

16
2g.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

" PROYECTO DE LA MODERNIZACION DEL PUENTE
CHICALOTE, TRAMO AGUASCALIENTES - RINCON DE ROMOS,
UBICADO SOBRE LA CARRETERA MEXICO - CD. JUAREZ "

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ROBERTO MAGAÑA ALVAREZ



MEXICO, D.F.

1993



TESTIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

INDICE:

	pág.
I. INTRODUCCION	1
1.1 GENERALIDADES	2
1.2 ANTECEDENTES	4
1.3 OBJETIVOS	5
1.4 DESCRIPCION DEL PROYECTO	5
II. ESTUDIOS DE CAMPO	7
2.1 ESTUDIO HIDROLOGICO	7
2.2 ESTUDIO TOPOHIDRAULICO	10
2.3 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	12
III. CIMENTACION	14
3.1 ANALISIS DEL ESTUDIO TOPOHIDRAULICO	14
3.2 ANALISIS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	18
IV. SUPERESTRUCTURA	20
4.1 SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA	21
4.1.1 PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA	22
4.1.2 ANALISIS DE LAS CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA	27
4.2 DISEÑO DE LA LOSA DE PISO	34
4.2.1 REVISION DEL PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA	34
4.2.2 DISEÑO DE LA LOSA DE PISO	35
4.3 DISEÑO DE LA NERVADURA	37
4.3.1 DISEÑO LONGITUDINAL DE LA NERVADURA	37
4.3.2 REVISION DE LA PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA NERVADURA	47
4.3.3 REVISION DE LOS ESFUERZOS	49
4.4 DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS	59
4.4.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS	60
4.4.2 ANALISIS Y DISEÑO DEL DIAFRAGMA INTERMEDIO	65
4.5 DISEÑO DE LOS APOYOS	69
4.5.1 DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES	69
4.5.2 DETERMINACION DE LA DUREZA SHORE	70
4.5.3 DEFORMACIONES PERMISIBLES EN LAS PLACAS DE NEOPRENO	71

V. SUBESTRUCTURA	73
5.1 ESTRIBOS	73
5.1.1 CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS SOBRE EL ESTRIBO	75
5.1.2 CARGAS TRANSMITIDAS POR LA SUPERESTRUCTURA	76
5.1.3 CARGAS Y MOMENTOS EN EL ESTRIBO	77
5.1.4 REVISION DE LA SECCION DE DESPLANTE (A-B)	79
5.1.5 REVISION DEL VOLADO DEL CIMIENTO	87
5.1.6 REVISION DE LA SECCION INTERMEDIA (C-D)	90
5.2 PILA CENTRAL	92
5.2.1 ANALISIS DE LAS CARGAS	93
5.2.2 REVISION DE ESFUERZOS	99
5.2.3 REVISION CONTRA VOLTEO Y DESLIZAMIENTO	104
VI. CONCLUSIONES	106
VII. APENDICES	108
VIII. BIBLIOGRAFIA	109

I. INTRODUCCION

Se denomina como puente a la estructura que se construye en una vía de comunicación, para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otra vía de comunicación. Esta obra, como la mayoría, debe cumplir con las condiciones de seguridad, funcionamiento, durabilidad y belleza posible.

Por curso de agua se entiende: un arroyo, torrente, río, estero, pantano, brazo de mar, bahía, etc.

La depresión del terreno puede ser una barranca, en cuyo fondo es factible la existencia o no de una corriente.

El objeto de cruzar una vía de comunicación con un puente, es el de evitar accidentes y facilitar el tránsito a una velocidad constante y aceptable.

Algunos de los factores que pueden influir en la determinación del tipo de puente, conforme a las condiciones del lugar y las necesidades del cruce, son las siguientes:

- a) El tipo de vehículos que van a pasar a través del puente, y la intensidad del tránsito.
- b) Aspectos topohidráulicos y geológicos del subsuelo.
- c) Condiciones climatológicas, por ejemplo, en regiones donde la lluvia es intensa no es conveniente utilizar estructuras de acero porque se oxidan fácilmente y es necesario protegerlas en forma continua.
- d) La localización y transporte de materiales.

En el cuadro No. 1 se resume la clasificación convencional de los puentes atendiendo a su tamaño, altura, forma de efectuar el cruce, a su alineamiento, materiales predominantes en su construcción, uso, duración y operación.

Los principales elementos que integran un puente son:

1) INFRAESTRUCTURA

Puede estar constituida por zapatas, cilindros de cimentación, pilotes y placas.

" CLASIFICACION GENERAL DE LOS PUENTES "

<p>POR SU TAMAÑO</p>	<p>ALCANTARILLAS PUENTES PROPIAMENTE DICHS</p> <p>VIADUCTOS [DE MADERA DE MAMPOSTERIA DE CONCRETO ARMADO DE FIERRO ESTRUCTURAL</p>
<p>POR SU ALTURA</p>	<p>ALTOS MEDIANOS BAJOS</p>
<p>POR LA FORMA DE EFECTUAR EL CRUCE</p>	<p>NORMAL ESVIAJADOS</p>
<p>POR SU ALINEAMIENTO</p>	<p>EN TANGENTE EN CURVA EN PENDIENTE</p>
<p>SEGUN EL MATERIAL EMPLEADO</p>	<p>DE MADERA</p> <p>DE MAMPOSTERIA [DE PIEDRA DE TABIQUE DE CONCRETO SIMPLE DE CONCRETO CICLOPEO</p> <p>DE CONCRETO ARMADO</p>
<p>POR SU USO</p>	<p>PARA CAMINOS PARA FERROCARRILES MIXTOS</p> <p>PUENTES CAVALES [DE RIEGO PARA EMBARCACIONES</p> <p>PEATONALES</p>
<p>POR SU DURACION</p>	<p>PROVISIONALES [DE MADERA METALICOS</p> <p>DEFINITIVOS</p>
<p>POR SU CONDICION DE OPERACION</p>	<p>FIJOS [PROVISIONALES DEFINITIVOS</p> <p>MOVILES [GIRATORIOS LEVADIZOS BASCULANTES SUMERGIBLES DESLEZANTES</p> <p>DESMTONTABLES [CABALLETES METALICOS TRABES (CELOSIAS O SISTEMA BRALLER) PONTONES (MADERA O HULE)</p>

2) SUBESTRUCTURA

Parte superior de la cimentación apoyada sobre la infraestructura y que sirve de refuerzo, a su vez, de la superestructura. Forman parte de la subestructura los estribos, pilas y caballetes.

3) SUPERESTRUCTURA

Parte del puente que se construye sobre los apoyos como son la losa, trabes, parapetos, banquetas, guarnición, etc.

En la figura No. 1 se observan algunos de los elementos de la subestructura y superestructura de un puente.

1.1 GENERALIDADES

LOCALIZACION

La ubicación del trazo del cruce se encuentra delimitada por los meridianos $102^{\circ} 16'$ y los paralelos $21^{\circ} 58'$ y $22^{\circ} 04'$, el cruce se localiza totalmente del lado derecho de la carretera actual que va de la ciudad de Zacatecas, entre las poblaciones Aguascalientes-Rincón de Romos.

El cruce con el río Las Arboledas no presenta esviamiento, es decir, el eje del camino es normal al sentido del escurrimiento.

MORFOLOGIA

La zona donde se encuentra el tramo en proyecto está formada, básicamente, por la siguiente secuencia topográfica:

DEL KM	AL	KM	
10+500		11+140	{zona plana} sobre terraplén actual
11+140		11+580	{lomerío suave}
11+580		12+500*	{zona plana}
12+500		12+720	{lomerío suave}
12+720		13+280	{zona plana} sobre terreno natural
13+280		14+580	{lomerío suave}
14+580		21+500	{zona plana} sobre terraplén actual

* Tramo donde se localiza el cruce (Est. 12+243.63 al 12+282.17).

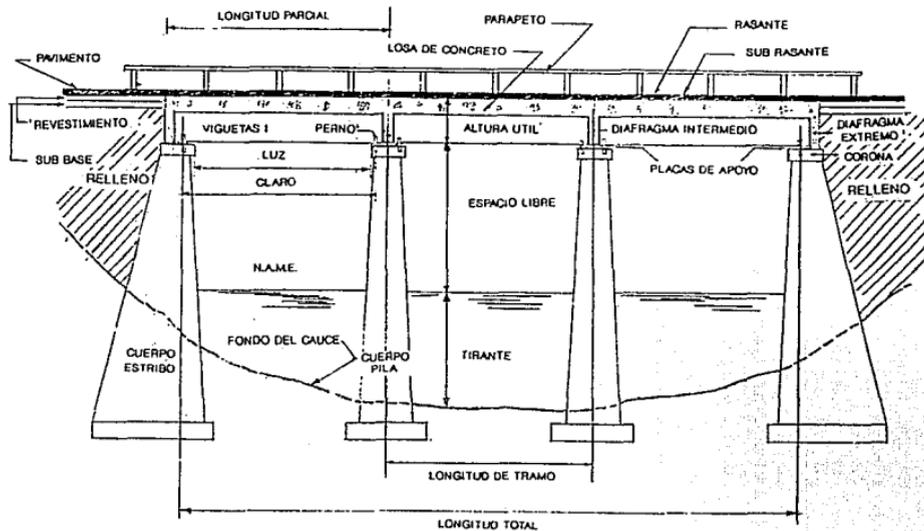


FIGURA No. 1 ELEMENTOS QUE INTEGRAN UN PUENTE

CLIMA

Según el sistema de clasificación por Köpen-Geiger, adaptado para la República Mexicana por E. García [Ref. 2], el tipo de clima correspondiente a la zona es seco estepario [BS, hw (w) (e)], lo que lo ubica dentro del grupo como el menos seco, con régimen de lluvia en verano.

La temperatura media anual es de 18°C y la precipitación media anual es de 500 mm.

GEOLOGIA

La zona en estudio se localiza en la parte oeste de la provincia fisiográfica denominada Mesa Central, la cual se encuentra delimitada al sur con el Eje Neovolcánico y al oeste con la Sierra Madre Occidental.

El tramo en estudio se encuentra alojado en una cuenca de forma alargada en dirección norte y está constituida, principalmente, por suelos aluviales del tipo de arenas limosas, limos y arcillas de baja plasticidad. Al oriente de la zona se encuentran formaciones de origen sedimentario e ígneo. Las primeras constituidas por arenas y conglomerados, y las segundas por rocas extrusivas de composición riolítica

HIDROGRAFIA

La zona de estudio se encuentra comprendida dentro de la Región Hidrológica No. 12 (Lerma-Chapala-Santiago). Se ubica al inicio de la cuenca del Río Grande de Santiago, el cual desemboca en el Océano Pacífico, en el extremo norte de Nayarit, en los límites con Sinaloa.

DRENAJE

El patrón de drenaje en la mayor parte del subtramo es de tipo subparalelo, y en las zonas con lomeríos suaves es de tipo dentrítico. Por otra parte, el único arroyo de importancia que cruza al camino es el denominado Chicalote, que fluye con dirección oriente-poniente.

SISMICIDAD

El tramo en estudio se localiza en la denominada zona penisísmica de la República Mexicana, la cual se caracteriza por la poca ocurrencia de sismos. Es de gran relevancia señalar que, de acuerdo a informes estadísticos del estado de Aguascalientes, nunca se ha registrado un epicentro pero, en la proximidad con el límite sur de Jalisco, se han presentado sismos de gran intensidad.

1.2 ANTECEDENTES

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), a través de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas, proyecta la ampliación de la carretera México-Cd. Juárez, del kilómetro 10+100 al kilómetro 21+500, con origen en Aguascalientes, Ags. En el kilómetro 12+262.90 se localiza el cruce con el arroyo Las Arboledas, sitio en el cual se propone el Proyecto de la Modernización del Puente el Chicalote, en el tramo Aguascalientes-Rincón de Romos, para satisfacer la necesidad de vialidad generada por la ampliación de dicha carretera y resolver el problema hidráulico y estructural que existe en el puente actual.

Con el fin de contar con datos necesarios para la elaboración de dicho proyecto, la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas de la S.C.T. encomendó a la Dirección General de Servicios Técnicos, de esta misma dependencia, la ejecución del proyecto geométrico y la realización de los estudios de campo necesarios (estudios hidrológico, topohidráulico y de mecánica de suelos).

El río Chicalote nace en el cerro "La Corraleta" que se localiza a 68 km del cruce y desemboca al río San Pedro, ubicado a 6 km aguas abajo, sin que presente influencia hidráulica con el sitio en estudio. El curso que sigue el río es sinuoso con secciones poco regulares. La cuenca que drena el río es de forma irregular y su topografía está constituida por montañas, en su parte alta, y por lomeríos y planicies, en su parte baja. El cruce en proyecto se localizará tangente al eje del camino sin que exista esviamiento con respecto al sentido de la corriente.

Durante una avenida extraordinaria ocurrida el 17 de julio de 1989 el puente, que en ese tiempo era de tres tramos de 9 m cada uno, resultó insuficiente para la corriente presentada que cubrió a la superestructura 95 cm aproximadamente y que provocó la falla por socavación de una de las dos pilas centrales, además de sobre elevar la carretera en el tramo comprendido por los cadenamientos 12+213 y 12+230, con un tirante promedio de 10 cm.

1.3 OBJETIVOS

Por medio del presente trabajo se pretende resolver la necesidad de vialidad en el cruce en estudio, mediante el análisis y diseño de la superestructura y subestructura, logrando alcanzar los siguientes objetivos que a continuación se enlistan:

- 1) Establecer la longitud y número de tramos del puente, para evitar posibles fallas por socavación y daños a la superestructura por el incremento en el tirante del río.
- 2) Proponer la solución más adecuada de la subestructura (cimentación), en base a los resultados obtenidos en los estudios de campo.
- 3) Proponer la geometría de los elementos que integran la superestructura y la subestructura.
- 4) Revisar los esfuerzos actuantes en los elementos que integran la estructura, mediante la aplicación de las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T.-84, para que su funcionamiento sea óptimo durante su vida útil.

1.4 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La estructura propuesta está formada por:

1. SUPERESTRUCTURA

La longitud total del puente será de 39 m y el ancho total de 13.50 m, debido a la ampliación a 4 carriles de circulación. Constará de 2 tramos de 19 m cada uno, los cuales estarán estructurados de la siguiente forma:

- a) Losa nervurada de concreto reforzado, con 5 nervaduras de 130 cm de peralte que incluyen el espesor de la losa de 20 cm. La losa y las nervaduras serán coladas monolíticamente.
- b) Parapeto sobre losa y guarnición, de concreto reforzado.
- c) Dos diafragmas extremos y uno intermedio, de concreto reforzado y con una longitud de 12.50 m cada uno.
- d) Los dispositivos para los apoyos fijos y móviles serán a base de placas de neopreno.

2. SUBESTRUCTURA

Estará constituida por dos estribos extremos y una pila central, cada estribo está formado por:

- a) Diafragma y corona de concreto reforzado.
- b) Cuerpo y aleros de desplante de concreto ciclopeo.
- c) Cinco bancos de concreto reforzado para el desplante de los apoyos fijos, los cuales estarán anclados a la corona.

La pila estará formada por:

- a) Corona de concreto reforzado.
- b) Cuerpo y sección de desplante de concreto ciclopeo.
- c) Diez bancos de concreto reforzado para el desplante de los apoyos fijos y móviles, también anclados a la corona.

En el plano No. 1 se muestran los elementos que integran la superestructura y subestructura del proyecto en cuestión.

II. ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo tienen como objeto servir de base para el proyecto de un puente.

Los datos que se obtienen mediante estos estudios, son:

- 1) Topográficos
- 2) Hidráulicos
- 3) Mecánica de suelos

Es de importancia señalar que para el presente trabajo, los datos topográficos que se tomaron en cuenta, debido a la falta de información más detallada, fueron:

- El cruce es normal, es decir, no presenta esviajamiento.
- El origen del kilometraje y el de la zona del cauce.
- Elevación y descripción del banco de nivel.

Por lo cual, no se consideró necesario adentrar más sobre este tipo de estudio, y solamente se presentan los estudios de tipo hidrológico, topohidráulico y de mecánica de suelos.

2.1 ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico se realizó utilizando la fórmula racional y el método de comparación de cuencas, tomando en cuenta la información disponible.

1) FORMULA RACIONAL

$$Q_d = 0.278 C i A \quad \dots (1)$$

donde:

- Q_d = Gasto de diseño (m^3/s)
- C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- i = Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración ($mm/hora$), para distintos periodos de retorno
- A = Area drenada (Km^2)

El tiempo de concentración se calculó por medio de la fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.0662 (L^{0.77} / S^{0.385}) \quad \dots (2)$$

donde:

- T_c = Tiempo de concentración (horas)
- L = Longitud del cauce principal (Km)
- S = Pendiente del cauce (adimensional en decimales)

Las intensidades se obtuvieron de las curvas de intensidad-duración-período de retorno, de la estación pluviográfica "Aguascalientes" situada en la capital del estado del mismo nombre y la cual es la más cercana al cruce en estudio, perteneciendo ambas estaciones a la Región Hidrológica No. 12 (Apéndice No. 1).

A continuación se muestran, en la Tabla No. 1, los gastos de diseño obtenidos para los distintos periodos de retorno utilizados y con los siguientes parámetros como constantes:

- $C = 0.20$
- $A = 545.50 \text{ Km}^2$
- $L = 51.60 \text{ Km}$
- $S = 0.00969$
- $T_c = 8.26 \text{ hrs.}$

GASTOS DE DISEÑO
(FORMULA RACIONAL)

PERIODO DE RETORNO (T_r)	INTENSIDAD DE LLUVIA (I)	GASTO DE DISEÑO (Q_d)
25	9	273
50	18	383
100	11	334

TABLA No. 1

2) METODO DE COMPARACION DE CUENCAS

Para la utilización de este método se tomó en cuenta la estación de aforo "San Juanico", con las siguientes características:

Coordenadas:

- Longitud Oeste 102°33'10", Latitud Norte 21°41'45"

Area drenada:

- 100 km²

Ubicación:

- Situada sobre el río San Juanico en el límite entre Jalisco y Aguascalientes, a 33 km al suroeste de Aguascalientes y a 5 km al noreste de Villa Hidalgo, municipio del mismo nombre en Jalisco.

Los registros de esta estación, mostrados en la Tabla No. 2, se analizaron estadísticamente por la distribución de Gumbel (no se efectuó la corrección por precipitación y pendientes). La cual está representada por la siguiente expresión:

$$Q_{max} = \frac{\sum Q_{max} \text{ ANUAL}}{\text{No. DE AÑOS REGISTRADOS}} - \frac{\sigma g}{\sigma n} [Y_n + L_n (1/T)] \quad \dots (3)$$

Los parámetros estadísticos que intervienen en la fórmula de Gumbel se calcularon mediante un programa de calculadora, dichos valores se presentan a continuación:

$$\sigma n = 0.9288$$

$$\sigma g = 18.8188$$

$$Y_n = 0.4982$$

Los gastos de diseño obtenidos por este método para las cuencas base y de estudio, a partir de las ecuaciones (4 y 5), para los distintos periodos de retorno utilizados, se muestran en la Tabla No. 3.

$$Q_{m\acute{a}x} = 36.22 - [(18.81/0.9288)(0.4902 + \ln(1/T))]$$

$$Q_{m\acute{a}x}_b = 26.29 - 20.25 \ln(1/T) \quad \dots (4) \quad \text{Cuenca base}$$

$$Q_{m\acute{a}x}_e = 5.455 [26.29 - 20.25 \ln(1/T)] \quad \dots (5) \quad \text{Cuenca de estudio}$$

* NOTA: El valor de 5.455 se obtiene de dividir el área de la cuenca de estudio entre el área de la cuenca base.

REGISTROS DE AFORO
ESTACION "SAN JUANICO"

AÑO	Q _{max} ANUAL	Q ²
1963	29.53	872.02
1964	26.00	676.00
1965	22.27	495.95
1966	19.50	380.25
1967	36.07	1301.04
1968	59.83	3579.63
1969	58.06	3370.96
1970	13.16	173.19
1971	61.54	3787.17
SUMA	325.96	14636.21

TABLA No. 2

GASTOS DE DISEÑO
(COMPARACION DE CUENCAS)

PERIODO DE RETORNO (T _r)	GASTO DE DISEÑO (Qd)	
	CUENCA BASE	CUENCA EN ESTUDIO
25	91.47	499
50	105.51	576

TABLA No. 3

2.2 ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

La finalidad de este estudio fue la de determinar el gasto de diseño para calcular la socavación, comparándolo con los gastos obtenidos en el estudio hidrológico.

Para calcular dicho gasto se trabajó con el método de "sección y pendiente", utilizando el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) presentado el 17 de julio de 1989, con un valor de 99.10 m.

De acuerdo con estos estudios, proporcionados por la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T., se consideraron tres tramos con una misma pendiente para calcular el gasto de diseño. En la Tabla No. 4 se muestran las características hidráulicas de estos tramos (área, perímetro mojado, radio hidráulico y coeficiente de rugosidad), con las cuales se calcularon su velocidad y gasto, empleando la fórmula de Manning (Ref. 2) que se expresa de la siguiente forma:

$$(Q n / S^{1/2}) = A R_h^{2/3} \quad \dots \quad (6)$$

donde:

- Q = Gasto (m³/s).
- n = Coeficiente de rugosidad (adimensional).
- S = Pendiente (adimensional).
- A = Área (m²).
- R_h = Radio hidráulico (m).

Despejando el gasto de la fórmula (6), tenemos:

$$Q = (A R_h^{2/3} S^{1/2}) / n \quad \dots \quad (7)$$

Si la fórmula (7) la dejamos en función de la velocidad, en base a la ecuación de continuidad (Q = V A), tenemos:

$$V = (R_h^{2/3} S^{1/2}) / n \quad \dots \quad (8)$$

De la fórmula (8), el único parámetro que se mantiene como constante para los tres tramos analizados es la pendiente del cauce, con un valor de:

$$S = 0.0019$$

$$S^{1/2} = 0.0436$$

TRAMO	AREA (m ²)	P. MOJADO (m)	RADIO HID. Rh (m)	Rh ^{2/3}	C. RUGOSIDAD (n)	VELOCIDAD (m/s)	GASTO (m ³ /s)
1	68.2	65	1.849	1.832	0.868	8.75	51
2	99.4	32	3.186	2.129	0.845	2.86	285
3	27.8	28	1.358	1.221	0.868	0.29	24
GASTO DE DISEÑO (Qd) = SUMA							280

TABLA No. 4

De este estudio, comparado con el Hidrológico y en particular con el método de la fórmula racional para un período de retorno de 25 años, que fue el seleccionado para este proyecto, se determinó:

- Qd = 280 m³/s
- N.A.M.E. = 99.10 m
- Longitud total del puente = 39.00 m
- Número de tramos = 2 (de 19.50 m cada uno)
- Número de apoyos = 3
- Espacio libre vertical = 1.50 m (para una sobreelevación promedio de 1 m)

2.3 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

La ejecución de los estudios de mecánica de suelos estuvo a cargo de la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T., los cuales consistieron, básicamente, en la exploración del subsuelo mediante cuatro sondeos mixtos (SM1 a SM4), en el lugar donde se desplantarán los apoyos del puente en proyecto (Figura No. 2).

Estas exploraciones se realizaron alternando: muestreo inalterado con tubo tipo Shelby, en los depósitos más blandos, con un diámetro de 10 cm. y donde la resistencia al corte se determinó a partir de la prueba de penetración estándar; perforación con broca de carburo de tungsteno en diámetro "BX", cuando el subsuelo presentó compasidades muy altas o estuvo constituido por formaciones rocosas sedimentarias de gran tamaño.

De acuerdo con los sondeos realizados, el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se encontró entre 3.00 y 3.10 m, dichas profundidades están referidas al nivel de la boca del sondeo.

SUCESION ESTRATIGRAFICA Y PROPIEDADES

Los perfiles estratigráficos de los cuatro sondeos efectuados, corroboraron la sucesión estratigráfica descrita y presentada en el primer informe geotécnico del puente actual.

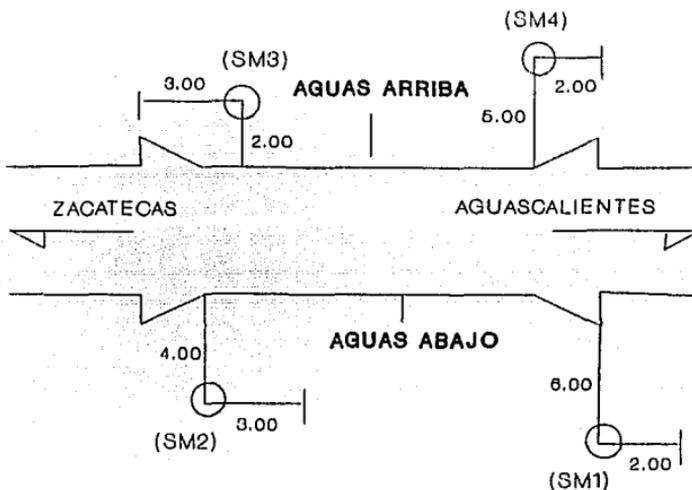
En los sondeos representativos SM2 y SM4 (Cuadros No. 2 y 3), llevados a profundidades más por debajo de los anteriores (25.00 m), se determinó la existencia de un potente depósito de boleas pequeños y gravas empaquetadas en arena graduada muy compacta. Por sus propiedades y disposición granular, este depósito es altamente resistente al corte y para el rango de las cargas a que será sometido, resulta prácticamente indeformable.

PRUEBAS DE LABORATORIO

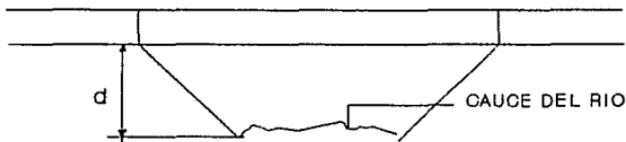
Las muestras obtenidas de los sondeos SM2 y SM4, se sometieron a los siguientes ensayos de laboratorio:

- a) Clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).
- b) Contenido natural de agua (w).
- c) Límites de consistencia:
 - límite líquido (Ll)
 - límite plástico (Lp)
- d) Densidad de sólidos (Ss).

SONDEOS EXPLORATORIOS MIXTOS (SM1-SM4)



DISTANCIA DE LA LOSA INFERIOR DEL PUENTE A LA BOCA DE LOS SONDEOS



$$\begin{aligned} d_{SM1} &= 4.20 \text{ m} & d_{SM3} &= 3.80 \text{ m} \\ d_{SM2} &= 3.80 \text{ m} & d_{SM4} &= 4.05 \text{ m} \end{aligned}$$

FIGURA No. 2 LOCALIZACION DE SONDEOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO Y DE PROPIEDADES													
ESTUDIO: PUENTE "CHICALOTE" KM. 12+262.90 AGS.-ZAC.													
SONDEO: S.M.4 N.A.F.: 3.00 m													
P m	SIMBOLO	CLASIFICACION	LP. w, LL (%)					S _u	e	N NUM. GOLPES / 30 cm			
			20	40	60	80	100			-	-	10	20
1		ARCILLA ARENOSA CON MAT. ORGANICA						2.4	0.9				
		ARENA ARCILLOSA CON GRAAS. CONSIS- TENCIA VARIABLE DE MEDIA A BAJA											
5		ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTI- CIDAD, COLOR CAFE Y GRIS VERDOSO, DE BAJA PLASTI- CIDAD Y CONSIS- TENCIA BLANDA CON PEQUEROS DE ARENA Y GRAA						2.4	2.0				
		ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFE, CONSISTENCIA BLANDA A MEDIA CON GRAN CANTI- DAD DE LENTES DE ARENA GRUESA Y GRAMILLAS											
10		ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFE, CONSISTENCIA BLANDA A MEDIA CON GRAN CANTI- DAD DE LENTES DE ARENA GRUESA Y GRAMILLAS						2.4	2.1				
		ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFE, CONSISTENCIA BLANDA A MEDIA CON GRAN CANTI- DAD DE LENTES DE ARENA GRUESA Y GRAMILLAS											
15		ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFE, CONSISTENCIA BLANDA A MEDIA CON GRAN CANTI- DAD DE LENTES DE ARENA GRUESA Y GRAMILLAS						2.4	2.2				
		ARCILLA LIMOSA, COLOR CAFE, CONSISTENCIA BLANDA A MEDIA CON GRAN CANTI- DAD DE LENTES DE ARENA GRUESA Y GRAMILLAS											
20		LIMO ARENOSO CAFE COMPACTO A MUY COMPACTO CON GRAAS Y PEQUEROS BOLEOS MUY BIEN EMPACA- DOS EN LA MATRIZ BASICA						2.4	2.4				
		LIMO ARENOSO CAFE COMPACTO A MUY COMPACTO CON GRAAS Y PEQUEROS BOLEOS MUY BIEN EMPACA- DOS EN LA MATRIZ BASICA											
25		SOLEOS Y GRAAS EMPACADAS EN ARENA GRADUADA MUY COMPACTA						2.4	0.6				
		SOLEOS Y GRAAS EMPACADAS EN ARENA GRADUADA MUY COMPACTA											

FIN DE SONDEO

M.I. = MUESTREO INALTERADO DE TIPO SHELBY

R. = PERFORACION CON ROTERIA EN DIAM. 8.x.

CUADRO No. 3

- e) Peso volumétrico natural (γ_m).
 f) Resistencia a compresión axial no confinada (qu).

A partir de los ensayos anteriores se determinaron otras propiedades índice, tales como:

- g) Peso volumétrico seco (γ_d).
 h) Índice de plasticidad (Ip).
 i) Consistencia relativa (Cr).
 j) Relación de vacíos (e).
 k) Grado de saturación (G_w).
 l) Porcentaje de finos, arenas y gravas (F.S.G).

En la Tabla No. 5 se presentan los resultados obtenidos mediante los ensayos realizados.

ANÁLISIS DE LABORATORIO EN MUESTRAS CUBICAS INALTERADAS

SONDEO No.	PROFUNDIDAD		DESCRIPCION	SUCS	w	LI	LP	IP	Cr	γ_m	γ_d	Ss	e	G_w	qu
	DE	A			%	%	%	%		t/m ³	t/m ³	%	%	t/m ²	
SM2	4.78	6.88	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	CH	82.6	91.3	31.9	59.4	+8.1	1.62	0.89	2.42	1.72	100	8.3
	8.48	9.68	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	CH	81.3	87.6	28.9	58.7	+8.1	1.61	0.89	2.40	1.70	100	12.7
	10.78	12.08	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA	CL	38.9	65.9	27.8	38.1	+6.7	1.78	1.22	2.58	1.85	97	16.6
	13.78	15.08	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA	CL	36.4	56.4	22.1	34.3	+8.6	1.69	1.24	2.47	0.99	91	14.2
SM4	6.68	7.28	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	CH	88.8	83.2	38.8	53.2	+8.1	1.57	0.87	2.41	1.77	100	6.5
	8.38	9.68	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	CH	99.4	87.4	31.2	56.2	-8.2	1.58	0.79	2.39	2.83	100	17.8
	11.38	12.68	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA	CL	78.3	74.3	38.8	43.5	-8.1	1.71	0.96	2.44	1.54	100	19.4
	14.38	15.68	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA	CL	65.8	56.8	27.1	28.9	-8.3	1.67	1.01	2.48	1.46	100	13.1

TABLA No. 5

III. CIMENTACION

La parte fundamental del estudio de los puentes, es la cimentación, ya que la mayoría de los problemas se originan por efectos de la socavación o por cargas que rebasan la capacidad del terreno y que afectan la estabilidad de la obra.

Es importante, por lo tanto, definir los estudios de cimentación, de acuerdo a las condiciones particulares de cada obra.

3.1 ANALISIS DEL ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

De acuerdo a los estudios toponidráulicos, señalados en el capítulo anterior, se determinó que por esta cuenca suelen transitar gastos que pueden alcanzar valores de 499 a 576 m³/s; que el N.A.M.E. presentado el 17 de julio de 1989 alcanzó una elevación de 99.10 m y por lo tanto el gasto máximo en el cruce se evaluó del orden 280 m³/s. Este tirante y velocidad de circulación, hacen que el subsuelo predominantemente friccionante sea susceptible de socavarse por acarreo de sus partículas. Por consiguiente, se efectuó el análisis basado en las teorías de Lishtvan-Levediev, para socavación general y el método de Yaroslautziev, para socavación local [Ref. 7]. Cabe señalar que dichas teorías fueron utilizadas, debido a que son las empleadas por la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T., el cual proporcionó ciertos parámetros que influyen en las fórmulas de socavación local. Por lo cual solo se hicieron las respectivas sustituciones de valores en las fórmulas correspondientes.

Los datos hidráulicos que se emplearon en este cálculo se obtuvieron de los resultados del ya citado estudio toponidráulico.

CALCULO DE SOCAVACION

En este cálculo se consideran dos tipos de suelos, basados en las cuatro exploraciones efectuadas en el cruce; el más somero predominantemente cohesivo y el que lo subyace, con propiedades netamente friccionantes:

a) MATERIAL COHESIVO

a.1 SOCAVACION GENERAL

Para este caso se emplea la siguiente expresión:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.6 V d^{1.18} \beta} \right]^k \quad \text{--- (9)}$$

donde:

- $\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} \beta e \mu}$ --- (18)
- $Qd =$ Gasto de diseño = 288 m³/s
- $\beta e =$ Ancho efectivo de la superficie libre del agua en la sección
= $B - D = 28.4 - 3.3 = 25.18$ m (ancho del cauce en el cruce, menos el ancho de pilas)
- $Hm =$ Tirante medio de la sección = 4.58 m
- $H_o =$ Altura existente entre el espejo de agua y el fondo del cauce (en época de estiaje)
= 3.65 m
- $\mu =$ Coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto de estrechamiento producido por las Pilas (Tabla No. 6) = 0.95 (para $V = 2.88$ m/s)
- $Vd =$ Peso volumétrico del material seco = 1.88 t/m³
- $\beta =$ Coeficiente en función de Tr (Tabla No. 7) = 0.945 (para $Tr = 25$ años)
- $k =$ Coeficiente que depende del Vd o dm (Tabla No. 8) = 0.69

Sustituyendo estos valores, primeramente en (18):

$$\alpha = 0.96$$

Posteriormente, sustituyendo en (9):

$$H_s = 6.37 \text{ m}$$

La socavación general en el material cohesivo esta dada por:

$$S_g = H_s - H_o$$

$$S_g = 6.37 - 3.65$$

$$S_g = 2.72 \text{ m}$$

a.2 SOCAVACION LOCAL

En este caso se emplea la siguiente fórmula:

$$S_o = \left[K_f K_v (e + K_h) \frac{v^2}{g} \right] - 0.3 d_e \quad \text{--- (11)}$$

Datos proporcionados por la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T.:

- $K_f = 10$
- $K_v = 0.70$
- $e = 0.60$
- $K_h = 0.05$
- $d_e = 0.50$
- $v = 1.60 \text{ m/s}$

Sustituyendo estos valores en (11):

$$S_o = (10 \times 0.70 \times 0.65 \times 0.26) - (0.30 \times 0.50)$$

$$S_o = 1.03 \text{ m}$$

b) MATERIAL FRICCIONANTE

b.1 SOCAVACION GENERAL

Para su cálculo se utilizó la siguiente fórmula:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 d_m \beta^{0.20}} \right]^k \quad \text{--- (12)}$$

donde:

- $\alpha = 0.96$
- $H_o = 3.65$
- $d_m = 1.20$
- $\beta = 0.945$
- $k = 0.72$

Sustituyendo los valores anteriores en (12), tenemos:

$$H_s = 5.38 \text{ m}$$

La socavación general está dada por:

$$S_g = H_s - H_o$$

$$S_g = 5.38 - 3.65$$

$$S_g = 1.73 \text{ m}$$

b.2 SOCAVACION LOCAL

Se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$S_o = \left[K_f K_v (e + K_h) \frac{V^2}{g} \right] - 0.30de \quad \text{--- (13)}$$

donde:

- $K_f = 18$
- $K_v = 0.69$
- $e = 0.68$
- $K_h = 0.85$
- $V = 1.7 \text{ m/s}$
- $de = 2.08$

Sustituyendo los valores anteriores en (13), tenemos:

$$S_o = (18 \times 0.69 \times 0.65 \times 0.26) - (0.30 \times 2.08)$$

$$S_o = 0.68 \text{ m}$$

C) SOCAVACION TOTAL

$$S_t = S_g + S_o$$

$$S_t = 1.73 + 0.68$$

$$S_t = 2.33 \text{ m}$$

CALCULO DE SOCAVACION GENERAL

(METODO DE LISCHTMAN-LEBEDIEV)

VALORES DE μ

U (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
> 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
1.0	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
1.5	0.94	0.98	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	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
2.5	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
3.0	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
3.5	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	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 No. 6

VALORES DE β

Tr (AÑOS)	β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

TABLA No. 7

VALORES DE K

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
Vd (t/m ³)	K	d _m (mm)	K
0.80	0.65	0.05	0.70
0.83	0.66	0.15	0.70
0.86	0.67	0.50	0.71
0.88	0.67	1.00	0.71
0.90	0.67	1.50	0.72
0.93	0.68	2.50	0.72
0.96	0.68	4.00	0.73
0.98	0.69	6.00	0.74
1.00	0.69	8.00	0.74
1.04	0.70	10.00	0.75
1.08	0.70	15.00	0.75
1.12	0.71	20.00	0.76
1.16	0.71	25.00	0.76
1.20	0.72	40.00	0.77
1.24	0.72	60.00	0.78
1.28	0.73	90.00	0.78
1.34	0.74	140.00	0.79
1.40	0.74	190.00	0.79
1.46	0.75	250.00	0.80
1.52	0.75	310.00	0.81
1.58	0.76	370.00	0.81
1.64	0.76	450.00	0.83
1.71	0.77	570.00	0.83
1.80	0.78	750.00	0.83
1.89	0.78	1000.00	0.84

TABLA No. 8

NOTA: LOS VALORES DE d_m CORRESPONDEN AL DIÁMETRO MEDIO DEL MATERIAL

Finalmente podemos concluir que:

1. La socavación para un puente con longitud de 19.27 m para cada uno de sus dos tramos, se evaluó en 1.73m como mínimo, medida bajo el nivel medio actual del cauce.
2. La socavación total mínima al pie de los apoyos en el centro del cauce, se determinó en 2.33 m, medida bajo el fondo del cauce, con una socavación local de 0.60 m.

De acuerdo con la profundidad de socavación antes evaluada y considerando las cargas a soportar, se considera factible una solución de cimentación de tipo superficial.

3.2 ANALISIS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

En el presente trabajo, el análisis del estudio de mecánica de suelos fue llevado a cabo por la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T., quien recomendo para este proyecto las siguientes disposiciones:

- a) Cimentación de tipo superficial a base de:
 - Estribos de concreto ciclopeo para apoyos extremos, con taludes de 1:3.4 y 1:10, con una profundidad de desplante de 9.13 m (Elev. 92.77 m).
 - Pila de concreto ciclopeo, para apoyo central, con talud 1:20, con profundidad de desplante de 11.43 m (Elev. 90.47 m).
- b) La capacidad de carga admisible para fines de diseño, será:
 - $q_{adm} = 40 \text{ t/m}^2$ (en los apoyos extremos).
 - $q_{adm} = 30 \text{ t/m}^2$ (en el apoyo central).
- c) Las excavaciones necesarias para la construcción de los elementos de cimentación, podrán realizarse con un talud de 1:2, con un sistema de bombeo.
- d) No se presentan asentamientos importantes en la estructura.

A continuación se presenta la revisión, a modo de ejercicio, de la capacidad de carga admisible en el sitio del sondeo M-4, junto a uno de los apoyos extremos, mediante la aplicación de la Teoría de Skempton [Ref. 6].

1) EJERCICIO:

Revisar la capacidad de carga admisible en el sitio del sondeo M-4

METODO:

TEORIA DE SKEMPTON

FORMULA:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f \quad \text{--- (a)}$$

$$q_{adm} = \frac{C N_c}{F.S.} + \gamma D_f$$

DATOS:

- FS = FACTOR DE SEGURIDAD = 2.50
- $q_u = 17.8 \text{ t/m}^2$ (TABLA No. 5)
- $D_f = 9.10 \text{ m}$
- $\gamma = 1.62 \text{ t/m}^3$
- $NAF = 3.10 \text{ m}$
- * VALOR OBTENIDO DEL APENDICE No. 2

$$\text{Para } D_f/B = 9.10/4.17 = 2.2$$

$$- N_c = 8.50$$

Para obtener c , se recurrió a la siguiente expresión:

$$q_u = 2c, \text{ por lo tanto, } c = q_u/2 = 17.8/2$$

$$c = 8.90 \text{ t/m}^2$$

SUSTITUYENDO EN LA FORMULA (a), TENEMOS:

$$q_{adm} = \frac{(8.50 \times 8.90)}{2.50} + [(1.62 \times 3.10) + (0.62 \times 6.0)]$$

$$q_{adm} = 30 + 9$$

$$q_{adm} = 39 \text{ t/m}^2$$

CONCLUSION:

De esto se observa que el valor de la capacidad de carga admisible, obtenida mediante este ejercicio, fue aproximadamente igual a la reportada en el análisis.

IV. SUPERESTRUCTURA

DATOS GENERALES:

- Claro total de un tramo	19.58 m
- Claro libre de un tramo	19.00 m
- Número de tramos	2.00
- Longitud total del puente	39.00 m
- Ancho de calzada	12.20 m
- Ancho de un carril de circulación	3.05 m
- Número total de carriles	4.00
- Ancho total del puente	13.58 m
- Tipo de parapeto	sobre losa de concreto reforzado
- Tipo de superestructura	simplicemente apoyada
- Tipo de losa	nervurada de concreto reforzado
- Número de nervaduras	5.00
- Carpeta asfáltica	0.10 m (para diseño)

CARGAS VIVAS:

- HS-20	para dos bandas de circulación
- T3-53	para dos bandas de circulación

MATERIALES:

- Concreto	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ESFUERZOS DE TRABAJO:

- Concreto	$f_c = 0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Acero	$f_s = 0.5f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$

MODULOS DE ELASTICIDAD:

- Concreto	$E_c = [2000(f'c)^{1/2}] = 0.2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Acero	$E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

PESOS VOLUMETRICOS:

- Asfalto	2.20 t/m ³
- Concreto simple	2.30 t/m ³
- Concreto reforzado	2.40 t/m ³

MÉTODO DE DISEÑO:

- Esfuerzos permisibles (Criterio elástico).

ESPECIFICACIONES:

- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T. - 84.

4.1 SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA

Para realizar el análisis y diseño de la superestructura fue necesario determinar las dimensiones de los elementos que la conforman, ya que es necesario calcular la carga muerta de la estructura (peso propio). Por lo cual se propuso, en forma definitiva (después de varias propuestas), la sección transversal de la superestructura mostrada en la figura No. 3.

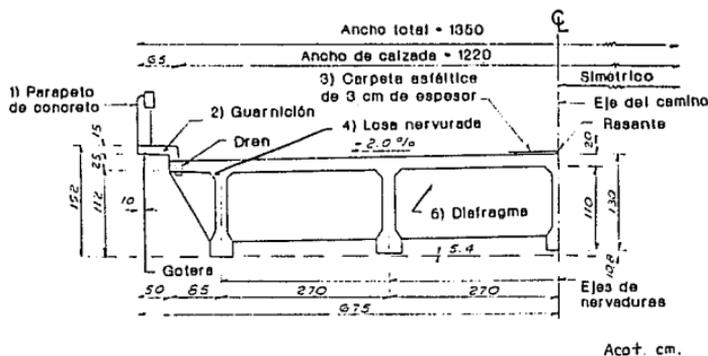


FIGURA No. 3 MEDIA SECCION TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA

4.1.1 PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA

1) PARAPETO SOBRE LOSA

Este elemento está constituido por (Figura No. 4):

- A) Pilastra
- B) Viga

AREAS:

$$\text{PILASTRA} = 0.25 \times 0.25 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$\text{VIGA} = 0.15 \times 0.25 = 0.04 \text{ m}^2$$

VOLUMENES:

$$\text{PILASTRA} = 0.06 \times 0.70 = 0.04 \text{ m}^3$$

$$\text{VIGA} = 0.04 \times 1.80 = 0.04 \text{ m}^3$$

PESO PROPIO DEL PARAPETO

ELEMENTO	UNIDAD	CANTIDAD	PESO VOLUMETRICO (t/m ³)	VOLUMEN (m ³)	CARGA (ton)
PILASTRA	PZA.	13.0	2.40	0.04	1.25
VIGA	mi	19.5	2.40	0.04	1.87
TOTAL					3.12

PESO PROPIO DEL PARAPETO:

$$P_p = 3.12 \text{ ton}$$

PESO PROPIO DEL PARAPETO POR METRO LINEAL:

$$P_{pl} = 0.16 \text{ ton/m}$$

2) GUARNICION

Las dimensiones de este elemento se presentan en la figura No. 4

AREA:

$$A_1 = 0.15 \times 0.58 = 0.08 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.25 \times 0.15 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$A_T = (0.08 + 0.04) \text{ m}^2$$

$$A_T = 0.12 \text{ m}^2$$

VOLUMEN:

$$V = 0.12 \times 19.5$$

$$V = 2.34 \text{ m}^3$$

PESO PROPIO DE LA GUARNICION:

$$P_g = 2.4 \times 2.34$$

$$P_g = 5.62 \text{ ton}$$

PESO PROPIO DE LA GUARNICION POR METRO LINEAL:

$$P_{gl} = 0.39 \text{ ton/ml}$$

3) CARPETA ASFALTICA

Para fines de diseño se considera un espesor de 10 cm.

AREA:

$$A = 12.20 \times 19.00 \quad (\text{Donde } 12.20 \text{ m es el ancho de calzada})$$

$$A = 231.00 \text{ m}^2$$

VOLUMEN:

$$V = 231.00 \times 0.10$$

$$V = 23.10 \text{ m}^3$$

PESO PROPIO DE LA CARPETA ASFALTICA:

$$P_p = 2.20 \times 23.10$$

$$P_p = 51.00 \text{ ton}$$

PESO PROPIO DE LA CARPETA ASFALTICA POR METRO LINEAL

$$P_{pl} = 2.60 \text{ ton/ml}$$

4) LOSA NERVURADA

De acuerdo con la figura No. 5, tenemos:

AREA DE LOSA:

$$A_1 = [0.50(0.15+0.20)] \times 0.65 \times 2 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.20 \times 11.20 = 2.24 \text{ m}^2$$

$$A_T = 2.47 \text{ m}^2$$

VOLUMEN DE LOSA:

$$V = 2.47 \times 19.50$$

$$V = 48.17 \text{ m}^3$$

VOLUMEN DE UNA NERVURADA:

$$V = 0.30 \times 19.5$$

$$V = 5.85 \text{ m}^3$$

PESO PROPIO DE LA LOSA NERVURADA:

$$P_{pn} = 2.4 \times 77.72$$

$$P_{pn} = 185.01 \text{ ton}$$

AREA DE LA NERVURADA:

$$A_3 = 0.50 \times (0.20 + 0.40) \times 0.10 = 0.03 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 0.20 \times 0.60 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 0.50 \times (0.20 + 0.40) \times 0.15 = 0.05 \text{ m}^2$$

$$A_6 = 0.40 \times 0.25 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$A_T = 0.30 \text{ m}^2$$

VOLUMEN TOTAL DE LA LOSA NERVURADA:

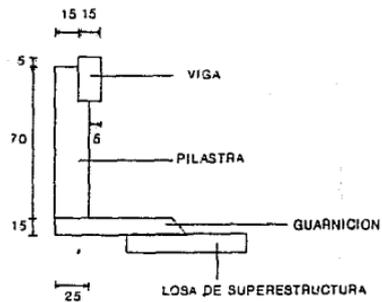
$$V_T = 48.17 + (5 \times 5.85) \text{ m}^3$$

$$V_T = 77.42 \text{ m}^3$$

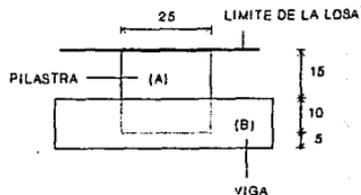
PESO PROPIO DE LA LOSA NERVURADA
POR METRO LINEAL:

$$P_{pln} = 9.78 \text{ ton/ml}$$

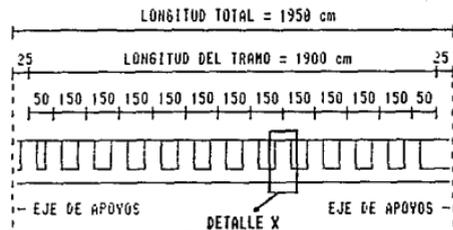
PARAPETO



SECCION TRANSVERSAL



DETALLE X



PLANTA
(DISTRIBUCION DE PILASTRAS)

GUARNICION

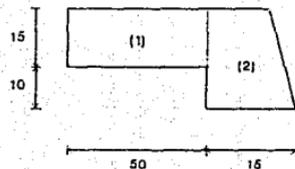
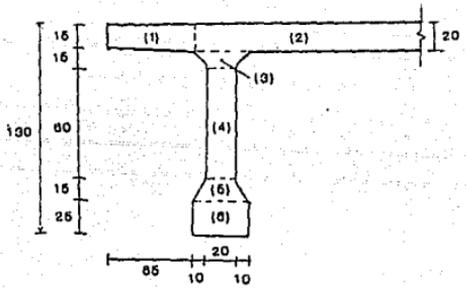


FIGURA No. 4 PARAPETO Y GUARNICION

LOSA NERVURADA



DIAFRAGMAS

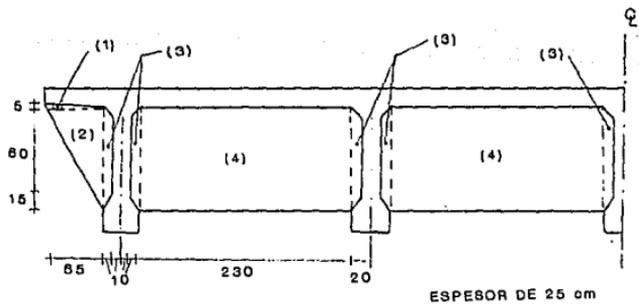


FIGURA No. 5 LOSA NERVURADA Y DIAFRAGMAS

5) DIAFRAGMA

En base a la figura No. 5 tenemos:

AREAS:

$$A_1 = 0.50 \times (0.85 \times 0.65) = 0.26 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.50 \times (0.85 \times 0.60) = 0.26 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 5 \times (0.50 \times (0.60 + 0.85) \times 0.10) = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 2 \times (2.30 \times 0.85) = 3.90 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 2 \times 4.54 = 9.08 \text{ m}^2$$

VOLUMEN DE UN DIAFRAGMA:

$$V = 9.08 \times 0.25$$

$$V = 2.27 \text{ m}^3$$

PESO PROPIO DE UN DIAFRAGMA:

$$Pd = 2.48 \times 2.27$$

$$\boxed{Pd = 5.44 \text{ ton}}$$

PESO PROPIO POR DIAFRAGMAS:

$$Pds = 3 \times 5.44$$

$$\boxed{Pds = 16.32 \text{ ton}}$$

RESUMEN DEL PESO PROPIO POR ELEMENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

ELEMENTO	UNIDAD	CANTIDAD	PESO (ton)	CARGA (ton)
1) PARAPETO	PZA	2	3.12	6.24
2) GUARNICION	PZA	2	5.62	11.24
3) CARPETA	PZA	1	51.00	51.00
4) LOSA NERVURADA	PZA	1	185.81	185.81
5) DIAFRAGMA	PZA	3	5.42	16.32

CARGA MUERTA TOTAL EN UN TRAMO:

$$CM_1 = 279.61 \text{ ton}$$

CARGA MUERTA POR METRO LINEAL EN UN TRAMO:

$$CM_1 = 13.88 \text{ ton/ml}$$

CARGA MUERTA TOTAL POR NERVADURA:

$$CM_N = 52.73 \text{ ton}$$

CARGA MUERTA TOTAL DEL PUENTE:

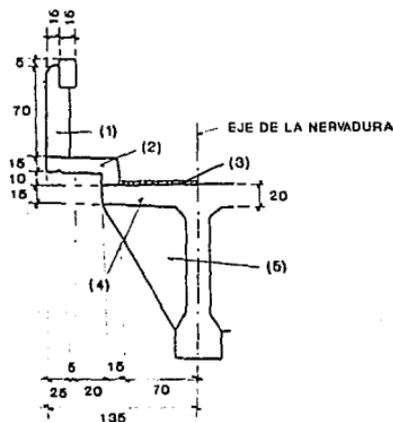
$$CM_p = 541.22 \text{ ton}$$

4.1.2 ANALISIS DE LAS CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA

El cálculo de la losa de piso, para el esfuerzo por flexión, se realizará únicamente en sentido transversal, ya que longitudinalmente forma parte de una sección "T", cuyos esfuerzos se analizarán en el cálculo de la nervadura. Por lo tanto, longitudinalmente solo se colocará el porcentaje de acero correspondiente al refuerzo de distribución y el refuerzo por temperatura en ambas direcciones.

A) ANALISIS DE LA LOSA EN VOLADO

A.1 MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA MUERTA POR METRO LINEAL (Mcw)



CALCULO DE LOS BRAZOS DE PALANCA QUE PRODUCEN MOMENTO EN LA LOSA EN VOLADO (CON RESPECTO AL EJE DE LA NERVADURA)

1) PARAPETO

$$x_1 = \frac{(0.25 \times 0.70 \times 0.13) + (0.15 \times 0.25 \times 0.23) - (0.10 \times 0.20 \times 0.20)}{(0.25 \times 0.70) + (0.15 \times 0.25) - (0.10 \times 0.20)} = 0.10 \text{ m}$$

$$x_1 = 1.35 - 0.10 = \underline{\underline{1.25 \text{ m}}}$$

2) GUARNICION

$$x_2 = \frac{0.50}{2} + \frac{0.15}{2} = 0.32 \text{ m}$$

$$x_2 = 1.35 - 0.32 = \underline{\underline{1.03 \text{ m}}}$$

3) CARPETA ASFALTICA

$$x_3 = \frac{(0.70 \times 0.10 \times 0.35)}{(0.70 \times 0.10)}$$

$$x_3 = \underline{\underline{0.35 \text{ m}}}$$

4) LOSA

$$x_4 = \frac{(0.15 \times 0.85 \times 0.68) + (0.50 \times 0.85 \times 0.020 \times 0.82)}{(0.15 \times 0.85) + (0.50 \times 0.85 \times 0.20)}$$

$$x_4 = \underline{\underline{0.74 \text{ m}}}$$

5) DIAFRAGMA

$$x_5 = 0.85 - \frac{0.85}{3}$$

$$x_5 = \underline{\underline{0.57 \text{ m}}}$$

PESO PROPIO POR METRO LINEAL:

- LOSA

$$P_l = \frac{2.40 \times (0.50 \times (0.20 + 0.15) \times 0.85) \times 19.50}{19.00} = 0.37 \text{ ton/m}$$

- CARPETA

$$P_c = \frac{2.20 \times (0.10 \times 0.70) \times 19.50}{19.00} = 0.16 \text{ ton/m}$$

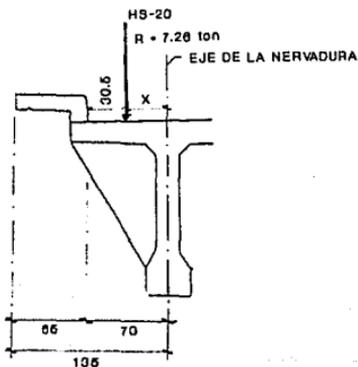
- DIAFRAGMA

$$P_d = \frac{2.40 \times 0.35 \times 0.25}{0.85} = 0.25 \text{ ton/m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA EN LA LOSA EN VOLADO

ELEMENTO	CARGA (ton/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (tonxm/m)
1) PARAPETO	0.16	1.25	0.20
2) GUARNICION	0.30	1.03	0.31
3) CARPETA	0.16	0.35	0.06
4) LOSA	0.37	0.74	0.27
5) DIAFRAGMA	0.25	0.57	0.14
SUMA			0.98

$$M_{CM}^{\text{VOLADO}} = \underline{\underline{0.98 \text{ tonxm/m}}}$$

A.2 MOMENTO POR CARGA VIVA EN LA LOSA EN VOLADO POR METRO LINEAL (M_{ov})

Para calcular el momento producido por la carga viva (móvil) en la losa en volado, según las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T. -84, se emplea la siguiente expresión:

$$M_{cv} = \frac{R_x}{E} (1 + I) \quad \text{--- (14)}$$

donde:

- M_{cv} = Momento por carga viva crítica en la losa en volado (HS-20) en tonxm/ml.
- R = Carga móvil desfavorable por rueda (transversal), HS-20 = 7.26 ton.
- x = Distancia de la rueda al eje de la nervadura en m.
- E = Ancho de distribución en m.
- I = Impacto en porcentaje (%).

CALCULO DEL ANCHO DE DISTRIBUCION

$$E = 0.80x + 1.143 \text{ (m)}$$

sustituyendo para $x = 0.395$ m, tenemos:

$$E = (0.80 \times 0.395) + 1.143$$

$$\underline{E = 1.46 \text{ m}}$$

CALCULO DEL IMPACTO

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = (30\%)$$

Para este caso $L = x = 0.395$ m.

Sustituyendo:

$$I = \frac{15.24}{0.395 + 38.10}$$

$$I = 40\% \text{ , como } I > 30\% \text{ , entonces se emplea } \underline{I = 30\%}$$

Finalmente, se sustituyen los valores obtenidos en la ecuación (14):

$$M_{cv} = \frac{(7.26 \times 0.395)}{1.46} \times 1.38$$

$$\boxed{M_{cv} = 2.55 \text{ tonxm/ml}}$$

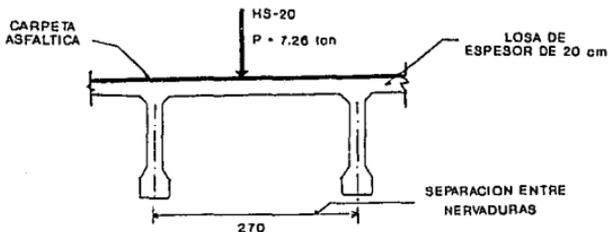
MOMENTO TOTAL EN LA LOSA EN VOLADO

$$M_{Tl} = M_{CH} + M_{CV}$$

$$M_{Tl} = 0,98 + 2,55$$

$$M_{Tl} = 3,53 \text{ tonm/ml}$$

B) ANALISIS DE LA LOSA ENTRE NERVADURAS



B.1 MOMENTO POR CARGA MUERTA EN LA LOSA ENTRE NERVADURAS

PESO PROPIO:

$$M_{pp} = \text{LOSA DE PISO} + \text{CARPETA ASFALTICA (ton/ml)}$$

$$M_{pp}^{\text{LOSA DE PISO}} = 2,40 \times 0,28 \times 1,00 = 0,68 \text{ ton/ml}$$

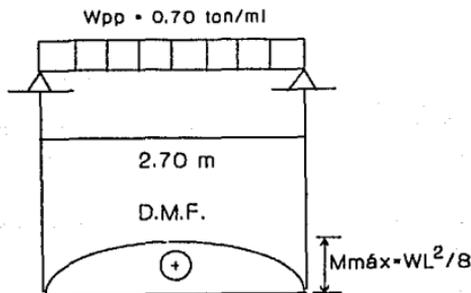
$$M_{pp}^{\text{CARPETA}} = 2,28 \times 0,10 \times 1,00 = 0,22 \text{ ton/ml}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 0,68 + 0,22$$

$$M_{pp} = 0,90 \text{ ton/ml}$$

Para calcular el momento flexionante en la losa entre nervaduras, se analizará la condición más desfavorable:



$$M_{cm} = \frac{W_{pp}L^2}{8}$$

$$M_{cm} = \frac{0.70 \times (2.70)^2}{8}$$

$$M_{cm} = \underline{\underline{0.64 \text{ tonxm/ml}}}$$

B.2 MOMENTO POR CARGA VIVA EN LA LOSA ENTRE NERVADURAS

De acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84, se aplica la siguiente fórmula:

$$M_{cv} = (1+I)[(0.1025S + 0.0626)P] \quad \text{--- (15)}$$

donde:

- M_{cv} = Momento flexionante por carga viva en la losa entre nervaduras (tonxm/ml)
- S = Separación entre nervaduras de eje a eje (m)
- P = Carga móvil crítica (HS-20, en ton)
- I = Impacto = $15.24/L + 38.10 = 37\% > 38\%$. $I = 38\%$

Sustituyendo valores en (15):

$$M_{cv} = 1.38 \times [(0.1025 \times 2.70) + 0.0626] \times 7.26$$

$$M_{cv} = \underline{\underline{3.20 \text{ tonxm/ml}}}$$

MOMENTO TOTAL EN LA LOSA ENTRE NERVADURAS

$$M_{T2} = M_{CN} + M_{CV}$$

$$M_{T2} = 0.64 + 3.20$$

$$M_{T2} = 3.84 \text{ tonxm/ml}$$

Comparando los resultados de los momentos por esfuerzo a flexión, en la losa en volado con respecto a la losa entre nervaduras, se revisa la separación entre traveses, de acuerdo a las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T.-84 [Ref. 3]:

$$M_{T1} - M_{T2} \leq 10\%$$

donde:

- M_{T1} = Momento total debido a la losa en volado = 3.53 tonxm/ml

- M_{T2} = Momento total debido a la losa entre nervaduras = 3.84 tonxm/ml

$$3.53 - 3.84 \leq \frac{(3.84 - 3.53)}{3.84} \times 100 = 8(10\%, \text{ por lo tanto, OK}$$

$$3.53 - 3.84 \leq \frac{(3.84 - 3.53)}{3.53} \times 100 = 9(10\%, \text{ por lo tanto, OK}$$

CONCLUSION:

Se acepta la separación entre nervaduras (2.70 m)

4.2 DISEÑO DE LA LOSA DE PISO

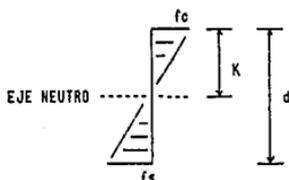
4.2.1 REVISIÓN DEL PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA

MOMENTO DE DISEÑO

$$M_{\text{DISEÑO}} = 3.84 \text{ tonxm/ml} = \underline{\underline{384000 \text{ kgxcm/ml}}}$$

TEORÍA ELÁSTICA

"Perfil de esfuerzos en una sección rectangular"



Donde:

$$- f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$- f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE DISEÑO

$$- n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{0.20 \times 10^6} = 10$$

$$- k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} = \frac{10}{10 + \frac{2100}{100}} = 0.32$$

$$- j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.32}{3} = 0.89$$

$$- K = 0.50 f_c j k = 0.50 \times 100 \times 0.89 \times 0.32 = \underline{\underline{14.24 \text{ kg/cm}^2}}$$

FORMULA

$$d_R = \sqrt{\frac{M_D}{Kb}}, \text{ tal que } d_R \geq d_s \quad \text{--- (16)}$$

Donde:

- d_R = Peralte mínimo requerido en la losa (cm)
- d_s = Peralte supuesto = 17 cm
- M_D = Momento de diseño = 384000 kgxcm/ml
- K = Constante de diseño elástico = 14.24 kg/cm²
- b = Ancho unitario de la losa = 100 cm

Sustituyendo en la fórmula (16):

$$d_R = \sqrt{\frac{384000}{14.24 \times 100}}$$

$$d_R = 16.42 < 17.00 \text{ cm, por lo tanto, OK}$$

CONCLUSION:

El peralte de la losa será de 20 cm, debido a que tendrá un recubrimiento de 3 cm ($h_T = 17.00 + 3.00 = 20.00$ cm).

4.2.2 DISEÑO DE LA LOSA DE PISO

A) ACERO DE REFUERZO PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$A_{SP} = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{384000}{2100 \times 0.89 \times 17.00}$$

$$A_{SP} = 12.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Utilizando varillas del No. 5 (5/8"): $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

SEPARACION ENTRE VARILLAS:

$$S_p = \frac{a_s b}{A_{SP}} = \frac{1.98 \times 100}{12.09} = 16.38 = 15.00 \text{ cm}$$

Por lo cual se colocarán varillas del No. 5 (5C) @ 15 cm, como acero de refuerzo principal en ambos lechos (Plano No. 2).

B) ACERO DE DISTRIBUCION PARALELO AL EJE DEL CAMINO

El porcentaje de acero de refuerzo longitudinal al transversal se considera un máximo de 67%, de acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84.

$$X = \frac{228}{\sqrt{3.28S}} = 67$$

Sustituyendo el valor de $S = 2.78$ m:

$$X = \frac{228}{\sqrt{3.28 \times 2.78}} = 74 > 67 \quad \therefore \text{rige el } 67\%$$

AREA DE ACERO:

$$A_{sd} = A_{sp} \times 0.67$$

$$A_{sd} = 0.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Utilizando varillas del No. 4 (1/2"): $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

SEPARACION ENTRE VARILLAS:

$$S_d = \frac{a_s b}{A_{sd}} = \frac{1.27 \times 100}{0.10} = 15.68 \approx 15.00 \text{ cm}$$

Por lo cual se colocarán varillas del No. 4 (4B) @ 15 cm, como acero por distribución en el lecho inferior (Plano No. 2).

C) ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

Para ello se emplea la siguiente fórmula:

$$A_{st} = 0.0015 \times b \times h_f$$

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Utilizando varillas del No. 4 (1/2"): $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

SEPARACION ENTRE VARILLAS:

$$S_t = \frac{a_s b}{A_{st}} = \frac{1.27 \times 100}{3.00} = 42.33 \text{ cm, de acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84 } S_{tmax} = 30.00 \text{ cm}$$

∴ $S_t = 30.00 \text{ cm}$

Por lo cual se colocarán varillas del No. 4 (4A) @ 30 cm, como acero por temperatura en el lecho superior en ambos sentidos (Plano No. 2).

D) ACERO POR ARMADO

De acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84, que establecen para el acero de refuerzo en la losa por armado, es suficiente calcularlo como el 50% del acero por distribución.

AREA DE ACERO:

$$A_{sa} = 0.50 \times A_{sd} = 0.50 \times 8.10$$

$$A_{sa} = 4.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Utilizando varillas del No. 4 (1/2"): $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

SEPARACION ENTRE VARILLAS:

$$S_a = \frac{a_s \cdot b}{A_{sa}} = \frac{1.27 \times 100}{4.05} = 31.36, \text{ por lo tanto, } S_a = 30.80 \text{ cm}$$

Por lo cual se colocaran varillas del No. 4 (40) @ 30 cm, como acero por armado en ambos lechos (Plano No. 2).

4.3 DISEÑO DE LA NERVADURA**4.3.1 DISEÑO LONGITUDINAL DE LA NERVADURA**

Para el diseño de la nervadura (trabe), para los esfuerzos actuantes, es necesario revisar las propiedades geométricas y mecánicas de la sección propuesta:

REVISION DE LA SECCION

$$C_{NTOTAL/NERVADURA} = 52.73 \text{ ton}$$

$$C_{NTOTAL/NERVADURA/ML} = 2.78 \text{ ton/ml}$$

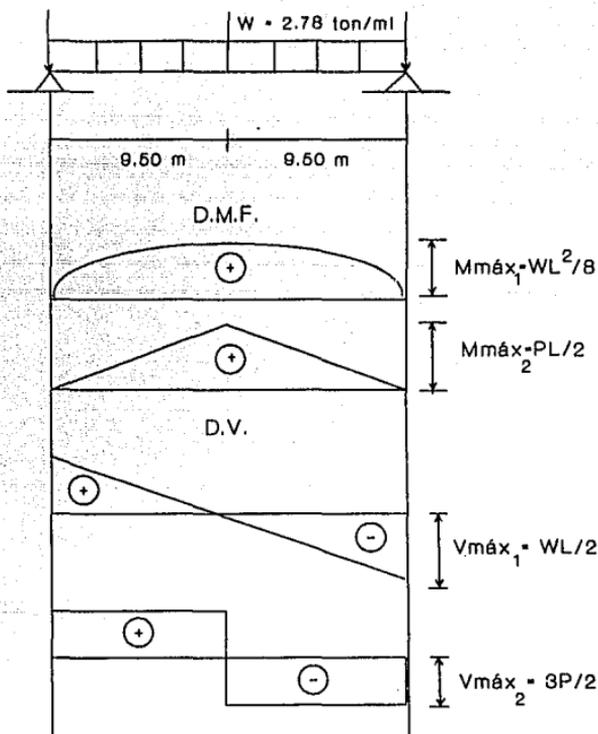
Para determinar los elementos mecánicos por cargas muerta y viva, se idealiza a la trabe como simplemente apoyada.

A) ANALISIS POR CARGA MUERTA

$$P = 3.12 \text{ ton}$$

$$P = 3.12 \text{ ton}$$

$$P = 3.12 \text{ ton}$$



Sustituyendo valores

$$M_1 = 125.45 \text{ tonm} \quad \text{---} \quad V_1 = 26.41 \text{ ton}$$

$$M_2 = 29.64 \text{ tonm} \quad \text{---} \quad V_2 = 4.68 \text{ ton}$$

$$M_{\text{CH}} = \underline{\underline{155.09 \text{ tonm}}} \quad \text{---} \quad V_{\text{CH}} = \underline{\underline{31.09 \text{ ton}}}$$

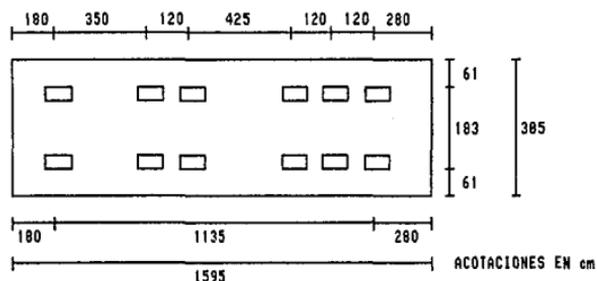
B) ANALISIS POR CARGA VIVA

"El momento máximo flexionante para una viga simplemente apoyada bajo un tren de cargas móviles; es la carga de la rueda bajo la cual se produce el máximo momento y la resultante del sistema de cargas móviles, deben equidistar del centro de la trabe".

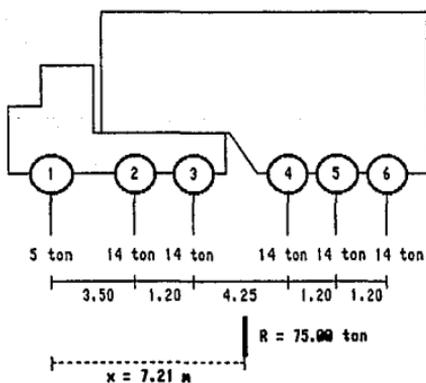
CALCULO DEL PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE

CARGA MOVIL DE DISEÑO:

CAMION T3-S3 REAL = 75 ton



(PLANTA CAMION T3-S3)



(ELEVACION CAMION T3-S3)

PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE:

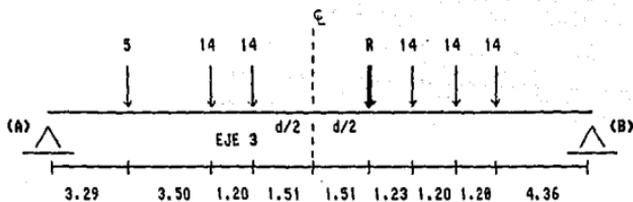
Con suma de momentos en el eje (1), tenemos:

$$x = \frac{14 \text{ ton} \times (3.58 + 4.78 + 8.95 + 18.15 + 11.35) \text{ m}}{75 \text{ ton}}$$

$$x = \underline{\underline{7.21 \text{ m}}}$$

CALCULO DEL MOMENTO MAXIMO:

1ER CASO



$$d = 7.21 - 4.28 \text{ (EJE 3)}$$

$$d = 3.01 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} = 1.51 \text{ m}$$

CALCULO DE LA REACCION (R_B)POR $\sum M_A = 0$ (+):

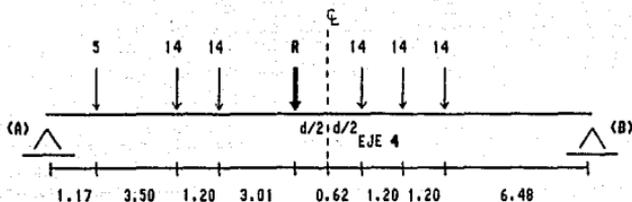
$$R_B = \frac{(5 \times 3.29) + 14(6.79 + 7.99 + 12.24 + 13.44 + 14.64)}{19.88}$$

$$R_B = \underline{\underline{41.47 \text{ ton}}}$$

MOMENTO MAXIMO CON RESPECTO AL EJE 3:

$$M_3 = (41.47 \times 11.81) - [14.00 \times (4.25 + 5.45 + 6.65)]$$

$$M_3 = \underline{\underline{227.68 \text{ tonxm}}}$$

2^o CASO

$$d = 4.25 - 3.01$$

$$d = 1.24 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} = 0.62 \text{ m}$$

CALCULO DE LA REACCION (R_A)POR $\Sigma M_B = 0$ (+):

$$R_A = \frac{(5 \times 17.83) + 14(6.48 + 7.68 + 8.88 + 13.13 + 14.33)}{19.88}$$

$$R_A = \underline{\underline{41.98 \text{ ton}}}$$

MOMENTO MAXIMO CON RESPECTO AL EJE 4:

$$M_4 = (41.98 \times 18.12) - (5.00 \times 8.95) - [14.00 \times (4.25 + 5.45)]$$

$$M_4 = \underline{\underline{243.48 \text{ tonxm}}}$$

MOMENTO MAXIMO MAXIMORUM POR CARGA VIVA

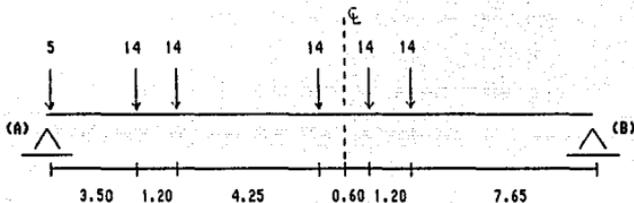
Se considera el momento mayor, presentado en los dos casos anteriores:

$$M_4 > M_3$$

Por lo tanto:

$$M_{CV} = \underline{\underline{243.58 \text{ tonxm}}}$$

**CALCULO DEL CORTANTE EN EL EXTREMO DE LA TRABE
PRODUCIDO POR EL TREN DE CARGAS MOVILES:**



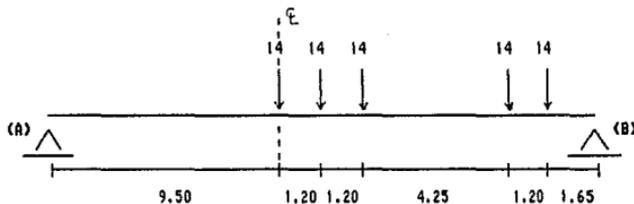
CORTANTE MAXIMO

POR $IM_B = 0 (+)$

$$V_{CV} = \frac{(5 \times 19.80) + 14(7.65 + 0.85 + 10.85 + 14.38 + 15.50)}{19.80}$$

$$V_{CV} = \underline{\underline{46.52 \text{ ton}}}$$

CALCULO DEL CORTANTE EN EL CENTRO DE LA TRABE



$$V_{CL} = \frac{14}{19} \times (1.65 + 2.85 + 7.10 + 8.38 + 9.50)$$

$$V_{CL} = \underline{\underline{21.66 \text{ ton}}}$$

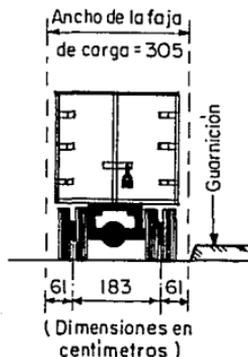
CÁLCULO DEL FACTOR DE CONCENTRACION (FC)

Para calcular el factor de concentración se aplica la siguiente expresión:

$$FC = \frac{N_s + Nd}{N_T \cdot I} \quad \text{--- (17)} \quad \underline{\underline{\text{FORMULA DE COURBON}}}$$

dónde:

- FC = Factor de concentración (adimensional)
- N_s = Número de bandas de circulación (garriles)
- N_T = Número de traves
- M = Momento debido a las cargas por carril (tonxm)
- d = Separación entre eje de las traves (m)
- I = Momento estático entre traves (tonxm²)



CONSTANTES PARA LA FORMULA (17):

$$I = 2P[(2.78)^2 + (5.48)^2] \quad (\text{CON RESPECTO A LA TRABE 3})$$

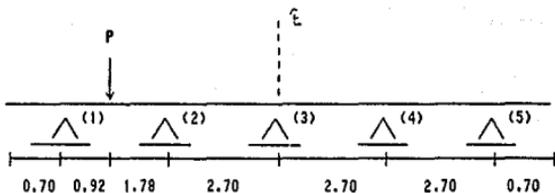
$$I = 72.98P$$

$$d = 2.78 \text{ m}$$

$$M_T = 5$$

CALCULO DEL FC PARA UNA SOLA BANDA DE CIRCULACION

$$\frac{HS-28}{T3-S3} = \frac{7.26}{7.88} = 1.04P - P$$



MOMENTO CON RESPECTO A LA TRABE 3:

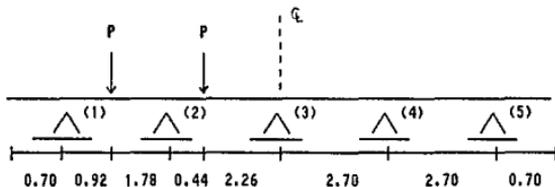
$$M = PX4.48$$

$$M = 4.48P$$

Sustituyendo en la fórmula (17):

$$FC_1 = \frac{1}{5} + \frac{4.48PX2.78}{72.98P} = \underline{\underline{0.37}}$$

CALCULO DEL FC PARA DOS BANDAS DE CIRCULACION



MOMENTO CON RESPECTO A LA TRABE 3:

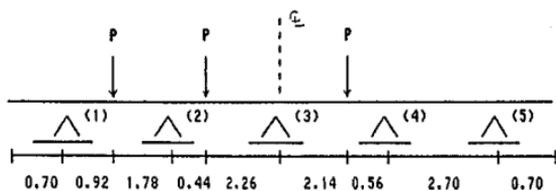
$$M = 2.26P + 4.48P$$

$$M = 6.74P$$

Sustituyendo en la fórmula (17):

$$FC_2 = \frac{2}{5} + \frac{6.74P \times 2.78}{72.98P} = \underline{\underline{0.65}}$$

CALCULO DEL FC PARA TRES BANDAS DE CIRCULACION



MOMENTO CON RESPECTO A LA TRABE 3:

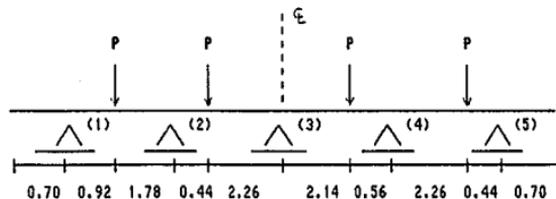
$$M = (2.26 + 4.48)P - 2.14P$$

$$M = 4.68P$$

Sustituyendo en la fórmula (17):

$$FC_3 = \frac{3}{5} + \frac{4.68P \times 2.78}{72.98P} = \underline{\underline{0.77}}$$

CALCULO DEL FC PARA CUATRO BANDAS DE CIRCULACION



MOMENTO CON RESPECTO A LA TRABE 3:

$$M = (2.26 + 4.48)P - (2.14 + 4.96)P$$

$$M = -0.36P$$

Sustituyendo en la fórmula (17):

$$FC_4 = \frac{4}{5} - \frac{0.36P \times 2.70}{72.90P} = \underline{0.78}$$

El factor de concentración que se empleará posteriormente, es el mayor de los 4 obtenidos anteriormente, por lo tanto:

$$FC = 0.78$$

CALCULO DEL FACTOR DE IMPACTO (I)

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} < 38\%$$

Sustituyendo L = 19.00 m:

$$I = \frac{15.24}{19.00+38.10} = 27 < 38\% \quad \therefore \quad OK$$

$$I = 27\%$$

FACTOR DE REDUCCION (FR)

Las especificaciones de la S.C.T.-84 establecen, para 4 carriles o más, un valor de:

$$FR = 0.75$$

ELEMENTOS MECANICOS FINALES PARA EL DISEÑO DE LA MERVADURA:

$$M_T = M_{CN} + (M_{CV})(1+I)(FC)(FR) = 155.09 + (243.50 \times 1.27 \times 0.78 \times 0.75)$$

$$M_T = \underline{336.00 \text{ tonxm}}$$

$$V_T = V_{CN} + (V_{CV})(1+I)(FC)(FR) = 31.09 + (46.52 \times 1.27 \times 0.78 \times 0.75)$$

$$V_T = \underline{65.65 \text{ ton}}$$

4.3.2 REVISIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA NERVADURA

El análisis longitudinal de la losa nervurada se revisará como una viga "T", de acuerdo con los criterios de la Teoría Elástica.

Para traveses con sección "T", tenemos que:

1. Comprobación del ancho efectivo del patín a compresión

1ª CONDICIÓN:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{1980}{4} = 495 > 270$$

2ª CONDICIÓN:

$$b = \text{c.a.c.} = 135 (\text{LOSA EN VOLADO}) < 270$$

3ª CONDICIÓN:

$$b = 12t + b' = (12 \times 20) + 40 = 280 > 270 \quad \therefore \text{OK}$$

Por lo cual se acepta la 3ª condición y rige el ancho efectivo del patín $b = 270$ cm

2. Revisión del peralte del patín a compresión

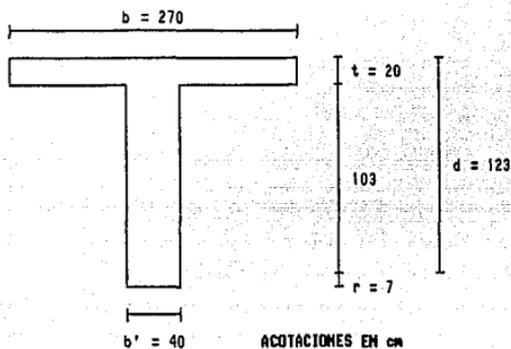
Se emplea el valor obtenido en la 3ª condición ($b = 280$ cm)

$$280t_s = 280 \times 20 = 5600 \text{ cm}^2$$

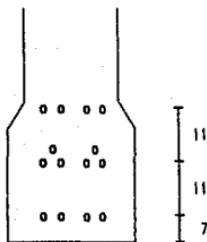
$$t_R = \frac{5600}{270} = 20,74 \approx 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto se acepta el peralte del patín $t_R = 20$ cm

ELEMENTOS GEOMETRICOS FINALES DE LA SECCION "T"



PROPUESTA DE LA DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO POR FLEXION EN LA HERVADURA



COMPROBACION DE LA DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO POR FLEXION

No. VARILLAS	y	yNo. VARILLAS
4	7	28
6	18	108
4	29	116
$\Sigma = 14$	--	$\Sigma = 252$

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL ACERO DE REFUERZO

$$y = \frac{I_{yNo. VARS}}{\Sigma No. VARS} = \frac{252}{14} = 18 \text{ cm} \therefore \text{OK}$$

CONCLUSION:

Debido a que $7 < y < 28$, el centro de gravedad se localiza dentro del bulbo de la nervadura, por lo tanto, el acero de refuerzo esta bien distribuido.

4.3.3 REVISION DE LOS ESFUERZOS

Siguiendo la Teoría Elástica para secciones "I", tenemos que:

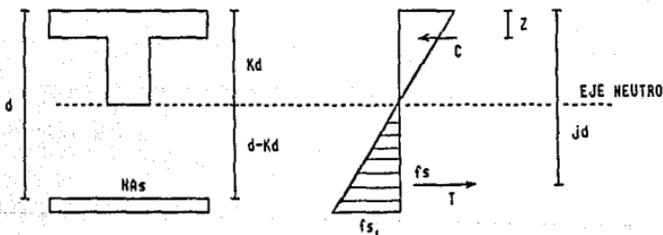


DIAGRAMA DE ESFUERZOS

ESFUERZO A TENSION POR FLEXION

$$f_s = \frac{M_T}{A_s j d} < f_{s \text{ PERMISIBLE}} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO EN LA FIBRA MAS ALEJADA A TENSION

$$f_{s1} = f_s \frac{[(d-Kd)+(y-r)]}{d-Kd} < f_{s \text{ PERMISIBLE}}$$

ESFUERZO A COMPRESION POR FLEXION

$$f_c = \frac{M_r \text{ Kd}}{bt(Kd-0.5bt)jd} = f_{c \text{ PERMISIBLE}} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO RESISTENTE DEL CONCRETO CON CONTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO COMO SECCION TRANSFORMADA EQUIVALENTE

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{Kd}{d - Kd} < f_{c \text{ PERMISIBLE}}$$

MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE DE UNA SECCION "T"

$$M_R = \phi [(A_s - A_{sp}) f_y (d - 0.50a) + A_{sp} f_y (d - 0.50t)]$$

donde:

- M_R = Momento resistente de la sección "T" (kgxcm)
- ϕ = Factor de reducción a la flexión = 0.90
- A_s = Área de acero de refuerzo longitudinal = $14 \times 11.48 = 159.68 \text{ cm}^2$
- A_{sp} = Área de acero de refuerzo transversal = 12.89 cm^2
- f_y = Esfuerzo permisible del acero de refuerzo = 2180 kg/cm^2
- d = Peralte efectivo = 123.88 cm
- t = Ancho del patín = 28.00 cm
- $a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_s}{0.85 f_{cb}'} = \frac{(159.68 - 12.89) \times 2180}{0.85 \times 180 \times 40} = 91.11 \text{ cm}$

Sustituyendo los valores anteriores:

$$M_R = 0.90 \times [(147.51 \times 4200 \times 77.45) + (12.89 \times 4200 \times 113.88)]$$

$$M_R = 48349297.71 > M_A = 33680888.88 \text{ kgxcm}$$

Por lo tanto, se debe cumplir con la siguiente condición:

$$1.2 < \frac{M_R}{M_A} < 1.50 \quad ; \quad \frac{48349297.71}{33680888.88} = 1.40 \quad . \quad \text{OK}$$

CALCULO DE LOS BRAZOS Y DISTANCIAS QUE DETERMINAN LOS ESFUERZOS

$$Kd = \frac{3nAsd + bt^2}{2nAs + 2bt} \quad \text{--- (POSICION DEL EJE NEUTRO)}$$

$$Kd = \frac{(3 \times 10 \times 159.68 \times 123.00) + (270 \times 20^2)}{(2 \times 10 \times 159.68) + (2 \times 270 \times 20)} = 49.81 \text{ cm} > t \quad \therefore \text{trabaja como secci3n "T"}$$

$$Z = \frac{3Kd - 2t}{2Kd - t} \left[\frac{t}{3} \right] \quad \text{--- (POSICION DE LA RESULTANTE EN COMPRESION)}$$

$$Z = \frac{(3 \times 49.81) - (2 \times 20)}{(2 \times 49.81) - 20} \cdot \frac{20}{3} = 9.16 \text{ cm}$$

$$jd = d - Z \quad \text{--- (BRAZO DE PALANCA DEL PAR DE FUERZAS RESISTENTE)}$$

$$jd = 123.00 - 9.16 = 113.84 \text{ cm}$$

$$d - Kd = 123.00 - 49.81 = 73.19 \text{ cm}$$

Sustituyendo los valores anteriores en las ecuaciones de esfuerzos:

$$fs_{\text{ACTUANTE}} = \frac{33600000}{159.68 \times 113.84} = 18949.32 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_{\text{RESISTENTE}} = 18949.32 \cdot \frac{[(73.19 + (18.00 - 7.00))]}{73.19} = 2127.26 - 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

Como $fs_{\text{RESISTENTE}} > fs_{\text{ACTUANTE}}$, se acepta el esfuerzo actuante en el acero

$$fo_{\text{ACTUANTE}} = \frac{33600000 \times 49.81}{270.00 \times 20 \times 3901 \times 113.84} = 68.39 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$fo_{\text{RESISTENTE}} = \frac{2100}{10} \cdot \frac{49.81}{73.19} = 142.92 > 180 \text{ kg/cm}^2$$

Como $fo_{\text{RESISTENTE}} > fo_{\text{ACTUANTE}}$, se acepta el esfuerzo actuante en el concreto

CONCLUSION:

Los esfuerzos a flexi3n actuantes, tanto a compresi3n como a tensi3n, en la secci3n ser3n tomados adecuadamente con las propiedades geom3tricas y mec3nicas de la nervadura. Por lo tanto se acepta su dise1o.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN LA MERVADURA

CORTANTE EN EL APOYO:

$$V_T = 65.65 \text{ ton}$$

CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE

$$V_A = \frac{V_T}{b \cdot J_d} = \frac{65650}{40 \times 0.89 \times 123.80} = 14.99 \text{ kg/cm}^2$$

Las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T.-84 establecen que, la fuerza cortante que toma el concreto en una sección "T" es:

$$U_{RMIN} = 0.80 \sqrt{f'c} = 0.80 \sqrt{258} = 12.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{RMAX} = 1.30 \sqrt{f'c} = 1.30 \sqrt{258} = 20.55 \text{ kg/cm}^2$$

Para que el esfuerzo cortante tomado por el concreto sea el adecuado, debe cumplirse la siguiente condición:

$$U_{RMIN} < V_A < U_{RMAX}$$

$$12.65 < 14.99 < 20.55 \quad \therefore \text{OK}$$

ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL QUE SE PROLONGA HASTA EL APOYO

Las especificaciones de la S.C.T.-84 establecen que el número de varillas a correr, hasta el apoyo, deben ser igual a un tercio del número total de varillas a flexión de la sección.

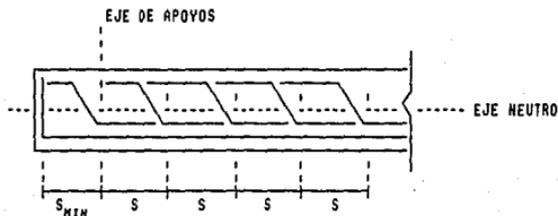
$$\frac{\text{No. VARS}}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \approx 4$$



- Varillas que deben doblarse
- Varillas que deben correrse hasta el apoyo

CAPACIDAD DE LAS BARRAS DOBLADAS Y ESTRIBOS PARA TOMAR CORTANTE

El refuerzo estara formado por 18 varillas dobladas (No. 12) y estribos verticales del No. 4 (1/2"), en dos ramas.



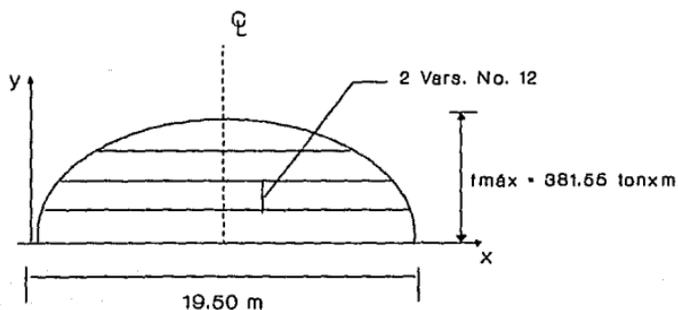
DISTANCIA MINIMA A DOBLAR LA PRIMERA VARILLA, A PARTIR DE LA PLACA DE APOYO

$$S_{MIN} = \frac{d}{2} = \frac{123,00}{2} = 61,50 = 60,00 \text{ cm}$$

DISTANCIA MAXIMA A QUE DEBEN DOBLARSE LAS DEMAS VARILLAS

$$S_{MAX} = \frac{3}{4} d = \frac{3}{4} 123,00 = 92,25 = 100,00 \text{ cm}$$

DOBLADO DE LAS VARILLAS DE ACUERDO CON EL DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (D.M.F.)



$$M_{R1812} = A s f_s j d = 11.40 \times 2100 \times 13.84 = 2725329.60 \text{ kgxcm}$$

$$M_{R14812} = 14 \times 2725329.60 = 38154614.40 \text{ kgxcm}$$

Como el diagrama de momento flexionante es una curva de 2^{do} grado, la define una parábola; cuya ecuación es la siguiente:

$$y = kx^2 \quad \text{--- (18)}$$

Como un punto conocido de la parábola es el centro del claro (cl), tenemos que:

$$k = \frac{y}{x^2}, \text{ como } k = \frac{f_{\text{MAX}}}{0.50L^2 x^2}$$

despejando a x de esta última ecuación (18):

$$x = 0.50L \sqrt{\frac{y}{f_{\text{MAX}}}}$$

El valor de y es la variación de cada dos varillas dobladas al mismo tiempo. Como nos interesa saber la distancia a la cual deberán doblarse, tenemos:

$$x = 0.50L \sqrt{\frac{Ad}{AT}}$$

donde:

- x = Separación entre las varillas dobladas (cm)
- L = Claro de la trabe (cm)
- Ad = Área de las varillas dobladas (cm²)
- AT = Área total del acero de refuerzo a flexión en la sección (cm²)

Sustituyendo valores:

$$x = 0.50 \times 1950 \sqrt{\frac{Ad}{159.68}} = 77.18 \sqrt{Ad}$$

$$\underline{\underline{x = 0.77 \sqrt{Ad}}}$$

$$- La = \text{Longitud adicional} = \frac{L}{38} = \frac{19.58}{38} = 0.65 \text{ m}$$

VARAS DOBLADAS	Ad	\sqrt{Ad}	x_{MIN}	$x' = x_{MIN} + La$	x_{REAL}
2.00	22.00	4.77	3.68	4.33	4.50
4.00	45.60	6.75	5.20	5.85	5.50
6.00	68.40	8.27	6.37	7.02	6.50
8.00	91.20	9.55	7.35	8.00	7.50
10.00	114.00	10.68	8.22	8.87	9.05

CAPACIDAD A FUERZA CORTANTE DE LAS VARILLAS DOBLADAS 45°

La fuerza cortante que toman las varillas dobladas a 45°, se determina con la siguiente expresión:

$$F_v = 0.5 \left[\frac{2AsfsJdX2\text{sen}45^\circ}{S} \right] \text{ --- (19)}$$

Sustituyendo cada valor:

$$F_v = 0.5 \frac{(2 \times 11.4) \times 2100 \times 0.89 \times 123 \times 1.41}{S} = \frac{3695.28}{S}$$

S (m)	F_v (ton)
0.60	61.59
0.80	46.19
0.90	41.06
1.00	36.95

FUERZA CORTANTE QUE TOMAN LOS ESTRIBOS VERTICALES EN DOS RAMAS

La fuerza cortante que tomarán los estribos verticales en dos ramas, con varillas de $1/2"$, se determina con la siguiente expresión:

$$F_{E \text{ 2R44}} = \frac{2Asfsjd}{S} = \frac{(2 \times 1.27) \times 2100 \times 0.89 \times 123}{S} = \frac{583.91}{S}$$

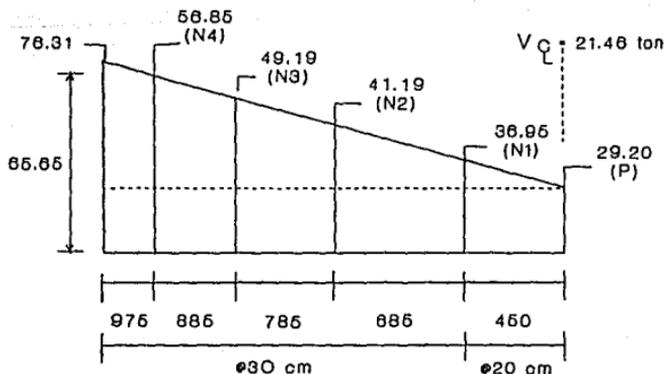
La S_{MAX} para los estribos verticales en dos ramas, de acuerdo con las especificaciones establecidas por la S.C.T.-84, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S_{MAX} = \frac{jd}{2} = \frac{115.45}{2} = 57.63$$

$$S_{MAX} = 68 \text{ cm}$$

S (m)	F _E (ton)
0.15	38.93
0.20	29.20
0.30	19.46
0.40	14.60
0.50	11.68
0.68	9.73

DIAGRAMA DE CORTANTE



REFUERZO ADICIONAL EN LA CARA DE LA NERVADURA

Para evitar grietas en la cara de la nervadura, por efecto de la contracción y dilatación, se calcula un acero adicional. De acuerdo con las especificaciones de la S.C.I.-84, se considera una área de acero de 2.6 cm^2 por cada metro de distancia sin armado, con una separación @28 cm entre varillas.

$$\text{Distancia sin armado} = 130 - 18 - 29$$

$$\text{Distancia sin armado} = 83 \text{ cm}$$

$$A_{SA} = (2.60 \text{ cm}^2/\text{m})(0.83 \text{ m})$$

$$A_{SA} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 4 (1/2"), tenemos que:

$$\text{No Vars.} = \frac{A_{SA}}{a_s} = \frac{2.20}{1.27} = 1.73$$

$$\text{No Vars.} = 2$$

Por lo tanto, se colocarán dos varillas del No. 4(4C-0), en cada lado de la cara de la nervadura, @28 cm.

REVISIÓN DEL ESFUERZO POR ADHERENCIA

El esfuerzo actuante por adherencia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$U = \frac{V_a}{\sum_0 jd} \quad \text{--- (28)}$$

donde:

- U = Esfuerzo actuante por adherencia (kg/cm^2)
- V_a = Cortante actuante máximo = 65650 kg
- \sum_0 = Suma de perímetros por paquete (cm)
- jd = Brazo de palanca resistente del par de fuerzas = 113.84 cm

CALCULO DEL PERIMETRO EXTERIOR DE LAS VARILLAS QUE SE CORREN HASTA EL APOYO

$$\Sigma_0 = \text{No. Vars} \times (5\pi D / 6)$$

$$\Sigma_0 = 4 \times (5/6) \times \pi \times 3.81$$

$$\Sigma_0 = 39.98 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores:

$$U = \frac{65658}{39.98 \times 113.84}$$

$$U = 14.45 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE

$$U_p = \frac{3.37 \sqrt{f'c}}{\delta} \quad \text{--- (21)}$$

donde:

$$\delta = \frac{\text{Perímetro de una sola varilla}}{\pi} = \frac{9.98}{\pi} = 3.18 \text{ cm}$$

$$U_p = \frac{3.37 \sqrt{250}}{3.18}$$

$$U_p = 16.76 \text{ kg/cm}^2 > U = 14.45 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

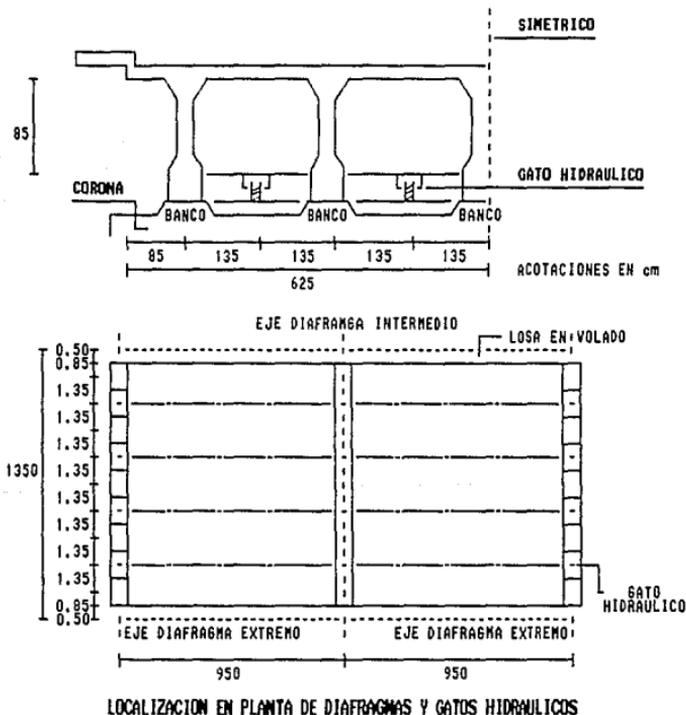
CONCLUSION:

De lo anterior se observa que el esfuerzo por adherencia, que desarrollarán las 4 varillas corridas, es adecuado.

En el plano No. 2 se muestra el armado longitudinal y transversal de la nervadura.

4.4 DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS

Se proponen dos gatos hidráulicos, como se muestra en la figura, para el caso de reparación que pueda presentarse en el puente durante su vida útil; deberán ser simultáneos en su operación. El número de gatos hidráulicos a utilizar durante esas maniobras serán ocho, con capacidad mínima de 60 ton cada uno.



CARGA TOTAL

$$C_T = C_{VIVA} + C_{MUERTA} = (131.83 + 46.52) \text{ ton}$$

$$C_T = 178.33 \text{ ton}$$

CAPACIDAD POR GATO

$$C_g = C_T / \text{No. GATOS} = 178.33 / 4 = 44.59 < 60 \text{ ton} \quad \therefore \text{OK}$$

Los diafragmas que se verán sujetos al gateo hidráulico, para una posible reparación a futuro del puente, son los extremos, por lo cual solamente en ellos rige el efecto de gateo. Para el diafragma intermedio solo se consideran las cargas muertas y vivas que soporta, así como su área tributaria de carga.

4.1.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS

CARGA TOTAL:

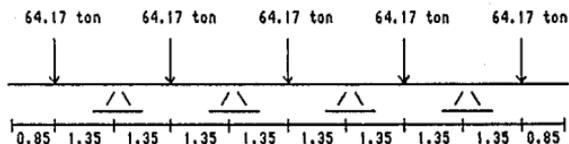
$$V_T = 65.65 \text{ ton}$$

Por efecto de gateo se le restan 1.48 ton, por lo tanto:

CARGA QUE TRANSMITE CADA NERVAJURA SOBRE UN DIAFRAGMA

$$V_D = 65.65 - 1.48$$

$$V_D = 64.17 \text{ ton}$$



METODO DE ANALISIS ESTRUCTURAL:

RIGIDECES

FORMULA GENERAL:

$$M_{i,j} = M_{e_{i,j}} - K_{REL} (2\theta_i + \theta_j) \quad \text{--- (22)}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO:

$$M_{e_{AB}} = M_{e_{BC}} = M_{e_{CO}} = \frac{PL}{8} = \frac{64.17 \times 2.70}{8} = 21.66 \text{ tonxm}$$

DETERMINACION DE LA RIGIDEZ RELATIVA:
(PARA EI = CONSTANTE)

TRAMO	I	1/L	n	K _{REL}
AB	1	1/2.7	2.7	1
BC	1	1/2.7	2.7	1
CD	1	1/2.7	2.7	1

INCOGNITAS:

$$\theta_A, \theta_B, \theta_C, \theta_D$$

ECUACIONES DE EQUILIBRIO:

$$\Sigma M_A = \Sigma M_B = \Sigma M_C = \Sigma M_D = 0$$

Por lo tanto, el sistema está determinado por una matriz de 4x4

$$\begin{array}{cccccc}
 21.66 & -21.66 & 21.66 & -21.66 & 21.66 & -21.66 \\
 \left(\begin{array}{c} \leftarrow \\ \rightarrow \end{array} \right) & & \left(\begin{array}{c} \leftarrow \\ \rightarrow \end{array} \right) & & \left(\begin{array}{c} \leftarrow \\ \rightarrow \end{array} \right) & \\
 A & B & B & C & C & D
 \end{array}$$

$$M_{VOLADO} = 64.17 \times 1.35 = 86.63 \text{ tonxm}$$

$$M_{e_{AB}} = 21.66 \text{ tonxm}$$

$$M_{e_{DC}} = -21.66 \text{ tonxm}$$

MOMENTO FINAL EN EL VOLADO EN AMBOS EXTREMOS:

$$M = (86.63 - 21.66) = 64.97 \text{ tonxm}$$

ECUACIONES DE RIGIDEZ POR BARRA:

(MOMENTO FINAL)

$$M_{AB} = -2\theta_A - \theta_B + 64.97 = 88.88 \text{ tonxm}$$

$$M_{BA} = -\theta_A - 2\theta_B - 21.66 = -34.66 \text{ tonxm}$$

$$M_{BC} = -2\theta_B - \theta_C + 21.66 = 34.66 \text{ tonxm}$$

$$M_{CB} = -\theta_B - 2\theta_C - 21.66 = -34.66 \text{ tonxm}$$

$$M_{CD} = -2\theta_C - \theta_D + 21.66 = 34.66 \text{ tonxm}$$

$$M_{DC} = -\theta_C - 2\theta_D - 64.97 = 88.88 \text{ tonxm}$$

MATRIZ DE RIGIDEZES:

$$\begin{bmatrix} -2 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & -4 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & -4 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -64.97 \\ 00.00 \\ 00.00 \\ 64.97 \end{bmatrix}$$

RESOLVIENDO EL SISTEMA

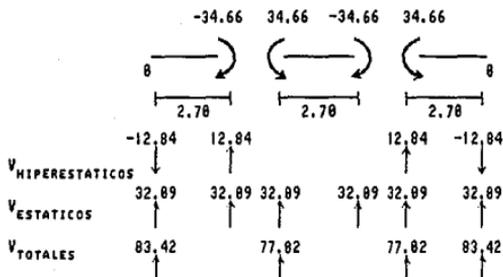
$$\theta_A = 38.98$$

$$\theta_B = -12.99$$

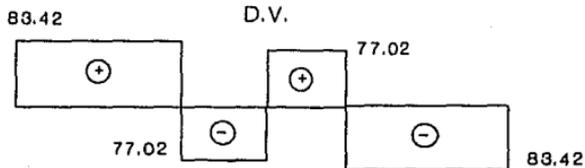
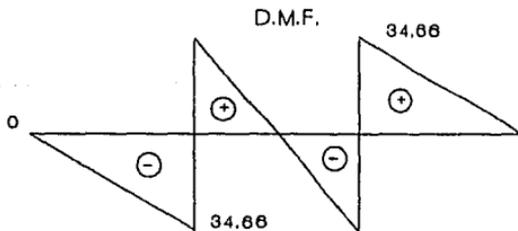
$$\theta_C = 12.99$$

$$\theta_D = -38.98$$

ELEMENTO MECANICOS



DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS



**REVISIÓN DEL PERALTE PROPUESTO
(INCLUYE ESPESOR DE LA LOSA)**

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{eK}} \quad \text{--- (23)}$$

donde:

- M_D = Momento de diseño = 3466888 kgxcm
- e = Espesor del diafragma = 20 cm
- K = Constante de diseño elástico = 14.24 kg/cm²

sustituyendo valores:

$$d = \sqrt{\frac{3466888}{20 \times 14.24}} = 105.18 \text{ cm}$$

$$d = 105 \text{ cm} \quad \therefore \quad OK$$

ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN EN EL DIAFRAGMA EXTREMO

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} \quad \text{--- (24)}$$

$$A_s = \frac{3466888}{2100 \times 0.85 \times 105} = 18.49 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 7 (7/8"):

$$\text{No. Vars.} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{18.49 \text{ cm}^2}{3.88 \text{ cm}^2} = 4.77$$

$$\text{No. Vars.} = 5 \text{ (F y H)}$$

ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE

$$V_D = 83.42 \text{ ton}$$

Proponiendo estribos del No. 4 en dos ramas:

$$V_{E2R44} = A_s f_{sd} \quad \text{--- (25)}$$

$$V_{E2R44} = 2 \times 1.27 \times 2100 \times 105 = 560070 \text{ kg}$$

CORTANTE QUE ABSORBE EL CONCRETO

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \text{ ed} = 0.53 \times \sqrt{250} \times 20 \times 105$$

$$V_c = 17598.88 \text{ kg}$$

CORTANTE QUE ABSORBE EL ACERO DE REFUERZO

$$V' = V_{\text{DISEÑO}} - V_c$$

$$V' = 83428 - 17598.88 = 65822 \text{ kg}$$

SEPARACION ENTRE ESTRIBOS

$$S = \frac{V_c}{V'} = \frac{560070}{65822} = 18 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación entre estribos del No. 4 (J) para el diafragma extremo será 18 cm.

ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 \text{ ed} = 0.002 \times 20 \times 105$$

$$A_{st} = 4.20 \text{ cm}^2$$

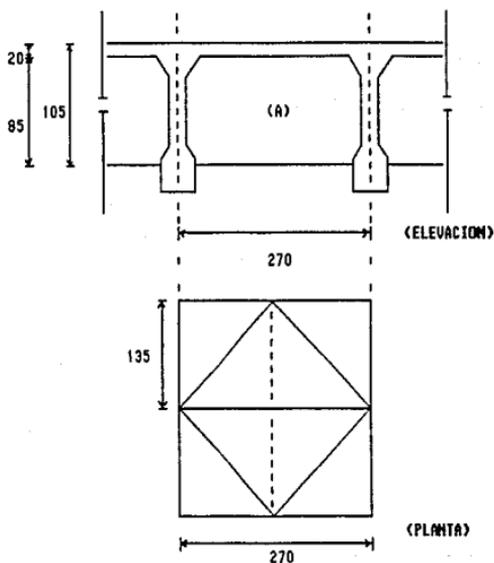
Utilizando varillas del No. 4:

$$\text{No. Vars.} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{4.20}{1.27}$$

$$\text{No. Vars.} = 4$$

CONCLUSION: Se colocarán en el diafragma extremo en dos juegos, es decir, se colocarán 8 varillas del No. 4 (6) para efecto de temperatura y contracción.

4.4.2 ANALISIS Y DEL DISEÑO DEL DIAFRAGMA INTERMEDIO



AREA TRIBUTARIA

$$A_T = \frac{(1.35 \times 2.70)}{2} \times 2 = 3.65 \text{ m}^2$$

CARGA MUERTA

$$\text{CARPETA} = 2.20 \times 0.10 = 0.22 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{LOSA} = 2.40 \times 0.20 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{DIAFRAGMA} = \frac{2.40 \times 1.96 \times 0.20}{2.70} = 0.44 \text{ ton/m}^2$$

CARGA MUERTA LINEAL

$$W = \frac{(0.22+0.48) \text{ ton/m}^2 \times 3.65 \text{ m}^2}{2.70 \text{ m}} + 0.44 \text{ ton/m}$$

$$W = 1.39 \text{ ton/m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA

$$M_{CH} = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.39 \times (2.70)^2}{8}$$

$$M_{CH} = 1.20 \text{ tonxm}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA

$$M_{CV} = \frac{PL}{4} = \frac{7.26 \times 2.70}{4}$$

$$M_{CV} = 4.90 \text{ tonxm}$$

CORTANTE POR CARGAS MUERTA Y VIVA

$$V_{CH} = \frac{WL}{2} = \frac{1.40 \times 2.70}{2}$$

$$V_{CH} = 1.89 \text{ ton}$$

$$V_{CV} = \frac{P}{2} = \frac{7.26}{2}$$

$$V_{CV} = 3.63 \text{ ton}$$

FACTOR DE IMPACTO

$$I = \frac{14.24}{L + 38.10} = \frac{14.24}{2.70 + 38.10} = 0.35 > 0.30 \quad \therefore \quad I = 30\%$$

ELEMENTOS MECANICOS FINALES

$$M_D = M_{CH} + (1+I)M_{CV} = 1.28 + (1.38 \times 4.98)$$

$$M_D = 7.65 \text{ tonxm}$$

$$U_D = V_{CH} + (1+I)V_{CV} = 1.89 + (1.38 \times 3.63)$$

$$U_D = 6.61 \text{ ton}$$

El cortante máximo se presenta cuando la fuerza $P = 7.26 \text{ ton}$ se apoya en el extremo del diafragma

$$U_{MAX} = P(1+I) + 1.89 = (7.26 \times 1.38) + 1.89$$

$$U_{MAX} = 11.33 \text{ ton}$$

REVISIÓN DEL PERALTE (SIN INCLUIR EL ESPESOR DE LA LOSA)

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{eK}} = \sqrt{\frac{765000}{28 \times 14.24}}$$

$$d = 51.83 < 85 \text{ cm} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{765000}{2100 \times 0.89 \times 85.00}$$

$$A_s = 4.82 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 6 (6/8"):

$$\text{No. Vars.} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{4.82}{2.85} = 1.69$$

$$\text{No. Vars.} = 2$$

Por lo tanto, se colocarán 4 varillas del No. 6 por flexión en el diafragma intermedio; 2 en la parte inferior (I) y 2 en la parte superior (F).

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

$$V_{\text{ACTUANTE}} = \frac{V_0}{bd} = \frac{11338}{20 \times 85}$$

$$V_{\text{ACTUANTE}} = 6.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{RESISTENTE}} = 0.75 \sqrt{f'c} = 0.75 \sqrt{258}$$

$$V_{\text{RESISTENTE}} = 11.86 > 6.68 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

Por lo cual, se colocarán estribos del No. 4 en $2R_{es}$ (K) a cada 15 cm, según especificación de la S.C.T.-84.

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.802bd$$

$$A_{st} = 0.802 \times 20 \times 85$$

$$A_{st} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 4 (1/2"):

$$\text{No. Vars.} = \frac{A_{st}}{a_s}$$

$$\text{No. Vars.} = \frac{3.48}{1.27} = 2.83$$

$$\text{No. Vars.} = 4$$

Por lo tanto, se colocarán 4 varillas del No. 4(6,) por efecto de temperatura.

El armado por flexión, cortante y temperatura, de los diafragmas extremos e intermedio, se muestran en el Plano No. 2.

4.5 DISEÑO DE LOS APOYOS

Los apoyos de tipo móvil y fijo se diseñarán con placas de neopreno tipo Neogar, sus propiedades y resistencia se determinarán de acuerdo con la A.S.T.M. D15-55T.

4.5.1 DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES

- a) La longitud de la placa (L) se considera igual al ancho de la trabe (nervadura):

$$L = b' = 40.00 \text{ cm}$$

- b) El espesor de la placa (t), se determina de acuerdo con los criterios establecidos por la A.S.T.M.:

$$1^{\circ} t \geq 0.0011\lambda \quad (\lambda = \text{longitud de la trabe} = 19.50 \text{ m})$$

$$t = 0.0011 \times 1950 \text{ cm} = 2.15 \text{ cm}$$

$$2^{\circ} t \geq 1.3 \text{ cm}$$

Se considera el espesor mayor de los dos criterios y se adapta a una medida comercial:

$$t = 2.50 \text{ cm} \quad (\text{para apoyo fijo})$$

$$t = 4.10 \text{ cm} \quad (\text{para apoyo móvil, según S.C.T.-84})$$

- c) Para el ancho de la placa (M) se establecen dos criterios:

- 1^o Cuando el esfuerzo a compresión no excede a los 56 kg/cm²

$$M = \frac{C_H + (C_V I)}{56L} = \frac{31890 + (44520 \times 1.27)}{56 \times 40} = 39.12 \text{ cm}$$

$$M = 40 \text{ cm}$$

- 2^o $M = 15t = 15 \times 2.50 = 37.5 \text{ cm}$

$$M = 40 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $M = 40 \text{ cm}$

4.5.2 DETERMINACION DE LA DUREZA SHORE

a) Cálculo al esfuerzo a compresión

$$C = \frac{C_H + (C_V + 1)}{18HL} = \frac{87638.48}{18 \times 48 \times 48} = 5.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 5.48 \text{ kg/cm}^2 \times 14.21 \frac{\text{lb/in}^2}{\text{kg/cm}^2}$$

$$C = 77.83 \text{ lb/in}^2$$

b) Determinación del factor de forma

$$Ff = \frac{HL}{2(W+L)t} = \frac{\text{área de la placa}}{\text{área lateral de la placa}}$$

$$Ff_{F150} = \frac{48 \times 48}{2 \times (48 + 48) \times 2.58} = 4.8$$

$$Ff_{HOVIL} = \frac{48 \times 48}{2 \times (48 + 48) \times 4.18} = 2.4$$

Consultando los 3 ábacos del apéndice No. 3, los cuales marcan el porcentaje de deformación por compresión en cada una de las durezas shore (58, 68, 78), en función con el esfuerzo a compresión (C) y el factor de forma (Ff), deberá usarse la dureza que resulta más baja para una deformación menor o igual al 15%, aún cuando las 3 satisfagan.

De acuerdo con los siguientes valores:

- C = 77.83 lb/in²
- Ff = 2.4
- Ff = 4.8

La dureza elegida es:

SHORE = 68

4.5.3 DEFORMACIONES PERMISIBLES EN LAS PLACAS DE NEOPRENO

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{C_{NT}}{SLW} \frac{t}{s} \quad \text{--- (26)}$$

donde :

- $\Delta_{\text{máx}}$ = Deflexión máxima que admite la placa debido al incremento de la longitud de la trabe, originada por el cambio de temperatura.

$$t = \begin{cases} 1.98 \text{ para } 7^{\circ}\text{C} \\ 1.88 \text{ para } 18^{\circ}\text{C} \\ 1.58 \text{ para } 29^{\circ}\text{C} \end{cases}$$

$$s = \begin{cases} 8.0 \text{ para shore } 50 \\ 11.0 \text{ para shore } 60 \\ 15.0 \text{ para shore } 70 \end{cases}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la fórmula (26) , tenemos:

a) Para apoyo fijo

$$\Delta_{\text{máx}_{\text{Fijo}}} = \frac{31898 \times 2.50}{5 \times 40 \times 40} \frac{1.88}{11.0}$$

$$\Delta_{\text{máx}_{\text{Fijo}}} = 1.59 < 2.50 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

b) Para apoyo móvil

$$\Delta_{\text{máx}_{\text{Móvil}}} = \frac{31898 \times 4.18}{5 \times 40 \times 40} \frac{1.88}{11.0}$$

$$\Delta_{\text{máx}_{\text{Móvil}}} = 2.61 < 4.18 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

La expansión de la trabe, producida por la variación de temperatura, se estima considerando el coeficiente de dilatación (Cd) de los materiales que la constituyen:

a) Concreto

$$\delta t_o = C_d (T^{\circ}) \lambda$$

$$\delta t_o = 0.00001 \times 18 \times 1950$$

$$\delta t_o = 0.35 \text{ cm}$$

b) Acero

Se considera una deformación al 48% en el acero, antes que provoque su plasticidad.

$$\delta_{ts} = 0.48 \frac{fst \lambda}{Es}$$

$$\delta_{ts} = 0.48 \frac{2180 \times 1950}{2.10 \times 10^6}$$

$$\delta_{ts} = 0.78 \text{ cm}$$

La expansión total de la trabe será igual a:

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{to} + \delta_{ts}$$

$$\delta_{TOTAL} = 0.35 + 0.78 = 1.13 \text{ cm}$$

$$\delta_{TOTAL} = \begin{matrix} 1.13 > 1.59 \text{ cm (para apoyo fijo)} \\ 1.13 > 2.61 \text{ cm (para apoyo móvil)} \end{matrix}$$

De lo anterior se concluye que las placas no deslizarán en ningún sentido, aún cuando la trabe sufra expansión.

Por lo tanto, las dimensiones de las placas de neopreno, para los apoyos fijo y móvil, serán:

- 48X48X2.5 cm (apoyo fijo)
- 48X48X3.1 cm (apoyo móvil)

Las placas de neopreno se desplantarán sobre bancos de concreto reforzado, especificados por la S.C.T.-84, cuya altura sumada a la de las placas de los apoyos nos da el nivel de despiante de la superestructura a la corona, considerando la pendiente del 2% por efecto del bombeo.

El arreglo de las placas de neopreno para los apoyos fijo y móvil, así como su disposición se muestran en los planos No. 2 y 3, respectivamente.

V. SUBESTRUCTURA

5.1 ESTRIBOS

DATOS GENERALES:

- Altura del estribo	-----	9.00	m
- Ancho de la corona	-----	1.20	m
- Angulo entre los ejes del camino y estribo	-----	30.00	o
- Angulo de abertura de los aleros	-----	30.00	o
- Tipo de apoyo sobre la corona	-----	Fijo	
- Capacidad de carga en la sección de desplante	-----	4.00	kg/cm ²
- Elevación de la rasante	-----	101.90	m
- Estación del estribo No. 1	-----	12+243.63	m
- Estación del estribo No. 3	-----	12+282.17	m
- Elevación de la corona	-----	106.52	m

DATOS DE LA SUPERESTRUCTURA

- Losa nervurada	-----	5.00	Nervaduras
- Claro	-----	19.00	m
- Longitud total del puente	-----	39.00	m
- Ancho de calzada	-----	12.20	m
- Ancho total	-----	13.50	m
- Bandas de circulación	-----	4.00	
- Carga viva	-----	T3-S3	real

MATERIALES:

- Concreto	-----	f'c = 250	kg/cm ²
- Acero	-----	f _y = 4200	kg/cm ²
- Concreto ciclopeo	-----	Con piedra de 3a. clase	

ESFUERZOS DE TRABAJO:

- Compresión	-----	100	ton/m ²
- Tensión	-----	10	ton/m ²
- Cortante	-----	20	ton/m ²
- Flexión	-----	40	ton/m ²

PESOS VOLUMETRICOS:

- Relleno	-----	1.60	t/m ³
- Concreto ciclopeo	-----	2.20	t/m ³
- concreto reforzado	-----	2.40	t/m ³

PESO PROPIO DEL ESTRIBO (No. 1 Y 3)

De acuerdo con la figura No. 6, tenemos:

FIGURA	AREA (m ²)	PESO (ton/m ³)	CARGA (ton/ml)	BRAZO (C) (m)	BRAZO (A) (m)	M(C) (tonxm/ml)	M(A) (tonxm/ml)	
1	0.38	2.40	0.91	1.58	2.37	1.44	2.16	
2	0.51	2.40	1.22	1.16	1.95	1.42	2.38	
3	6.14	2.20	13.51	1.11	1.90	15.00	25.67	
4	3.25	2.20	7.15	2.61	2.80	18.66	20.59	
5	1.30	2.20	2.86	0.17	0.96	0.49	2.75	
6	2.55	2.20	5.61	-	1.64	-	9.20	
7	0.59	2.20	1.30	-	0.26	-	0.34	
8	0.30	2.20	0.64	-	4.00	-	3.36	
9	1.67	2.20	3.67	-	2.09	-	7.67	
SUMA			37.07	SUMA			37.01	97.46

PESO PROPIO DEL RELLENO SOBRE EL ESTRIBO

FIGURA	AREA (m ²)	PESO (ton/m ³)	CARGA (ton/ml)	BRAZO (C) (m)	BRAZO (A) (m)	M(C) (tonxm/ml)	M(A) (tonxm/ml)	
I	3.19	1.60	5.10	2.54	-	12.95	-	
II-	5.63	1.60	9.01	2.26	3.05	20.36	27.48	
SUMA			14.11	SUMA			33.31	27.48

RESUMEN DEL PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y DEL RELLENO

1. Para la sección intermedia (C-D)

ESTRIBO

Carga = 25.65 ton/ml

Momento = 37.01 tonxm/ml

RELLENO

Carga = 5.10 ton/ml

Momento = 33.31 tonxm/ml

2. Para la sección de desplante (A-B)

ESTRIBO

Carga = 37.07 ton/ml

Momento = 97.46 tonxm/ml

RELLENO

Carga = 14.11 ton/ml

Momento = 27.48 tonxm/ml

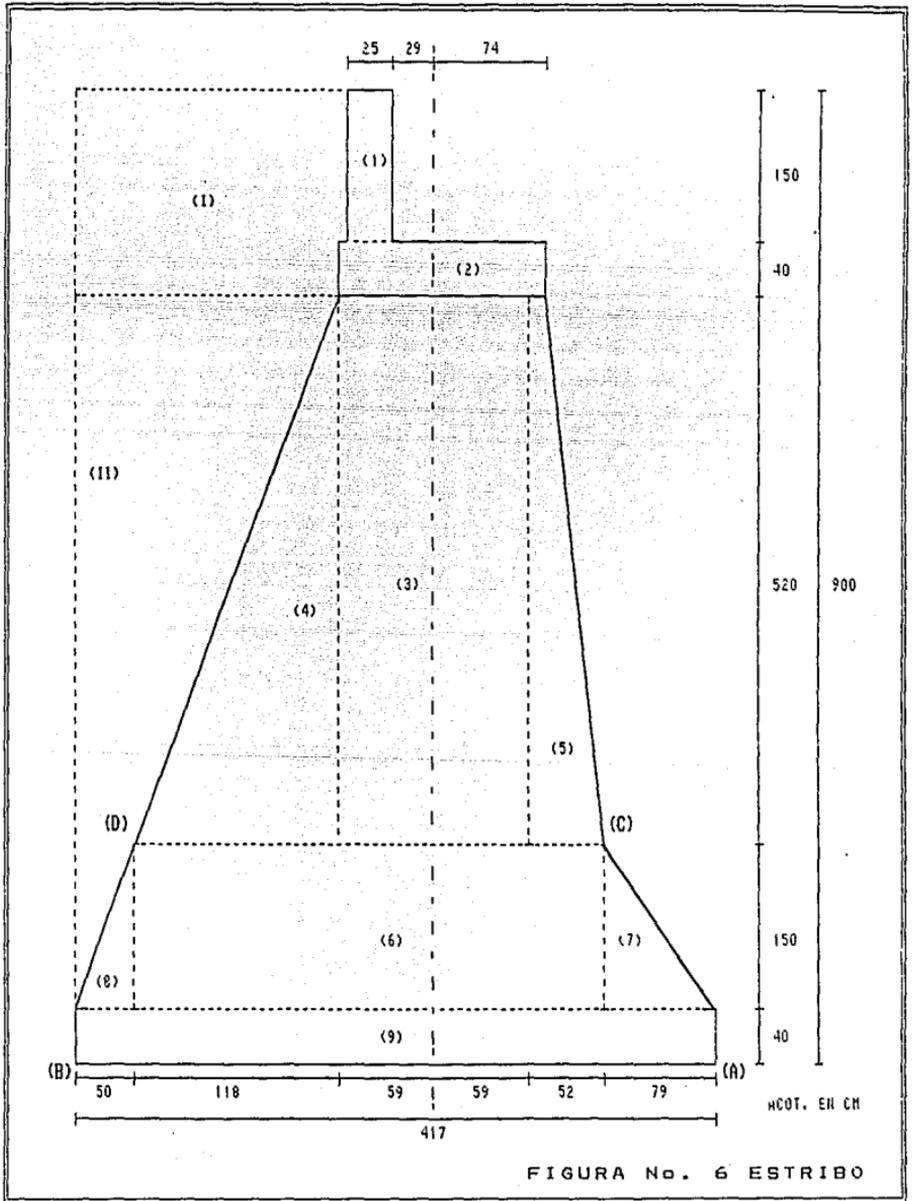


FIGURA No. 6 ESTRIBO

5.1.1 CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS SOBRE EL ESTRIBO

Aplicando la fórmula de empujes activos según las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T.-84, tenemos que:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad \text{--- (27)}$$

donde:

- E = Empuje activo de tierras (ton/ml)
- γ = Peso volumétrico del relleno = 1.60 ton/m³
- h = Altura del relleno en cada sección (m)
- ϕ = Angulo de fricción interna del relleno = 33.82°

1) EMPUJE ACTIVO Y MOMENTO EN LA SECCION INTERMEDIA (C-D)

$$E = \frac{1.60 \times 7.10^2}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} 33.82}{1 + \operatorname{sen} 33.82}$$

$$E = 11.59 \text{ ton/ml}$$

$$d_{(C-D)} = \frac{h}{3} = \frac{7.10}{3} = 2.37 \text{ m}$$

$$M_{(C-D)} = 11.59 \times 2.37$$

$$M_{(C-D)} = 27.47 \text{ tonxm/ml}$$

2) EMPUJE ACTIVO Y MOMENTO EN LA SECCION INTERMEDIA (A-B)

$$E = \frac{1.60 \times 9.00^2}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} 33.82}{1 + \operatorname{sen} 33.82}$$

$$E = 18.63 \text{ ton/ml}$$

$$d_{(A-B)} = \frac{h}{3} = \frac{9.00}{3} = 3.00 \text{ m}$$

$$M_{(A-B)} = 18.63 \times 3.00$$

$$M_{(A-B)} = 55.89 \text{ tonxm/ml}$$

5.1.2 CARGAS TRANSMITIDAS POR LA SUPERESTRUCTURA

1) CARGA MUERTA

C_H = Reacción sobre la nervadura X No. de nervaduras

$$C_H = 31.89 \times 5.00 = 155.45 \text{ ton}$$

2) CARGA VIVA (T3-S3)

C_V = 1.83 X Reacción por carril X No. de carriles de circulación

$$C_V = 1.83 \times 46.52 \times 4 = 182.84 \text{ ton}$$

(1.83 = incremento del 3% en la carga viva, según la S.C.T.-84)

3) VIENTO TANGENCIAL

$$V = P_v A \quad \text{--- (28)}$$

donde:

- V = Viento tangencial (ton)

- P_v = Intensidad del viento actuando a 90° , de acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84.

$$\left[\begin{array}{l} P_v = 2394 \text{ Pa (para traveses y parapeto de concreto reforzado)} \\ P_v = 1462 \text{ Pa (para carga viva)} \end{array} \right.$$

- A = Area expuesta (m^2)

a) Sobre la superestructura, incluyendo el parapeto

$$U_s = (2394/9.81) \text{ kg/m}^2 \times (2.27 \times 19.88) \text{ m}^2$$

$$U_s = 18.52 \text{ ton}$$

b) Sobre la carga viva

$$U_v = (1462/9.81) \text{ kg/m}^2 \times (1.88 \times 19.88) \text{ m}^2$$

$$U_v = 2.83 \text{ ton}$$

4) FRENAJE

El efecto por frenaje, en el sentido del tránsito, equivale a un 5% de la carga viva por carril.

$$FR = 0.05C_v = 0.05 \times 182.84$$

$$FR = 9.14 \text{ ton}$$

5) EFECTOS POR CAMBIO DE TEMPERATURA

El acortamiento o alargamiento de la superestructura por cambio de temperatura, se traduce a la resistencia del apoyo.

Para apoyos de neopreno se acepta un coeficiente del 3%, para la carga muerta.

$$Fr = 0.03C_M = 0.03 \times (2 \times 155.45)$$

$$Fr = 9.33 \text{ ton}$$

6) SISMO

De acuerdo con la región y la estructuración del puente, se aplica una fuerza sísmica estática equivalente al 5% de la carga muerta.

$$S = 0.05C_M = 0.05 \times (2 \times 155.45)$$

$$S = 15.55 \text{ ton}$$

5.1.3 CARGAS Y MOMENTOS EN EL ESTRIBO

A) SECCION INTERMEDIA (C-D)

La longitud de la sección se considera como:

$$L_1 = \text{Longitud de corona} + 2(0.59 \times \tan 15^\circ)$$

$$L_1 = 13.58 + 0.32 = 13.82 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$C_M = 155.45 / 13.82 = 11.25 \text{ ton/ml} \quad FR = 9.14 / 13.82 = 0.66 \text{ ton/ml}$$

$$C_v = 182.84 / 13.82 = 13.23 \text{ ton/ml} \quad Fr = 9.33 / 13.82 = 0.68 \text{ ton/ml}$$

$$U_s = 10.52 / 13.82 = 0.76 \text{ ton/ml} \quad S = 15.55 / 13.82 = 1.13 \text{ ton/ml}$$

$$U_v = 2.83 / 13.82 = 0.20 \text{ ton/ml}$$

MOMENTOS CON RESPECTO AL PUNTO C

$$MC_H = 11.25 \times 1.11 = 12.49 \text{ tonxm/ml}$$

$$MC_V = 13.23 \times 1.11 = 14.71 \text{ tonxm/ml}$$

$$MV_S = 0.76 \times 5.20 = 3.95 \text{ tonxm/ml}$$

$$MV_V = 0.20 \times 5.20 = 1.04 \text{ tonxm/ml}$$

$$MFR = 0.66 \times 5.20 = 3.43 \text{ tonxm/ml}$$

$$MFr = 0.68 \times 5.20 = 3.54 \text{ tonxm/ml}$$

$$MS = 1.13 \times 5.20 = 5.88 \text{ tonxm/ml}$$

B) SECCION DE DESPLANTE (A-B)

La longitud de la sección se considera como:

$$L_2 = \text{Longitud de corona} + 2(0.59+0.59)\tan 15^\circ$$

$$L_2 = 13.50 + 0.63 = 14.13 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$C_H = 155.45 / 14.13 = 11.00 \text{ ton/ml}$$

$$C_V = 182.84 / 14.13 = 12.94 \text{ ton/ml}$$

$$V_S = 10.52 / 14.13 = 0.74 \text{ ton/ml}$$

$$V_V = 2.83 / 14.13 = 0.20 \text{ ton/ml}$$

$$FR = 9.14 / 14.13 = 0.65 \text{ ton/ml}$$

$$Fr = 9.33 / 14.13 = 0.66 \text{ ton/ml}$$

$$S = 15.55 / 14.13 = 1.10 \text{ ton/ml}$$

MOMENTOS CON RESPECTO AL PUNTO A

$$MC_H = 11.00 \times 1.90 = 20.90 \text{ tonxm/ml}$$

$$MC_V = 12.94 \times 1.90 = 24.59 \text{ tonxm/ml}$$

$$MV_S = 0.74 \times 7.10 = 5.25 \text{ tonxm/ml}$$

$$MV_V = 0.20 \times 7.10 = 1.42 \text{ tonxm/ml}$$

$$MFR = 0.65 \times 7.10 = 4.62 \text{ tonxm/ml}$$

$$MFr = 0.66 \times 7.10 = 4.69 \text{ tonxm/ml}$$

$$MS = 1.10 \times 7.10 = 7.81 \text{ tonxm/ml}$$

5.1.4 REVISIÓN DE LA SECCIÓN DE DESPLANTE (A-B)

Se revisará de acuerdo a los grupos que establecen las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, de la S.C.T.-84.

GRUPO I

- Peso Propio (P.P.)
- Peso de tierras (P.T.)
- Empuje de tierras (E.T.)
- Carga muerta (C.M.)
- Carga viva (C.V.)

CONCEPTO	CARGA		MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL	VERTICAL	HORIZONTAL
P.P.	37.87	---	97.46	---
P.T.	14.11	---	27.48	---
E.T.	---	18.63	---	55.89
C.M.	11.88	---	28.98	---
C.V.	12.94	---	24.59	---
SUMA	75.12	18.63	178.43	55.89

CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_v - M_h}{F_v} < \frac{B}{6} \quad \text{--- (29)}$$

$$e = \frac{4.17}{2} - \frac{114.54}{75.12} = 0.56 < 0.70 \quad \therefore \text{OK (Cae dentro del tercio medio)}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$f_a = \frac{F_v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{75.12}{4.17} \left[1 - \frac{6 \times 0.56}{4.17} \right] = 3.58 \text{ ton/m}^2$$

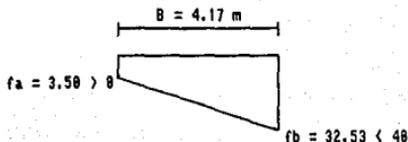
$$f_b = \frac{F_v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{75.12}{4.17} \left[1 + \frac{6 \times 0.56}{4.17} \right] = 32.53 \text{ ton/m}^2$$

ESTA TEXA NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_a \Rightarrow 0$$

$$- \sigma > f_b > f_a \quad (\sigma = 48 \text{ ton/m}^2)$$



De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de despiante, para el Grupo 1, cumplen con las condiciones de estabilidad.

REVISIÓN POR VOLTEO

La condición que debe cumplirse para evitar el volteo, es:

$$C_v = \frac{M_v}{M_h} > 2.00 \quad \text{--- (38)}$$

$$C_v = \frac{178.43}{55.89} = 3.05 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No volteará)}$$

REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO

Para este efecto se debe cumplir la siguiente condición:

$$C_d = \frac{F_v}{F_h} \cdot k \geq 2.00 \quad \text{--- (31)}$$

donde:

$$- k = 0.60 \text{ (coeficiente de fricción del material)}$$

$$C_d = \frac{75.12}{18.63} \cdot 0.60 = 2.42 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No deslizará)}$$

GRUPO II

- Peso Propio (P.P.)
- Peso de Tierras (P.T.)
- Empuje de Tierras (E.T.)
- Carga muerta incrementada en un 30% (C.M.)
- Viento tangencial sobre la superestructura (Vs)

CONCEPTO	CARGA		MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL	VERTICAL	HORIZONTAL
P.P.	37.07	---	97.46	---
P.T.	14.11	---	27.48	---
E.T.	---	18.63	---	55.89
C.M.	14.38	---	27.17	---
Vs	---	8.74	---	5.25
SUMA	65.48	19.37	152.11	61.14

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_v - M_h}{F_v} < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4.17}{2} - \frac{98.97}{65.48} = 0.69 < 0.70 \quad \therefore \text{OK (Cae dentro del tercio medio)}$$

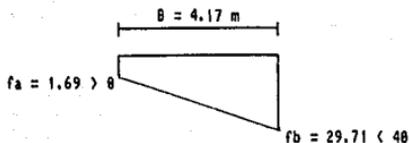
REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$f_a = \frac{F_v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{65.48}{4.17} \left[1 - \frac{6 \times 0.69}{4.17} \right] = 1.69 \text{ ton/m}^2$$

$$f_b = \frac{F_v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{65.48}{4.17} \left[1 + \frac{6 \times 0.69}{4.17} \right] = 29.71 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

- $f_a \Rightarrow 0$
- $\sigma > f_b > f_a$ ($\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$)



De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de despiante, para el Grupo II, cumplen con las condiciones de estabilidad.

REVISIÓN POR VOLTEO

La condición que debe cumplirse para evitar el volteo, es:

$$C_v = \frac{M_v}{M_h} > 2.00$$

$$C_v = \frac{152.11}{61.14} = 2.49 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No volteará)}$$

REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO

Para este efecto se debe cumplir la siguiente condición:

$$C_d = \frac{F_v}{F_h} k \Rightarrow 2.00$$

donde:

- $k = 0.60$ (coeficiente de fricción del material)

$$C_d = \frac{65.48}{19.37} 0.60 = 2.03 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No deslizará)}$$

GRUPO III

- Grupo I (6,1,)
- Reducción del viento tangencial en un 38% (Vs)
- Viento tangencial sobre la carga viva (Vv)
- Efecto por frenaje (FR)

CONCEPTO	CARGA		MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL	VERTICAL	HORIZONTAL
6.1.	75.12	18.63	178.43	55.89
Vs	---	8.22	---	1.58
Vv	---	8.28	---	1.42
FR	---	8.66	---	4.69
SUMA	75.12	19.71	178.43	63.58

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_v - M_h}{F_v} < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4.17}{2} - \frac{186.95}{75.12} = 0.66 < 0.70 \quad \therefore \text{OK (Cae dentro del tercio medio)}$$

REVISION DE ESFUERZOS

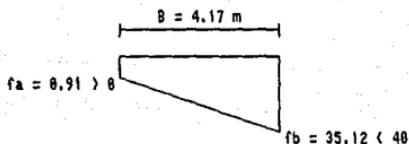
$$f_a = \frac{F_v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{75.12}{4.17} \left[1 - \frac{6 \times 0.66}{4.17} \right] = 8.91 \text{ ton/m}^2$$

$$f_b = \frac{F_v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{75.12}{4.17} \left[1 + \frac{6 \times 0.66}{4.17} \right] = 35.12 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_a \Rightarrow 0$$

$$- \sigma > f_b > f_a \quad (\sigma = 40 \text{ ton/m}^2)$$



De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de desplante, para el Grupo III, cumplen con las condiciones de estabilidad.

REVISION POR VOLTEO

La condición que debe cumplirse para evitar el volteo, es:

$$C_v = \frac{M_v}{M_h} > 2.00$$

$$C_v = \frac{178.43}{63.58} = 2.68 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No volteará)}$$

REVISION POR DESLIZAMIENTO

Para este efecto se debe cumplir la siguiente condición:

$$C_d = \frac{F_v}{F_h} k \Rightarrow 2.00$$

donde:

$$- k = 0.68 \text{ (coeficiente de fricción del material)}$$

$$C_d = \frac{75.12}{19.71} \cdot 0.68 = 2.29 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No deslizará)}$$

GRUPO U

- Peso Propio (P.P.)
- Peso de tierras (P.T.)
- Empuje de tierras (E.T.)
- Carga viva incrementada en un 30% (C.V.)
- Carga muerta (C.M.)
- Efecto por sismo (S)
- Efecto por cambio de temperatura (Fr)

CONCEPTO	CARGA		MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL	VERTICAL	HORIZONTAL
P.P.	37.87	---	97.46	---
P.T.	14.11	---	27.48	---
E.T.	---	18.63	---	55.89
C.V.	16.82	---	31.97	---
C.M.	11.88	---	28.98	---
S	---	1.18	---	7.81
Fr	---	8.68	---	4.69
SUMA	79.88	28.41	177.81	68.39

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_v - M_h}{F_v} < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4.17}{2} - \frac{189.42}{79.88} = 8.69 < 8.78 \quad \therefore \text{OK (Cae dentro del tercio medio)}$$

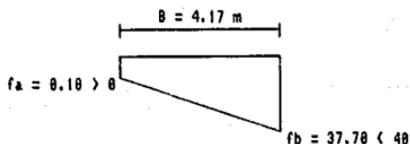
REVISION DE ESFUERZOS

$$f_a = \frac{F_v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{79.88}{4.17} \left[1 - \frac{6 \times 8.69}{4.17} \right] = 8.18 \text{ ton/m}^2$$

$$f_b = \frac{F_v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{79.88}{4.17} \left[1 + \frac{6 \times 8.69}{4.17} \right] = 37.78 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

- $f_a \Rightarrow 0$
- $\sigma > f_b > f_a$ ($\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$)



De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de despiante, para el Grupo V, cumplen con las condiciones de estabilidad.

REVISIOM POR VOLTEO

La condición que debe cumplirse para evitar el volteo, es:

$$C_v = \frac{N_v}{N_h} > 2.00$$

$$C_v = \frac{177.01}{68.39} = 2.60 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No volteará)}$$

REVISIOM POR DESLIZAMIENTO

Para este efecto se debe cumplir la siguiente condición:

$$C_d = \frac{F_v}{F_h} k \Rightarrow 2.00$$

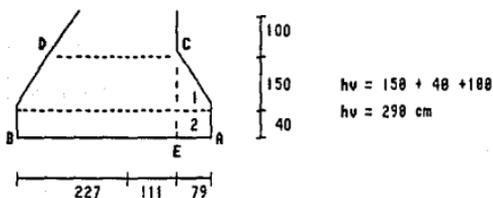
donde:

- $k = 0.60$ (coeficiente de fricción del material)

$$C_d = \frac{79.00}{26.41} 0.60 = 2.33 > 2.00 \quad \therefore \text{OK (No deslizará)}$$

5.1.5 REVISIÓN DEL VOLADO DEL CIMENTO

Según las especificaciones de la S.C.T.-84, establecen un entarramiento de 1 m, como factor de seguridad adicional, para la estabilidad de la nariz del cemento.



MÓDULO DE LA SECCIÓN

$$S = \frac{h_v^2}{8} \quad \text{--- (32)}$$

$$S = \frac{(2.90 \text{ m})^2}{8} = 1.05 \text{ m}^2/\text{ml}$$

PESO PROPIO

$$A_1 = 0.58 \times (0.79 \times 1.58) = 0.59 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.79 \times 0.40 = 0.32 \text{ m}^2$$

$$A_T = 0.59 + 0.32 = 0.91 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0.91 \text{ m}^2 \times 2.20 \text{ ton/m}^3$$

$$P_p = 2.00 \text{ ton/ml}$$

BRAZO DE PALANCA CON RESPECTO AL PUNTO E

$$d = 0.79 - \frac{0.79}{3.00} + \frac{0.79}{2.00} = 0.46 \text{ m}$$

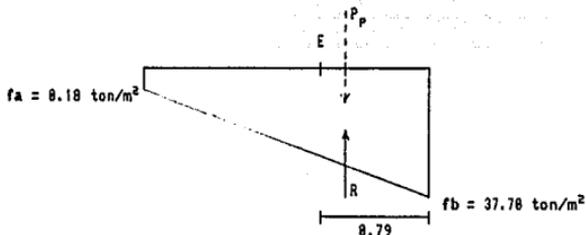
ESFUERZO PROPORCIONAL EN EL PUNTO E

$$f_e = (f_b - f_a) \frac{B - 0.79}{B} + f_a \quad \text{--- (33)}$$

$$f_e = (37.78 - 0.18) \frac{4.17 - 0.79}{4.17} + 0.18 = 30.68 \text{ ton/m}^2$$

REACCION DEL TERRENO (R)

De acuerdo con el grupo más desfavorable, Grupo V, para la sección de desplantes:



$$R = 0.50 \times (f_b + f_a) \times 0.79$$

$$R = 0.50 \times 60.30 \times 0.79 = 26.97 \text{ ton}$$

BRAZO DE PALANCA CON RESPECTO AL PUNTO E

$$d = \frac{0.79}{3.08} \frac{2f_b + f_e}{f_b + f_e} = \frac{0.79}{3.08} \frac{106.00}{60.30}$$

$$d = 0.48 \text{ m}$$

RESUMEN

CONCEPTO	CARGA (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (tonxm)
REACCION	26.97	0.48	10.78
PESO PROPIO	-2.00	0.46	-0.92
SUMA	24.97	SUMA	9.86

ESFUERZO POR FLEXION

$$f_m = \frac{M}{S} \quad \text{--- (34)}$$

$$f_m = \frac{9.86}{1.85}$$

$$f_m = 8.62 < 10.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

ESFUERZO CORTANTE

$$F_v = \frac{F}{h_v} \quad \text{--- (35)}$$

$$F_v = \frac{24.97}{2.90}$$

$$F_v = 8.61 < 20.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

REVISION DEL PERALTE DEL ESCALON

CONDICION DE ESFUERZO

El esfuerzo permisible para el concreto ciclopeo es de 10 ton/m², tanto para cargas permanentes como eventuales.

$$H = \sqrt{\frac{3M}{f}} \quad \text{--- (36)}$$

donde:

- H = Peralte mínimo del escalón
- M = Momento flexionante en la zona de tensión, en el volado
- f = Esfuerzo permisible

$$H = \sqrt{\frac{3 \times 9860}{1}}$$

$$H = 172 < 198 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

5.1.6 REVISIÓN DE LA SECCIÓN INTERMEDIA (C-D)

Se revisa en el grupo que presenta la condición más desfavorable:

GRUPO V

- Paso Propio (P.P.)
- Paso de tierras (P.T.)
- Empuje de tierras (E.T.)
- Carga viva incrementada en un 30% (C.V.)
- Carga muerta (C.M.)
- Efecto por sismo (S)
- Efecto por cambio de temperatura (Fr)

CONCEPTO	CARGA		MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL	VERTICAL	HORIZONTAL
P.P.	25.65	---	37.81	---
P.T.	5.18	---	33.31	---
E.T.	---	11.59	---	27.47
C.V.	13.23	---	14.71	---
C.M.	11.25	---	12.49	---
S	---	1.13	---	5.88
Fr	---	8.68	---	3.54
SUMA	55.23	13.40	97.52	36.89

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \frac{H_v - M_h}{F_v} < \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{4.17}{2} - \frac{68.63}{55.23} = 8.99 < 1.84 \text{ "}. \text{ OK (Cae dentro del tercio medio)}$$

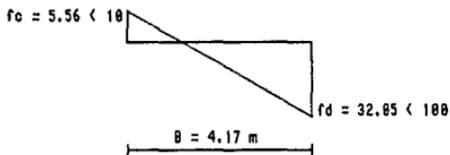
REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$f_c = \frac{F_v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{55.23}{4.17} \left[1 - \frac{6 \times 8.99}{4.17} \right] = -5.56 \text{ ton/m}^2$$

$$f_d = \frac{F_v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{55.23}{4.17} \left[1 + \frac{6 \times 8.99}{4.17} \right] = 32.85 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

- $f_c < \sigma = 10 \text{ ton/m}^2$ (tensión)
- $f_d < \sigma = 100 \text{ ton/m}^2$ (compresión)



De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección intermedia cumplen con las condiciones de estabilidad.

CONCLUSION:

Se acepta la sección transversal de los estribos extremos (No. 1 y 3), debido a que los esfuerzos actuantes sobre ellos resultaron menores a los permisibles.

El diafragma y corona de los estribos se diseñaron en base a su geometría y carga móvil T3-53 real, de acuerdo con los Proyectos Tipo de Concreto-Reforzado de la S.R.H.O.P. (tomo II, 1988)

En el plano No. 3 se muestran la elevación, corte y planta de los estribos, así como el armado de la corona y diafragma.

5.2 PILA CENTRAL

DATOS GENERALES:

- Altura de la pila	9.00 m
- Ancho de la corona	1.40 m
- Angulo entre los ejes del camino y pila	90.00 °
- Tipo de apoyo sobre la corona	Móvil
- Capacidad de carga en la sección de desplante	3.00 kg/cm ²
- Elevación de la pasante	116.17 m
- Estación de la pila	12+262.90 m
- Elevación de la corona	100.37 m

DATOS DE LA SUPERESTRUCTURA

- Losa nervurada	5.00 Nervaduras
- Claro	19.00 m
- Longitud total del puente	39.00 m
- Ancho de calzada	12.20 m
- Ancho total	13.50 m
- Bandas de circulación	4.00 m
- Carga viva	13-53 real

MATERIALES:

- Concreto	f'c = 250 kg/cm ²
- Acero	fy = 4200 kg/cm ²
- Concreto ciclopeo	Con Piedra de 3a. clase

ESFUERZOS DE TRABAJO:

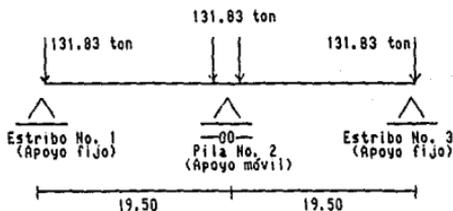
- Compresión	100 ton/m ²
- Tensión	18 ton/m ²
- Cortante	20 ton/m ²
- Flexión	30 ton/m ²

PESOS VOLUMETRICOS:

- Relleno	1.60 t/m ³
- Concreto ciclopeo	2.20 t/m ³
- concreto reforzado	2.40 t/m ³

5.2.1 ANALISIS DE LAS CARGAS

1. CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA SOBRE LA PILA



$$C_H = \frac{2 \times 131.83}{2} = 131.83 \text{ ton}$$

$$C_H = 131.83 \text{ ton}$$

2. CARGA VIVA SOBRE LA PILA

Para calcular esta carga es necesario determinar el cortante máximo por carril (V_{cmax}), el cual está dado por:

$$V_{cmax} = \frac{\text{Cortante máximo en el apoyo X No. de traves}}{\text{No. de carriles}} \quad \text{--- (37)}$$

$$V_{cmax} = \frac{44.52 \times 5}{4} = 55.65 \text{ ton}$$

Por lo tanto la carga viva sobre la pila está dada por:

$$C_V = \frac{\text{No. Carriles} \times V_{cmax}}{2} \quad \text{--- (38)}$$

$$C_V = \frac{4 \times 55.65}{2} = 111.30 \text{ ton}$$

El punto de aplicación de la carga viva está dado por la distancia que hay entre ejes de pila y apoyos móviles:

$$d_{ov} = 0.27 \text{ m}$$

3. FRENAJE

De acuerdo con las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, de la S.C.T.-84, se establece para este efecto el 3% de la reacción.

$$Fr = 0.03 \times 131.83$$

$$Fr = 3.95 \text{ ton}$$

El punto de aplicación está dado por la suma de las siguientes alturas:

1.520 m	(Losa nervurada)
0.750 m	(parapeto)
0.150 m	(banco apoyo móvil)
0.041 m	(placa de apoyo de neopreno)
9.000 m	(altura de la pila hasta la corona)

$$d_{Fr} = 11.478 \text{ m}$$

4. FRICCIÓN

De acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84 se considera, para este efecto, el 5% de la carga muerta sobre la pila.

$$FR = 0.05 \times 263.66$$

$$FR = 13.18 \text{ ton}$$

El punto de aplicación está dado por la altura total de la pila:

$$d_{FR} = 9.98 \text{ m}$$

5. VIENTO TANGENCIAL

$$V = P_v A$$

donde:

- V = Viento tangencial (ton)

- P_v = Intensidad del viento actuando a 90° , de acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84.

$P_v = 578 \text{ Pa}$ (para superestructura formada por losa nervurada, guarnición y parapeto, de concreto reforzado, descansando sobre apoyo intermedio)

$P_v = 9818 \text{ Pa}$ (para carga viva)

$P_v = 1913 \text{ Pa}$ (para eje de la pila)

- A = Área expuesta (m^2)

a) Sobre la superestructura

$$U_{TS} = (578/9.81) \text{kg/m}^2 \times (2.27 \times 19.00) \text{m}^2$$

$$U_{TS} = 2.77 \text{ ton}$$

El punto de aplicación está dado por:

$$d_{VTS} = \text{altura hasta la corona} + (1/2) \text{ altura de la superestructura}$$

$$d_{VTS} = 9.00 + (0.50 \times 2.47) = 10.24 \text{ m}$$

b) Sobre la carga viva

$$U_{TCV} = [(9810/9.81) \text{kg/m}^2 \times (1.00 \times 19.00) \text{m}^2] \times 0.06$$

$$U_{TCV} = 1.14 \text{ ton}$$

El punto de aplicación está dado por la altura total de la pila:

$$d_{TCV} = 9.90 \text{ m}$$

c) Sobre el eje de la pila

De acuerdo con la figura No. 7, el área expuesta es:

$$A = (0.50 \times 1.40) + 0.50(1.20 + 2.00)7.00 + 0.50(3.30 + 2.00)1.20$$

$$A = 15.41 \text{ m}^2$$

$$U_{TP} = (1913/9.81) \text{kg/m}^2 \times 15.41 \text{ m}^2$$

$$U_{TP} = 3.00 \text{ ton}$$

El punto de aplicación se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d_{VTP} = \frac{4A}{h} = \frac{4 \times 15.41}{9.50}$$

$$d_{VTP} = 6.50 \text{ m}$$

6. VIENTO NORMAL

De acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.-84 se establece que:

$$P_v = 1462 \text{ Pa} \quad (\text{para carga viva})$$

$$P_v = 1913 \text{ Pa} \quad (\text{para eje de la pila})$$

a) Sobre la carga viva

$$U_{NCV} = (1462/9.81) \text{ kg/m}^2 \times 19.00 \text{ m}^2$$

$$U_{NCV} = 2.83 \text{ ton}$$

Punto de aplicación:

d_{VNCV} = altura total de la pila

$$d_{VNCV} = 9.90 \text{ m}$$

b) Sobre el eje de la pila

$$U_{NP} = (1913/9.81) \text{ kg/m}^2 \times (15.41 \times 2) \text{ m}^2$$

$$U_{NP} = 6.00 \text{ ton}$$

Punto de aplicación:

$$d_{VNP} = \frac{9.90 \text{ m}}{3.00}$$

$$d_{VNP} = 3.30 \text{ m}$$

7. CORRIENTE DE AGUA Y CUERPOS FLOTANTES

La presión que ejercen sobre la pila, la corriente de agua y los cuerpos flotantes, esta dada por:

$$P = 52.55KV^2 \quad - - - (39)$$

donde:

- P = Presión ejercida por la corriente de agua y los cuerpos flotantes (kg/m^2)

- K = Coeficiente de empuje = 8.50

- V = Velocidad máxima promedio = 1.70 m/s

Sustituyendo:

$$P = 52.55 \times 8.50 \times (1.70)^2 = 75.93 \text{ kg/m}^2$$

La área expuesta, incluyendo socavación, es:

$$A = \frac{1.40 + 2.00}{2} \times 8.40 = 14.28 \text{ m}^2$$

La fuerza ejercida por este efecto está dada por:

$$E_{CA} = 1.58P2A$$

$$E_{CA} = 1.58 \times 75.93 \times 2 \times 14.28$$

$$E_{CA} = 3.25 \text{ ton}$$

Punto de aplicación:

$$d_{ECA} = \frac{\text{Área expuesta}}{\text{Altura del N.A.H.E.}} + \text{Altura de socavación} \quad \text{--- (40)}$$

$$d_{ECA} = \frac{14.28}{8.40} + 3.00$$

$$d_{ECA} = 4.78 \text{ m}$$

8. PESO DEL AGUA

Volumen de agua sobre la pila:

$$V_A = \frac{8.40 \times 1.00 + 5.40 \times 1.00}{3.30} \times 8.25$$

$$V_A = 34.58 \text{ m}^3$$

Considerando un peso volumétrico del agua de 1 ton/m^3 tenemos que:

$$PA = 34.58 \times 1.00$$

$$PA = 34.58 \text{ ton}$$

9. PESO DE TIERRAS

$$A = [0.50(0.38 \times 1.20) + (0.38 \times 1.40)] 12.00$$

$$A = 1.20 \text{ m}^2$$

$$V = 17.94 \text{ m} \times 1.20 \text{ m}^2$$

$$V = 21.53 \text{ m}^3$$

$$PT = 1.60 \text{ ton/m}^3 \times 21.53 \text{ m}^3$$

$$PT = 34.45 \text{ ton}$$

10. PESO PROPIO DE LA PILA

En base a la figura No. 7 tenemos:

FIGURA	AREA (m ²)	LONGITUD (m)	VOLUMEN (m ³)	PESO VOLUMETRICO (ton/m ³)	CARGA (ton)
1	0.70	13.10	9.17	2.40	22.01
2	0.50	14.29	122.61	2.20	269.74
3	3.10	14.29	45.44	2.20	99.97
4	1.32	15.04	20.91	2.20	46.00
PP =					437.72

11. SISMO SOBRE EL CUERPO DE LA PILA

Para este efecto se considera el 6% del peso propio de la pila.

$$T_{TP} = 0.06PP = 0.06 \times 437.72$$

$$T_{TP} = 26.26 \text{ ton}$$

Punto de aplicación:

$$d_{TTP} = \frac{H}{3} + \bar{y} \quad \text{--- (41)}$$

donde:

$$- H = \text{altura total de la pila} = 9.90 \text{ m}$$

$$- \bar{y} = \text{centro de gravedad de la pila} = 0.25 + 2.60 + 0.40 + 0.20 = 3.45 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$d_{TTP} = (9.90/3) + 3.45$$

$$d_{TTP} = 6.75 \text{ m}$$

12. SISMO EN LA SUPERESTRUCTURA

Se considera de igual forma el 6% de la carga muerta de la superestructura.

$$T_{TS} = 0.06 \times 263.65$$

$$T_{TS} = 15.82 \text{ ton}$$

$$d_{TTS} = H = 9.90 \text{ m}$$

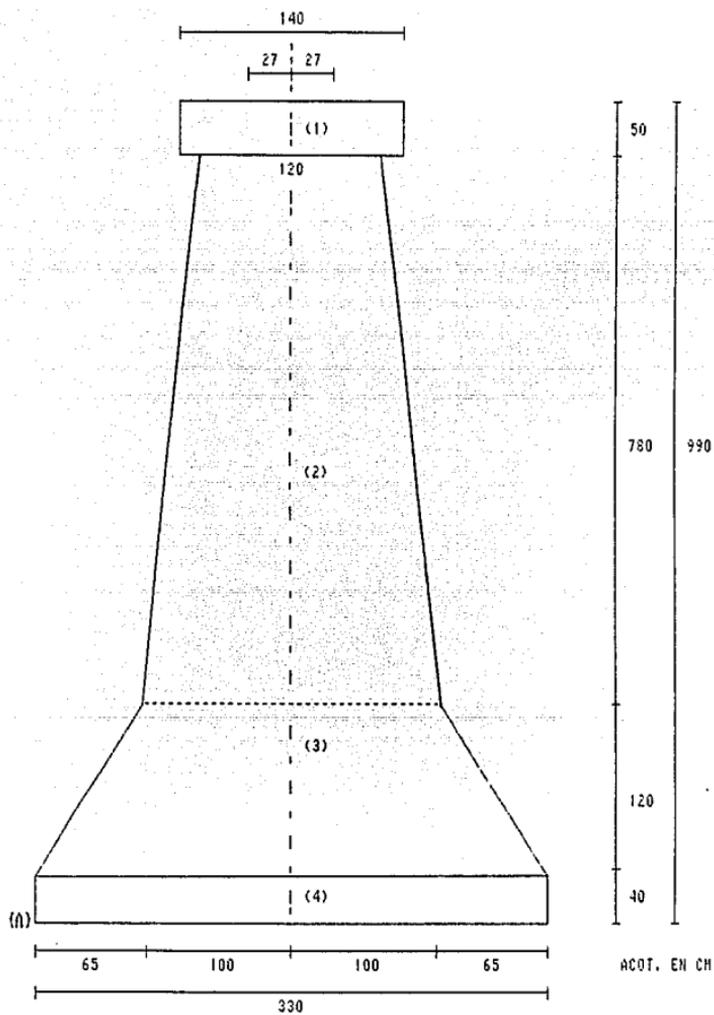


FIGURA No. 7 PILA

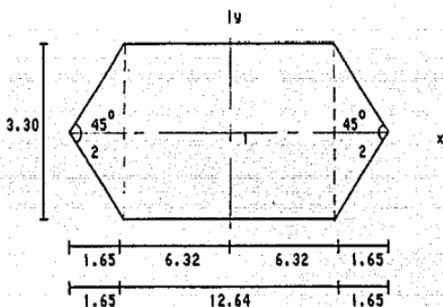
RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS CON RESPECTO AL DESPLANTE

CONCEPTO	CARGAS (ton)			BRAZO (m)	MOMENTO	
	VERTICAL 	LONGITUDINAL 	TRANSVERSAL 		LONGITUDINAL M _{xx}	TRANSVERSAL M _{yy}
CH	131.83	----	----	----	----	----
CV	111.30	----	----	8.27	39.05	----
Fr	----	3.95	----	11.47	45.31	----
FR	----	13.18	----	9.90	130.48	----
VTS	----	2.77	----	18.24	28.36	----
VTCV	----	1.14	----	9.90	11.29	----
VHCV	----	----	2.83	9.90	----	28.02
VTP	----	----	3.00	6.50	----	19.50
VHP	----	6.01	----	3.39	19.83	----
ECA	----	----	3.25	4.70	----	15.29
PA	34.50	----	----	----	----	----
PT	34.45	----	----	----	----	----
PP	437.72	----	----	----	----	----
TTF	----	26.26	----	6.75	177.26	----
TTSE	----	15.82	----	9.90	156.62	----
$\Sigma =$	749.88	69.13	9.88	$\Sigma =$	579.37	62.88

5.2.2 REVISION DE ESFUERZOS

CALCULO DE LOS ESFUERZOS EN LA ZONA DE DESPLANTE

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} x \quad \text{--- (42)}$$



AREA:

$$A = (12.64 \times 3.30) + 2(1.65 \times 3.30)/2 = 47.15 \text{ m}^2$$

CENTROIDE:

$$\bar{x} = \frac{12.64}{2} = 6.32 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{3.30}{2} = 1.65 \text{ m}$$

MOMENTO DE INERCIA:

$$I_{xx} = \frac{12.64 \times (3.30)^3}{12} + \frac{(3.30)^4}{48} = 48.32 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{47.15}{12} [(12.64)^2 + 47.15] = 813.88 \text{ m}^4$$

Sustituyendo valores en la ecuación (42), tenemos que:

$$f = 0.82P + 0.84M_{xx} + 0.81M_{yy} \quad \text{--- (43)}$$

La revisión de esfuerzos se hará de acuerdo con los grupos establecidos en las Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros, de la S.C.T.-84.

GRUPO I:

- Carga muerta (C.M.)
- Carga viva (C.V.)
- Peso propio (P.P.)
- Peso del agua (P.A.)
- Empuje de la corriente de agua y cuerpos flotantes (E.C.A.)

CONCEPTO	CARGA (ton)		MOMENTOS (tonxm)	
	VERTICAL	HORIZONTAL	M _{box}	M _{yy}
C.M.	131.83	----	----	----
C.V.	111.38	----	38.85	----
P.P.	437.72	----	----	----
P.A.	34.58	----	----	----
E.C.A.	----	3.25	----	15.28
SUMAS	715.35	3.25	38.85	15.28

Sustituyendo en la ecuación (43):

$$f_1 = (0.02 \times 715.35) - (0.04 \times 38.85) - (0.01 \times 15.28)$$

$$f_1 = 12.96 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = (0.02 \times 715.35) + (0.04 \times 38.85) + (0.01 \times 15.28)$$

$$f_2 = 15.66 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_1 \Rightarrow 0$$

$$- \sigma > f_2 \Rightarrow f_1 \quad (\sigma = 38 \text{ ton/m}^2)$$

$$f_1 = 12.96 > 0$$

$$f_2 = 15.66 < 38$$

De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de desplanta, para el Grupo I, cumplen con las condiciones de estabilidad.

GRUPO II:

- Carga muerta (C.M.)
- Peso propio (P.P.)
- Peso del agua (P.A.)
- Peso de tierras (P.T.)
- Empuje de la corriente de agua y cuerpos flotantes (E.C.A.)
- Viento tangencial a la superestructura (V.T.S.)
- Viento tangencial al eje de la pila (V.T.P.)
- Viento normal al eje de la pila (V.N.P.)

CONCEPTO	CARGA (ton)		MOMENTOS (tonxm)	
	VERTICAL	HORIZONTAL	M _{bx}	M _{by}
C.M.	131.83	----	----	----
P.P.	437.72	----	----	----
P.A.	34.58	----	----	----
P.T.	34.45	----	----	----
E.C.A.	----	3.25	----	15.28
V.T.S.	----	13.18	28.36	----
V.T.P.	----	3.80	----	19.58
V.N.P.	----	6.80	19.83	----
SUMAS	638.58	25.44	48.19	34.78

Sustituyendo en la ecuación (43):

$$f_1 = (0.82 \times 638.58) - (0.84 \times 48.19) - (0.81 \times 34.78)$$

$$f_1 = 18.4^{\text{ton/m}^2}$$

$$f_2 = -(0.82 \times 638.58) + (0.84 \times 48.19) + (0.81 \times 34.78)$$

$$f_2 = 15.85 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_1 > 0$$

$$- \sigma > f_2 > f_1 \quad (\sigma = 38 \text{ ton/m}^2)$$

$$f_1 = 18.49 > 0$$

$$f_2 = 15.85 < 38$$

De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de desplante, para el Grupo II, cumplen con las condiciones de estabilidad.

GRUPO III:

- Grupo I (G.I.)
- Peso de tierras (P.T.)
- Frenaje (Fr)
- Friccion (FR)
- Viento tangencial a la superestructura reducido en un 30% (V.T.S.)
- Viento tangencial a la pila reducido en un 30% (V.T.P)
- Viento normal a la pila reducido en un 30% (V.N.P.)
- Viento tangencial sobre carga viva (V.T.C.V.)
- Viento normal sobre carga viva (V.N.C.V.)

CONCEPTO	CARGA (ton)		MOMENTOS (tonxm)	
	VERTICAL	HORIZONTAL	M _{bx}	M _{yy}
G.I.	715.35	3.25	38.85	15.28
P.T.	34.45	----	----	----
Fr	----	3.95	45.31	----
FR	----	13.18	138.48	----
V.T.S.	----	8.83	8.51	----
V.T.P.	----	8.98	----	5.85
V.N.P.	----	1.80	5.95	----
V.T.C.V.	----	1.14	11.29	----
V.N.C.V.	----	2.83	----	28.82
SUMAS	749.80	27.88	231.59	49.15

Sustituyendo en la ecuación (43):

$$f_1 = (0.82 \times 749.80) - (0.84 \times 231.59) - (0.81 \times 49.15)$$

$$f_1 = 5.25 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = (0.82 \times 749.80) + (0.84 \times 231.59) + (0.81 \times 49.15)$$

$$f_2 = 24.75 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_1 > 0$$

$$- \sigma > f_2 > f_1 \quad (\sigma = 38 \text{ ton/m}^2)$$

$$f_1 = 5.25 > 0$$

$$f_2 = 24.75 < 38$$

De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de despiante, para el Grupo III, cumplen con las condiciones de estabilidad.

GRUPO VII:

Para este grupo los esfuerzos finales se reducen e incrementan, según el caso, en un 33%

- Carga muerta (C.M.)
- Peso del agua (P.A.)
- Peso de tierras (P.T.)
- Peso propio (P.P.)
- Sismo tangencial a la pila reducido en un 50% (TTP)
- Sismo tangencial a la superestructura (TTSE)

CONCEPTO	CARGA (ton)		MOMENTOS (tonxm)	
	VERTICAL	HORIZONTAL	Mox	Myy
C.M.	131.83	----	----	----
P.A.	34.58	----	----	----
P.T.	34.45	----	----	----
P.P.	437.72	----	----	----
TTP	----	13.13	88.63	----
TTSE	----	15.82	156.62	----
SUMAS	638.58	28.95	245.25	----

Sustituyendo en la ecuación (43):

$$f_1 = 0.33[(0.82 \times 638.58) - (0.84 \times 245.25) - (0.81 \times 88.63)]$$

$$f_1 = 0.98 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 1.33[(0.82 \times 638.58) + (0.84 \times 245.25) + (0.81 \times 88.63)]$$

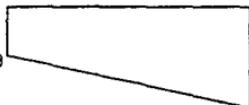
$$f_2 = 29.35 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIONES DE ESTABILIDAD

$$- f_1 > 0$$

$$- \sigma > f_2 > f_1 \quad (\sigma = 30 \text{ ton/m}^2)$$

$$f_1 = 0.98 > 0$$



$$f_2 = 29.35 < 30$$

De lo anterior se observa que los esfuerzos actuantes en la sección de desplante, para el Grupo VII, cumplen con las condiciones de estabilidad.

5.2.3 REVISIÓN CONTRA VOLTEO Y DESLIZAMIENTO

Para esta revisión se utilizaron los grupos que presentaron las condiciones más críticas en la revisión de esfuerzos.

Los momentos se determinaron con respecto al punto A de la pila. La ubicación de este punto se observa en la figura No.7.

GRUPO III

CONCEPTO	CARGA		BRAZO (m)	MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL		VERTICAL	HORIZONTAL
G.I.	715.35	---	1.64	1173.17	---
P.T.	34.45	---	8.65	22.39	---
Fr	---	3.95	11.47	---	45.31
FR	---	13.18	9.98	---	130.48
V.T.S.	---	8.83	10.24	---	8.51
V.T.P.	---	8.98	6.58	---	5.85
V.H.P.	---	1.98	9.98	---	5.95
V.T.C.V.	---	1.14	9.98	---	11.29
V.H.C.V.	---	2.83	9.98	---	28.82
SUMA	749.80	24.63	SUMA	1195.56	235.41

A) REVISIÓN CONTRA VOLTEO

Para evitar este efecto se considera un coeficiente de volteo mayor que 3 ($CV > 3$)

$$CV = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} = \frac{1195.56}{235.41}$$

$$CV = 5.08 > 3 \quad \therefore \text{OK (No volteará)}$$

B) REVISIÓN CONTRA DESLIZAMIENTO

Para evitar el deslizamiento se considera un coeficiente mayor a 2 ($Cd > 2$)

$$Cd = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} \cdot 0.38 = \frac{749.80}{24.63} \cdot 0.38$$

$$Cd = 9.13 > 2 \quad \therefore \text{OK (No deslizará)}$$

GRUPO VII

CONCEPTO	CARGA		BRAZO (m)	MOMENTO	
	VERTICAL	HORIZONTAL		VERTICAL	HORIZONTAL
C.A.	131.83	---	1.65	217.52	---
P.P.	437.72	---	1.65	722.24	---
P.A.	34.58	---	0.65	22.43	---
P.T.	34.45	---	0.65	22.39	---
ITP	---	13.13	6.75	---	88.63
TTSE	---	15.82	9.90	---	156.62
SUMA	638.58	28.95	SUMA	984.58	245.25

A) REVISION CONTRA VOLTEO

$$CV = \frac{\sum Nv}{\sum Nh} = \frac{984.58}{245.25}$$

$$CV = 4.01 > 3 \text{ .'. OK (No volteará)}$$

B) REVISION CONTRA DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{\sum Fv}{\sum Fh} \cdot 0.30 = \frac{638.58}{28.95} \cdot 0.30$$

$$Cd = 6.62 > 2 \text{ .'. OK (No deslizará)}$$

CONCLUSION:

Se acepta la sección transversal de la pila (No.2), debido a que los esfuerzos actuantes sobre ella resultaron menores a los permisibles.

La corona se diseñó en base a su geometría y carga móvil 13-53 real, de acuerdo con los Proyectos tipo de Concreto Reforzado de la S.A.H.O.P. (Tomo II, Parte I).

En el plano No. 4 se muestran la elevación, corte y planta de la pila, así como el armado de la corona.

VI. CONCLUSIONES

En base a los objetivos planteados para el presente trabajo, se concluye lo siguiente:

1) Debido a que la S.C.T., a través de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas, pretende ampliar a 4 carriles de circulación la carretera México-Cd. Juárez, en el tramo Aguascalientes-Rincón de Romos; donde se localiza el puente actual que consta de 2 carriles, se considera necesario el Proyecto de la Modernización del Puente Chicalote, para con ello evitar congestionamientos y posibles accidentes por la reducción brusca del carrino con el puente existente.

2) La importancia que presentan los estudios de campo para la realización del proyecto:

a) Estudio Hidrológico

Nos permite determinar el gasto de diseño del proyecto, para su posterior utilización en el cálculo de la socavación.

b) Estudio Topohidráulico

Nos proporciona la información necesaria de las condiciones del terreno y cauce para determinar: la longitud total del puente, número de tramos y tipos de apoyos. Con ello se pretende evitar: área hidráulica insuficiente bajo el puente, sobreelevación del nivel de agua en el cauce y la socavación en los apoyos, provocada por el incremento en la velocidad.

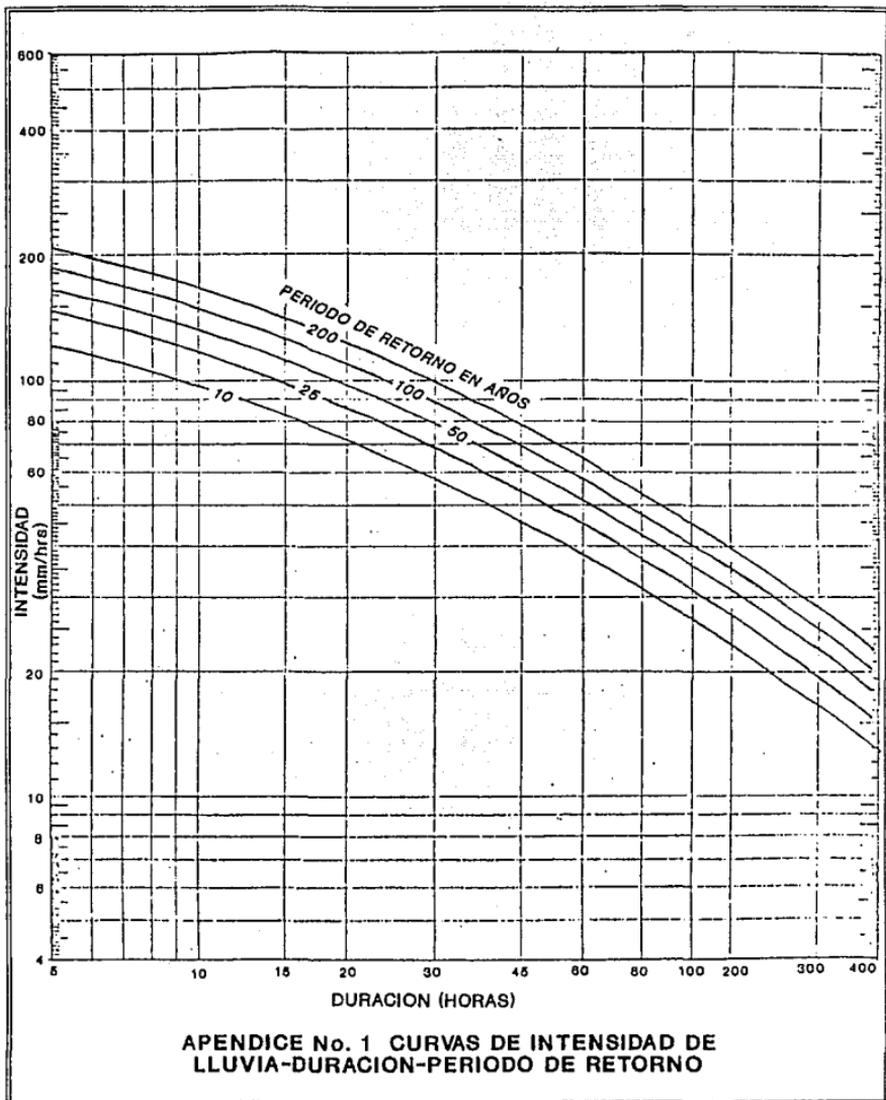
c) Estudio de Mecánica de Suelos

Nos da la recomendación adecuada del tipo de cimentación a emplear, de acuerdo con la capacidad de carga del terreno y su posible asentamiento, por el peso de la estructura.

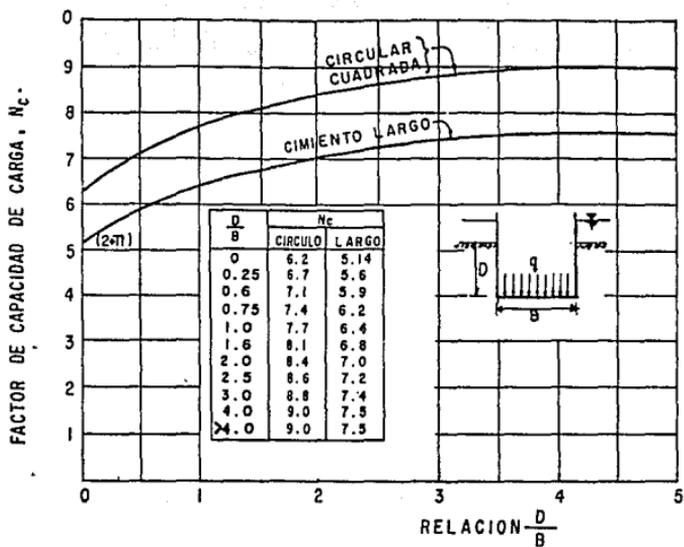
3) En base al análisis y diseño de la superestructura y subestructura, se determinaron la geometría y las propiedades mecánicas de los elementos que las constituyen.

4) De acuerdo con las especificaciones de la S.C.T.--84, los proyectos actuales de puentes carreteros, debido a su importancia y exigencias de trabajo, deben diseñarse con la combinación de cargas móviles T3-S3 real y HS-20, para tener un rango aceptable de seguridad.

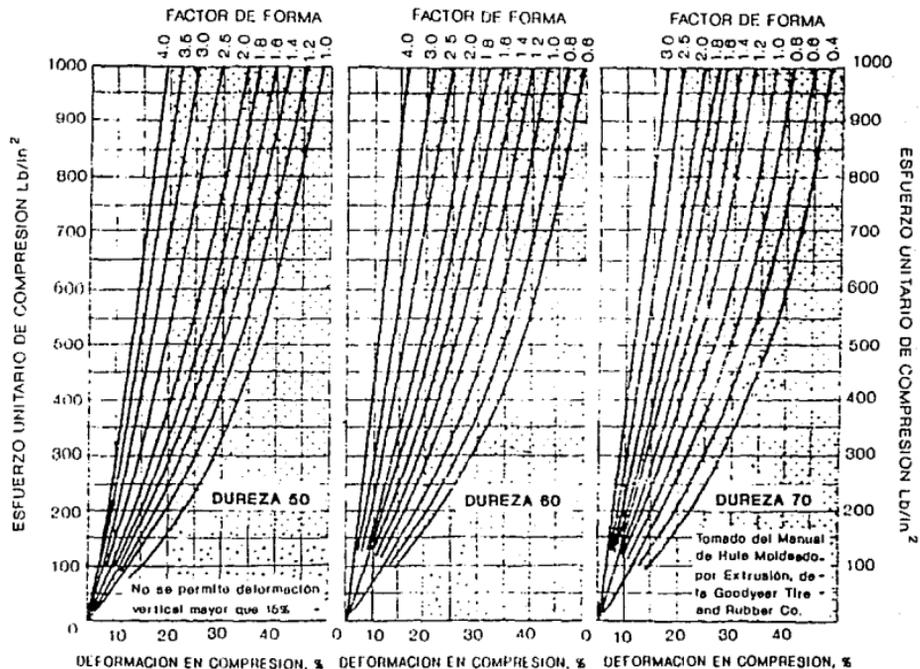
VII. APENDICES



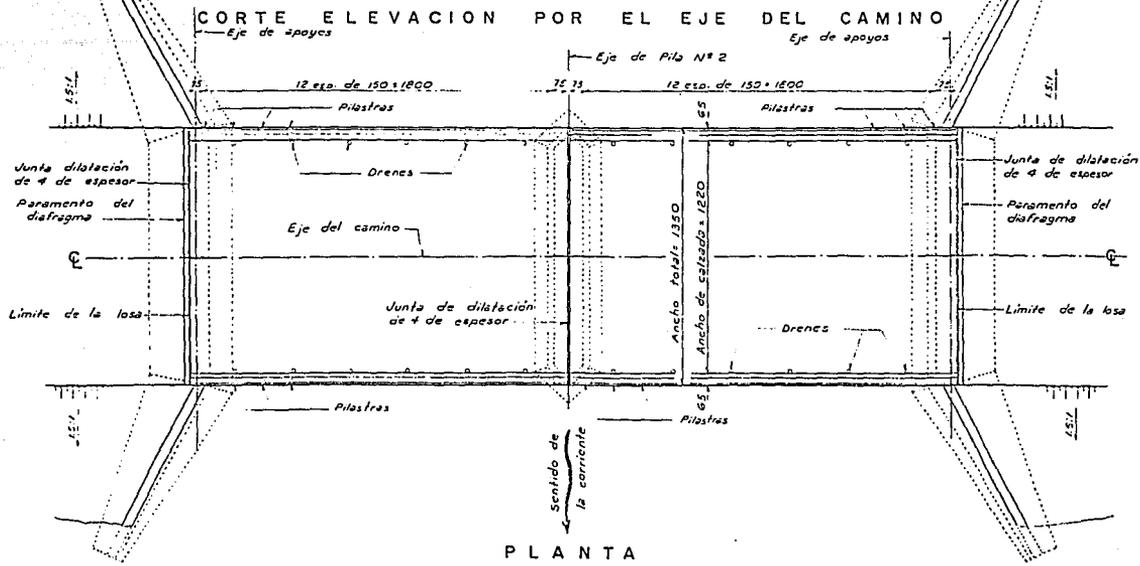
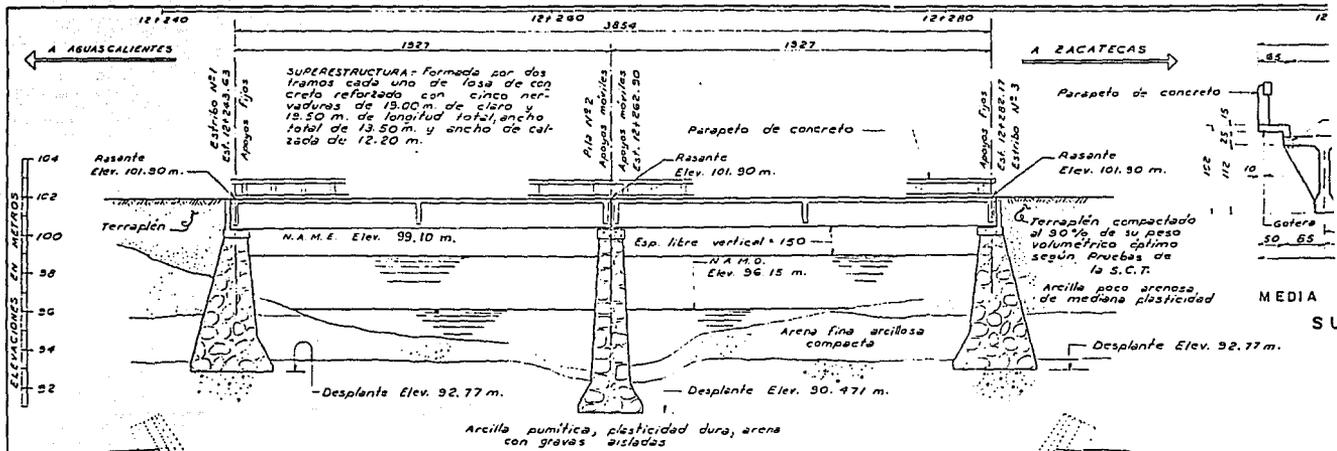
APENDICE No. 1 CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-DURACION-PERIDO DE RETORNO

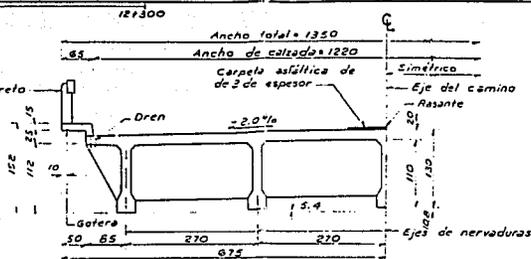
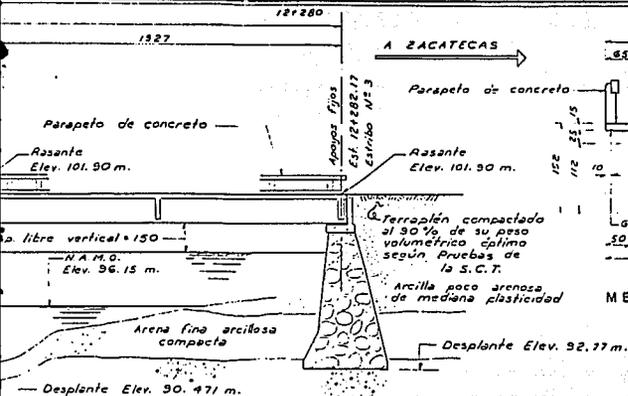


APENDICE No. 2 GRAFICA Y CUADRO PARA LA OBTENCION DE N_c (TEORIA DE SKEMPTON)



APENDICE No. 3 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION
(COMPOSICIONES TÍPICAS DE AFOCOS DE NEOPRENO)



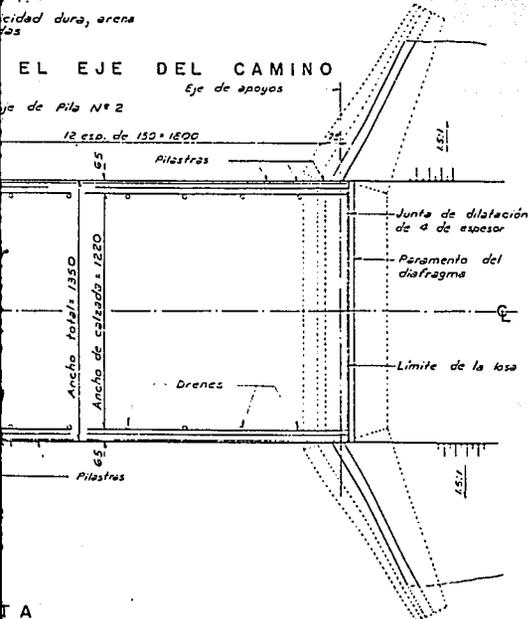


MEDIA SECCION TRANSVERSAL
SUPERESTRUCTURA

NOTAS:
Acolaciones.
En centímetros excepto en donde se indique otra unidad.

Elevaciones:
En metros.

Especificaciones.
Las últimas ediciones de la S.C.T.



MATERIALES

PARAMENTO.
Acero de refuerzo L.E. 24000 kg/cm² — 1052 kg
Concreto de f'c = 250 kg/cm² — 4.2 m³

SUPERESTRUCTURA.
Concreto de f'c = 250 kg/cm²
Acero de refuerzo L.E. 24000 kg/cm²
Concreto asfáltico
Drenes

APDOYOS
Piezas de neopreno de 30 x 40 x 2.5
Piezas de neopreno de 30 x 40 x 1.1

JUNTA DE DILATACION
Sulfite 1-A ó similar de 16 de espesor
Carbón asfáltico de 4 de espesor
Acero estructural A-36
Acero de refuerzo L.E. 24000 kg/cm²

SUBESTRUCTURA.
Acero de refuerzo L.E. 24000 kg/cm²
Concreto de f'c = 250 kg/cm²
Concreto ciclonado
Excavaciones

U.N.A.M.

ENEP. ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

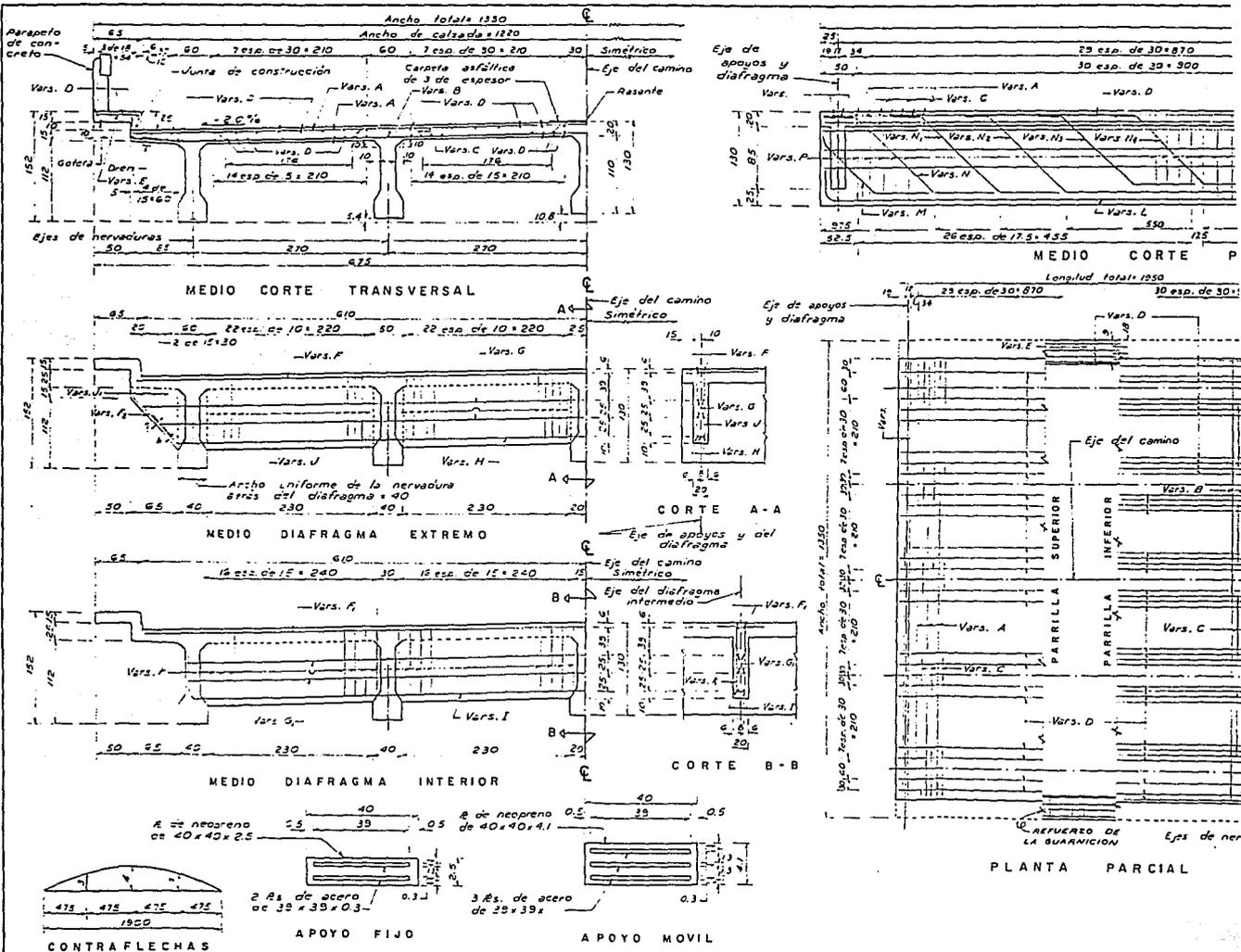


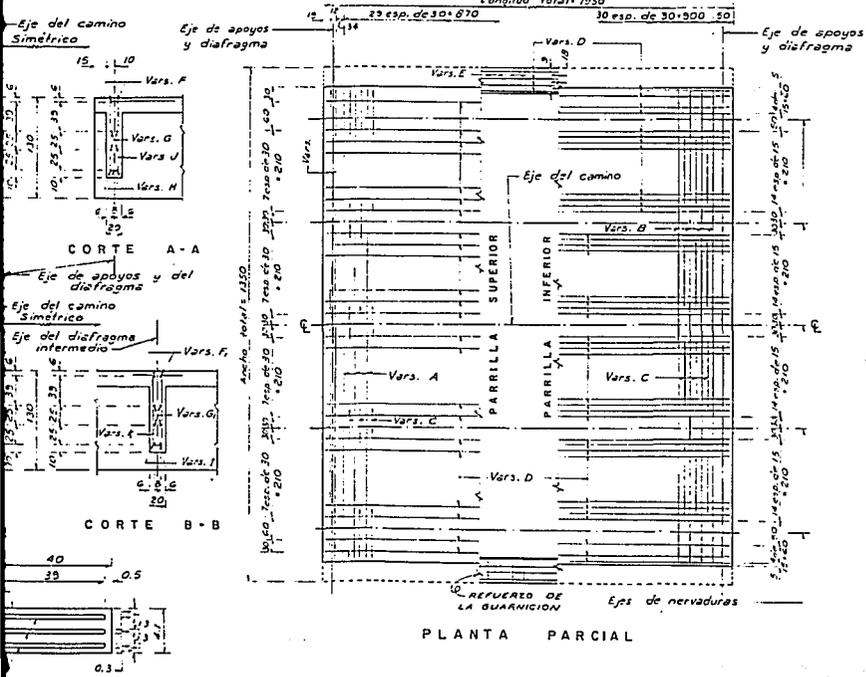
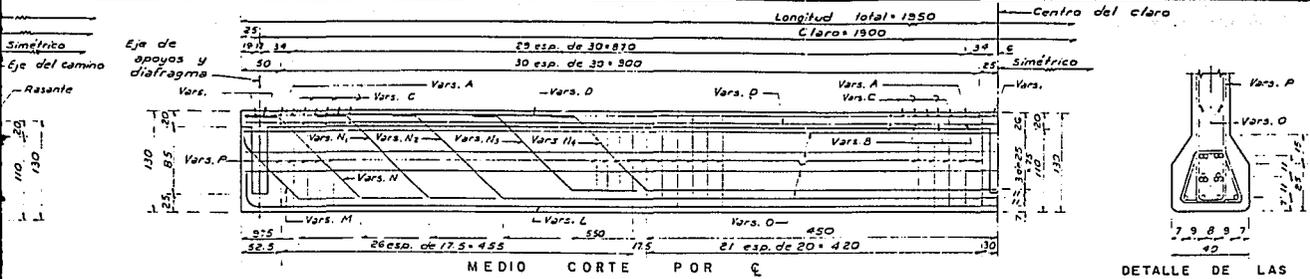
PLANO GENERAL

TESIS
PROFESIONAL

REALIZÓ: ROBERTO MADRERA A

PLANO N.º 1





MATERIALES

LISTA DE VARILLAS

VAR.	DIAM.	NUM.	LONG.	VAR.	NUM.	LONG.	VAR.	NUM.	LONG.	PESO (Kg.)
A	4C	60	1200		16	1200		23	775	
B	5C	62	1200		16	1200		26	1218	
C	5C	60	1340		115	72			1208	
D	4E	114	1200		1940				2212	
E	4C	128	156						200	
F	7C	4	1200						112	
G	4C	2	1200						36	
H	7C	6	1200						4	
I	6C	2	1100						90	
J	6C	8	400						20	
K	4C	68	297						46	
L	12C	20	2045						99	
M	12C	10	2050						50	
N	12C	10	2065						52	
N1	12C	10	2280						57	
N2	12C	10	1720						47	
N3	12C	10	1455						42	
N4	12C	10	1250						37	
O	4C	20	1840						125	
P	4C	400	305						125	

Acero de refuerzo L.E. = 4000 kg/cm² 13741 Kg.
 Concreto de f'c = 250 kg/cm² 89 m³
 Apoyos de acero de 40x40x2.5 5 Pies.
 Apoyos de neopreno de 45x45x4.1 5 Pies.

U.N.A.M.

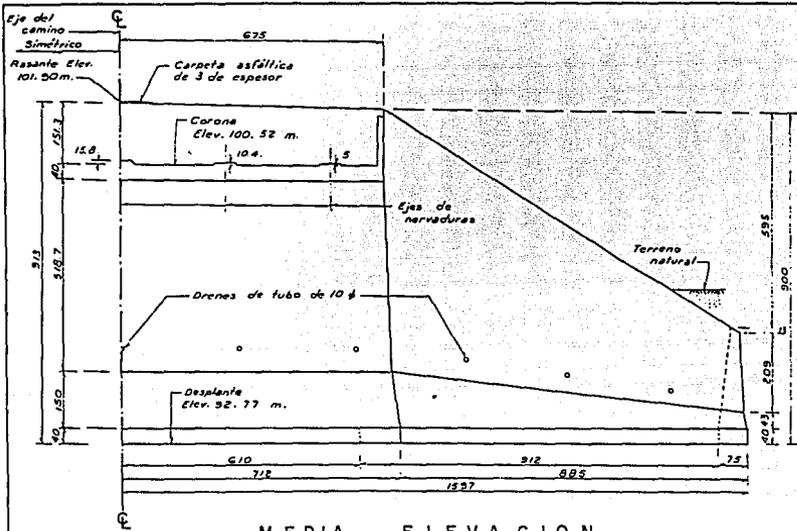
E.N.E.P. ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

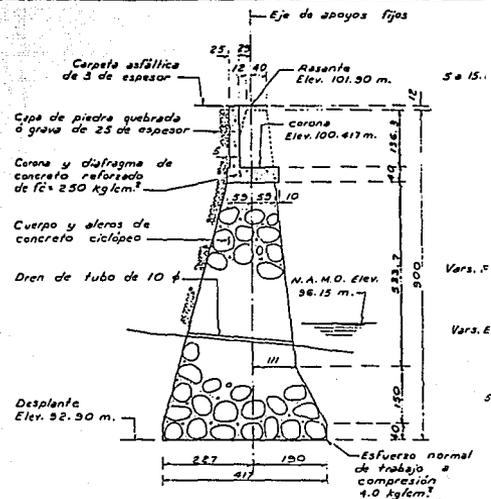
SUPERESTRUCTURA

TEMA PROFESIONAL

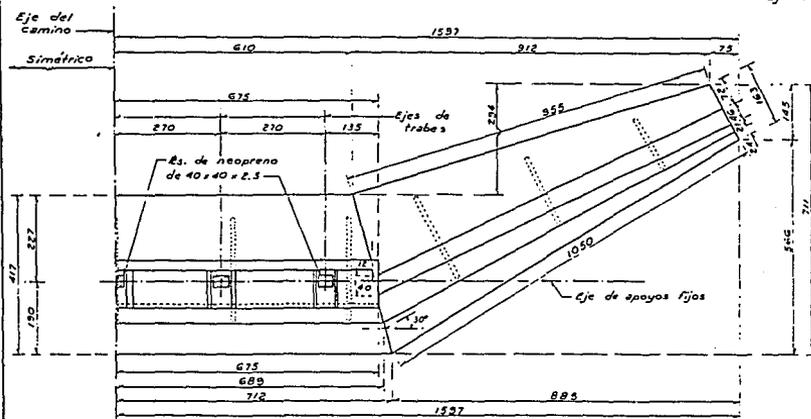
PLANO No. 2



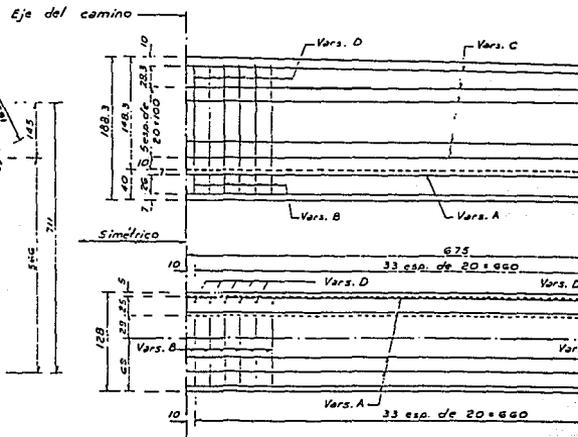
MEDIA ELEVACION

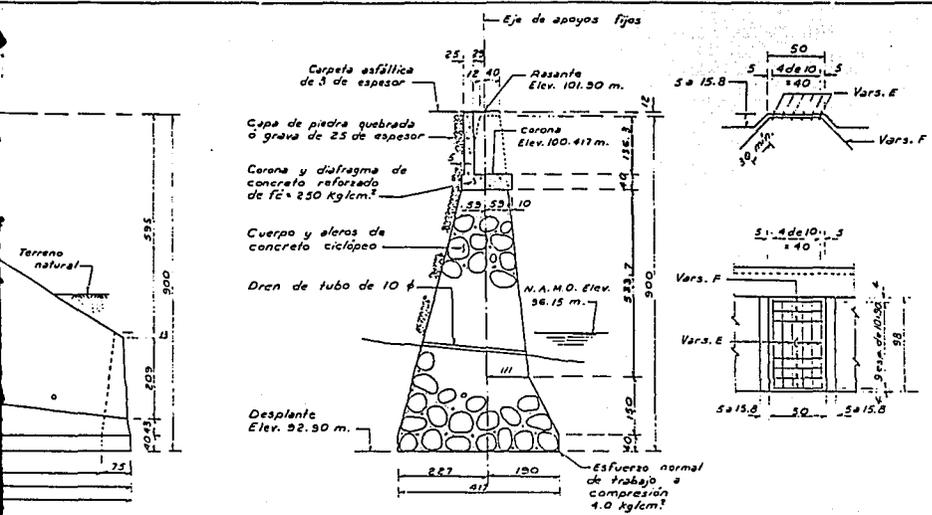


CORTE POR E

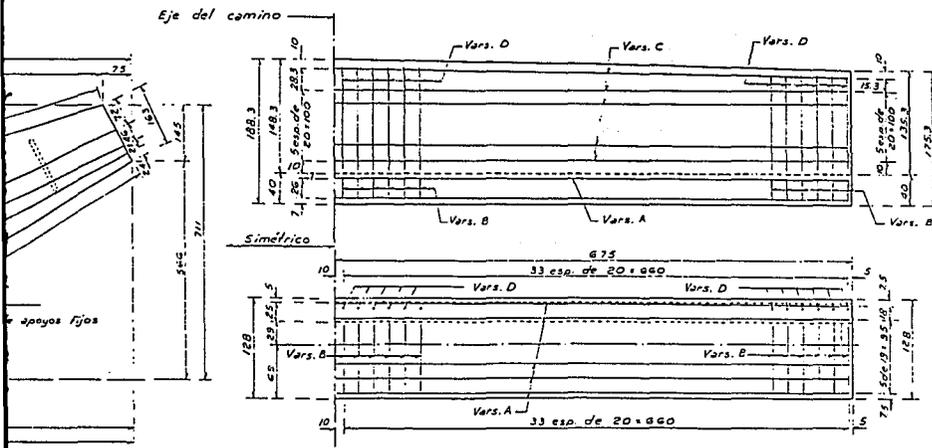


MEDIA PLANTA

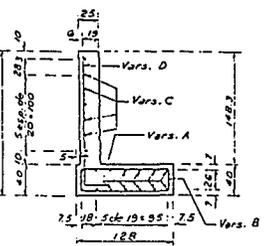




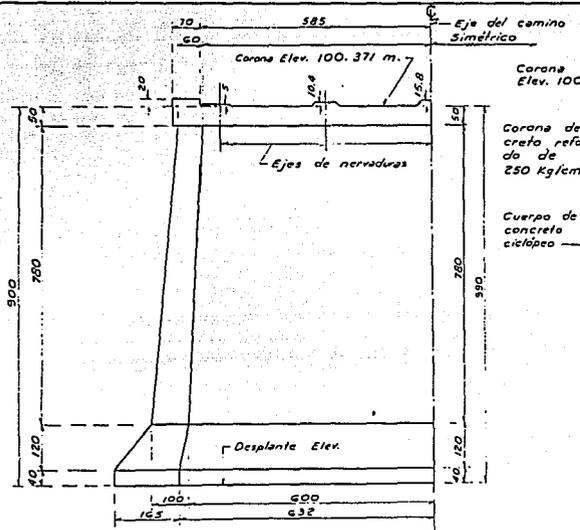
CORTE POR E



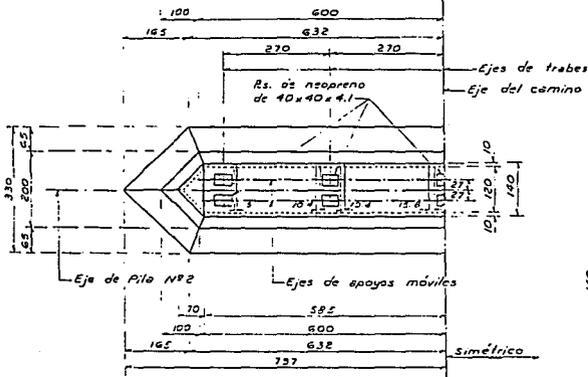
MATERIALES										
LISTA DE VARILLAS										
VAR.	DIAM.	NUM.	LONG. TOT.	C.A.O.U.I.S.	a	b	#250	(kg)		
A	6C	14	1340		1340	-	422			
B	4C	68	302		114	27	205			
C	4C	68	1340		1340	-	511			
D	4C	7	160		140	40	13			
E	4C	45	90		90	-	41			
F	4C	25	131		41	45	33			
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm²							1625	Kg.		
Concreto de f'c = 250 Kg/cm²							11.7	m³		
Concreto ciclopee							463	m³		
Excavaciones							133	m³		



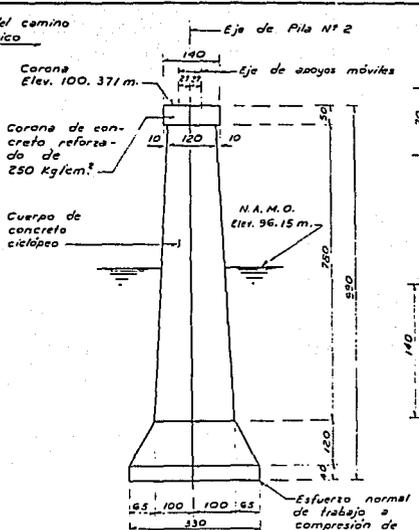
U.N.A.M.	
ENEP. ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
	SUBESTRUCTURA: ESTRIBOS No. 1 Y 3
REALIZO: ROBERTO VAGARRA A.	TIPO: PROFESIONAL
PLANO No. 3	



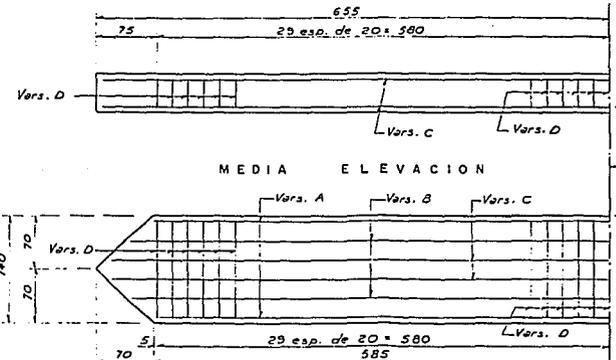
MEDIA ELEVACION



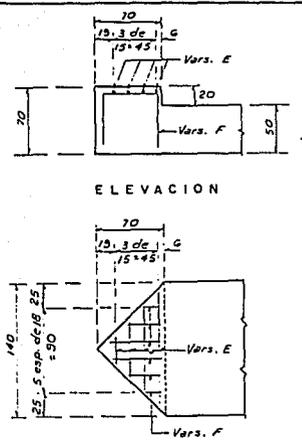
MEDIA PLANTA



VISTA



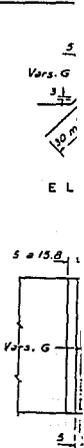
MEDIA PLANTA REFUERZO DE LA CORONA



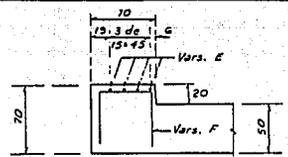
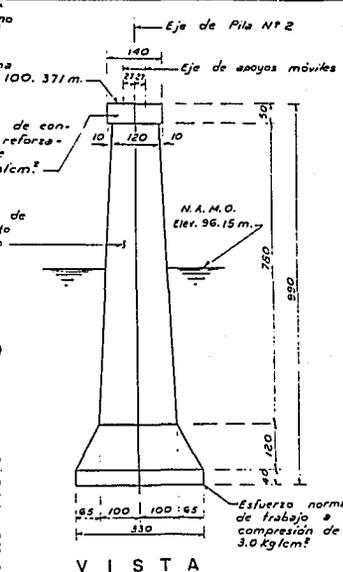
ELEVACION



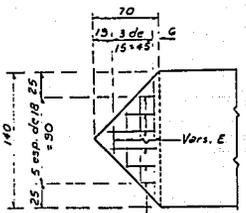
PLANTA REFUERZO DE LOS TOPES



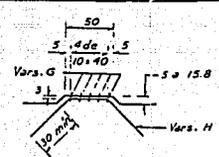
PLANTA REFUERZO DE LOS TOPES



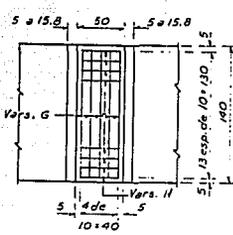
ELEVACION



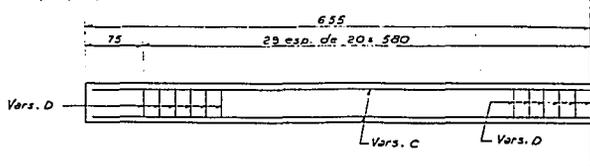
PLANTA REFUERZO DE LOS TOPES



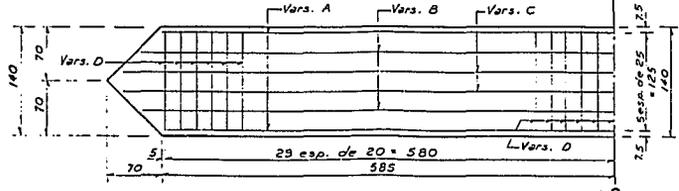
ELEVACION



PLANTA REFUERZO DE LOS BANCOS

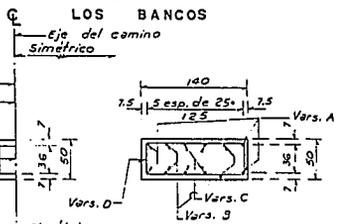


MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA

REFUERZO DE LA CORONA



CORTE POR E

MATERIALES

LISTA DE VARILLAS							
VAR.	DIAM.	NUM.	LONG. (M)	CROQUIS	a	b	PESO (Kg)
A	8C	4	1170		1170	-	187
B	8C	4	1230		1230	-	197
C	8C	4	1230		1230	-	206
D	4C	55	234		108	29	174
E	4C	2	100		110	45	12
F	4C	2	100		113	45	14
G	4C	15	130		130	-	20
H	4C	4	131		41	45	55

Acero de refuerzo L.E. \geq 4000 kg/cm² _____ 865 Kg.
 Concreto de f'c \geq 250 kg/cm² _____ 8.3 m³
 Concreto ciclópeo _____ 113 m³
 Excavaciones _____ 105 m³

U.N.A.M.	
E.N.E.P. ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
	TITULO PROFESIONAL
SUBESTRUCTURA: PILA CENTRAL No. 2	
REALIZO: ROBERTO MADRERA A.	PLANO No. 4

VIII. BIBLIOGRAFIA

1. SALAS Rico, Raul: Proyecto y diseño de puentes. Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas. S.C.T. México, 1976.
2. XELHUAMTZI Avila, Oscar M.: Hidráulica en cruces carreteros. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. México, 1987.
3. "Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros". S.C.T.-84. Tomos I y II.
4. "Proyectos tipo de elementos de concreto reforzado". S.A.H.O.P.- 88. Parte I.
5. JUAREZ Badillo, Eulalio: MECANICA DE SUELOS. Fundamentos de la mecánica de suelos. Tomo I. Ed. LINUSA. 2ª Ed. México, 1989.
6. JUAREZ Badillo, Eulalio: MECANICA DE SUELOS. Teoría y aplicación de la mecánica de suelos. Tomo II. Ed. LINUSA. 2ª Ed. México, 1989.
7. JUAREZ Badillo, Eulalio: MECANICA DE SUELOS. Flujo de agua en suelos. Tomo III. Ed. LINUSA. 2ª Ed. México, 1989.
8. "Generalidades y Tipología de Puentes". Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas. Subsecretaría de Infraestructura. S.C.T. México, 1987.