculo de las primeras se obtiene de la fórmula A II 26 para el concreto se tiene siempre un este - con de 20 cm.

Tabla 4.17.20

Contribución del acero horizontal y del concreto de la viga interior.						
Punto	N viga interior K_p $T_a = 0.333$	" η " $T = 0.333$	L cm	E $\frac{g}{cm^2}$	A cm^2	$\frac{NnL}{EA}$ cm
1	0.000	-0.0134	250	2 100 000	11.40	—
2				141 421	3 200	—
3	11.649×10^3	-0.0268	250	2 100 000	13.34	-2.376×10^{-3}
4	21.269×10^3	-0.0402	250	141 421	3 200	-2.132×10^{-3}
5	28.495×10^3	-0.0536	250	2 100 000	22.80	-4.464×10^{-3}
6	37.336×10^3	-0.0670	250	141 421	3 200	-0.472×10^{-3}
7	35.793×10^3	-0.0804	250	2 100 000	22.80	-7.935×10^{-3}
8	33.894×10^3	-0.0938	250	141 421	3 200	-0.844×10^{-3}
9	29.192×10^3	-0.1072	250	2 100 000	22.80	-11.662×10^{-3}
10	22.108×10^3	-0.1206	250	141 421	3 200	-1.234×10^{-3}
11	12.636×10^3	-0.1339	250	2 100 000	22.80	-15.026×10^{-3}
12	0.781×10^3	-0.1473	250	141 421	3 200	-1.590×10^{-3}
13	-13.459×10^3	-0.1608	250	2 100 000	22.80	-16.600×10^{-3}
14	-30.086×10^3	-0.1742	250	141 421	3 200	-1.256×10^{-3}
15	-49.098×10^3	-0.1876	250	2 100 000	22.80	-16.340×10^{-3}
16	-70.499×10^3	-0.2009	250	141 421	3 200	-1.729×10^{-3}
17	-70.499×10^3	-0.2009	250	2 100 000	22.80	-13.921×10^{-3}
18	-48.407×10^3	-0.1315	250	141 421	3 200	-1.473×10^{-3}
19	-13.200×10^3	-0.0621	250	2 100 000	22.80	-8.834×10^{-3}
20	3.546×10^3	0.0768	250	141 421	3 200	-0.935×10^{-3}
21	16.093×10^3	0.1463	250	2 100 000	23.02	-0.595×10^{-3}
22	26.257×10^3	0.2157	250	141 421	3 200	-0.064×10^{-3}
23	34.029×10^3	0.2852	250	2 100 000	19.34	11.221×10^{-3}
24	38.706×10^3	0.3546	250	141 421	3 200	17.850×10^{-3}
25	40.706×10^3	0.4241	250	2 100 000	36.90	16.909×10^{-3}
				141 421	3 200	23.104×10^{-3}
				2 100 000	53.94	20.229×10^{-3}
				2 100 000	30.96	35.412×10^{-3}
				2 100 000	74.20	22.724×10^{-3}
				2 100 000	36.94	45.644×10^{-3}
				2 100 000	74.20	27.724×10^{-3}
				2 100 000	39.96	42.195×10^{-3}
				2 100 000	53.94	14.049×10^{-3}
				2 100 000	30.96	24.422×10^{-3}
				2 100 000	36.90	2.645×10^{-3}
				2 100 000	23.30	4.188×10^{-3}
				2 100 000	22.96	1.412×10^{-3}
				141 421	3 200	0.150×10^{-3}
				2 100 000	23.02	12.126×10^{-3}
				141 421	3 200	1.301×10^{-3}
				2 100 000	19.34	34.859×10^{-3}
				141 421	3 200	3.128×10^{-3}
				2 100 000	19.34	59.740×10^{-3}
				141 421	3 200	5.361×10^{-3}
				2 100 000	19.34	84.485×10^{-3}
				141 421	3 200	7.582×10^{-3}
				2 100 000	21.33	96.351×10^{-3}
				141 421	3 200	9.532×10^{-3}
						Σ 512.096×10^{-3}

Tabla A.II.21

Punto	N° viga extrema derecha (m)	"N" (m)	γ (cm)	E (kg/cm²)	A (cm²)	N (N)	E A (cm)
1	0.000	-0.0134	250	2100000	11.40	—	—
2	11.343 x 10³	-0.0268	250	2100000	22.80	-1.582 x 10³	—
3	20.810 x 10³	-0.0402	250	2100000	22.80	-4.268 x 10³	—
4	23.882 x 10³	-0.0536	250	2100000	22.83	-6.244 x 10³	—
5	32.500 x 10³	-0.0690	250	2100000	22.82	-9.321 x 10³	—
6	34.874 x 10³	-0.0804	250	2100000	22.82	-11.922 x 10³	—
7	37.823 x 10³	-0.0938	250	2100000	22.82	-13.151 x 10³	—
8	27.627 x 10³	-0.1022	250	2100000	22.82	-12.806 x 10³	—
9	20.230 x 10³	-0.1206	250	2100000	22.82	-10.629 x 10³	—
10	11.102 x 10³	-0.1339	250	2100000	22.82	-5.442 x 10³	—
11	-0.200 x 10³	-0.1473	250	2100000	22.82	0.228 x 10³	—
12	-5.296	-0.1608	250	2100000	22.04	11.624 x 10³	—
13	-22.026	-0.1742	250	2100000	22.02	15.372 x 10³	—
14	-51.241	-0.1876	250	2100000	20.22	20.241 x 10³	—
15	-72.296	-0.2009	250	2100000	18.40	20.296 x 10³	—
16	-92.296	-0.2142	250	2100000	16.96	20.296 x 10³	—
17	-112.296	-0.2276	250	2100000	14.42	20.296 x 10³	—
18	-132.296	-0.2410	250	2100000	11.92	20.296 x 10³	—
19	-152.296	-0.2544	250	2100000	9.42	20.296 x 10³	—
20	-172.296	-0.2678	250	2100000	6.92	20.296 x 10³	—
21	-192.296	-0.2812	250	2100000	4.42	20.296 x 10³	—
22	-212.296	-0.2946	250	2100000	1.92	20.296 x 10³	—
23	-232.296	-0.3080	250	2100000	-0.58	20.296 x 10³	—
24	-252.296	-0.3214	250	2100000	-3.08	20.296 x 10³	—
25	-272.296	-0.3348	250	2100000	-5.58	20.296 x 10³	—

Contribución del acero horizontal y del concreto de la viga extrema derecha.

Viga extrema izquierda	$0.406 \text{ cm.} \times 2 \times 2 = 1.624 \text{ cm.}$
Viga intermedia	$0.512 \text{ cm.} \times 2 \times 2 = 2.048 \text{ cm.}$
Viga extrema derecha	$0.488 \text{ cm.} \times 2 \times 2 = 1.952 \text{ cm.}$

La contribución de los ángulos en cajón verticales situados sobre los apoyos, se calcula a continuación.

Las vigas extremas cuentan, cada una, con dos ángulos en cajón de $3 \times 1/4"$ sobre cada uno de los estribos, y dos ángulos de $4 \times 3/16"$ sobre cada una de las pilas intermedias. La viga intermedia cuenta con dos ángulos en cajón de $3 \times 1/4"$ sobre cada estribo, y dos ángulos de $4 \times 3/8"$ sobre cada una de las pilas.

Las áreas de los ángulos en cajón mencionados son:

$$3 \times 1/4" \quad A = (9.29 \text{ cm}^2) (2) = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$4 \times 3/16" \quad A = (21.35 \text{ cm}^2) (2) = 42.70 \text{ cm}^2$$

$$4 \times 3/8" \quad A = (18.45 \text{ cm}^2) (2) = 36.90 \text{ cm}^2$$

Los ángulos en cajón de $3 \times 1/4"$ de la viga extrema izquierda reciben la descarga de una de las diagonales con una fuerza axial de 9.261 Ton. (Tabla A.IV.23), por lo que la fuerza axial sobre el ángulo en cajón es de:

$$N = \frac{9.261 \text{ Ton}}{1.41 \text{ (proyección)}} = 6.568 \text{ Ton.}$$

El valor de n está dado por -0.01128 (Tabla A.IV.25) entre 1.41

$$n = \frac{-0.01128}{1.41} = -0.008$$

Así, el valor de la contribución de estos ángulos a la flecha es de:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 6568 \text{ kg.} \times -0.008 \times 300 \text{ cm (longitud)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 18.58 \text{ cm}^2} = -1.616 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

Los ángulos en cajón de $3 \times 1/4"$ de la viga intermedia, tienen una N de:

$$N = \frac{9.133 \text{ Ton.}}{1.41 \text{ (proyección)}} = 6.477 \text{ Ton.} \quad (\text{Ver tabla A.IV.23})$$

El valor de n es, al igual que en el caso anterior, de -0.008 , y la contribución a la flecha es:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 6477 \text{ kg.} \times -0.008 \times 300 \text{ cm (long.)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 18.58 \text{ cm}^2} = -1.594 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

Los ángulos en cajón de $3 \times 1/4"$ de la viga extrema derecha, tienen una N de:

$$N = \frac{9.003 \text{ Ton.}}{1.41 \text{ (proy.)}} = 6.385 \text{ Ton} \quad (\text{Ver tabla A.IV.23})$$

El valor de n es, igual que en caso anterior, de -0.008 , y la contribución a la flecha es:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 6385 \text{ kg} \times -0.008 \times 300 \text{ cm (long.)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 18.58 \text{ cm}^2} = -1.571 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

Los ángulos en cajón de $4 \times 7/16"$ de la viga extrema izquierda reciben la descarga de las diagonales con fuerzas axiales de 18.985 Ton. por el claro de 37.5 m. y 18.999 Ton. por el claro de 45 m. (Tabla A.IV.23), por lo que la fuerza axial sobre el ángulo en cajón es de:

$$N = \frac{(18.985 + 18.999) \text{ Ton}}{1.41 \text{ (proy.)}} = 26.939 \text{ Ton}$$

El valor de n está dado por $+0.01128$ del claro de 37.5 m. más 0.05875 del claro de 45 m. entre 1.41.

$$n = \frac{+0.01128 + 0.05875}{1.41} = 0.0497$$

Así, el valor de la contribución de estos ángulos a la flecha es de:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 26939 \text{ kg.} \times 0.0497 \times 300 \text{ cm (long.)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 42.7 \text{ cm}^2} = 17.917 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

Los ángulos en cajón de $4 \times 3/8"$ de la viga intermedia, tienen una N de:

$$N = \frac{19.113 + 19.669}{1.41} = 27.505 \text{ Ton} \quad (\text{Ver tabla A.IV.23})$$

El valor de n es, igual que en el caso anterior, de 0.0497 , y la contribución a la flecha es:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 27505 \text{ kg} \times 0.0497 \times 300 \text{ cm (long.)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 36.9 \text{ cm}^2} = 21.169 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

Los ángulos en cajón de $4 \times 7/16"$ de la viga extrema derecha, tienen una N de:

$$N = \frac{19.243 + 20.343}{1.41} = 28.075 \text{ Ton.}$$

El valor de n es de 0.0497 , al igual que en el caso anterior, y la contribución a la flecha es:

$$\frac{4 \text{ ángulos} \times 28075 \text{ lb.} \times 0.0497 \times 300 \text{ cm (long.)}}{2100000 \text{ kg/cm}^2 \times 42.7 \text{ cm}^2} = 18.673 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

En total, la flecha de la viga intermedia debida a cortante es:

diagonales viga extrema izquierda	0.600 cm.
diagonales viga intermedia	0.712 cm.
diagonales viga extrema derecha	0.688 cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4''$	$-1.616 \times 10^{-3} \text{ cm.}$
	$-1.594 \times 10^{-3} \text{ cm.}$
	$-1.571 \times 10^{-3} \text{ cm.}$
ángulos verticales de $4 \times 7/16''$	$17.917 \times 10^{-3} \text{ cm.}$
	$18.673 \times 10^{-3} \text{ cm.}$
ángulos verticales de $4 \times 3/8''$	<u>$21.169 \times 10^{-3} \text{ cm.}$</u>
Total	2.053 cm

En total, la flecha de la viga intermedia debida a momento es:

viga extrema izquierda	1.624 cm.
viga intermedia	2.048 cm.
viga extrema derecha	<u>1.952 cm.</u>
Total	5.624 cm.

Así, la flecha de la viga intermedia es de:

$$2.053 \text{ cm.} + 5.624 \text{ cm} = 7.677 \text{ cm}$$

1.2) Cálculo de la flecha de la viga extrema izquierda.

Este cálculo se hace basado en la flecha de la viga intermedia. Para esto basta hacer la proporción entre el factor de distribución transversal de $n = 0.333$ tomado en las tres vigas cuando la carga virtual estaba en el centro de la viga

intermedia y los factores de distribución transversal de 0.833, 0.333 y -0.166 de las vigas extrema izquierda, intermedia y extrema derecha, cuando la carga virtual actúa en el centro de la viga extrema izquierda.

Así, la flecha debida al cortante es:

diagonales viga extrema izquierda	$(0.600 \text{ cm.})(0.833)/(0.333) =$	1.501 cm
diagonales viga intermedia		0.712 cm.
diagonales viga extrema derecha	$(0.688 \text{ cm})(-0.166)/(0.333) =$	-0.343 cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4"$ viga extrema izquierda	$(-1.616 \times 10^{-3})(0.833)/(0.333) =$	-4.042×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4"$ viga intermedia.		-1.594×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4"$ viga extrema derecha.	$(-1.571 \times 10^{-3})(-0.166)/(0.333) =$	0.782×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 7/16"$ viga extrema izquierda	$(17.917 \times 10^{-3})(0.833)/(0.333) =$	44.819×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 7/16"$ viga extrema derecha.	$(18.673 \times 10^{-3})(-0.166)/(0.333) =$	-9.308×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 7/8"$ viga intermedia		21.169×10^{-3} cm.
Total		1.922 cm.

La flecha debida al momento es:

viga extrema izquierda	$(1.624)(0.833)/(0.333) =$	4.062 cm.
viga intermedia		2.048 cm.
viga extrema derecha	$(1.952)(-0.166)/(0.333) =$	-0.973 cm
Total		5.137 cm.

Así, la flecha de la viga extrema izquierda es de:

$$1.922 \text{ cm.} + 5.137 \text{ cm.} = 7.059 \text{ cm.}$$

1.3) Cálculo de la flecha de la viga extrema derecha.

Para este cálculo basta hacer la proporción entre el factor de distribución transversal de $\eta = 0.333$ tomado en las tres vigas, cuando la carga virtual actuaba en el centro de la viga intermedia, y los factores de distribución trans-

versal de -0.166 , 0.333 y 0.833 de las vigas extrema izquierda, intermedia y extrema derecha, cuando la carga virtual actúa en el centro de la viga extrema derecha.

Así, la flecha debida al cortante es:

diagonales viga extrema izquierda	$(0.600)(-0.166)/(0.333) =$	-0.299 cm.
diagonales viga intermedia		0.712 cm.
diagonales viga extrema derecha	$(0.688)(0.833)/(0.333) =$	1.721 cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4$ " viga extrema izquierda		
	$(-1.616 \times 10^{-3})(-0.166)/(0.333) =$	0.806×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4$ " viga intermedia		
		-1.574×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $3 \times 1/4$ " viga extrema derecha		
	$(-1.571 \times 10^{-3})(0.833)/(0.333) =$	-3.930×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 7/16$ " viga extrema izquierda		
	$(17.917 \times 10^{-3})(-0.166)/(0.333) =$	-8.932×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 7/16$ " viga extrema derecha.		
	$(18.673 \times 10^{-3})(0.833)/(0.333) =$	46.711×10^{-3} cm.
ángulos verticales de $4 \times 3/8$ " viga intermedia		
		21.169×10^{-3} cm.
Total		<hr/> 2.188 cm.

La flecha debida al momento es:

viga extrema izquierda	$(1.624)(-0.166)/(0.333) =$	-0.810 cm.
viga intermedia		2.048 cm.
viga extrema derecha	$(1.952)(0.833)/(0.333) =$	4.883 cm.
Total		<hr/> 6.121 cm.

Así, la flecha de la viga extrema derecha es de:

$$2.188 \text{ cm.} + 6.121 \text{ cm.} = 8.309 \text{ cm.}$$

En resumen, las flechas producidas por carga muerta + carga viva del camión tipo HS-20, para la excentricidad más desfavorable de la carga - viva, son:

$$\text{Viga extrema izquierda} = 7.059 \text{ cm.}$$

Viga interior	7.677 cm.
Viga extrema derecha	8.309 cm.

Observando los valores anteriores notamos que entre la viga extrema izquierda y la viga extrema derecha existe sólo una diferencia de 1.25 cm. (que en los 8 m. de ancho de calzada equivaldría a una pendiente del 0.16 %), por lo que consideramos que el puente no se inclina excesivamente hacia los lados al haber carga viva excéntrica.

2.-) Cálculo de la flecha para carga muerta + carga viva equivalente.

La flecha para la carga muerta más la carga viva equivalente no se calculará, no obstante que el valor de las flechas para este caso serán un poco mayores por ser algo mayores los esfuerzos producidos por la carga equivalente, que los producidos por la carga del camión tipo.

La razón de esto es que las flechas calculadas son pequeñas y que, como - puede verse en las tablas A.IV.23 y A.IV.24, los principales esfuerzos que la producen son debidos a la carga muerta. Por ello, la diferencia entre las flechas calculadas con las que resultarían al considerar la carga muerta más la carga viva equivalente sería pequeña.

Las flechas de los tramos extremos del puente (de 37.5 m) no se calculará, dado lo pequeño que resultaron las flechas para el tramo de 45.0 m.

Para evitar que los tramos del puente se vean cóncavos hacia arriba - por efecto de las flechas, consideramos suficiente que se construyan con una contraflecha de 15 cm.

* EFECTOS LOCALES.

Por la modulación de la tridilosa del puente se generan losas de concreto de 1.60 m. x 2.50 m. apoyadas en sus cuatro vértices; el peralte de estas losas es de 0.20 m. Del diseño preliminar de esas losas apoyadas en sus cuatro vértices re-

sultó un armado un tanto complicado y excesivo, por lo que se decidió diseñar traveses de concreto en el sentido transversal del puente y proporcionar apoyo a las losas en sus lados cortos. En una primera opción se pensó en traveses que proporcionaran apoyo a las losas en sus lados largos, pero como el armado de las losas por efectos locales está regido por el mínimo especificado (como se verá más adelante) para el análisis en ambos sentidos, se optó por las traveses que apoyarán a las losas en sus lados cortos ya que requieren de menos acero y de menos concreto. En la figura A.IV.30 se dibuja una planta y un corte longitudinal del puente (parciales) para mostrar estas traveses (con línea discontinua); las traveses se apoyarán sobre las placas que hay en los nudos de la tridilosa, por lo que tendrán una longitud de 1.60 m.

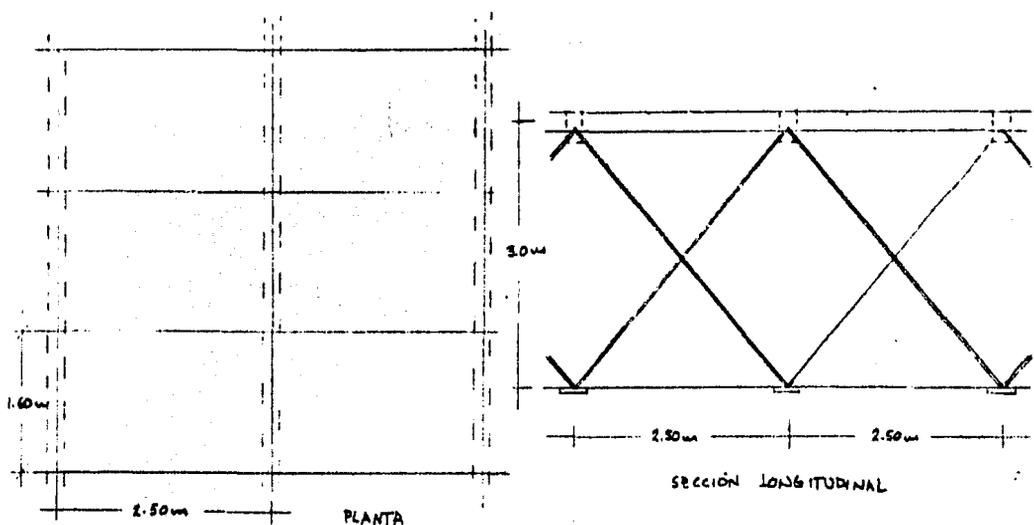


FIGURA A. IV. 30

- DISEÑO DE TRAVES.

Para el diseño de las traveses de concreto consideramos que trabajarán simplemente apoyadas. La sección propuesta para estas traveses es de 20cm x 36cm con un peralte efectivo de 32cm.

Peso área tributaria = $(2.5)(0.28)(2.4) = 1.68$ Ton/m. (se considera un espesor promedio de 8 cm. de pavimento).

Peso propio = $(0.16)(0.20)(2.4) = 0.08$ Ton/m. (ya que los otros 20cm. que complementan su peralte fueron considerados en su área tributaria).

y el momento debido a la carga muerta es:

$$M(+) = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{(1.68 + 0.08)(1.6)^2}{8} = 0.56 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El momento máximo debido a carga viva es el producido por la descarga de una rueda pesada del camión tipo en el centro del claro de la trabe. De la figura IX.21 la descarga por eje pesado del camión tipo HS-20 es de 14.515 Ton., por lo que la descarga por rueda es de 7.258 Ton.

El momento debido a carga viva es, considerando un factor de impacto de 1.3, de:

$$M(+) = \frac{P \ell}{4} = \frac{(7.258 \times 1.3)(1.6)}{4} = 3.77 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

y el momento total es:

$$M(+) = 0.56 + 3.77 = 4.33 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El diseño de la trabe se hará mediante las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal (Referencia 44), considerando la sección propuesta, concreto con $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de carga de 1.4, por lo que el momento de diseño es igual a:

$$M(+) = 4.33 \times 1.4 = 6.06 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Obtenido con programa de calculadora, el área de acero requerida, para las sollicitaciones y condiciones anteriores, es de: $4.08 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ \# } 5/8''$

Revisión de limitaciones:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{200}}{6000} (20)(32) = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d = \frac{136}{6000} \frac{4800}{6000 + 6000} (20)(32) = 5.80 \text{ cm}^2$$

El cortante más desfavorable aparece cuando la rueda del camión está cerca de alguno de los apoyos; Así, el cortante máximo será:

$$V_{\text{max}} = \frac{(1.68 + 0.08)}{2} + 7.258(1.3) = 10.31 \text{ Ton}$$

Considerando un factor de carga de 1.4, el cortante máximo será:

$$V_u = 14.43 \text{ Ton}$$

El porcentaje de acero para la sección es: $\rho = \frac{4.08}{(20)(32)} = 0.006$

como $\rho < 0.01$ el cortante que toma el concreto es igual a:

$V_{c1} = (0.8)(20)(32) [0.2 + 30(0.006)] \sqrt{160} = 2461 \text{ kg}$. considerando únicamente a la trabe.

El cortante a tomar con estribos es de: $14.43 - 2.46 = 11.97 \text{ Ton}$.

La separación entre estribos $\phi 3/8"$ a dos ramas con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para tomar el cortante anterior es:

$$s = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(32)}{11970} = 12.8 \text{ cm}$$

Limitaciones:

$$s \leq \frac{(0.8)(1.42)(4200)}{(3.5)(20)} = 68.16 \text{ cm}$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f_c'} = (1.5)(0.8)(20)(32) \sqrt{160} = 9714.5 \text{ kg} > V_u \therefore s < 0.25d; s < 8 \text{ cm.} \\ \text{E15E.}$$

$$V_u \text{ debe ser menor que } 2.5 F_r b d \sqrt{f_c'} = (2.5)(0.8)(20)(32) \sqrt{160} = 16,190.9 \text{ kg}$$

Debido a que las losas ayudan a la trabe a tomar el cortante (ya que la trabe se colará monolíticamente con las losas) y a que se utilizaron factores de impacto y de carga, consideramos aceptable poner los estribos @ 10 cm.

Así, las trabes estarán armadas para flexión con dos varillas $\phi 5/8"$ TOR-60 en el lecho inferior y para cortante con varillas $\phi 3/8"$ AR-42 a dos ramas @ 10 cm.; fue aceptable la sección propuesta de $h = 36 \text{ cm}$ y $b = 20 \text{ cm}$ y $d = 32 \text{ cm}$, con lo que las varillas $\phi 5/8"$ tendrán un recubrimiento de 3.2 cm.. En el lecho superior la trabe se armará con dos varillas $\phi 3/8"$ AR-42.

El incremento de carga muerta sobre el puente, por metro cuadrado, ocasionado por estas trabes es:

$$\Delta w = (0.16)(0.20)(8.0)(2.4) / (8.0)(2.5) = 0.031 \text{ Ton/m}^2$$

Del análisis de cargas para el puente habíamos estimado una carga debida al peso propio del puente de 858.28 kg/m^2 , de la cual Δw representa sólo el 3.6%, por lo que consideramos que el incremento de carga muerta no es muy grande, y es aceptable introducir estas trabes sin rediseñar el puente.

En la figura A.IX.31 se dibuja un detalle del armado de las trabes.

- DISEÑO DE LOSAS.

Como podemos ver en la figura A.III.30, las losas serán de 1.60m x 2.50m. apoyadas en sus claros cortos. El diseño de las losas se hará mediante las Normas Técnicas citadas anteriormente (Referencia 44), utilizando el método de análisis propuesto por la AASHTO.

Las especificaciones AASHTO indican que para el caso de una losa - simplemente apoyada se considere un momento, por metro de ancho, de:

$$M_{\pm} = \frac{(s+0.6096)}{32} p = \frac{(2.50+0.6096)}{32} (7258) = 705.3 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (\text{para nuestro caso})$$

como las losas son continuas, los momentos anteriores pueden reducirse al 80%. Así, los momentos debidos a carga viva serán, considerando también un factor de impacto de 1.3, de:

$$M_{\pm} = 0.7053 \times 0.8 \times 1.3 = 0.734 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Los momentos debidos a carga muerta pueden considerarse de acuerdo a:

$$M_{\pm} = \frac{wS^2}{10} = \frac{(0.28 \times 2.4)(2.5)^2}{10} = 0.42 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad (\text{considerando un espesor promedio de 8cm. de pavimento})$$

Así, los momentos finales son, considerando un F.C. = 1.4:

$$M_{\pm} (0.734 + 0.42) 1.4 = 1.62 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Y el área de acero por flexión requerida, para concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$. y $d = 15 \text{ cm}$ (ya que el peralte de la losa es de 20cm), es de: $3.09 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Revisión de limitaciones:

Para el concreto y acero consideradas:

$$p_{\max} = 0.01632 ; A_{s\max} = (0.01632)(100)(15) = 24.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$p_{\min} = 0.00247 ; A_{s\min} = (0.00247)(100)(15) = 3.71 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{R15E.}$$

Como vemos en los cálculos anteriores, aún haciendo trabajar a la losa en su claro largo vige el área de acero mínima especificada en la referencia 44, por lo que se decidió apoyar las losas en sus claros cortos en trabes - transversales al puente, con lo que se requiere menos acero y concreto que -

utilizando trabes longitudinales para apoyar las losas en sus claros cortos.

Así, el área de acero longitudinal requerida, para ambos lechos (ya que la AASHTO considera igual momento positivo que negativo), es de $3.71 \text{ cm}^2/\text{m}$; utilizando varillas $\phi 1/2"$, con área transversal de 1.27 cm^2 , se necesitan $3.71/1.27 = 2.92 \rightarrow 3$ varillas por metro de ancho. Esto implica 1 varilla de $1/2" @ 33 \text{ cm}$.

La AASHTO especifica, para $s \leq 3.30 \text{ m}$, que se arme la losa transversalmente al acero de flexión con 0.67 veces ese acero por flexión; así, para nuestro caso, se requiere transversalmente de una área de acero de $0.67 \times 3.71 = 2.49 \text{ cm}^2/\text{m}$, que es menor que el área mínima especificada por la AASHTO para temperatura, que es de $2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$. por lo que la losa se armará transversalmente con esta última área de acero por metro de ancho. El espaciamiento máximo entre varillas para temperatura es de 45 cm . El armado por temperatura con varillas de $1/2"$ será, por metro de ancho: $2.65/1.27 = 2.09$ varillas, lo que implica una varilla $@ 48 \text{ cm}$; rige separación máxima de 45 cm . Así, el armado transversal de las losas, en ambos lechos, será de varillas $\phi 1/2" \text{ A.R-42 @ } 45 \text{ cm}$. En las figuras A.IX.31 y A.IX.32 se redistribuyen las varillas para el armado de las losas.

Revisión por penetración.

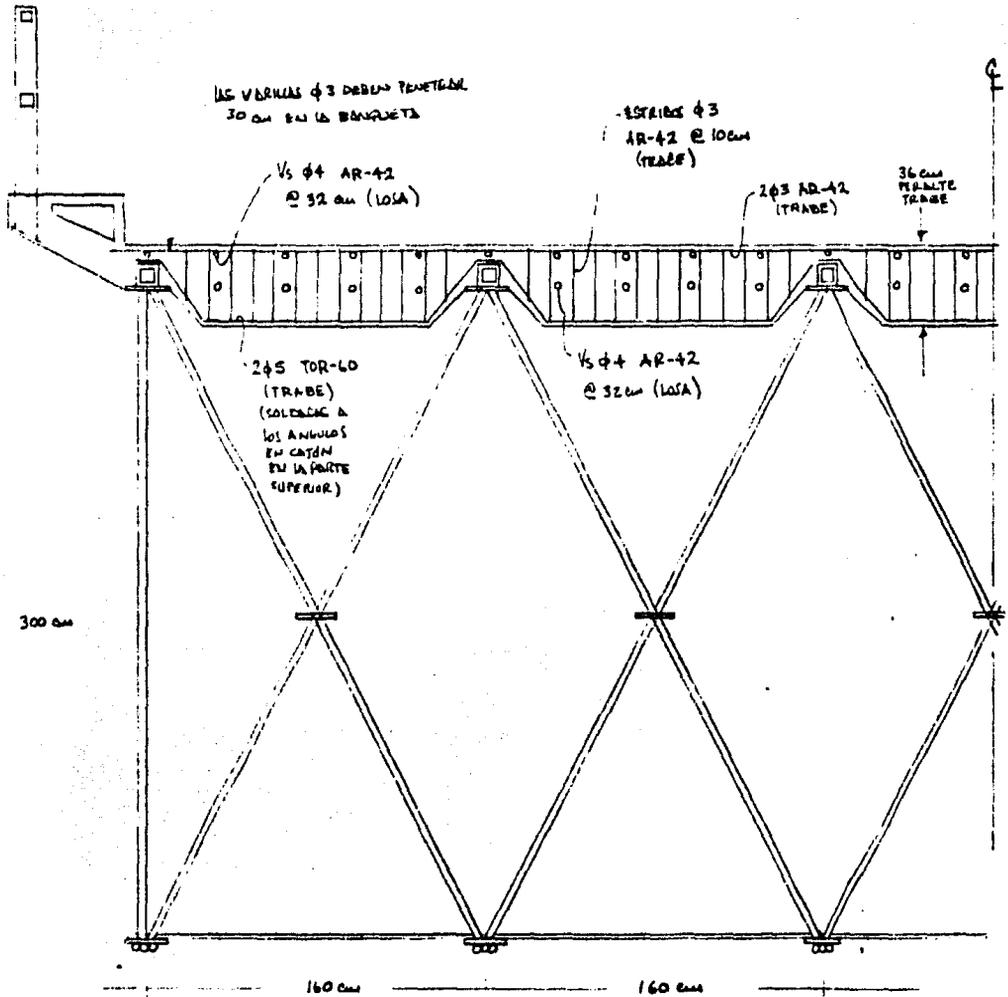
La huella de una rueda es, según la Institución Española de Carreteras, de $0.20 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$. (Referencia 36). El área resistente por cortante es igual a $(20+60)(2)(20) = 3200 \text{ cm}^2$; como la descarga por rueda del camión tipo HS-20 es de 7258 kg ., la sollicitación al concreto de resistencia al corte es de $7258 \text{ kg} \times 1.30/3200 = 2.95 \text{ kg./cm}^2$; el cortante que puede tomar el concreto es igual a:

$$V_c = \sqrt{f_c} F_R = \sqrt{160} (0.8) = 10.12 \text{ kg./cm}^2$$

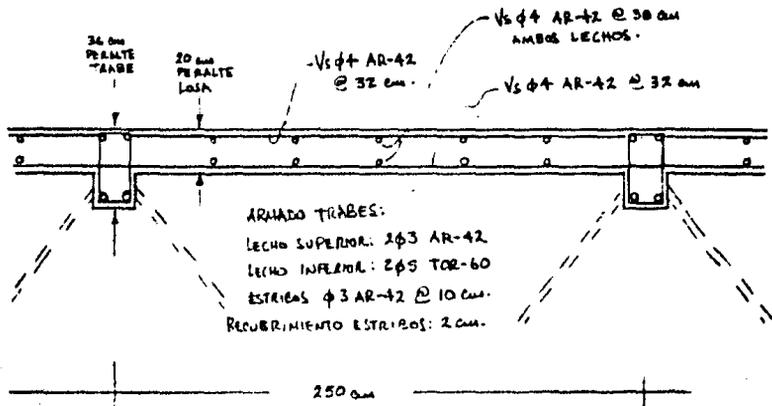
por lo que no hay falla por penetración.

- ANGULO MINIMO DE LA TRIDILOSA POR EFECTOS LOCALES.

Se considera la descarga de una de las ruedas pesadas del camión tipo - (considerando el factor de impacto) sobre uno de los nudos de la tridilosa más el peso propio de su área tributaria. En el nudo concurren tres elementos, por lo que la descarga se dividirá entre 2 y se multiplicará por 1.41 para proyectar la fuerza axialmente. Así, la fuerza que deberán resistir los ángulos que

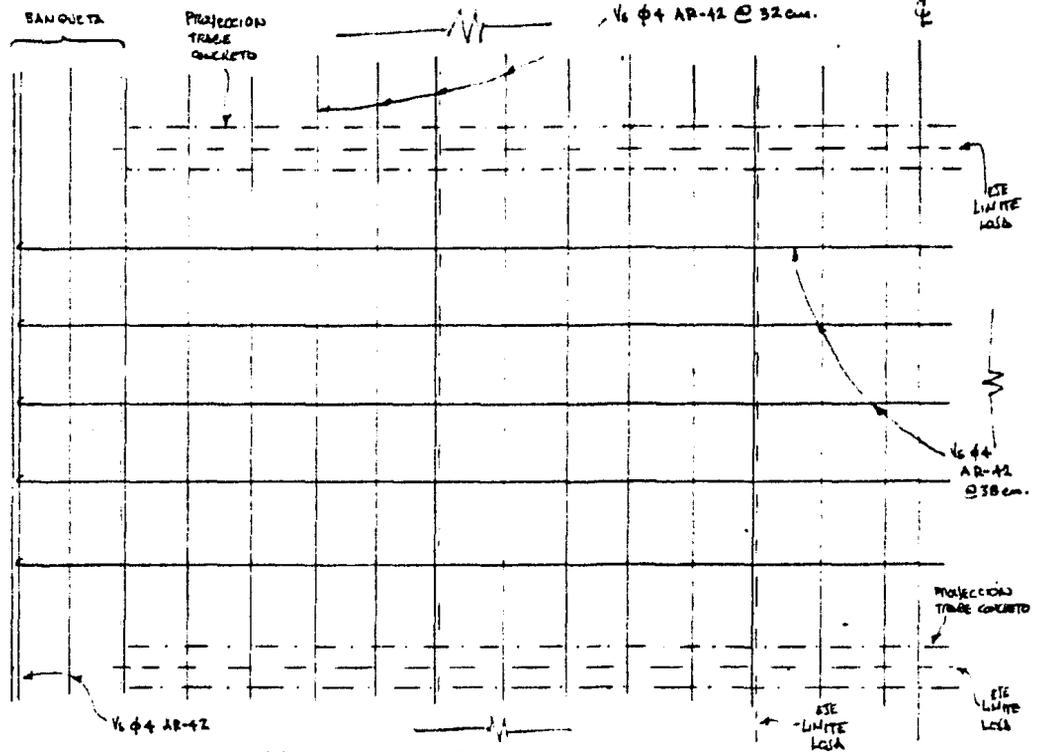


a) CORTE TRANSVERSAL (PARCIAL)

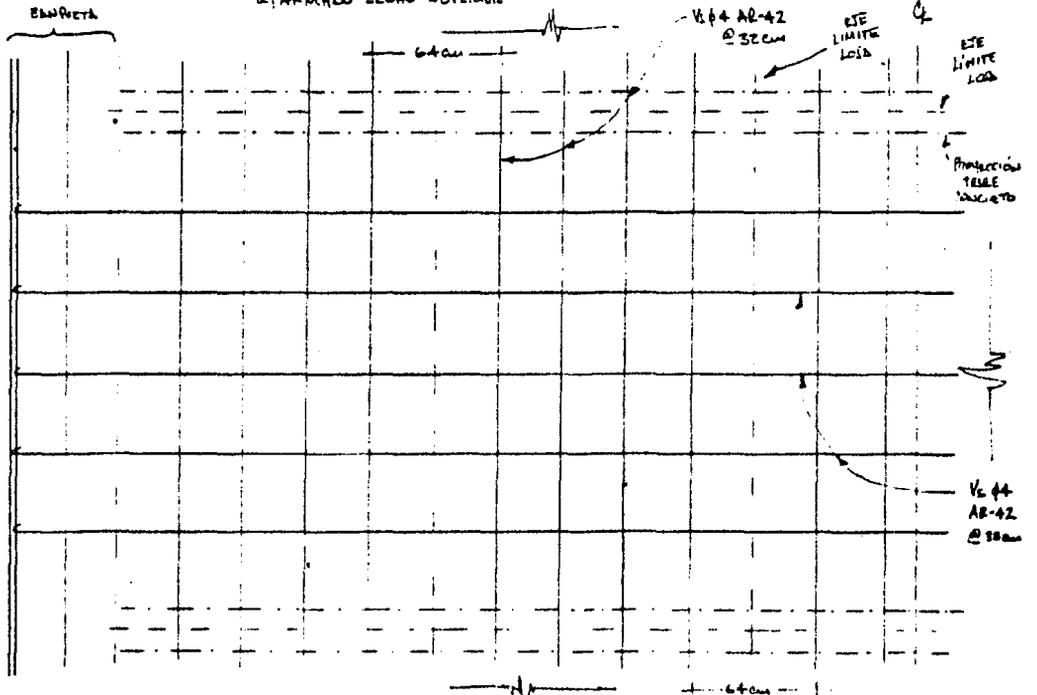


b) CORTE LONGITUDINAL EN ϕ (PARCIAL)

FIGURA A.IX.31. ARMAZO DE TRABES Y LOSAS DE CONCRETO. - NO SE INDICA EN LOS DIBUJOS EL ARMAZO DE LA TRIDILOSA.



a) ARMADO LECHO SUPERIOR



b) ARMADO LECHO INFERIOR

NOTA: EN EL CAMBIO DE DIRECCION EN LAS BANQUETAS, UNIR CON 'CORRAS' DE 1/6 φ 3 LAS VERTICALES SUP. CON LAS HIF.
 FIGURA A.II.32. PLANO CORRESPONDIENTE A LA FIGURA A.II.31. a) - ARMADO DE LAS LOSAS; SE INCLUYE
 DEMÁS EL DIBUJO POR TEMPERATURA DE LA BANQUETA - NO SE INDICÓ EL VOLUMEN DE LAS TIRAS
 DE CONCRETO, NI DE LA TRIDEXOSA.

estén en contacto con la losa es:

$$F = [(7.258)(1.3) + (2.5)(1.6)(0.28)(2.4)] \left(\frac{1.41}{3} \right) = 5.70 \text{ Ton.}$$

El ángulo que soporta esa fuerza para una longitud de 2.11 m. (longitud de las barras) es el de $3 \times 1/4"$ que, según la notación de la figura A.IV.26 es el ángulo f . Por lo tanto, el armado de las diagonales superiores de la tridilosa no deberá tener ángulos menores que el f .

En el caso de los nudos extremos de las vigas exteriores, sólo concurren dos diagonales, por lo que será necesario un elemento vertical que transmita $1/3$ de la descarga por rueda del camión tipo y del peso propio de su área tributaria a las diagonales inferiores de la tridilosa. La fuerza de diseño de este elemento es de:

$$F = [9.44 + 2.69] 1/3 = 4.04 \text{ Ton.}$$

La longitud de estos elementos verticales es de 3.00 m. El ángulo necesario es de $2 1/2 \times 3/16"$ en sección cajón, cuya notación es D, según la figura A.IV.26.

- DISEÑO DE BANQUETAS.

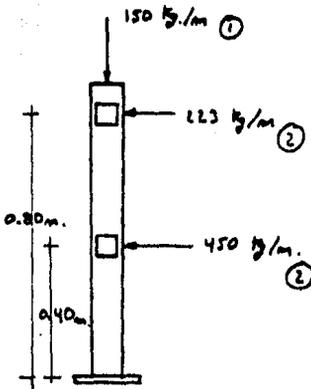
Las banquetas están formadas por la prolongación de las losas de piso hacia afuera del puente (ver figura A.IV.33). Se considera que las banquetas están apoyadas en vigas de 20 cm. de peralte ($d = 15 \text{ cm}$) y 20 cm. de ancho trabajando en voladizo; estas vigas estarán @ 2.50 m. (parten de los nudos de la tridilosa). La geometría de la banqueta se indica en la figura citada.

Peso propio de la banqueta (en 2.50 m. de longitud tributaria a una viga):

Por la geometría propuesta el voladizo tiene una longitud de 0.60 m. y consideramos el espesor de la losa más otros 7 cm. para tomar en cuenta el peso de lo que es propiamente la banqueta. El brazo de palanca de la banqueta es de: $0.55/2 = 0.275 \text{ m}$. Así, el momento debido al peso propio de la banqueta respecto al apoyo es:

$$M_{\text{banqueta}} = (0.6 \times 0.27 \times 2.5 \times 2.4) (0.275) = 0.27 \text{ Ton} \cdot \text{m.}$$

El parapeto está sujeto a las siguientes solicitaciones de diseño:



Estas solicitaciones producen ciertas momentos que deberán ser resistidos por las vigas. Estos momentos son, para 2.5 m. de longitud tributaria:

$$M_{(1)} = (0.150)(2.5)(0.50) = 0.19 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$$

$$M_{(2)} = [(0.223)(0.80) + (0.450)(0.40)](2.5) = 0.90 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El peso propio del parapeto, en 2.5 m. de longitud, es:

$$\text{Postes (una pieza): } 4 \times 1/4" : 9.82 \text{ kg/m} \times 2 \text{ (encajón)} \times 0.85 \text{ (altura)} = 16.70 \text{ kg.}$$

$$\text{Barróte sup. : } 2 1/2 \times 3/16" : 4.61 \times 2 \times 2.5 \text{ (long.)} = 23.05 \text{ kg.}$$

$$\text{Barróte inf. : } 3 \times 1/4" : 7.29 \times 2 \times 2.5 = 36.45 \text{ kg.}$$

Total

$$76.20 \text{ kg.}$$

El momento debido al peso propio del parapeto es:

$$M_{\text{parapeto}} = (0.0762)(0.50) = 0.038 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$$

El momento de diseño considerando un factor de carga de 1.4, es:

$$M_{\text{diseño}} = (0.27 + 0.19 + 0.90 + 0.038)(1.4) = 1.96 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$$

Considerando concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$, $b = 20 \text{ cm}$ y $d = 15 \text{ cm}$, el área de acero requerida por flexión es: $3.15 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi \ 5/8" \text{ TOR-60}$ en lecho superior (recubrimiento de 3.2 cm).

Revisión de limitaciones:

Para el concreto y el acero considerados:

$$\phi_{\text{máx}} = 0.00906; \quad A_{s \text{ máx}} = (0.00906)(20)(15) = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{mín}} = 0.00165; \quad A_{s \text{ mín}} = (0.00165)(20)(15) = 0.50 \text{ cm}^2$$

De las limitaciones anteriores vemos que se excede un poco el área de acero requerida respecto al área de acero máxima, por lo que se pondrá acero a compresión para que la sección sea dúctil en la falla. Así, las mismas varillas $\phi 5/8"$ las pasaremos por el lecho inferior y soldaremos en la placa del apoyo para que también las usemos para darle anclaje, mediante estribos; a las varillas del lecho superior en el lugar donde tienen el cambio de dirección, y para anclar los postes del parapeto.

Por cortante, la zona crítica está cerca del apoyo, donde vale:

$$V = 0.97 \text{ (P.P. banqueta)} + 0.076 \text{ (P.P. Parapeto)} + (0.15) (2.5) \text{ (Solicitación sobre parapeto)} = 1.42 \text{ Ton}$$

Y el cortante de diseño es: $V_u = 1.42 \times 1.4 = 1.99 \text{ Ton}$.

El porcentaje de acero en la sección es: $\rho = 3.15 / (20)(15) = 0.0105$

como $\rho > 0.01$, el concreto de la trabe toma un cortante de: $V_c = (0.5)(0.8)(20)(15)\sqrt{f'_c} = 1517.9 \text{ kg}$.

El cortante a tomar con estribos es de: $1.99 - 1.52 = 0.47 \text{ Ton}$.

La separación entre estribos de $1/4"$, con $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$ a dos ramas, para tomar el cortante anterior es:

$$s = \frac{(0.8)(0.64)(3000)(15)}{470} = 49 \text{ cm}$$

Limitaciones:

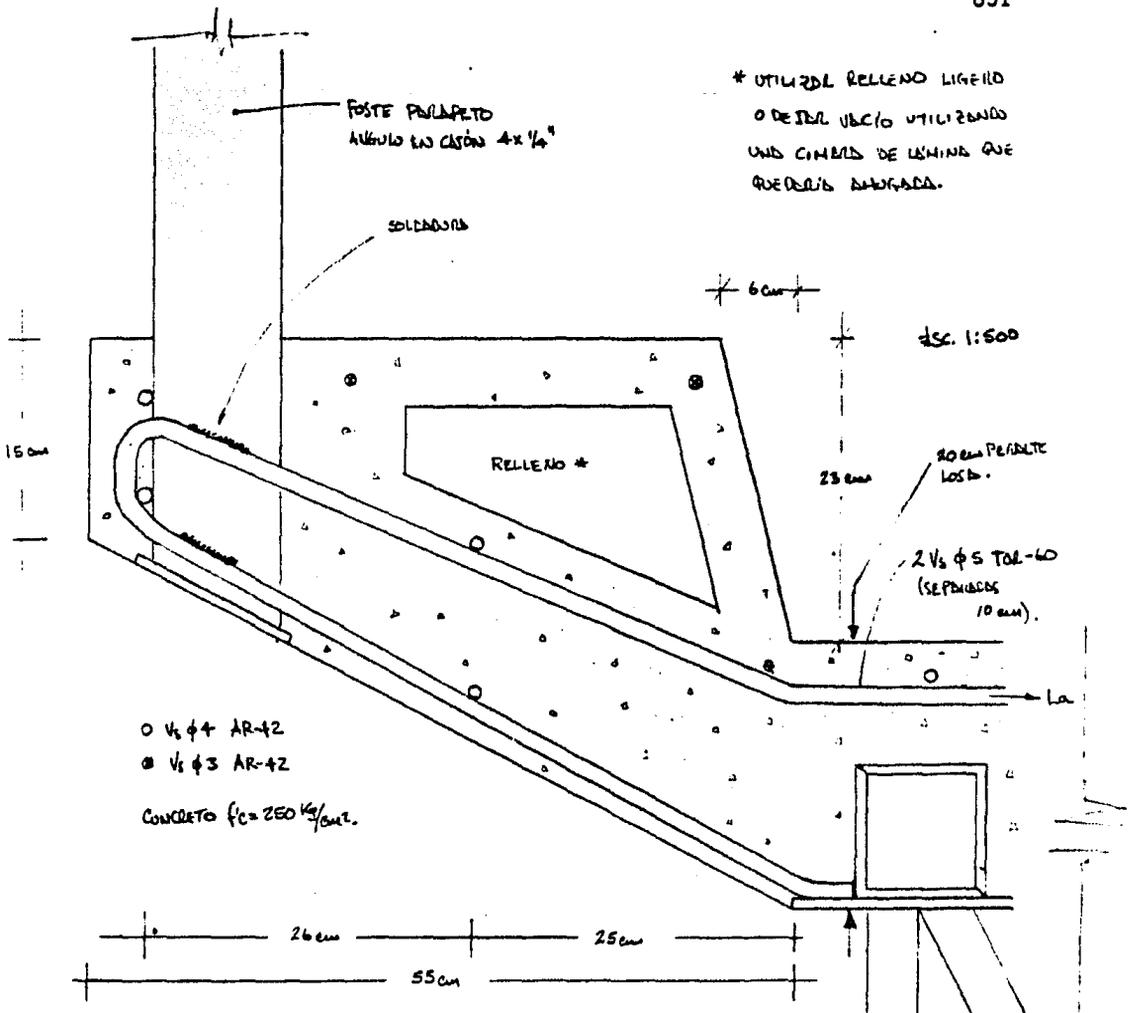
$$1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} = (1.5)(0.8)(20)(15)\sqrt{160} = 4552.7 \text{ kg} > V_u \therefore s < 0.5 d; s < 7.5 \text{ cm. (R15E)} \rightarrow @ 10 \text{ cm}$$

Así, resultaron estribos de alambroñ $\phi 1/4" @ 10 \text{ cm}$; se debe poner 1 estribo $\phi 1/2"$ AR-42 en la zona de cambio de dirección de la varilla. En la figura A.IX.33 se muestra el armado de estas vigas. La losa de banqueta se armará por temperatura con varillas $\phi 1/2"$ como se indica en las figuras A.IX.32 y A.IX.33, prolongando sobre ésta el armado de las losas.

* DISEÑO DE ATIESADORES ESPACIALES Y ARMADO TRANSVERSAL DE LA TRIDILOSA.

Para este diseño se considerará el trabajo de las vigas transversales bajo las siguientes condiciones de carga:

- Carga no excéntrica con los camiones tipo HS-20 a los extremos del puente.
- Carga no excéntrica con los camiones tipo HS-20 al centro del puente.
- Carga excéntrica más desfavorable de los camiones tipo HS-20.



LAS BANQUETAS ESTARÁN APOYADAS EN TIRRES A CADA 2.50m; ESTAS TIRRES PUEDEN DE LOS NUDOS DE LA TRIDIMOSA - ESTARÁN ARMADAS CON DOS VARILLAS φ 5 TOR-60, COMO SE INDICA EN LA FIGURA - 'La' ES LA LONGITUD DE BANQUETE QUE DEBEN TENER LAS VARILLAS φ 5 Y ES IGUAL A 0.60m; LOS OTROS EXTREMOS SE SOLDARÁN A LA PIRCE DEL NUDO DE LA TRIDIMOSA.

ESTAS TIRRES TENDRÁN ESTRIBOS φ 2 (SIEMPRE) @ 10 cm, Y SOLO UN ESTRIBO φ 4 AR-42 EN LA UNDE CAMBIAN DE DIRECCIÓN LAS VARILLAS φ 5 SUPERIORES.

EL BARRIDO DEL 'ESCALÓN' DE LA BANQUETA SE HARÁ CON LAS VARILLAS φ 3 INDICADAS (■), CON OTRAS VARILLAS PERPENDICULARES φ 3 @ 30 cm INCLUYENDO CADA EXTREMO 30 cm EN LOS BARRIDOS.

LAS VARILLAS φ 5 SE DEBEN SOLDAR AL POSTE DEL PAVIMENTO (UNO DE CADA LADO).

FIGURA A.IV.33. ARMADO TIRRES DE BANQUETA.

En cada caso se utilizarán las reacciones calculadas a partir del método de Courboñ de distribución transversal.

Para el cálculo de cortantes y momentos de las vigas transversales se trasladarán las cargas actuantes a los nudos, tomando en cuenta que en la losa del puente se consideraron trabes simplemente apoyadas sobre los nudos. Asimismo, las reacciones de las vigas longitudinales de tridilosa obtenidas con el método de Courboñ se distribuirán sobre los nudos inferiores.

En los tres casos de carga se considerará también la acción de la carga muerta, la cual es de 754.53 kg/m^2 (carga muerta total entre 9.10 m . de ancho del puente), y como el área tributaria de cada viga transversal de la tridilosa es de 5 m ., se tendrá una carga por metro de $(754.53)(5) = 3772.65 \text{ kg/m} \doteq 3.77 \text{ Ton./m}$.

Las descargas por rueda de los camiones HS-20 que se tomarán para el cálculo serán de 7.2575 Ton. por 1.3 que es el factor de impacto y por $5/4.27$, ya que 5 m . es la distancia entre vigas transversales y 4.27 m . es la distancia entre ejes del camión tipo.

$$7.2575 \text{ Ton.} \times 1.3 \times 5/4.27 = 11.05 \text{ Ton.}$$

a) Carga no excéntrica con los camiones tipo HS-20 a los extremos del puente (fig. A.IX.34).

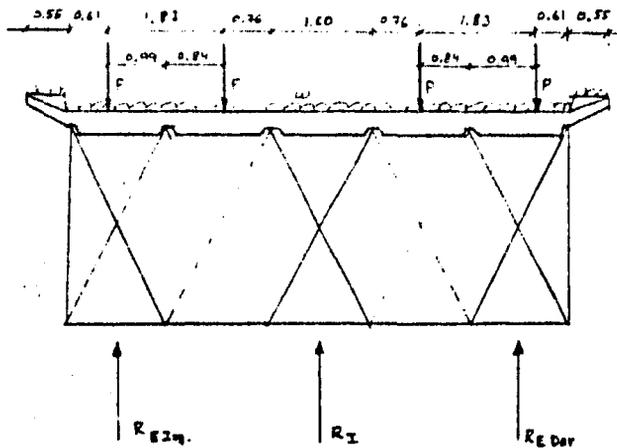


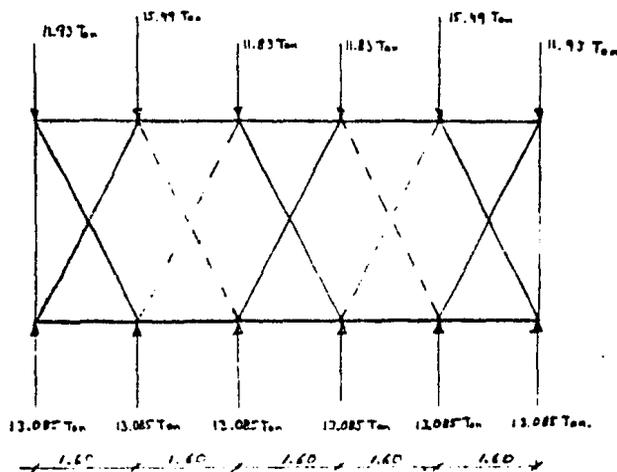
FIGURA A.IX.34

En la figura anterior; $\omega = 3.77 \text{ Ton./m.}$, $P = 11.05 \text{ Ton.}$, por lo que la carga

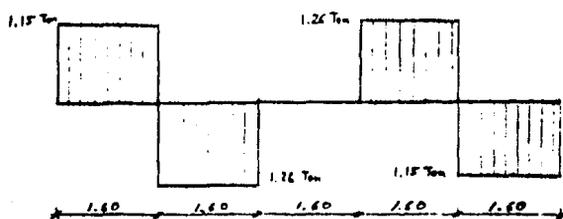
total es de $(3.77 \text{ Ton/m})(9.10) + 4(11.05) = 78.507 \text{ Ton}$.

Los factores de distribución transversal son de 0.3333 para las tres vigas, por lo que $R_{E \text{ IZQ}} = R_I = R_{E \text{ DER}} = 78.507 / 3 = 26.17 \text{ Ton}$.

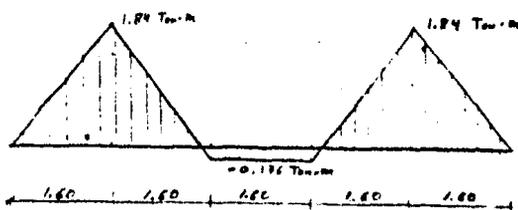
Traducando las cargas y las reacciones a los nudos según ya se indicó, nos queda el sistema de la figura A.IX.35. En esta misma figura se presentan los diagramas de cortante y de momento correspondientes al sistema.



a) Sistema de cargas trasladado a los nudos.



b) Diagrama de cortante



c) Diagrama de momentos

FIGURA A.IX.35

b) Carga no excéntrica con los camiones tipo HS-20 al centro del puente (fig. A.IX.36).

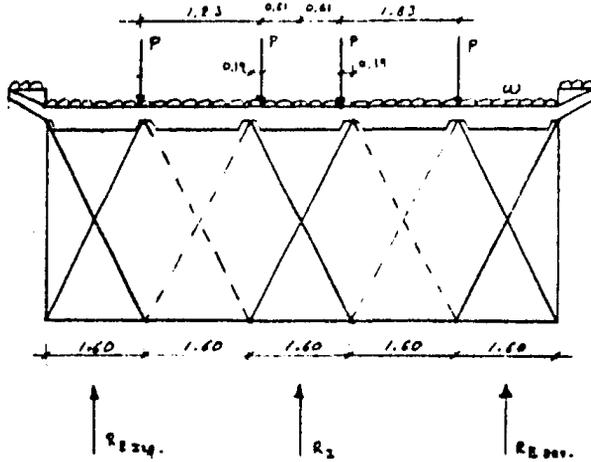
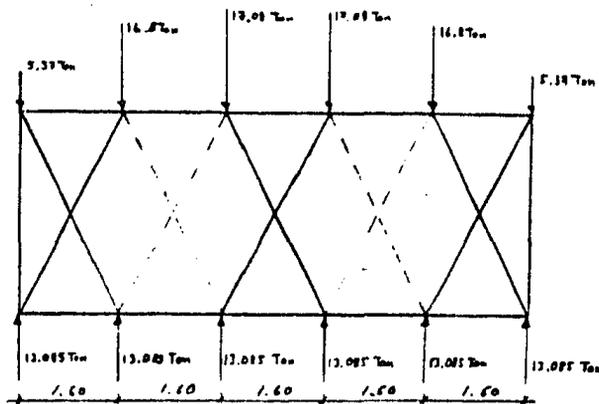


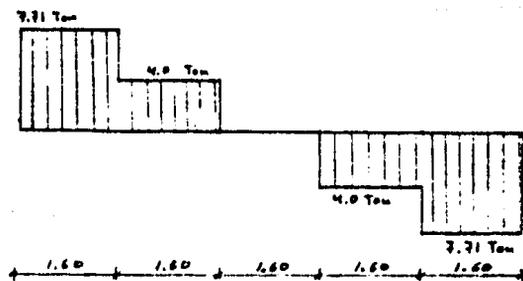
FIGURA A-IX.36

En la figura anterior $w = 3.77 \text{ Ton/m.}$, $P = 11.05 \text{ Ton}$, por lo que la carga total es de 78.507 Ton . Los factores de distribución transversal son de 0.333 para las tres vigas, por lo que $R_{E \text{ Izq.}} = R_I = R_{E \text{ Der.}} = 26.17 \text{ Ton}$.

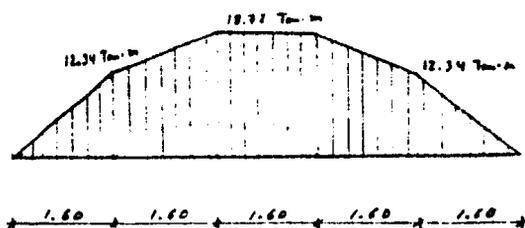
Traduciendo las cargas y las reacciones a los nudos según ya se indicó, nos queda el sistema de la figura A.IX.37. En esta misma figura se presentan los diagramas de cortante y de momento correspondientes al sistema.



a) Sistema de carga trasladado a los nudos.



b) Diagrama de cortante.



c) Diagrama de momento.

FIGURA A. IV. 37.

c) Carga excéntrica más desfavorable de los cañones HS-20 (Fig. A. IV. 38).

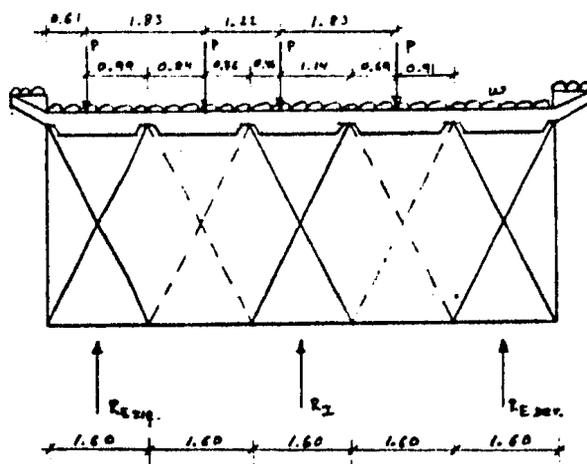


FIGURA A. IV. 38.

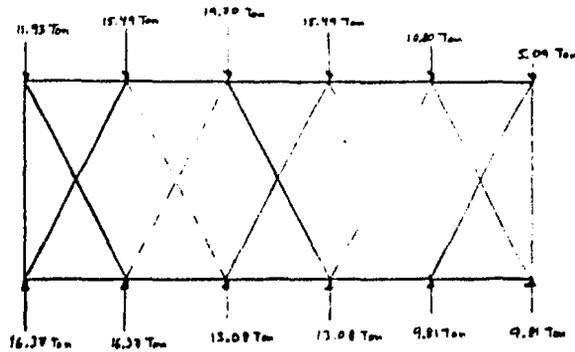
En la figura anterior $w = 3.77 \text{ Ton/m}$, $P = 11.05 \text{ Ton}$, por lo que la carga muerta total es $3.77 \times 9.10 = 34.307 \text{ Ton}$. y la viva es de $11.05 \times 4 = 44.20 \text{ Ton}$. Los factores de distribución para la carga muerta son de 0.333 para las tres vigas, y los de la carga viva son 0.482 para la viga extrema izquierda, 0.333 para la intermedia y 0.185 para la extrema derecha. Considerando estos factores, las reacciones son:

$$R_{\text{IZQ}} = (34.307)(0.333) + (44.2)(0.482) = 32.74 \text{ Ton.}$$

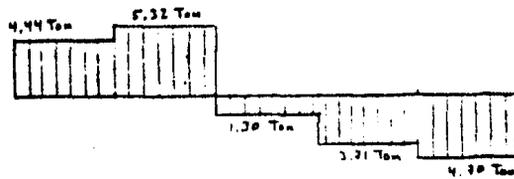
$$R_{\text{I}} = (34.307)(0.333) + (44.2)(0.333) = 26.16 \text{ Ton.}$$

$$R_{\text{DER}} = (34.307)(0.333) + (44.2)(0.185) = 19.62 \text{ Ton.}$$

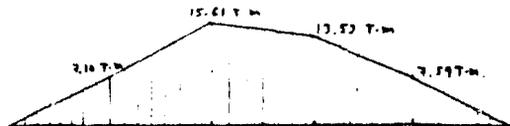
39. Transladando las cargas y reacciones a los nudos se obtiene la figura A.III. En esta misma figura se presentan las diagramas de cortante y de momento.



a) Sistema de cargas trasladado a los nudos.



b) Diagrama de cortante.



c) Diagrama de momento.

FIGURA A.III.39.

El cortante mayor en la zona de las vigas longitudinales extremas es de 7.71 Ton., por lo que la fuerza a soportar por cada elemento es de :

$$\frac{7.71 \times 1.41 \text{ (proyección)}}{4 \text{ elementos}} = 2.72 \text{ Ton.}$$

para esta fuerza se requiere un ángulo de $2\frac{1}{2}'' \times 3/16''$ y dado que el menor ángulo con que cuentan las vigas extremas es de $2\frac{1}{2}'' \times 1/4''$, no es necesario hacer modificación alguna.

El cortante mayor en la zona de la viga longitudinal interior es de 1.30 Ton. por lo que la fuerza a soportar por cada elemento es de :

$$\frac{1.30 \times 1.41}{4} = 0.458 \text{ Ton.}$$

y dado que el menor ángulo con que cuenta esta viga es de $2\frac{1}{2}'' \times 3/16''$ no es necesario hacer ninguna modificación.

El cortante mayor en la zona de los atiesadores es de 5.32 Ton, por lo que la fuerza a soportar por cada elemento es de :

$$\frac{5.32 \times 1.41}{4} = 1.88 \text{ Ton.}$$

Para resistir esta fuerza es necesario un ángulo de $2\frac{1}{2}'' \times 3/16''$, por lo que los atiesadores estarán formados en su parte inferior por ángulos de $2\frac{1}{2}'' \times 3/16''$ y en la superior por ángulos de $3 \times 1/4''$ ya que esto resultó en el diseño por efectos locales.

El momento máximo positivo para las vigas transversales es de 18.72 Ton·m, por lo que la fuerza en los elementos horizontales de estas vigas es :

$$\frac{18.72 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{3 \text{ (peralte)} \times 2 \text{ (ramas)}} = 3.12 \text{ Ton.}$$

y el área para varilla TOR-60 es de $3.12/3 = 1.04 \text{ cm}^2$, lo que representa una varilla $\phi 1/2''$.

El momento máximo negativo es de 0.176 Ton·m, por lo que la fuerza es de :

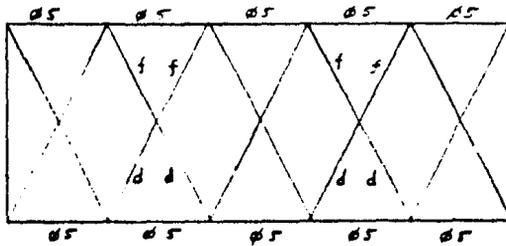
$$\frac{0.176 \text{ T} \cdot \text{m}}{3 \times 2} = 0.03 \text{ Ton.}$$

La varilla $\phi 1/2''$ no tiene resistencia alguna a compresión para la longitud de 1.60 m. Sin embargo, la varilla $\phi 5/8''$ calculada como empotrada y empotrada para la misma longitud resiste a compresión 0.51 Ton, por lo que resistirá fácilmente la fuerza de 0.03 Ton.

Por otro lado, consideramos conveniente no utilizar la varilla $\phi 1/2''$ -

sino la $\phi 5/8"$ ya que es difícil lograr colocar derecha la varilla $\phi 1/2"$ pues se dobla mucho al colocarla en la longitud de 1.60 m. (este comentario es en base a la experiencia de los autores de esta tesis en algunas obras en que se ha utilizado la tridilosa.).

Así, concluimos que el armado de las vigas transversales será el indicado en la figura A.IX.40



f = ángulo de 3" x 1/4"
 d = ángulo de 2 1/2" x 3/16"
 $\phi 5$ = varilla de 5/8" TOR-60

FIGURA A.IX.40

Por último se hará una revisión del armado horizontal de la viga en base al máximo incremento de cortante en un módulo y otro en el sentido longitudinal.

El máximo incremento de cortante para las vigas extremas es producido por la carga muerta en una granja de 2.5 m. por 9.10/3 m. más la carga viva de cuatro ruedas del camión tipo HS-20 por 0.482 que es el factor de distribución para la excentricidad más desfavorable.

$$(754.53 \text{ kg/m}^2)(2.5 \text{ m ancho de granja})(9.10/3 \text{ ancho de puente}) + (11.05 \text{ Ton})(4 \text{ ruedas})(0.482) = 27.03 \text{ Ton.}$$

En los nudos inferiores de la tridilosa llegan dos diagonales una a compresión y una a tensión (no considerando atezadores) cuyas componentes verticales están en equilibrio, ya que no existe ninguna fuerza vertical externa. Al ser las fuerzas de las diagonales la misma y una a compresión y la otra a tensión, sus componentes horizontales en el sentido

Transversal del puente se anulan, por lo que, desde este punto de vista, no hará falta ningún elemento resistente en esta dirección (Fig. A.IV.41).

En los nudos superiores de la tridilosa no ocurre lo anterior, pues la componente vertical de una de las diagonales se equilibra con la de la otra diagonal más el incremento de carga aplicado en el nudo. Así, la fuerza entre las diagonales que llegan al nudo es diferente y con el máximo calculado, en proyección vertical, de 27.03 Ton/2 nudos = 13.52 Ton, que proyectada en dirección horizontal y transversal al puente (Fig. A.IV.42) representa una fuerza de:

$$13.52 \frac{(0.8 \text{ proyección horizontal de la diagonal})}{(1.50 \text{ proyección vertical de la diagonal})} = 7.21 \text{ Ton.}$$

por lo que es necesaria un área en varilla TOR-60 de $7.21/3 = 2.4 \text{ cm}^2$, lo cual es cubierto por la varilla $\phi 3/4"$.

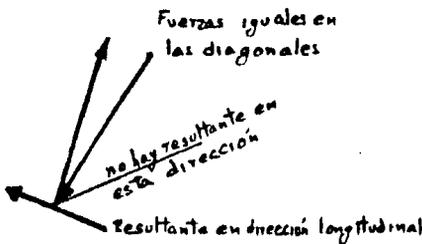


FIGURA A.IV.41 Nudo inferior

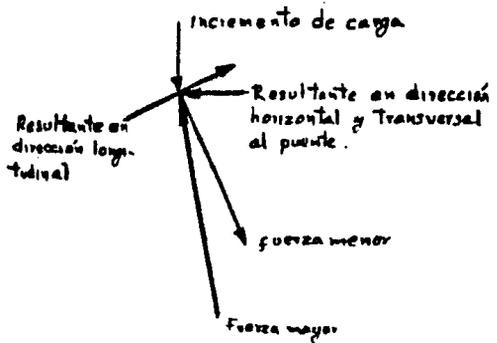
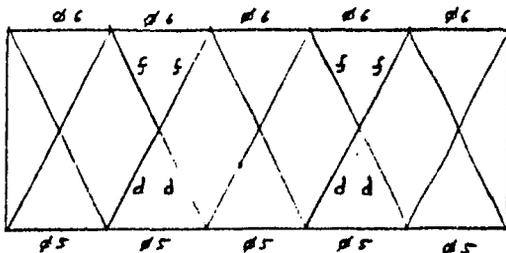


FIGURA A.IV.42 Nudo superior.

Por lo tanto, el armado transversal del puente será el propuesto en la figura A.IV.43



f = ángulo de 3" x 1/4"
d = ángulo de 2 1/2" x 3/16"
#5 = varilla 5/8" TOR-60
#6 = varilla 6/8" TOR-60

FIGURA A.IV.43.

- DISEÑO DEL ARMADO TRANSVERSAL EN LOS APOYOS.

Al apoyo llegan las diagonales de la tridilosa como se indica en la figura - A.IX.44

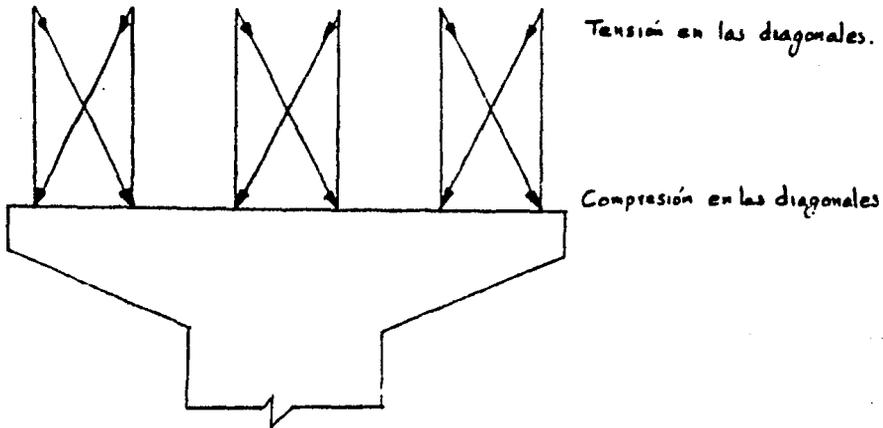


FIGURA A.IX.44

Para tomar la componente de las diagonales en dirección horizontal y transversal al puente, es necesario colocar elementos que trabajarán a tensión en la parte inferior de las vigas longitudinales y a compresión en la parte superior.

Como en el lecho superior se cuenta con una capa de concreto de 20cm. que puede impedir el pandeo de una varilla a compresión, se diseñarán ambos elementos, inferior y superior, con una varilla TOR-60.

En los apoyos sobre los estribos, la fuerza de diseño de los ángulos de la viga extrema (la viga extrema es más desfavorable) es de 23.52 Ton. (Tabla A.IX.15). Proyectando esta fuerza en dirección horizontal y transversal al puente se tiene:

$$23.52 \underbrace{\left(\frac{0.8}{2.11}\right)}_{\text{proyección}} = 8.92 \text{ Ton.}$$

por lo que el área necesaria es de $8.92/3 = 2.97 \text{ cm}^2$ por lo que se requiere una varilla $\phi 1$ " cuya área es de 5.07 cm^2

En los apoyos sobre pila intermedia, la fuerza de diseño de los ángulos - de la viga extrema del claro de 37.5m (que es la fuerza más desfavorable) es de 32.92 Ton (Tabla A.IX.15). Proyectando esta fuerza se tiene:

$$32.92 \left(\frac{0.8}{2.11}\right) = 12.48 \text{ Ton.}$$

por lo que el área es de $12.48/3 = 4.16 \text{ cm}^2$ por lo que se requiere también - varillas $\emptyset 1"$. Estas varillas serán dos, una para cada uno de los tramos del puente que llegan a la pila.

* REVISIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA PARA LOS GRUPOS II y III DE CARGA.

Grupo II = C.M. + V.E. con esfuerzos permisibles al 125%

Grupo III = C.M. + (C.V. + I) + 0.34B + 4CV con esfuerzos permisibles al 125%

La carga de viento sobre la estructura (V.E) fue calculada anteriormente y es de 459 kg/m . La carga de viento sobre la carga viva es de 149 kg/m . (ver el inciso IX.3).

Las fuerzas de viento que actúan horizontalmente, por lo que las cargas horizontales sobre la estructura son:

para el grupo II 459 kg/m .

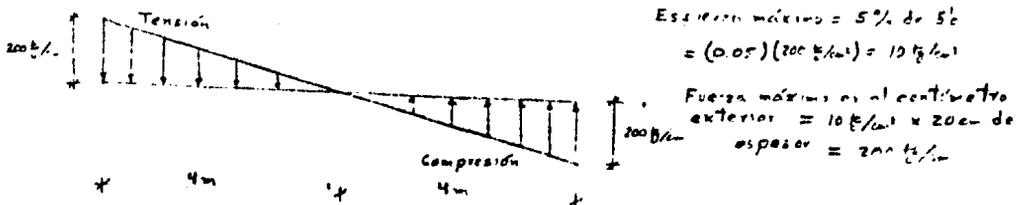
para el grupo III $(0.3)(459 \text{ kg/m}) + 149 \text{ kg/m} = 286.7 \text{ kg/m}$.

Revisaremos que la mayor de estas fuerzas sea resistida por el concreto de la tridilosa (que es el elemento más rígido de la estructura cuando está trabaja a flexión horizontalmente).

El momento máximo posible es de $\frac{(0.459 \text{ kg/m})(45\text{m})^2}{8} = 116.2 \text{ Ton}\cdot\text{m}$.

Considerando que el puente trabaja como simplemente apoyado en el claro de 45m .

Si tomamos una resistencia a tensión del concreto del 5% de la compresión, tenemos que, de acuerdo con una distribución lineal de esfuerzos, la losa del puente es capaz de resistir en su plano un momento de $213.2 \text{ Ton}\cdot\text{m}$. (Fig. A.IX.45).



$$\text{Esfuerzo máximo} = 5\% \text{ de } S_c \\ = (0.05)(200 \text{ kg/cm}^2) = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fuerza máxima en el centímetro exterior} = 10 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm de espesor} = 200 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Fuerza total de tensión} = \text{Fuerza total de compresión} = (200 \text{ kg/cm})(400\text{cm})/2 = 40000 \text{ kg}$$

$$\text{brazo de palanca} = 2 \left(\frac{2}{3}\right)(4) = 5.33 \text{ m}$$

FIGURA A.IX.45

$$\text{Momento resistente} = (40 \text{ Ton})(5.33 \text{ m}) = 213.2 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

por lo tanto la losa puede resistir sin mayor problema la fuerza horizontal de viento.

Por otro lado, la fuerza de viento representa el 6.66 % de la carga muerta, por lo que los efectos que producirá sobre las diagonales y cuerdas a tensión de la tridilosa puede despreciarse al considerar en estos elementos un 125% de esfuerzo permisible.

Así, creemos que no es necesario realizar ningún análisis más detallado de flexión en dos direcciones.

Para los grupos II y III de carga se debe revisar también el efecto de volteo por viento. Para esto se considera una fuerza aplicada hacia arriba en un punto situado a la cuarta parte del ancho transversal de la superestructura hacia el lado expuesto al viento. Esta fuerza será de 98 kg/m^2 por el área en planta para el grupo II, y de 29 kg/m^2 para el grupo III.

Para el grupo II la fuerza de volteo es: $(98 \text{ kg/m}^2)(9.1\text{m}) = 891.8 \text{ kg/m}$.

La posición de la fuerza de volteo en la sección transversal se indica en la figura A.IV.46

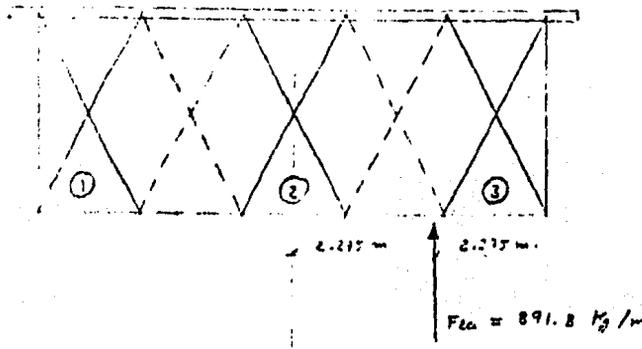


FIGURA A.IV.46

Los factores de distribución transversal de las vigas ①, ② y ③ para la fuerza de volteo son:

$$\text{Para la viga } \textcircled{1} \quad \frac{1}{3} \left(1 + \frac{-2.275(3.2 \times 2)}{2(3.2)^2} \right) = -0.022$$

$$\text{Para la viga } \textcircled{2} \quad \frac{1}{3} \left(1 + \frac{2.275(0)}{2(3.2)^2} \right) = 0.333$$

$$\text{Para la viga } \textcircled{3} \quad \frac{1}{3} \left(1 + \frac{2.288 (1.2 \times 3)}{2 (1.2)^2} \right) = 0.689$$

La carga muerta por viga es de $6.87 \text{ Ton/m} \div 3 = 2.29 \text{ Ton/m}$.

Así, la carga vertical que deberá soportar cada viga es:

$$\text{Para la viga } \textcircled{1} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (-0.022)(-0.8918 \text{ Ton/m}) = 2.310 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Para la viga } \textcircled{2} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (0.333)(-0.8918 \text{ Ton/m}) = 1.993 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Para la viga } \textcircled{3} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (0.689)(-0.8918 \text{ Ton/m}) = 1.675 \text{ Ton/m.}$$

Para el caso del grupo I, se consideró la carga muerta + (carga viva + impacto).

La carga viva (carga uniforme equivalente) por metro de puente es de:

$$952 \text{ kg/m} \times 2 \text{ carriles} = 1904 \text{ kg/m} = 1.904 \text{ Ton/m}$$

El factor de impacto menor es de 0.18 por lo que $C.V. + I = 2.25 \text{ Ton/m}$

Los factores de distribución transversal son, cuando la carga está excéntrica hacia la izquierda:

$$\text{para la viga } \textcircled{1} \quad 0.482$$

$$\text{para la viga } \textcircled{2} \quad 0.333$$

$$\text{para la viga } \textcircled{3} \quad 0.185$$

Así, la carga vertical que soportan las vigas extremas es:

$$2.29 \text{ Ton/m} + (0.482)(2.25 \text{ Ton/m}) = 3.37 \text{ Ton/m.}$$

y la viga interior soporta

$$2.29 \text{ Ton/m} + (0.333)(2.25 \text{ Ton/m}) = 3.04 \text{ Ton/m.}$$

Como puede verse es más desfavorable el grupo I de carga que el II y por fuerza de volteo no se presenta más que una reducción de la carga sin llegar a invertirse los momentos y cortantes. Por lo tanto no se requiere ninguna modificación.

Para el grupo III la fuerza de volteo es:

$$(29 \text{ kg/m}^2)(9.1 \text{ m}) = 263.9 \text{ kg/m.}$$

La posición más desfavorable de la carga viva es cuando tiene la excentricidad máxima y produce giro en el mismo sentido que la fuerza de volteo del viento.

En la figura A.IX.47 se indica la posición de las fuerzas de volteo.

La carga vertical que soporta cada viga es:

$$\text{para la viga } \textcircled{1} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (0.482)(2.28 \text{ Ton/m}) + (-0.022)(-0.2639 \text{ Ton/m}) = 3.395 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{para la viga } \textcircled{2} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (0.333)(2.28 \text{ Ton/m}) + (0.333)(-0.2639 \text{ Ton/m}) = 2.96 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{para la viga } \textcircled{3} \quad 2.29 \text{ Ton/m} + (0.185)(2.28 \text{ Ton/m}) + (0.689)(-0.2639 \text{ Ton/m}) = 2.53 \text{ Ton/m}$$

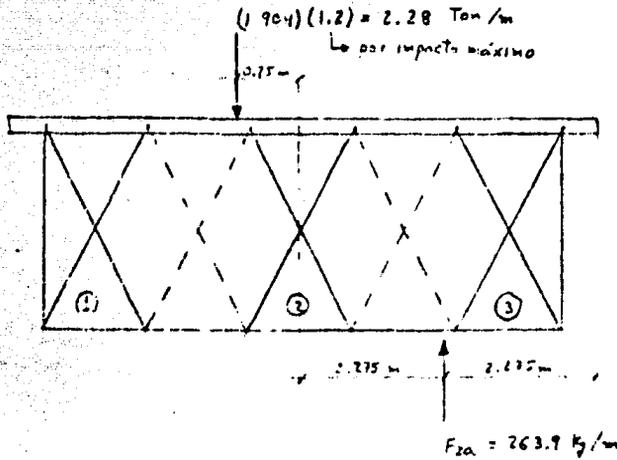


FIGURA A.IV. 47

Por otra parte, la carga vertical que soportan las vigas extremas con las consideraciones del grupo I y para un factor de impacto de 0.2 son:

$$2.29 \text{ Ton/m} + (0.482)(2.28 \text{ Ton/m}) = 3.389 \text{ Ton/m}$$

y la viga interior soporta

$$2.29 \text{ Ton/m} + (0.333)(2.28 \text{ Ton/m}) = 3.05 \text{ Ton/m}$$

Para el grupo III de carga se acepta un aumento en los esfuerzos permisibles de 125%, por lo que comparando las cargas verticales por metro de los grupos I y III es obvio que no se requiere ninguna modificación al diseño.

* CONSIDERACIONES DE APOYO DEL PUENTE.

Se considerará la superestructura restringida al desplazamiento con respecto a las pilas y estribos en la dirección perpendicular al puente. Por ello se diseñarán retentores que de acuerdo a lo indicado en el inciso IX.3 deberán soportar el 25% de la carga muerta de la superestructura.

En la dirección paralela al puente se diseñarán apoyos de neopreno que permitan la deformación por temperatura, fuerza sísmica, y fuerza longitudinal de la superestructura; y que transmitan a la subestructura, sin deslizar sobre ella, la fuerza cortante correspondiente a dicha deformación del neopreno.

- DISEÑO DE RETENTORES EN DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PUENTE.

Las descargas por carga muerta en los estribos y pilas son (de la tabla A.IV.3)
 en estribos : 97.44 Ton.
 en pilas del lado del claro de 37.5 m : 160.19 Ton. } 314.76 Ton (Total)
 en pilas del lado del claro de 45.0 m : 154.57 Ton.

En los estribos, los retentores deberán soportar $(97.44 \text{ Ton})(0.25) = 24.36 \text{ Ton}$.
 Esta fuerza se deberá transmitir del concreto a los apoyos sobre el estribo. Con este fin se reforzará los ángulos a compresión de la tridiosa que llegan al estribo (Fig. A.IV.48).

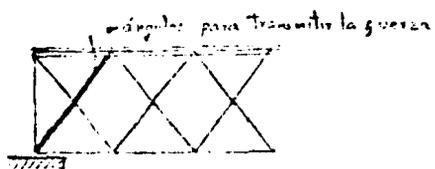


FIGURA A.IV.48

Los ángulos que transmitirán la fuerza son 10; 6 de las vigas y 4 de los atizadores. (Fig. A.IV.49).

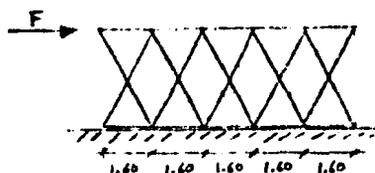


FIGURA A.IV.49

La longitud de los ángulos es de 2.11 m., por lo que el factor de proyección es de $2.11/0.8 = 2.64$.

La fuerza que deberá tomar cada ángulo es de $\frac{24.36 \text{ Ton} \times 2.64}{10 \text{ ángulos}} = 6.43 \text{ Ton}$.

Los ángulos de las vigas extremas fueron diseñados para resistir una carga de 23.52 Ton., los de la viga interior 19.80 Ton (Tabla A.IV.15), y los ángulos superiores de los atizadores 5.7 Ton. (ver efectos locales) y los ángulos inferiores de los atizadores 1.88 Ton (ver diseño de atizadores). Así, los nuevos ángulos deberán diseñarse para resistir las fuerzas anteriores más un incremento de 6.43 Ton. A

continuación se indica el elemento, carga que debe soportar y el ángulo que resulta del diseño.

En vigas extremas	—	29.95 Ton.	—	6 x 3/8"	n
En viga interior	—	26.23 Ton.	—	5 x 7/16"	m
Atizadores parte superior	—	12.13 Ton.	—	4 x 5/16"	l
Atizadores parte inferior	—	8.31 Ton.	—	4 x 1/4"	h

Al pie de cada apoyo de las vigas, se calcularán placas para transmitir la fuerza de 6.43 Ton. por 2 ángulos = 12.86 Ton. (fig. A.IV.50).

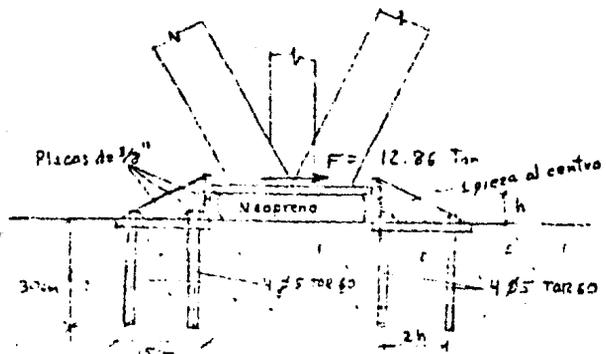


FIGURA A.IV.50

En las pilas, los retenedores deberán soportar $(314.76 \text{ Ton.})(0.25) = 78.69 \text{ Ton.}$

Esta fuerza se deberá transmitir del concreto a los apoyos. Con este fin se reforzará los ángulos a compresión de la tridilosa que llegan a la pila.

Los ángulos del lado del claro de 37.5 m. deberán soportar una carga de $(160.19 \text{ Ton.})(0.25) = 40.05 \text{ Ton.}$ La fuerza que tomará cada ángulo será:

$$\frac{40.05 \text{ Ton.} \times 2.64}{10 \text{ ángulos}} = 10.57 \text{ Ton.}$$

Los ángulos de las vigas extremas del claro de 37.5 m. fueron diseñados para resistir una carga de 32.92 Ton., los de la viga interior 28.57 Ton. (Tabla A.IV.15), los ángulos superiores de los atizadores 5.7 Ton. y los ángulos inferiores de los atizadores 1.88 Ton. A continuación se indica el elemento, la carga que debe soportar y el ángulo que resulta del diseño.

En vigas extremas — 43.49 Ton. — 6 x 1/2" g

En viga interior	————	39.14 Ton	————	$6 \times 7/16''$	<i>p</i>
En atizador parte superior	————	16.27 Ton	————	$4 \times 3/8''$	<i>d</i>
En atizador parte inferior	————	12.45 Ton	————	$4 \times 5/16''$	<i>i</i>

Los ángulos del lado del claro de 45m. deberán soportar una carga de $(154.57 \text{ Ton}) (0.25) = 38.64 \text{ Ton}$. La fuerza que tomará cada ángulo será:

$$\frac{38.64 \text{ Ton} \times 2.64}{10 \text{ ángulos}} = 10.20 \text{ Ton.}$$

Los ángulos de las vigas extremas del claro de 45m. fueron diseñadas para resistir una carga de 31.75 Ton, los de la viga interior 27.55 Ton (Tabla A.IV.15), los ángulos superiores de los atizadores 5.7 Ton. y los ángulos inferiores de los atizadores 1.88 Ton. A continuación se indica el elemento, carga que debe soportar y el ángulo que resulta del diseño.

En vigas extremas	————	41.95 Ton.	————	$6 \times 1/2''$	<i>q</i>
En viga interior	————	37.75 Ton.	————	$6 \times 7/16''$	<i>p</i>
En atizador parte superior	————	15.90 Ton.	————	$4 \times 3/8''$	<i>d</i>
En atizador parte inferior	————	12.08 Ton.	————	$4 \times 5/16''$	<i>i</i>

Al pie de cada apoyo de las vigas, se colocarán placas para transmitir una fuerza de $(10.57 \text{ Ton.} + 10.20 \text{ Ton.}) (2 \text{ ángulos}) = 41.54 \text{ Ton.}$ (Fig. A.IV.51).

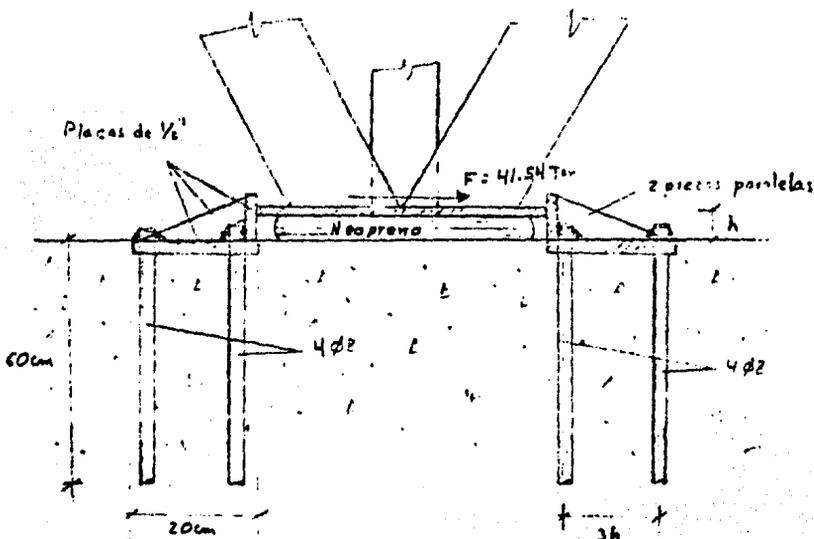


FIGURA A.IV.51

- CALCULO DE LA EXPANSION POR TEMPERATURA.

Se considerará un factor de dilatación de $0.00001/^{\circ}\text{C}$ para el concreto y de $0.000012/^{\circ}\text{C}$ para el acero.

La variación de la temperatura en la zona del puente va de 5°C a 45°C y tomaremos como temperatura media 25°C , por lo que se obtendrán las dilataciones de la estructura correspondientes a incrementos de temperatura de $\pm 20^{\circ}\text{C}$

Para 20°C , la expansión del concreto para los 12000 cm. de longitud del puente será: $(0.00001)(20^{\circ}\text{C})(12000) = 2.40 \text{ cm.}$

y la expansión del acero será: $(0.000012)(20^{\circ}\text{C})(12000) = 2.88 \text{ cm.}$

La dilatación del conjunto será intermedia entre las dos calculadas, y se puede establecer en base al equilibrio de fuerzas entre el concreto y el acero (Fig. A.III.52).

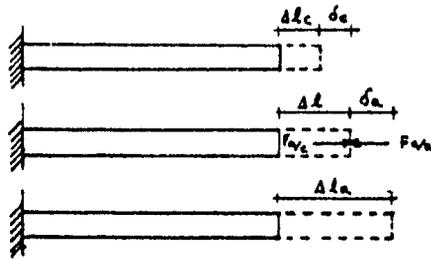


FIGURA A.III.52

En la figura anterior:

Δl_c = incremento de longitud del concreto por temperatura

Δl_a = incremento de longitud del acero por temperatura

Δl = incremento de longitud del conjunto por temperatura

$F_{a/c}$ = fuerza del acero sobre el concreto

$F_{c/a}$ = fuerza del concreto sobre el acero.

δ_c = deformación del concreto por $F_{a/c}$

δ_a = deformación del acero por $F_{c/a}$

La fuerza $F_{a/c}$ le produce al concreto una deformación de:

$$\delta_c = \frac{F_{a/c} (l + \Delta l_c)}{E_c A_c}$$

siendo: E_c = módulo de elasticidad del concreto

A_c = área de la sección transversal del concreto.

por lo que: $F_{a/c} = \frac{d_c E_c A_c}{l + \Delta l_c}$ y como $d_c = \Delta l - \Delta l_c$ se tiene que

$$F_{a/c} = \frac{(\Delta l - \Delta l_c) E_c A_c}{l + \Delta l_c}$$

De la misma forma, se obtiene que $F_{c/a} = \frac{(\Delta l_a - \Delta l) E_a A_a}{l + \Delta l_a}$

siendo E_a = módulo de elasticidad del acero

A_a = área de acero.

y dado que $F_{a/c} = F_{c/a}$ se tiene $\frac{(\Delta l - \Delta l_c) E_c A_c}{l + \Delta l_c} = \frac{(\Delta l_a - \Delta l) E_a A_a}{l + \Delta l_a}$

despejando Δl se tiene: $\Delta l = \frac{\Delta l_a (E_a A_a (l + \Delta l_c)) + \Delta l_c (E_c A_c (l + \Delta l_a))}{E_c A_c (l + \Delta l_a) + E_a A_a (l + \Delta l_c)}$

El área de acero A_a la obtendremos cuantificando el área de las diagonales, varillas y ángulos horizontales. En el caso de las diagonales se multiplicará por el factor de proyección horizontal a lo largo del puente.

Diagonales: $\frac{36\,411.2 \text{ kg}}{120 \text{ m}} = 303.43 \text{ kg/m}$

$$\frac{303.43 \text{ kg/m}}{0.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ m}} = 379.28 \text{ cm}^2$$

$$379.28 \text{ cm}^2 \times \frac{1.25}{2.11} = 224.7 \text{ cm}^2$$

Varillas: $\frac{17\,819.7 \text{ kg}}{120 \text{ m}} = 148.5 \text{ kg/m}$

$$\frac{148.5 \text{ kg/m}}{0.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ m}} = 185.6 \text{ cm}^2$$

Ángulos en cajón: $\frac{10\,382.4 \text{ kg}}{120 \text{ m}} = 86.52 \text{ kg/m}$

$$\frac{86.52 \text{ kg/m}}{0.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ m}} = 108.15 \text{ cm}^2$$

En total el área de acero es de 518.45 m^2 y el módulo de elasticidad es de 2100000 kg/cm^2

El área del concreto es de $(20)(910) = 18200 \text{ cm}^2$ y el módulo de elasticidad se considera de 141421 kg/cm^2

Así, Δl será:

$$\Delta l = \frac{224(2.1 \times 10^6 \times 518.45 \times 12002.4) + 2.4(141421 \times 18200 \times 12002.88)}{141421 \times 18200 \times 12002.88 + 2100000 \times 518.45 \times 12002.4} = \underline{\underline{2.54 \text{ cm}}}$$

Considerando que el puente se expande del centro hacia los extremos, se tiene que el desplazamiento sobre las pilas corresponderá al de una longitud de 22.5 m.

$$\text{Esto es: } \frac{(2.54 \text{ cm})(22.5 \text{ m})}{120 \text{ m}} = \underline{\underline{0.48 \text{ cm}}}$$

Para los estribos el desplazamiento corresponderá al de una longitud de 60 m. Esto es: $\frac{(2.54 \text{ cm})(60 \text{ m})}{120 \text{ m}} = \underline{\underline{1.27 \text{ cm}}}$.

Así, se deben dejar juntas de dilatación de 1.27 cm. a cada lado del puente. Sin embargo, consideramos conveniente dejarlas de 2 cm.

- CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO

El esfuerzo sobre el neopreno debe limitarse a 60 kg/cm² y su deformación por compresión se limita al 15%. Por otro lado, la deformación horizontal del neopreno está limitada al 50% del espesor. Además, para garantizar que no se sobrepase la fricción del neopreno con el concreto y evitar el deslizamiento, se limita el esfuerzo cortante en el neopreno a 1/5 del esfuerzo a compresión (Referencia 32).

Las dimensiones de la placa de neopreno se obtendrán considerando las descargas máximas sobre pilas y estribos y tomando para el neopreno una resistencia de 60 kg/cm². Sin embargo, para la revisión de la relación entre esfuerzo cortante y esfuerzo a compresión se tomarán las descargas correspondientes a la carga muerta, lo cual es lo más desfavorable.

Para los estribos, la descarga máxima por viga es de 66.72 Ton. (Fig. A.IV.23) por lo que la descarga máxima por elemento vertical es de 66.72 Ton/2 = 33.36 Ton.

Para las pilas, la descarga máxima por viga es de 90.06 + 93.38 = 183.44 Ton. (Fig. A.IV.23), por lo que la descarga máxima por elemento vertical es de 183.44/2 = 91.72 Ton.

$$\text{Area de la placa de neopreno para estribos} = \frac{33360 \text{ kg}}{60 \text{ kg/cm}^2} = 556 \text{ cm}^2$$

una placa de 24 cm x 24 cm tiene 576 cm² > 556 cm²

$$\text{Area de la placa de neopreno para pilas intermedias} = \frac{9172 \text{ kg}}{60 \text{ kg/cm}^2} = 1528.7 \text{ cm}^2$$

una placa de 40 cm x 40 cm tiene 1600 cm² > 1528.7 cm²

Para cumplir con el desplazamiento máximo horizontal que es del 50% del espesor, es necesario obtener el desplazamiento del neopreno debido al cortante que actúa sobre él.

El cortante es debido a la deformación por temperatura más el debido a las fuerzas longitudinales y a las fuerzas sísmicas.

Así pues, para calcular el apoyo de neopreno es necesario calcular primero las fuerzas longitudinales sobre la superestructura y las fuerzas sísmicas.

- FUERZAS LONGITUDINALES.

Estas fuerzas son el 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. La carga usada será la equivalente por carril más la carga concentrada para momento. Esto es:

$$(0.05) [(952 \text{ kg/m}) (120 \text{ m}) + 8165 \text{ kg}] = 6120.25 \text{ kg}.$$

- FUERZAS SÍSMICAS.

El sismo se considerará del 6% de la carga muerta (ver diseño de subestructura), por lo que la fuerza sísmica total es de:

$$(120 \text{ m})(6.87 \text{ Ton/m})(0.06) = 49.464 \text{ Ton}.$$

El desplazamiento por temperatura en los estribos es de 1.27 cm. y en las pilas intermedias es de $\frac{1.27 \times 22.5 \text{ m}}{60 \text{ m}} = 0.48 \text{ cm}.$

Para cumplir con la especificación de que la deformación del neopreno no sea más del 50% de su espesor, en los estribos deberá ponerse un espesor de neopreno algo mayor de $1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}.$

Aunque el espesor de neopreno sobre las pilas puede ser menor, es conveniente ponerlo del mismo espesor que en los estribos con el fin de tener niveles iguales y de poder determinar la parte de fuerza longitudinal y sismo que tomarán las pilas, pues al ser iguales los espesores de neopreno, la fuerza que toma cada placa de neopreno será proporcional a su área.

La relación entre el área de las placas de las pilas y las de los estribos es

$$\frac{1600 \text{ cm}^2}{576 \text{ cm}^2} = 2.778$$

Así, las pilas tomarán 2.778 veces más fuerza longitudinal y fuerza sísmica que los estribos. Por lo tanto los estribos tomarán una fuerza longitudinal de $\frac{6120.25}{2.778} = 1619.97 \text{ kg}$, y cada uno de los estribos tomará 809.99 kg .

Las pilas tomarán una fuerza longitudinal de $(1619.97 \text{ kg})(2.778) = 4500.28 \text{ kg}$, y cada una de las dos pilas tomará 2250.14 kg .

La fuerza sísmica que tomará cada estribo será de $\frac{49464 \text{ kg}}{2(2.778)} = 6546.32 \text{ kg}$, y cada una de las pilas tomará $(6546.32 \text{ kg})(2.778) = 18185.68 \text{ kg}$.

En total, la fuerza horizontal resistida por cada estribo es de $809.99 \text{ kg} + 6546.32 \text{ kg} = 7356.31 \text{ kg}$, y la resistida por cada pila es de $2250.14 \text{ kg} + 18185.68 \text{ kg} = 20435.82 \text{ kg}$.

Sobre cada apoyo (estribo o pila) existen seis puntos de descarga, por lo que cada placa de neopreno sobre los estribos tomará 1226.05 kg , y cada placa de neopreno sobre las pilas tomará 3405.97 kg .

Una vez conocidas las sollicitaciones a las que deberá estar sujeto el neopreno, se procede a suponer un espesor y ver que cumpla con las restricciones señaladas al principio.

Supondremos un espesor de $1 \frac{1}{4}'' = 3.175 \text{ cm}$.

Revisión del 15% máximo de deformación por compresión.

La deformación del neopreno por compresión depende de la dureza del neopreno y del factor de forma dado por la expresión:

$$f = \frac{l w}{2(l+w) T} \quad \text{donde: } \begin{array}{l} l = \text{largo de la placa.} \\ w = \text{ancho de la placa.} \\ T = \text{espesor de la placa.} \end{array}$$

Así, para las placas de neopreno sobre estribos el factor de forma es de:

$$f = \frac{24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}}{2(24 \text{ cm} + 24 \text{ cm})(3.175 \text{ cm})} = 1.89$$

Y para el neopreno sobre las pilas, el factor de forma es de:

$$f = \frac{40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}}{2(40 \text{ cm} + 40 \text{ cm})(3.175 \text{ cm})} = 3.15$$

Las gráficas de las figuras A.IV.53 a, b y c proporcionan la deformación

en % por esfuerzo de compresión para diferentes factores de forma y durezas del neopreno. Se debe escoger la menor dureza que cumpla con el 15% de deformación máxima (Referencia 32)

En las gráficas de las figuras mencionadas puede verse que para el caso del neopreno de los estribos, ninguna de las durezas satisface la deformación máxima del 15%. Por lo tanto, lo que procede es cambiar las dimensiones de la placa de neopreno para reducir el esfuerzo, o bien, dividir el espesor de neopreno en dos - mediante una placa de aluminio o acero (pegadas con resina epóxica) para duplicar el factor de forma.

Considerando la opción de dividir el espesor de las placas, los factores de forma serán:

$$\text{para el neopreno sobre estribos} = \frac{24\text{cm} \times 24\text{cm}}{2(24\text{cm} + 24\text{cm})(3.1415/2)} = 3.78$$

$$\text{para el neopreno sobre pilas} = \frac{40\text{cm} + 40\text{cm}}{2(40\text{cm} + 40\text{cm})(3.1415/2)} = 6.30$$

Con la división anterior, el neopreno con dureza de 50 cumple con la deformación menor del 15%.

Revisión del 50% máximo de deformación horizontal.

En la tabla A.IV.32 se da el módulo de elasticidad del neopreno en cortante para diferentes durezas y temperaturas (Referencia 32).

Dureza Temperatura °C	50	60	70
21	7.7	11.2	15.1
-7	8.5	12.3	16.6
-18	9.6	14.0	18.9
-20	14.6	21.3	28.7

TABLA A.IV.32

El módulo de elasticidad a cortante está dado por:

$$\text{Módulo} = \frac{\text{esfuerzo cortante}}{\text{deformación unitaria}} = \frac{V / \text{Área del neopreno en planta}}{\Delta / T}$$

donde V es el cortante total, Δ es la deformación horizontal y T el espesor

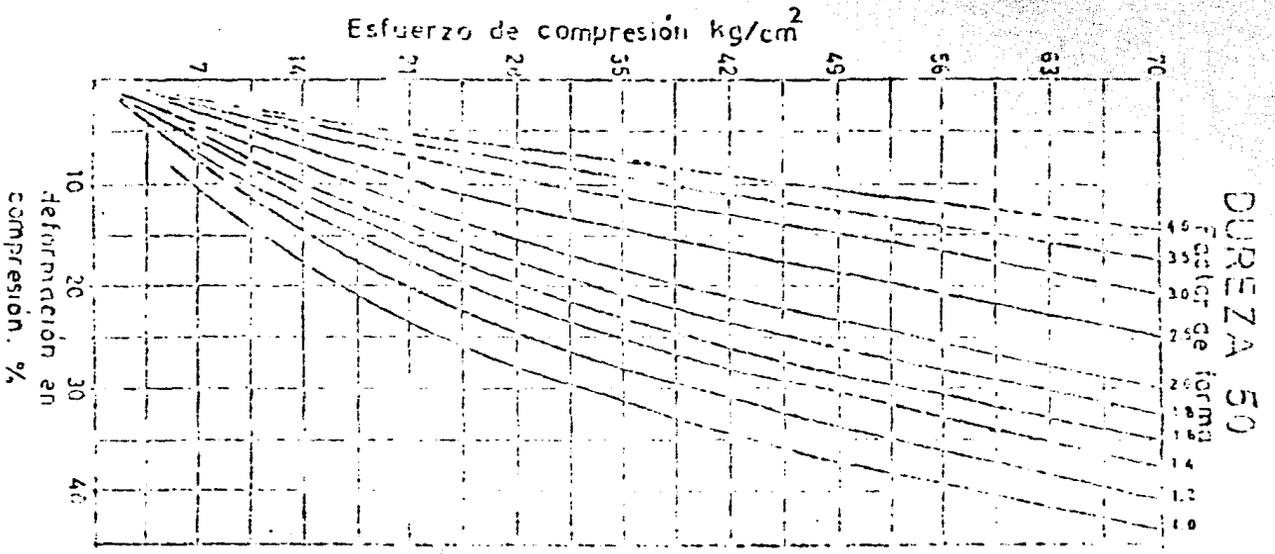


FIGURA IV. 53. a. CARACTERÍSTICAS NEOPRENO 50

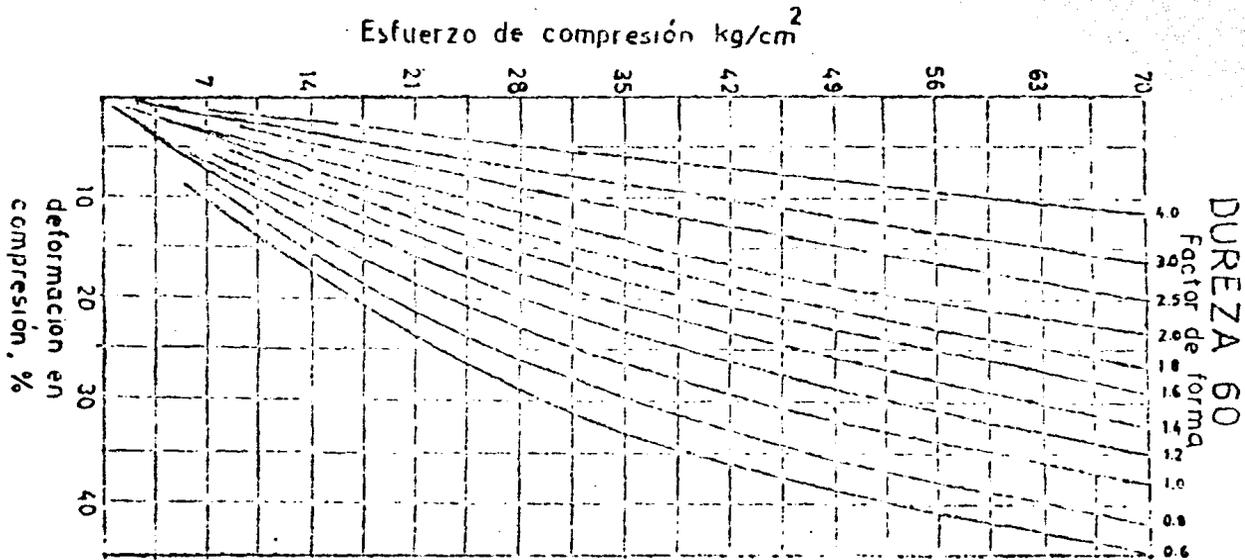


FIGURA IV-53.b. CARACTERÍSTICAS NEOPRENO 60.

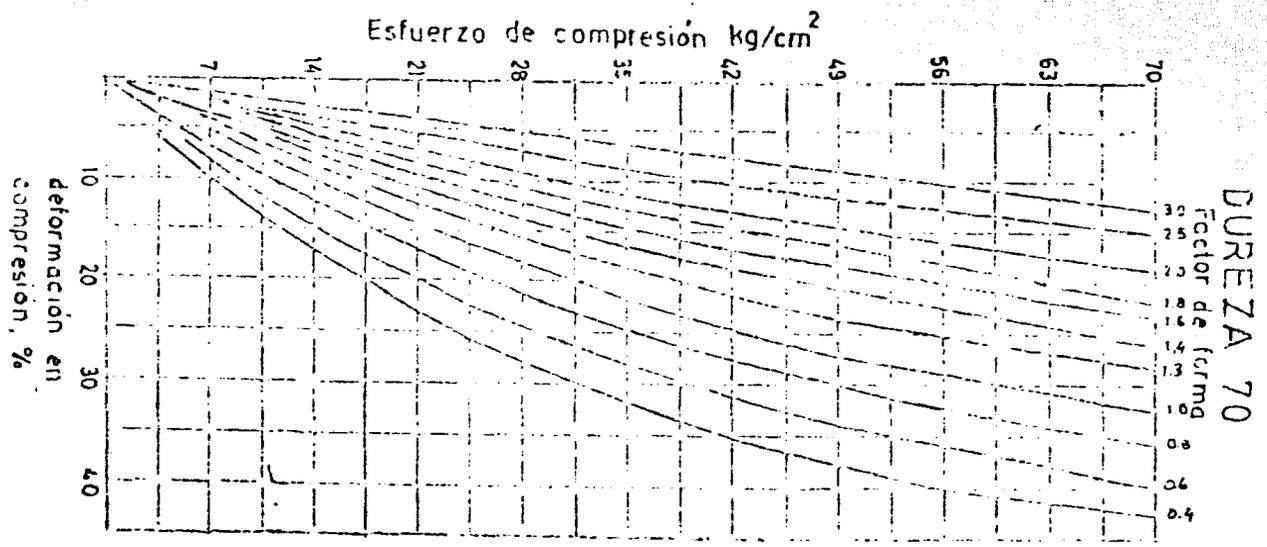


FIGURA IX 53. G. CARACTERÍSTICAS NEOPRENO 70.

total de neopreno.

Así, el cortante en el neopreno está dado por la expresión:

$$V = \frac{\text{Módulo} \times \text{Área} \times \Delta}{T}$$

El cortante por la deformación de 1.27 cm. (debida a temperatura) que se presenta en los estribos es, para el neopreno con dureza 50

$$V = \frac{(7.7 \text{ kg/cm}^2)(24\text{cm} \times 24\text{cm})(1.27\text{cm})}{3.175} = 1774.08 \text{ kg.}$$

El cortante por la deformación de 0.48 cm. (debida a temperatura) que se presenta en las pilas es:

$$V = \frac{(7.7 \text{ kg/cm}^2)(40\text{cm} \times 40\text{cm})(0.48\text{cm})}{3.175} = 1852.55 \text{ kg.}$$

La deformación del neopreno sobre estribos por la fuerza longitudinal y sísmica es de

$$\Delta = \frac{V \cdot T}{H \cdot \text{Área}} = \frac{(1226.05 \text{ kg})(3.175 \text{ cm})}{(7.7 \text{ kg/cm}^2)(24\text{cm} \times 24\text{cm})} = 0.877 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, la deformación total es de $1.27 + 0.88 = 2.15 > 50\%$ de 3.175

Así, pues, el espesor de neopreno debe ser aumentado. Se propone aumentarlo a 5 cm. colocando 2 placas de 2.5 cm de espesor, separadas por láminas delgadas (1/8").

Los factores de forma son:

$$\text{para estribos} \quad f = \frac{24\text{cm} \times 24\text{cm}}{2(24\text{cm} + 24\text{cm})(2.5\text{cm})} = 2.4$$

$$\text{para pilas} \quad f = \frac{40\text{cm} \times 40\text{cm}}{2(40\text{cm} + 40\text{cm})(2.5\text{cm})} = 4$$

En la figura A.IV.53. c se puede ver que para una dureza de 70 se cumple con la deformación no mayor del 15%.

El cortante por la deformación de 1.27 cm. en los estribos es de:

$$V = \frac{(15.1 \text{ kg/cm}^2)(24\text{cm} \times 24\text{cm})(1.27\text{cm})}{5} = 2209.19 \text{ kg}$$

El cortante por la deformación de 0.48 cm. en las pilas es de:

$$V = \frac{(15.1 \text{ kg/cm}^2)(40\text{cm} \times 40\text{cm})(0.48\text{cm})}{5} = 2319.36 \text{ kg}$$

La deformación del neopreno sobre los estribos por la fuerza de 1226.05 kg es de:

$$\Delta = \frac{(1226.05 \text{ kg})(5 \text{ cm})}{(15.1 \text{ kg/cm}^2)(24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm})} = 0.705 \text{ cm.}$$

Por lo que la deformación total para el neopreno sobre los estribos es de:
 $1.27 \text{ cm} + 0.705 \text{ cm} = 1.975 \text{ cm} < 50\% \text{ de } 5 \text{ cm.}$

Revisión de que el esfuerzo cortante sea menor o igual a 1/5 del esfuerzo a compresión.

Para esta revisión se calculará el esfuerzo a compresión, el cual corresponde sólo a la carga muerta. En este caso, que es el más desfavorable, en el cálculo del esfuerzo no deberá considerarse la fuerza longitudinal, ya que ésta se presenta sólo cuando hay carga viva.

$$\text{La fuerza cortante es de } 2209.19 \text{ kg.} + \frac{6546.32 \text{ kg}}{2} = 3300.24 \text{ kg.}$$

$$\text{El esfuerzo cortante es } 3300.24 \text{ kg} / (24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}) = 5.73 \text{ kg/cm}^2$$

La descarga sobre los estribos por carga muerta es de 97.44 Ton (Tabla A.II.3) y dado que hay 6 apoyos de neopreno, cada uno soporta $97440 \text{ kg} / 6 = 16240 \text{ kg.}$

Así, el esfuerzo a compresión es de $16240 \text{ kg} / (24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}) = 28.19 \text{ kg/cm}^2$, y la quinta parte de este esfuerzo es de 5.64 kg/cm^2 .

Puede verse que el esfuerzo cortante es ligeramente mayor que la quinta parte del esfuerzo a compresión. Sin embargo, consideramos que es aceptable.

El cortante para las placas de neopreno sobre las pilas es de:

$$2319.36 \text{ kg} + 18185.68 \text{ kg} / 6 = 5350.31 \text{ kg.}$$

y el esfuerzo cortante es de

$$5350.31 \text{ kg} / (40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 3.34 \text{ kg/cm}^2$$

La descarga sobre las pilas por carga muerta es de 314.76 Ton. (Tabla A.IV.3), y dado que hay 6 apoyos de neopreno, cada una soporta $314760 \text{ kg} / 6 = 52460 \text{ kg.}$

Así, el esfuerzo por compresión mínimo sobre los apoyos de neopreno es de:

$$52460 \text{ kg} / (40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 32.79 \text{ kg/cm}^2 \text{ y la quinta parte de este esfuerzo es de } 6.56 \text{ kg/cm}^2 > 3.34 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante debida a temperatura, fuerza longitudinal y sismo, debe ser transmitida de la losa de concreto hacia los apoyos de neopreno. Esta transmisión la darán los ángulos reforzados de la tridilosa para soportar el 25% de la carga muerta, en el diseño de los retentores.

En el caso de los estribos, al transmitir el cortante por los ángulos reforzados, se generará un aumento en la fuerza de compresión (Fig. A.II.54).

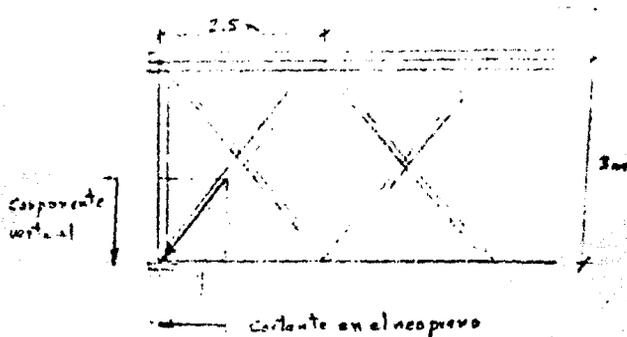


FIGURA A.II.54

El aumento de la fuerza de compresión es de:

$$(2209.19 \text{ kg} + 1226.05 \text{ kg}) (3/2.5) = 4122.29 \text{ kg}$$

y el aumento de esfuerzo cortante es de

$$4122.29 \text{ kg} / (24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}) = 7.16 \text{ kg/cm}^2$$

Puede verse en la figura A.II.53.c, que para el esfuerzo de $60 + 7.16 = 67.16 \text{ kg/cm}^2$ se sigue cumpliendo que no pasa la deformación del 15%.

Por otro lado, la fuerza en la diagonal extrema que transmite el cortante, tiene una componente de $(2209.19 \text{ kg} + 1226.05 \text{ kg}) (1.6/2.5) = 2198.55 \text{ kg}$, la cual tomaremos con una varilla TOR-60

$$\text{El área de la varilla debe ser } (2198.55 \text{ kg}) / (3000 \text{ kg/cm}^2) = 0.73 \text{ cm}^2$$

Como puede verse en el subinciso de diseño de armado transversal en los apoyos, en los estribos se tiene como armado para este efecto una varilla de $5/8"$ con área de 5 cm^2 , de la cual se requerían 2.97 cm^2 , por lo que esta misma varilla puede tomar la fuerza calculada.

Cuando se hizo la revisión de ángulos para transmitir la fuerza de diseño de los retentores, se encontró que debían soportar 6.43 Ton. (en las estribos). Por otro lado, para transmitir las fuerzas cortantes al neopreno, se requiere que los ángulos soporten:

$$a) \text{ Si llegan dos ángulos al apoyo } \frac{(2209.15 \text{ kg.} + 1226.05 \text{ kg.})}{2 \text{ ángulos}} \cdot \frac{2.11}{1.25} = 2899.34 \text{ kg.}$$

$$b) \text{ Si llega un ángulo al apoyo } (2899.34)(2) = 5798.68 \text{ kg.}$$

Como en ningún caso se sobrepasa la fuerza de 6.43 Ton. con que fueron reforzados los ángulos, no será necesario hacer ninguna modificación.

Se colocarán también placas retentoras en la dirección del puente, a una distancia igual al 50% del peralte de las placas de neopreno, o sea a 2.5 cm.

En seguida se tiene la figura A.IV.55 en la que se presenta el armado de la tridiosa del puente para el cruce de la carretera Culiacán-Torreón con el río Tamazula II; en las figuras A.IV.31 a la A.IV.33 se presentó el armado de las losas y trabes transversales de concreto, y de las banquetas. En la tabla A.IV.33 se tiene la cuantificación de todo el acero necesario para la superestructura (incluyendo el armado indicado en las tres últimas figuras citadas); no se consideran desperdicios ni traslapos.

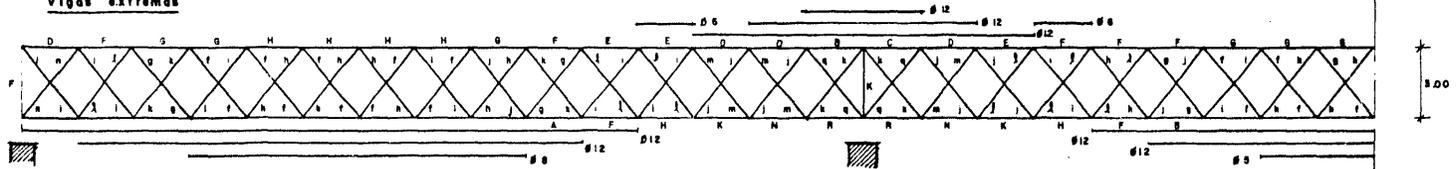
TABLA A.IZ.33 CUANTIFICACION DE ACERO DE SUPERESTRUCTURA.

ACERO ANGULAR MODULOS - LONGITUD L = 2.11 m.					
ANGULO	PESO kg/m	NUMERO DE PIEZAS	PESO TOTAL POR CALIBRE		
d - 2 1/2 x 3/16	4.61	216	2101.1		
e - 2 1/2 x 1/4	6.10	30	1029.7		
f - 3 x 1/4	7.27	336	5168.3		
g - 3 x 5/16	7.54	76	1879.2		
h - 4 x 1/4	7.85	143	3477.4		
i - 4 x 5/16	12.20	84	4236.5		
j - 4 x 3/8	14.52	152	4276.1		
k - 4 x 7/16	16.82	72	2552.3		
l - 5 x 3/8	18.30	144	5560.3		
m - 5 x 7/16	21.28	56	2514.4		
n - 6 x 3/8	22.17	16	742.5		
o - 6 x 7/16	25.60	16	764.3		
q - 6 x 1/2	29.17	32	1767.6		
PESO TOTAL ACERO ANGULAR MODULOS			37,240.7 kg		
ACERO ANGULAR CERRAMIENTOS VERTICALES □ L = 3.0 m.					
ANGULO	PESO kg/m	# PIEZAS SENCILLAS	PESO TOTAL POR CALIBRE		
D - 2 1/2 x 3/16	4.61	180	2429.4		
F - 3 x 1/4	7.27	24	724.9		
J - 4 x 3/8	14.52	2	349.9		
K - 4 x 7/16	16.82	8	423.7		
PESO TOTAL ACERO ANGULAR CERRAMIENTOS VERTICALES			3,767.9 kg		
ACERO ANGULAR POR FLEXION □ L = 2.50 m.					
ANGULO	PESO kg/m	# PIEZAS SENCILLAS	PESO TOTAL POR CALIBRE		
B - 2 x 1/8	2.46	24	147.6		
C - 2 x 3/16	3.63	24	217.8		
D - 2 1/2 x 3/16	4.61	96	1106.4		
E - 2 1/2 x 1/4	6.10	72	1098.0		
F - 3 x 1/4	7.27	120	2187.0		
G - 3 x 5/16	7.02	144	3268.8		
H - 4 x 1/4	7.82	96	2356.8		
PESO TOTAL ACERO ANGULAR POR FLEXION			10,382.4 kg		
ACERO REDONDO TOR-60 POR FLEXION L = 2.50 m (modulo)					
CALIBRE	PESO kg/m	# MODULOS QUE CUBRE	PESO TOTAL POR CALIBRE		
∅ 5	1.56	28	109.2		
∅ 6	2.25	16	90.0		
∅ 8	3.98	48	477.6		
∅ 10	6.23	36	560.7		
∅ 12	8.94	452	10,102.2		
PESO TOTAL ACERO REDONDO TOR-60 POR FLEXION			11,339.7 kg		
ACERO REDONDO TOR-60 TRANSVERSAL L = 2.0 m					
CALIBRE	PESO kg/m	# DE PIEZAS	PESO TOTAL POR CALIBRE		
∅ 5	1.56	45	561.6		
∅ 6	2.25	45	810.0		
∅ 8	3.98	12	382.1		
PESO TOTAL ACERO REDONDO TOR-60 TRANSVERSAL			1,753.7 kg		
ACERO REDONDO PARA ARMADO DE LOSAS Y BANQUETAS					
CALIBRE	RESISTENCIA	LONGITUD	PESO kg/m	# DE RAMAS	PESO TOTAL POR CALIBRE (AREA Y LONGITUD)
∅ 3	AR-42	3.00	0.56	78	439.0
∅ 5	TOP-60	11.50	1.56	78	758.1
∅ 3	AR-42	1.00	0.56	3675	2058.0
∅ 4	AR-42	20.00	1.00	54	6480.0
∅ 4	AR-42	7.20	1.00	480	4416.0
PESO TOTAL ACERO REDONDO PARA ARMADO DE LOSAS Y BANQUETAS					15,151.6 kg
DENSIDAD DE ACERO = PESO TOTAL / AREA DEL PUENTE (120 x 9.10 m)					72.92 kg/m ²

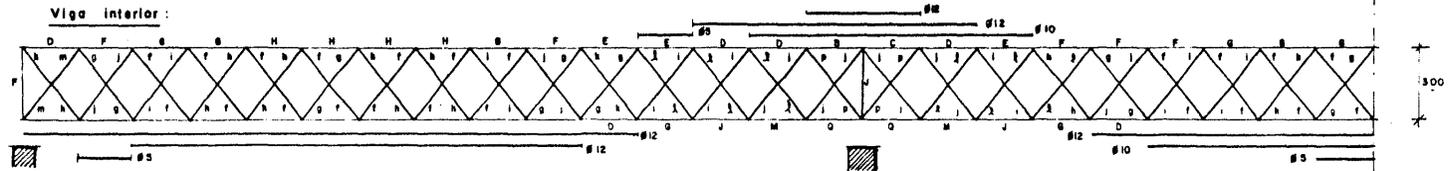
* No se considera el peso de las placas de la tridivisa (considerado éste como el 20% del peso total del acero angular de los módulos implica un incremento de 6.82 kg/m²)

Alzados:

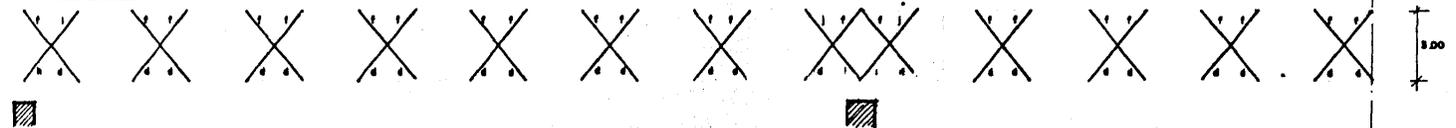
Vigas extremas



Viga interior:



Atizadores



Carramientos verticales extremos.

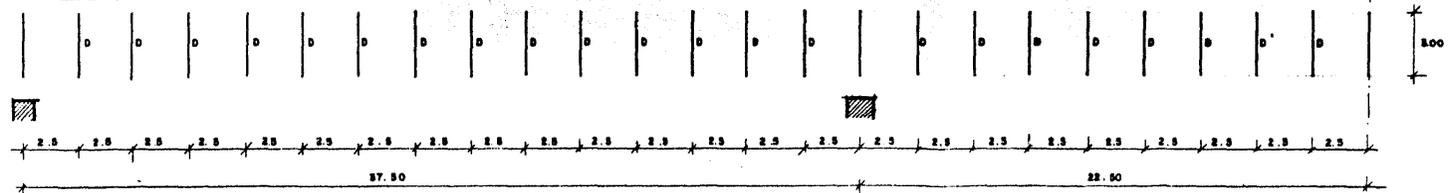
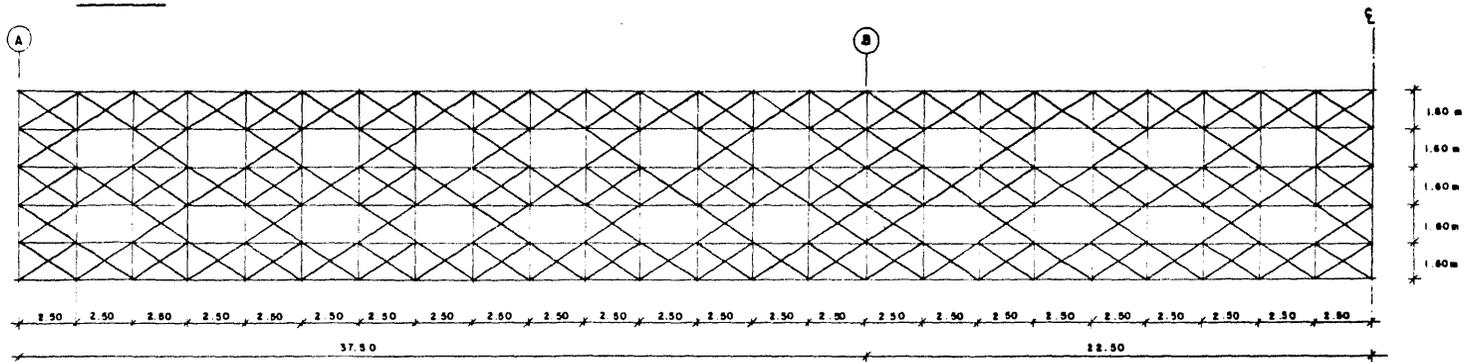
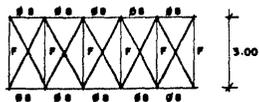


FIGURA A.35 a) ALZADOS ARMADO TRIDILOSA PUENTE CRUCE CARRETERA SANALONA-TOPIA-RIO TANAZULA II.

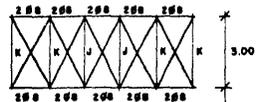
Planta



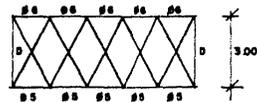
Secciones Transversales :



Armado en la sección (A)



Armado en la sección (B)



Armado fuera de apoyos

Cotas en metros.

Seccion	Angulo	Seccion	Seccion	Angulo	Seccion	Seccion	Angulo	Seccion	Seccion	Varilla
L		□	L		□	L		□	O	
a	1 1/2 x 1/2"	A	g	3" x 3/8"	G	m	5" x 7/16"	M	Ø 5	5/8"
b	2" x 1/8"	B	h	4" x 1/4"	H	n	6" x 3/8"	N	Ø 6	3/4"
c	1" x 3/16"	C	i	4" x 5/16"	I	o	5" x 1/2"	O	Ø 8	1"
d	2 1/2 x 3/16"	D	j	4" x 5/8"	J	p	6" x 3/8"	P	Ø 10	1 1/4"
e	2 1/2 x 1/4"	E	k	4" x 7/8"	K	q	6" x 1/2"	Q	Ø 12	1 1/2"
f	3" x 1/4"	F	l	5" x 3/8"	L	r	6" x 9/16"	R		

ACERO ANGULAR A-36

ACERO REDONDO TOR-60

FIGURA A.IX 55 b). PLANTA Y SECCIONES TRANSVERSALES. ARMADO PUENTE CRUCE CARRETERA SANALONA - TOPIA - RIO TAMAZULA II.

En seguida se presentan algunas fotografías del puente de 'Las Flores' - diseñado con el Sistema Tridilosa. Este puente se encuentra en el Estado de Chiapas y fué diseñado por el Ing. Alejandro Calderón .

El puente consta de 7 claros simplemente apoyados; los claros mayores son de 36 m y el peralte de 2.30 m .

FOTO 1. Panorámica del puente.

FOTO 2. Vista inferior de la Superestructura.

FOTO 3. Vista inferior de la Superestructura.

FOTO 4. Vista lateral de la Superestructura. En esta foto se puede -- apreciar el estribo del puente que existía anteriormente, el - cual fué arrastrado por la corriente.

FOTO 5. Vista lateral de la unión de dos tramos sobre una pila.

FOTO 6. Detalle de apoyo de la Superestructura sobre los cabezales de - las pilas.

FOTO 7. Detalle de apoyo de la Superestructura sobre los cabezales de - las pilas.

FOTO 8. Fotografía del Ing. Heberto Castillo en el interior de la Tridilosa del puente.



FOTO 1

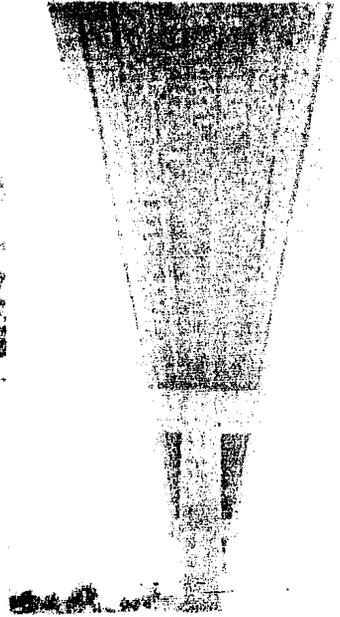


FOTO 2

FOTO 3.



FOTO 4.





FOTO 5.



FOTO 6.



FOTO 7.

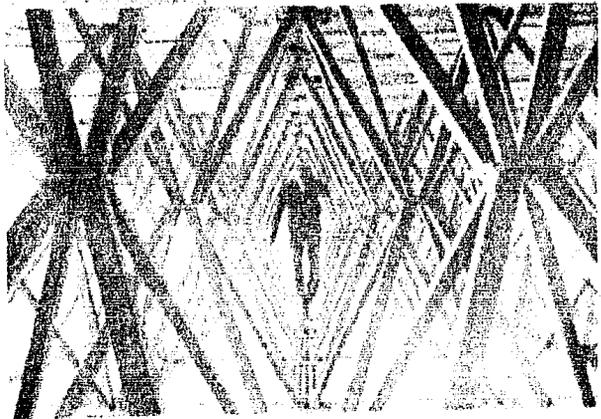


FOTO 8.

A.IV.II ANALISIS DE SUBESTRUCTURA Y CIMENTACION.

Anteriormente se indicó que el puente estaría formado por tres tramos continuos, siendo estribos los apoyos extremos y pilas cilíndricas de 3 m. de diámetro los apoyos intermedios; como en la margen derecha no hay necesidad de soportar empuje de tierras, emplearemos un caballete para apoyar ese extremo del puente. Del análisis realizado para la elección de claros en la aplicación A.IV.I, se modificaron las longitudes originales propuestas para los tramos de la superestructura, con la consiguiente separación de las pilas. Las pilas se separaron 5 m., desplazándose cada una 2.50 m. de su posición original. En la figura A.IV.56 se dibuja la posición final de las pilas; las líneas discontinuas verticales indican sus posiciones originales. Siguen siendo válidas las profundidades de socavación local calculadas, ya que se hicieron en base a los datos proporcionados por los sondeos 1 y 3.

En lo que sigue se tratarán los aspectos correspondientes al diseño de la subestructura del puente.

*ANALISIS DE PILAS.

- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

Tendremos pilas cilíndricas de 3.0 m. de diámetro exterior; en la parte superior llevarán un cabezal con dos voladizos de 3 m. perpendiculares al eje longitudinal del puente; en la parte inferior sólo la pila 2 tendrá ampliación de la base a 4 m. de diámetro; esto fue determinado en la aplicación III, considerando las sollicitaciones que se calculan mas adelante. Se eligieron pilas de sección circular para reducir los efectos de la socavación local al pie de pilas, además de que el puente presenta un esviajamiento de 14° derecho. El diámetro se eligió a partir de algunas aproximaciones sucesivas, tratando de obtener una relación de esbeltez menor que 100 ($\frac{K_L}{r} < 100$); este análisis aproximado se hizo cuando se estudió el estrechamiento del río, aunque no se presentaron los cálculos hechos. El espesor de las paredes será de 0.50 m.

- ANALISIS DE CARGAS.

Los grupos de cargas aplicables al diseño de subestructuras son los grupos

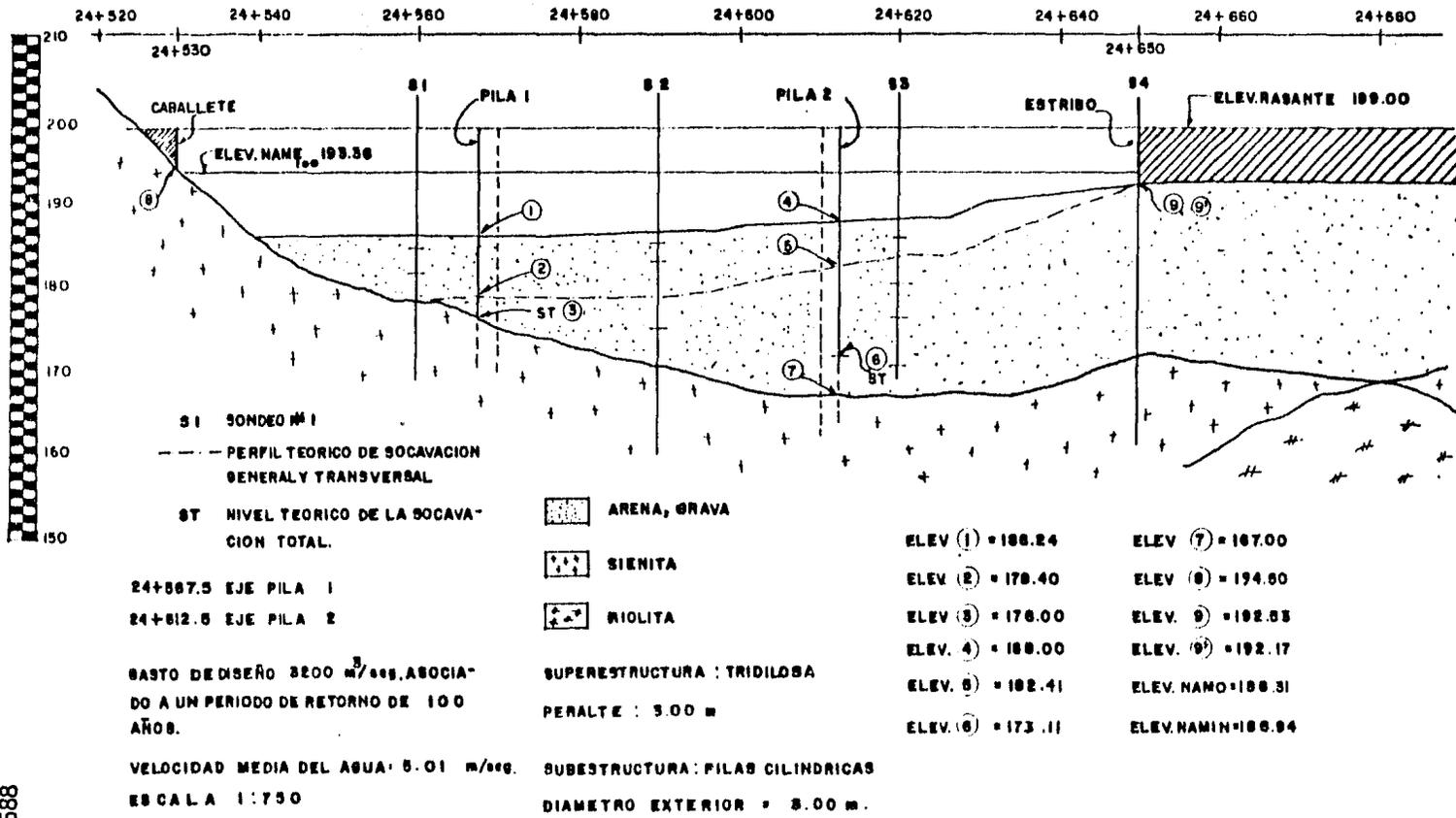


FIGURA A.IV.56 PUENTE CRUCE RIO TAMAZULA II. POSICION DEFINITIVA PILAS.

I, IA, II, III, ~~III~~, ~~III~~, y IX. Para el diseño de las pilas no se considerará el efecto de la fuerza centrífuga, ya que el puente es recto; ni la presión del hielo, ya que en la zona del cruce no existe la posibilidad de que se congele el río; ni el empuje de tierras, ya que esa sollicitación es para el diseño de estribos; no consideramos tampoco el efecto de la subpresión. Así, la ecuación general para las combinaciones de carga (Ec. III.7) se reduce, para cada grupo, a las siguientes expresiones:

Grupo I	$1.3 \text{ C.M.} + 2.57 (\text{C.V.} + \text{I}) + 1.3 \text{ P.C.}$
Grupo IA	$1.3 \text{ C.M.} + 2.96 (\text{C.V.} + \text{I})$
Grupo II	$1.3 \text{ C.M.} + 1.3 \text{ P.C.} + 1.3 \text{ V.E.}$
Grupo III	$1.3 \text{ C.M.} + 1.3 (\text{C.V.} + \text{I}) + 1.3 \text{ P.C.} + 0.39 \text{ V.E.} + 1.3 \text{ V.C.V.} + 1.3 \text{ F.L.} + 1.3 \text{ F.}$
Grupo VII	$1.3 \text{ C.M.} + 1.3 \text{ P.C.} + 1.3 \text{ T.T.}$
Grupo VIII	$1.3 \text{ C.M.} + 1.3 (\text{C.V.} + \text{I}) + 1.3 \text{ P.C.}$
Grupo IX	$1.2 \text{ C.M.} + 1.2 \text{ P.C.} + 1.2 \text{ V.E.}$

En el subinciso II.3.14 se dió el significado de las literales utilizadas.

Los coeficientes utilizados en los grupos de combinaciones de cargas anteriores corresponden al Método del Factor de Carga para el análisis de combinaciones de carga; este método no permite el incremento de los esfuerzos de trabajo de los materiales. Este método se asocia al Diseño al Límite de las estructuras. Utilizaremos ese mismo método de análisis de combinaciones de carga para el caballete y para el estribo.

- CARGA MUERTA.

Geométricamente, ambas pilas diferirán únicamente en su altura. Para la determinación del peso propio consideramos que el espesor de la pared de los cilindros será de 0.50 m. Así, $P.P. = (\pi r_o^2 - \pi r_i^2) (\gamma_{conc.}) (\text{altura}) =$
 $= (\pi (1.5)^2 - \pi (1.0)^2) (2.4) (1) = 9.42 \text{ Ton/m}$

Los cabezales de ambas pilas serán iguales, ya que reciben las mismas descargas; para cuantificar su peso propio se diseñan en seguida.

- DISEÑO DE CABEZALES.

En la figura A.III.57 se dibuja la sección propuesta para los cabeza-

les, con las cargas correspondientes tomadas de las figuras A.IX.23 y A.IX.24.

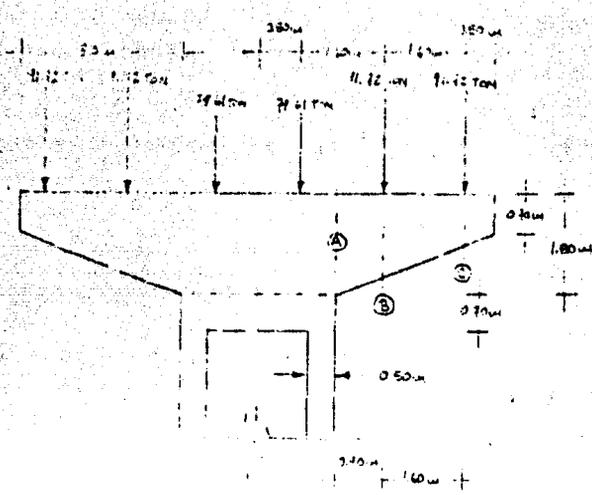


FIGURA A.IX.57 GEOMETRIA DE LOS CABEZALES, ANCHO = 1 m.

Diseño de los voladizos:

El peso propio de los voladizos con las características mostradas en la figura - A.IX.56 es, para cada uno:

$$P.P. = (1.80 + 0.70) \frac{3}{2} (1.0) (2.4) = 9.0 \text{ Ton.}$$

y el peso propio considerándolo uniformemente distribuido en los tres metros de longitud es: $P.P. = 9.0/3 = 3 \text{ Ton/m}$. En la figura A.IX.58 se dibujan las consideraciones hechas para el análisis del voladizo, así como los elementos mecánicos resultantes.

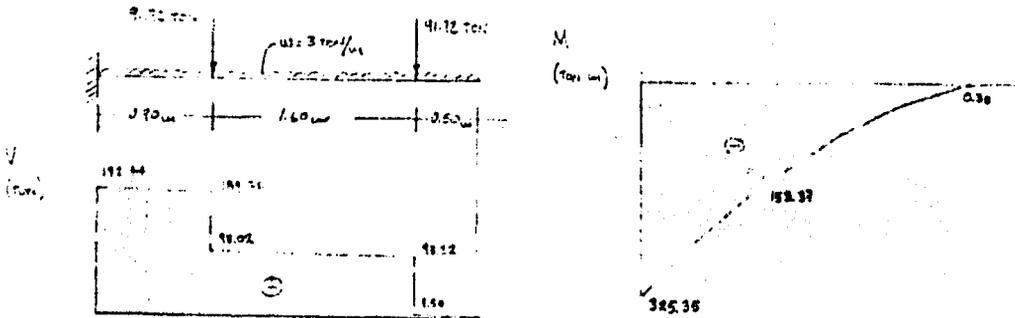


FIGURA A.IX.58. IDEALIZACION DE LOS VOLADIZOS DE LOS CABEZALES. ELEMENTOS MECANICOS RESULTANTES.

El diseño de los voladizos se hará mediante las normas técnicas (Reg. 44), considerando concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de carga de 1.4. En la sección (A) de la figura A.IV.57, el peralte efectivo es de 172 cm, en (B) de 139 cm y en C de 80 cm (permiten 4 cm de recubrimiento).

Flexión:

Sección (A); $M_u = 325.35 \times 1.4 = 455.49 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

con programa de calculadora, para las condiciones anteriores

$$A_s = 78.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 1\frac{1}{2}'' + 1 \phi 1\frac{1}{4}'' \text{ (AR-42)}$$

Limitaciones: $A_s \text{ mín} = 42.48 \text{ cm}^2 \checkmark$ $A_s \text{ máx} = 280.70 \text{ cm}^2 \checkmark$

Sección (B); $M_u = 153.37 \times 1.4 = 214.72 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ $A_s = 45.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1\frac{1}{2}'' \text{ (AR-42)}$

$A_s \text{ mín} = 34.33 \text{ cm}^2 \checkmark$ $A_s \text{ máx} = 226.85 \text{ cm}^2 \checkmark$

Sección (C); $M_u = 0.38 \times 1.4 = 0.532 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ $A_s = 0.18 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ mín} = 19.76 \text{ cm}^2 \text{ Rig.} \rightarrow 7 \phi 3/4'' \text{ (AR-42)}$

$A_s \text{ máx} = 130.56 \text{ cm}^2$

Las varillas $\phi 1\frac{1}{2}''$ y $\phi 1\frac{1}{4}''$ se presentan en longitudes de 9.0 m, por lo que es conveniente no cortar las barras para hacer la distribución de varillas por flexión recién calculadas, además de que las varillas $\phi 1\frac{1}{2}''$ requieren una longitud de desarrollo de 2.85 m; para los requerimientos de áreas de acero en las secciones (A) y (B) si se dan las longitudes de desarrollo suficientes para todas las varillas, quedando un poco corta la longitud de desarrollo para las varillas $\phi 1\frac{1}{2}''$ según los requerimientos de la sección (C), por lo que se añadirán, traslapadas, 6 varillas $\phi 6$, que proporcionarán a su vez el armado para el lecho inferior del voladizo, tal como se muestra en la figura A.IV.59; el traslape de las varillas será de 0.70 m.

Cortante:

Sección (A); $V_u = 192.44 \times 1.4 = 269.42 \text{ Ton}$ $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{78.89}{(100)(172)} = 0.0046$

$V_{cv} = (0.8)(100)(172) [0.1 + 30(0.0046)] \sqrt{160} = 58829.5 \text{ kg} \approx 58.8 \text{ Ton}$

Limitaciones:

$(1.5)(0.8)(100)(172) \sqrt{160} = 261077.6 \text{ kg} \approx 261 \text{ Ton} > V_u \rightarrow s < 0.25d$; $s < 43 \text{ cm}$

$V_u < 2.5 \text{ Ry. } b \cdot d \sqrt{f'_c} \approx 435 \text{ Ton} \checkmark$

Separación de estribos:

considerando varillas $\phi 5/8"$ a dos ramas: $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{(0.8)(3.96)(4000)(172)}{269420 - 58829} = 10.35 \text{ cm.} \quad \text{Limitación } s \leq \frac{(0.8)(3.96)(4000)}{(3.5)(100)} = 36.21 \text{ cm} \checkmark$$

usar estribos $\phi 5/8"$ a dos ramas @ 10 cm. entre secciones A y B

Sección B; $V_u = 98.02 \times 1.4 = 137.23 \text{ Ton}$

$$V_{cr} = (0.8)(100)(139) [0.2 + (30)(0.0016)] \sqrt{160} = 47542.44 \text{ kg} \approx 47.5 \text{ Ton.}$$

Limitaciones: $s \leq \frac{(0.8)(3.96)(4000)}{3.5(100)} = 36.21 \text{ cm.}$

$$1.5(0.8)(100)(139) \sqrt{160} = 210987 \text{ kg} \rightarrow s < 0.5d; s < 69.5 \text{ cm.}$$

considerando varillas $\phi 5/8"$ a dos ramas:

$$s = \frac{(0.8)(3.96)(4000)(139)}{137230 - 47542} = 19.64 \text{ cm} \checkmark$$

usar estribos $\phi 5/8"$ a dos ramas @ 20 cm, de sección B al final.

En la figura A.IV.59 se dibuja el armado de los cabezales. Se consideran materiales con las características anotadas más arriba, y la geometría indicada en la figura A.IV.57

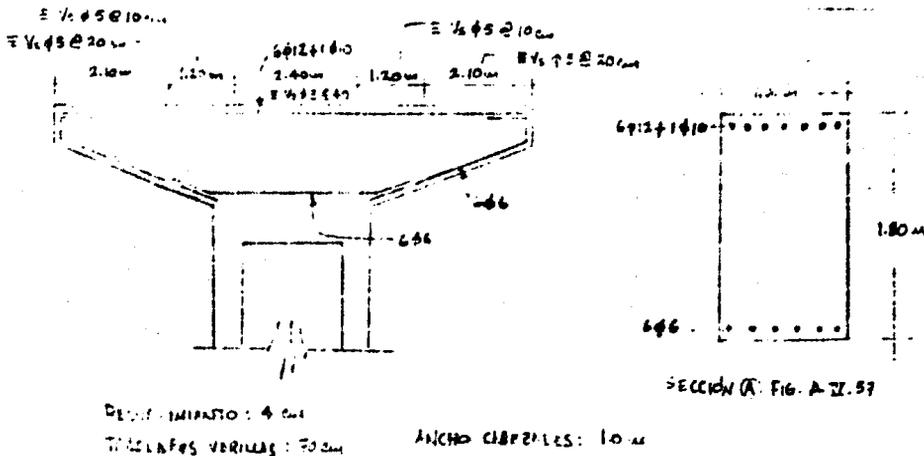


FIGURA A.IV.59 Armado de cabezales (ver geometría en fig. A.IV.57).

De la figura A.IV.57, considerando el peso de la tapa de la pila, el peso propio de cada cabezal es:

P.P. cabzal = $(9.0 \times 2) + \pi (1.5)^2 (0.70)(2.4) + (3)(1)(1.8)(2.4) = 42.84 \text{ Ton.}$
 y el cabzal ocupa ya 2.5 m. de la altura de la pila.

En lo que sigue se hace el análisis de cargas para cada pila.

+ PILA I ANALISIS DE CARGAS

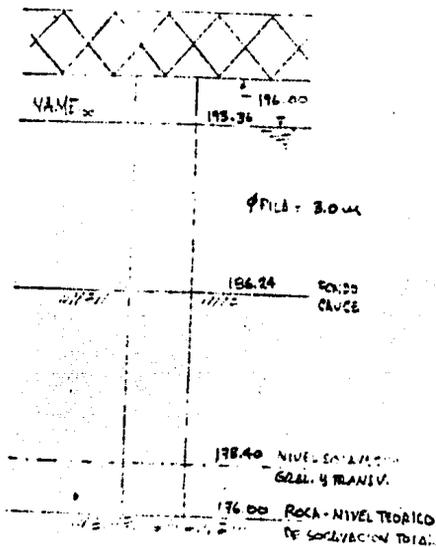


FIGURA A. IV. 60

- Descargas de la superestructura sobre la pila:

Carga Muerta = 314.76 Ton. (de tabla A. IV. 3)

Carga Viva = 162.90 Ton (de tabla A. IV. 20 por 2 carriles). (ya considera el impacto).

Viento:

El largo tributario de superestructura es

$$L = (0.62)(37.5) + (0.5)(45) = 47.75 \text{ m.}$$

L de C.N., % de carga en la pila

viento en la superestructura = 459 kg/m

Fuerza por viento aplicada en elevación 197.5 = $(47.75)(459) = 20999.3 \text{ kg} \approx 21 \text{ Ton}$

viento sobre carga viva: 149 kg/m aplicada a 1.83 m. sobre el piso \rightarrow elev. 200.83

$$\text{Fuerza por VCV} = (47.75)(149) = 6817.75 \text{ kg} \approx 6.82 \text{ Ton.}$$

- Acciones sobre la pila:

Viento:

$$\text{Área expuesta} = (196.0 - 193.91)(3.0) = 6.27 \text{ m}^2 \text{ para NAHE}_{100}$$

Presión de viento sobre la subestructura: 195 kg/m²

$$\text{Fuerza por viento en la subestructura} = (6.27)(195) = 1222.65 \text{ kg} \approx 1.22 \text{ Ton}$$

aplicada en elevación 194.95.

Agua:

$$\text{Área expuesta a la corriente} = (193.36 - 186.24)(3.0) = 21.36 \text{ m}^2$$

Presión de la corriente $P = 52.55 \text{ KV}^2$; $K = 0.67$ pilas sección circular; $V = 5.01 \text{ m/s}$

Fuerza debida a la corriente para NAME₁₀₀: $F = PA$

$$F = (52.55)(0.67)(5.01)^2(21.36) = 18\,871.62 \text{ kg} = 18.87 \text{ Ton.}$$

aplicada en elev. 190.07 (distribución rectangular de presiones).

Peso propio:

Peso cabeza = 42.84 Ton. (ver diseño de cabeza) (comprende 2.5 m. de altura de pila).

Consideramos que la pila se hará hueca, con un espesor de pared de 0.5 m.
 → área de la sección transversal = 3.93 m² → peso propio por metro lineal de pila = 9.42 Ton.

Como la pila \perp se empotrará en la sienita (ver figura A.IV.56), su altura será, para el análisis de combinaciones de carga:

$$\text{Altura pila } \perp = 196.0 - 176.0 = 20 \text{ m.}$$

$$\text{Peso del cuerpo de la pila} = (20 - 2.50)(9.42) = 164.85 \text{ Ton.}$$

Así, el peso propio de la pila es de $42.84 + 164.85 = 207.69 \text{ Ton.}$

Fuerzas Longitudinales:

• Por carga viva

Carga equivalente del camión tipo HS-20: 952 kg/m más 8165 kg (carga concentrada para momento). Se considera el 5% de las cargas citadas. Esta fuerza es transmitida por superestructura a la subestructura y es igual a 2.25 Ton. (ver diseño de apoyos de neopreno) aplicada en elevación 200.22
 Por fricción debida a temperatura:

Esta fuerza corresponde al cortante que aparece en los apoyos de neopreno por las expansiones o contracciones de la superestructura. Esta fuerza es igual a $2.15 \times 6 = 12.9 \text{ Ton.}$ (ver diseño de apoyos). Aplicada en elev. 196.00

Solicitaciones por sismo:

Como se indicó en la parte correspondiente del inciso de análisis de cargas, el análisis sísmico de un puente es complejo, ya que implica un proceso dinámico; sin embargo, en ocasiones es aceptable un análisis estático considerando una fuerza horizontal proporcional al peso propio de la superestructura. Las especificaciones AASHTO consideran una fuerza sísmica de $T = CP$ para puentes en los que la fuerza sísmica es resistida únicamente por pilas o columnas. En donde:

T_T = fuerza horizontal aplicada en cualquier dirección en el centro de gravedad de la superestructura.

C = Coeficiente que depende de la máxima aceleración esperada por sismo, de las características del subsuelo y de la rigidez de la estructura. Las especificaciones citadas estipulan que el valor de C no debe ser menor que 0.10 para estructuras en la zona sísmica 3 (aceleración sísmica mayor o igual que 0.3 g) ni menor que 0.06 para estructuras en las zonas sísmicas 0, 1 y 2 (con aceleración sísmica menor que 0.3 g) (la notación de las zonas sísmicas utilizada en México es de A, B, C y D, en correspondencia a las zonas 0, 1, 2 y 3 de E.U.).

El puente en estudio se encuentra en la zona sísmica B, pero carecemos de los datos y de las gráficas necesarias para el cálculo del coeficiente C , por lo que utilizaremos el valor mínimo especificado por esa zona ($C = 0.06$). Este coeficiente fue utilizado para el diseño de los apoyos de neopreno.

Así, la fuerza sísmica sobre la pila corresponde al cortante transmitido por el neopreno y es igual a 18.18 Ton. (ver diseño de apoyos). Aplicada en elev. 197.5 (altura del centro de gravedad de superestructura). Y el sismo sobre la pila es $(0.06)(111.23) = 6.67$ Ton aplicada en elev. 191.75 (altura c.g. de la parte de la pila que sobresale del fondo del cauce).

Momento en las pilas producido por la excentricidad de la carga viva:

Ya que la carga viva puede ocupar cualquier posición en la sección transversal del puente, al colocarse con la excentricidad máxima calculada en el subinciso IV.4.2 se produce sobre la pila, a través del cabezal, un momento constante de:

$$M = (162.9)(0.482)\left(\frac{1}{2}\right)(2.4 + 4.0) - (162.9)(0.185)\left(\frac{1}{2}\right)(2.4 + 4.0) = 154.92 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

donde 162.9 es la descarga por carga viva sobre el cabezal (ver figura A.IV.20 considerando los dos carriles de circulación); 0.482 y 0.185 son los factores de distribución transversal para la viga más cargada y para la menos cargada, respectivamente; $\frac{1}{2}$ es para considerar la descarga de cada apoyo de las vigas longitudinales, y 2.4 y 4.0 m. son los brazos

de palanca, respecto al eje longitudinal de la pila, de los apoyos de las vigas en el cabezal.

- Pila 1 . Combinaciones de carga a nivel de cimentación.

Grupo I

Cargas verticales : $1.3(314.76 + 207.69) + 2.17(162.90) = 1032.68 \text{ Ton.}$

Carga horizontal : $1.3(18.87) = 24.53 \text{ Ton.}$ (aplicada en elev. 190.07)

Momento = $(24.53)(14.07) = 345.14 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ (respecto al nivel Teórico de socavación total NTST). (momento transversal).

Grupo I.A

Cargas verticales : $1.3(522.45) + 2.86(162.90) = 1145.08 \text{ Ton.}$

Grupo II

Cargas verticales : $1.3(522.45) = 679.19 \text{ Ton.}$

Cargas horizontales : $1.3(18.87) = 24.53 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 190.07) (presión corriente).

$1.3(21.0) = 27.30 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 197.50) (viento superest.).

$1.3(1.22) = 1.59 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 194.95) (viento subest.).

Σ Fuerzas horizontales = 53.42 Ton (perpendicular al puente).

Momento = $345.14 + 27.30(21.5) + 1.59(18.95) = 962.22 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ (respecto al NTST) (momento transversal).

Grupo III

Cargas verticales : $1.3(522.45) + 1.3(162.90) = 890.96 \text{ Ton.}$

Cargas horizontales : $1.3(18.87) = 24.53 \text{ Ton.}$ (aplicada en elev. 190.07) (perpendicular al puente) (presión de corriente).

$0.39(1.22) = 0.48 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 194.95) (perpendicular al puente) (viento subestructura).

$0.39(21.0) = 8.19 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 197.50) (perpendicular al puente) (viento superestructura).

$1.3(6.82) = 8.87 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 200.83) (perpendicular al puente) (VCV)

$1.3(2.25) = 2.93 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 200.22) (paralela al eje del puente) (Fza. longitudinal).

$1.3(12.9) = 16.77 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 196.00) (paralela al eje del puente) (Fricción temperatura).

$$\text{Momento Transversal} = (24.53)(14.07) + (0.48)(18.95) + (8.19)(21.5) + (8.87)(24.83) = \\ = 750.56 \text{ Ton}\cdot\text{m}, + 154.82 \text{ Ton}\cdot\text{m} = 905.38 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

↑ Mon. cargas excéntricas

$$\text{Momento longitudinal} = (2.93)(24.22) + (16.77)(20) = 406.36 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento resultante} = \sqrt{(905.38)^2 + (406.36)^2} = 992.39 \text{ Ton}\cdot\text{m} \text{ (a } 24.2^\circ \text{ de la dirección del momento Transversal).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. perpendiculares} = 42.07 \text{ Ton}; \Sigma \text{ Fzas. paralelas} = 19.70 \text{ Ton}$$

$$\text{Fza. horizontal resultante} = 46.45 \text{ Ton.}$$

Grupo VII

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(522.45) = 679.19 \text{ Ton}$$

Cargas horizontales: En este caso, en el que actuará el sismo, consideramos - que es poco probable que haya un sismo cuando se presente la avenida de diseño, por lo que consideraremos la presión del agua correspondiente al NAMO y los momentos respecto al fondo del cauce.

$$\text{Area expuesta a la corriente: } (188.31 - 186.24)(3.0) = 6.21 \text{ m}^2 \text{ (ver fig. A. IV. 56)}$$

El NAMO corresponde a la elevación 188.31 a la que se asocia, de la curva elevaciones - gastos del plano N° 1, un gasto de 320.0 m³/s, para el cual se tiene una velocidad del agua de 2.26 m/s (de los cálculos para la curva elevaciones - gastos de la aplicación A. III) (interpolando entre elevaciones 188 y 189.0)

$$\text{Así, la fuerza debida a la corriente es: } F = (52.55)(0.67)(2.26)^2(6.21) = \\ = 116.75 \text{ kg} \doteq 1.12 \text{ Ton.}$$

aplicada en elev. 187.28 (distribución rectangular de presiones).

Entonces, las cargas horizontales son:

$$1.3(1.12) = 1.46 \text{ Ton (aplicada en elev. 187.28) (perpendicular al puente) (presión de la corriente)}$$

$$1.3(18.18) = 23.63 \text{ Ton (aplicada en elev. 197.50) (consideramos la dirección perpendicular al puente, ya que el sismo puede actuar en cualquier dirección) (sismo superestructural)}$$

$$1.3(6.67) = 8.67 \text{ Ton (aplicada en elev. 191.75) (sismo subestructural)}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horizontales} = 33.76 \text{ Ton. (perpendicular al puente)}$$

↙ Elev. fondo cauce.

$$\text{Momento} = (1.46)(187.28 - 186.24) + (23.63)(11.26) + (8.67)(5.51) = 315.36 \text{ Ton}\cdot\text{m} \text{ (respecto al fondo del cauce) (momento transversal)}$$

Grupo VIII

Cargas verticales : $1.3 (522.45) + 1.3 (162.90) = 890.96 \text{ Ton.}$

Carga horizontal : $1.3 (18.87) = 24.53 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 190.07)

Momento = $(24.53)(14.07) = 345.14 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ (respecto al NTST) (momento transversal)

Grupo IX

Cargas verticales : $1.2 (522.45) = 626.94 \text{ Ton.}$

Cargas horizontales : $1.2 (18.87) = 22.64 \text{ Ton.}$ (aplicada en elev. 190.07) (presión corriente)

$1.2 (21.0) = 25.2 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 197.5) (viento superest.)

$1.2 (1.22) = 1.46 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 194.95) (viento subest.).

Σ Fzas hor. = 49.30 (perpendicular al puente).

Momento = $(22.64)(14.07) + (25.2)(21.5) + (1.46)(18.95) = 880.01 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ (respecto al NTST)
(momento transversal)

En la tabla A.IV.34 se resumen las solicitaciones de los diferentes - grupos de combinaciones de cargas, respecto al nivel de empotramiento.

GRUPO	CARGA VERTICAL (TON)	MOMENTO (TON.M)	CARGA HORIZONTAL (TON)
I	1032.68	499.96 *	24.53
I.A	1145.08	154.82 *	—
II	679.19	962.22	53.42
III	890.96	992.39 **	46.45
VII	679.19	315.36	23.76
VIII	890.96	499.96 *	24.53
IX	626.94	880.01	49.30

* Incluye el momento producido por la excentricidad de la carga viva (154.82 Ton.m)

** Es el momento resultante de los producidos por la excentricidad de la carga viva y por las combinaciones de carga.

TABLA A.IV.34 Pila I, resumen de combinaciones de carga, respecto al nivel de empotramiento.

De los requerimientos de carga horizontal y momento, los grupos II y III rigen para la determinación de la profundidad de empotramiento de la pila I. Esta profundidad se determinó con esos datos en la aplicación III.4; se consi-

deró el empotramiento de mayor profundidad.

Para revisar si la capacidad de carga del suelo de cimentación es suficiente para las descargas de la pila, se utilizó en la aplicación III.4 la sollicitación por carga vertical del grupo I.A

De los requerimientos de carga vertical y momento, observamos que los grupos de combinaciones de cargas II y III presentan las sollicitaciones más desfavorables, por lo que la pila 1 deberá ser diseñada para alguno de esos grupos y revisada para los requerimientos de todos los demás grupos.

+ PILA 2 ANALISIS DE CARGAS.

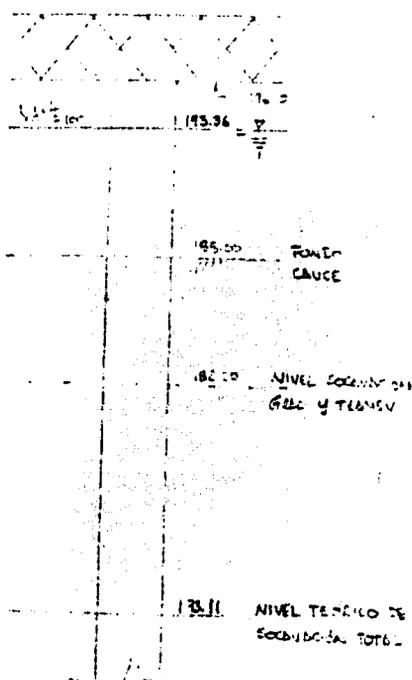


FIGURA A.IV.61

- Descargas de la superestructura sobre la pila:

Carga Muerta = 314.76 Ton

Carga Viva = 162.90 Ton. (ya considera impacto)

Fza. por viento $\hat{=}$ 21 Ton (aplicada en elev. 197.5)

Fza. por VCV $\hat{=}$ 6.82 Ton (aplicada en elev. 200.83)

- Acciones sobre la pila:

Fza por viento en la subestructura $\hat{=}$ 1.22 Ton.

(aplicada en elev. 194.95)

Agua:

Área expuesta a la corriente: $(193.36 - 180.0) / 3$
 $= 16.08 \text{ m}^2$

Fza. debida a la corriente, para el NAME₁₀₀:

$F = (52.55)(0.67)(5.01)^2(16.08) = 14210.5 \text{ kg}$

$\hat{=}$ 14.2 Ton (aplicada en elev. 190.95)

(dist. rectangular de presiones).

Peso propio

Peso cabezal = 42.84 Ton (comprende 2.50m de altura de pila)

Como se realizará la protección al pie de pila para evitar la socavación local; consideramos la pila empotrada a partir del nivel de socavación general y transversal.

Así, la altura de la pila 2 será, para el análisis de combinaciones de carga:

$$\text{Altura de pila 2} = 196.0 - 182.20 = 13.80 \text{ m.}$$

$$\text{Peso cuerpo pila} = (13.80 - 2.50)(9.42) = 106.45 \text{ Ton.}$$

$$\text{Así, el peso propio de la pila es de } 42.84 + 106.45 = 149.29 \text{ Ton.}$$

Fuerzas longitudinales:

- Por carga viva: 2.25 Ton (Transmitida por cortante por los apoyos de neopreno; ver su diseño). (aplicada en elev. 200.22)
- Por fricción debida a temperatura: 12.90 Ton (ver diseño de apoyos). (aplicada en elev. 196.00).

Sismo:

$$18.18 \text{ Ton (ver diseño de apoyos) (aplicada en elev. 197.50)}$$

$$\text{En la pila, sobre lo que sobresale del fondo del cauce: } (0.06)(94.65) = 5.68 \text{ Ton} \\ \text{(aplicada en elev. 192.56).}$$

Momento en la pila por la excentricidad de la carga viva: 154.82 Ton·m

- Pila 2 . Combinaciones de carga a nivel de cimentación.

Grupo I

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(314.76 + 149.29) + 2.17(162.90) = 956.76 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga horizontal: } 1.3(14.2) = 18.46 \text{ Ton (aplicada en elev. 190.95).}$$

$$\text{Momento} = (18.46)(190.95 - 182.20) = 161.53 \text{ Ton·m (respecto al nivel teórico de} \\ \text{socavación general y transversal NTSET) (momento transversal).}$$

Grupo I.A

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(464.05) + 2.86(162.90) = 1069.16 \text{ Ton}$$

Grupo II

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(464.05) = 603.27 \text{ Ton}$$

$$\text{Cargas horizontales: } 1.3(14.2) = 18.46 \text{ Ton (aplicada en elev. 190.95) (presión de} \\ \text{corriente)}$$

$$1.3(21.0) = 27.30 \text{ Ton (aplicada en elev. 197.50) (viento super)}$$

$$1.3(1.22) = 1.59 \text{ Ton (aplicada en elev. 194.95) (viento subest).}$$

$$\pm \text{Fzas. hor.} = 47.80 \text{ Ton.}$$

$$\text{Momento} = (18.46)(8.75) + (21.30)(15.30) + (1.59)(12.95) = 599.49 \text{ Ton} \cdot \text{m} \text{ (respecto al NTSGT) (momento transversal).}$$

Grupo III

Cargas verticales : $1.3 (464.05) + 1.3 (162.90) = 815.04 \text{ Ton.}$

Cargas horizontales: $1.3 (14.2) = 18.46 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 190.95) (perpendicular al puente) (presión de la corriente)

$0.39(1.22) = 0.48 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 194.95) (perpendicular al puente) (viento subestructura).

$0.39(21.0) = 8.19 \text{ Ton.}$ (aplicada en elev. 197.50) (perpendicular al puente) (viento superestructura).

$1.3 (6.82) = 8.87 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 200.83) (perpendicular al puente) (v.c.v.).

$1.3 (2.25) = 2.93 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 200.22) (paralela al eje del puente) (fuerza longitudinal).

$1.3 (12.90) = 16.77 \text{ Ton}$ (aplicada en elev. 196.00) (paralela al eje del puente) (fricción Temp.).

$$\text{Momento Transversal} = (18.46)(8.75) + (0.48)(12.75) + (8.19)(15.30) + (8.87)(18.63) = 458.20 \text{ Ton} \cdot \text{m} + 154.82 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 613.02 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento longitudinal} = (2.93)(18.02) + 16.77 (13.8) = 284.22 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento resultante} = \sqrt{(613.02)^2 + (284.22)^2} = 675.70 \text{ Ton} \cdot \text{m} \text{ (a } 24.87^\circ \text{ de la dirección del momento transversal).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. perpendiculares} = 36.45 \text{ Ton} ; \Sigma \text{ Fzas paralelas} = 19.70 \text{ Ton} ;$$

$$\text{Fza. horizontal resultante} = 41.43 \text{ Ton.}$$

Grupo VIII

Cargas verticales : $1.3 (464.05) = 603.27 \text{ Ton.}$

Cargas horizontales: haciendo las mismas consideraciones que para la pila 1 tenemos:

$$\text{Area expuesta a la corriente} = (188.31 - 188.0)(3.0) = 0.93 \text{ m}^2$$

$$\text{Fza. debida a la corriente} : F = (52.55)(0.67)(2.26)^2(0.93) = 167.24 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow 0.17 \text{ Ton} \text{ (aplicada en elev. } 188.16 \text{) (dist. rectangular de presiones).}$$

Así, las cargas horizontales son:

$$1.3(0.17) = 0.22 \text{ Ton} \text{ (en elev. } 188.16 \text{) (perpend. al pte.) (presión de corriente)}$$

$$1.3(18.18) = 23.63 \text{ Ton (en elev. 197.50) (perpend. al pte.) (sismo superest).}$$

$$1.3(5.68) = 7.38 \text{ Ton (en elev. 192.56) (perpend. al pte.) (sismo subest).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. horiz.} = 31.23 \text{ Ton (perpendicular al puente).}$$

$$\text{Momento} = (0.22)(188.16 - 188.0) + (23.63)(9.5) + (7.38)(4.56) = 258.17 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

(respecto al fondo del cauce) (momento transversal).

Grupo VIII

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(464.05) + 1.3(162.90) = 815.04 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga horizontal: } 1.3(14.2) = 18.46 \text{ Ton (aplicada en elev. 190.95).}$$

$$\text{Momento} = (18.46)(8.75) = 161.53 \text{ Ton}\cdot\text{m (respecto al NTSGT) (mom. transversal).}$$

Grupo IX

$$\text{Carga vertical: } 1.2(464.05) = 556.86 \text{ Ton.}$$

$$\text{Cargas horizontales: } 1.2(14.2) = 17.04 \text{ Ton (en elev. 190.95) (presión corriente)}$$

$$1.2(21) = 25.2 \text{ Ton (en elev. 197.50) (viento superest).}$$

$$1.2(1.22) = 1.46 \text{ Ton (en elev. 194.95) (viento subest).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horiz.} = 43.70 \text{ Ton.}$$

$$\text{Momento} = (17.04)(8.75) + (25.2)(15.30) + (1.46)(12.75) = 553.28 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$$

(respecto al NTSGT) (momento transversal).

En la tabla A.IV.35 se resumen las sollicitaciones ocasionadas por cada uno de los grupos de combinaciones de carga, respecto al nivel de empotramiento.

GRUPO	CARGA VERTICAL (Ton)	Momento (Ton·m)	CARGA HORIZONTAL (Ton)
I	956.76	316.35 *	18.46
I.A	1069.16	154.82 *	—
II	603.27	599.49	47.80
III	815.04	675.70 **	41.43
VIII	603.27	258.17	31.23
VIII	815.04	316.35 *	18.46
IX	556.86	553.28	43.70

TABLA A.IV.35

* Incluye el momento producido por la excentricidad de C.V. (154.82 Ton·m)

** Es el mom. resultante de los producidos por la excentricidad de la carga viva y por las combinaciones de carga.

Para la determinación de la profundidad de empotramiento de la pila 2 rige el grupo II. Esa profundidad se determinó en la aplicación III.4

La carga vertical del grupo I.A. rige para la revisión por capacidad de carga del suelo. Esto se hizo en la aplicación III.4.

Las solicitaciones más desfavorables de carga vertical y momento corresponden a los grupos II y III, para cuyos requerimientos deberá ser diseñada la pila, y revisada para todos los demás grupos de carga.

+ ANALISIS DEL CABALLETE.

- Características geométricas.

El caballete estará formado por una viga superior (cabezal) de 9.0 m de longitud, 0.50 m. de peralte y 1.0 m de ancho; tendrá tres columnas circulares de 1.0 m. de diámetro, con una distancia ent. e ejes de 3.20 m. Con el arreglo anterior, la viga superior tendrá dos volados de 0.80 m. Las columnas se empotrarán en la sienita fracturada. El nivel de empotramiento de las pilas corresponde a la elevación 191.59 (ver aplicación III.4), con lo que la altura libre de las pilas es:

$$\frac{196.00}{\text{lecho inferior de superestructura}} - 0.50 - 191.59 = 3.91 \text{ m}$$

Los grupos de combinaciones de cargas aplicables al diseño de subestructuras ya fueron citados anteriormente. En este caso, además de no considerar el efecto de las fuerzas citadas para el análisis de las pilas, no tomaremos en cuenta la presión de la corriente, ya que el caballete se encuentra fuera de la corriente del río. Así, las solicitaciones correspondientes a cada grupo son:

$$\text{Grupo I : } 1.3 \text{ C.H} + 2.17 \text{ (C.V+I)}$$

$$\text{Grupo I.A: } 1.3 \text{ C.H} + 2.86 \text{ (C.V+I)}$$

$$\text{Grupo II : } 1.3 \text{ C.H} + 1.3 \text{ V.E.}$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 \text{ C.H} + 1.3 \text{ (C.V+I)} + 0.39 \text{ V.E.} + 1.3 \text{ V.C.V} + 1.3 \text{ F.L} + 1.3 \text{ F}$$

$$\text{Grupo VIII : } 1.3 \text{ C.H} + 1.3 \text{ T.T}$$

$$\text{Grupo VIII : } 1.3 \text{ C.H} + 1.3 \text{ (C.V+I)}$$

$$\text{Grupo IX : } 1.2 \text{ C.H} + 1.2 \text{ V.E}$$

- Análisis de cargas:

Descargas de la superestructura sobre el caballete.

Carga muerta = 97.44 Ton (de tabla A.IX.3)

Carga viva + impacto = 80.58 Ton (de tabla A.IX.20 x 2 carriles).

Viento:

El largo tributario de superestructura es:

 de C.M. % de carga sobre el caballete.

$$L = (0.38)(37.5) = 14.25 \text{ m}; \text{ viento en la superestructura} = 459 \text{ kg/m}$$

Fuerza por viento = $(14.25)(459) = 6540.75 \approx 6.54 \text{ Ton} \rightarrow$ aplicada en elevación 197.50.

Viento sobre carga viva: 149 kg/m

Fuerza por VCV = $(14.25)(149) = 2123.25 \text{ kg} \approx 2.12 \text{ Ton} \rightarrow$ aplicada en elev. 200.83Acciones sobre el caballete

• Viento:

$$\text{Área expuesta} = (196.0 - 194.5)(1.0) = 1.50 \text{ m}^2$$

Presión de viento sobre subestructura: 195 kg/m²

$$\text{Fuerza por viento en la subestructura} : (1.50)(195) = 292.5 \text{ kg} \approx 0.30 \text{ Ton}$$

aplicada en elev. 195.25

• Peso propio:

$$\text{Peso cabezal} = (0.5 \times 1.0 \times 9.0)(2.4) = 10.8 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso tres columnas (hasta nivel empotramiento)} = (3)(\pi \times 0.5^2)(3.91)(2.4) = 22.11 \text{ Ton.}$$

Así, el peso propio del caballete es de $10.8 + 22.11 = 32.91 \text{ Ton.}$ Fuerzas longitudinales:

- Por carga viva: 0.81 Ton (transmitida por cortante por los apoyos de neopreno; ver su diseño). (aplicada en elev. 200.22)
- Por fricción debida a temperatura: 13.26 Ton (ver diseño de apoyos) (aplicada en elev. 196.00).

Sismo:

6.55 Ton (ver diseño de apoyos) (aplicada en elev. 197.50)

En el caballete sobre lo que sobresale del nivel de empotramiento:

$$(0.06)(32.91) = 1.97 \text{ Ton. (aplicada en elev. 194.27).}$$

- Combinaciones de carga.

Grupo I

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(97.44 + 32.91) + 2.17(80.58) = 344.31 \text{ Ton.}$$

Grupo I.A

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(130.35) + 2.86(80.58) = 399.91 \text{ Ton.}$$

Grupo II

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(130.35) = 169.46 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga horizontal: } 1.3(6.54) = 8.50 \text{ Ton (en elev. 197.50) (perpendicular al puen- te) (viento superestructura)}$$

$$1.3(0.30) = 0.39 \text{ Ton (en elev. 195.25) (perpendicular al puen- te) (viento subestructura).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horiz.} = 8.89 \text{ Ton (perpendicular al puen- te).}$$

$$\text{Momento} = (8.50)(197.50 - 191.59) + (0.39)(3.66) = 51.66 \text{ Ton}\cdot\text{m (respecto al nivel de empotramiento NE) (momento transversal).}$$

Grupo III

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(130.35) + 1.3(80.58) = 274.21 \text{ Ton.}$$

$$\text{Cargas horizontales: } 0.39(6.54) = 2.55 \text{ Ton (en elev. 197.50) (perpendicular al puen- te) (viento superestructura)}$$

$$0.39(0.30) = 0.12 \text{ Ton (en elev. 195.25) (perpendicular al puen- te) (viento subestructura)}$$

$$1.3(2.12) = 2.76 \text{ Ton (en elev. 200.83) (perpendicular al puen- te) (viento carga viva).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horiz} = 5.43 \text{ Ton (perpendicular al puen- te).}$$

$$1.3(0.81) = 1.05 \text{ Ton (en elev. 200.22) (paralela al eje del puen- te) (fza. longitudinal)}$$

$$1.3(13.26) = 17.24 \text{ Ton (en elev. 196.00) (paralela al eje del puen- te) (fza. fricción por temp.).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horiz} = 18.29 \text{ Ton (paralela al eje del puen- te)}$$

$$\text{Momento transversal} = (2.55)(5.91) + (0.12)(3.66) + (2.76)(9.24) = 41.01 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento longitudinal} = (1.05)(8.63) + (17.24)(4.41) = 85.09 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Grupo VII

$$\text{Cargas verticales: } (1.3)(130.35) = 169.46 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga horizontal: } (1.3)(6.55) = 8.52 \text{ Ton (en elev. 197.50) (sismo superest.)}$$

$$(1.3)(1.97) = 2.56 \text{ Ton (en elev. 194.27) (sismo subestructura)}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. hor} = 11.08 \text{ Ton}$$

$$\text{Momento} = (8.52)(5.91) + (2.56)(2.68) = 57.21 \text{ Ton}\cdot\text{m (respecto al nivel de empotramiento)}$$

Grupo VIII

$$\text{Cargas verticales: } 1.3(130.35) + 1.3(80.58) = 274.21 \text{ Ton}$$

Grupo IX

$$\text{Carga vertical: } 1.2(130.35) = 156.42 \text{ Ton}$$

$$\text{Cargas horizontales: } 1.2(6.54) = 7.85 \text{ Ton (en elev. 197.50) (perpendicular al puente) (viento superestructura).}$$

$$1.2(0.30) = 0.36 \text{ Ton (en elev. 195.25) (perpendicular al puente) (viento subestructura).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. hor.} = 8.21 \text{ Ton (perpendicular al puente)}$$

$$\text{Momento} = (7.85)(5.91) + (0.36)(3.66) = 47.71 \text{ Ton}\cdot\text{m (momento transversal)}$$

En la Tabla A.IV.36 se resumen las sollicitaciones originadas por los diferentes grupos de combinaciones de cargas, respecto al nivel de empotramiento

Grupo	Carga Vertical (Ton)	Fuerza Transversal (Ton)	Mom. sobre eje longitudinal puente (Ton·m)	Fuerza longitudinal (Ton)	Mom. sobre perpendicular al puente (Ton·m)
I	344.31	—	—	—	—
I.A	399.91	—	—	—	—
II	169.46	8.89	51.66	—	—
III	274.21	5.43	41.01	18.29	85.09
VII	169.46	—	—	11.08 *	57.21 *
VIII	274.21	—	—	—	—
IX	156.42	8.21	47.71	—	—

* Se aplican en cualquier dirección, ya que son producidos por sismo.

TABLA A.IV.36. Caballete. Resumen de combinaciones de carga, respecto al nivel de empotramiento.

De los requerimientos de fuerza horizontal y momento sobre el caballete rige el grupo III para la determinación de la profundidad de empotramiento de las columnas, pero como en este caso no se conocía el nivel de empotramiento, se procedió a determinarlo en la aplicación III suponiendo que actuaba sobre el caballete una carga longitudinal igual a la suma de las producidas por temperatura, sismo y longitudinal por carga viva, aplicada en la corona del caballete; como se puede ver, son muy parecidos la fuerza y el momento utilizados para determinar el nivel y la profundidad de empotramiento, con las solicitaciones del grupo III, por lo que consideramos aceptables los cálculos hechos (ver aplicación III.4)

Para revisar si la capacidad de carga bajo las columnas del caballete es suficiente para sus descargas, en la aplicación III.4 se utilizó la solicitación del grupo I.A.

Y el caballete deberá ser diseñado para las solicitaciones de los grupos II y III y revisado para los demás grupos de combinaciones de carga.

† ANALISIS DEL ESTRIBO

- Características geométricas.

En lo que sigue se propone la geometría del estribo, dejando como incógnita la base B, la cual se determinará de tal forma que no se presenten tensiones en la base. Para calcular este ancho B, se considerará al estribo trabajando como muro de retención, ya que de esta forma la carga vertical será únicamente la debida al peso propio y al relleno, reduciéndose así al mínimo el esfuerzo de compresión en la base (condición en la que trabaja el estribo antes del montaje de la superestructura).

El ancho B calculado se utilizará para calcular el peso propio del estribo y determinar las acciones de los grupos de carga. Una vez calculadas estas acciones - deberá verificarse que el ancho B sea el adecuado para que no se presenten tensiones en la base.

En la figura A.IV.62 se indican algunas medidas propuestas para el estribo y las solicitaciones para las que se calculará el ancho B.

En la figura A.IV.62 a) W_{relleno} es el peso del relleno (fig. A.IV.63)

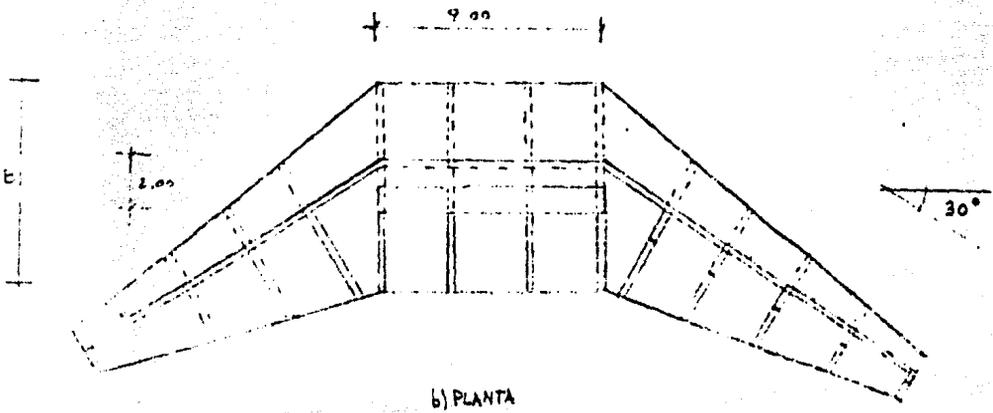
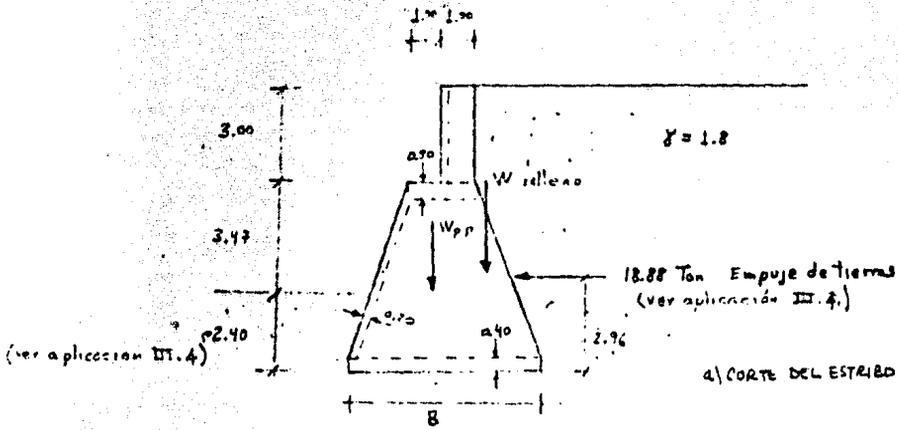
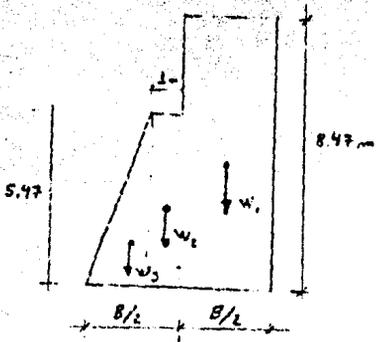


FIGURA A. III. 62



$$W_1 = (8.47m)(B/2)(1.8) = 7.623 B \text{ Ton.}$$

su excentricidad es de $B/4$

$$W_2 = (5.47m)(1)(1.8) = 9.846 \text{ Ton}$$

su excentricidad es de 0.5

$$W_3 = \frac{((B/2)-1)(5.47m)}{2}(1.8) = 2.46 B - 4.923$$

su excentricidad es de

$$\frac{\frac{B}{2}-1}{3} + 1 = \frac{B}{6} + 0.66$$

FIGURA A. IV. 63

El peso total del relleno es $W = 7.623 B + 9.846 + 2.46 B - 4.923$

$$W_r = 10.08 B + 4.923$$

La excentricidad de la carga W_r es:

$$e_r = \frac{(7.623 B)(B/4) - (9.846)(0.5) - (2.46 B - 4.923)(B/6 + 0.66)}{10.08 B + 4.923}$$

$$e_r = \frac{1.5 B^2 - 0.8 B - 1.673}{10.08 B + 4.923}$$

W_{pp} es el peso del concreto del estribo (fig. A-IV.64)

$$W_{pp1} = \frac{B+2}{2} (5.87)(2.4)(1) \\ = 1.408 B + 2.818$$

Se debe tomar $1/3$ de este peso, ya que los muros están @ 3m. Además, se debe considerar una $\gamma = 2.4 - 1.8 = 0.6$, ya que el espacio ocupado por el muro fue tomado como relleno.

$$\therefore W_{pp1} = (1.408 B + 2.818) \frac{(0.6)}{(2.4)(3)}$$

$$W_{pp1} = 0.117 B + 0.235$$

La excentricidad de W_{pp1} es cero

$$W_{pp2} = (1)(3)(0.2)(2.4) = 1.44 \text{ Ton}$$

La excentricidad de W_{pp2} es 0.5

W_{pp2} debe ser también entre 3 y a que los muros están @ 3m $\therefore W_{pp2} = 0.48$

$$W_{pp3} = (0.5)(2)(1)(2.4) = 2.4 \text{ Ton} \quad \text{su excentricidad es cero}$$

$$W_{pp4} = (0.2)(3)(1)(2.4) = 1.44 \text{ Ton} \quad \text{su excentricidad es } 0.10$$

$$W_{pp5} = (0.2) \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} (1)(0.6) = 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}$$

su excentricidad es de $\left(\frac{B}{2} - 1\right) \div 2 + 1 = \frac{B}{4} + 0.5$

$$W_{pp6} = (0.4)(B)(1)(2.4) = 0.96 B \quad \text{su excentricidad es cero.}$$

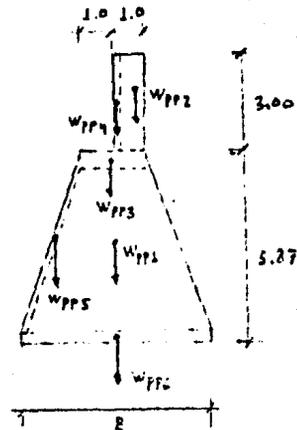


FIGURA A-IV.64

El peso total es de:

$$W_{pp} = 0.117B + 0.235 + 0.48 + 2.4 + 1.44 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} + 0.96B =$$

$$= 1.08B + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}$$

La excentricidad es de

$$e_{p.p.} = \frac{(0.117B + 0.235)(0) + (0.48)(0.5) + (2.4)(0) + (1.44)(0.1) - 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} \left(\frac{B}{4} + 0.5\right) + 0.96B(0)}{1.08B + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}}$$

$$e_{p.p.} = \frac{0.384 - 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} \left(\frac{B}{4} + 0.5\right)}{1.08B + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}}$$

Así, la carga total vertical sobre la base del estribo es $W_T + W_{pp} = W$

$$W = 10.08B + 4.923 + 1.08B + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}$$

$$W = 11.16B + 9.478 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}$$

El momento total sobre la base del estribo es el producido por W y W_{pp} y el empuje.

$$M = (10.08B + 4.923)(e_T) + (1.08B + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}) \left(\frac{B}{4} + 0.5\right) - 55.88$$

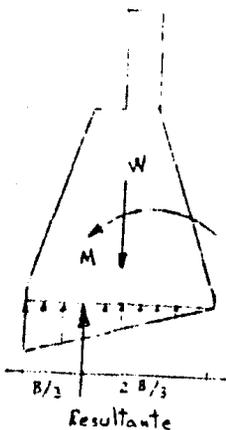


FIGURA A.IV.65

Para que se cumpla que no existan esfuerzos de tensión en la base, consideraremos que en la base se presenta la distribución de esfuerzos de la fig. A.IV.65, lo cual representa el caso límite.

El equilibrio entre las acciones W y M y la resistencia es (ver fig. A.IV.65):

$$R + W = 0 \quad \text{y} \quad R \left(\frac{B}{3}\right) = -M$$

$$\therefore -W \left(\frac{B}{3}\right) = -M \quad \text{de donde}$$

$$B = \frac{3M}{W}$$

$$B = \frac{6 \left[1.5B^2 - 0.8B - 1.673 + 0.384 - 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} \left(\frac{B}{4} + 0.5\right) - 55.88 \right]}{11.16B + 9.478 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{B}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2}}$$

Esta ecuación se programó y se dieron valores a B hasta obtener la igualdad. El valor de B al que se llegó fue de 4 m.

En base a un análisis iterativo considerando los diferentes grupos de carga, se determinó aumentar el ancho a 6 m. (ver resultados en aplicación III.4)

Para $B = 6$ m, el peso total del estribo por metro será entonces:

$$W = (11.16)(6) + 9.478 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{6.0}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} = 77.14 \text{ Ton/m}$$

y el peso total del estribo (considerando el relleno) será de $(77.14 \times 9) = 694.26$ Ton

El peso propio del estribo será:

$W_{pp} = (1.08)(6) + 4.555 + 0.12 \sqrt{\left(\frac{6.0}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} = 11.73 \text{ Ton/m}$, $\times 9 \text{ m} = 105.61 \text{ Ton}$
y la excentricidad de la resultante del peso propio, respecto al centro del ancho de la base, es:

$$e_{pp} = \frac{0.384 - 0.12 \sqrt{\left(\frac{6.0}{2} - 1\right)^2 + (5.47)^2} \left(\frac{6.0}{4} + 0.5\right)}{11.73} = -0.086 \text{ m.}$$

El peso propio del relleno es:

$$W_r = (10.08)(6) + 4.923 = 65.403 \text{ Ton/m}, \quad \times 9 \text{ m} = 588.63 \text{ Ton}$$

y la excentricidad de la resultante del peso propio del relleno es:

$$e_r = \frac{1.5(6)^2 - 0.8(6) - 1.673}{(10.08)(6) + 4.923} = 0.726 \text{ m.}$$

- Análisis de combinaciones de cargas.

Los grupos de combinaciones de carga aplicables al diseño de subestructuras son los grupos I, I.A, II, III, VII, VIII y IX. Para el diseño del estribo no se considerará el efecto de la fuerza centrífuga ya que el puente es recto, ni la presión del hielo, ya que es poco probable que se congele el río. Tampoco consideraremos la presión de la corriente, ya que el estribo está a la orilla de la corriente, ni el efecto de la subpre-

sión. Entonces, las solicitaciones correspondientes a cada grupo son:

$$\text{Grupo I} : 1.3 C.H + 2.17 (C.V + I) + 1.3 ET$$

$$\text{Grupo I.A} : 1.3 C.H + 2.86 (C.V + I)$$

$$\text{Grupo II} : 1.3 C.H + 1.3 ET + 1.3 VE$$

$$\text{Grupo III} : 1.3 C.H + 1.3 (C.V + I) + 1.3 ET + 0.39 VE + 1.3 VCV + 1.3 FL + 1.3 F$$

$$\text{Grupo VII} : 1.3 C.H + 1.3 ET + 1.3 TT$$

$$\text{Grupo VIII} : 1.3 C.H + 1.3 (C.V + I) + 1.3 ET$$

$$\text{Grupo IX} : 1.2 C.H + 1.2 ET + 1.2 VE$$

- Análisis de cargas.

Descargas de la superestructura sobre el estribo

Carga Muerta = 97.44 Ton. (de tabla A.IV.3)

Carga Viva + Impacto = 80.58 Ton (de tabla A.IV.20 x 2 carriles)

Excentricidad de las descargas : 0.10 m (hacia el frente del estribo)

Fuerza por viento \approx 6.54 Ton (en elev. 197.50)

Fuerza por VCV \approx 2.12 Ton (en elev. 200.83)

Acciones sobre el estribo

• Viento:

Area expuesta : $(13)(\text{sen } 30^\circ)(4.25) = 27.63 \text{ m}^2$ ↖ altura promedio

Presión de viento sobre la subestructura : 195 kg/m²

Fuerza por viento en la subestructura = $(27.63)(0.195) = 5.39 \text{ Ton}$ (en elev. 195.77)

• Empuje de tierras : 18.88 Ton/m (ver aplicación III.4) (en elev. 193.09)

Peso propio

El peso propio del estribo con las características geométricas consideradas es de 105.61 Ton. La excentricidad es de 0.086 m (hacia el frente del estribo)

Peso propio del relleno del estribo = 588.63 Ton. La excentricidad es de 0.726 m (hacia el respaldo del estribo).

Peso total = $105.61 + 588.61 = 694.24 \text{ Ton}$.

Fuerzas longitudinales

- Por carga viva : 0.81 Ton (ver diseño de apoyos) (en elev. 200.22)
- Por fricción debida a temperatura: 13.26 Ton (en elev. 196.00)

Sismo

6.55 Ton. (ver diseño de apoyos) (en elev. 197.50)

- Combinaciones de cargaGrupo I

Cargas verticales : $1.3(97.44 + 694.24) + 2.17(80.58) = 1204.04$ Ton.

Carga horizontal : $1.3(18.88 \times 9) = 220.90$ (en elev. 193.09) (paralela al eje del puente)

Momento long. = $(220.90)(193.09 - 190.13) + 1.3(105.61)(0.086) + 1.3(97.44)(0.1) + 2.17(80.58)(0.10) - (588.63)(0.726)^* = 268.46$ Ton·m (respecto al nivel de desplante ND).

Grupo I.A

Cargas verticales : $1.3(791.68) + 2.86(80.58) = 1259.64$ Ton.

Grupo I

Cargas verticales : $1.3(791.68) = 1029.18$ Ton.

Cargas horizontales : $1.3(169.92) = 220.90$ Ton (en elev. 193.09) (paralela al eje del puente)

$1.3(6.54) = 8.50$ Ton (en elev. 197.50) (perpendicular al puente) (viento superestructura)

$1.3(5.39) = 7.01$ Ton (en elev. 195.77) (perpendicular al puente) (viento subestructura).

Σ Fzas horizontales = 15.51 Ton (perpendicular al puente)

Momento longitudinal = $(220.90)(2.96) + 1.3(105.61)(0.086) + 1.3(97.44)(0.10) - (588.63)(0.726) = 250.99$ Ton·m

Momento Transversal = $(8.50)(7.37) + (7.01)(5.64) = 102.18$ Ton·m

Grupo III

Cargas verticales : $1.3(791.68) + 1.3(80.58) = 1133.94$

Cargas horizontales : $1.3(169.92) = 220.90$ Ton (en elev. 193.09) (paralela al eje del puente) (empuje de tierras).

* NOTA: Las solicitaciones tendientes a estabilizar el muro no las afectaremos por el factor de carga.

$$1.3 (0.81) = 1.05 \text{ Ton (en elev. } 200.22) \text{ (paralela al puente) (Fza. long.)}$$

$$1.3 (13.26) = 17.24 \text{ Ton (en elev. } 196.00) \text{ (paralela al puente) (Fza Temp).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas horizontales} = 239.19 \text{ Ton (paralela al eje del puente)}$$

$$0.39 (6.54) = 2.55 \text{ Ton (en elev. } 197.50) \text{ (perpendicular al puente) (viento superestructura)}$$

$$0.39 (5.39) = 2.10 \text{ Ton (en elev. } 195.77) \text{ (perpendicular al puente) (viento subestructura).}$$

$$1.3 (2.12) = 2.76 \text{ Ton (en elev. } 200.83) \text{ (perpendicular al puente) (viento carga viva).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. horizontales} = 7.41 \text{ Ton (perpendicular al puente)}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento longitudinal} &= (220.90)(2.96) + (1.05)(10.09) + 17.24(5.87) + 1.3(105.61)(0.086) + \\ &+ 1.3(97.44)(0.1) + 1.3(80.58)(0.1) - (588.63)(0.726) = \\ &= 373.26 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Momento transversal} = (2.55)(7.37) + (2.10)(5.64) + (2.76)(10.70) = 60.17 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Grupo VII

$$\text{Cargas verticales: } 1.3 (791.68) = 1029.18$$

$$\text{Cargas horizontales: } 1.3 (169.92) = 220.90 \text{ Ton (en elev. } 193.09) \text{ (paralela al eje del puente) (empuje de tierras).}$$

$$1.3 (6.55) = 8.52 \text{ Ton (en elev. } 197.50) \text{ (paralela al eje del puente) (sismo).}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. horizontales} = 229.42 \text{ Ton (paralela al eje de puente)}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento longitudinal} &= (220.90)(2.96) + (8.52)(7.37) + 1.3(105.61)(0.086) + \\ &+ 1.3(97.44)(0.10) - (588.63)(0.726) = 313.79 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Grupo VIII

$$\text{Cargas verticales: } 1.3 (791.68) + 1.3(80.58) = 1133.94 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga horizontal: } 1.3 (169.92) = 220.90 \text{ Ton (en elev. } 193.09) \text{ (paralela al eje del puente) (empuje de tierras).}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento longitudinal} &= (220.90)(2.96) + 1.3(105.61)(0.086) + 1.3(97.44)(0.10) + \\ &+ 1.3(80.58)(0.10) - (588.63)(0.726) = 261.46 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Grupo IX

$$\text{Carga vertical: } 1.2 (791.68) = 1029.18 \text{ Ton.}$$

Cargas horizontales: $1.2(169.92) = 203.9$ Ton (en elev. 193.09) (paralela al eje del puente) (empuje de tierras)
 $1.2(6.54) = 7.85$ Ton (en elev. 197.50) (perpendicular al puente) (viento superestructura)
 $1.2(5.39) = 6.47$ Ton (en elev. 195.77) (perpendicular al puente) (viento subestructura).

Σ Fzas horizontales = 14.32 Ton (perpendicular al puente)

Momento longitudinal: $(203.9)(2.96) + (1.2)(105.61)(0.026) + 1.2(97.44)(0.10) - (588.63)(0.726) = 198.79$ Ton·m

Momento transversal: $(7.85)(7.37) + (6.47)(5.64) = 94.35$ Ton·m

En la tabla A.IV.37 se resumen las solicitaciones originadas por los diferentes grupos de combinaciones de cargas, respecto al nivel de desplante.

Grupo	Carga Vertical (Ton)	Fuerza Transversal (Ton)	Hom. sobre eje longitudinal puente (Ton·m)	Fuerza longitudinal (Ton)	Hom. perpendicular al puente (Ton·m)
I	1204.04	—	—	220.90	268.46
I.A	1259.64	—	—	—	—
II	1029.18	15.51	102.18	220.90	250.99
III	1133.94	7.41	60.17	239.19	373.26
VII	1029.18	—	—	229.42 *	313.79 *
VIII	1133.94	—	—	220.90	261.46
IX	1029.18	14.32	94.35	203.90	196.79

* Considera la fuerza sísmica aplicada en la dirección del empuje de tierras.

TABLA A.IV.37 Estribo. Resumen de combinaciones de carga, respecto al nivel de desplante.

Para revisar si la capacidad de carga del suelo de cimentación del estribo es suficiente para sus descargas, en la aplicación III.4 se utilizó la solicitación del grupo I.A.

El estribo deberá ser diseñado para las solicitaciones de la tabla -

A.IV.37; en la aplicación III.4 se revisó que estas solicitaciones no produjeran tensiones en la base del estribo, ni que la máxima solicitación fuese mayor que la capacidad de carga del suelo de cimentación del estribo.

Así, los elementos que constituyen la subestructura del puente deberán ser diseñados para las solicitaciones calculadas para los diferentes grupos de cargas; ese diseño se realiza con las teorías usuales de diseño estructural, y no se incluye en el presente trabajo.

A P E N D I C E A 1

PROGRAMA DEL METODO DE GUMBEL PARA CALCULAR LOS GASTOS DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO .

El método de Gumbel se encuentra desarrollado dentro de la aplicación -- A.III.2 . En la siguiente hoja se presenta la codificación en BASIC del programa.

Los datos requeridos para el cálculo, los pregunta la máquina en el siguiente orden:

- 1.- Número de años de registro (N) .
- 2.- Valores de Y_N y N en el caso de que haya más de 62 años de registro.
- 3.- El primer año de aforo.
- 4.- Los gastos máximos anuales correspondientes a cada uno de los años de aforo.
- 5.- El número de periodos de retorno para los que se efectuará el cálculo.
- 6.- Los valores de los periodos de retorno.

El programa sólo es válido para periodos de retorno mayores o iguales a 10 años, ya que en el caso de ser menores, el intervalo de confianza se calcula con una fórmula diferente a la programada (ver aplicación A.III.2). - Esta limitación no se eliminó, ya que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas considera que para el drenaje de caminos, el periodo de retorno debe ser siempre mayor de 10 años.

En el programa se incluyen los valores de Y_N y N correspondientes a números de registro (N) desde 8 hasta 62. Este último límite lo tomamos por ser un número que cubre actualmente los registros de los ríos del país (1980). Sin embargo, se puede ampliar fácilmente cambiando en la instrucción 60 el -- número 62 por el nuevo que se escoja, y adicionando en la instrucción 283 los valores de Y_N y N a partir de la tabla A.III.4 .

El listado que proporciona el programa indica lo siguiente:

- 1.- Nombre del programa.
- 2.- Lista de los años de registro y los gastos máximos anuales correspondientes.
- 3.- Lista de los periodos de retorno considerados, los gastos de diseño considerados y el intervalo de confianza.

El programa fué hecho en una microcomputadora Radio Shack TRS-80 modelo - II .

LA CORRIJA DE PRUEBA SE INCLUYE MAS ADELANTE ; FUÉ VERIFICADA CON EL CALCULO MANUAL REALIZADO A PARTIR DE LA PAGINA 310.

```

10 LPRINT "PRG RAMA DEL DISEÑO LE SUPLE PARA CALCULAR LOS GASTOS DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (SOLA
SIEMPRE PARA PERIODOS DE RETORNO DE A DIEZ AÑOS"
11 LPRINT LPRINT
20 INPUT "NUMERO DE AÑOS DE REGISTRO A *IN
30 DIM G(N)
40 DIM YN(100)
50 DIM SN(100)
60 IF N=100 GOTO 80
70 INPUT "VALORES DE Y Y DE SIGMA N (SN) CORRESPONDIENTES AL NUMERO DE AÑOS DE REGISTRO *Y(N)SN *GOTO 100
80 FOR I=8 TO N+1 IREAD YN(I)SN(I) (NEXT I
90 YN = YN(I) SN = SN(I)
100 INPUT "PRIMER AÑO DE AEROD *IAM LPRINT LPRINT LPRINT
110 FOR I=AN TO (AM+N-1)
120 PRINT "GASTO MAXIMO ANUAL CORRESPONDIENTE A *Y(I) = " I INPUT G(I-AN+1)
130 NEXT I
140 INPUT "PARA CUANTOS PERIODOS DE RETORNO QUIERE EL CALCULO *INT
150 DIM IN(NT) (DIM INCO(NT) (DIM T(NT)
160 PRINT "VALORES DE PERIODOS DE RETORNO"
170 FOR I=1 TO NT INPUT I(I) (NEXT I
180 SU=0
190 FOR I=1 TO N (SU=SU+G(I) (NEXT I
200 GM=SU/N
210 SU2=0
220 FOR I=1 TO N (SU2=SU2+G(I)^2 (NEXT I
230 S2=(SU2-N*GM^2)/N-1)^(.5)
240 FOR I=1 TO NT (INC(I)=GM-(S2*INC(I)) (INC(I)=1.14*SU/SN (NEXT I
241 LPRINT "AÑO GASTO MAXIMO ANUAL *I(PRINT
242 B4=" **** *****.##"
243 FOR I=AN TO (AM+N-1) LPRINT USING B4 I-AN+1) (NEXT I
244 LPRINT LPRINT LPRINT
250 LPRINT "PERIODO DE RETORNO GASTO DE DISEÑO INTERVALO DE CONFIANZA *I(PRINT
260 A4=" " *** ** *****.## "
270 FOR I=1 TO N LPRINT USING A4 Y(I)SN(I)INC(I) (NEXT I
280 DATA .4843, .5043, .4922, .5009, .4952, .4997, .4994, .4976, .5035, .4833, .5070, .4972, .5100, .1.0895, .5128, .1.0205, .5157, .1.0316, .5181, .1.04
11, .5202, .1.0493, .5220, .1.0566, .5235, .1.0620, .1.0655, .1.0696, .5252, .1.0696, .5268, .1.0754, .5283, .1.0811, .5296, .1.0864, .5306, .1.0914, .5320, .1.0961
281 DATA .5332, .1.1004, .5337, .1.1037, .5353, .1.1086, .5362, .1.1123, .5377, .1.1159, .5386, .1.1193, .5398, .1.1226, .5396, .1.1255, .5403, .1.1284, .1.
5410, .1.1313, .5418, .1.1339, .5424, .1.1363, .5430, .1.1388, .5436, .1.1413, .5442, .1.1436, .5448, .1.1458, .5453, .1.1480, .5458, .1.1499
282 DATA .5463, .1.1518, .5468, .1.1538, .5473, .1.1557, .5477, .1.1574, .5481, .1.159, .5485, .1.1606, .5489, .1.1623, .5493, .1.1636, .5497, .1.1653, .55
01, .1.1667, .5504, .1.1681, .5508, .1.1696, .5511, .1.1709, .5513, .1.1721, .5518, .1.1734, .5520, .1.1746, .5521, .1.1757, .5527, .1.1770

```

C U R R I D A D E P R U E B A

PROGRAMA DEL METODO DE GUMPEL PARA CALCULAR LOS GASTOS DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (SOLO SIRVE PARA PERIODOS DE RETORNO -- A DIEZ AÑOS

AÑO	GASTO MAXIMO ANUAL
1962	1304.00
1963	893.00
1964	592.00
1965	228.45
1966	606.00
1967	706.78
1968	723.19
1969	722.02
1970	509.00
1971	590.43
1972	1245.00
1973	467.50
1974	447.15
1975	360.02
1976	563.96
1977	264.00
1978	520.00

PERIODO DE RETORNO	GASTO DE DISEÑO	INTERVALO DE CONFIANZA
10	1153.41	334.54
25	1422.30	334.54
50	1622.71	334.54
100	1829.11	334.54
150	1948.10	334.54
200	2032.92	334.54

A P E N D I C E A 2

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA, -
 CONOCIDA LA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA
 CADA TRAMO, POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE UTILIZANDO LA ECUACION DE -
 MANNING.

En la siguiente hoja se presenta la codificación de este programa llamado
 para la computadora, 'LSECPEND/MAN'.

Para la verificación de este programa se realizó la siguiente corrida de
 prueba, que consiste en la determinación del gasto que pasa por un río idea-
 lizado, de sección triangular, para distintas elevaciones del nivel del agua.
 Se consideró que la sección del río está formada por tres tramos de diferen-
 te rugosidad (ver fig. A2.1).

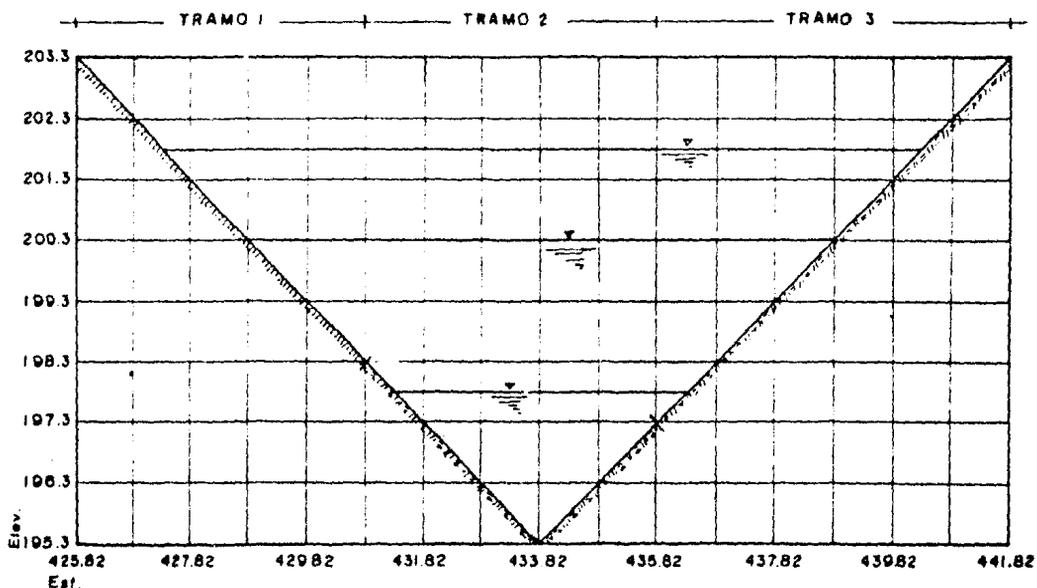


FIGURA A2.1. Sección idealizada de un río.

Se consideró que la pendiente media del cauce es $S = 0.0027$, y que se re-
 unen los requisitos para la aplicación del Método de Sección y Pendiente -
 citados en la sección de Estudios Hidráulicos.

Los datos para el programa, que entran a la computadora por teclado y -
 los va preguntando por pantalla son:

NUMERO DE ESTACIONES DEL PERFIL: 17 (son las que definen, junto con las ele-
 vaciones respectivas, el perfil de la -
 sección).


```

10 INPUT "MONTAÑA PARA CALCULAR EL GASTO POR ESTA SECCION HIERARQUICA (DEBE COMENZAR LA ELEVACION DEL CAUCE EN ESTACION 1)";
E1
E2
E3
E4
E5
E6
E7
E8
E9
E10
E11
E12
E13
E14
E15
E16
E17
E18
E19
E20
E21
E22
E23
E24
E25
E26
E27
E28
E29
E30
E31
E32
E33
E34
E35
E36
E37
E38
E39
E40
E41
E42
E43
E44
E45
E46
E47
E48
E49
E50
E51
E52
E53
E54
E55
E56
E57
E58
E59
E60
E61
E62
E63
E64
E65
E66
E67
E68
E69
E70
E71
E72
E73
E74
E75
E76
E77
E78
E79
E80
E81
E82
E83
E84
E85
E86
E87
E88
E89
E90
E91
E92
E93
E94
E95
E96
E97
E98
E99
100 END

```

Estación 1: 425.82
Elevación 1: 203.30
Estación 2: 426.82
Elevación 2: 202.30
Estación 3: 427.82
Elevación 3: 201.30
Estación 4: 428.82
Elevación 4: 200.30
Estación 5: 429.82
Elevación 5: 199.30
Estación 6: 430.82
Elevación 6: 198.30
Estación 7: 431.82
Elevación 7: 197.30
Estación 8: 432.82
Elevación 8: 196.30
Estación 9: 433.82
Elevación 9: 195.30
Estación 10: 434.82
Elevación 10: 196.30
Estación 11: 435.82
Elevación 11: 197.30
Estación 12: 436.82
Elevación 12: 198.30
Estación 13: 437.82
Elevación 13: 199.30
Estación 14: 438.82
Elevación 14: 200.30
Estación 15: 439.82
Elevación 15: 201.30
Estación 16: 440.82
Elevación 16: 202.30
Estación 17: 441.82
Elevación 17: 203.30

NUMERO DE TRAMOS CON DIFERENTE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD = 3

ESTACION A LA QUE LLEGA EL TRAMO 1 = 430.82
 ESTACION A LA QUE LLEGA EL TRAMO 2 = 435.82
 ELEVACION PROPUESTA = 201.80 (a la que se desea calcular el gasto)
 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (S) = 0.0027
 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING) DEL TRAMO 1 = 0.050
 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING) DEL TRAMO 2 = 0.035
 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING) DEL TRAMO 3 = 0.045

Cuando se acaba de meter a la computadora el último de los datos, ésta realiza los cálculos necesarios e imprime en columnas los datos que definen el perfil (Estaciones-Elevaciones) y posteriormente la pendiente media del cauce que se utilizó; luego imprime los resultados, también a manera de columnas, siendo la primera: "ELEV TIR (M)" donde se da la elevación propuesta a la que se calculó el gasto; la segunda: "TRAMO" en donde se marcan los tramos que intervinieron en los cálculos; la tercera "COEF RUG" donde se imprimen los coeficientes de rugosidad considerados en los tramos que intervinieron en el cálculo; la cuarta: "VEL (M/S)" donde se imprime el resultado del cálculo de las velocidades en los distintos tramos; y la quinta: "GASTO M³/S" donde se imprimen los gastos calculados para cada tramo; y finalmente, abajo de las columnas anteriores, imprime el cálculo del gasto total en la sección, que es igual a la suma de los gastos parciales de los distintos tramos.

Acabando de imprimir el último resultado aparece en pantalla la pregunta: "DESEA CALCULAR EL GASTO PARA OTRA ELEVACION SI O NO", al teclear "NO" la computadora queda lista para hacer uso de cualquier otro programa, y si se teclea "SI" la máquina vuelve a preguntar respecto al número de tramos con diferente coeficiente de rugosidad, estaciones a las que llegan los tramos, la nueva elevación propuesta a la que se quiere calcular el gasto, la pendiente del cauce y los coeficientes de rugosidad, sin necesidad de definir nuevamente el perfil de la sección hidráulica.

Con la elevación 201.80 el espejo del agua cubre los tres tramos que componen la sección hidráulica del río (ver fig. A2.1), quedando el nivel del agua entre dos estaciones (entre las estaciones 426.82 y 427.82), haciendo referencia a la margen izquierda). Se calculó el gasto para otras dos elevaciones: la elevación 200.30 en la que el nivel del agua queda en una estación (en la estación 428.82, en referencia a la misma margen del río) y cubre también los tres tramos de diferente rugosidad, y la elevación 197.80 con la que el espejo del agua cubre sólo dos tramos de diferente rugosidad (el tramo 2 y el tramo 3).

Para el caso de que el espejo del agua no cubra todos los tramos de la sección hidráulica será necesario, para este programa, que se reenumeren los tramos, siendo éste el caso de la elevación 197.80 para la cual los datos son:

NUMERO DE TRAMOS CON DIFERENTE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD = 2
 ESTACION A LA QUE LLEGA EL TRAMO 1 = 435.82 *

* Corresponde al final del tramo 2 de toda la sección.

ELEVACION PROPUESTA = 201.80

PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (S) = 0.0027

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING) DEL TRAMO 1 = 0.035 **

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (N DE MANNING) DEL TRAMO 2 = 0.045 ***

** Corresponde al coeficiente de rugosidad del tramo 2 de toda la sección.

*** Corresponde al coeficiente de rugosidad del tramo 3 de toda la sección.

Entonces los resultados que se impriman para el tramo 1 corresponden -- realmente al tramo 2 de toda la sección y los que se den para el tramo 2 corresponden al tramo 3 de toda la sección.

Para el caso en que se tengan secciones hidráulicas como la mostrada en la figura A2.2 y para el nivel del agua que se indica, será necesario hacer el cálculo del gasto de cada una de las secciones por separado y la suma de los gastos de éstas será el gasto total en la sección hidráulica.

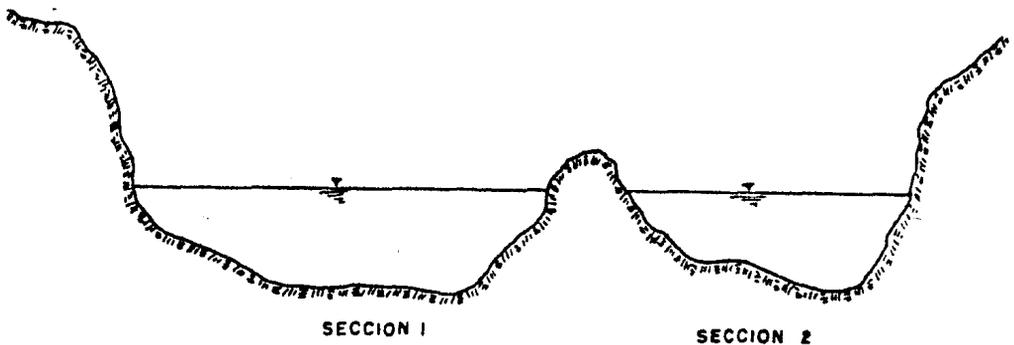


FIGURA A2.2.

- Cálculo manual de los gastos para verificar la corrida de prueba.

Elevación propuesta: 201.80

TRAMO 1. $n = 0.050$

$$\text{Area hidráulica (Ah)} = \frac{(3.5)(3.5)}{2} = 6.125 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado (Pm)} = \sqrt{3.5^2 + 3.5^2} = 4.95 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico (Rh)} = \frac{6.125}{4.95} = 1.237 \quad ; \quad Rh^{3/2} = 1.152$$

$$V = \frac{1}{n} Rh^{3/2} S^{1/2} = \frac{1}{0.05} (1.152) (0.0027)^{1/2} = 1.197$$

$$v_1 = 1.20 \text{ m/s}$$

$$Q = AV = (6.125)(1.197) = 7.33$$

$$Q_1 = 7.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

TRAMO 2. $n = 0.035$

$$A_h = \frac{(6.5+3.5)(3)}{2} + \frac{(6.5+4.5)(2)}{2} = 15 + 11 = 26 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{3^2 + 3^2} + \sqrt{2^2 + 2^2} = 7.071 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{26}{7.071} \right)^{2/3} = 2.382$$

$$V = \frac{2.382}{0.035} (0.0027)^{1/2} = 3.536$$

$$v_2 = 3.54 \text{ m/s}$$

$$Q = (26)(3.536) = 91.94$$

$$Q_2 = 91.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

TRAMO 3. $n = 0.045$

$$A_h = \frac{(4.5)(4.5)}{2} = 10.125 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{4.5^2 + 4.5^2} = 6.364 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{10.125}{6.364} \right)^{2/3} = 1.363$$

$$V = \frac{1.363}{0.045} (0.0027)^{1/2} = 1.574$$

$$v_3 = 1.57 \text{ m/s}$$

$$Q = (10.125)(1.574) = 15.94$$

$$Q_3 = 15.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gasto total en la sección = $7.33 + 91.94 + 15.94 = 115.21 \text{ m}^3/\text{s}$.

Elevación propuesta: 197.80

TRAMO 1. $n = 0.035$ (corresponde al tramo 2 de toda la sección).

$$A_h = \frac{2.5 \cdot 2.5}{2} + \frac{(2.5+0.5)(2)}{3} = 6.125 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{2.5^2 + 2.5^2} + \sqrt{2^2 + 2^2} = 6.3639 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{6.125}{6.3639} \right)^{2/3} = 0.9748$$

$$V = \frac{0.9748}{0.035} (0.0027)^{1/2} = 1.45$$

$$v_1 = 1.45 \text{ m/s}$$

$$Q = (6.125)(1.45) = 8.88$$

$$Q_1 = 8.88 \text{ m}^3/\text{s}$$

TRAMO 2. $n = 0.045$ (corresponde al tramo 3 de toda la sección).

$$A_h = \frac{0.5 \cdot 0.5}{2} = 0.125 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{0.5^2 + 0.5^2} = 0.7071 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{0.125}{0.7071} \right)^{2/3} = 0.3149$$

$$V = \frac{0.3149}{0.045} (0.0027)^{1/2} = 0.36$$

$$v_2 = 0.36 \text{ m/s}$$

$$Q = (0.125)(0.36) = 0.045$$

$$Q_2 = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gasto total en la sección = $8.88 + 0.045 = 8.925 \text{ m}^3/\text{s}$.

Elevación propuesta: 200.30

TRAMO 1. $n = 0.050$

$$A_h = \frac{2 \times 2}{2} = 2 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{2^2 + 2^2} = 2.828 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{2}{2.828} \right)^{2/3} = 0.7937$$

$$V = \frac{0.7937}{0.05} (0.0027)^{1/2} = 0.82$$

$$v_1 = 0.82 \text{ m/s}$$

$$Q = (2)(0.82) = 1.64$$

$$Q_1 = 1.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

TRAMO 2. $n = 0.035$

$$A_h = \frac{(5+2) \cdot 3}{2} + \frac{(5+3)(2)}{2} = 18.5 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{3^2 + 3^2} + \sqrt{2^2 + 2^2} = 7.071 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{18.5}{7.071} \right)^{2/3} = 1.8987$$

$$V = \frac{1.8987}{0.035} (0.0027)^{1/2} = 2.819$$

$$v_2 = 2.82 \text{ m/s}$$

$$Q = (18.5)(2.819) = 52.14$$

$$Q_2 = 52.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

TRAMO 3. $n = 0.045$

$$A_h = \frac{3 \times 3}{2} = 4.5 \text{ m}^2$$

$$P_m = \sqrt{3^2 + 3^2} = 4.2426$$

$$R_h^{2/3} = \left(\frac{4.5}{4.2426} \right)^{2/3} = 1.04$$

$$V = \frac{1.04}{0.045} (0.0027)^{1/2} = 1.20$$

$$v_3 = 1.20 \text{ m/s}$$

$$Q = (4.5)(1.20) = 5.40$$

$$Q_3 = 5.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gasto total en la sección = $1.64 + 52.14 + 5.40 = 59.18 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las siguientes hojas tenemos el resultado de la corrida de prueba. -
Los datos del perfil que se presentan fueron tomados de la figura A2.1.

PROGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO QUE PASA POR UNA SECCION HIDRAULICA DADA CONOCIDA LA ELEVACION DEL AGUA Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA CADA TRAMO POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE UTILIZANDO LA ECUACION DE MANNING.

DATOS DEL PERFIL

ESTACION (M)	ELEVACION (M)
405.00	203.00
406.00	202.00
407.00	201.00
408.00	200.00
409.00	199.00
410.00	198.00
FIN TRAMO 1	
431.00	197.00
432.00	196.00
433.00	195.00
434.00	194.00
435.00	193.00
FIN TRAMO 2	
436.00	192.00
437.00	191.00
438.00	200.00
439.00	201.00
440.00	202.00
441.00	203.00

LA PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE ES = $2.70 \cdot 10^{-3}$

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M ³ /S)
201.00	1	0.0500	1.20	7.34
201.00	2	0.0750	3.54	21.24
201.00	3	0.0450	1.57	15.93

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 44.51

ELEV TIR (M)	TRAMO	COEF RUG	VEL (M/S)	GASTO (M ³ /S)
197.00	1	0.0350	1.45	3.36
197.00	2	0.0450	0.36	0.05

GASTO TOTAL EN LA SECCION = 3.4065

B I B L I O G R A F I A

0. Secretaría de Obras Públicas. 'Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras'. Primera edición, segunda reimpresión. México, D.F. 1976.
1. Secretaría de Obras Públicas. 'Seminario de Drenaje'. Parte I. Hidrología. Coordinado por el Ing. Osafn Dabián Rojas. México, D.F. 1976.
2. Sotelo Avila G. 'Drenaje en Carreteras y Aeropuertos'. Publicación # 315 del Instituto de Ingeniería, UNAM, para la Secretaría de Obras Públicas. México, D.F. 1973.
3. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 'Elección del Cruce'. México, D.F. 1978.
4. Velasco Alvarado A. 'Estudios Topográficos, Hidráulicos, Hidrológicos y de Mecánica de Suelos necesarios para elección de puentes'. Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM. 1977.
5. Gerrero y Gama V. 'Apuntes de la clase de Puentes'. Primera edición. México, D.F. 1956.
6. Springall G.R. 'Hidrología'. Primera parte. Publicación D7 del Instituto de Ingeniería, UNAM. 1970.
7. Linsley R.K., Kohler M.A., Paulus J.L.H. 'Hidrología para Ingenieros'. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Segunda edición. Bogotá, Colombia. 1977.
8. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Subdirección General de Hidrología. 'Envoltorio de Gastos Máximos observados y probables en la República Mexicana'. México, D.F. 1977-1978.

9. Hernández Vargas R., Mejía Chávez F. 'Algunos temas afines al drenaje de caminos'. Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM. 1980.
10. Sotelo Avila G. 'Hidráulica II'. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1975.
11. Atala Barrero G. 'Efecto de remanso producido por el estrechamiento de un cauce'. Tesis profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1980.
12. Terzaghi K., Peck R.B. 'Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica'. Editorial El Ateneo, S.A. Segunda edición, tercera reimpresión. Barcelona, España. 1978.
13. Rico Rodríguez A., Juárez Badillo E. 'Mecánica de Suelos' Tomo I. Editorial Limusa, S.A. Tercera edición. México D.F. 1976.
14. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. 'Manual de Diseño de Obras Civiles'. Geotecnia. Mecánica de Suelos. B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos. México, D.F. 1980.
15. Zorrilla Cangas A., Olvera Mancera S. 'Criterios de Análisis de Cimentaciones en la Cd. de México'. Tesis profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1982.
16. Sowers G.B., Sowers G.F. 'Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones'. Editorial Limusa, S.A. Primera edición, tercera reimpresión. México, D.F. 1980.
17. Rico Rodríguez A., Del Castillo H. 'La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas'. Volumen 1. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1978.
18. Maza Alvarez J.A. 'Socavación en Cauces Naturales'. Publicación E-23 del Instituto de Ingeniería, UNAM. 1977.

19. Rico Rodríguez A., Juárez Badillo E. 'Mecánica de Suelos' Tomo III. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1980.
20. Monforte Ocampo A.M. 'Socavación Local en Pilas'. Tesis de Maestría. División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM. 1980.
21. Maza Alvarez J.A., Sánchez Bribiesca J.L. 'Contribución al Estudio de la Socavación Local en Pilas de Puente'. Publicación # 84 del Instituto de Ingeniería, UNAM. 1964.
22. Rico Rodríguez A. Juárez Badillo E. 'Mecánica de Suelos' Tomo II. Editorial Limusa, S.A. Segunda edición. México, D.F. 1980.
23. Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H. 'Ingeniería de Cimentaciones'. Editorial Limusa, S.A. Segunda edición. México, D.F. 1982.
24. Rico Rodríguez A., Del Castillo H. 'La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas'. Volumen 2. Editorial Limusa S.A. México, D.F. 1977.
25. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. 'Manual de Diseño de Obras Civiles'. Geotecnia. Mecánica de Rocas. B.3.3. Cimentaciones en Roca. México, D.F. 1981.
26. White, Gergely y Sexmith. Ingeniería Estructural, Volumen 1: 'Introducción a los conceptos de Análisis y Diseño'. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1980.
27. Secretaría de Obras Públicas. Dirección General de Proyectos y Laboratorios. 'Especificaciones para Proyecto de Puentes para Caminos'. México, D.F. 1960.
28. Heins C.P, Firmage D.A. 'Design of Modern Steel Highway Bridges'. John Wiley and Sons. 1979.

29. Bresler B., Lin T.Y., Scalzi J.B. 'Diseño de Estructuras de Acero'. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1980.
30. Lobato Pérez J.H. 'Apuntes de la clase de Diseño de Puentes'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, UNAM. 1982.
31. Diversos Autores. 'Diseño y Construcción de Puentes'. Centro de Educación Continua. División de Estudios Superiores. Facultad de Ingeniería (DESFI), UNAM. 1975.
32. Diversos Autores. 'Diseño de Puentes de Concreto'. Centro de Educación Continua. DESFI, UNAM. 1976.
33. Diversos Autores. 'Construcción de Puentes'. Centro de Educación Continua. DESFI, UNAM. 1978.
34. Diversos Autores. 'Proyecto de Puentes'. Centro de Educación Continua. DESFI, UNAM. 1983.
35. Beer F.P., Johnston E.R. 'Mecánica Vectorial para Ingenieros' Tomo I Estática. Editorial McGraw-Hill. Segunda edición. Cali, Colombia. 1975.
36. Samartín Quiroga A.F. 'Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón'. Editorial Rueda. Madrid, España. 1983.
37. McCormac J.C. 'Diseño de Estructuras Metálicas'. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. México, D.F. 1980.
38. McCormac J.C. 'Análisis Estructural'. Harla, S.A. de C.V. Tercera edición. México, D.F. 1983.
39. White, Gergely y Sexsmith. Ingeniería Estructural, Volumen 2: 'Estructuras Estáticamente Indeterminadas'. Editorial Limusa, S.A. 1981.

40. Kinney J.S. 'Análisis de Estructuras Indeterminadas'. Compañía Editorial Continental, S.A. México, D.F. 1976.
41. Hahn J. 'Vigas Continuas, Pórticos, Placas y Vigas Flotantes sobre Terreno Elástico'. Editorial Gustavo Gili, S.A. Tercera edición. Barcelona, España. 1982.
42. Beckett D. 'An introduction to Structural Design. (1) Concrete Bridges'. Surrey University Press. 1973.
43. Castillo Martínez H. '6 ponencias sobre Estructuras'. Presentadas en el V Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, D.F. 1962.
44. Instituto de Ingeniería, UNAM. 'Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto'. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación # 401. 1977.
45. Cia. Fundidora de Fierro y Acero Monterrey, S.A. 'Manual para Constructores'. Monterrey, Nuevo León. 1965.
46. González Cuevas, Robles F., Casillas G., Díaz de Cossío. 'Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado'. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1975.