



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ELEMENTOS PREFABRICADOS
DEL PUENTE VEHICULAR EJE 5 PONIENTE – RÍO MIXCOAC”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

FLORENTINO RAMÍREZ SÁNCHEZ.
MIGUEL ANGEL SERNA VEGA.

DIRECTOR DE TESIS
ING. FRANCISCO DE JESÚS CHACÓN GARCÍA.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MÉXICO, D.F. 1999

C3
2aj



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

Señores
FLORENTINO RAMIREZ SANCHEZ
MIGUEL ANGEL SERNA VEGA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. FRANCISCO DE JESUS CHACON GARCIA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ELEMENTOS PREFABRICADOS DEL PUENTE VEHICULAR EJE 5 PONIENTE-RIO
MIXCOAC"**

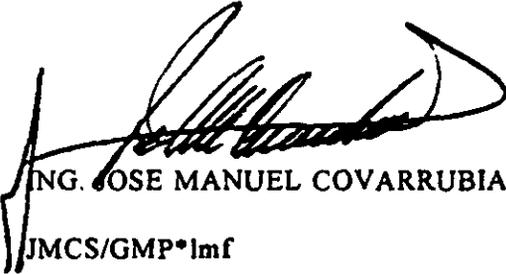
- INTRODUCCION**
- I. ESTUDIOS PRELIMINARES**
 - II. DETERMINACION DE LAS ACCIONES DE DISEÑO**
 - III. CIMENTACION**
 - IV. ANALISIS ESTRUCTURAL**
 - V. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS**
 - VI. TRANSPORTE Y MONTAJE DE LOS PREFABRICADOS**
 - VII. ENSAMBLE**
 - VIII. CONCLUSIONES**
- ANEXOS**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 23 de septiembre de 1997.
EL DIRECTOR.

SET. 1998


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

DEDICATORIAS

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Madre generosa y Fuente Inagotable de Conocimiento, que nos Recibió en sus Brazos y que Sembró en Tierra Fértil la Semilla que Ahora Comienza a Germinar, Diminuta y Frágil, Pero que Algún Día con Esfuerzo, Dedicación y Paciencia llegará seguramente a convertirse en Fuerte Roble Majestuoso.

A LA FACULTAD DE INGENIERÍA.

Hogar al que Siempre Honraremos y Levantaremos en Alto con el Orgullo Constante de Saber Que Formamos Parte de Él.

Al Ing. Francisco de Jesús Chacón García, Por su Valiosa e Insustituible Dirección y Asesoría.

DEDICATORIAS

A la memoria de mi madre María del Carmen Sánchez Salas por el camino que me marco, su comprensión y el amor incondicional que siempre me brindo que ante todo en su vida fuimos primero en cualquier situación, nunca habrá un momento de olvido hacia ella por que siempre esta presente en nuestro ser, y lo único que me mantiene en pie es que tarde o temprano estaré contigo.

A mi padre Florentino Ramírez Ricaño que a pesar de su apoyo incompleto, le dedico una parte de este esfuerzo con cariño y a pesar de todo he tomado lo bueno de él.

A mis queridos hermanos, Arq. Eduardo Ramírez Sánchez, Lic. María Magdalena Ramírez Sánchez, Lic. José Luis Ramírez Sánchez los cuales me han dado su apoyo, comprensión y cariño y han sido un ejemplo para mí y decirles que ante cualquier situación siempre tendremos que salir adelante.

A mis dos hermosas sobrinas Paola Bibiana Ramírez Preciado, Carmen María Ramírez Preciado, con mucho cariño y a su mamá Julieta Preciado Salazar que le ha dado a mi hermano José Luis apoyo y amor.

A mi futuro cuñado Juan Martín Jiménez Morino que me ha brindado su apoyo, sus consejos que han sido de gran ayuda y por ser gran compañero con mi hermana.

Florentino Ramírez Sánchez.

DEDICATORIAS

A mi hija Daniela Use por todo ese tiempo que le robé a su infancia y que aún no se como voy a poder recuperarlo. Por ti escalaré peldaño por peldaño cada oportunidad que me presente la vida. Por ti me esforzare cada minuto por ser mejor. por que tu eres mi fuerza y la miel que endulza mi existencia.

A Ana Lilia que tanto representa en mi vida y que es un diamante precioso al que hay que pulir con esmero y paciencia a través del tiempo para obtener al fin la preciada joya que guarda dentro de si. "La fe es el Bastón del ciego y, sin el se perdería sin remedio. No sientas que jamás amanecerá, la luz no puede estar tan lejos cuando la oscuridad a reinado ya por tanto tiempo".

A mi padre Angel Serna Cruz y a mi Abuela Isabel Cruz por que jamás me dejaron solo ni por un momento en los momentos más difíciles de mi vida, y remendaron mis heridas con el amor más puro e incondicional que he conocido. Padre lo único que puedo brindarte es la humilde ofrenda de mis logros " mil veces gracias por ser la única persona que siempre ha creído en mi".

A mi Madre Elvira Vega Oregel que nunca podrá imaginarse cuanto la extrañé y la falta que me hizo su cariño. por su valioso apoyo sin el cual no me hubiera sido posible alcanzar esta meta tan importante en mi vida. Gracias Mama.

A un gran amigo; Antonio López Sánchez que sin necesidad alguna de hacerlo siempre me ayudo en todo lo que estuvo a su alcance, en muchas ocasiones levanto mi quebrado ánimo, y con sus consejos y ejemplo le dio dirección a mi vida, simplemente gracias por todo.

A mi Hermano Edgar Alejandro compañero inseparable de toda la vida que ha compartido gota a gota conmigo todos los tragos amargos y felicidades que la vida me ha entregado. .

Miguel Angel Serna Vega

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 JUSTIFICACIÓN DE LA IMPLANTACIÓN.....	7
1.1 ANTECEDENTES.....	7
1.2 SITUACIÓN ANTES DE LA IMPLANTACIÓN.....	2
1.3 DATOS DE OPERACIÓN.....	3
1.3.1 AFOROS VEHICULARES.....	3
1.3.2 AFOROS DIRECCIONALES.....	14
1.3.3 AFOROS PEATONALES.....	15
1.3.4 ACCIDENTES DE TRÁNSITO.....	15
1.4 DIAGNÓSTICO Y PRONÓSTICO.....	15
1.4.1 VOLUMENES VEHICULARES ASIGNADOS PARA PROYECTO.....	17
1.4.2 VOLUMENES VEHICULARES GENERADOS.....	17
1.4.3 VOLUMENES VEHICULARES INDUCIDOS	17
1.5 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	18
1.6 ESTUDIO BENEFICIO - COSTO.....	18
1.7 COMENTARIOS.....	19
CAPITULO 2 DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO.....	20
2.1 CARGA MUERTA.....	21
2.2 CARGA VIVA.....	21
2.2.1 CARGA VIVA DEBIDA A TRÁFICO.....	21

	Pág.
2.2.2 CARGA VIVA PEATONAL.....	24
2.3 IMPACTO	24
2.4 ESFUERZOS POR VARIACION TÉRMICA.....	26
2.5 CARGA POR SISMO.....	26
2.5.1 ASPECTOS GENERALES SOBRE LA OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.....	27
2.5.2 MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO.....	27
2.5.3 CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZANTALES.....	29
CAPITULO 3 CIMENTACIÓN.....	32
3.1 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	32
3.1.1 ZONA GEOTÉCNICA EN DONDE SE ENCUENTRA UBICADO EL PUENTE VEHICULAR DE ACUERDO A LA DIVISIÓN QUE PARA ESTE EFECTO CONSIDERA EL R.C.D.D.F.	33
3.1.2 PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	36
3.1.3 ESTATIGRAFÍA DEL LUGAR.....	36
3.2 SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	49
3.2.1 CRITERIOS DE CAPACIDAD DE CARGA EMPLEADOS.....	49
3.2.2 ELEMENTOS DE LA CIMENTACIÓN.....	54
3.2.3 EXCAVACIÓN.....	60
3.2.4 HUNDIMIENTOS CALCULADOS A CORTO Y LARGO PLAZO.....	61
CAPITULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	63
4.1 ETAPAS DEL CÁLCULO.....	64
4.1.1 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR.....	64
4.1.1.1 MODELO GEOMÉTRICO.....	64

	Pág.
4.1.1.2 MODELO DE CONDICIONES DE CONTINUIDAD EN LAS FRONTERAS.....	69
4.1.1.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.....	72
4.1.2 CONSIDERACIÓN DE LAS ACCIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	72
4.1.2.1 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA MUERTA.....	73
4.1.2.2 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA VIVA.....	73
4.1.2.3 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA ACCIDENTAL.....	73
4.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE ACUERDO AL MANUAL TÉCNICO PARA EL POYECTO DE PUENTES CARRETEROS DE LA S.C.T.....	74
4.2.1 POSICIÓN DE LAS CARGAS PARA EL CALCULO DE ESFUERZO CORTANTE.....	74
4.2.2 MOMENTOS FLEXIONANTES EN LARGUEROS Y VIGAS LONGITUDINALES.....	74
4.2.3 VIGAS MULTIPLES DE CONCRETO PRECOLADO.....	75
4.3 ANÁLISIS SÍSMICO.....	77
 CAPITULO 5 CRITERIOS GENERALES EMPLEADOS EN EL DISEÑO Y PROCEDIMIENTO DE PREFABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	 80
5.1 PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	80
5.2 CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....	81
5.2.1 REFUERZO MÍNIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.....	81
5.2.2 REFUERZO POR CORTANTE.....	82
5.2.3 REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN.....	83
5.2.4 ESFUERZOS PERMISIBLES POR CARGA DE TRABAJO EN ELEMENTOS REFORZADOS.....	85
5.2.5. CONSIDERACIONES QUE SE DEBEN TOMAR PARA ESTRUCTURAR LOS ELEMENTOS.....	86
5.3 CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO.....	87
5.3.1 TEORIA DE DISEÑO Y CONSIDERACIONES GENERALES.....	87

	Pág.
5.3.2 SUPOSICIONES BÁSICAS.....	87
5.3.3 ESFUERZOS PERMISIBLES.....	88
5.3.4 PERDIDAS DE PREESFUERZO.....	90
5.3.5 FLEXIÓN.....	92
5.3.6 PORCENTAJES DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO.....	93
5.3.7 ANCLAJE Y CABLES DE PRESFUERZO.....	94
5.3.8 DILATACION Y CONTRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS.....	94
5.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	95
5.4.1 VENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.....	95
5.4.2 TIPOS DE PREFABRICACIÓN.....	96
5.4.3 COMPARACIÓN ENTRE PREFABRICACIÓN Y LA CONSTRUCCIÓN MONOLÍTICA.....	97
5.5 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	98
5.5.1 CONCRETO PRESFORZADO.....	98
5.5.2 PRETENSADO.....	99
5.5.2.1 VENTAJAS DEL PRETENSADO.....	101
5.6 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	102
5.6.1 ELEMENTOS MÍNIMOS QUE DEBEN EXISTIR EN UNA PLANTA DE FABBRICACIÓN.....	106
5.6.2 SECUENCIA TÍPICA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	108
5.6.2.1.LIMPIEZA.....	108
5.6.2.2.CONSTRUCCIÓN DE CIMBRA O MOLDE.....	108
5.6.2.3.ACEITADO DE LOS MOLDES.....	109
5.6.2.4.COLOCACIÓN DE LOS TORONES, EL REFUERZO Y LOS DETALLES (PIEZAS AHOGADAS EN EL CONCRETO).....	109

	Pág.
5.6.2.5. APLICACIÓN DEL ESFUERZO A LOS TORONES.....	110
5.6.2.6. CONFORMACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.....	112
5.6.2.7. VIBRADO Y COMPACTACIÓN.....	115
5.6.2.8. ACABADO DE LA SUPERFICIE.....	116
5.6.2.9. INSPECCIÓN.....	116
5.6.2.10. CURADO CON VAPOR.....	117
5.6.2.11. DECIMBRADO.....	119
5.6.2.12. ALMACENAMIENTO.....	120
5.7 SEGURIDAD.....	122
5.7.1 MEDIDAS DE SEGURIDAD EN EL TENSADO.....	122
CAPITULO 6 ENSAMBLE.....	124
6.1 HERRAMIENTAS.....	124
6.2 TRANSPORTE.....	142
6.2.1 MAQUINARIA Y EQUIPOS UTILIZADOS.....	142
6.2.2 ESTUDIOS DE RUTA.....	145
6.2.3 RECOMENDACIONES.....	146
6.3 MONTAJE.....	146
6.3.1 SELECCIÓN DE MAQUINARIA.....	147
6.3.2 PREPARATIVOS NECESARIOS.....	151
6.3.3 ESTUDIO DE MANIOBRAS.....	155
6.3.4 TOPOGRAFÍA (EN LA COLOCACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS).....	160

	Pág.
7 ENSAMBLE.....	161
7.1 UNIÓN DE COLUMNA A CIMIENTO.....	163
7.2 UNIÓN COLUMNA A CABEZAL.....	163
7.3 UNIÓN CABEZAL A TRABE DE APOYO.....	166
7.4 UNIÓN TRABE DE APOYO A TRABE DE CIERRE.....	166
7.5 UNIÓN TRABE DE CIERRE A MURO ESTRIBO.....	167
CAPITULO 8 CONCLUSIONES.....	180
8.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	181
8.2 DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO.....	181
8.3 CIMENTACIÓN.....	182
8.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	182
8.5 DISEÑO Y PROCESO DE FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	183
8.6 TRANSPORTE Y MONTEJE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	184
8.7 ENSAMBLE.....	184
BIBLIOGRAFÍA.....	185
FUENTES Y REFERENCIAS.....	187

INTRODUCCIÓN.

El puente vehicular eje 5 Poniente - Río Mixcoac, constituye por si mismo una solución particular a un problema de vialidad agudo como tantos otros que se presentan en nuestra ciudad y que causan constantes problemas de congestión vehicular, accidentes, contaminación, y pérdida de tiempo a todos los habitantes de esta urbe.

El Departamento del Distrito Federal contempla dentro de sus programas a corto plazo un proyecto de continuidad, recuperación de los niveles de operación ya rebasados y calidad de servicio de la red vial, con esto pretende dar solución a cada uno de los puntos que presenten un problema serio de vialidad en la ciudad, a través de la realización de obras de tipo puntual.

Ahora si bien el objetivo de esta tesis no es el de estudiar con detalle los alcances y metas contemplados en dicho programa, la información proporcionada anteriormente nos sirve como marco de referencia y justificación de la alternativa de construcción del puente vehicular que aquí estudiaremos.

El capítulo número uno de la tesis está dedicado precisamente al estudio de la problemática vial que existía en el lugar antes de la implementación del puente y del tipo de estudios realizados, necesarios para la determinación de la alternativa, que sirvieron como base para el diagnóstico y pronóstico del desarrollo urbano de la zona de conflicto.

El capítulo número dos tiene el objetivo de explicar las consideraciones tomadas en el proyecto estructural, para la determinación de las acciones de diseño, como son carga muerta, carga viva, carga sísmica y cargas de menor importancia, desplegando los criterios utilizados para la obtención de cada una de ellas contenidos en los diversos manuales existentes para tal aspecto.

En el capítulo tres, se proporciona la información general sobre el tipo de cimentación empleada para la estructura, contiene aspectos tales como: zona geotécnica en donde se localiza el proyecto, de acuerdo a la división hecha por el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal.

(R.C.D.D.F.), resultados de las pruebas de campo y laboratorio realizadas para el proyecto, criterio de capacidad de carga empleado, magnitud de las cargas que recibe la cimentación, tipos de deformaciones esperadas durante la etapa de construcción principalmente y el proceso constructivo general, seguido para la construcción de la cimentación.

El análisis estructural es la problemática tocada en el capítulo cuatro, en donde se describe de forma cualitativa paso a paso el proceso típico de análisis utilizado para este tipo de estructuras tan peculiares desde la idealización matemática de las acciones actuantes y respuesta estructural del puente, hasta el tipo de herramientas computacionales utilizadas para la resolución del problema estructural. En el mismo capítulo se hace una reflexión sobre las constantes incertidumbres presentes en la determinación de la magnitud y posición de las acciones y respuesta estructural.

El capítulo número cinco constituye la parte medular de nuestra tesis y en él se contemplan desde los criterios utilizados para el diseño estructural de los elementos prefabricados del puente vehicular, hasta las etapas de fabricación de los elementos seguidas en la planta ubicada en Texcoco.

Aspectos tales como elección de materiales de calidad, cimbra, dosificación, proporcionamiento y tensado de acero, vaciado del concreto, vibrado, curado, almacenaje y medidas de control de calidad utilizados en la planta son descritos con detalle en dicho capítulo. Adicionalmente se resaltan las ventajas y desventajas que guarda este procedimiento respecto a otros como lo son la construcción de la estructura a la manera tradicional

(fabricación del concreto INSITU) o la implementación de estructuras de acero. Temas adicionales que constituyen parte de este mismo proceso como lo son transporte y montaje de los elementos prefabricados de concreto, son retomados en otro capítulo por separado debido a su extensión e importancia dentro del proyecto.

Los capítulos seis y siete constituyen el complemento del tema comenzado en el capítulo cinco, y se refieren a la parte subsecuente, a la de fabricación de las piezas, necesario para complementar el proceso constructivo estructural. En el primero se contemplan aspectos como transporte y montaje de los elementos, las características de los equipos y herramientas utilizadas para esta actividad, hasta las recomendaciones y precauciones que se deben tener para evitar que los elementos se dañen. En el segundo se retoman la gran influencia que tienen las conexiones entre elementos, y juntas constructivas necesarias sobre el comportamiento real que presenta la estructura, se analizan las características de cada una de las idealizaciones de los apoyos que fueron utilizadas en el puente, así como comentarios sobre los procesos constructivos y la supervisión requeridos para que dichos apoyos funcionen bajo las condiciones con que fueron ideados.

Por lo demás el capítulo ocho reúne las conclusiones y comentarios totales producto del análisis de toda la información dispuesta en esta tesis, las conclusiones y observaciones se hicieron capítulo por capítulo con el objetivo de cubrir de una mejor manera el contenido y de lograr un mejor ordenamiento y comprensión de las ideas que sin duda facilitará la lectura de las mismas.

DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EJE 5 PONIENTE - RÍO MIXCOAC.

El Puente Eje 5 Poniente - Río Mixcoac, ubicado en México D.F en la Delegación Alvaro Obregón, formado por elementos prefabricados (pretensados), debido a la presencia de instalaciones inducidas como son las torres de Alta Tensión de la Comisión Federal de Electricidad y ductos de Pemex por lo cual esto ocasionó que el puente se dividiera y se proyectarán en dos cuerpos A y B el primero esta orientado al Poniente con su sentido vehicular de Norte a Sur y el segundo hacia el oriente con su sentido de Sur a Norte, su finalidad del puente como sabemos es para abarcar claros el cual esta es una cañada muy accidentada así como un canal que viene de aguas arriba del Río Mixcoac.

El proyecto lo realizó RIOOBBO S.A. de C.V. y se lo vendió al gobierno por medio de la Dirección General de Obras Públicas (D.G.O.P), esta dependencia estuvo acargó de la supervisión abarcando desde su fabricación, transporte y montaje en donde lo llevó acabo el grupo MYCSA (Pretencreto, S.A. de C.V) y respecto a la obra civil estuvo a cargo JAVAC S.A. de C.V. el Puente se construyo en año y medio teniendo como fecha de inauguración el 7 de enero de 1998 estando en la presidencia de la República Mexicana el Lic.Ernesto Zedillo Ponce de León.

CARACTERÍSTICAS DE LOS CUERPOS:

CUERPO A:

Ubicación: Poniente.

Longitud: 170.60 mts.

Altura Promedio: 24 mts.

No. de Pilas: 38

No. de Zapatas: 2

No. de Candeleros: 8

No. de Columnas: 8

No. de Cabezales: 4

No. de Trabes de Apoyo (TA): 8

No. de Trabes de Cierre (TC): 12

No. de Muros Estribos: 2

CUERPO B:

Ubicación: Oriente.

Longitud: 237.60 mts.

Altura Promedio: 24 mts.

No. de Pilas: 54

No. de Zapatas: 3

No. de Candeleros: 12

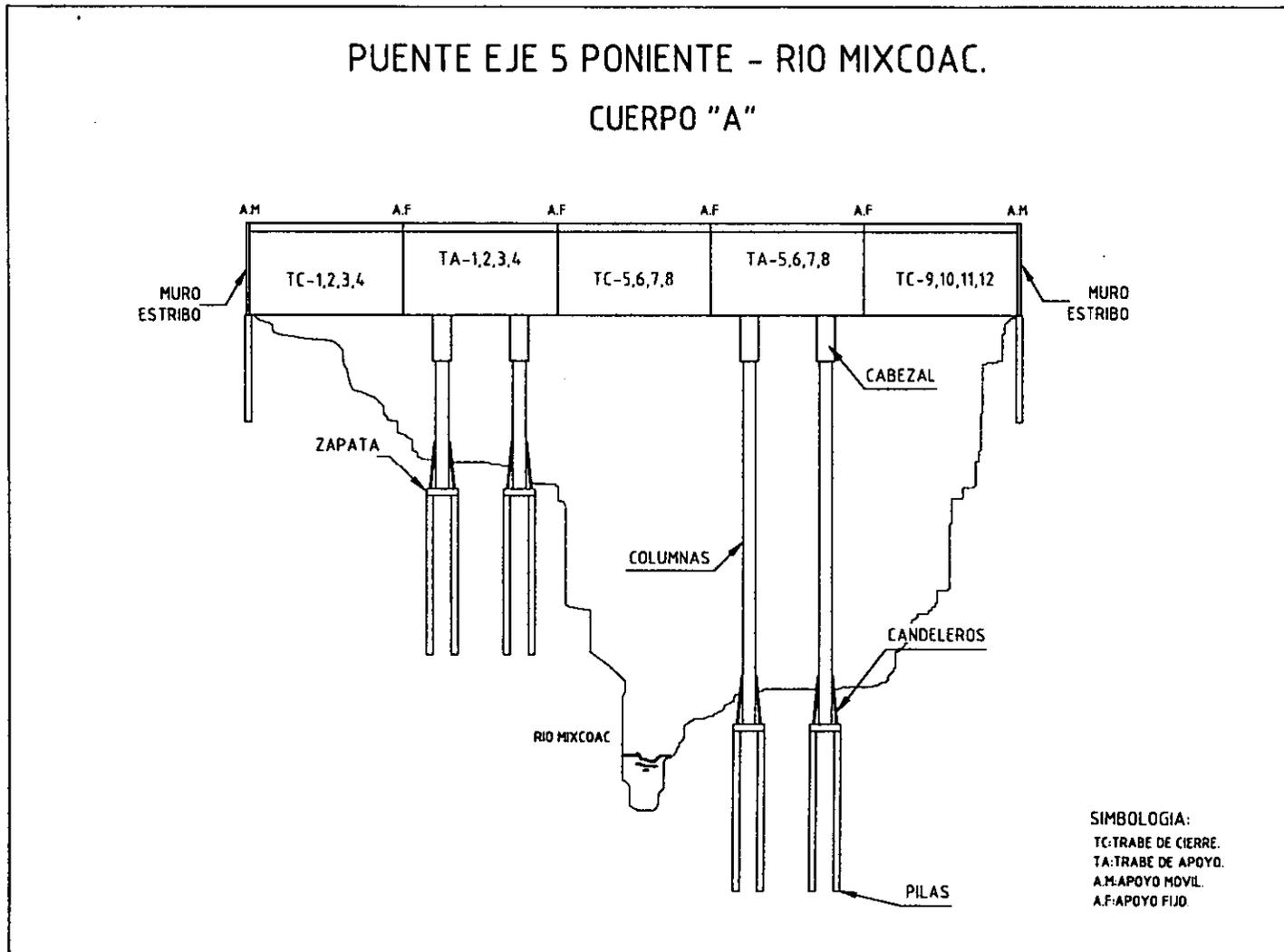
No. de Columnas: 12

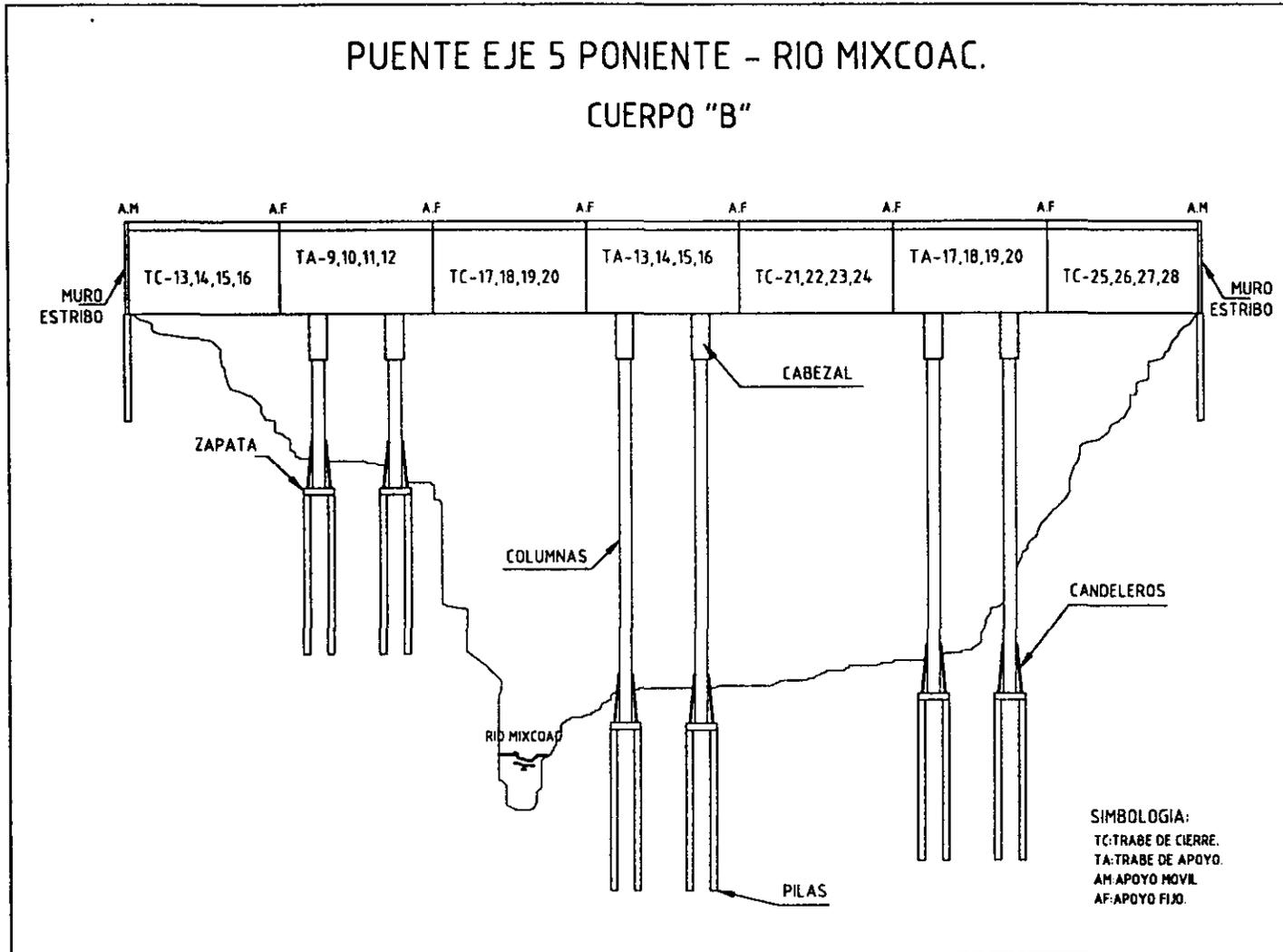
No. de Cabezales: 6

No. de Trabes de Apoyo (TA): 12

No. de Trabes de Cierre (TC): 16

No. de Muros Estribos: 2





C A P Í T U L O 1

JUSTIFICACIÓN DE LA
IMPLANTACIÓN

1. JUSTIFICACIÓN DE LA IMPLANTACIÓN.

1.1 ANTECEDENTES.

Dentro de los programas prioritarios a corto plazo que el Departamento del Distrito Federal realiza, a través de la Dirección de Obras Públicas, está la realización del proyecto de Continuidad y Recuperación de los Niveles de Operación y Calidad de servicio de la Red Vial en la ciudad de México, Contemplado dentro del Plan Integral de Vialidad y Transporte.

Un punto de conflicto vehicular digno de la atención de este tipo de programa, como deben de estar contemplados otros puntos más, es una parte del recorrido de la vialidad principal (eje 5 Poniente Alta Tensión) que tenía continuidad, prácticamente en el último tramo, a partir de la transición de Av. del Rosal a Rosa China, la zona carecía de una continuidad o liga hacia la parte sur, ya que existe el Acuífero Cañada de los Helechos afluente del río Mixcoac. El cual se convertía en un obstáculo para que los volúmenes vehiculares y de personas que se trasladaban de un lugar a otro en el sentido transversal y longitudinal a la radial Alta Tensión.

Para tal efecto estos movimientos se realizaban a través de recorridos excesivamente largos y complicados, generados por los desniveles del terreno y lo complicado de la traza urbana, para dar continuidad se requieren una serie de obras puntuales como es el caso del Puente Vehicular Alta Tensión Eje 5 Poniente - Río Mixcoac, por lo tanto podemos afirmar que la decisión de implantación de esta solución obedece al plan integral de vialidad y transporte.

En resumen la cañada existente en este lugar constituía un obstáculo vial, que obligaba a los usuarios de la avenida alta tensión (en el lado norte) y a los usuarios de Av. Centenario (en la parte sur) a usar el anillo periférico como vía de enlace obligatoria entre los dos puntos, lo que representaba un recorrido aproximado de 50 a 80 minutos en las horas pico.

La presente justificación se realiza con base al diagnóstico obtenido mediante la información recopilada en campo, se describen las vialidades en estudio y su movilidad dentro del contexto urbano en que se desenvuelve, así como las condiciones de operación que ofrecía antes de la implementación del puente vehicular.

La justificación considera la integración de la movilidad: a nivel regional, OTE - PTE, PTE - OTE, Y NORTE - SUR, SUR - NORTE, en el análisis (benéfico - costo), de factibilidad para el Puente Vehicular.

Debido a su ubicación, se considera una franja de interrelación con el anillo periférico, dentro de sus zonas de influencia inmediata.

En los términos de referencia que proporciona el Departamento del Distrito Federal y la Dirección General de Obras Públicas se establecieron los objetivos y alcances a que deberían estar sujetas las soluciones; a través de este estudio se pretendió lo siguiente:

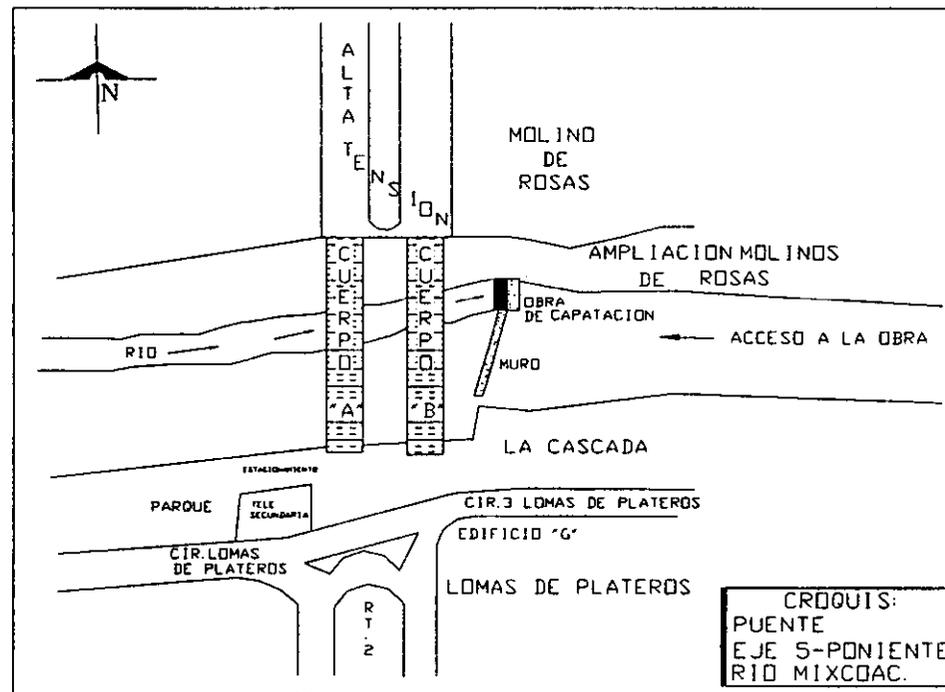
- a) Entender el comportamiento de la zona, problemas, causas y sus probables soluciones.
- b) Generar una gama de alternativas cuyas soluciones contemplarán la operación del tránsito.

El puente se localiza dentro de los límites de la delegación Alvaro Obregón de la ciudad de México, y está contemplado en las propuestas de integración urbana que enmarca el plan parcial de Desarrollo urbano del Departamento del Distrito Federal y zona metropolitana.

DELEGACION ALVARO OBREGON



CROQUIS:



SOLUCIÓN INTEGRAL.

Una vez estudiada la problemática existente en la vialidad de la zona de análisis y ya habiéndose tomado la decisión de construcción del puente vehicular, se planteó las soluciones para cada uno de los elementos involucrados en la operación del tránsito, que son: sentidos de circulación, adecuaciones geométricas, estacionamientos, semáforos, transporte público, señalamiento, usos del suelo, tiempos de recorrido con demoras y el mejoramiento de los niveles de servicio.

Prácticamente todos los puntos mencionados se refieren a elementos específicos de operación vial, excepto el último que realiza la comparación entre las condiciones de operación antes y después de la puesta en operación del puente. Finalmente se realizó la recapitulación de las soluciones planteadas y se analizó de manera crítica, el impacto que estas tendrían para así obtener la mejor opción mediante una evaluación socioeconómica (análisis beneficio - costo).

1.2 SITUACIÓN ANTES DE LA IMPLANTACIÓN.

Con respecto a la vialidad en análisis del corredor de integración norte - sur (Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente - Río Mixcoac), inicia al norte en la Av. Constituyentes con el nombre de camino de toros - Av. nopalitos, al cruzar Av. Observatorio continuo como sur 122 y como Av. escuadrón 201, Av. central y alta tensión a partir de camino real de Toluca hasta Rosa China, con 6 carriles de circulación, 3 en cada sentido, la continuidad de la vía es hasta Av. del rosal, por ella circula un volumen de 1289 vehículos en la HMD. Por sentido aproximadamente.

Como se puede apreciar en su trayectoria, tiene las suficientes inyecciones viales para que esta se pueda implementar como vialidad de tipo radial, en su tramo Calz. Minas de Arena, Av. del rosal, formando un eje de integración NORTE-SUR. Al implementarse las obras puntuales requeridas en los tramos faltantes de liga, y así quedar como una vialidad de acceso controlado tipo radial, para realizar la conexión con la zona sur de la mancha urbana, como ya se comentó hasta antes de esta medida se realizaban una serie de movimientos a través de los retornos sobre las vías transversales y comunicándose a través del anillo periférico.

Con respecto a las vialidades primarias que se ligaron a través del puente vehicular Alta Tensión Eje 5 Poniente -Río Mixcoac permitiendo una integración regional tenemos:

Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente	Vialidad Primaria.
Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente	Zona Sur.

Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente. Funciona con doble sentido de circulación (Norte - SUR Y SUR - NORTE) en DOS CUERPOS CON FRANJA SEPARADORA (camellón con la presencia de instalaciones de línea de alta tensión, su sección es variable, por la reducción del ancho del camellón manteniendo los arroyos de 8.40 igual a 3 carriles de 2.8 mts.

Al inicio la sección total es de 38.00 mts, (de paramento a paramento) al llegar a Av. del Rosal se incrementa a 40.00 mts.

A partir de esta intersección empieza la transición a 35.00 mts. Con la cual termina al entroncar con la zona de depresión Cañada de los Helechos, las banquetas son de 2.00 mts. (Promedio).

Alta Tensión - Av. Luz y Fuerza - Transmisiones. (Zona sur). Son vialidades que pueden conformar el eje de liga NORTE-SUR, al integrarse a blvr. De la luz, sin embargo existen una serie de elementos físicos que no permiten la continuidad. Principalmente por lo sinuoso del terreno y la

configuración de la traza urbana ajustada al mismo. Obligando a utilizar los retornos de las Av. Centenario, Las Águilas, Calz. Del desierto de los Leones, Toluca, San Bernabe y San Jerónimo, a través del anillo Periférico para realizar el enlace con Olivar de los Padres, Pueblo de Tetelpan y San Jerónimo Lidice.

1.3 DATOS OPERACIONALES.

Para determinar el comportamiento actual de los volúmenes vehiculares y peatonales en la zona de influencia, se realizaron los estudios de campo que reflejan la movilidad generada y atraída a través del corredor Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente y las zonas donde se plantea el puente, misma que nos dará la pauta para desarrollar el diagnóstico y pronóstico de las tendencias de crecimiento vehicular y peatonal.

Tratándose de una zona de alta movilidad, concidente con el área de influencia del anillo Periférico dentro del área de la Delegación Alvaro Obregón y de la delegación Cuajimalpa, además de los municipios conurbados del Estado de México, que se integran a través de las vías primarias AV. Santa Lucía Av. Centenario hacia el Distrito Federal, esta zona constituye un tráfico vehicular de singular importancia.

Para determinar la sección de arroyo del puente, Alta Tensión (Mixcoac), se desarrollaron los trabajos de captura de información de campo base del diagnóstico. Estos consistieron en aforos; vehiculares (prueba maestra de 12 horas), aforo direccional con composición vehicular (retornos, acceso y salida) de la vialidad colectoras adyacentes y coincidente, aforos peatonales, movilidad (características físicas de la red vial adyacentes), inventario de señalización y accidentes de tránsito.

1.3.1 AFOROS VEHICULARES.

Con el propósito de conocer el número de vehículos que circulan a través de la vía de análisis, Av. Alta tensión, se realizó un aforo vehicular durante 12 horas continuas, con cortes a cada 15 minutos en los accesos del entronque de Av. Rosal y Av. Alta Tensión, adicionando los movimientos direccionales que se realizan en la intersección.

El día de aforo se determinó en función del comportamiento promedio, día típico, obteniendo de la demanda porcentual semanal, por lo anterior el día de aforo fue el día 16 de enero de 1996, durante el periodo de 7:00 a 19:00 hrs.

A través de los datos obtenidos, se tiene que los volúmenes captados a través del corredor Av. Alta Tensión vuelta derecha Av. del Rosal son:

De NORTE A SUR:	13,173
Y DE SUR A NORTE:	14,065

Acorde al formato utilizado, el registro de los vehículos se hizo en función a sus características y al uso correspondiente, por lo cual la clasificación fue:

- a) Automóviles. TIPO (A).
- b) Transporte público (Autobús, Microbús, Combi).
Los vehículos microbús y combi en los cálculos de capacidad, se consideraran como vehículos ligeros. TIPO (B).
- c) Camiones pesados (Carga). TIPO (C).

La composición vehicular en ambos sentidos es de; 71% vehículos tipo "A" (Automóviles); 23% Transporte público tipo "B" y 6% de vehículos tipo "C" (Camiones de Carga).

Con relación a los volúmenes aforados y su variación, se obtuvo que el periodo de mayor movilidad (máxima demanda) corresponde de 7:00 a 10:00, mismo en el que coinciden las horas de máxima demanda para el puente.

Dentro de los periodos registrados de tres horas, se observan los rangos de máxima demanda, generalmente de una hora, en los que el recuento resulta mayor que en las horas restantes.

La variación de volúmenes para la Av. Alta Tensión y Av. del Rosal y su prolongación Av. Centenario, muestra que la hora máxima demanda es de 7:30 a 8:30 hrs.

1.3.2 AFOROS DIRECCIONALES.

Conocida la hora de máxima demanda, se inició la captura de vehículos, identificándolos de acuerdo a su movimiento direccional y su clasificación, así se identificaron cada uno de los puntos de generación de movilidad, factibles estos de ser captados a través del puente vehicular.

La composición de vehículos contabilizados en aforos direccionales es la siguiente:

OTE-PTE = A) 88% B) 8% C) 4%

PTE OTE- = A) 79% B) 6% C) 15%

Del total de vehículos para utilizar el puente vehicular se determinó la asignación en función a los orígenes y destino.

La composición de los vehículos asignados es la siguiente, en el sentido 1 (SUR-NORTE), es de 89% vehículos tipo "A", 6% vehículos tipo "B", el cual integra autobuses, microbuses y combis (Transporte Público), y el 5% de vehículos tipo "C", carga y en el sentido 2 (NORTE-SUR) 87% tipo "A", 6% tipo "B" (Combis y Microbuses) y 7% tipo "C".

MOVILIDAD.

Tiempo de recorrido: Para determinar las bondades de la implantación del puente vehicular, se efectuó un análisis en función de los tiempos de recorridos antes y después de la puesta en operación del puente.

Se tomaron las siguientes consideraciones para el desarrollo del análisis:

Longitud del puente .570.00mts.

Velocidad promedio sobre el puente 60 km./hr.

Inicio y final del recorrido.

Así se analizó el tiempo de recorrido antes de la implementación del puente, utilizando el Método de vehículo flotante, el recorrido se analizó para el sentido 1 SUR-NORTE, de Av.Centenario a la intersección de Av.San Antonio y el movimiento inverso iniciando en la intersección anterior y terminando en Av.Centenario y Alta Tensión, para el sentido 2 (SUR-NORTE).

Este análisis fue para apreciarse, la diferencia considerable de ahorro de tiempo al utilizar el puente que es de 4' 20" para el sentido 1 y de 5' 57" para el sentido 2 por vehículo.

1.3.3 AFOROS PEATONALES.

El peatón es un factor importante en cualquier problema de circulación urbana, especialmente desde el punto de vista de seguridad, generalmente es más renuente a obedecer las leyes de tránsito, pero tampoco es respetado por los conductores, por dichas causas un gran porcentaje de las personas muertas en accidentes de tránsito son peatones.

En la zona de estudio, los movimientos peatonales efectuados fueron registrados por medio de aforos directos, utilizando formas especiales. Los aforos peatonales se hicieron en las horas en que se presenta el mayor volumen vehicular. La razón por la que se ha tomado la hora de máxima demanda vehicular para hacer el conteo de peatones, se deberá que cuando se presenta la circulación con volúmenes máximos, es una indicación clara que la zona se encuentra en gran actividad, por lo tanto, se tendrá mayores conflictos entre peatones y vehículos.

En el proyecto se propusieron las dimensiones mínimas recomendadas por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, el puente deberá contar con dos pasarelas o banquetas(parapeto) a cada lado del puente vehicular.

1.3.4 ACCIDENTES DE TRÁNSITO.

La necesidad de mejorar la red vial se manifiesta también por el gran número de accidentes de tránsito. Los indicadores de siniestralidad entre 1986 y 1990 señalaron un promedio anual para la zona de análisis de 225 siniestros de ellos casi el 70% partes fueron vehiculares y 30% peatonales.

Los accidentes fueron 78%, Colisión, 17% Atropellamiento (de los cuales en el 3% existieron muertos) y en menor porcentaje, otras causas. La población más afectada por atropellamiento en grupos de edad. Corresponde al rango de 20 y 29 años, con un 27% le sigue la de 30 a 39 años con 17% la de 10 y 19 con el 19%, el 37% restante se divide en rangos de edades de niños y ancianos: como puede apreciarse fundamentalmente resulta afectada la población económicamente activa.

1.4 DIAGNÓSTICO Y PRONÓSTICO.

MOVILIDAD.

Se aprecia claramente que el problema en la zona de análisis (Av.Alta Tensión) consistía en el gran desplazamiento de vehículos, es decir un promedio de 28,000 automóviles diarios, que representan el 96% de todos los vehículos que circulan en la zona y que apenas atienden el 20% de todos los viajes y ocupan el 75% del espacio para circular y estacionarse, en cambio el 4% restante son de transporte colectivo, y atiende el 80% de toda la población que viaja.

Por otro lado, la variación horaria de la demanda de viajes, origen destino, durante el día, presentando periodos cortos de tiempo en los cuales se concentra gran parte de la demanda de las 7 a las 10 horas se realiza la tercera parte de todos los viajes de la zona.

Lógicamente en este pico se presentan los problemas más agudos de tránsito y de transporte en general, en la tarde y en la noche aparecen otros periodos de alta movilidad de viajes, no obstante, son de menor intensidad comparados con el matutino.

En la mañana(7:30 a 8:30), que es la hora de máxima demanda en la zona de estudio, la generación y atracción de viajes efectuados en automóvil y transporte público, se presentan principalmente hacia la zona centro de la ciudad y en segundo término para al estado de México, Naucalpan, Tlanepantla, Ecatepec y Nezahualcoyotl(CENTRO-ORIENTE).

En cuanto a los motivos de los viajes de origen a destino efectuado a bordo de vehiculos, predomina los de trabajo y negocios con el 38.3% del total; los escolares representan el 19.0%, los de compras el 3.0% los viajes de retorno al hogar del 35.0% y otros motivos el 4.7%, coinciden con el periodo crítico de la mañana con destino al trabajo y las escuelas. Aquí se explica porque en los periodos de vacaciones el tránsito y el transporte son menos conflictivos. Los viajes de retorno al hogar, aunque representan más de la tercera parte del total, se distribuyen en un periodo más largo que va de las 13:00 a las 22:00 hrs.

DIAGNÓSTICO. (DESARROLLO URBANO).

La zona urbana de la ciudad de México conforma un continuo urbano de 12000 km², con una densidad media de población de 164 hab/ha en los municipios conurbados; las concentraciones principales aparecen en Ecatepec, Netzahualcoyotl, Tlanepantla y Naucalpan.

El consumo de terreno para la urbanización se presento con una tasa media de 4.6% en 1995 que registro el crecimiento demográfico de la ciudad. La zona conurbada creció en esta década, principalmente hacia el NORTE-PONIENTE-SUR, propiciando principalmente por el incremento industrial en Ecatepec, al PONIENTE se extendió sobre la delegación de Cuajimalpa.

Procede señalar, que la expansión que se viene haciendo en ambas zonas, es a costa de terrenos de recarga acuífera no aptos para la urbanización, es decir un consumo de terrenos sin control ni planeación.

Precisamente para regular el crecimiento urbano, se contemplan ya en el Estado de México, los programas de desarrollo urbano, para canalizar el incremento demográfico hacia el NORTE del mismo fundamentalmente.

Se reconoce que las acciones contenidas en ellos e implementadas, realmente han logrado un avance en la ordenación del consumo y el control de usos de suelo en Netzahualcoyotl y Ecatepec. Sin embargo, este avance es realmente poco en función a lo deseable, lo cual repercute en la zona, con excesivos y largos viajes que tienen que efectuar los habitantes para desempeñar sus actividades, al mismo tiempo se agudiza la concentración de movimientos hacia el Distrito Federal.

PRONÓSTICO.

Una de las fases interesantes, pero al mismo tiempo de las más difíciles de precisar, es la de ¿cómo será la zona en un futuro cercano?, Incluyendo las características de sus componentes urbanos; pronóstico que será más incierto conforme se aleja los horizontes de proyecto de la fecha actual.

El marco de planeación a futuro, deberá abrir posibilidades sobre lo que podría acontecer si continua el proceso de crecimiento, pero también lo que podría suceder en el caso de adoptar acciones normativas.

La construcción de escenarios, indica que las tendencias de crecimiento vehicular en la zona de análisis podrían pasar de 1,147 vehículos en la hora de máxima demanda para el año de 1996 (ambos sentidos) a 2,926 circulando en el 2016, ocasionando problemas graves de saturación a la red vial de la zona.

1.4.1 VOLÚMENES VEHICULARES ASIGNADOS PARA PROYECTO.

Parte fundamental de lo que sucedería en cada uno de los escenarios de pronóstico, son los volúmenes vehiculares asignados para el caso del puente Av. Alta Tensión Eje 5 Poniente- Río Mixcoac y de acuerdo a su ubicación en el corredor urbano (Eje 5 Poniente-Mixcoac), se maneja la hipótesis de que en la zona urbana coincidente con este, se podrá tomar la opción de utilizar el periférico, con lo cual tendría una distancia y tiempo menor de recorrido. Los 1147 vehículos que circularían a través del puente en ambas direcciones (OTE-PTE) Y (PTE-OTE).

La asignación vehicular al puente para su fecha inicial de acuerdo a los volúmenes vehiculares aforados será.

Sentido SUR-NORTE: Aforo 1996=1502 ASIGANDO=842 Veh.

Sentido NORTE-SUR: Aforo 1996=349 ASIGANDO=842 Veh.

La tendencia del crecimiento vehicular en la zona es del 3% anual, la cual se verá afectada por los volúmenes generados e inducidos para la construcción de escenarios de proyecto.

1.4.2 VOLÚMENES VEHICULARES GENERADOS.

Los vehículos generados por el crecimiento urbano y poblacional establecido por los planes de desarrollo son del 1.7% anuales para esta zona, esta tasa será utilizada durante los escenarios 1996 a 2006. Este último horizonte propuesto para cumplir las tendencias de urbanización y población. El cálculo de la tasa de incremento tendencial de la población, entre el tiempo propuesto para cumplir con el desarrollo integral de la zona.

El incremento anual por volúmenes generados es solo un comportamiento de la tasa que se aplicara, es decir de incrementos anual global esta compuesta por 3 variables.

1.4.3 VOLÚMENES VEHICULARES INDUCIDOS.

Se refiere al incremento vehicular por la atracción de continuidad y conexión con otras vialidades a nivel regional, es decir, la comunicación de forma directa entre zonas de atracción. La cual deriva del ahorro de tiempo empleado entre el recorrido actual y el que se desarrolla con la puesta en operación del puente.

El incremento por tránsito inducido será del 1.3% anual para el puente, la tasa del crecimiento anual global del 6% que se aplicara para las proyecciones del tránsito vehicular que circulara a través del puente vehicular se compone:

$i_a = 3\%$ = Volumen vehicular asignado por incremento anual.

$i_b = 1.7\%$ = Volumen vehicular asignado por incremento de tránsito inducido en función del crecimiento urbano.

$ic=1.3\%$ =Volumen vehicular asignado por incrementos de tránsito generado en función de la integración de la vialidad a nivel regional.

HORIZONTES A FUTURO.

Es que los incrementos estarán sujetos a las condiciones actuales de urbanización población, acordes a la normatividad expuesta en los planes parciales de desarrollo urbano(horizonte 2010).

La proyección para los horizontes 2001, 2006, 2016, estará en función de las variables del punto "ic", tomando como base los aforos de (1994) con un crecimiento inicial solo del 3% para 1996 y 1997, este último, como inicio de operación de la red vial ya integrada.

A continuación se muestra la tasa de incremento compuesta para aplicarse a los horizontes posteriores al de inicio de operación. Al 2001 y hasta el 2006.

$$ia=3.0\%$$

$$ib=0.5\%$$

$$ic=1.2\%$$

1.5 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

La dimensión de arroyo para la estructura del puente, estuvo determinada por el volumen de servicio y capacidad que permite mantener un buen nivel de operación, aceptable en función de los volúmenes de vehículos obtenidos en el escenario más lejano de proyección.

Así la sección para el puente vehicular Av. Alta Tensión Eje 5 Pte.-Mixcoac, es de 13.00 mts=4 carriles por sentido, o sea 26 m por los dos cuerpos. Cabe hacer mención que existe DOS CUERPOS INDEPENDIENTES, por la presencia de instalaciones de PEMEX Y DE LA COMPAÑÍA DE LUZ Y FUERZA, la separación es en promedio de 9.50mts. y banquetas o andadores en los extremos de 2.34mts. lo cual arroja una sección total de 41.68mts.

Para el cálculo de la capacidad y nivel de servicio, se utilizó el Manual de Proyecto Geométrico de carreteras de la secretaria de Comunicaciones y Transportes.

1.6 ESTUDIO DE BENEFICIO-COSTO.

Para el proyecto del puente vehicular, se identificaron cuatro tipos de beneficios, el primero se basa en el ahorro en costo de operación vehicular, el segundo por ahorro en tiempo del usuario de la vialidad, el tercero por reducción de accidentes y el cuarto por disminución del congestionamiento.

CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN.

Para el cálculo de la evaluación económica de las acciones de este componente, se parte de los beneficios generados para estas soluciones. El ahorro se basa en el incremento en la velocidad, producto de la ejecución de las obras puntuales específicas. Este incremento de la velocidad es producido principalmente por los siguientes aspectos:

- a) Disminución de las longitudes de recorrido.
- b) Disminución del congestionamiento en zonas específicas, bien sea por el incremento de sección o por la canalización del tránsito hacia otras zonas.
- c) Incrementando el nivel de servicio, mediante la construcción de puentes o calles complementarias que reduzca el tránsito actual.

1.7 COMENTARIOS.

Para la implantación del proyecto del puente, un aspecto fundamental fue el definir la estructura y diseño, al coincidir su trazo original con las instalaciones de obras de equipamiento como Pemex y la CIA de Luz y Fuerza, destacándose como una de las ACCIONES DE PRIORIDAD.

Se Logró una mejor operación en la vialidad regional con la implantación del puente EL cual consta de 2 cuerpos el "A" y el "B".

Sé revisaron y aplicaron las acciones que se requirieron en función del estado del pavimento tanto en las vías principales como secundarias.

Se implementaron de los dispositivos de control de tránsito, acorde con los mejoramientos operativos, señalización vertical como horizontal, también se revisaron los tiempos de señal de los semáforos a lo largo del corredor, o en su efecto en la zona de influencia inmediata.

Con el objeto de mejorar el espacio urbano bajo puente, se puede dar un uso adecuado en base al equipamiento existente en la zona de influencia, se debe considerar como prioridad la seguridad de la población que utilizara estos equipamientos, principalmente los recreativos, y no mezclar estos con bases o cierres de circuito del transporte público.

Debe haber restricción de acceso a las áreas de confinamiento natural por el cauce de la cañada y aplicar un amalgamamiento de áreas verdes del tipo de arborización existente, para coadyuvar al impacto ambiental.

C A P Í T U L O 2

DETERMINACIÓN DE LAS
ACCIONES DE DISEÑO

2 DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO.

En este capítulo se tratarán las principales acciones que se presentan en la estructura, los valores que deben considerarse para el diseño, a manera de determinar sus efectos.

No se pretende hacer un examen exhaustivo de todas las acciones que pueden presentarse en la estructura (EL puente), sino considerar las que son de gran importancia para el diseño.

Los valores, métodos y recomendaciones pertenecen al RCDF, así como a las Normas de Diseño para Puentes Carreteros de la SCT (las cuales son prácticamente una traducción del reglamento AASHTO).

El objetivo de este capítulo es dar seguimiento al proceso de como se consideraron las cargas así como las fuerzas. Y Donde mencionaremos aspectos en general de este tema, ya que un punto importante es darle un panorama al lector de las consideraciones que se tomaron al respecto, ya que si nos diéramos a la tarea de calcular cada carga esto sería muy extenso y no es parte de nuestro objetivo. Además nos enfocaremos principalmente a lo referente al proyecto.

CARGAS.

La estructura se proyectó considerando las siguientes cargas y fuerzas.

Carga muerta.

Carga viva.

Impacto o efecto dinámico de la carga viva.

Carga por viento (nula).

Carga por sismo.

Otras fuerzas, de menor importancia tales como:

Fuerzas longitudinales, fuerza por cambios de temperatura, empuje de tierra, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión del acero, esfuerzo durante el montaje y transporte.

Es conveniente aclarar que aunque en este caso no se diseñó el puente para ellas, existen otras fuerzas que de menor importancia que generalmente se consideran en el diseño de este tipo de estructuras, como son: fuerza centrífuga (en el caso de que el puente presente curvaturas), subpresión, presión de corriente de agua o hielo entre otras.

2.1 CARGA MUERTA.

Como ya sabemos la carga muerta considera todos los pesos de los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo, la carga muerta está constituida por el peso propio de la estructura ya terminada.

Las cargas muertas que se consideraron en el puente fueron las siguientes:

La carpeta asfáltica, banquetas, tuberías, conductos, cables e instalaciones para servicio públicos. En el aspecto de señalamiento vehicular como peatonal se consideró un valor estimado, ya que no-se tenía en el momento la información correspondiente de cuantos letreros y semáforos iban a existir.

Además es importante considerar, que está contemplada a futuro una serie de reencarpetados adicionales por desgaste, por lo cual este sobrepeso también fue considerado como acción de diseño.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearon las dimensiones especificadas de los elementos constitutivos y los pesos volumétricos unitarios de los materiales.

Es importante que al calcular la carga muerta, se consideren correctamente los pesos volumétricos, los más usuales que se usaron fueron:

	kg/m ³
Acero o acero fundido	7850
Concreto (simple o reforzado)	2400
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920
Arena, tierra o grava, sueltas	7850

2.2 CARGA VIVA.

2.2.1 CARGA VIVA DEBIDA A TRÁFICO VEHICULAR

La carga viva sobre puentes se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que sobre ellos transitan. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el puente, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente. Cuando el tránsito se para, pueden quedar llenos todos los carriles con vehículos cercanos uno a otro, produciendo una carga estática máxima.

Para la dificultad de tener que analizar combinaciones complejas de vehículos para la determinación de la carga viva en puentes, se recurre a cargas equivalentes convencionales que tratan de cubrir conservadoramente los efectos de las condiciones más desfavorables de tráfico que puedan presentarse. En puentes relativamente largos, lo que regirá el diseño será el efecto de una carga uniformemente equivalente. En puentes cortos será crítica la posición de un solo vehículo particularmente pesado.

Los valores que se asignan a esta carga corresponden a vehículos idealizados que pretenden presentar efectos de condiciones de tráfico desfavorables. En México y en muchos otros países se adoptan las cargas específicas por la AASHTO.

En el aspecto de las cargas vivas en general se consideraron sobre la calzada del puente, las establecidas para camiones tipo o carga uniforme por carril.

CARGAS TIPO HS (MS).

La carga tipo HS (MS) que se utilizó fue el HS 20-44, se ilustra en la figura 2.2.1.A y consisten en un camión tractor con semi-remolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS(MS), seguidas de un número que indica el peso bruto, del camión tractor. La separación entre los ejes se ha considerado variable, con el objeto de tener una aproximación mayor con los tipos de tractores con semi-remolque que se usan actualmente. El espaciamiento variable hace que la carga actúe más satisfactoriamente en los claros continuos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, a fin de producir los máximos momentos negativos.

De acuerdo a la SCT, se utilizó también el Camión T3-S2-R4, el cual se ilustra en la figura 2.2.1.B principalmente se modela en los claros largos.

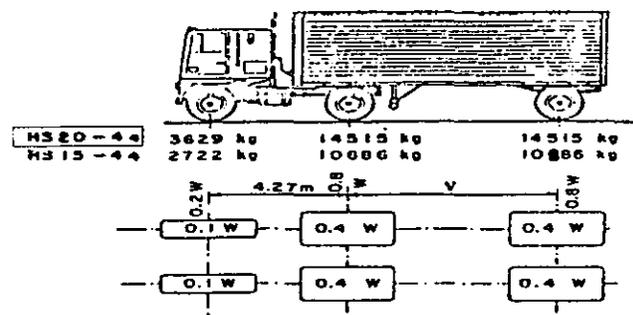


Fig.2.2.1.A

2.2.2 CARGA VIVA PEATONAL.

Puesto que la carga viva del puente, además del vehicular también es debida al paso de personas sobre él, por que la estructura funge también como puente peatonal, se tuvo que consultar el R.C.D.D.F y el reglamento A.A.S.H.T.O para tal situación.

Según el R.C.D.D.F son dice que:

Comunicación para peatones.
(Pasillos, escaleras, rapas, vestibulos y pasajes de acceso libre al público)

$$W_m = \text{carga máxima} = 350 \text{ kg/m}^2$$

Y el AASHTO considera que los puentes peatonales se proyectarán para una carga viva de 407 Pa. por área de pasillo. o se puede calcular de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P = \left(1435 + \left(\frac{43800}{L} \right) \right) \left(\frac{16.7 - A}{15.2} \right)$$

donde.

P=carga viva por metro cuadrado(Pa) con valor máximo de 2873 Pa.

L=Longitud cargada de banqueta, en metros.

A=ancho de banquetas, en metros.

Al calcular los esfuerzos en estructuras que soporten banquetas en voladizo, se considera la banqueta cargada completamente en un solo lado de la estructura, si esa condición es la que produce los esfuerzos máximos en la misma.

2.3 IMPACTO.

En el aspecto de impacto las estructuras subsiguientes, comprendidas en el Grupo A, los esfuerzos por carga viva producidos por las cargas H o HS (M o MS) deberán incrementarse en la cantidad que aquí se indica, por los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. El impacto no deberá aplicarse a los elementos del grupo B.

GRUPO A.

1.-Superestructura, incluyendo columnas de acero o concreto, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prologuen hasta la cimentación principal.

2. -La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y se hallen rigidamente conectados a la superestructura, ya sea formado por marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

GRUPO B.

1. -Estribos, muros de contención, pilas, pilotes(exceptuando lo especificado en el Grupo A (2).
2. -Zapatatas y presiones en las cimentaciones.
3. -Estructuras de madera.
4. -Cargas para banquetas.
5. -Alcantarillas y estructuras que tengan un colchón de tierra de 0.91 m de espesor o mayor.

CRITERIO DE IMPACTO SEGÚN A.A.S.H.T.O.

La cantidad permisible en que se incrementa los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la fórmula siguiente.

$$I = \left(\frac{15.24}{L + 38} \right)$$

donde:

I=Impacto en por ciento (máximo: 30%)

L=Longitud, en metros de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformisar su aplicación, la longitud cargada, "L", se considerará específicamente como sigue:

Para pisos de la calzada, empléese la longitud de proyecto de claro.

Para miembros transversales, tales como piezas del puente, utilice la longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo.

Para calcular los momentos debidos a cargas de camión, úsese la longitud del claro. Para tramos en voladizo, se usará la longitud desde el centro de momentos hasta el eje más alejado del camión.

Para esfuerzo cortante debido a cargas de camión, utilizar la longitud de la parte cargada del claro, desde el punto en consideración hasta la reacción más alejada. Para tramos en voladizos, considérese el 30%.

En claros continuos, empléese la longitud del claro considerado para momento positivo y para momento negativo, el promedio de los dos claros adyacentes cargados.

2.4 ESFUERZOS POR VARIACIÓN TÉRMICA.

Un punto importante de mencionar es que en nuestro caso el puente esta fuerza por variación térmica se presentará ya que las traveses centrales se consideraron con apoyos fijos, esto quiere decir que están restringidos de movimientos, por lo tanto hay que considerar esta fuerza.

En donde se tomaron en consideración, asimismo, los esfuerzos o movimientos resultantes de los cambios de temperatura. Se fijó la variación de la misma para el sitio donde se construyó la estructura. Dichas variaciones se calcularon a partir de una temperatura supuesta para el tiempo de su erección. Igualmente, se tomo muy en cuenta la diferencia entre la temperatura del aire y la interior de los miembros voluminosos de concreto o de la estructura.

La variación de temperatura será, generalmente, como sigue:

En estructuras de concreto. Elevación de temperatura. Descenso de temperatura.

Para clima moderado	22.2 C	16.7 C
---------------------	--------	--------

2.5 CARGA POR SISMO.

El aspecto de sismo se basa principalmente en el Reglamento de Construcciones del D.F particularmente en el criterio estático.

Como sabemos el criterio de diseño Sísmico, tiene la intención de limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aún a costa de daños severos y para sismos moderados, pretende que la estructura permanezca intacta.

Los principales objetivos son:

Proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que esta sufra un colapso o daños irreparables.

Evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismo de intensidad moderada que pueda ocurrir varias veces durante la vida de la construcción.

2.5.1 ASPECTOS GENERALES SOBRE LA OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

Daremos un panorama general de la manera en que fueron obtenidas las fuerzas sísmicas para el proyecto.

Sabemos que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinará con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que corresponden según los criterios que establezca el reglamento. Para nuestro caso particular se utilizó el criterio estático.

En el análisis se tuvieron en cuenta las rigideces de todo elemento, estructural o no, que sea significativa.

De acuerdo al R.C.D.D.F la estructura (el puente), se clasifica en el grupo "A", por ello el colapso de este podría ocasionar la pérdida de un número elevado de vidas y/o pérdidas económicas importantes, máxime que hay que recordar que por el sitio existen instalaciones de energía eléctrica y de Pemex. Que en el caso de ser afectadas por una posible falla estructural, podrían causar una catástrofe de gran dimensión.

Según el R.C.D.D.F la zona geotécnica en que se encuentra la estructura de acuerdo a su ubicación es la Zona 1 (Zona de lomas). en el capítulo 3 hablaremos más a detalle de este tema, puesto que de la ubicación del puente el coeficiente sísmico y otras consideraciones que son determinantes para el diseño.

2.5.2 MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO.

Cuando se aplica este método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas normas.

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (Cortante en la Base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas que en nuestro caso nada más fue la altura total del puente, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.

El R.C.D.D.F acepta el uso del método estático en estructuras de altura no mayor de 60 m. Debe, sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces en planta y elevación.

FUERZA CORTANTE BASAL.

La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = CS W$$

donde:

W: es el peso total de la estructura.

CS: es el coeficiente de cortante basal o $Cs = \frac{c}{Q}$

COEFICIENTE SÍSMICO.

Es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúan en la base de la construcción por efecto de sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Este coeficiente varía en su valor según: El riesgo sísmico, el tipo de suelo y el uso de la construcción.

ZONA 1 $\frac{C}{0.16}$ +50% POR SER ESTRUCTURA DEL GRUPO "A"

ESPECTRO PARA DISEÑO SÍSMICO.

En el cual la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = \left(\frac{1 + 3T}{Ta} \right) \frac{c}{4}$$

$$a = c, \quad \text{si } Ta \leq T \leq Tb$$

$$a = qc, \quad \text{si } T > Tb$$

$$q = \left(\frac{Tb}{T} \right)^r$$

donde:

T: es el periodo natural de interés; T, Ta y Tb están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

ZONA	Ta	Tb	r
1	0.2	0.6	½

En el aspecto de "T" (el periodo natural) el reglamento propone la fórmula siguiente:

$$T = 6.3 \left(\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i} \right)^{1/2}$$

Donde.

W_i = peso de la masa del nivel i

P_i = la fuerza en el nivel i

X_i = desplazamiento en el nivel i

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Se uso la $Q=2$ (FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO).

En donde menciona que cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricados o presforzados.

2.5.3 CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuáles son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar a dicha cortante total. El R.C.D.D.F acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, que en nuestro caso nada más es un nivel, partiendo de cero en la base hasta un máximo, aM , en la punta como se ve en la figura 2.5.3.A De ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale. (ver figura 2.5.3.A).

$$F_i = \left(\frac{W_i}{g} \right) (a_i) = \left(\frac{W_i}{g} \right) \left(\frac{h_i}{H} \right) (aM)$$

$$V = \sum F_i = \left(\frac{aM}{H} \right) \left(\frac{\sum W_i}{g} \right) (h_i)$$

$$aM = \left(\frac{V}{\sum W_i} \frac{H}{h_i} \frac{g}{h_i} \right)$$

$$F_i = \frac{(W_i h_i)}{\left(\sum W_i h_i \right) (V)} = \frac{(W_i h_i)}{\left(\sum W_i h_i \right) (C_s W)}$$

Con esta última expresión se determina las fuerzas aplicadas en cada masa o es la fuerza debido al sismo.

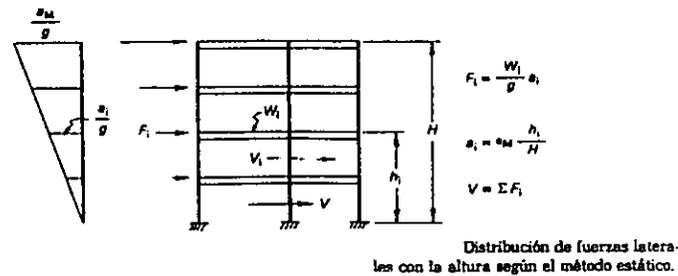


fig.2.5.3.A

LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE TORSIÓN SE CALCULA.

$$X_T = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_T = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

Al existir una excentricidad aparece un par de fuerzas que provoca un momento torsionantes en el puente. La fuerza adicional por torsión que toma cada eje es:

$$V_{ix} = \left(\frac{R_{ix} Y_T}{\sum (R_{ix} Y^2_{i_T} + R_{iy} X^2_{i_T})} \right) (V_x e_y)$$

$$V_{iy} = \left(\frac{R_{iy} X_T}{\sum (R_{ix} Y^2_{i_T} + R_{iy} X^2_{i_T})} \right) (V_x e_x)$$

donde:

V_i =fuerza para el eje y del piso en estudio.

R_i =rigidez de entrepiso del eje i (es este aspecto de las rigideces se puede usar las fórmulas que más se apeguen a cada proyecto). $K_c = \frac{I_c}{H_c}$
 (I_c =momento de inercia de la sección en la dirección del análisis, H_c =altura del piso).

$(V_x e_y)$ =momento torsionante.

C A P Í T U L O 3

CIMENTACIÓN

3 CIMENTACIÓN.

3.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

La Dirección General de Obras Públicas del Departamento del Distrito Federal, a través de su Dirección de Obras de Infraestructura, encomendó a la empresa GEOSOL S.A DE C.V la realización de un estudio de mecánica de suelos, para el proyecto de la cimentación del puente vehicular, en el cruce del río Mixcoac, con el eje 5 poniente en la Delegación Alvaro Obregón. El sitio en donde se ubica el proyecto se encuentra en la zona de lomas del poniente de la ciudad, caracterizada por la presencia de materiales muy resistentes, de origen volcánico, constituyendo formaciones de tipo aluvial a inclusive de tipo glaciar.

Debe mencionarse que el Río Mixcoac en esta zona corre al descubierto, iniciándose su entubamiento pocos metros aguas abajo del sitio del proyecto. El río se encuentra controlado por la presa Mixcoac, ubicada a unos tres kilómetros aguas arriba, con la cual se regula el caudal en avenidas, por lo que el problema de socavación es mínimo. El cause del río en el tramo estudiado se desarrolla en una barranca de unos 25 m de profundidad.

Por otra parte es importante señalar que en el sitio se encuentran varias tuberías de Pemex, que corren paralelamente al eje de la estructura en proyecto. Para la ejecución de los sondeos requeridos por el estudio, fue necesario esperar a que técnicos del citado organismo ubicaran dichas tuberías y autorizaran los sitios propuestos para los sondeos. De igual manera debe mencionarse que con los ductos antes citados coincide una línea aérea de alta tensión, sostenida por torres metálicas.

Con respecto a la estructura propuesta, durante la ejecución del estudio se proporciono información preliminar a la compañía contratista consistente en considerar que se trataba de dos cuerpos paralelos, separados entre sí lo suficiente para librar el derecho de vía de los ductos de Pemex.

El ancho de calzada permitiría alojar inicialmente cuatro carriles de circulación en cada sentido y banquetas peatonales. Las estructuras se resolverían con cinco claros que requerirían apoyarse en columnas cuya altura máxima con respecto al lecho del río sería del orden de 25 m

Cabe mencionar que los estudios de mecánica de suelos que a continuación se describen fueron los únicos, a pesar de que se considera que el método de sondeo directo utilizado para este fin proporciona resultados aceptables solo para la etapa de anteproyecto, por esto mismo se careció de un número suficiente de sondeos que bien hubieran podido efectuarse por medio de métodos de exploración indirectos respaldados y verificados por los estudios directos efectuados. Por otro lado queda demostrado que los recursos destinados para los estudios preliminares necesarios que garantizarían la seguridad, funcionalidad y economía del puente no corresponden con la magnitud y la importancia de la obra, esto suele suceder a menudo en nuestro país en donde se da poca importancia a este tipo de preinversiones que en muchas ocasiones evitarían gastos por problemas que surgen durante el proceso constructivo y operación del proyecto.

Según la Secretaría General de Obras del D.D.F, en la zona de lomas la prueba SPT no es aplicable, ya que el muestreador solo penetra unos cuantos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes, en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

3.1.1 ZONA GEOTECNICA EN DONDE SE ENCUENTRA UBICADO EL PUENTE VEHICULAR DE ACUERDO A LA DIVISIÓN QUE PARA ESTE EFECTO CONSIDERA EL R.C.D.D F.

Por su ubicación la obra se encuentra dentro de la zona de lomas de acuerdo con la división propuesta en el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal fig. 3.1.1.A.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE LOMAS

En la secuencia estratigráfica de las lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos

- 1) La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barracas.
- 2) El depósito en las barrancas de morrenas
- 3) El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones (flujos piroclásticos rosas y azules).

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés, según el clima que rigió después de su emplazamiento.

En la formación de las lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciares
- Depósitos fluvioglaciares
- Depósitos fluviales
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello exceptuando a los cortes de lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Según el reglamento de construcción el Departamento del Distrito Federal, en la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, y que cae en nuestro caso, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, " en este caso en la intersección del cause del río Mixcoac con el eje 5 poniente ", así como de las barrancas, cañadas cortas cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de exploración subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá completarse con los datos que proporcionen los habitantes del lugar y las observaciones del comportamiento terreno y de las construcciones existentes así como del análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de aguas o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidades del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen.

Como ya se había mencionado anteriormente, en el caso del proyecto aquí estudiado, solo se efectuaron sondeos directos con el procedimiento de penetración estándar, nunca se hicieron sondeos indirectos que corroboraran a los hechos directamente y a causa de ello se presentaron innumerables problemas en la excavación para la construcción de las pilas, algunas de estas complicaciones se mencionarán más adelante.

Los resultados arrojados por las exploraciones realizadas, nos muestran que efectivamente, aluciendo a lo que el R.C.D.D.F menciona al respecto, se encontraron en el lugar rellenos no compactados y estratos de arena, con altos contenidos de gravas y porcentajes significativos de materiales finos no plásticos.

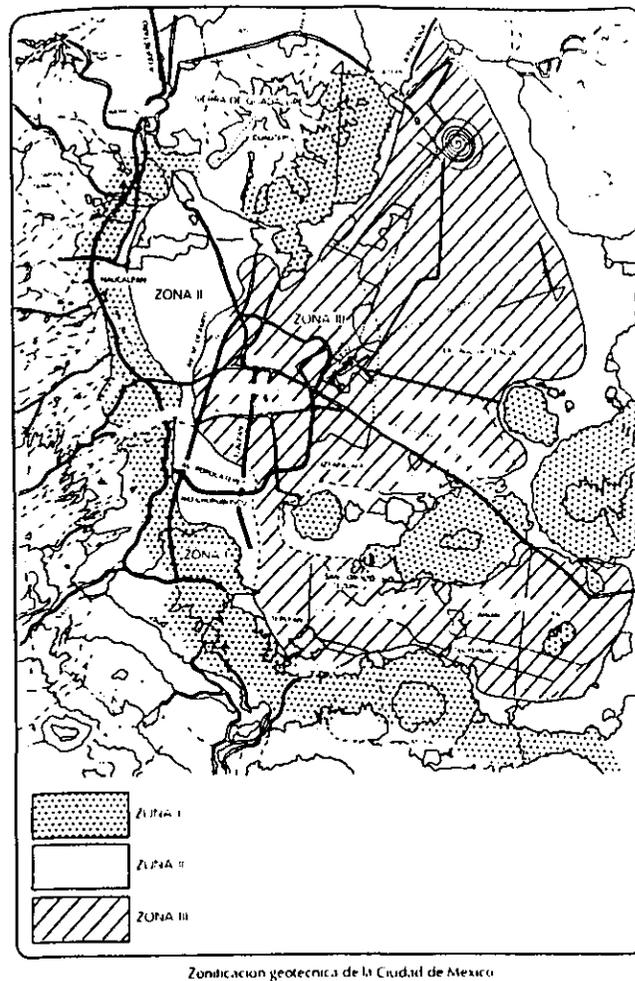


fig. 3.1.1.A. Zonificación Geotécnica de la Ciudad e México según el R:C:D:D:F:

3.1.2 PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

Referenciación Topográfica. Con base en una planta topográfica proporcionada por la D.G.O.P.(Dirección General de Obras Públicas), se llevó a cabo la referenciación topográfica de los sondeos practicados, así como el levantamiento de un perfil de la barranca partiendo de una elevación arbitraria de 100.00.

Exploración y muestreo. Para determinar la estratigrafía y características de los materiales del subsuelo, se propuso la ejecución de sondeos exploratorios, cuya ubicación se definió considerando las limitaciones de espacio por la presencia de los ductos de Pemex, líneas de alta tensión y la topografía del lugar, de manera que se ejecutaron ocho sondeos cuya posición se indica en la 3.1.2.A, contando con la aprobación de autoridades de Pemex y de la D.G.O.P. (DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS).

Los Sondeos fueron realizados por el procedimiento de penetración estándar, obteniendo muestras alteradas, y utilizándose en el sondeo (S-1) un barril con broca de diamante para obtener núcleos de roca. El procedimiento de penetración estándar se complementó con avance utilizando broca tricónica, efectuándose a la vez la prueba de penetración estándar (SPT), para determinar la resistencia de los materiales.

Ensayos de laboratorio. En las muestras alteradas obtenidas se practicaron ensayos manuales para su identificación y clasificación preliminar. Posteriormente en muestras seleccionadas, se efectuaron ensayos de límites de plasticidad y de granulometría. Los núcleos de roca únicamente permitieron la identificación de la roca, ya que corresponden a fragmentos empacados en una matriz fina.

3.1.3 ESTRATIGRAFIA DEL LUGAR.

Con la información obtenida en las etapas antes descritas, se configuró el arreglo general del perfil, en el cruce, ubicando en corte cada uno de los ocho sondeos figura 3.1.3.A, con apoyo de las columnas estratigráficas de cada sondeo, que se presentan en las figuras 3.1.3.B a la 3.1.3.I, respectivamente.

La estratigrafía del sitio puede describirse como sigue:

Superficialmente se detectaron rellenos de materiales heterogéneos incluyendo los procedentes de demoliciones (cascajo), con espesores variables, como se indica en la siguiente tabla.

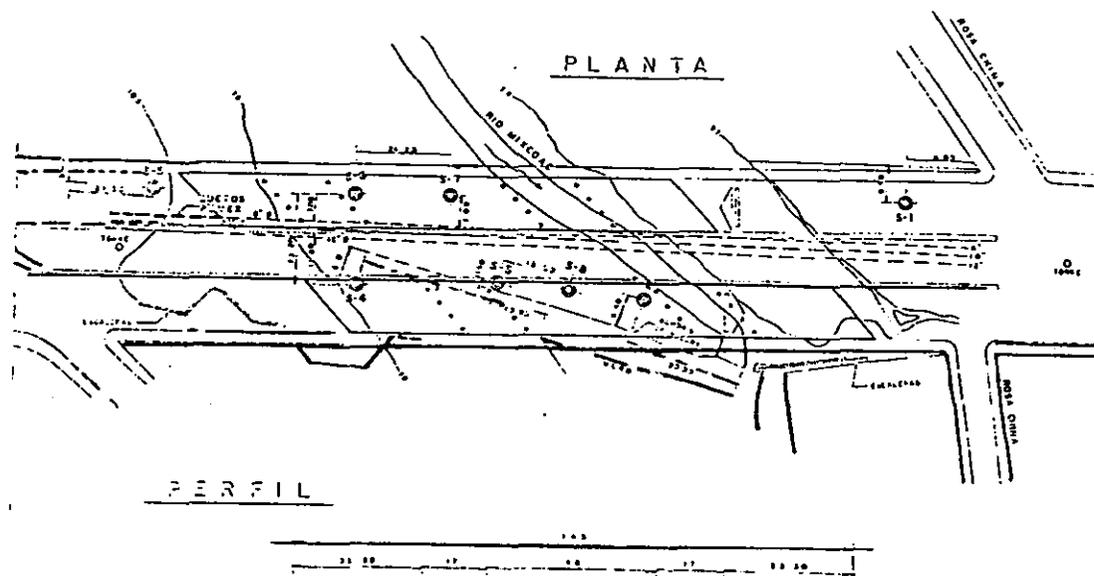


fig. 3.1.2.A. Ubicación en Planta de los Sondeos

Sondeo	Espesor de Relleno, m
S - 1	1.9
S - 2	9.8
S - 3	0.5
S - 4	3.4
S - 5	12.3
S - 6	6.6
S - 7	5.8
S - 8	7.9

tabla 3.1.3.I

Como puede verse en la tabla, los espesores de rellenos son muy variables, encontrándose incluso en los lados de la barranca, como lo indican los sondeos S - 1 y S - 5.

Sondeos en los estribos S - 1 y S - 5. Se efectuaron sobre la vialidad existente, evitando la interferencia de los ductos y líneas de alta tensión. Como se señaló anteriormente, se detectaron rellenos con espesor de 1.9 y 12.3 m, respectivamente. A continuación se detectaron materiales muy resistentes y compactos, identificados como mezclas de grava y arena con finos limosos, así como fragmentos de roca aislados. Las gravas y fragmentos proceden de rocas de origen volcánico, de forma redonda por lo que se pueden considerar que constituyen una formación de tipo aluvial. Su contenido natural de agua es del orden 10 %, el contenido de finos fluctúa entre 10 y 40 % en la (spt) en general registraron más de 50 golpes. En el sondeo S-1 se obtuvieron núcleos de los fragmentos de roca, observándose que corresponden a materiales poco alterados. Los sondeos S - 1 y S - 5 alcanzaron las profundidades de 19.9 y 21.67 m, respectivamente.

Sondeos en el cruce del río. Subyaciendo a los rellenos citados anteriormente, se detectaron depósitos de materiales friccionantes constituidos por limos, arenas y gravas, que cubren espesores de 2 a 5 m, con excepción el sondeo S - 3 en el cual no se detectaron.

Estos materiales registraron de 10 a más golpes en la (spt). En los sondeos S - 6, S - 7 y S - 8 se detectó a unos 11 m de profundidad un estrato que registró de 10 a 20 golpes en la (spt), con un contenido natural de agua de 20 a 40 %, cuando en promedio dicho contenido de agua se ubicara entre 15 y 20 %.

Finalmente a una profundidad de 9 a 18 m, con respecto a la boca de los sondeos, se detectó una formación muy resistente, con más de 50 golpes en la (spt), constituida por arena limosa gris, con grava y fragmentos aislados de roca. Su contenido natural de agua varía entre 10 y 15 % y el contenido de finos, de naturaleza limosa varía entre 10 y 30 %.

Como observación adicional a cerca de las gráficas de los sondeos, podemos evidenciar que en este tipo de suelos, entre menor es su contenido de agua aumenta considerablemente el número de golpes necesarios para lograr la perforación, lo que indica que la resistencia a la penetración aumenta al disminuir la humedad en el material.

NUMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
4 - 10	SUELTA
10 - 30	MEDIA
30 - 50	DENSA
MAYOR DE 50	MUY DENSA

TABLA 3.1.3.II CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE SPT

De acuerdo con la tabla anterior e inspeccionando los resultados arrojados por los estudios efectuados con el procedimiento de la penetración estándar, podemos concluir que el estrato resistente conformado por arena limosa gris con grava y fragmentos aislados de roca (sm) se ubica dentro del rango de compacidad relativa muy densa, mientras que en los estratos que están sobre esta capa, tenemos compacidades desde suelta hasta densa, sin mencionar que los rellenos registrados tienen compacidades relativas muy sueltas en la mayor parte de su conformación, por lo que hubiera sido imposible pesar en una solución de cimentación de tipo superficial.

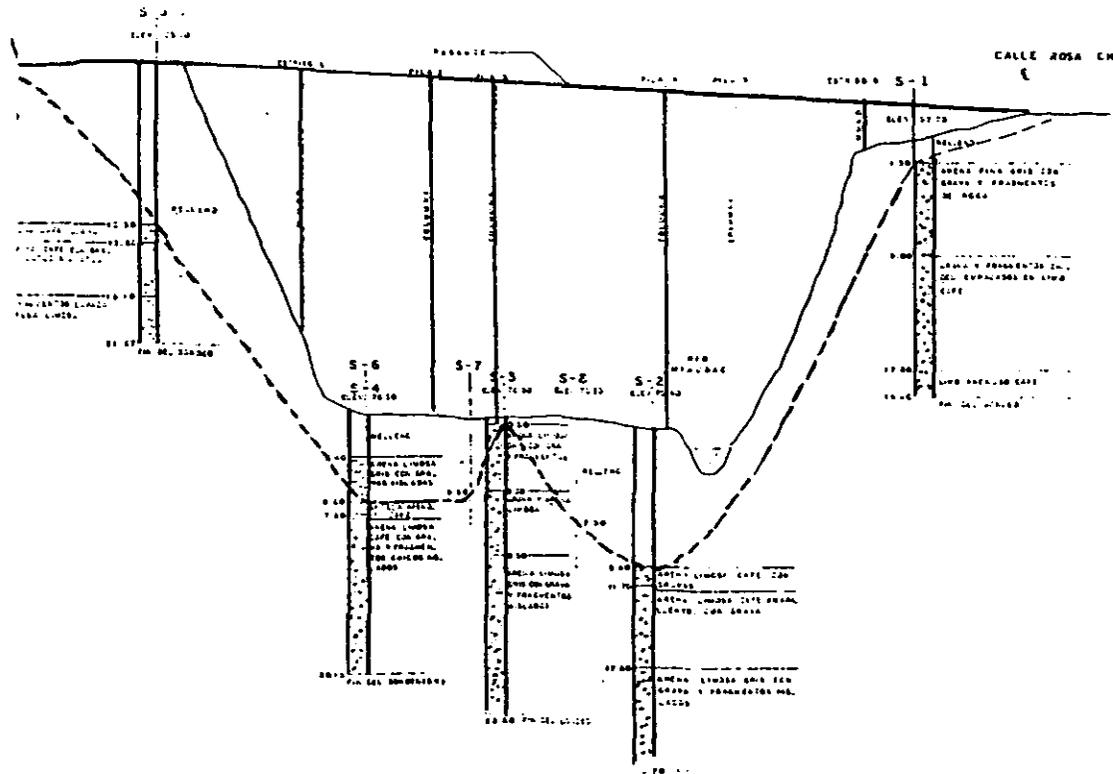


fig. 3.1.3.A. ubicación en Corte de los Sondeos.

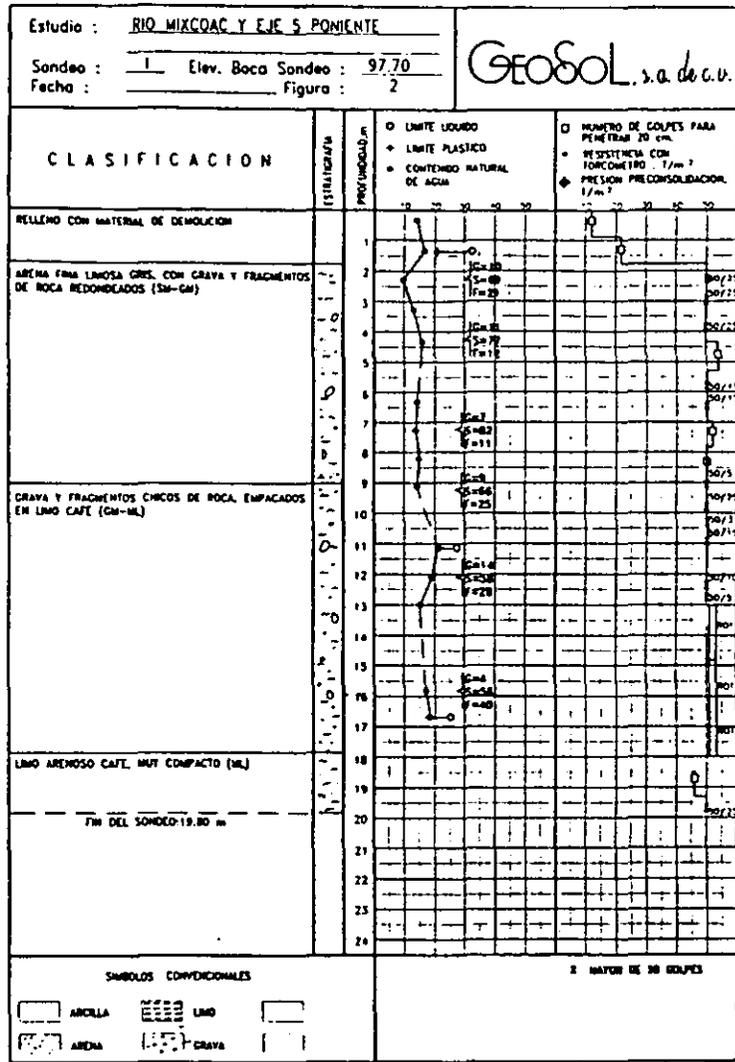


fig. 3.1.3.B. Sondeo 1

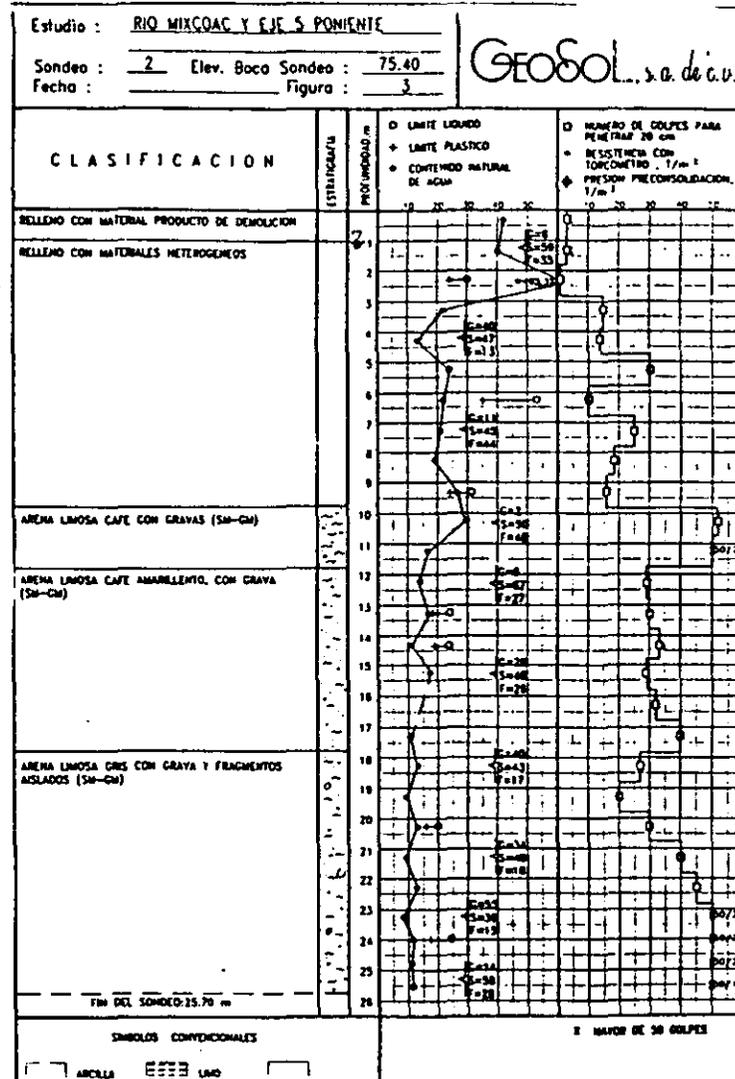


fig. 3.1.3.C. Sondeo 2

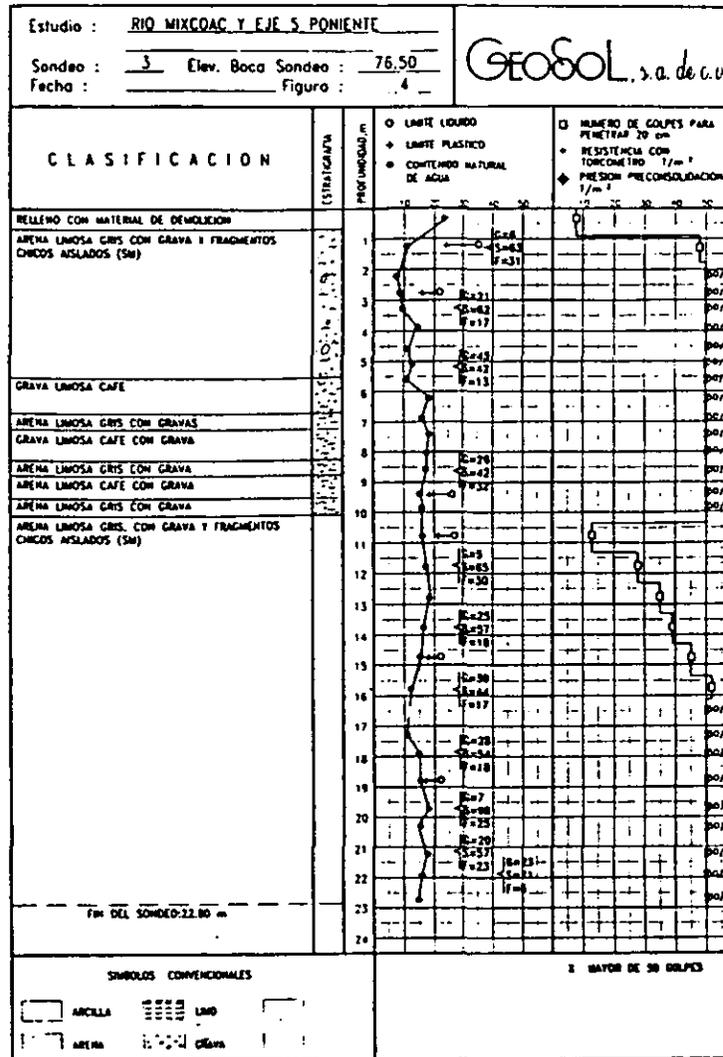


fig. 3.1.3.D. Sondeo 3

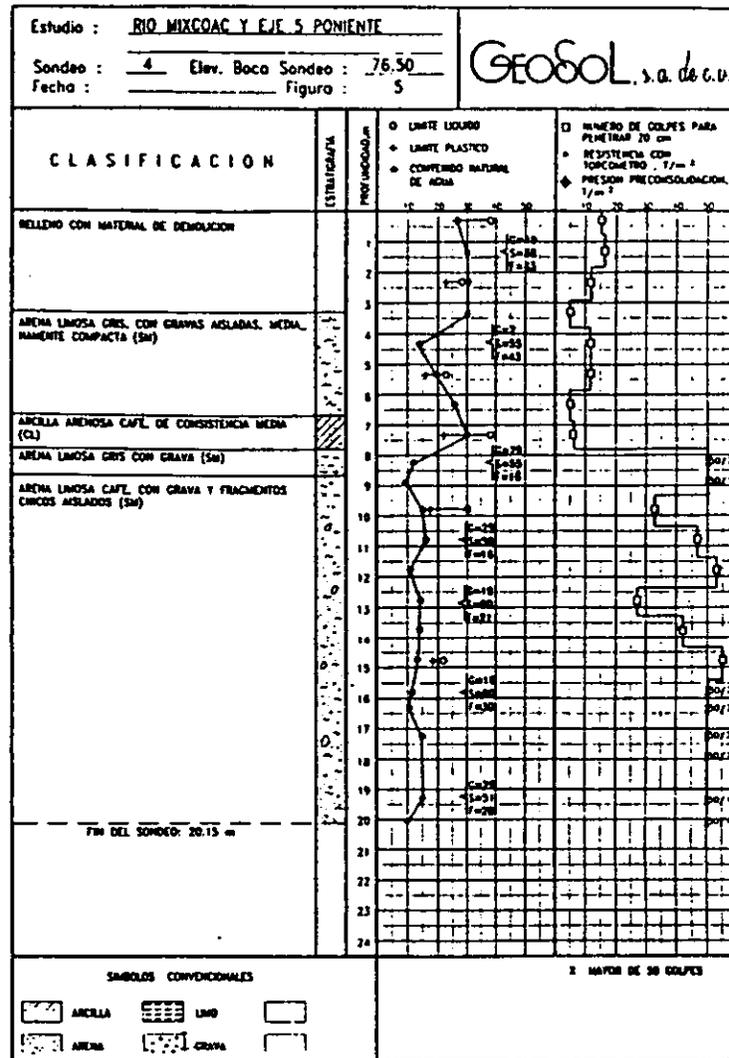


fig. 3.1.3.E. Sondeo 4

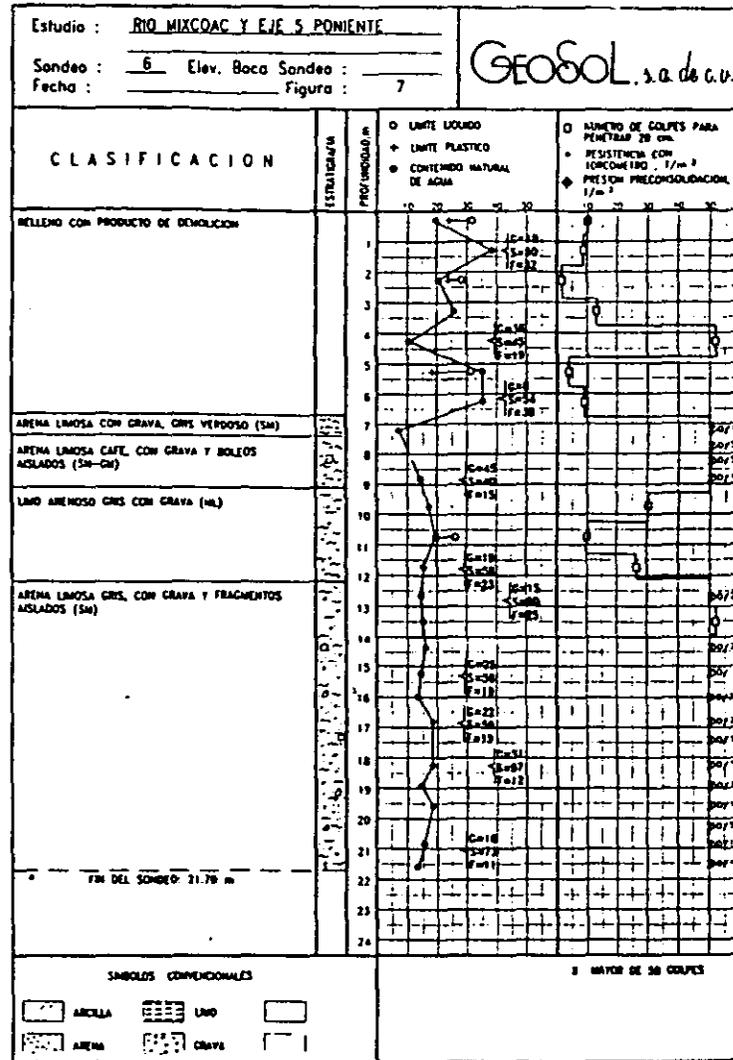


fig. 3.1.3.G. Sondeo 6

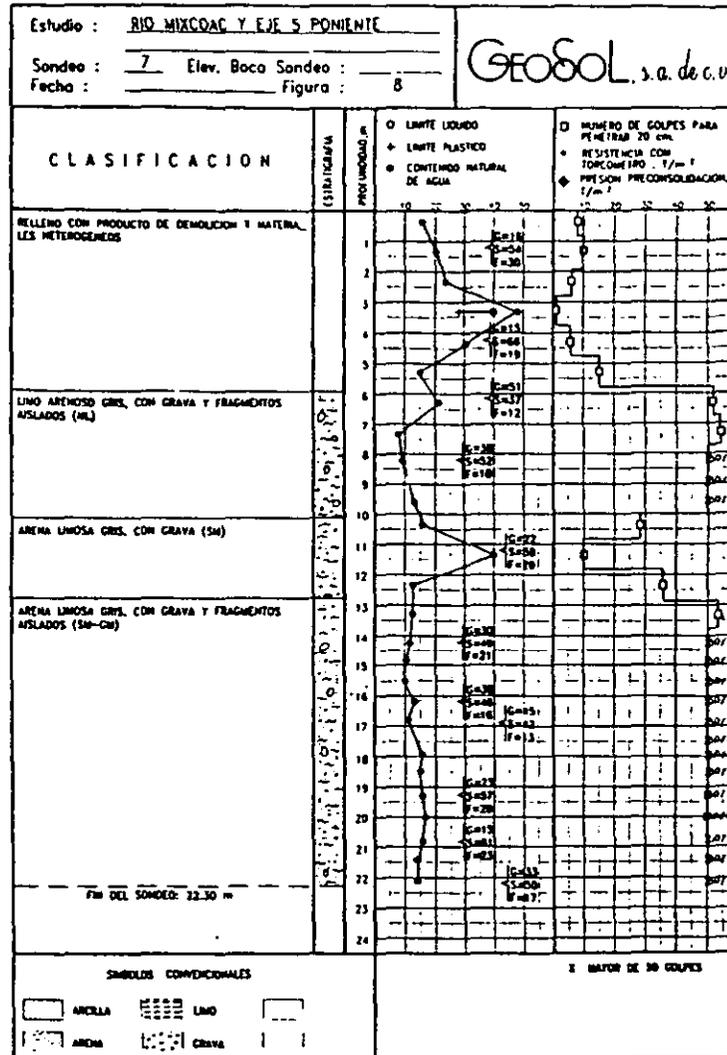


fig. 3.1.3.H. Sondeo 7

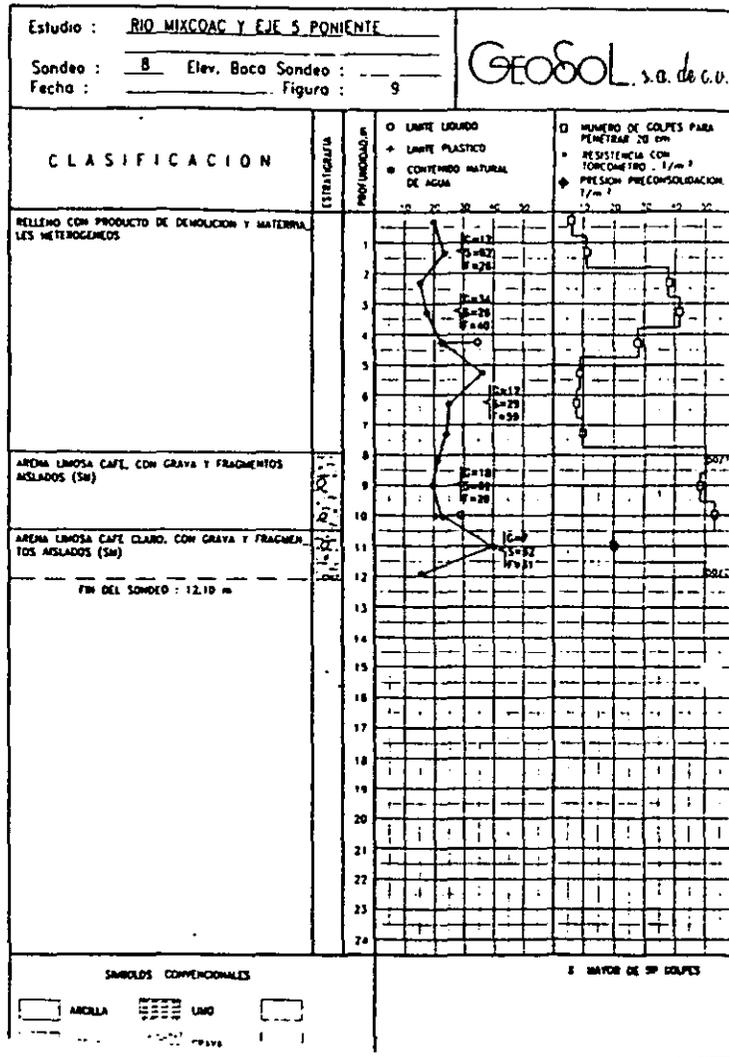


Fig. 3.1.3.I. Sondeo 8

3.2 SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

De acuerdo a las características geotécnicas del sitio anteriormente descritas y tomando en cuenta el tipo de estructura por construir y las restricciones a las que estaba sujeta la situación (instalaciones de Pemex e instalaciones eléctricas), todo indica que la cimentación a la que debería recurrirse era obligadamente de tipo profundo, mediante el empleo de pilas coladas en el lugar, empotradas dentro del manto resistente, penetrando sobre él un mínimo de aproximadamente 5 m. En estas condiciones y de acuerdo a los diferentes sitios en que se ubicaron los sondeos, las profundidades mínimas de desplante recomendables con respecto a la superficie actual del terreno se indican a continuación.

La tabla 3.2.I muestra las profundidades de desplante mínimas recomendadas según los estudios preliminares pero cabe aclarar que ya en el proyecto original hubo pilas que se desplantaron a profundidades de hasta 17 m esto con el principal objetivo de garantizar una capacidad de carga más grande, puesto que el criterio usado para la obtención de este dato esta en función de la longitud de empotramiento de las pilas sobre el estrato duro como constataremos en el siguiente subcapítulo.

Sondeo	Profundidad mínima (mts.)
S - 1 y S - 4	11
S - 2, S - 3 y S - 8	13
S - 5, S - 6 y S - 7	15

tabla 3.2.I

3.2.1 CRITERIOS DE CAPACIDAD DE CARGA EMPLEADOS.

La capacidad de carga del estrato resistente se estimo conforme a la ecuación propuesta en las Normas Técnicas complementarias para Diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (teoría de Meyerhof).

$$C.P. = (p_v N_q^* FR + P_v) AP$$

donde:

CP capacidad de carga por punta de la pila, en ton.

AP área transversal de la pila, m²

- Pv presión vertical debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de la pila, t/m²
- Pv presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/ m²
- Nq* coeficiente de capacidad de carga, que depende del ángulo de fricción interna ϕ del suelo de apoyo y de la longitud empotrada del pilote, (Le), en el manto resistente.
- FR factor de resistencia

Según el mismo reglamento

L_{er} de las pilas debe ser mayor o igual a $4B (N_{\phi})^{1/2}$

en donde L_{er} .- Longitud de empotramiento real de las pilas

$$N_{\phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$4B(N_{\phi})^{1/2} = L_{et}$.- Longitud de empotramiento teórica

si $\frac{L_{er}}{B} \leq 4 \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ entonces:

$$Nq^* = N_{\min} + L_{er} \frac{(N_{\max} - N_{\min})}{\left(4B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)}$$

Y si L_{er} es mayor a L_{et} entonces

$$Nq^* = N_{\max}$$

ϕ (en grados)	20	25	30	35	40
Nmáx	12.50	26	55	132	350
Nmín	7	11.5	20	39	78

tabla 3.2.1.I

A mayor empotramiento de las pilas en el estrato duro existe una mayor certidumbre de que la capacidad de carga será mayor.

La capacidad de carga así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el factor de escala, Fre , mediante el siguiente factor

$$Fre = \left[\frac{(B + 0.5)^n}{2B} \right]$$

siendo:

B diámetro de la pila, m

n exponente igual a 3, para suelo denso. Que es nuestro caso.

El factor de escala anterior se aplica a pilas de diámetro mayor a 0.50 m

Ejemplo: Considerando un peso volumétrico medio del suelo de $1.8 \text{ t} / \text{m}^3$ y un valor representativo del ángulo de fricción $\phi = 33^\circ$, en la tabla siguiente se muestran los valores de las capacidades de carga calculadas para diferentes diámetros de pilas y profundidades de desplante.

Para el dimensionamiento de las pilas, las descargas al subsuelo se incrementaron por un factor de carga de 1.4.

Diámetro (m)	Capacidad de carga Cp, en ton		
	Df = 11 m	Df = 13 m	Df = 15 m
0.8	125	150	175
1.0	140	165	190
1.2	160	190	220
1.5	190	220	250

tabla 3.2.1.II

Una alternativa utilizada para corroborar la capacidad de carga del estrato duro fue la de correlacionar el número de golpes registrados en la prueba de la penetración estándar para avanzar 30 cm de profundidad con la capacidad a compresión del suelo por medio de las gráficas de la fig.3.2.1.A, esta correlación aunque es poco confiable debido a incertidumbres existentes en el proceso de muestreo si puede proporcionar una referencia de comparación a la capacidad calculada con el criterio anterior, la fig. 3.2.1.A además es herramienta indispensable para obtener el ángulo de fricción ϕ . En función de la cual se obtiene el parámetro Nq^* que interviene en la formula de capacidad de carga anterior, por lo cual es de gran importancia garantizar la veracidad del ángulo de fricción por que de él depende en un porcentaje importante la capacidad del suelo, el ángulo de fricción manejado para el proyecto fue de 38 grados.

A continuación se muestra la capacidad de carga admisible calculada con el criterio anterior y las cargas que le corresponde a cada pila arrojadas por los análisis estático y sísmico efectuados para el puente, a las cargas actuantes se les aplicó un factor de carga de 1.4

Nota: estos datos fueron proporcionados por la compañía encargada de esta actividad (RIOBOO S.A de C-V.)

	por cabezal (Ton)	por columna (Ton)	por pila (Ton)	en Kg / cm ² pilas con B=1.2 m
Carga admisible	5840	2920	730	64.55
Carga Bajo condiciones Estáticas	2480	1240	310	27.41
Carga bajo condiciones Sísmicas	3200	1600	400	35.37

Mecánica de Suelos

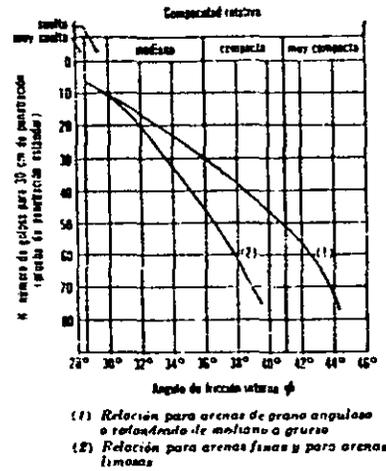


Fig. 3.2.1.A(1). Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

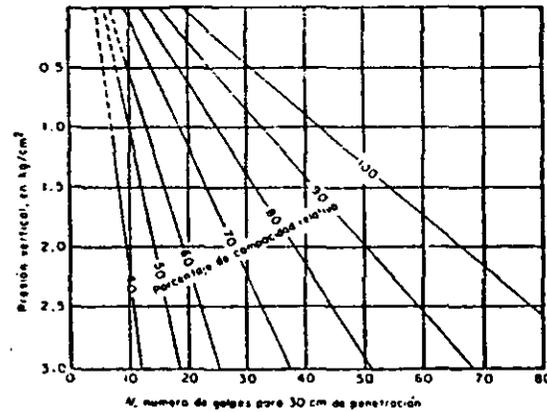


Fig. 3.2.1.A(2). Relación entre penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

3.2.2 ELEMENTOS DE LA CIMENTACION.

Como ya se había mencionado anteriormente de acuerdo a las características del subsuelo y restricciones por instalaciones existentes, los análisis efectuados condujeron a recomendar el empleo de zapatas apoyadas sobre pilas coladas en el lugar, como el tipo de cimentación más apropiado para resolver el problema del puente vehicular sobre el cruce Río Mixcoac y Eje 5 Poniente.

DESCRIPCION GENERAL DE LA CIMENTACION

Arreglo general de la superestructura

El puente vehicular consta de dos cuerpos, cada uno de ellos tiene en forma paralela al eje longitudinal cuatro filas de traveses prefabricados de sección hueca que descansan en su unión con el apoyo (Traveses tipo A) en cabezales también prefabricados, estos a su vez son sostenidos en cada intersección por un par de columnas de sección compuesta (rectangular con extremos semicirculares) fig. 3.2.2.A. y en los extremos de cada puente por muros estribo hechos totalmente en obra.

Arreglo general de la subestructura.

Cada columna transmite su carga en primer lugar a una losa de forma cuadrada (zapata) que le sirve como base, de 5.20 m de lado y 1.00 m de espesor, esta zapata está colada en una sola pieza (monolíticamente) con un candelero de perímetro octagonal en el cual embona la columna, con una altura de 3.5 m y espesor de 0.50 m, dentro de él se albergan las columnas prefabricadas fig. 3.2.2.B.

Cada uno de los candeleros tiene en su base un tornillo nivelador que tuvo el objeto de dar a las columnas el ajuste exacto requerido para corresponder con el nivel de subrasante de proyecto.

Cada zapata a su vez está apoyada en cada uno de sus extremos en pilas de sección circular de 1.2 m de diámetro coladas en el lugar que se apoyan en el estrato duro que se determino por los sondeos. Cada pila permanece empotrada al menos 5 m en dicho estrato fig. 3.2.2.C.

Como se mencionó anteriormente el puente vehicular consta de dos cuerpos llamados convencionalmente cuerpo " A " (lado poniente) y cuerpo " B " (lado oriente), el primero es el de más corta longitud y para su cimentación se emplearon ocho arreglos como el anteriormente descrito. Para el cuerpo " B " por ser más largo se utilizaron 8 zapatas iguales a las del primer cuerpo y una zapata de mayor dimensión que fue una modificación al proyecto original que se efectuó por haberse encontrado en ese lugar buecos rocosos demasiado grandes, por lo cual se optó por implementar una zapata gigante que abarca los ejes B2 y B3 según la fig. 3.2.2.D. y que tiene un espesor de 3m.

El total de pilas utilizadas por el puente asciende a 38 en el cuerpo "A" y 38 el "B" recordando que a este último se le sustituyeron 16 pilas (en dos zapatas estándar) por una zapata de mayor dimensión, 8 columnas, 4 cabezales y dos muros estribo en el cuerpo "A" y 12 columnas, 6 cabezales y 2 muros estribo para el cuerpo "B".

A cada pila se le proporcionó una clave para su identificación, que consta en primer lugar de un número arábigo que indica la ubicación de la zapata en donde se encuentra la pila con respecto al arreglo general la referencia de conteo de es norte a sur, en segundo lugar se asigna la letra A (poniente) ó B (oriente) según el cuerpo donde esté dicha zapata y por último se le aumenta un número romano que le da un lugar a la pila dentro del cuerpo de la zapata la referencia es de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba fig. 3.2.2.D.

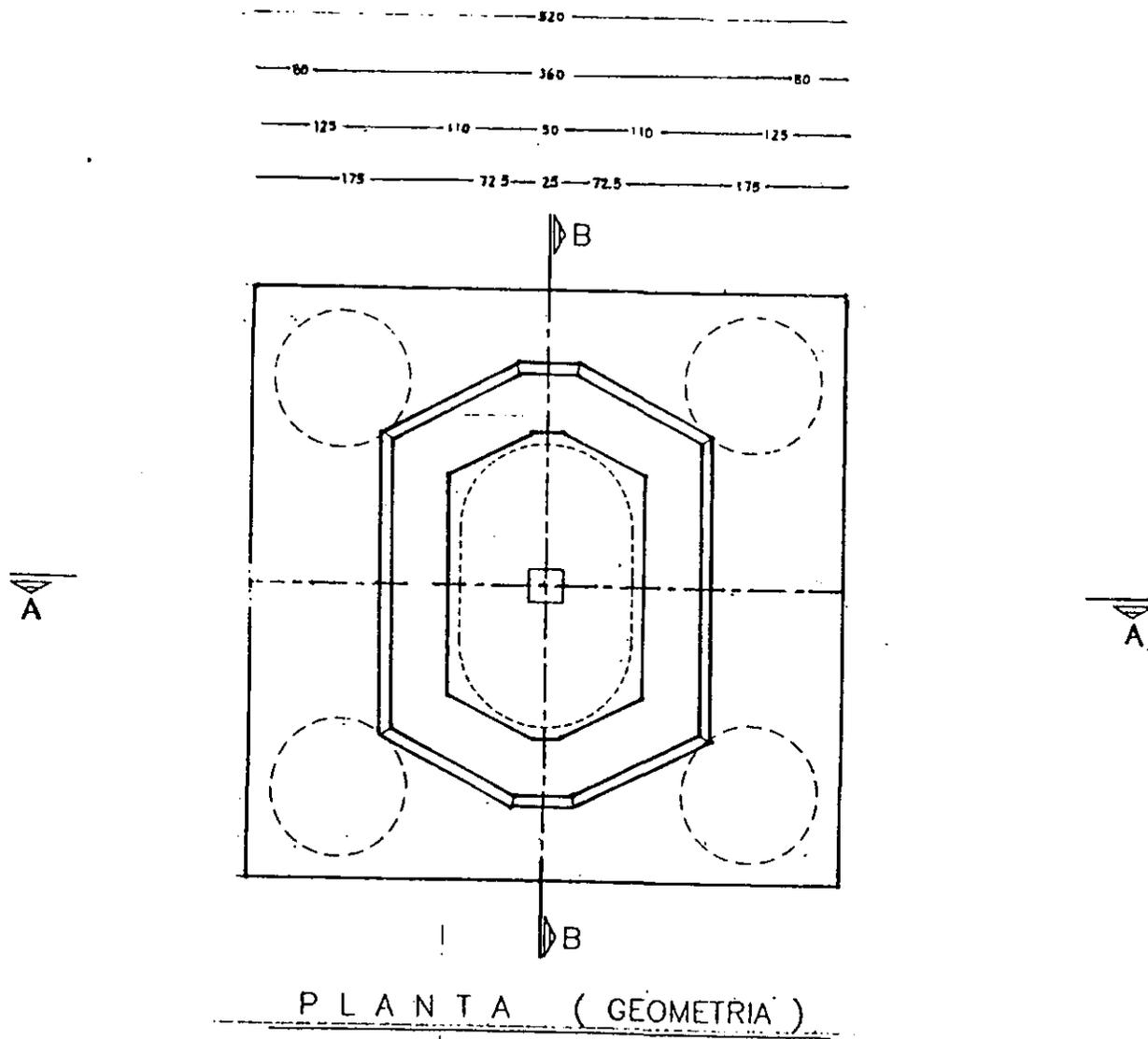


fig. 3.2.2.B. Vista en Planta De Una Zapata de Cimentación.

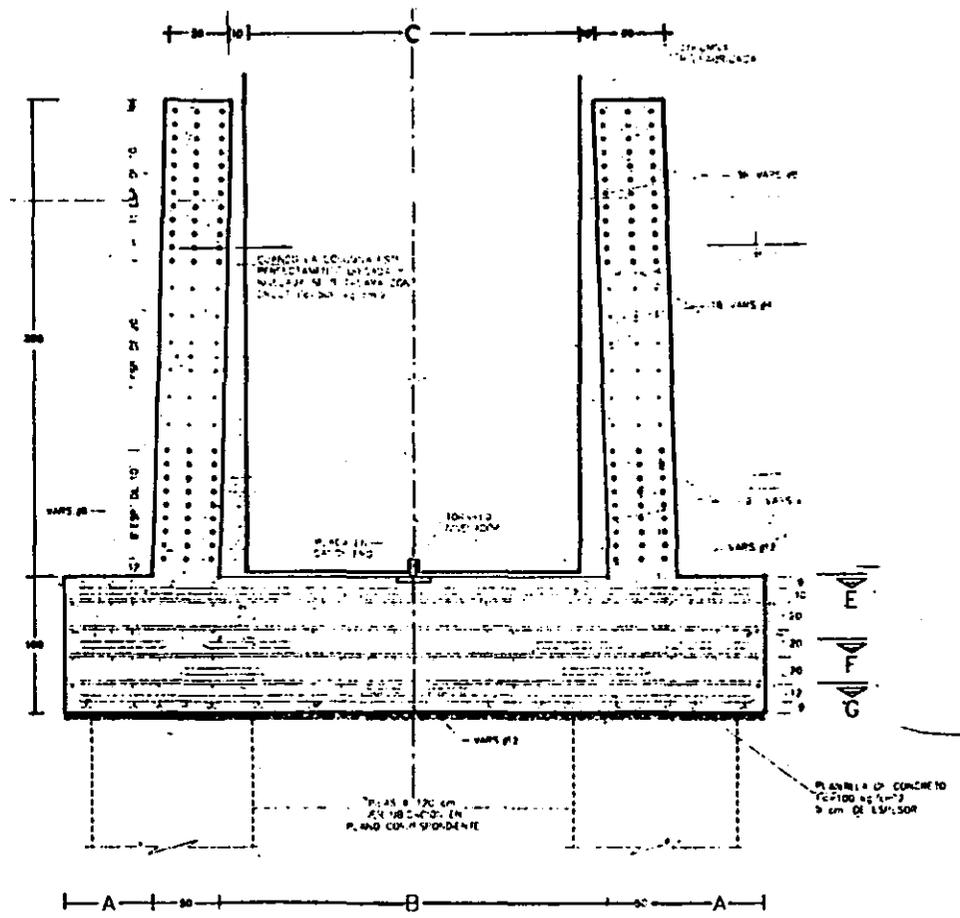


fig. 3.2.2.C(1). Corte Transversal de Zapata de cimentación.

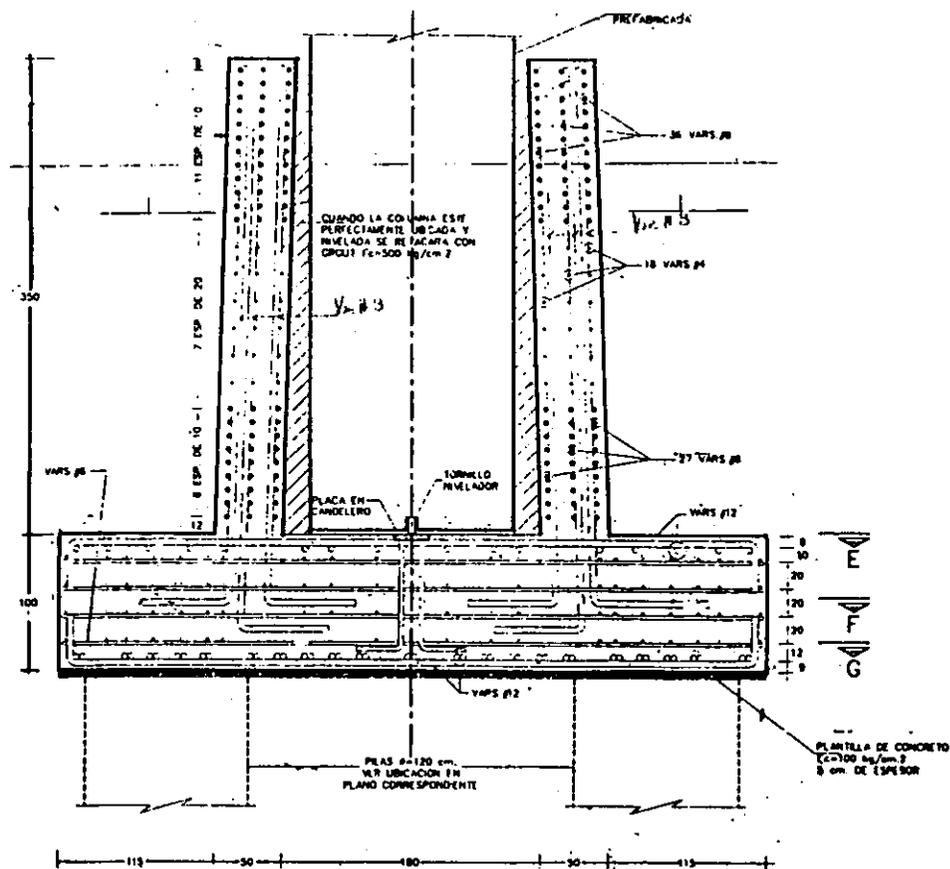


fig. 3.2.2.C(2). Corte Transversal de zapata de Cimentación (lado corto).

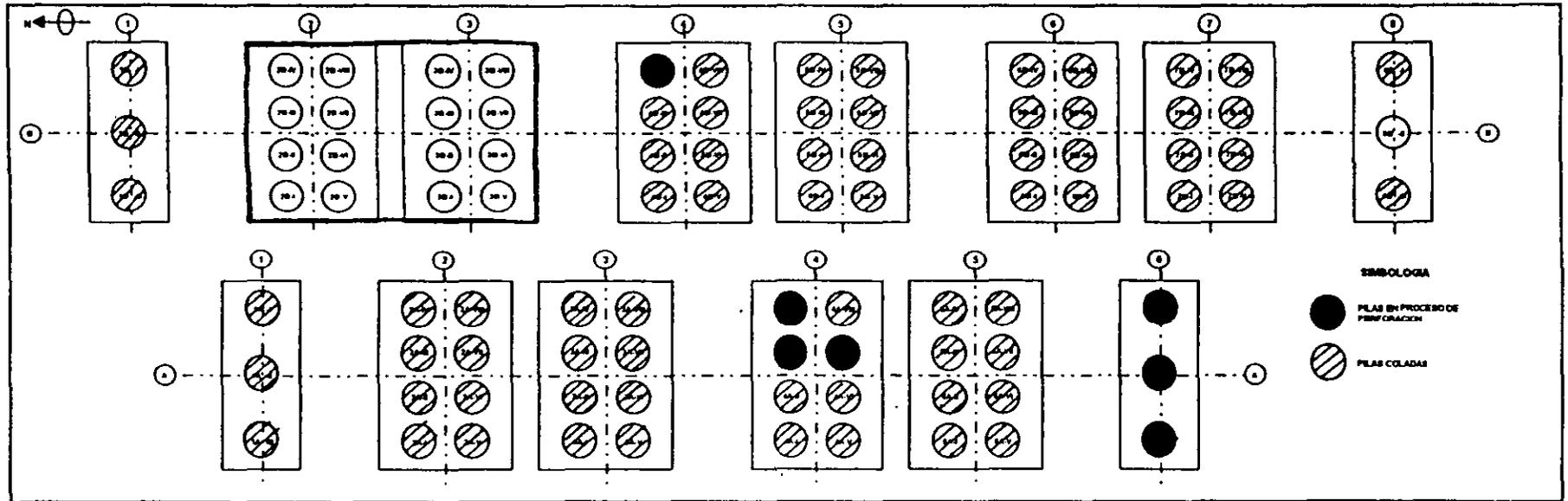


fig. 3.2.2.D Arreglo general de las zapatas de cimentación

Los muros estribo por su parte se apoyan directamente sobre tres pilas, cabe mencionar que dichos muros no fueron diseñados como pudiera pensarse para resistir acciones relacionadas con empuje del material que cubren.

Las profundidades mínimas de desplante de las pilas así como la correspondiente capacidad de carga que se adoptaron para el diseño de la cimentación son las indicadas en la tabla 2 aunque se hace hincapié en las modificaciones hechas sobre el proyecto a dichas profundidades, puesto que en los trabajos de excavación se constató que a esta profundidad todavía se encontraron materiales en estado suelto por lo que dichas excavaciones se tuvieron que profundizar.

3.2.3 EXCAVACIÓN.

Las excavaciones necesarias para la conformación de las pilas se efectuaron en primera instancia con un equipo "Calweld I" el cual tuvo que ser complementado por equipo "Track-Drill" para costurear roca encontrada en la mayoría de las excavaciones, posteriormente Soiltec (empresa encargada de esta cuestión) presentó una grúa "Bucyrus" a la que se adaptó un trépano que se dejó caer libremente sobre la roca fracturándola para que después entrara en acción el equipo de perforación "Calweld I".

Cabe mencionar que la mayoría de las excavaciones se hicieron con el equipo mencionado anteriormente pero hubo algunos casos que presentaron mayor problema al encontrarse boleos de roca sana de hasta 2.5 m de diámetro por lo que se tuvo que recurrir a equipo más adecuado.

Debido a las dificultades que se presentaron en las perforaciones de las pilas 4A-III, 4A-IV y 4A-VII (fig. 3.2.2.D) y a la incapacidad de la empresa que hasta entonces efectuaba las excavaciones (Soiltec), llegó a la obra un equipo denominado "Casa Grande" introducido por I.C.A quien se encargó de dar solución al problema, en tanto Soiltec comenzaba a hacer las perforaciones correspondientes a las pilas 6A-I Y 6A-III (fig. 3.2.2.D) con la draga "Calweld I".

Al efectuar las perforaciones correspondientes a cada pila, se llevo un registro de los materiales extraídos con el fin de verificar la estratigrafía y asegurarse de que el desplante se realizaba en forma conveniente, fue conveniente además que durante la construcción de la cimentación, un ingeniero especializado en mecánica de suelos realizara las visitas de supervisión y proporcionara la adecuada asesoría para afinar, en caso necesario, la definición del desplante de los elementos de apoyo, gracias a estas medidas se pudieron verificar y corregir con autorización de Rioboo S.A de C.V varias perforaciones que de no ser profundizadas hubieran quedado empujadas sobre materiales muy sueltos.

Una consideración importante que se tuvo que tomar en cuenta fue que la ubicación de los sondeos realizados no necesariamente coincidía con la de los apoyos, reiterando que por esta cuestión se tuvieron que hacer los ajustes antes mencionados.

Proceso Constructivo de las pilas

1) Una vez marcada la posición definitiva de las pilas sobre el terreno se procedía a perforar con el equipo antes establecido hasta una profundidad aproximada de 3 m.

2) Ya existiendo esta excavación se continuaba con la colocación de ademes de pared delgada (solo hasta esa profundidad) con equipo denominado "Bauer", esto con la finalidad de dar soporte a la perforación en su parte superior en donde se encontraron los estratos de relleno y por donde continuamente transitarían los equipos de perforación.

3) Posteriormente a la colocación del ademe metálico se continuaba con la perforación hasta alcanzar la profundidad proyectada.

4) El siguiente paso era llenar la cavidad con lodo ventonítico preparado en obra para evitar posibles desprendimientos del material de las paredes al fondo de la excavación y variaciones inadecuadas en el diámetro del fuste.

Nota: Se consideró importante que tan pronto se realizara la perforación de una pila se procediera al respectivo colado, sin diferir esta actividad por lapsos mayores que unas doce horas, para lo cual debió habilitarse el acero de refuerzo de ante mano.

5) El habilitado del acero de refuerzo se realizó en forma conveniente fuera de la cavidad de las pilas y después era izado y centrado con una grúa " Pettibone " para ser por último colado por medio de tubo tremie.

Los procedimientos de colado y características del concreto se ajustaban a normas establecidas para este tipo de trabajos por organismos especializados, tales como el A.C.I con el objeto de garantizar un concreto homogéneo y libre de contaminantes y discontinuidades.

3.2.4 HUNDIMIENTOS CALCULADOS A CORTO Y LARGO PLAZO.

La expresión utilizada en el cálculo de las deformaciones a corto plazo, que es el único caso de deformación que se consideró para esta obra, corresponde a la del método elástico para carga uniformemente distribuida, la resolución por usar este modelo matemático se tomo por el hecho de que la predicción de los asentamientos en la zona de baja compresibilidad de la ciudad de México representa dificultad, pues el problema de cálculo de asentamientos en depósitos de arena más o menos suelta no está resuelto y no existe una expresión que determine de forma definitiva estos hundimientos.

Para el proyecto se considera que éstos serán fundamentalmente de tipo elástico, lo que significa que básicamente ocurrirán durante la construcción del puente. Para la estimación de dichos asentamientos se puede partir de la siguiente expresión.

$$\delta_c = (1 - \mu) \left(\frac{P}{E} \right) B; \quad \begin{array}{l} \text{Expresión para calcular la deformación} \\ \text{vertical bajo el centro del área cargada} \end{array}$$

donde:

δ_c	deformación vertical bajo la pila, cm
μ	coeficiente de Poisson = 0.3
P	presión aplicada, kg / cm ²
E	módulo del terreno de cimentación, kg / cm ²
B	diámetro de la pila, m

CONSIDERACIONES QUE SE DEBEN DE TENER EN CUENTA AL EMPLEAR LA EXPRESIÓN ANTERIOR.

Deben recordarse las consideraciones e hipótesis bajo las que funciona la teoría elástica, así como las limitaciones a las que está expuesta. En primer lugar ha de mencionarse el hecho de que por ser la naturaleza de los suelos no homogénea ni isotrópica los suelos se alejan de ser un material que cumpla con las hipótesis de la elasticidad y mucho menos de elasticidad lineal, sin embargo en muchos casos prácticos las distribuciones de esfuerzos que se obtienen mediante la aplicación de la teoría de la elasticidad, han resultado satisfactorias en confrontaciones con experimentos realizados.

La trascendencia de estar consciente de lo anterior implica ser responsable del uso adecuado de la expresión anterior en cuanto a los datos requeridos para su aplicación, que como es evidente son obtenidos a partir de pruebas de laboratorio.

El módulo de elasticidad "E" y el módulo de Poisson " ν " son "constantes" que para el caso de los suelos son sensibles a muchos factores que dependen de la profundidad del estrato considerado, a los niveles de esfuerzos aplicados al suelo, como a la velocidad de aplicación de dichos esfuerzos por lo que difícilmente a estos parámetros puede llamárseles constantes o por lo menos no pueden tener el mismo grado de certidumbre que los utilizados en otros campos de la ingeniería.

La deformación obtenida con la fórmula anterior para el proyecto es del orden de medio centímetro al centro de cada pila, esto según información proporcionada por Rioboo. S. A. de C.V.

C A P Í T U L O 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El proceso que sigue después de la determinación de las cargas de diseño es precisamente el del análisis estructural, a continuación se explicará en forma general la manera en que se realizó el análisis estructural para el puente vehicular “Eje 5 Poniente - Río Mixcoac”.

En la etapa de análisis se realiza la determinación de la respuesta estructural, o sea de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de las fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones.

El análisis constituye la etapa más “científica” del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas. El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas con el desarrollo de los métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración. Con estos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que ésta sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo, con los que pueden realizarse en poco tiempo y a un costo razonable los millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

No debe perderse de vista que lo que se está manejando en esta etapa son modelos analíticos de la estructura. La etapa de análisis puede considerarse dividida en la identificación del modelo analítico que representa a la estructura y a las acciones que sobre ésta se ejercen, y en una segunda parte que consiste en la solución del problema analítico así planteado. Por muy precisa que sea la solución analítica, sus resultados sólo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente fielmente sus propiedades esenciales.

Existen diversas situaciones en que un proyectista necesita tener una estimación expedita y razonablemente aproximada de la respuesta de la estructura.

En el prediseño, cuando debe hacerse una determinación inicial aproximada de las dimensiones de los diferentes elementos estructurales, sea para comparar diferentes soluciones preliminares, sea como punto de partida para el análisis más formal, debe recordarse que es necesario conocer desde las primeras etapas de la estructura para calcular su peso propio y determinar las acciones debidas a carga muerta. En estructuras hiperestáticas, como lo son la gran mayoría, es conocer las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales para determinar las rigideces que intervienen en la determinación del modelo analítico. Aun despachos experimentados de cálculo estructural como los que se hicieron cargo de este proyecto necesitan con frecuencia recurrir a un análisis aproximado para proponer dimensiones preliminares que sean suficientemente cercanas a las que resultarán finalmente del proceso de diseño, de manera que no se haga necesario realizar nuevamente todo el proceso con valores corregidos.

La posibilidad de errores en los métodos de análisis refinado no es nada remota y su detección puede ser difícil. Cuando el análisis se hace mediante un programa de cómputo, se requiere la preparación de una gran cantidad de datos de entrada relativos a las propiedades del modelo, y la interpretación de un gran volumen de resultados. Se cometen errores frecuentes en ambas etapas y es muy conveniente contar con una solución paralela que, aun si poco precisa, permita poner en evidencia rápidamente discrepancias significativas. La misma situación se presenta cuando el análisis se realiza con métodos manuales que implican la manipulación de una gran cantidad de números y operaciones, a lo largo de los cuales es fácil cometer errores, especialmente de signo y de punto decimal. El manejo de los métodos aproximados de análisis es particularmente útil para los supervisores y responsables del proyecto que en las grandes oficinas de diseño deben verificar los resultados de los análisis realizados generalmente por ingenieros menos experimentados.

En la entrevista sostenida con personal técnico encargado del proyecto estructural de RIOOBO S.A. de C.V. se nos comentó que el análisis estructural del puente lo habían efectuado con EL software denominado “SAP 90”, basado en el método de las rigideces y que constituyó la principal herramienta que se utilizó para este fin.

4.1 ETAPAS DEL CÁLCULO.

El Cálculo de un puente sigue las siguientes etapas.

- a) Idealizaciones estructurales, es decir, las diferentes visiones o abstracciones del puente como estructura calculable.
- b) Determinación de las acciones, que ya fue descrita en el capítulo anterior y que en este hablaremos de la manera en que fueron consideradas para el análisis.
- c) Cálculo de los esfuerzos

4.1.1 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR EJE 5 PONIENTE RÍO MIXCOAC

En términos generales podemos afirmar que la idealización de un puente consta de tres partes fundamentales la primera consistente en la representación del modelo geométrico, la segunda la referente a la representación de las condiciones de continuidad y la última la de modelaje del comportamiento de los materiales. A continuación se describirá el contenido de cada uno de estos conceptos.

4.1.1.1 MODELO GEOMÉTRICO.

Este es un esquema que representa las principales características de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas “equivalentes” de estos componentes básicos.

Como ya se mencionó anteriormente, un mismo puente puede ser idealizado estructuralmente de varias formas diferentes y, a veces, ante su dificultad o novedad tipológica, se calcula según esquemas estructurales distintos con el objeto de obtener una mayor fiabilidad en los resultados del cálculo. Así pues, no existe una correspondencia biunívoca entre el tipo de puente y el método de cálculo más adecuado.

Desde un punto de vista monodimensional el eje longitudinal del puente objeto de nuestro estudio podría representarse como lo muestra la fig. 4.1.1.1.A.

Hay que recordar que el modelo monodimensional constituye una idealización de formas con dos dimensiones muy pequeñas respecto a otra denominada longitud, que se sustituyen por una línea conocida con el nombre de directriz. Esta es el lugar de los centros de gravedad de las secciones normales a la misma.

Esta idealización puede ser útil para representar como un marco plano y de una manera muy simple el comportamiento del puente en su dimensión principal (longitud) y también en la transversal.

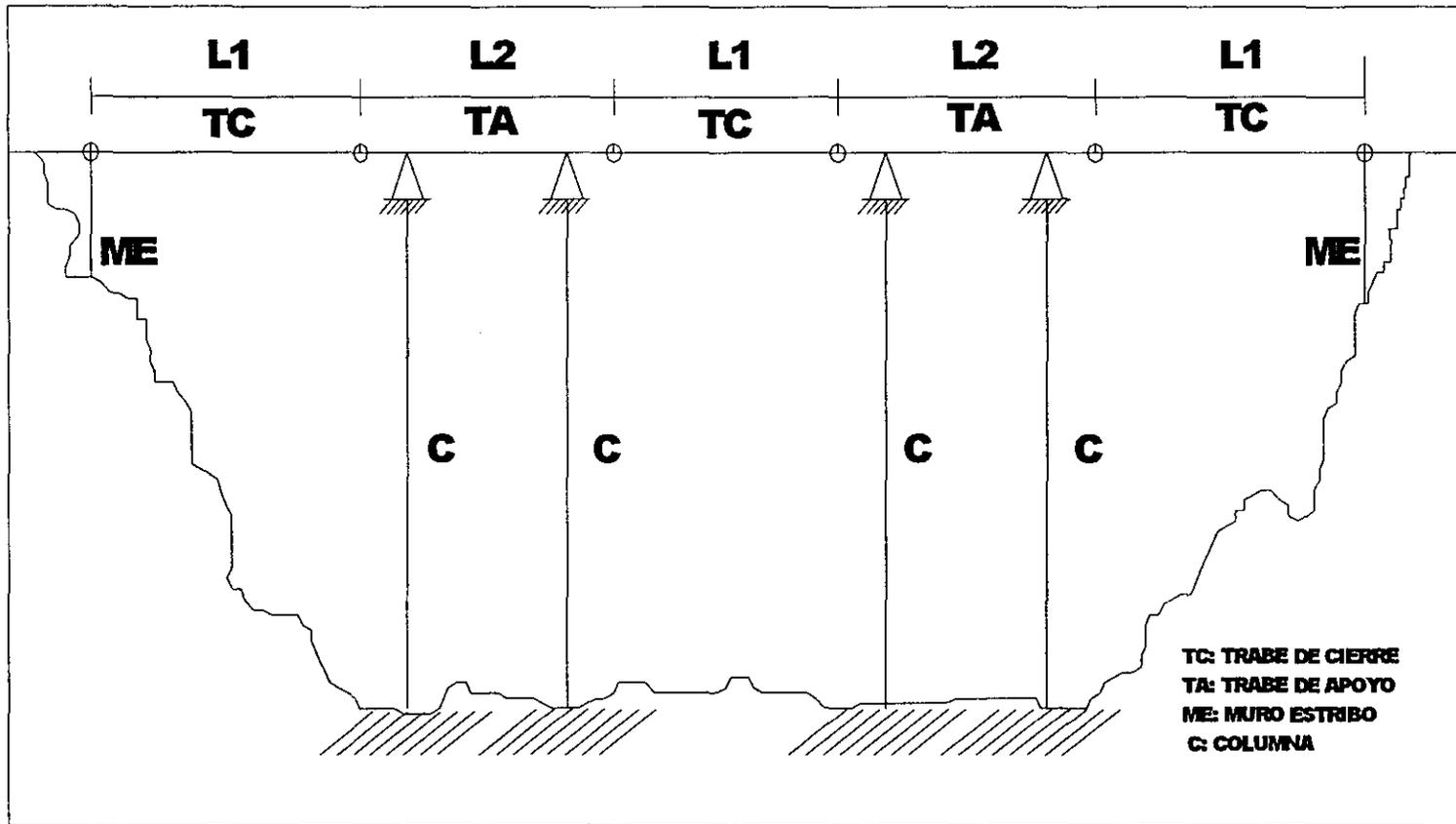


Fig. 4.1.1.1.A Representación Monodimensional del Puente

El cálculo longitudinal y transversal de la estructura primaria del puente permite obtener, en cada sección, los esfuerzos a todo lo ancho, mediante una primera idealización estructural, compuesta de elementos barras y nudos, es decir, una estructura en primera dimensión.

Una representación bidimensional surge como idealización de un volumen con una dimensión, espesor, muy pequeña frente a las otras dos, que se constituye por una superficie denominada superficie media. Esta es el lugar geométrico de los puntos medios de los segmentos de sus normales interceptadas por las superficies intradós y extradós. Así pues, la superficie media con las variaciones de los espesores, módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson definen totalmente a la placa como estructura. Esta idealización es útil particularmente para representar las características de las secciones transversales de los elementos estructurales o de la geometría de la planta de la vía.

Desde el punto de vista de su cálculo, se puede considerar el puente dividido en tres partes bien diferenciadas:

- Tablero.
- Sistema estructural primario.
- Subestructura.

El tablero representa la parte estructural en contacto con las cargas de tráfico, y que transmite éstas a los elementos principales o sistema estructural primario. Este sistema estructural salva el claro, en el sentido de que la carga actuante se transmite a los apoyos. Por último, la subestructura realiza la operación estructural de dispersión de las fuerzas en los apoyos sobre el terreno o de cimentación.

El cálculo longitudinal tiene como objetivo determinar los esfuerzos totales en cada sección del puente, considerando éste como un conjunto de elementos en primera dimensión. Generalmente, salvo casos excepcionales, no es suficiente este cálculo para dimensionar adecuadamente un puente, necesitándose el estudio transversal, es decir, el conocimiento de como estos esfuerzos totales se distribuyen transversalmente en cada sección. En esta tesis se intenta exponer a grosso modo la problemática asociada con este tipo de cálculo longitudinal y, en especial, en relación con la estructura primaria del puente. Es bien sabido, que a veces, el puente no puede descomponerse, al menos de un modo claro, en las tres partes estructurales citadas el tablero, estructura primaria y subestructura. Asimismo, no siempre es posible, o económico dividir el cálculo del puente en longitudinal y transversal. No obstante, a estas consideraciones, el estudio longitudinal constituye una importante fase del análisis de puentes que deben ser conocida en profundidad.

Existen, en un puente, parámetros geométricos característicos que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo más adecuado en cada caso, y pueden agruparse en las dos categorías siguientes:

- a) Forma de la sección transversal.
- b) Geometría en planta.

A continuación se comentan, cada una de las características geométricas anteriores con relación al Puente Vehicular Eje 5 Poniente - Río Mixcoac.

a) Forma de la sección transversal.

El tipo de sección transversal de las traves, utilizadas en el puente, constituye un importante avance en el aligeramiento de secciones, donde la proporción del aligeramiento a la sección total es muy elevada, produciendo una sección transversal adecuada para claros medios y grandes, con una fuerte rigidez a torsión. A este tipo de secciones se les denomina de cajón. fig. 4.1.1.1.C.

b) Geometría de la Planta.

La geometría en planta de la sección del tablero para el caso de nuestro puente es de forma recta o plana rectangular y en general constituye el tipo de tablero más fácil de calcular desde el punto de vista del análisis estructural, otra ventaja importante es que la fuerza centrífuga para este caso es nula, en la figura 4.1.1.1.B se muestra un dibujo simple de la planta del puente.

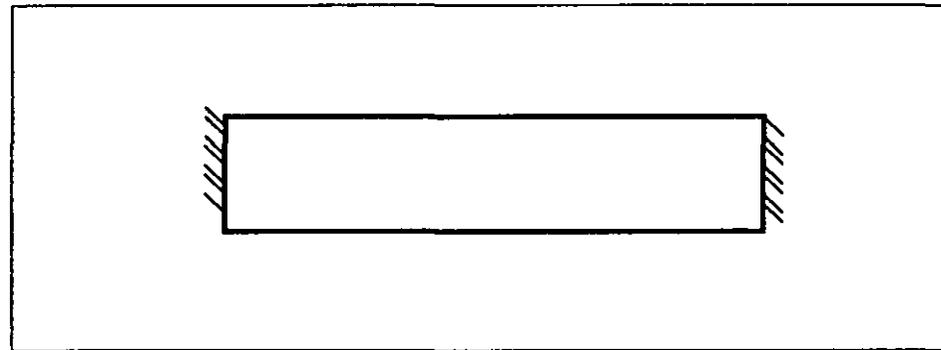


fig.4.1.1.1.B Sección Recta.

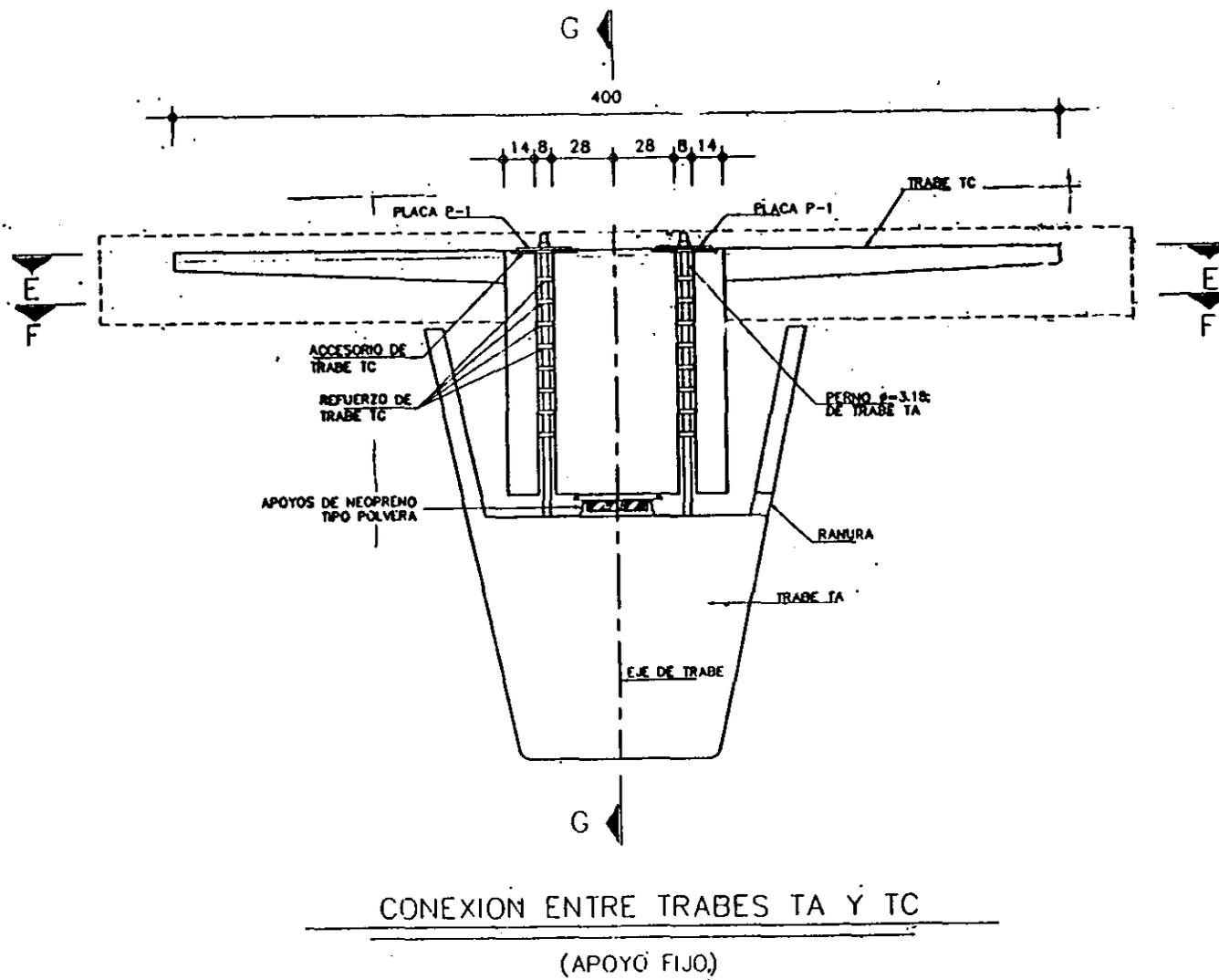


fig. 4.1.1.1.C. Sección Transversal de Trabe de Apoyo.

4.1.1.2 MODELO DE CONDICIONES DE CONTINUIDAD EN LAS FRONTERAS.

Debe establecerse cómo cada elemento está conectado a sus adyacentes (si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa) y cuales son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, apoyo libre etc.).

El modelo analítico de la estructura debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y las fronteras entre la estructura y sus apoyos.

Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Se puede lograr un nudo rígido, o sea uno en donde no existan deformaciones concentradas que permitan movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan, o se puede detallar la conexión de manera que se libere alguna restricción sea de desplazamiento o de giro, logrando por ejemplo una articulación. La suposición que se haga en el modelo analítico debe ser congruente con el tipo de conexión que se especifique en los planos para los elementos en cuestión.

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno dependen del tipo de cimentación que se proporcione y de las propiedades del suelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas; empotramiento o articulación, aunque generalmente las condiciones serán intermedias, y deberían representarse por medio de resortes que produjeran la rigidez de la cimentación. Las incertidumbres en las propiedades del suelo y su variación con el tiempo hacen poco predecibles las características de estos resortes y justifican considerar las condiciones extremas más representativas.

En puentes y estructuras de techo resulta con frecuencia conveniente lograr apoyos que sean articulaciones simples o deslizantes, o sea con libertad de movimiento longitudinal, para evitar que se introduzcan solicitaciones por efectos de temperatura. En estos casos debe detallarse el apoyo para que funcione en la forma que se desee y sobretodo que se ha considerado en el análisis.

En el proyecto del puente se contó principalmente con dos tipos de traveses, las denominadas traveses de apoyo y las de cierre, la diferencia entre estos dos tipos de traveses es que las primeras están diseñadas para apoyarse sobre un par de cabezales, trabajando en sus extremos como cantiliver, mientras que las segundas tienen una condición de apoyo diferente en sus extremos que las obliga a trabajar como simplemente apoyadas, fig.4.1.1.2.A,(1),(2).

Un esquema de los elementos mecánicos en uno de los claros del puente se muestra de forma cualitativa en la fig. 4.1.1.2.B

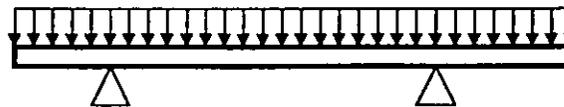


fig. 4.1.1.2.A (1) Idealización de una Trabe de Apoyo

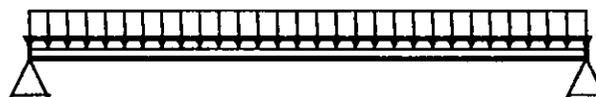


figura 4.1.1.E (b) Idealización de una trabe de cierre

dde

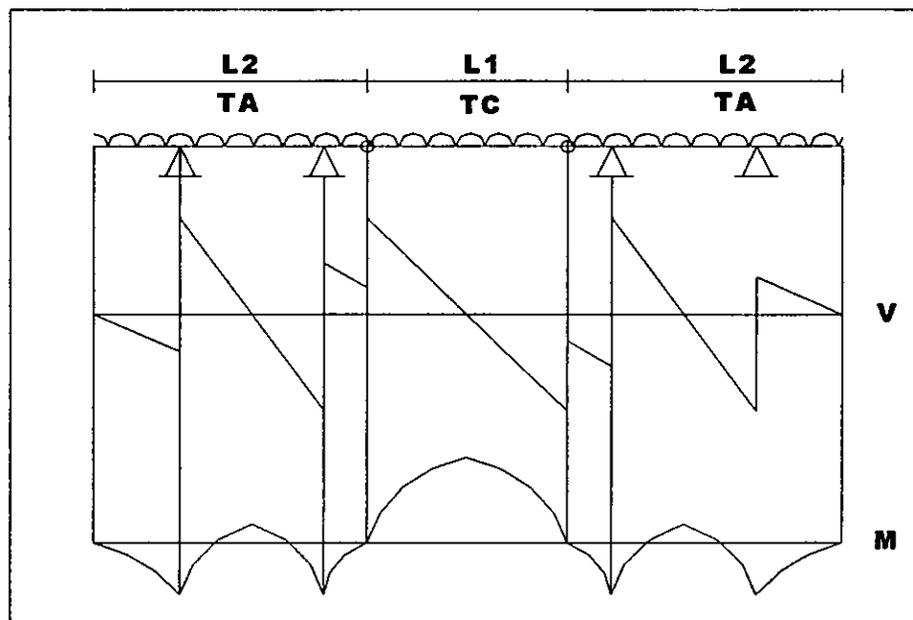


fig. 4.1.1.2.B Diagrama de Elementos Mecánicos Representativos (parte central del puente con carga uniforme)

La tabla 4.1.1.2.I trata de ilustrar los grados de libertad que presenta cada elemento estructural del puente con relación a las conexiones entre ellos.

TIPO DE CONEXIÓN	DESPL. HOR.	DESPL. VER.	M.EJE LON.	M.EJE TRANS.
Zapata - Columna	x	x	x	x
Columna - Cabezal	x	x	x	x
Sistema de Cabezales - T. de apoyo	x	x	x	x
T. de apoyo - T. de cierre	x	x	_____	x

tabla 4.1.1.2.I

NOTA: En las conexiones entre las trabes de apoyo - trabes de cierre, existen juntas de neopreno que permite que la articulación se comporte como un apoyo de tipo fijo, y que por lo mismo no permiten desplazamientos longitudinales, mientras que en las uniones entre las trabes de cierre y los muros estribo también existen apoyos de neopreno pero con un carácter de apoyo tipo móvil que permite la disipación de deformaciones producidas por cambios volumétricos por temperatura pero el rango de desplazamiento es tan pequeño que no se considera como un grado de libertad.

Como se aprecia en la tabla anterior la única conexión en donde hay un grado de libertad es en el de la trabe de apoyo - trabe de cierre, en donde no tenemos restricción al giro en el sentido longitudinal del puente, puesto que como ya comentamos las trabes de cierre trabajan como simplemente apoyadas.

Es necesario reflexionar sobre la existencia real de las condiciones de apoyo, puesto que en las clases escolares de estructuras que se imparten en la facultad se trabaja generalmente con apoyos ficticios que muy difícilmente se pueden encontrar en la realidad, tal vez los apoyos simples puedan ser los más fáciles de lograr en una construcción verdadera, sin embargo los empotramientos representan un grado de dificultad mayor puesto que es imposible lograr un empotramiento de rigidez infinita como los que comúnmente idealizamos en nuestros ejercicios, por lo anterior es conveniente tener conciencia de la incertidumbre implícita que hay en los datos que utilizamos para alimentar nuestros programas de cómputo tanto en lo referente a la determinación de las cargas pero sin olvidar la parte correspondiente a la idealización estructural que se hizo que implica la suposición de las características del material empleado y las condiciones de apoyo que ya comentamos.

4.1.1.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.

Debe suponerse una relación acción – respuesta o (esfuerzo de deformación) del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, aunque esta teoría tiene limitaciones en muchos, casos.

Normalmente el análisis se realiza con procedimientos que implican la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es lineal y se adoptan en el modelo propiedades elásticas representativas del comportamiento de la estructura. Esta hipótesis es aceptable y conveniente en prácticamente todos los casos, sin embargo conviene entender clara mente en que grado difiere el comportamiento real del elástico lineal, en qué criterio se debe basar la determinación de las propiedades elásticas equivalentes y cual es la magnitud de los errores que se pueden cometer con esas hipótesis.

Aunque la mayoría de los materiales y elementos estructurales tiene un comportamiento que no se despega mucho del lineal en un intervalo de esfuerzos bastante amplio, existen diversas fuentes de no linealidad. En estructuras muy particulares se tiene no linealidad debido a cambios significativos de geometría bajo el efecto de las cargas; tal es el caso de algunas estructuras colgantes. Sin embargo, la fuente más importante de no linealidad es la que proviene del propio material y depende de las características peculiares de cada material.

En una estructura isostática el comportamiento no lineal modifica solamente las deformaciones con respecto a las fuerzas internas está regida por condiciones de equilibrio únicamente. En estructuras hiperestáticas la distribución de fuerzas internas depende de las rigideces relativas de los elementos estructurales; por tanto, si algún elemento, o parte de este, pierde rigidez por entrar en una etapa de comportamiento inelástico, su rigidez relativa con respecto a los elementos que está conectado disminuirá, dando lugar a una modificación de la distribución de fuerzas internas y, en general, a una reducción en el nivel de esfuerzos en el elemento que ha perdido rigidez. A esta modificación de fuerzas internas se le llama redistribución por comportamiento inelástico.

Redistribuciones mucho mayores ocurren cuando alguna sección de un elemento llega a su momento de fluencia. Si los elementos de una estructura tienen comportamiento dúctil, cuando se alcanza el momento flexionante de fluencia en una sección de capacidad de carga no crece ya prácticamente, pero la sección es capaz de mantener este momento para deformaciones muy superiores a las de fluencia y por tanto constituye lo que se conoce como una “ articulación plástica “.

Si se forma una articulación plástica en una estructura isostática, ésta se vuelve un mecanismo. En cambio, en una estructura hiperestática al formarse una articulación plástica se tiene una sección que mantiene una capacidad de momento constante, pero que para cargas mayores se porta como una articulación; de manera que la estructura es capaz de soportar cargas que exceden a la que correspondió a la formación de la articulación plástica, pero con una distribución de fuerzas internas diferentes. El colapso de esta estructura ocurrirá sólo cuando se haya formado el suficiente número de articulaciones plásticas para que la estructura se vuelva un mecanismo o cuando en alguna articulación plástica se alcance una rotación tan grande que la sección sea incapaz de mantener su momento y ocurra una falla local.

4.1.2 CONSIDERACIÓN DE LAS ACCIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

La etapa de determinación de las acciones se lleva a cabo, normalmente, mediante la utilización de reglamentaciones oficiales sobre puentes.

Desde un punto de vista general, la determinación de las acciones sobre puentes constituye un problema difícil, que debe ser considerado dentro del marco de la teoría de la probabilidad y relacionado con parámetros característicos del puente, en particular, densidad del tráfico, tipo de vía

de circulación y longitud del puente. En este sentido, existen intentos de fijar las acciones de forma probabilística, de modo que el nivel de seguridad sea del mismo orden en las distintas estructuras.

Ya en el capítulo referente a la determinación de las cargas de diseño de esta tesis se hizo la clasificación de los diversos tipos de acciones que actúan en cualquier tipo de estructura, en general estas acciones se pueden combinar en diferentes hipótesis de carga, cuya mayor o menor probabilidad de ocurrencia se impone, implícitamente, mediante un valor adecuado del factor de carga.

4.1.2.1 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA MUERTA.

Para el caso del puente vehicular la idealización práctica que se le asignó a los efectos producidos por carga muerta, fue la de una carga uniformemente distribuida actuante a todo lo largo y ancho de cada uno de los dos cuerpos que lo constituyen, de esta manera se tuvo una carga por metro cuadrado, producida por el peso propio de la estructura de concreto, de la capa de compresión, la carpeta asfáltica y en general por todos los dispositivos necesarios para el buen funcionamiento del puente, como lo son los barandales y contenciones utilizados para la delimitación del puente peatonal entre otros, esta carga uniformemente distribuida está en función de los pesos volumétricos de los materiales empleados.

4.1.2.2 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA VIVA.

Como es sabido la carga viva que actúa principalmente sobre la estructura de un puente, es la producida por el constante tráfico de vehículos que por él pasan, aunque existen algunas otras de menor magnitud como las producidas por el paso de peatones, por tratarse de acciones de tipo dinámico, un análisis refinado requeriría de la representación de este tipo de cargas por medio de diagramas de influencia que determinarían el cálculo del puente en un conjunto de puntos o secciones, en donde se presentan los resultados máximos y mínimos que puede producir en dicho puente la carga móvil. La práctica más usual en nuestro país se aparta del procedimiento antes mencionado para considerar las cargas debidas al paso de vehículos como cargas estáticas (ficticias) equivalentes a las dinámicas (reales), estas cargas equivalentes al igual que las acciones producidas por cargas permanentes se consideran uniformemente distribuidas, pero con la diferencia de que estas solo actúan sobre la superficie de rodamiento.

Conviene tener presente que, en un puente, la característica común a muchas acciones de sobre carga es su movilidad, por lo que, en general, se necesita el conocimiento de las líneas de influencia. Este concepto permite, mediante una sencilla suma, comparar distintas condiciones de la sobrecarga, y así, deducir la más desfavorable. Su utilización es posible por considerarse la estructura elástica lineal; en otros tipos donde no existe linealidad como puentes colgantes, su aplicación no es legítima.

4.1.2.3 CONSIDERACIÓN DE LA CARGA ACCIDENTAL.

Para el caso del puente vehicular eje 5 Poniente - Río Mixcoac solo se consideró carga accidental producida por sismo, puesto que el efecto debido al viento se desprecia por ser poco eventual y de poca intensidad en la zona de proyecto. En general, para la integración del proyecto estructural del puente vehicular se utilizó una "combinación" de los reglamentos del Departamento del Distrito federal, del A.C.I (Instituto del Concreto Americano) y del A.A.S.T.H.O (American Association of State Highway and Transportation Officials), esto según información proporcionada en la entrevista con RIOOBO S.A. de C.V.

Para efecto del análisis estructural los criterios que rigieron fueron los del reglamento A.A.S.T.H.O en las consideraciones de carga viva y el del R.C.D.D.F para el caso de sismo, puesto que los reglamentos Norte Americanos no tocan este aspecto con amplitud.

4.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE ACUERDO AL MANUAL TÉCNICO PARA EL PROYECTO DE PUENTES CARRETEROS DE LA S.C.T. (SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES)

Vigas longitudinales y piezas del puente.

4.2.1 POSICIÓN DE LAS CARGAS PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZO CORTANTE.

Al calcular el esfuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas de puente transversales, vigas longitudinales y largueros, se considerará que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo donde se desea calcular el esfuerzo.

La distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simple entre largueros o vigas. Para cargas que estén en otras posiciones sobre el tramo, la distribución para esfuerzo cortante se hará siguiendo el método prescrito para momento, con excepción del cálculo del esfuerzo cortante horizontal en vigas rectangulares de madera.

4.2.2 MOMENTOS FLEXIONANTES EN LARGUEROS Y VIGAS LONGITUDINALES.

Al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales o largueros, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda; la distribución lateral deberá determinarse como sigue:

1.- vigas interiores.

En nuestro caso particular como las secciones de las traveses utilizadas para el puente son de cajón y presforzadas, la tabla 1. 3.1 (B) de las normas técnicas citadas indican que la distribución de las cargas vivas para momentos flexionantes en vigas interiores deberá calcularse aplicando a la viga una fracción (D.F) de la carga por rueda (delantera y trasera) determinada con la siguiente fórmula:

$$D.F = \frac{2N_L}{N_B} + k \frac{S}{L}$$

Donde:

N_L = número de carriles de circulación

N_B = número de vigas, ($4 \leq N_B \leq 10$)

S = espaciamiento entre vigas, en m ($2.05 \leq S \leq 3.35$)

L = longitud del claro en m.

$$K = 0.07 W - N_L (0.10 N_L - 0.26) - 0.20 N_B - 0.12$$

W = ancho de la calzada entre guarniciones en m. ($9.75 \leq W \leq 20$).

2.- Vigas exteriores

Se considera que la carga muerta que soporta la viga exterior corresponde a la parte de la losa del piso que soporta la propia trabe. Si las guarniciones, parapetos y la superficie de desgaste se colocan después del fraguado de la losa, las cargas se podrán considerar distribuidas igualmente en todas las vigas del piso

En ningún caso la capacidad de carga de una viga exterior será menor que la de una interior.

La distribución de la carga por rueda en la trabe exterior será:

$$\frac{Ae}{7}$$

Donde Ae .-ancho de la trabe exterior. El ancho que se empleará para determinar la línea de distribución de la carga por rueda en la trabe será el ancho de la losa superior, medido desde el punto medio entre las trabes hasta la orilla exterior de la losa. La parte en voladizo de cualquier losa que se prolongue más allá de la trabe exterior, no deberá exceder de preferencia de $S / 2$.

3.- Capacidad total de largueros y vigas.

La capacidad de carga de proyecto de todas la vigas y largueros de un claro en conjunto, no será menor que la requerida para soportar el total de las cargas, viva y muerta, en el claro.

4.2.3 VIGAS MÚLTIPLES DE CONCRETO PRECOLADO.

Un puente de vigas múltiples se construye con vigas prefabricadas de concreto reforzado o presforzado, que se colocan una al lado de la otra, sobre los apoyos. La interacción entre las vigas se efectúa ensamblándolas por medio de ranuras longitudinales continuas y pernos laterales, que pueden, o no, ser presforzados.

En el cálculo de los momentos flexionantes en los puentes de vigas múltiples de concreto prefabricado, convencionales o presforzados, no se considerará la distribución longitudinal de carga por rueda. La distribución lateral se determinará como sigue.

1,- Fracción de carga.

El momento flexionante por carga viva para cada sección se determinará aplicando a la viga la fracción de carga por rueda (delanteras y traseras) determinada por las siguientes relaciones:

$$\text{Fracción de carga} = \frac{S}{D}$$

Donde:

$$S = \frac{(12N_L + 9)}{N_s}$$

$$D = 5 + \frac{N_L}{10} + \left(3 - \frac{N_L}{7}\right) \left(1 - \frac{C}{3}\right) 2 \quad C \leq 3$$

$$= 5 + \frac{N_L}{10} \quad C > 3$$

N_L = número total de carriles,

N_g = número de vigas longitudinales

$C = K \left(\frac{A_T}{L} \right)$, un parámetro de rigidez

L = longitud del claro en m

Valores de k usados para $c = k \left(\frac{A_T}{L} \right)$

<u>tipo de puente</u>	<u>tipo de viga y material de la cubierta.</u>	<u>K</u>
Vigas múltiples	Vigas rectangulares sin huecos	0.7
	Vigas rectangulares con huecos circulares	0.8
	Vigas con sección de cajón	1.0
	Vigas canal	2.2

4.3 ANÁLISIS SÍSMICO

En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de cocos por debajo de la placa Norteamericana. La línea donde comienza la subducción se encuentra a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán. Por lo tanto, como se aprecia en la figura 4.3.A, cerca de allí es donde se encuentra localizada la gran mayoría de los epicentros.

Existen diversos procedimientos para evaluar las sollicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las normas tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos. En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica de un modelo generalmente muy simplificado.

Desde hace algunos años se han venido poniendo a disposición de los proyectistas programas de cómputo muy poderosos para el análisis sísmico de estructuras. La lista de programas de dominio público es muy larga y, para mencionar solo algunos de los más conocidos, citaremos el STRUDL, EL ETABS y EL SAP que fue el utilizado para el análisis estructural del puente vehicular Eje 5 Poniente - Río Mixcoac. Programas como los mencionados realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras, placas, cascarones y otros tipos de elementos, con lo cual es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación muy aproximada de su respuesta.

En lo que se refiere al análisis sísmico el personal técnico de la compañía encargada de esta cuestión (RIOOBO S.A de C.V.) nos indicaron que el criterio utilizado para este tipo de estudio fue el Estático contenido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal, puesto que los reglamentos norteamericanos como el A.A.S.H.T.O y el A.C.I (Instituto Americano del Concreto) no contienen un criterio sísmico adecuado para las condiciones específicas de la ciudad de México que como sabemos forma parte de una zona de alta sismicidad.

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que esta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. El R.C.D.D.F acepta el uso del método estático en estructuras no mayores de 60 metros. Debe sin embargo evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

En el capítulo 2 de esta tesis ya se comentó con detalle la forma en que se obtienen las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura, así como el lugar en donde debe considerarse físicamente la ubicación del centro de torsión y de la aplicación de las fuerzas sísmicas o centro de masas.

Como sabemos dichos centros reciben su ubicación en función de la distribución de las rigideces y de las masas correspondientes de una estructura. Para el caso del puente vehicular pensamos que en comparación con una edificación de varios niveles esta es una estructura que puede ajustarse mejor al modelo de un grado de libertad de donde parte toda la idealización de la respuesta de una estructura ante sismo, puesto que se podría considerar al puente como una edificación de un solo nivel y por lo tanto idealizar que su masa esta concentrada en un solo punto.

En cuanto a la consideración de los efectos producidos por el sismo en la estructura (esfuerzos y deformaciones) se pueden superponer estos a los efectos producidos por cargas muertas y cargas vivas por globalizar a la estructura dentro de un análisis elástico lineal.

En adelante trataremos de aplicar en forma cualitativa el criterio estático contemplado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, ya que es conveniente aclarar que no fue posible extraer ningún tipo de información sobre el análisis y diseño estructural del puente.

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según lo establece la sección 9 de las Normas Técnicas complementarias. Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa mediante el método estático que se describe en la sección 8 de las mismas, en el caso del proyecto del puente vehicular la altura máxima de la estructura obtenida como la diferencia entre el nivel de rasante y el nivel de terreno natural es de 26.00 m, aproximadamente y es evidentemente menor de 60 m, es por lo que creemos que RIOOBO S.A.de C.V. tomo la decisión de aplicar este criterio.

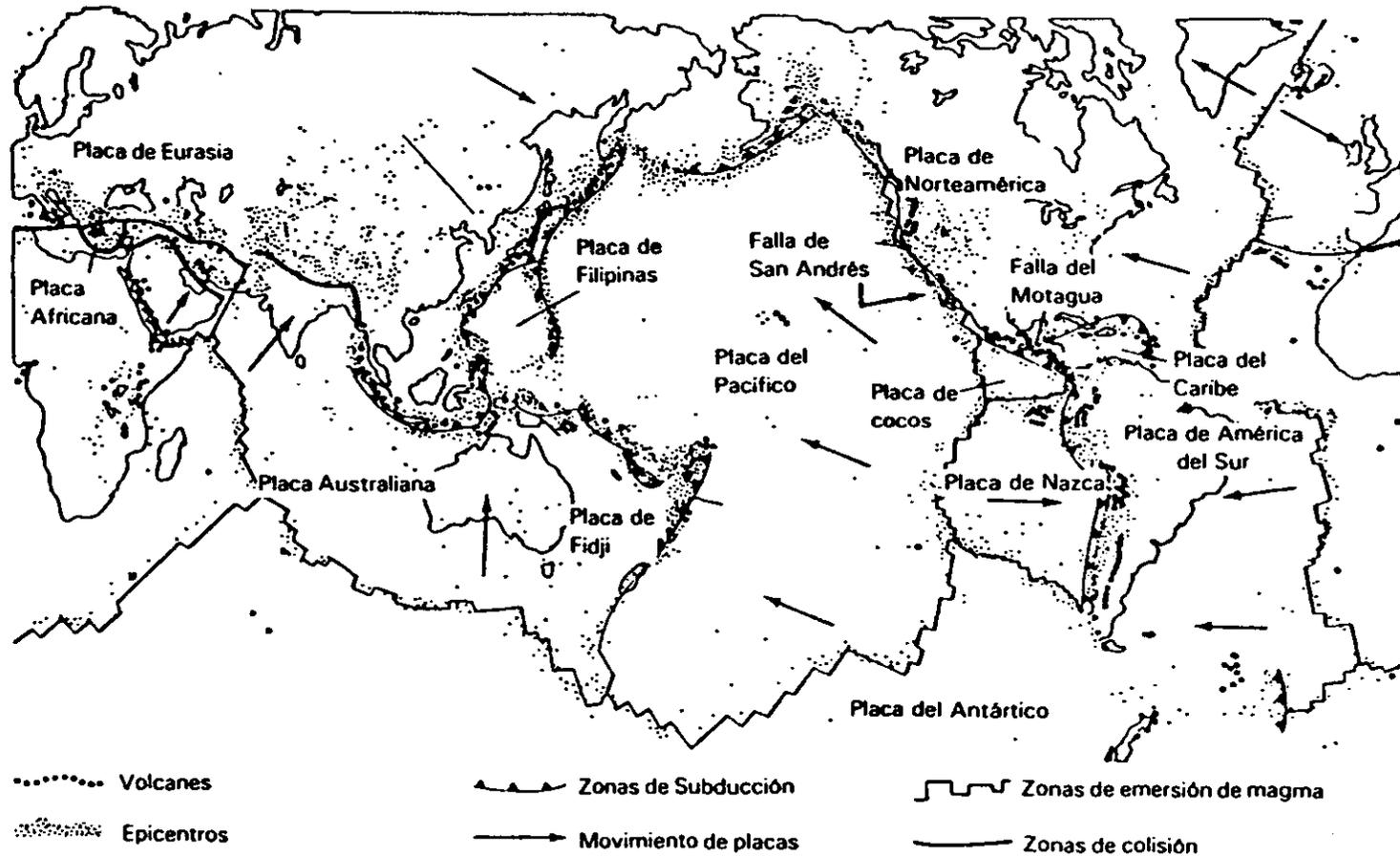


fig. 4.3.A . Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de terremotos.

SALIDA DE ESTA TESIS NO DEBE SER CUBIERTA POR LA BIBLIOTECA

C A P Í T U L O 5

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS
ELEMENTOS PREFABRICADOS

5. CRITERIOS GENERALES EMPLEADOS EN DISEÑO Y PROCEDIMIENTO DE PREFABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

5.1 PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. Además el diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se impone.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos:

El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

La bondad del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va estar sujeto.

Los cálculos y comprobación posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto. Podrá lograrse que una estructura mal ideada cumpla con los requisitos de estabilidad, pero seguramente se tratará de una solución antieconómica o antifuncional. Esta parte creativa del proceso no está divorciada del conocimiento de la teoría estructural. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales, es el fruto sólo en parte de cualidades innatas; es resultado también de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño y en la observación del comportamiento de la estructura. Un punto importante es que lo que comúnmente se denomina buen criterio estructural no está basado sólo en la intuición y en la práctica, sino que también debe estar apoyado en sólidos conocimientos teóricos.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales:

Estructuración: esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es donde desempeñarán un papel preponderante la creatividad y el criterio.

Análisis: se incluye bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Esta etapa se explica con más detalle en el capítulo 4.-Análisis Estructural.

Dimensionamiento: en esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además, se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura.

Existe un punto importante que Riobbo S.A. de C.V. nos comenta, que es sobre la Transferencia de los Resultados del Diseño: no basta haber realizado un diseño satisfactorio, es necesario que los resultados sean transmitidos a sus usuarios, los constructores, en forma clara y completa. La elaboración de planos que incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino la solución de los menores detalles, la especificación de los materiales y procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculos que facilite la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño, son puntos muy importantes.

5.2 CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

Los siguientes criterios de diseño fueron obtenidos del manual para diseño de puentes carreteros de la (SCT) Secretaría de comunicaciones y transportes, el manual maneja tanto unidades del Sistema Internacional COMO UNIDADES DEL Sistema Inglés, por lo que en cada expresión se indica el tipo de unidades a la que es referida.

5.2.1 REFUERZO MÍNIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.

1.-En cualquier sección de un elemento sujeto a flexión, excepto muros y losas donde el refuerzo lo determina el cálculo, la relación de R proporcionada, no será menor que la que se obtiene por :

$$R_{\min} = \frac{1.3778}{f_y}$$

donde:

f_y = límite de fluencia del acero de refuerzo Mpa.

En traves T, donde el alma esté sujeta a tensión, la relación será calculada para este propósito en función del ancho del alma.

2.-Alternativamente, puede calcularse una relación de refuerzo mínima R_{\min} , de tal manera que el refuerzo que se proporcione sea adecuado para desarrollar una capacidad para momento como mínimo de 1.2 veces al momento de ruptura calculado en base al módulo de ruptura especificado en el proyecto.

3.-Pueden omitirse los requisitos mencionados en los dos párrafos anteriores, si el área de refuerzo que se proporcionó a la sección, es como mínimo un tercio mayor que aquella que se requiere por análisis.

4.-En muros y losas, el refuerzo de flexión primario en la dirección del claro deberá ser una relación del área de refuerzo al área de la sección bruta del concreto no menor que 0.002

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN.

1.-El refuerzo de tensión por flexión se distribuirá adecuadamente en las zonas de tensión máxima. Donde los patines de las traveses estén en tensión, el refuerzo se distribuirá sobre un ancho real de losa o un ancho igual al décimo del claro de la viga, el que sea menor. Si el ancho de losa efectivo excede de un décimo del claro, se proporcionará refuerzo longitudinal adicional en las partes exteriores de la losa.

2.-Si el peralte de la cara lateral de un miembro excede de 0.610 m, se colocará un refuerzo longitudinal que tenga un área mínima del 10% del área de refuerzo a tensión por flexión, cerca a las caras laterales del elemento y distribuido en la zona de tensión por flexión. El espaciamiento de este refuerzo no excederá de 0.305 m o el ancho del alma, el que sea menor. Este refuerzo puede ser incluido en el cálculo de la capacidad a flexión, únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de esfuerzo-deformación para determinar los esfuerzos por varilla o alambre.

5.2.2 REFUERZO POR CORTANTE.

1.-Refuerzo mínimo por cortante: En todos los elementos sujetos a flexión se proporcionará una área mínima de refuerzo por cortante, excepto en losas y zapatas, en donde el refuerzo cortante de proyecto es mayor que un medio del refuerzo cortante permisible, V_c tomado por el cortante.

2.-Cuando se requiera refuerzo por cortante de acuerdo al párrafo anterior o por análisis, el área que se proporciona no será menor que:

$$A_v = \frac{0.344750 \ b w \ s}{f_y}$$

donde:

bw y s están en metros.

bw = ancho del alma o diámetro de la Sección Circular.

s = espaciamiento en (m) del refuerzo por cortante en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

3.-Los requisitos de refuerzo cortante mínimo pueden ser omitidos si se demuestra mediante pruebas que la flexión última requerida y la capacidad al cortante pueden ser desarrollados sin este refuerzo.

TIPOS DE REFUERZO POR CORTANTE.

El refuerzo por cortante puede consistir de:

a.-Estribos perpendiculares al eje del elemento o formado un ángulo de 45° o más con el refuerzo de tensión longitudinal.

- b.-Malla de acero soldada con los alambres colocados perpendicularmente al eje del elemento.
- c.-Refuerzo longitudinal con una parte doblada formando un ángulo de 30° o más con el refuerzo de tensión longitudinal.
- d.-Combinación de estribos y refuerzo longitudinal doblado.
- e.-Espirales

3.-El refuerzo por cortante se prolongará hasta una distancia d desde la fibra de compresión extrema y tan cerca de las superficies de tensión y compresión del elemento, como los requisitos de recubrimiento y la aproximación de cualquier otro esfuerzo. El acero de refuerzo por cortante se anclará en ambos extremos de acuerdo con sus resistencias a la fluencia de proyecto.

4.-Espaciamiento del refuerzo por cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no excederá de $d/2$, ni de 0.610 m. Los estribos inclinados o el refuerzo longitudinal doblado se espaciarán de tal manera que cada línea a 45° extendiéndose hacia la reacción desde la mitad del peralte del elemento, $d/2$, y hacia el refuerzo longitudinal de tensión sea cruzado como mínimo por una línea de refuerzo por cortante.

5.2.3 REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN.

REFUERZO LONGITUDINAL:

1.-El área del refuerzo longitudinal para miembros a compresión no será menor que 0.01, ni mayor que 0.08 veces el área bruta, A_g , de la sección.
donde:

A_g =área bruta de la sección, en m^2

El número mínimo de varillas longitudinales de refuerzo será de 6 cuando estén distribuidas circularmente y de 4 cuando estén rectangularmente. El tamaño mínimo de la varilla será el No.5.

2.-En elementos sujetos a compresión con una sección transversal mayor que la que se requiere por consideraciones de carga, puede reducirse el área efectiva A_g , hasta determinar el refuerzo longitudinal mínimo, pero en ningún caso el refuerzo longitudinal será menor que el requerido por la sección mínima proyectada con el uno por ciento del refuerzo longitudinal.

REFUERZO LATERAL:

1.-El refuerzo en espiral para miembros sujetos a compresión consistirá en espirales con un espaciamiento regular y continuo, sujetas firmemente en su sitio al refuerzo longitudinal y alineadas efectivamente por espaciadores verticales. Las espirales serán de un tamaño que permita su manejo y colocación sin que sean deformadas sus dimensiones de proyecto.

El refuerzo en espiral será de un material laminado en caliente o estirado en frío, liso o corrugado, con un diámetro mínimo de 0.010 m. El anclaje del refuerzo en espiral consistirá en una y media vueltas extras de la espiral de varillas o alambres en cada extremo. Cuando sean necesario empalmes en varillas o alambres de espiral, serán empalmes a tensión traslapados 48 diámetros como mínimo pero no menores que 0.305 m, o bien

soldados. El espaciamiento libre de la espiral no excederá de 0.076 m, ni será menor que 0.025 m ó 1 1/3 veces el tamaño máximo del agregado grueso utilizado. El refuerzo en espiral se prolongará desde la cimentación u otro apoyo hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo de los elementos superiores.

La relación del refuerzo en espiral, R_s no será menor que el valor dado por:

$$R_s = 0.45 \left[\left(\frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right] \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

donde:

f_y : es el límite de fluencia específica del acero en espiral pero no mayor que 413.685 Mpa.

A_g = área bruta de la Sección, en m²

A_c = área del corazón con refuerzo en espiral del elemento a compresión, medida hasta el diámetro exterior de la espiral en m²

f'_c = resistencia a la ruptura del concreto en compresión especificada MPa.

2.-Todas las varillas para los miembros a compresión, estarán confinadas dentro de zunchos laterales del No.3 como mínimo para varillas longitudinales del No.10 ó menores, y del No.4 como mínimo para las del No.11, 14, 18. Pueden utilizarse alambres corrugado o mallas electrosoldada de área equivalente. El espaciamiento de los zunchos no deberá exceder la mínima dimensión del elemento o de 0.305 m, excepto en elementos a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las condiciones de carga en los cuales éste espaciamiento puede aumentarse. Cuando se formen paquetes con varillas mayores que la No. 10 con más de dos varillas en cualquier paquete, el espaciamiento de los zunchos se reducirá a la mitad de lo especificado anteriormente. Los zunchos deben colocarse de tal manera que cada esquina y cada varilla longitudinal alternada tengan un apoyo lateral que será proporcionado por la esquina del zuncho que forme un ángulo menor que 135° y donde ninguna varilla deberá estar a una distancia libre mayor que 0.151 m hacia cualquier lado, a lo largo del zuncho, de la varilla apoyada lateralmente. Los zunchos se localizarán verticalmente a no más de la mitad del espaciamiento de los zunchos, arriba del cimientu u otro apoyo y se espaciarán como se especificó aquí, a no más de la mitad del espaciamiento de los zunchos, abajo del refuerzo horizontal más bajo en los elementos apoyados en la parte superior. Cuando las varillas estén localizadas alrededor de la periferia de un círculo, puede utilizarse un zuncho circular completo.

3.-Los requisitos del refuerzo lateral para miembros a compresión pueden dejar de cumplirse, cuando mediante pruebas o un análisis estructural se demuestre una resistencia adecuada y una posibilidad de construcción.

5.2.4 ESFUERZOS PERMISIBLES POR CARGA DE TRABAJO EN ELEMENTOS REFORZADOS.

Para elementos de concreto reforzado diseñado con base en las cargas de trabajo y esfuerzos permisibles, los esfuerzos por carga de servicio no excederán a los siguientes valores.

Concreto:

FLEXIÓN:

Esfuerzo en la fibra extrema de compresión, f_c $0.40 f'c$

donde:

f_c =esfuerzo de compresión en la fibra extrema en el concreto bajo cargas de servicio.

$f'c$ =resistencia a la ruptura del concreto en compresión especificada en MPa.

Esfuerzo en la fibra extrema de tensión para concreto simple, f_t $0.21 f_r$

Módulo de ruptura, f_r , obtenido de pruebas, o cuando los datos no estén disponibles:

Concreto de peso normal $0.623 \sqrt{f'c}$

Concreto de "arena de peso ligero" $0.523 \sqrt{f'c}$

Concreto "todo peso ligero" $0.456 \sqrt{f'c}$

CORTANTE:

Trabes y losas o zapatas en una sola dirección

Cortante que toma el concreto, V_c $0.079 \sqrt{f'c}$

Cortante máximo que toma el concreto y el acero de refuerzo, V $V_c + 0.332 \sqrt{f'c}$

Losas y zapatas en dos sentidos.

Cortante que toma el concreto, V_c $0.149\sqrt{f'c}$

Cortante máximo que toma el concreto V_c y el acero de refuerzo, V $0.249\sqrt{f'c}$

REFUERZO:

Para el proyecto por carga de trabajo, el esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo, f_s , no excederá de lo siguiente:

Acero de refuerzo grado 40 137.895 Mpa

Acero de refuerzo grado 60 165.474 Mpa

5.2.5 CONSIDERACIONES QUE DEBEN TOMARSE PARA ESTRUCTURAR LOS ELEMENTOS.

FLEXION:

Para analizar los esfuerzos por carga de trabajo, se utilizará la teoría del comportamiento lineal entre esfuerzos y deformaciones unitarias aplicadas a flexión haciendo las siguientes consideraciones.

1.- Las deformaciones varían linealmente con la distancia al eje neutro excepto en elementos a flexión de gran peralte con relaciones claro-peralte mayores que 2/5 para claros continuos y de 4/5 para claros libremente apoyados en los cuales se considerará que la distribución de la deformación no es lineal.

2.- La relación esfuerzo-deformación del concreto es lineal bajo las cargas de trabajo dentro de los esfuerzos permisibles.

3.- En los elementos de concreto reforzado, el concreto no resiste tensiones.

La relación de los módulos de elasticidad, $n=Es/Ec$, puede tomarse como el número entero más próximo (pero nunca menor que 6) excepto en los cálculos para deflexiones, donde el valor de n se considerará igual tanto para concreto ligero como para concreto normal simple que sean de la misma resistencia.

4.- En elementos a flexión doblemente reforzado, debe usarse una relación de módulo igual a:

$2 Es/Ec$ para transformar el refuerzo de compresión en el cálculo de esfuerzos. El esfuerzo de compresión en este refuerzo no será mayor que el esfuerzo de tensión permisible.

ELEMENTOS A COMPRESIÓN CON O SIN FLEXIÓN:

La capacidad de los elementos a compresión bajo una combinación de carga axial y flexión será tomada del 35% de aquella calculada. Se incluirán los efectos de esbeltez. El término P_u será igual a 2.5 veces la carga axial de proyecto.

CORTANTE:**1.- Esfuerzo Cortante:**

El esfuerzo cortante de diseño, V deberá calcularse con:

$$v = \frac{V}{bwd}$$

donde:

V =esfuerzo cortante horizontal último.

bw : es el ancho del alma y d la distancia entre la fibra de compresión extrema y el centroide del refuerzo de tensión longitudinal.

5.3 CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO.

Las especificaciones que se mencionarán son aplicables al diseño de elementos de concreto presforzado que formen parte de un puente. Los elementos se proyectarán sujetándose a las especificaciones que sean aplicables para concreto reforzado como se mencionó en él el subíndice anterior, con excepción del porcentaje de acero para presfuerzo a tensión que se destine para mejorar su comportamiento.

Las estructuras de claros excepcionales grandes requieren un estudio especial, considerando detalladamente los efectos que no se incluyan en este capítulo y a los cuales se les hayan asignado valores arbitrarios.

5.3.1 TEORIA DE DISEÑO Y CONSIDERACIONES GENERALES.

El diseño de los elementos deberá cumplir con los requisitos de resistencia especificados en este capítulo.

El diseño deberá basarse en la resistencia (Proyecto por Factor de Carga) y en el comportamiento en condiciones de trabajo (Diseño de acuerdo a los esfuerzos permisibles) en todas las etapas de carga que pueden ser críticas durante la vida de la estructura contada desde que se inicia él, presfuerzo.

Las concentraciones de esfuerzos debidas al presfuerzo deberán ser consideradas en el diseño, así como los efectos por cambio de temperatura. y contracción.

5.3.2 SUPOSICIONES BÁSICAS.

Para fines de proyecto, se tomarán en cuenta las siguientes suposiciones .

- 1.-Las deformaciones unitarias varían linealmente respecto al peralte de elementos durante todas las etapas de carga.
- 2.-Antes del agrietamiento, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones unitarias.

3.-Después del agrietamiento, se despreciará la capacidad del concreto para resistir tensiones.

5.3.3 ESFUERZOS PERMISIBLES.

El proyecto de elementos presforzado precolado se basa, generalmente, en una resistencia máxima de $f'c=34.4737$ MPa, pero quedará a juicio del ingeniero proyectista incrementar este valor hasta 41.3685 Mpa si considera razonable obtener dicha resistencia. Pueden atribuirse al concreto resistencias mayores en determinados casos específicos, por lo que el ingeniero deberá estar absolutamente seguro de que la calidad de los materiales y la fabricación sea controlada para conseguir la resistencia requerida. Los requisitos de esta Sección son también aplicables a estructuras de concreto presforzado, o partes componentes diseñadas con concreto de baja resistencia.

A - Acero de Presfuerzo.

Esfuerzos temporales, previos a las pérdidas debidas a escurrimiento plástico y a contracciones.

$0.70 f's$

donde:

$f's$ =resistencia última del acero de presfuerzo.

Esfuerzos para carga de servicio después de haber ocurrido las pérdidas.

$0.80 f^*y$

donde:

f^*y =esfuerzo en el punto de fluencia del acero de presfuerzo.

(Pueden admitirse mayores del $0.80 f's$ durante periodos breves de tiempo, tomando en cuenta que al prestensionar o colocar los anclajes, partes del presfuerzo se transmite al concreto, pero los esfuerzos no deberán exceder de $0.70 f's$ cuando se trate de elementos postensionados)

B.- Concreto.

1.-Los esfuerzos temporales previos a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción no deben exceder de los siguientes valores:

Compresión.

Miembros pretensados $0.60 f'ci$

donde:

$f'ci$ =resistencia a la compresión del concreto al aplicar el presfuerzo inicial.

Tensión.

En zonas precomprimidas donde existe tensión.

Para miembros con refuerzo de adherencia $0.498 \sqrt{f'c}$

donde:

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

Tensiones en otros sitios.

En áreas de tensiones no reforzadas por adherencia 1.379 Mpa ó $0.249 \sqrt{f'ci}$

Cuando se exceden los esfuerzos de este valor, deberá suministrarse refuerzos por adherencia para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculada para sección agrietada. El esfuerzo máximo de tensión no deberá exceder de:

$$0.623 \sqrt{f'ci}$$

2.-Esfuerzos para cargas de servicio posteriores a las pérdidas.

Compresiones $0.40 f'c$

3.-Esfuerzos por agrietamiento.

Módulo de ruptura para el caso de que no se disponga de valores obtenidos mediante pruebas de ensaye:

Para concreto de peso normal $0.623 \sqrt{f'c}$

Para concreto con arena de peso ligero $0.523 \sqrt{f'c}$

Para cualquier tipo de concreto de peso ligero $0.457 \sqrt{f'c}$

5.3.4 PERDIDAS DE PRESFUERZO.

Las pérdidas de presfuerzo debidas a otras causas excluyendo las de fricción, pueden estimarse considerando cables de siete alambres con esfuerzos de 1724 ó 1862 Mpa; alambres con esfuerzos de 1655 Mpa o varillas lisas o corrugadas con esfuerzos de 1000 a 1103 Mpa, así como concreto de peso normal. Por lo que se refiere a las propiedades de agregados ligeros y relajación en los cables. En donde si se quiere mayor exactitud para representar las pérdidas de presfuerzo, tomando en cuenta el material empleado, métodos de curado y condiciones de servicio u otro detalle estructural, deberá realizarse el cálculo de las pérdidas de presfuerzo apoyándose en investigaciones apropiadas.

PERDIDA TOTAL:

$$\Delta f_s = CC + AE + Crc + Crs$$

donde:

Δf_s = pérdida total excluyendo la fricción en MPa.

CC = pérdidas por contracción del concreto en MPa.

AE = pérdida por acortamiento elástico en Mpa.

Crc = pérdida debida al escurrimiento plástico del concreto en MPa.

Crs = pérdida debidas al escurrimiento plástico del concreto en Mpa.

CONTRACCIÓN.

Elementos pretensados.

$$CC = 117.21 - 1.034 HR$$

ACORTAMIENTO ELASTICO.

Elemento pretensados.

$$AE = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cr}$$

donde:

E_s = módulo de elasticidad del torón de presfuerzo, el cual puede considerarse igual a:

$$0.193 \times 10^6 \text{ Mpa}$$

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto en Mpa en la transferencia del esfuerzo, el cual puede calcularse por:

$$E_{ci} = 0.0428 w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}$$

donde w está en kg/m^3 y f'_{ci} en MPa.

f_{cr} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} deberá calcularse en la sección o secciones de máximo momento. (En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del tendón durante la colocación y el curado del concreto para los elementos pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón en los elementos postensados. Las reducciones del esfuerzo inicial del tendón debidas a estos factores pueden estimarse, o el esfuerzo reducido del tendón puede tomarse igual a $0.63 f'_{ci}$ para elementos pretensados típicos).

ESCURRIMIENTO PLÁSTICO DEL CONCRETO.

Elementos pretensados y postensados.

$$C_{rc} = 12 f_{cr} - 7 f_{cd}$$

donde:

f_{cd} = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREFUERZO.

Elementos pretensados.

Para torones de 1724 y 1862 MPa.

$$C_{rs} = 137.9 - 0.4 A_E - 0.2 (CC + C_{rc})$$

A_E ; CC y C_{rs} = valores apropiadamente determinados tanto para elementos pretensados como postensados.

En lugar del método anterior, pueden aplicarse las siguientes estimaciones de pérdidas totales para los elementos presforzados o estructuras de proyecto común. Estos valores de las pérdidas están determinados utilizando de concreto de peso normal, niveles normales de presfuerzo y condiciones

de exposición medias. Para tramos excepcionalmente largos o para proyectos no comunes, se utilizará el método del inciso del principio del subíndice (6.1.4 PERDIDAS DE PRESFUERZO.)

Tipo de Acero de Presfuerzo con un $f'c=34.47$ Mpa la pérdida total es de 310.26 Mpa.

5.3.5 FLEXIÓN.

Se considera que los miembros de concreto, presforzado actúan como elementos no agrietados sujetos a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión y bajo cargas específicas de servicio.

Al calcular las propiedades de las secciones puede incluirse el área correspondiente al refuerzo pretensado por adherencia.

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

donde se pondrá todas las notaciones y definiciones :

A^*s = área del acero para presfuerzo.

f^*su = esfuerzo medio del acero de presfuerzo de la carga última.

$p^* = \frac{A^*s}{bd}$ = porcentaje de Acero de Presfuerzo.

d = distancia de la fibra más alejada a compresión al centriode de la fuerza de presfuerzo.

Asr = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última a compresión del alma, en una sección con patines.

t = espesor medio del patín o de un elemento con patines.

b' = ancho del alma de un elemento con patines.

Asf = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última a compresión del alma, de las partes sobresalientes del patín.

A.-Secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín, el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$Mu = (A^*)(f^*su)(d) \left(1 - 0.06 \frac{(p^*)(f^*su)}{(f'c)} \right)$$

B.-Secciones con patín.

Si el eje neutro cae fuera del patín (esto ocurre generalmente cuando el espesor del patín es menor que $1.5 d p^* f^* su / f^* c$), el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$M_u = (A_{sr}^*)(f^* su)(d) \left(1 - 0.06 \frac{(A_{sr}^*)(f^* su)}{(b')(d)f^* c} \right) + 0.85 f^* c (b - b') t (d - 0.5t)$$

donde :

$A_{sr} = A^*s - A_{sf}$ = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión del alma de una sección con patín.

$$A_{sf} = \frac{0.85 f^* c (b - b') t}{f^* su} = \text{área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobresaliente.}$$

C.-Esfuerzos en el acero.

A menos que el valor de $f^* su$ pueda determinarse con mayor exactitud mediante un análisis detallado, se podrán usar los siguientes valores:

$$\text{Miembros con adherencia} \dots\dots\dots f^* su = f^* s \left(1 - 0.5 \frac{p^* f^* s}{f^* c} \right)$$

$$\text{Miembros sin adherencia} \dots\dots\dots f^* su = f^* s e + 103.421$$

(1) El presfuerzo efectivo posterior a las pérdidas no sea menor que $0.5 f^* s$.

5.3.6 PORCENTAJE DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO.

Porcentaje Máximo:

Los miembros de concreto presforzado se proyectarán en tal forma que el acero fluya al alcanzar su capacidad última. En general, el índice del refuerzo será tal que:

$$p^* \frac{f^* su}{f^* c} \quad \text{para secciones rectangulares.}$$

$$Asr \frac{f^* su}{b' d f' c} \quad \text{para secciones con patín.}$$

pero no deberá exceder de 0.30. Para relaciones mayores de acero de refuerzo el momento de diseño por flexión no será mayor que:

$$\mu = 0.25 F_c b d^2 \quad \text{para secciones rectangulares, ó}$$

$$\mu = 0.25 b' d^2 f' c - 0.85 F_c (b - b') t (d - 0.5t) \quad \text{para secciones con patín.}$$

Porcentaje Mínimo:

La cantidad total de acero de refuerzo presforzado y no presforzado, deberá ser la adecuada para desarrollar una carga de diseño en flexión en la sección crítica que sea, cuando menos, 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en el módulo de ruptura.

5.3.7 ANCLAJE DE CABLES DE PRESFUERZO.

Los cables formados por tres o siete alambres pretensados, deberán anclarse más allá de la sección crítica con una longitud de desarrollo, en centímetros, no menor que:

$$\frac{1}{7.0} \left(f^* su - \frac{2}{3} fse \right) D$$

en donde "D" es el diámetro nominal en centímetros, $f^* su$ y fse están en kg/cm^2 , y la expresión entre paréntesis se emplea como una constante sin unidades.

Las únicas secciones transversales que requieren revisión son las cercanas a los extremos del elemento en donde se requiere desarrollar su resistencia total bajo la carga de diseño especificada.

Cuando el torón sea anclado en el extremo del elemento, la longitud de desarrollo deberá ser del doble de las especificadas anteriormente.

5.3.8 DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN.

En todos los puentes deberá considerarse en el diseño la resistencia necesaria para prevenir los esfuerzos que induce la variación de temperatura así como los movimientos que se originan.

Los esfuerzos que se inducen pueden disminuirse empleando columnas articuladas, mecedoras, placas deslizantes, apoyos con placa de algún elastómero tales como neopreno, o cualquier otro dispositivo.

5.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS.

La prefabricación de elementos derivados del cemento es una industria de gran interés, ya que ha ido evolucionado con suma rapidez dentro de un amplio campo de aplicación, habiendo perfeccionando sus métodos de trabajo en los últimos años.

Además de que la prefabricación es un método avanzado y actual de construcción de concreto armado. La prefabricación es un sistema constructivo que se basa en la fabricación de elementos estructurales en un lugar distinto del que se tendrá en la estructura terminada.

Para la construcción de estructuras modernas de concreto armado, el uso de elementos prefabricados ofrece la posibilidad de desarrollar y simplificar la construcción y facilita la introducción de nuevos métodos tecnológicos. En comparación con el método tradicional de hacer piezas monolíticas (el más usado en nuestro país) el de los prefabricados supone un ahorro considerable de mano de obra, horas de trabajo y madera.

La comparación entre las estructuras prefabricadas y monolíticas, es que la prefabricación va aumentando su ventaja porque va acompañada de una mejor calidad, mientras que las exigencias respecto a los materiales, plazo y costo muestra una tendencia decreciente.

En nuestros días, las estructuras prefabricadas se emplean en todo el mundo, siendo su importancia cada vez mayor.

ETAPAS DEL PROCESO DE PREFABRICACIÓN:

En términos generales dichas etapas son:

FABRICACIÓN.

TRANSPORTE.

MONTAJE.

NOTA: Las dos primeras etapas se tocan con detalle en el capítulo 6 correspondiente a, TRANSPORTE Y MONTAJE de esta tesis.

En conclusión de todo lo antes mencionado queda que la prefabricación en su más amplia concepción, es la resultante de la fabricación previa de elementos o piezas en serie organizada y cíclica, para que, en su montaje y ensamble en forma adecuada, se obtengan estructuras completas. La prefabricación satisface principalmente una finalidad económica de trabajo y de rapidez.

5.4.1 VENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.

Entre las muchas, pueden citarse las siguientes:

Economía de mano de obra.

Economía de materiales.

Economía de moldes.

Mayor rapidez de la construcción.

Planificación de trabajo en serie.

Mínimo movimiento de materiales.

Mayor calidad del producto terminado.

Menor incertidumbre del comportamiento real de los elementos estructurales.

En términos generales, puede asegurarse que, en grandes obras, la economía en materiales alcanzó el 50% y puede admitirse para trabajos de importancia que las economías parciales oscilan poco y alrededor de:

30% en acero.

35% en concreto.

60% en moldes.

44% en mano obras.

54% en tiempo de ejecución.

5.4.2 TIPOS DE PREFABRICACIÓN.

Con respecto al lugar en que se efectúa el trabajo, pueden distinguir dos tipos de prefabricación: PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES Y PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA.

En nuestro caso las piezas prefabricadas como fueron columnas, cabezales, y principalmente las trabes, fueron construidas en una planta especializada de elementos prefabricados o una instalación permanente. En esta tesis nos enfocaremos únicamente a los procesos utilizados en la planta de prefabricados permanente, ubicada en Texcoco, en donde se construyeron los elementos estructurales del puente.

PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES LLAMADAS TAMBIÉN PLANTA DE ELEMENTOS PREFABRICADOS:

Este tipo de prefabricación se efectúa en plantas permanentemente establecidas, especialmente para este objeto. En donde puede darse el más alto grado de automatización y mecanización. Los laboratorios permanentes permiten un control continuo y así se garantiza los materiales que se han de emplear para el proceso y el mismo producto terminado tienen propiedades adecuadas.

Debido a estas ventajosas condiciones, la planta de prefabricación produce en serie estructuras en general baratas y seguras de buena calidad.

Una de las desventajas de estas fábricas es que las piezas deben transportarse a los lugares en que deben emplearse. En el caso de la Planta de Texcoco en donde se hicieron los prefabricados del proyecto. El radio económico para esta planta es de 300 km. Entiéndase por radio económico la distancia máxima a la que resulta viable económicamente transportar los elementos prefabricados construidos en la planta.

Para facilitar el transporte (Sobre todo en zonas urbanas), las dimensiones geométricas de las piezas deben mantenerse dentro de ciertos límites permisibles, con lo que aumenta el número de juntas constructivas en las estructuras.

La limitación, mencionada anteriormente, de las dimensiones de las piezas implica una cierta interacción con el proyecto, así como posterior desarrollo de la prefabricación de las piezas para que no se presente ningún problema de tipo constructivo.

5.4.3 COMPARACIÓN ENTRE LA PREFABRICACIÓN Y LA CONSTRUCCIÓN MONOLÍTICA.

Las ventajas de la prefabricación sobre la construcción monolítica son las siguientes:

- 1.-Ahorro parcial o total de los materiales empleados en obra falsa.
- 2.-Uso múltiple de los moldes.
- 3.-Posibilidad de mano de obra mucho más calificada y en menor cantidad.
- 4.-Pueden construirse secciones transversales más versátiles y eficientes, lo que suma ventajas desde el punto de vista de la teoría de la resistencia de materiales.
- 5.-El trabajo puede organizarse análogamente al de las fábricas, con un grado muy alto de mecanización, pueden utilizarse las ventajas derivadas de la normalización y de la producción en serie, el trabajo en obra puede reducirse únicamente a la unión de las piezas prefabricadas.
- 6.-Puede reducirse el plazo de la construcción.
- 7.-Decrece las exigencias en mano de obra en campo, por ejemplo, apenas son necesarios carpinteros y constructores especializados en andamios.
- 8.-Pueden evitarse las interrupciones en el concreto.
- 9.-Se necesitan menos juntas de dilatación.
- 10.-Promueve el uso de estructuras pretensadas.
- 11.-Permite la construcción de estructuras más ligeras, más bellas.

A la vista de estas ventajas, la prefabricación implica un considerable ahorro en costo y tiempo comparada con la construcción monolítica.

Este aspecto de la comparación entre la prefabricación y la construcción monolítica es un punto básico de la Justificación del uso de esta tecnología para el puente.

5.5 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO.

La aparición del presfuerzo ha permitido cierta reducción de las secciones y consecuentemente del peso propio de grandes elementos resistentes, a su vez ha aumentado la posibilidad de salvar claros más grandes.

Los elementos prefabricados se clasifican en:

PRETENSADOS.

REFORZADOS.

POSTENSADOS.

De los elementos prefabricados del puente solo las traveses son de concreto pretensado y reforzado y las columnas y cabezales solo elementos únicamente reforzados se tomo este tipo de alternativa estructural ya que la aplicación de la prefabricación de los elementos ofrece a los proyectistas nuevas posibilidades de gran atractivo. Entre otras, puede citarse la de salvar grandes claros como los existentes en el puente y la reducir notablemente el peso de la estructura en general además de la ya comentada ventaja económica.

Hay que tener en cuenta que para operaciones como son la fabricación, almacenamiento, transporte y montaje de los elementos estructurales, es indispensable saber como fue estructuralmente armado cada uno de ellos puesto que de no tomar esta consideración corremos el riesgo de hacer fallar a los elementos antes de colocarlos en el lugar que les corresponde dentro de la estructura general.

Para la consideración anterior es indispensable manejar los conceptos generales de refuerzo y principalmente de presfuerzo.

5.5.1 CONCRETO PREFORZADO.

El presforzado consiste en crear un estado de esfuerzos y deformaciones dentro de un material, a fin de mejorar su comportamiento para satisfacer la función a que está destinado. El método más común para aplicar el presfuerzo es crear un esfuerzo de compresión en el concreto con el que se balancean total o parcialmente los esfuerzos de tensión que surgirán en condiciones de servicio.

El concreto es un material ideal para el presforzado, porque es muy resistente a la compresión cuando está comprimido; además, se puede conseguir fácilmente en cualquier lugar, es barato, fácil de moldear en la forma deseada y protege al acero contra la corrosión. La más grande ventaja del presforzado es la de resistir grandes fuerzas de tensión ocasionadas por las cargas aplicadas, que con el refuerzo normal sería imposible absorber, para nuestro caso se utiliza en las traveses que nos sirven para salvar grandes claros.

Con frecuencia, se pretende crear, por medio del presfuerzo, un estado de esfuerzos con el que se balanceará exactamente el esfuerzo que se aplicará al miembro cuando esté en servicio. Los ingenieros que estructuraron el puente (de RIOBOO S.A de C.V.), nos comentaron que como ingeniero estructurista puede utilizarse eficazmente el presfuerzo para contrarrestar los excesivos esfuerzos o deformaciones temporales que pueden sobrevenir durante la construcción. Por ejemplo en el puente, se uso la técnica de montaje en voladizo en vez de usar obra falsa y en el aspecto del transporte de las piezas.

El presfuerzo no es un estado permanente de esfuerzos y deformaciones, sino que depende del transcurso del tiempo, pues tanto el concreto como el acero se deforman plásticamente cuando están sometidos a un esfuerzo de servicio, este flujo plástico se incrementa considerablemente con las altas temperaturas y disminuye a temperaturas bajas.

La mayoría de los trabajos de investigación y desarrollo tiene la finalidad de obtener materiales más estables, como es el acero de alta resistencia “estabilizado” contra la relajación por esfuerzos, o concreto presforzado cuyo flujo plástico, contracciones y respuesta térmica sean pequeñas.

De todo lo mencionado se deduce que es necesario utilizar aceros y concretos de alta calidad. La alta resistencia es adecuada para obtener mejor eficiencia y economía en el comportamiento, pero hay otras propiedades esenciales para la estabilidad y comportamiento a largo plazo. Básicamente, estas otras propiedades ofrecen la seguridad de mantener dentro de límites aceptables el estado de esfuerzo y deformaciones del concreto presforzado.

El fabricante de acero debe suministrar un torón “estable”; por su parte, el contratista debe protegerlo durante las operaciones de construcción, de manera que al instalarlo esté más o menos en las mismas condiciones en que le entregó el fabricante, para ello debe cuidar la calidad de sus operaciones de anclaje y presforzado, así como la durabilidad del concreto.

El aprovisionamiento de un concreto “estable” depende en su mayor parte del contratista y constituye el aspecto más importante y delicado del uso del “concreto presforzado”, en donde el contratista puede controlar los agregados y la relación agua-cemento, también en cuestión de los aditivos hay que tener un gran control del cálculo de proporciones, el mezclado, el transporte, la colocación, la consolidación y el curado; además revisar los moldes y la exactitud con que se colocan los torones y las varillas de refuerzo.

En conclusión daremos una definición de presfuerzo ya con lo antes mencionado.

PRESFUERZO: es la imposición de un estado de esfuerzos en un miembro estructural, antes de ponerlo en servicio, el cual le permitirá soportar mejor las cargas y fuerzas que se apliquen durante el servicio, o cumplir mejor las funciones para las que fue diseñado.

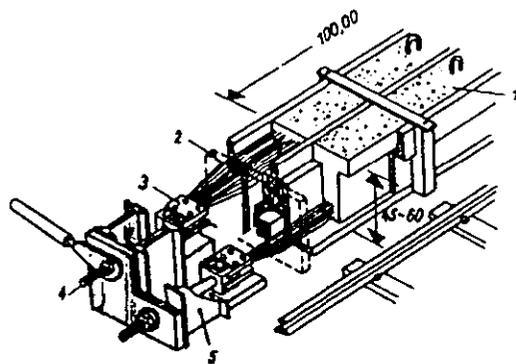
El presfuerzo requiere de una predeformación; es importante recordar que no puede aplicarse presfuerzo a un miembro, a menos que dicho miembro pueda acortarse.

Una viga se puede presforzar precomprimiendo su patin inferior para momento positivo o diseversa, de manera que en servicio, pueda resistir sin agrietarse, esfuerzos de tensión debido a la flexión.

5.5.2 PRETENSADO.

Una de las mejores maneras de emplear menos material, y por tanto, de disminuir el peso muerto y el costo, consiste en el empleo de estructuras pretensadas.

En la siguiente figura 5.5.2.A se aprecia la ubicación del pretensado, en función del tipo de trabe que sea, en el proyecto se utilizaron dos tipos de trabes la TA (Trabe de Apoyo) y TC (Trabe de Cierre) como es obvio la primera tiene el presfuerzo en el lecho superior, mientras que la segunda lo tiene en la inferior.



BANCADA DE PRETENSADO DE CONCRETO ARMADO:

1:VIGA PRETENSADA. 2: PLACA PARA GUIAR LOS ALAMBRES.

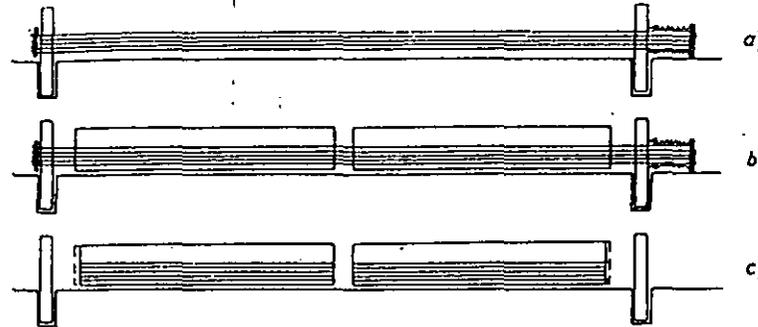
3:PIEZA DE SUJECCIÓN.4: GATO DE TORNILLOS.5: CABEZA DE PRETENSADO.

fig.5.5.2.A

El pretensado consiste esencialmente en la creación artificial de un estado inicial de tensiones internas en la estructura de concreto armado antes de que ésta se ponga en uso. Esto permite al proyectista cambiar la totalidad de la distribución de las tensiones internas de tal modo que cuando la estructura en cuestión se ponga en uso, se comportará según el propósito del proyectista.

Desde el punto de vista desde los prefabricados el pretensado se logra con la imposición por medio del tensado de los torones en contra de las reacciones exteriores, lo cual se efectúa antes del vaciado del concreto; posteriormente se deja que el concreto fragüe hasta que alcance alto porcentaje de su resistencia última, entonces los torones se sueltan para transmitir el esfuerzo al concreto.

En casi todos los casos los torones de alta resistencia se extienden entre dos apoyos y se estiran por medio de gatos, hasta un 75% de su resistencia última como se muestra en la figura 5.5.2.B entonces el concreto se cuela en molde que está alrededor de los torones. El curado se acelera por medio de vapor a baja presión y se sueltan entonces los torones de manera que el esfuerzo se transmita por adherencia al concreto. Los torones alargados se cortan ligeramente, precomprimiendo y acortando la longitud del concreto por esta razón se ve una contra flecha en las traves.



Bancada de pretensado: a) tesado de los alambres; b) hormigonado de las piezas; c) aflojamiento del tesado tras el endurecimiento del hormigón, por corte de los alambres.

fig.5.5.2.B

5.5.2.1 VENTAJAS DEL PRETENSADO.

- 1.-Toda la sección de concreto participa en resistir la carga, de modo que el área de la sección puede reducirse considerablemente(Secciones eficientes).
- 2.-Pueden usarse cables de acero llamados torones de alta resistencia ver figura 5.5.2.1.C, reduciéndose así la cantidad de acero aproximadamente a un tercio del requerido sin presfuerzo.
- 3.-Bajo la carga de trabajo se asegura que la estructura cumpla perfectamente la condición de que no aparezcan fisuras.
- 4.-La variación de la tensión del acero, debido a las cargas de servicio, no debe de ser más del 3 al 4% y así el efecto de fatiga no es importante.

La idea del pretensado y su aplicación práctica es, sin duda, el invento más importante en el desarrollo del concreto armado en 100 años. Es probable que el porvenir conduzca a una transformación revolucionaria en la construcción de concreto armado.

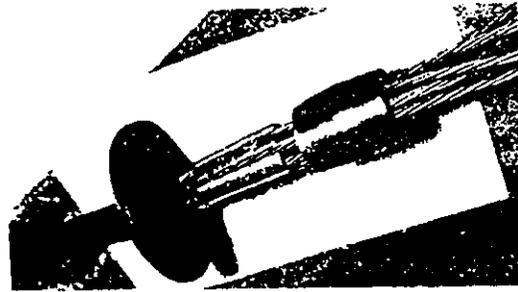


fig.5.5.2.1.C

5.6 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Antes de hablar del proceso constructivo, se mencionara que las columnas y cabezales del puente son piezas reforzadas únicamente a diferencia de las traveses que fueron pretensadas y reforzadas. La discrepancia fundamental consiste en que a los elementos reforzados no se les aplica presfuerzo ver la figuras(5.6.A-a la 5.6.C) (Tabla de detalles de refuerzo, cabezal, y capitel) Los elementos reforzados fueron fabricados en planta debido a que por su forma y tamaño se prestaron para la estandarización, otra causa fue la de ahorro de tiempo, puesto que mientras se construía la cimentación simultáneamente se elaboraban las piezas en la planta.

El objetivo principal de este subcapítulo es el de mencionar el proceso constructivo general de las traveses, ya que estas fueron las de mayor importancia en cuanto a cantidad, y los únicos elementos presforzados del puente.

Implícitamente también nos referimos al funcionamiento de la planta de los elementos prefabricados que esta ubicada en Texcoco, y a sus instrumentos de control de la producción.

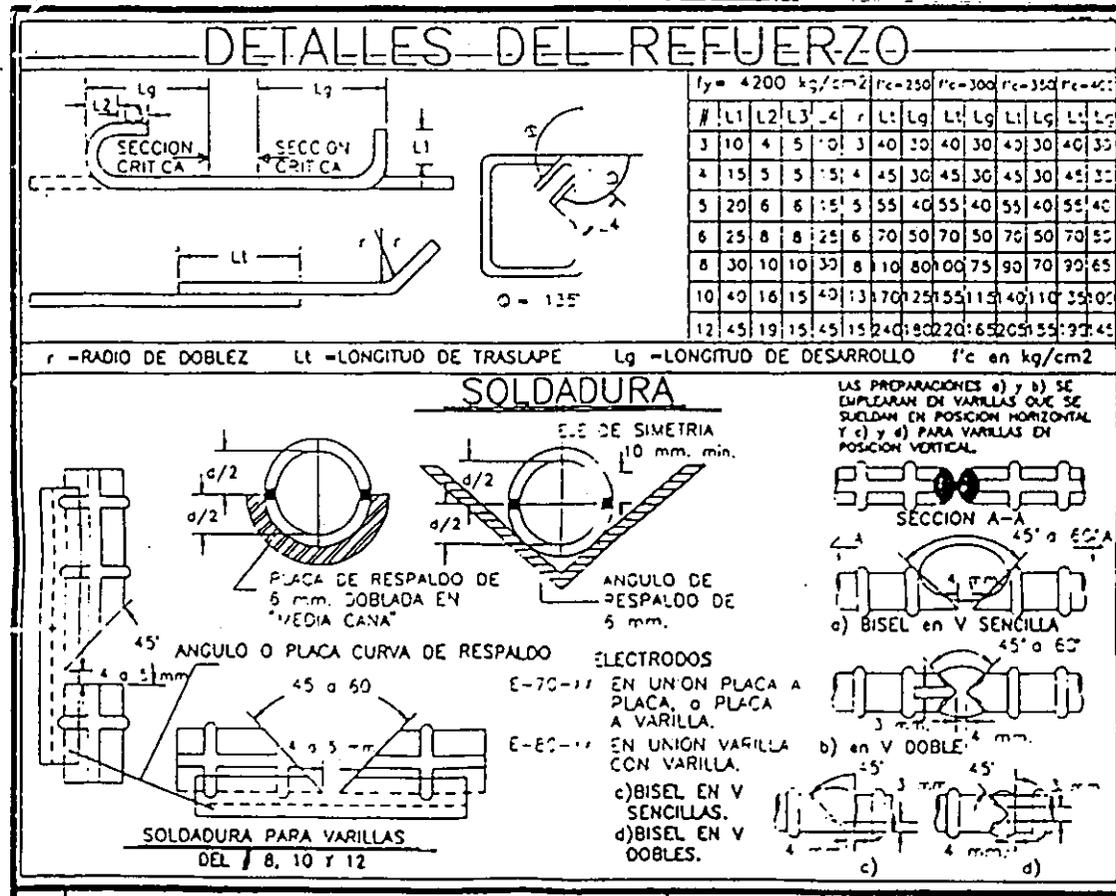


fig.5.6.A

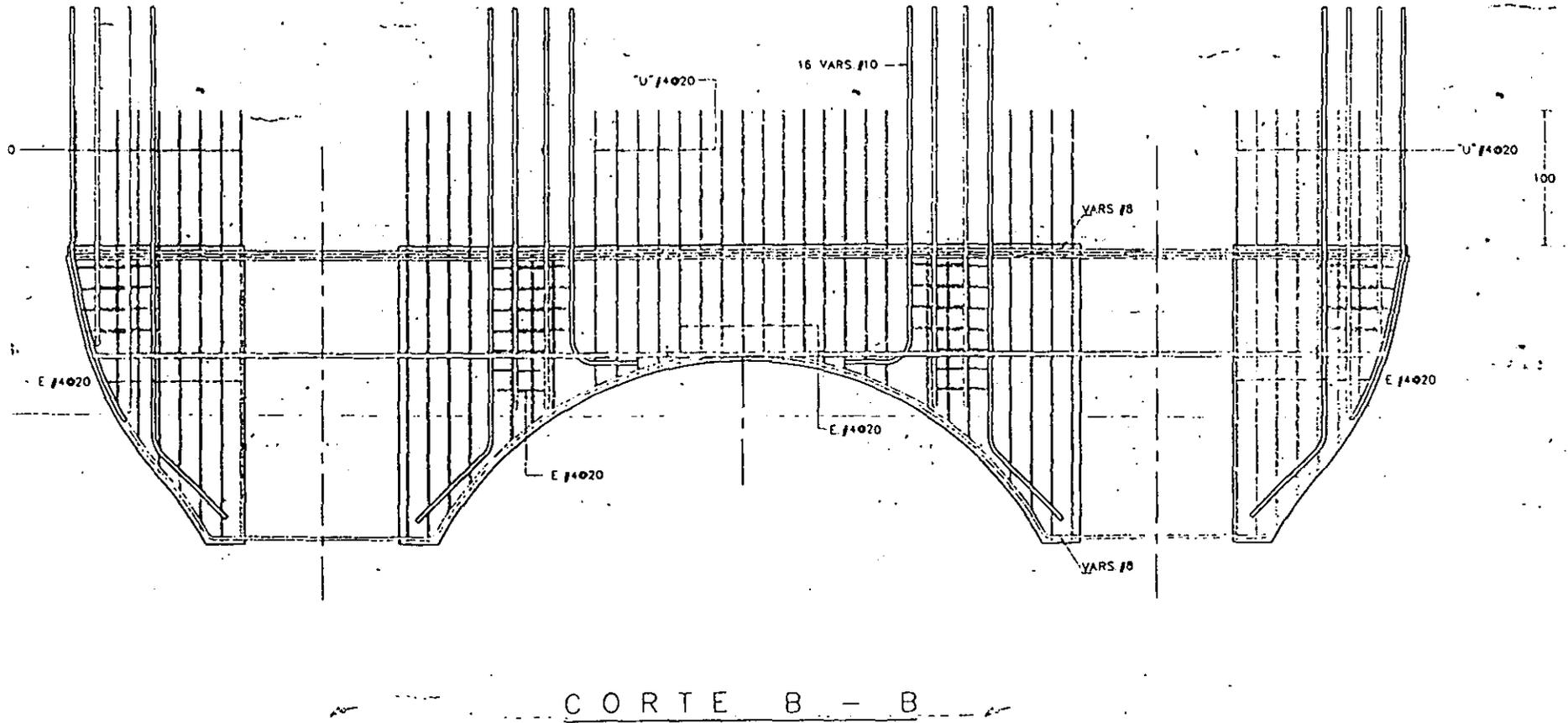


fig.5.6.B

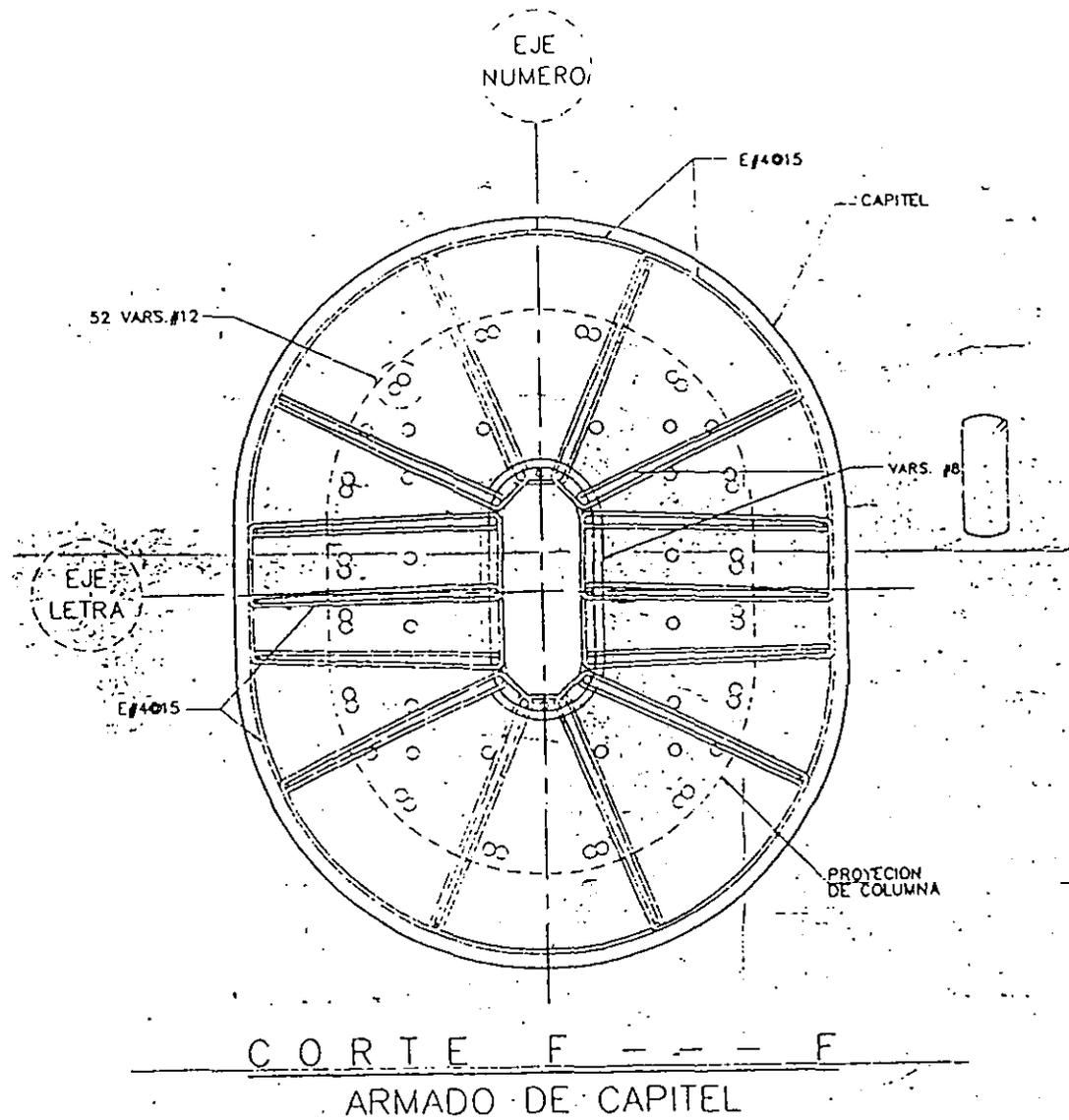


fig.5.6.C

5.6.1 ELEMENTOS MÍNIMOS QUE DEBEN EXISTIR EN UNA PLANTA DE FABRICACIÓN.

Los elementos de concreto pretensado se fabricaron en una planta permanente con flexibilidad para ajustarse a una variedad de productos.

En la planta de fabricación debe haber como mínimo los siguientes elementos:

- 1.-Suministro de concreto y distribución a los moldes.
- 2.-Almacenamiento de torones de presfuerzo(o alambre) en rollos, con los medios para tender los torones en el molde.
- 3.-Almacenamiento de acero de refuerzo e instalaciones de habilitado.
- 4.-"Mesas" en las cuales se esfuerzan los tendones, se colocan los moldes y se cuela el concreto; dichas mesas deben tener capacidad para resistir las altas fuerzas de compresión, así como los momentos ocasionados por las distancias entre el tendón y la superficie de la mesa y también por las deformaciones de los tendones.
- 5.-Medios para aplicar el presfuerzo(por lo general, un equipo de gatos hidráulicos y tornillos de apriete para los tendones).
- 6.-Mecanismo para dar curvaturas a los tendones, en caso necesario.
- 7.-Moldes. Nota: en unos libros le llaman encofrados o en nuestro caso también cimbra pero el término que usaremos es molde.
- 8.-Equipo para colocar y vibrar el concreto.
- 9.-Medios para aplicar un curado acelerado(generalmente, un sistema de vapor a baja presión).
- 10.-Equipo para izaje y manejo.
- 11.-Areas de almacenamiento.
- 12.-Equipo de transporte.
- 13.-Equipo para pruebas e inspección.
- 14.-Instalaciones para mantenimiento y reparación.
- 15.-Servicios(agua, corriente eléctrica, combustible, aire comprimido, etc.).
- 16.-Almacenamiento y fabricación de acero de refuerzo como estribos, dobleces de varillas, estrobos, bloques separadores, etc.
- 17.-Equipo de corte y soldadura.

18.-Servicios de ingeniería para dibujos de taller y de trabajo y cálculos varios.

19.-Dirección y Administración del patio, registro de costos, contabilidad, compras, despacho de materiales, estimaciones, ingeniería de ventas e ingeniería de servicios.

Mientras que los conceptos indicados anteriormente se presentan en detalle en cualquier otra fuente, o bien son ya prácticas estándar conocidas, las coordinaciones de los 19 puntos dentro de un sistema de fabricación requiere de una dirección y planeación muy cuidadosa.

ALGUNAS RECOMENDACIONES DE OPERACIÓN.

A continuación se mencionarán algunos principios que nos comentaron los ingenieros de la planta de Texcoco:

Debe tenerse comunicación, especialmente entre el punto donde se coloca el concreto en los moldes y la planta de proporcionamiento y mezclado, el uso de radios transmisores-receptores ha sido muy útil. Por supuesto, se necesita tener también comunicación con los vehículos, remolques, etc., que transportan el producto terminado.

El flujo de materiales debe proyectarse de modo que se reduzca al mínimo las distancias de desplazamientos y las congestiones. La entrega de materiales debe tener un flujo lineal recta hasta el punto de utilización, cuando esto sea posible.

Las mesas deben diseñarse para permanecer niveladas y precisas, a pesar de las cargas repetidas y del humedecimiento constante del terreno. En este aspecto se encontrará útil el uso de pilotes cortos, o de postes colados en sitios dentro de agujeros barrenados en el piso, como soporte para las mesas. La altura de las mesas debe fijarse al mejor nivel de trabajo, especialmente donde se requiere mucho trabajo manual.

Los servicios deben llevarse al área de trabajo mediante salidas convenientes. Para mantener limpias y secas dichas salidas y los receptáculos, deben instalarse instalaciones hidráulicas. Para el trabajo nocturno deben instalarse un alumbrado adecuado.

Los dibujos de taller y las instrucciones especiales completas acerca de los insertos, la tensión de los torones y su forma, etc., deben suministrarse de una manera fácilmente legible en un punto accesible del lugar de trabajo(mesa).

Si el esfuerzo se aplica a cada uno de los torones individualmente que es nuestro caso, el gato que se utiliza para el tensado los igualará automáticamente; si los torones tienen curvatura (que en nuestro caso el diseño no lo pide), deben verificarse el cambio consiguiente en el esfuerzo longitudinal para asegurarse de que esté de acuerdo con los requisitos de diseño.

Después de aplicar el presfuerzo a los miembros, la fricción ocasionada por el peso propio de las trabes pesadas, los mecanismos de fijación, y el apriete dentro de las cimbras, pueden evitar que se muevan o acorten dichos miembros. Mientras no se acorte realmente el miembro, no está presforzada.

5.6.2 SECUENCIA TÍPICA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

- A) LIMPIEZA.
- B) CONSTRUCCIÓN DE CIMBRA O MOLDE.
- C) ACEPTADO DE LOS MOLDES.
- D) COLOCACIÓN DE LOS TORONES, EL REFUERZO Y LOS DETALLES(PIEZAS AHOGADAS EN EL CONCRETO).
- E) APLICACIÓN DEL ESFUERZO A LOS TORONES.
- F) COLOCACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO.
- G) VIBRADO Y COMPACTACIÓN DE LA MEZCLA.
- H) ACABADO DE LA SUPERFICIE.
- I) INSPECCIÓN.
- J) CURADO CON VAPOR.
- K) DESCIMBRADO.
- L) ALMACENAMIENTO DEL PRODUCTO.
- M) TRANSPORTE.

A continuación se explicara cada término así como recomendaciones que nos mencionó el fabricante.

5.6.2.1. LIMPIEZA.

En este punto es importante que se mantenga todo el equipo limpio y en condiciones de trabajo.

Los gatos hidráulicos y los tornillos de apriete de los tendones deben conservarse adecuadamente, limpios y bien lubricados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

5.6.2.2. CONSTRUCCIÓN DE CIMBRA O MOLDE.

La forma de las piezas de concreto se debe al molde. Una de las grandes ventajas de los elementos prefabricados es la fácil formación del molde y la oportunidad de usarlo mucho más frecuentemente que el de estructuras monolíticas. El material de la cimbra de estructuras monolíticas puede

usarse 3 ó 4 veces y en algunos casos 5 veces. Por otra parte, los moldes de elementos prefabricados deben usarse, de acuerdo con lo que recomiendan los libros es que, al menos 12 veces si están cepillados y al menos 25 veces si están forrados de chapa de acero. Pero en la planta de Texcoco le han dado uso a un molde hasta 200 usos mínimo , no obstante, bien construido y cuidadosamente tratado, éste puede usarse muchas veces más.

El empleo de moldes de acero o de concreto es preferible en plantas de prefabricación. Si se vibra el concreto en mesas vibrantes, el empleo de moldes de acero es esencial. En nuestro caso en la fabricación de las vigas prefabricadas pretensadas, esto permite dejar una superficie perfectamente lisa y acabada con precisión. El empleo de encofrado de acero de (0.32 ó 0.5 mm. de espesor) es económico solamente si hay que fabricar en serie un número suficiente de piezas iguales, porque el diseño de los moldes de acero es usualmente muy costoso.

5.6.2.3. ACEITADO DE LOS MOLDES.

Debe extenderse una capa de aceite cuidadosamente sobre la superficie de los moldes. Otro lubricante conveniente para este propósito es un compuesto consistente de aceite diesel y de grasa. Si la lubricación es insuficiente, la pieza se adherirá al molde. Por otra parte, el exceso de aceite es perjudicial porque puede mancharse la armadura reduciéndose la adherencia entre el acero y el concreto.

Al seleccionar algún tipo de aceite adecuado a la superficie de las cimbras , sirve para reducir la acción capilar. En la planta de Texcoco se usa diesel y aceite en donde estos dos los revuelven y los usan como aceitado ya que al usar puro aceite no es factible debido a que saldria muy caro.

5.6.2.4 COLOCACIÓN DE LOS TORONES, EL REFUERZO Y LOS DETALLES(PIEZAS AHOGADAS EN EL CONCRETO).

COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO:

La colocación del acero de refuerzo es primero, este incluye todo el acero no presforzado, como son varillas de acero dulce, varillas de acero de aleación, etc.

Por lo general en un miembro presforzado, este tipo de refuerzo se utiliza para tomar los esfuerzos secundarios y los esfuerzos cortantes, pero también se puede usar como acero adicional principal para obtener una mayor capacidad, o para controlar el funcionamiento del miembro ante acciones de transporte y montaje.

Como un principio general, se puede decir que los miembros presforzados se comportarán según fueron ideados, únicamente si el acero de refuerzo se detalla y coloca adecuadamente; un refuerzo apropiado servirá para integrar perfectamente y en una sola pieza el miembro y de hecho, forzarlo a funcionar de la manera que fue diseñado. Así el refuerzo elimina muchas variables desconocidas en el diseño y la construcción, (por ejemplo. el cortante, la torsión, etc.). Su instalación, posición y fijación adecuadas son de importancia fundamental.

Frecuentemente en los miembros precolados se han utilizado refuerzos soldados, pero es necesario detallar cuidadosamente la localización de la soldadura, ya que se puede inducir una reducción en la resistencia del refuerzo.

Para evitar la corrosión destructiva se debe conservar el recubrimiento especificado sobre el refuerzo, es necesario usar silletas de plástico y bloques pequeños de concreto a intervalos suficientemente cortos.

COLOCACIÓN DE LOS TORONES:

Por lo general los torones se manejan en rollos, fijando temporalmente una boquilla para jalarlos con un malacate hacia la mesa; una vez tendidos todos los torones y anclados adecuadamente en su posición, es necesario estirarlos para igualar su longitud. Si el esfuerzo se aplica a todos los tendones como un solo grupo, hay que esforzar primero cada torón individualmente a un valor nominal, digamos por ejemplo 500 Kg, y anclarlos. En la siguiente figura 5.6.2.4.A explica como se deben distribuir los torones que fuerza se debe aplicar a cada uno así como la separación entre ellos de una trabe (TC).

5.6.2.5. APLICACIÓN DEL ESFUERZO A LOS TORONES.

Para el tensado pueden emplearse gatos manuales, cabrestantes, gatos hidráulicos que en nuestro caso fue lo que se utilizó.

En nuestro caso los torones se tensaron uno por uno, pero en una distribución en que no se concentre en un solo punto la fuerza del presfuerzo.

Propiamente dicho el proceso consiste en el tensado de la pieza entre dos estribos antes del vertido del concreto. En un lado se ancla el acero de presfuerzo (torones) y en el otro extremo se tensa según especificación del proyecto como se mencionó anteriormente con un gato hidráulico.

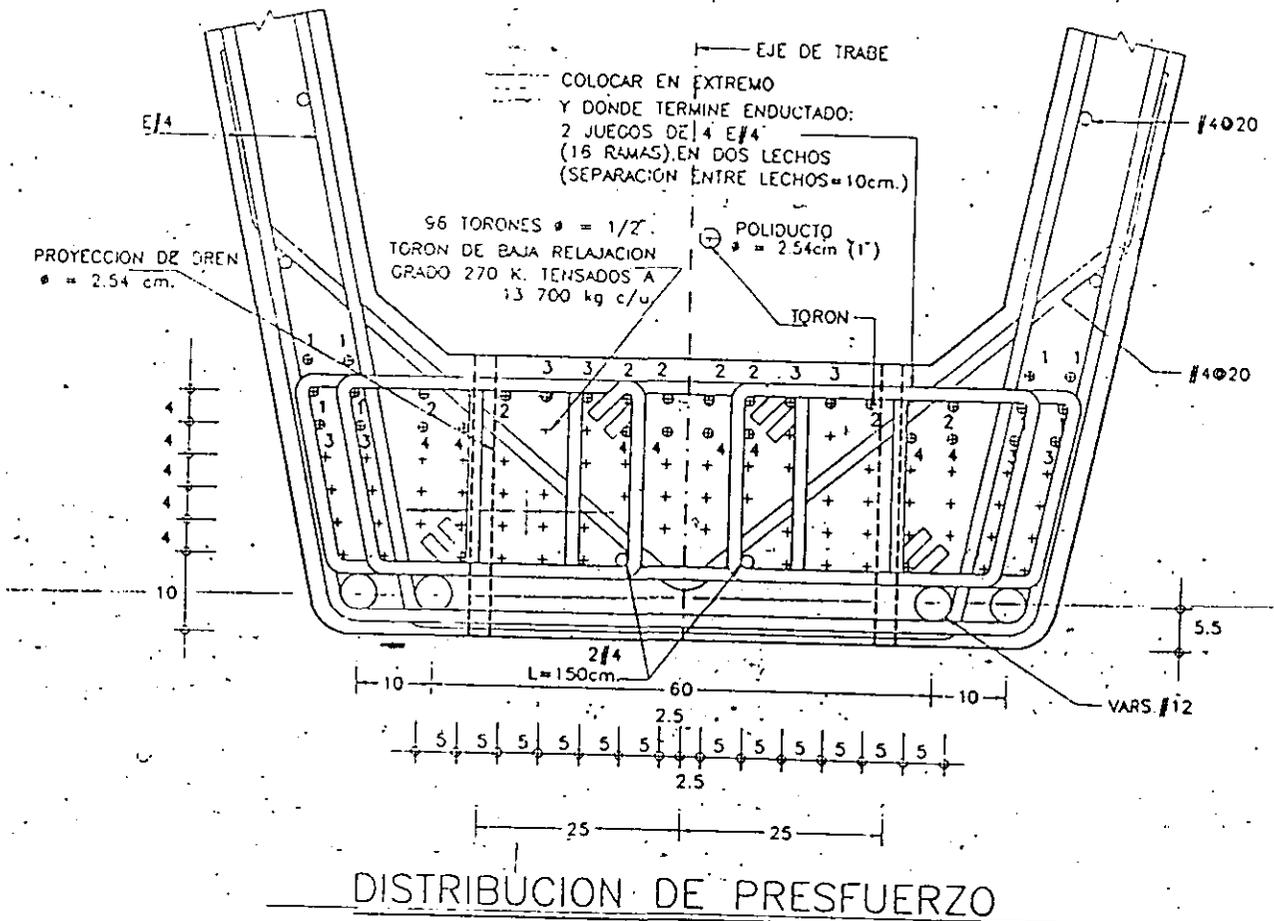


fig.5.6.2.4.A

5.6.2.6. CONFORMACION Y COLOCACION DEL CONCRETO.

En los elementos prefabricados del puente se utilizó CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA generalmente este se usa para todo elemento prefabricado. Se comprendió que, para alcanzar el éxito técnico y económico en su aplicación, era esencial contar con concreto de alta resistencia, ya que el concreto debe resistir durante algunas etapas de su vida de servicio una combinación de esfuerzos de compresión, ocasionados por el presfuerzo y por la carga muerta. La alta resistencia coincide también a menudo con flujo plástico y contracción reducidos; por lo tanto, se utilizaron concreto con resistencias de 320 kg/cm^2 al destensar y $f'c$ que se obtenía en su 100% de resistencia es de 400 kg/cm^2 . Toda esta información viene en los planos estructurales especificándole con detalle al fabricante con lo que debe cumplir cada elemento. Ver notas generales fig. 5.6.2.6.A.

Al iniciarse la producción comercial, en plantas de precolado y pretensado, se requería de altas resistencias a edades tempranas, a menudo un día después del colado; muy pronto se descubrió que las técnicas para la producción de altas resistencias a edades tempranas conducían automáticamente a la obtención de concreto resistencias de 400 a 500 kg/cm^2 a los 28 días.

NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- 2.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO, NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- CONCRETO $f'c=400 \text{ kg/cm}^2$. AL DESTENSAR $f'ci=320 \text{ kg/cm}^2$.
- 4.- TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 1.3 (1/2").
- 5.- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- 6.- ACERO DE REFUERZO GRADO DURO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 7.- ACERO EN PLACAS, ACCESORIOS METALICOS Y TENSORES $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$. Y DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA ASTM. A-36.
- 8.- ACERO DE PRESFUERZO 270 K. $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ AREA DE TORON 1.03 cm^2
- 9.- TENSAR TORONES A 13700 kg. c/u.
- 10.- LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICO Y SE USARAN ELECTRODOS DE LA SERIE E-70xx y E-90xx.
- 11.- REVENIMIENTO MAXIMO 10 cm. SE CONSIDERARA LA TRABAJABILIDAD DEL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA PRUEBA (Ve Be).
- 12.- EMPLEAR CONCRETO CLASE 1, DE ACUERDO AL RCCDF-B7; CON UN MODULO DE ELASTICIDAD $E = 14\ 000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$ Y CON PESO VOLUMETRICO EN ESTADO FRESCO SUPERIOR A 2.2 T/M^3
- 13.-LOS ANCLAJES Y TRANSAPES SE TRABAJARAN SEGUN LA TABLA " DETALLES DEL REFUERZO "
- 14.-LOS ELEMENTOS PRESFORZADOS NO DEBERAN PERFORARSE, NI BALACEARSE SIN PREVIA CONSULTA A RIOBOO, S.A.
- 15.-EL RECUBRIMIENTO MINIMO LIBRE SERA DE 2 cm. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA DIMENSION.
- 16.-ESTAS PIEZAS LLEVAN ORIENTACION  SIMBOLO QUE SEÑALA EL EXTREMO MARCADO

fig.5.6.2.6.A

Estas resistencias se lograron revisando la calidad de los materiales y las prácticas convencionales, destacando los siguientes puntos:

1.-Agregados grueso con tamaño máximo de 2.5 ó 2 cm. En donde el proyectista indica el tamaño máximo del agregado que en el puente fue de (3/4"). Además el agregado utilizado fue basalto de excelente calidad con densidad de 2.7 a 2.8 ton/m³.

2.-Alto contenido de cemento (7 a 9 sacos/m³). Cemento tipo I

3.-Baja relación agua-cemento(0.30). Aunque para que sea más manejable el concreto se usan aditivos especiales.

4.-Aditivos plastificantes y reductores de agua.

5.-Mezclado completo.

6.-Vibrado completo.

7.-Curado excelente; con vapor a baja presión.

8.-En climas cálidos, enfriado de los agregados antes de mezclar.

Una cuidadosa atención a los puntos mencionados y el empleo de personal capaz y experimentado, ha hecho posible que los mejores productores de concreto precolado obtengan segura y consistentemente resistencias (mínimas) de 550 km/cm².

EXPLICAREMOS DE UNA MANERA BREVE DE QUE CONSTA CADA ELEMENTO PARA HACER UN CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA ASÍ COMO RECOMENDACIONES.

CEMENTO:

En la planta de Texcoco se usaba cemento de tipo III que es de alta resistencia rápida, pero por cuestiones de estudios de mercado las fabricadoras de cemento solamente lo fabrican de acuerdo a un alto tonelaje, y ya que la planta de elementos prefabricados no puede llegar a ese tonelaje se tomo la decisión de comprar el cemento tipo (I) el cual es el más comercial, y el que se especificaba en el proyecto, hablaremos acerca de este cemento.

El cemento tipo (I) es el estándar(resistencia normal) y es adecuado para la mayoría de trabajos en cuestión de construcción de edificios.

Agregados:

Dado que se requiere obtener concreto de alta resistencia, el tamaño máximo del agregado grueso se debe limpiar; en la mayoría de los casos y el nuestro, el tamaño máximo óptimo es de 1.9 cm (3/4"). Los agregados gruesos no deben contener vetas de arcillas (en general no contener materiales finos) que puedan producir cambios excesivos de volumen, como en los casos de flujo plástico y contracción.

Para concreto normal de alta resistencia, se utiliza con éxito tanto la grava como la roca triturada, pero con la grava se obtiene mejor manejabilidad y compactación, con relaciones bajas de agua-cemento; para concreto de muy alta resistencia, es mejor utilizar la roca triturada de angularidad adecuada, pero se requiere un vibrado intenso para obtener una buena compactación.

El tamaño de los agregados finos puede ser mayor que en el concreto común y corriente, ya que por los altos contenidos de cemento que se utilizan en el concreto presforzado no se necesita una graduación perfecta, e inclusive puede no convenir, se puede aplicar una graduación suficiente para rellenar todos los huecos, para reducir la contracción y mejorar la resistencia y el módulo de elasticidad.

Los agregados deben estar limpios, ya que hasta un pequeño porcentaje de polvo o tierra puede hacer que las mezclas secas para el concreto presforzado sean excesivamente pegajosas y difíciles de colocar. La tierra o polvo ocasionan a menudo un fraguado demasiado rápido y reduce la resistencia, aumentando la contracción, generalmente se puede eliminar mediante un lavado, con buenos resultados.

La temperatura de los agregados se debe adecuar a la mezcla; como éstos son el mayor componente de la misma, a menudo es más efectivo y económico enfriar el agregado por medio de evaporización de agua, en verano, o calentarlo en invierno. Para evitar el polvo y enfriar el agregado por evaporización se pueden utilizar "remoedores" de agua, que rieguen continuamente las pilas de agregados.

AGUA:

Hasta últimas fechas, el único requisito estándar para el agua era que fuese potable, sin embargo, el agua que se utiliza en trabajos de presforzado debe tener restricciones mayores en cuanto a su contenido de sal, polvos y materiales orgánicas; las limitaciones son las siguientes (Nota: en la planta de Texcoco se uso agua potable sin tomar en cuenta estas restricciones):

a) No contener impurezas que modifiquen en más de un 25% el tiempo de fraguado, ni una reducción en la resistencia a los 14 días, mayor de un 5% ambos porcentajes provienen de la comparación con los resultados obtenidos con agua destilada.

b) Menos de 650 partes por millones de iones de cloruros (algunas autoridades permiten hasta 1000 ppm).

c) Menos de 1300 partes por millón de iones de sulfato (algunas autoridades limitan esto a 1000 ppm).

d) El agua no debe tener aceite.

El agua se puede agregar a la mezcla en forma de hielo, para reducir la temperatura ambiente del concreto fresco, o en forma de vapor, cuando se desea elevar dicha temperatura.

ADITIVOS:

Los aditivos son muy útiles en el concreto presforzado, pues permite el uso de una relación de agua-cemento más baja, conservando la manejabilidad como se ha mencionado anteriormente, algunos reducen también la contracción y otros son retardantes a temperaturas normales, pero ocasionan aceleración en el incremento de resistencia bajo el curado con vapor.

Muchos aditivos utilizados en colado de concreto convencional contiene CaCl_2 , esto deben prohibirse absolutamente en trabajos de presfuerzo, pues hay pruebas suficientes para asegurar que causa corrosión, especialmente cuando se emplea el curado con vapor. Aun usando el curado normal a base de agua, el CaCl_2 reduce las propiedades del cemento y puede ocasionar corrosión.

Por lo tanto, para trabajos de presfuerzo, la mezcla no debe contener más que rastros de cloruro de calcio; la mayor parte de los aditivos adecuados son subproductos orgánicos de la industria de la pulpa.

Para el caso de nuestro proyecto los aditivos ayudaron a manejar revenimientos del orden de 8 cm.

5.6.2.7. VIBRADO Y COMPACTACIÓN.

Es necesario un vibrado intenso para consolidarlo y asegurarse de que no haya huecos, especialmente en áreas congestionadas; comúnmente, el vibrado interno es el método más efectivo, ya que es útil para asegurar la compactación alrededor de los torones, del acero ahogado, los anclajes, etc. Por lo general se emplean frecuencias de 9000 r.p.m.

Es muy satisfactoria con frecuencia la combinación del vibrado externo con el interno, para colocar en las cimbras el concreto de bajo revenimiento o sinrevenimiento, es mejor vaciarlo en el lado de avances de colado, donde recibirá los efectos totales del vibrado; esto acelera el colado y se obtendrá mejor consolidación.

El vibrado externo ocasiona esfuerzos altos en las cimbras y se puede alcanzar el rango de fatiga de las conexiones, por lo que se deben diseñar especialmente cuando se piense emplear este tipo de vibrados.

Con lo que respecta a Compactación de la mezcla, actualmente con las frecuencias utilizadas en el vibrado se compacta sólo el agregado grueso, para compactar la arena y aun las partículas de cemento, pueden utilizar frecuencias ultrasónicas. En la práctica, el problema ha sido el desarrollo de vibradores de este tipo con suficiente potencia; sin embargo existen y se pueden explotar desde el punto de vista comercial; sin duda, estos vibradores desarrollarán grandes presiones dentro de las cimbras, por lo que será necesario contar con cimbras más rígidas, así como diseño cuidadoso de sus detalles para evitar las fallas por fatiga. En trabajos experimentales se han usado con efectividad frecuencias de 5000 a 1000 cps para obtener compactación y alta resistencia; comercialmente existen vibradores disponibles con frecuencias hasta de 300 cps y fuerza bastante alta.

APARATOS VIBRADORES:

Los vibradores neumáticos constan de un cilindro dentro del cual se desplaza un pistón de forma parecida a la de los martillos rompedores de pavimento. Puede ser exteriores o de encofrado, e interiores, llamados también pervibradores (fig. 5.6.2.7.A). La frecuencia alcanzada con la vibración neumática es muy superior a la de los vibradores eléctricos, pudiendo registrar valores de 30000 vibraciones -minuto que es el tipo de frecuencia y aparato que se uso en los elementos prefabricados del puente.

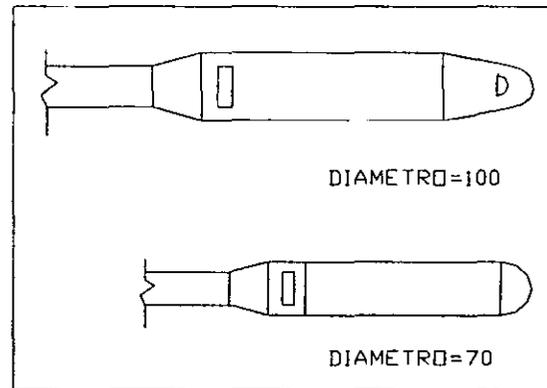


FIG.5.6.2.7.A

5.6.2.8. ACABADO DE LA SUPERFICIE.

Debe seleccionar la superficie del molde para dar un acabado fino al concreto. Con las cimbras o moldes de fibra de vidrio o en nuestro caso de acero aceitados con un producto adecuado se obtiene superficies densas y suaves; el triplay es eficaz y además absorbe algo del agua y del aire que el vibrado desplaza hacia la superficie.

Cuando se presentan pequeños defectos en la superficie, se puede pulir y así obtener la uniformidad deseada, cuando se hace adecuadamente, la superficie será durable tanto desde el punto de vista arquitectónico como estructural.

5.6.2.9. INSPECCIÓN.

En cuanto a la inspección además de la supervisión interna de la planta existió una supervisión externa debido a que el puente es una obra gubernamental, la Dirección General de Obras Públicas vigiló que los elementos cumplieran con las condiciones requeridas para el proyecto, además de esto el diseñador y el constructor-fabricante comparten la responsabilidad de asegurar que la estructura será de calidad y en general permanecerá exactamente en el mismo estado durante un tiempo determinado, a pesar del ataque de las condiciones ambientales. Esta responsiva se denomina durabilidad.

El personal encargado de la inspección vigila constantemente que los procesos constructivos empleados en la elaboración de los prefabricados, sean los adecuados para garantizar las características de resistencia y deformación especificados en los planos estructurales.

De la adecuada aplicación de los mecanismos de control depende el éxito de la empresa, ya que estos constituyen un medio de retroalimentación del sistema productivo que permite enderezar desviaciones, mermas o vicios constructivos que pudieran estar suscitándose.

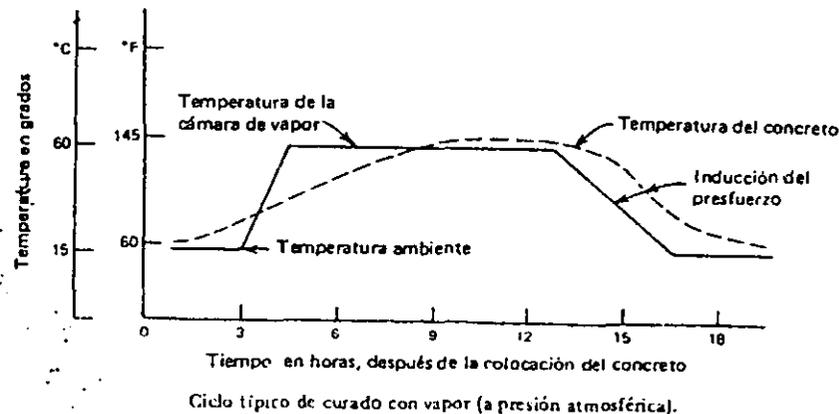
5.6.2.10. CURADO CON VAPOR.

El curado con vapor, a la presión atmosférica, se utiliza ampliamente en la producción del concreto precolado y presforzado. Se ha estudiado mucho del efecto de este curado acelerado sobre las características a largo plazo, como la resistencia a la compresión, la durabilidad, la contracción y el flujo plástico, la pérdida de presfuerzo, etc.; también se han hecho otros estudios sobre la determinación del ciclo óptimo para el proceso de curado con vapor.

Finalmente deben considerarse las cuestiones de enfriamiento, liberación del presfuerzo y los efectos térmicos, aunque en estos casos la mayor parte de la información y de los procedimientos ha sido proporcionada por las plantas de precolado; pues en esta fase la investigación realizada en laboratorios es comparativamente poca.

En general, puede decirse que el curado con vapor a baja presión, aplicado adecuadamente, mejora la calidad de los productos de concreto. Por último, mencionaremos que el curado con vapor ha sido una de las técnicas que han hecho posible la producción de elementos de concreto presforzado en forma económica permitiendo la utilización diaria de los moldes; también ha hecho factible acortar el tiempo entre la fabricación y el montaje, eliminando en gran parte la necesidad de grandes almacenamientos.

En muchos casos, el curado con vapor reduce la contracción. Es esencial adoptar un ciclo adecuado para el curado con vapor; EL CICLO ÓPTIMO GENERALMENTE ACEPTADO es ver la gráfica 5.6.2.10.I es:

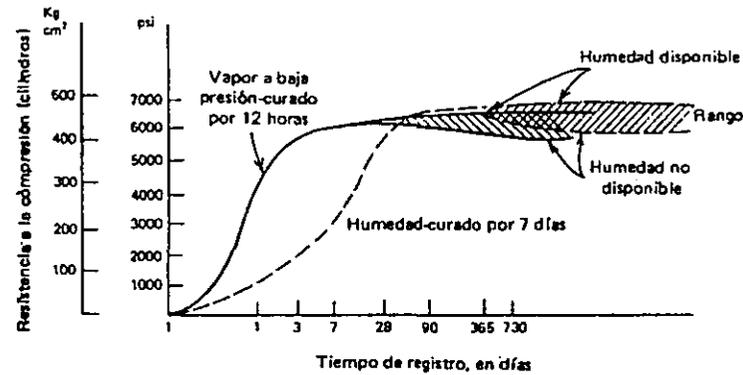


gráfica.5.6.2.10.I

- a) Un periodo de demora de tres a cuatro horas, hasta que el concreto llegue a su fraguado inicial; durante este periodo el concreto se debe proteger para evitar su secado.
- b) Un período de calentamiento, con una elevación de temperaturas de 22 33°C (40 a 60° F) por hora, hasta una temperatura de 63 a 70° C (145 a 160°F).
- c) Un periodo de vaporización de seis horas, de 63 a 70°C.
- d) Un periodo de enfriamiento (con el concreto todavía cubierto); durante este periodo, las partes expuestas del refuerzo se enfrían más rápido que el concreto, estirándolo. También, las cimbras de acero se enfrían más rápidamente, así como las porciones exteriores del concreto, induciendo esfuerzos de tensión en el elemento de concreto. Por esta razón en muchos productos, especialmente en los pesados, el núcleo interior puede conservar su calor por un lapso considerable, es necesario inducir el presfuerzo durante el periodo de enfriamiento, cubriendo nuevamente las unidades para permitir una relación de enfriamiento más lenta y uniforme.
- e) Un periodo de exposición a la intemperie (eliminadas las cubiertas para la vaporización). Este puede ser un periodo crítico en cuanto a la contracción en la superficie, los agrietamientos y la durabilidad, ya que el concreto está tibio y húmedo. En invierno la superficie del concreto puede estar sujeta a diferencias considerables de temperatura y a vientos que pueden secarla mucho, aunque el núcleo interior esté todavía tibio; una combinación de contracciones térmicas y de secado puede ocasionar agrietamientos.

El curado con vapor, comparado con el curado a base de agua en campo, tiene los siguientes efectos en los productos precolados:

- a) Puede reducirse la contracción, dependiendo de la presencia de yeso en el cemento.
- b) Se puede reducir el flujo plástico si el presfuerzo se aplica al concreto cuando su resistencia es mayor.
- c) En la siguiente gráfica 5.6.2.10.II, se muestra la relación que hay entre las resistencias a la compresión a diferentes edades.
- d) Hay ciertos indicios de que el rápido incremento de la resistencia a la compresión obtenido por el curado con vapor no es igualado por el incremento de resistencia a la tensión. A los pocos días de colado el concreto curado con vapor puede no tener la resistencia a la tensión que tiene un concreto de la misma resistencia a la compresión curado con agua, por esto puede ser más propenso a los agrietamientos por contracciones de secado, de aquí que si a un concreto curado a base de vapor se le da un curado adicional a base de agua, mejorará su resistencia a la tensión.
- e) En el aspecto de hacer el curado con agua es difícil realmente mantener las condiciones de humedad en todas las superficies, es por eso que el curado de vapor es el ideal además de que esto importa para que se logre la durabilidad.
- f) Al iniciar el ciclo de vaporizado, los metales que se encuentran dentro de la cámara de vapor responden más rápido que el concreto a los efectos del calor; las cimbras de acero se dilatan, mientras que el concreto tiene baja resistencia a la tensión y, si hay cambios de sección, o costillas en las formas, éstas pueden agrietar el concreto. Los ductos interiores de metal deben taponarse, de otra manera pueden dilatarse bajo acción del calor y ocasionar grietas longitudinales en el concreto.



Relaciones típicas entre las resistencias a diferentes edades y tipos de curado.

gráfica 5.6.2.10.II

5.6.2.11. DECIMBRADO.

Las piezas pueden separarse del molde a las 18 ó 20 horas en verano, pero en tiempo más frío únicamente después de 2 ó 3 días. La separación debe realizarse antes de que el concreto retraiga. Esto es importante, porque de otro modo la pieza puede adherirse al molde. Según una regla práctica generalmente válida, las piezas pueden separarse del molde a falta de otras especificaciones del proyectista cuando el concreto haya alcanzado al menos el 50% de su resistencia cúbica a los 28 días. La colocación de las piezas, no obstante, no es admisible más que cuando la resistencia del concreto haya alcanzado el 80% de la resistencia cúbica estipulada para los 28 días. Esto se debe a la distribución de tensiones más ventajosa durante el proceso de separación, que después de la colocación final.

Para poder separar las piezas de los moldes y posteriormente elevar y colocar dichas piezas, sobresalen de ellas 4, 6 u 8 ganchos para suspenderlas de éstos. El número de tales ganchos depende de la longitud de la pieza. Los ganchos se colocan a lo largo de los nervios longitudinales y enfrentados a los nervios transversales, pero esta última condición no es obligatoria. Por estos ganchos se pasan carriles que deben elevarse lenta y uniformemente, mientras se golpea ligeramente la pieza con un mazo para facilitar su separación del molde. La elevación debe ser absolutamente uniforme pues, sino, la pieza podría acodarse. Si a pesar de esto debe continuarse la elevación, la pieza incompleta endurecida puede deformarse, lo que puede dar lugar a grietas perjudiciales o, a veces, incluso a la rotura de la pieza.

Hasta una longitud de 6m son suficientes cuatro puntos de elevación hasta 9 m seis puntos y hasta 12m o más, ocho puntos. Las piezas más largas deben elevarse por más de cuatro puntos. La razón para ello es el mayor peso muerto y, la segunda, la creciente adherencia de la pieza al molde. Para vencer esta adherencia entre pieza y molde se necesita tirar con una fuerza relativamente grande. Con la resistencia del concreto es solamente el 50% de la resistencia cúbica estipula, la fuerza con la que se tira debe distribuirse adecuadamente, necesitando un aumento en el número de los puntos de elevación. Estos puntos deben distribuirse de modo que las fuerzas que se produzcan en ello sean iguales.

Por lo tanto la secuencia del decimbrado debe estudiarse cuidadosamente ya que los esfuerzos en elemento son diferentes de los que se presentarán en su condición final.

5.6.2.12. ALMACENAMIENTO.

Las piezas prefabricadas hay que transportarlas del lugar en que se producen al almacén. Para el transporte se usa generalmente sobre orugas, grúa sobre camión, son estas las que están en la planta de Texcoco, ver figuras 5.6.2.12.A. Durante el transporte las piezas cuelgan del gancho de la grúa. El método de suspensión depende de la forma y dimensiones de la pieza.

Debe tenerse un almacenamiento adecuado para mantener limpio y seco el acero de presfuerzo, el acero de refuerzo y los accesorios.

En todas las áreas de trabajo y en el área de almacenamiento deben existir caminos y drenajes adecuados. Es muy importante eliminar las marcas profundas de las ruedas, o los agujeros, que puedan ocasionar la volcadura de una grúa o un montacarga, provocando la lesión de un trabajador o dañando el producto o el equipo.

Todas las superficies de rodamiento y de almacenamiento se tiene que condicionar como una carretera, reconociendo las siguientes estructuras: el terreno natural, cuerpo de terraplén, capa subsanaste, subbase y base en las cuales tienen la función de recibir, distribuir y resistir las cargas del tránsito y de los elementos en almacenaje.

5.7. SEGURIDAD.

El presforzado implica el uso de fuerzas muy altas, con el acero y el concreto trabajando frecuentemente a esfuerzos que llegan a porcentajes muy altos de su carga última, en las estructuras de concreto presforzado existen masas pesadas y altas distancias de izaje, durante la construcción y el montaje, por lo tanto aparecen fuerzas dinámicas. Los torones pueden estar bajo esfuerzos de tensiones con valores hasta de 12600 kg/cm², lo cual representa un tremendo almacenamiento de energía que puede convertir a un anclaje en un proyectil mortal.

La seguridad de personal y del equipo pueden lograrse solamente por medio de la planeación, instalaciones de servicios de primeros auxilios, colocación de anuncios de advertencias y capacitación de los trabajadores mediante un programa continuo de seguridad. Las personas que se encuentran expuestas constantemente a situaciones peligrosas están propensas a perder sus temores conscientes, a menos que se les recuerden constantemente dichas situaciones. La seguridad no debe subordinarse nunca a la rapidez de la producción.

A continuación en el siguiente subíndice mencionaremos una lista abreviada de reglas para la seguridad en el aspecto del tensado ya que en este aspecto es donde existen principalmente los accidentes.

5.7.1. MEDIDAS DE SEGURIDAD EN EL TENSADO.

1.-En la operación de tensado hay más posibilidad de accidentes graves, que en todas las demás fases de la construcción combinadas. Las siguientes reglas aplicables al tensado, deben incluirse en los requisitos de seguridad de toda las plantas.

2.-Antes de aplicar el tensado debe darse una señal visible y audible, haciendo que todo el personal que no intervenga directamente en el tensado abandone la área inmediata.

3.-Los gatos deben sujetarse de manera que no se suelten longitudinalmente o lateralmente en caso de fallar el tendón.

4.-Nunca debe permitirse que el personal se pare alguno de los extremos del miembro (o de la cama) en línea directa con el torón que se está tensando.

5.-El personal no debe pararse sobre los torones que se están tensando, para medir los alargamientos; preferentemente, estas medidas deben tomarse por medio de montaduras o plantillas colocadas en los lados, o bien desde atrás de algún tipo de protección.

6.-El personal empleado en las operaciones de acuanamiento y anclaje debe protegerse los ojos contra los pedazos de acero que puedan volar.

7.-No se permite ningún tipo de soldadura cerca del acero de presfuerzo de alta resistencia a la tensión; este tipo de materiales no debe usarse para conectar a tierra ningún tipo de equipo eléctrico.

8.-Manténgase todo el equipo completamente limpio y en condiciones de trabajo; el equipo mal conservado siempre puede causar problemas y consecuentemente es peligroso.

9.-Téngase cuidado de mantener limpias las cuñas y el interior de los conos de agarre de los anclajes, para que las cuñas puedan moverse libremente dentro de éstos.

10.-Dispongase las operaciones de modo que el presfuerzo se haga lo más pronto posible después de que las mordazas se han colocado en posición.

11.-Al ensamblar los torones, revítese cada uno de los alambres para encontrar cualquier falla evidente.

OTRAS MEDIDAS DE SEGURIDAD EN EL PRETENSADO.

1.-Evítese los rizos o las melladuras en los torones. Tengáse cuidado al manejar los torones, para evitar dañarlos, no se aplique tensión a los torones mellados.

2.-Evítese el calentamiento accidental de un torón ya tensado. Manténgase todos los sopletes y equipo de soldadura lejos de los torones tensados.

3.-No se permita que el personal exponga ninguna parte de su cuerpo por encima de los puntos de fijación de los torones flexionados. Colóquese bloques de protección directamente por encima de dichos puntos, para evitar que puedan moverse accidentalmente durante el vibrado, las fijaciones son proyectiles potenciales.

4.-Deben suministrarse protecciones en ambos extremos de la cama para el personal empleado en el tensado; estas protecciones deben ser de acero estructural, concreto, o madera gruesa.

5.-No pararse nunca detrás de un gato durante las operaciones de esforzado.

6.-No golpear el equipo con un martillo para alinear el gato cuando la carga está aplicada.

7.-No descuidarse sólo porque ya se hayan tensado cientos de cables antes, las fuerzas que se están manejando son enormes y el descuido puede conducir a la pérdida de la vida.

C A P Í T U L O 6

TRANSPORTE Y MONTAJE
DE LOS
ELEMENTOS PREFABRICADOS

6 TRANSPORTE Y MONTAJE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.

6.1 HERRAMIENTAS:

El equipo manual se emplea comunmente para el montaje de elementos estructurales, efectuar maniobras para cargar y descargar elementos, y especialmente para el montaje de estos. Existe una gran variedad de accesorios que facilitan las maniobras de montaje y que forman parte de éste equipo, entre los cuales citaremos los siguientes:

CABLES:

Es indudable que el acero es uno de los materiales más versátiles, no solamente por sus aplicaciones en los más diversos campos de la ingeniería, sino por que es susceptible de adquirir las más diversas propiedades mediante la adición de otros materiales en diferentes proporciones o modificar los procedimientos de su fabricación y manejo. Alterando sus características promedio, es posible especializar el material para un uso determinado; sin embargo, para mejorar ciertas propiedades intrínsecas, generalmente hay necesidad de sacrificar otras en mayor o menor grado. Como resultado de lo anterior es posible obtener tanto "cable mecánico" como "cable estructural"; para la fabricación de estos cables se emplea el acero denominado "acero al alto carbono".

Es importante hacer una selección adecuada ya que tendrá como resultado un mayor rendimiento y una más alta eficiencia en el desarrollo de los trabajos a los que se destinen, dando como resultado un ahorro de tiempo y dinero.

El cable de acero es un producto fabricado con alambres de acero, colocados ordenadamente para desempeñar un trabajo determinado. Al diseño o arreglo de las partes que forman un cable de acero, que consiste en alambres, torones y alma, se le denomina construcción. El alambre de acero es el material básico, el cual esta formado o colocado dentro de torones. Los torones están hechos de un número de alambres individuales colocados alrededor de un alambre central. Los torones están colocados alrededor de un alma, la cual puede ser de fibra o de un cable fabricado con alambres de acero fig. 6.1.A.

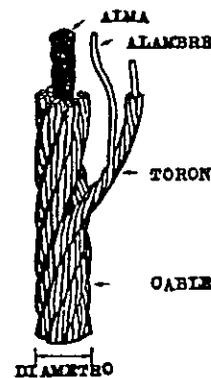


fig. 6.1.A.

Como los cables se someten a distintos trabajos, dependiendo de la maquinaria en que se utilicen así como de las condiciones en que trabajen, existen construcciones específicas para llenar los requisitos de cada trabajo en particular.

Para encontrar las necesidades variantes para cables en el amplio rango de aplicaciones, los Ingenieros dedicados al estudio de cables de acero han desarrollado gran cantidad de construcciones diferentes. Algunos cables son diseñados para maximizar la flexibilidad, otros para optimizar la fuerza.

Otros factores que influyen o que se deben de tomar en cuenta en el diseño de cables son : La resistencia al roce, la resistencia al aplastamiento, la resistencia a la corrosión, a la carga de choque y a la velocidad de manejo. Estas características son construidas variando la combinación de alambres y torones que componen el cable.

Generalmente hablando, los cables hechos de torones son relativamente mayor cantidad de alambres en la capa exterior son más flexibles que los cables hechos con torones que tienen pocos y alambres grandes. Los cables con un nutrido número de alambres exteriores tiende a proporcionar mayor resistencia al desgaste y al aplastamiento.

En la clasificación numérica del tipo de construcción de un cable de acero, el primer número indica el número de torones y el segundo número es la cantidad de alambres por cada torón.

Las principales construcciones podemos clasificarlas en tres grupos:6x7, 6x37.Estos dos últimos grupos incluyen varias construcciones, por ejemplo:6x19 Filler (6x35), 6x19 Seale etc., para el grupo 6x19.Para el grupo 6x37:6x31, 6x36, 6x43, etc.(En la siguiente figura 6.1.B. se ve un ejemplo).

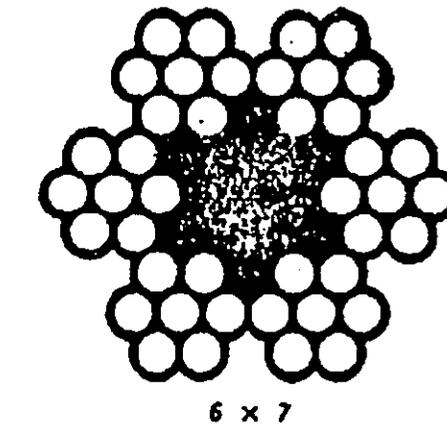


Fig. 6.1.B

ALGUNAS PRECAUCIONES QUE SE DEBEN TOMAR EN LOS CABLES PARA SU MAYOR RENDIMIENTO.

- 1.-El cable deberá guardarse bajo techo y evitar en lo posible el contacto con humedad, gases, etc.
- 2.-Al colocar un cable nuevo a un aparejo, deberán permitirse que el cable trabaje algunas veces sin carga o con la carga mínima, permitir que se “acomode” a su trabajo. Una vez trabajando deberán evitar en lo posible las cargas repentinas.
- 3.-Siendo el cable de acero en realidad una máquina con muchas partes que trabajan entre sí, deberán lubricarse con frecuencia. Durante su fabricación los cables son lubricados perfectamente, pero con el uso éste lubricante se va perdiendo paulatinamente.
- 4.-Una causa común que acorta la vida de un cable es el estado de las poleas por donde pasa el cable. Debe tenerse cuidado que la ranura de las poleas tenga el tamaño adecuado para que el cable asiente debidamente. Una polea corrugada o con escoriaciones acorta tremendamente la vida de un cable. (Asegurarse que las poleas giren libremente).

Un cable de acero es como una máquina y por lo tanto al hacer un pedido deberán tomarse en cuenta las siguientes especificaciones:

- 1.-Largo requerido.
- 2.-Diámetro.
- 3.-Número de torones o trenzas.
- 4.-Número de alambres por tóron.
- 5.-Colocación de los alambres.
- 6.-Tipo de centro o alma (fibra, plástico o acero).
- 7.-Calidad de acero de los alambres.
- 8.-Preformado o sin preformar.
- 9.-Acabado de los alambres (galvanizado o no).
- 10.-Tipo de torcido (regular o lang).
- 11.-Dirección del torcido (derecho o izquierdo).

ESTROBOS O ESLINGAS:

La eslinga, es la herramienta más utilizada para el manejo y movilización de todo tipo de carga, partiendo de la utilización del cable de acero habilitando sus extremos de una manera muy especial, en los cuales se pueden instalar accesorios o aditamentos, se puede decir entonces que la definición formal de una eslinga desarrollada según la Industria de cables es de la siguiente manera: Una eslinga será definida como el cable de montaje el cual conecta la carga a los dispositivos de levantamiento. Esto es mediante accesorios de carga (argollas, ganchos, estribos, etc.).

Por lo tanto ya actúan las eslingas como dispositivos para agarrar las cargas han de responder a los requisitos siguientes: Sostener seguramente la carga, sin deteriorarla durante la elevación, sujetarse a la carga y liberarse de ésta fácil y rápidamente. La seguridad es la extrema consideración que se tiene en el uso de eslingas. Por tal motivo la construcción de cada tipo de eslinga obedece a un minucioso estudio para obtener mayor eficacia en sus diferentes aplicaciones; así como máxima protección y economía en las operaciones.

Las características que se deben estudiar en la construcción de una eslinga son :Carga máxima a que habrá de ser sometido, clases y condiciones de los materiales que habrán de moverse; así como distribución de la carga y su centro de gravedad. Las eslingas se unen o se empalman de dos formas: Empalmes a mano y empalmes mecánicos.

En conclusión las razones por las cuales se debe utilizar un estrobo para el manejo de cargas son:

- 1.-Porque son diseñados técnicamente para el uso que se les va a dar.
- 2.-Por su economía
- 3.-Por su larga duración.
- 4.-Por su facilidad y seguridad en el manejo de carga.
- 5.-Por la protección de la carga.

Empalme a Mano:

La fabricación de un empalme a mano requiere un largo y laborioso proceso; se lleva más tiempo y más cables para la formación del “ojo” que un empalme mecánico; su eficiencia se reduce considerablemente, esto se debe a que la resistencia del empalme hecho a mano, es de 75% a 90% de la carga de ruptura garantizada para el cable.

Es importante señalar que en el empalmado a mano la eficiencia depende en gran medida en la destreza del empalmador y la consecutiva distorsión o deformación en los torones de los cables.

También es este tipo de empalme la eficiencia puede variar dependiendo del diámetro del cable usado. El procedimiento para hacer un empalme a mano se muestra a continuación: Primero se distorsiona el cable para formar el ojal ya sea en un extremo del cable o en los dos. En la figura 6.1.C se ve la eslinga hecha a mano casi terminada, en el cual las puntas sobrantes del cable deberán ser cortadas y después el tejido cubierto con alambre, a fin de proteger las manos de quienes lo manejan. Observar que el trenzado es irregular y lógicamente no es capaz de soportar el paso de la carga

uniformemente; y en la figura 6.1.D se muestra la eslinga terminada a mano. Es evidente que la resistencia en la unión del cable es mucho menor; debido a que los torones no soportan la carga equitativamente y algunos de ellos no soportan la carga en lo absoluto. Obviamente, el cable se ha debilitado con la distorsión.

Ventajas del Empalmado a Mano:

Pueden ser hechos en campo.

Desventajas:

Probabilidad de heridas en la mano.

Reducción de eficiencia debido a la distorsión del cable.

El empalme se puede arrancar cuando es usado sencillamente.

Por lo tanto los empalmes a mano pueden ser en gran parte reemplazados por accesorios más eficientes. (fig.6.1.E)

Empalme Mecánico:

Consiste de casquillos, diseñados especialmente de una aleación de aluminio o acero colocado a alta presión. Esta aleación metálica y anticorrosiva, presenta la extraordinaria fuerza y características muy especiales de maleabilidad en frío.

Cuando el casquillo se coloca a presión alrededor del cable de acero, el metal fluye por los espacios huecos dejados por los torones, uniendo cada uno de los alambres que los forman produciendo así un empalme compacto y homogéneo tan fuerte y resistente como el mismo cable. Esto se logra por efecto de una presión hidráulica que varía de 80 a 500 toneladas ejercidas por una máquina especial (prensa hidráulica); de aquí que los empalmes mecánicos tengan una eficiencia de un 100% es decir que al efectuar la prueba de destrucción, se obtiene un valor igual al de la carga de ruptura del cable. En consecuencia las eslingas con empalme mecánico tiene un porcentaje más alto en fuerza y eficiencia sobre las eslingas de empalme a mano de igual diámetro.

A continuación se muestra el procedimiento para hacer un empalme mecánico.

- 1.-Destorciendo el cable comienza la operación inicial de hacer el estrobo.
- 2.-A continuación se forma el "ojo" entrelazando los torones opuestos.
- 3.-Después se junta con el cable, quedando listo para la colocación del casquillo.
- 4.-Se introduce los torones en el casquillo.
- 5.-Se coloca en los dados de la prensa hidráulica.

6.-A una presión elevadísima hasta de 500 toneladas, quedando soldado en frío.

7.-De esta forma se logra una unión sumamente segura y resistente.(fig.6.1.F).

Ventajas del empalme mecánico:

-Reduce la posibilidad de heridas en la mano.

Desventajas.

-No puede ser aplicado en campo.

-Se recomienda sólo con cables IWRC.

Este tipo de empalme o unión es la más segura y resistente. Existe una amplia variedad de estrobo, por lo que mencionaremos los más comunes o los más conocidos en el mercado, ya que se pueden diseñar y producir cualquier tipo de estrobo de característica especial atendiendo también las capacidades requeridas por las características de la carga a manejar.

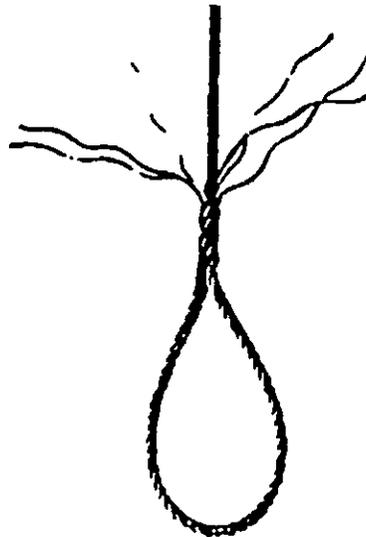


fig.6.1.C



fig.6.1.D

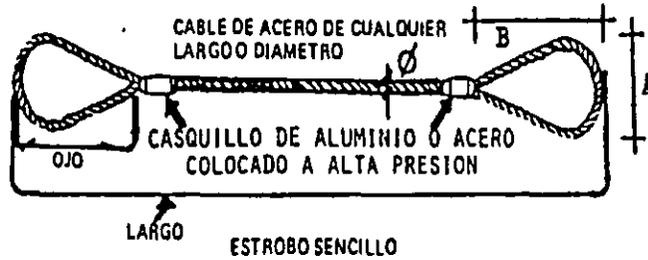


fig.6.1.E

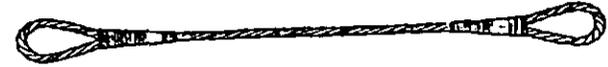


fig.6.1.F

Estrobo básico o Recto y Curvo Normal:

Estos son los estrobos más usuales y sencillos: El Recto y Curvo Normal.

El estrobo básico o recto es llamado también estrobo estrangulador con ojales en cada extremo. Los otros estrobos son variaciones o combinaciones de éste. El uso de estos estrobos dependerá del espacio en que se manejen, la longitud de los mismo y si la carga tiene o no un gancho donde aplicarlo. El curvo Normal se aplica para mover cargas que no pueden ser levantadas convenientemente por un estrobo Recto o por uno de gancho corredizo; éste estrobo, usado en forma de canasta con los dos "ojos" sobre el gancho soporte, tiene prácticamente dos brazos de cables y por lo tanto, su capacidad de carga equivale a la de dos estrobos rectos del mismo diámetro.

Dicha capacidad se verá afectada por el ángulo de abertura a que trabaja el estrobo fig.6.1.G. Las "eslingas de calle" son eslingas rectas con ojos en cada extremo, pero con la diferencia que son lo bastante largas para enredarlas alrededor de las piezas que se están descargando de un vagón o de un camión, pasando uno de los ojos a través del otro y engancho después el ojo libre a los ganchos de izaje.

Estrobo Recto con Gancho:

El estrobo Recto con gancho en un extremo y "ojo" en el otro ha sido diseñado para operaciones de carga cuando el objeto por mover tiene sitios adecuados donde aplicar el gancho.

Estos mismos estrobos pueden adquirirse con ganchos en los extremos, para aplicaciones específicas. fig.6.1.H.

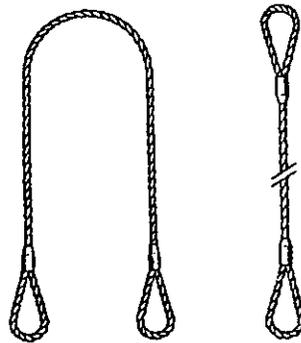


fig.6.1.G.

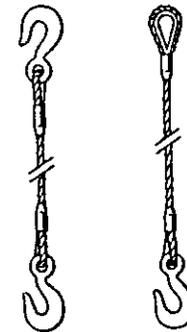


fig.6.1.H.

Estrobo con Gancho Corredizo:

El uso de éste estrobo se recomienda en maniobras donde se requiere una extrema flexibilidad. Hace sumamente fáciles las operaciones de enlazamiento, reduciendo el tiempo y proporcionando mayor seguridad en cargas que presentan formas irregulares ver fig.6.1.I.

Estrobo Continuos:

Estos estrobos son de tres tipos: Bandas sinfin, estrobo continuo de empalme corto y el que se conoce como Grommet.

La utilidad de éste tipo de estrobo es muy variada se utilizan como bandas para poleas, canastillas o lanzadoras corredizas ver fig.6.1.J.

Estrobos de Brazos múltiples:

Los estrobos de brazos múltiples suelen tener dos, tres y cuatro brazos ver fig.6.1.K. La aplicación combinada de dos, tres y cuatro brazos, facilitará algunas operaciones y proporcionará mayor seguridad en ciertos tipo de cargas.

El uso de estos estrobos se recomienda en manejo de cargas desbalanceadas cuyo nivel deba controlarse en la maniobra.

El número de brazos deberá depender del tipo de carga a cuya estiba se dedique y de la aplicación de los brazos a la carga.

Con ayuda de los estrobos de dos ramas se levantan los elementos que tienen dos lazos de montaje (vigas, paneles de las paredes; el estrobo de cuatro ramas (arañas) se usa para levantar las placas de los entrepisos, y otros elementos que poseen cuatro lazos de montaje se ilustra en la fig.6.1.L.

Normalmente estos estrobos se suministran con una argolla y con ganchos en los extremos, pudiendo colocar cualquier otro tipo de accesorio en las terminales. Estas argolla se cuelga en el gancho de la grúa.

La inconveniencia principal consiste en que en presencia de una diferencia incluso insignificante en la longitud de los brazos, la carga en estos se distribuye uniformemente. Por eso, al fabricar el estrobo, hace falta igualar cuidadosamente la longitud de los brazos y, al enganchar la carga comprobar que sea correcta la disposición de los lazos de montaje.

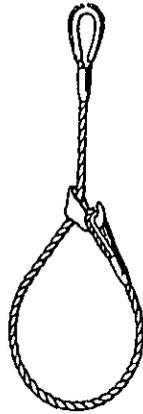


fig.6.1.I

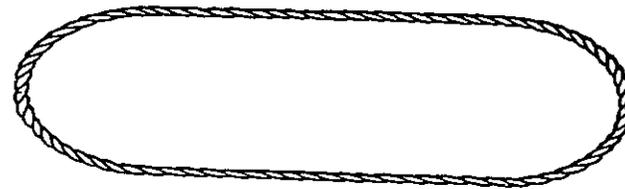


fig.6.1.J

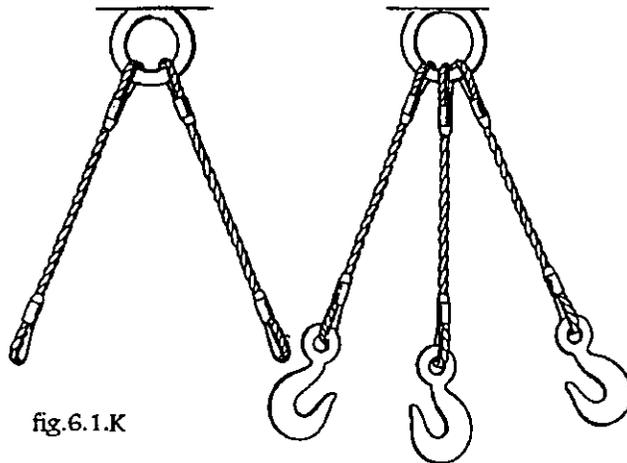


fig.6.1.K

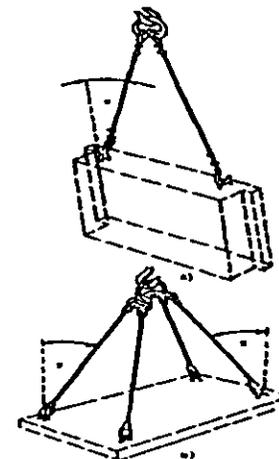


fig.6.1.L

Estrobo de Lazo:

Este tipo de estrobo en forma de “canasta” puede utilizarse ventajosamente para levantar objetos que no puedan ser movilizadas convenientemente por un estrobo sencillo; tiene dos brazos dobles para ampliar la superficie de soporte (fig.6.1.M).

Estrobo de Lazo Recto Normal:

El estrobo de lazo recto normal :Es un estrobo con “ojos” en ambos extremos engazado en forma de canastilla, para efectuar operaciones en que se requiera mayor resistencia, reduciendo el deslizamiento y aumentando su flexibilidad de manejo (fig.6.2.N).

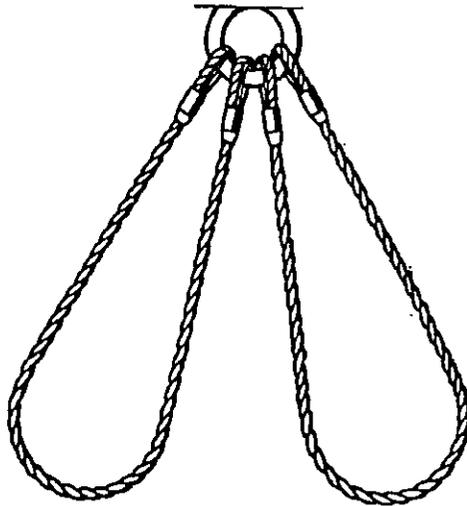


Fig.6.1.M

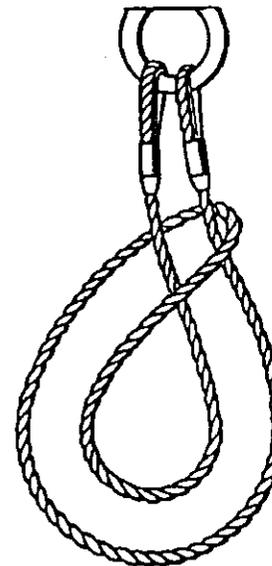


fig.6.1.N

TIPOS DE AMARRE:

También es importante saber que con las eslingas que mencionamos anteriormente se pueden hacer diferentes tipos de amarre. Las cargas varían en dimensiones físicas, formas y peso. Para un montador es importante conocer dónde y cómo atar eslingas a la carga. El debe estar completamente familiarizado con los amarres básicos también disponibles, las reacciones de la carga cuando se eleva. En conclusión el montador debe conocer el tipo de amarre correcto a usar para el buen trabajo.

Amarre Estrangulador:

Este es un contacto de amarre de eslinga en el cual la eslinga pasa enteramente alrededor de la carga. Se usa la eslinga en su más simple forma, la que tiene “ojos” en cada extremo, eslinga recta o “eslinga de calle”. Un ojo del lazo es pasado a través del otro, formando un lazo corredizo.

El amarre regularmente se usa individualmente y tiene una capacidad valorada de 75% del catálogo de fuerza de la eslinga (fig.6.1.1a).

Amarre de Canasta:

Este amarre puede ser hecho con las mismas eslingas o con la curvo normal, pasando la eslinga de bajo de la carga, ambos ojillos del lazo van al gancho de la grúa. Las eslingas se usan en pares donde la carga es llevada suspendida y sola. La capacidad valorada puede variar.

En la mayoría de las eslingas cuando se usan un amarre de canasta, la capacidad se valora a diferentes ángulos con la vertical (fig.6.1.1b - 1c).

Amarre de Conexión Directa:

Este amarre se hace directamente del gancho de la grúa al objeto que va a hacer elevado, usualmente es atado a la carga por medio de un gancho o grillete.

Un amarre de conexión directa puede ser hecho con más de una eslinga. Cuando dos o tres eslingas se usan, el centro de gravedad de la carga está directamente bajo el gancho de la grúa en una carga libremente suspendida, aunque la carga puede o no ser nivelada (fig.6.1.1d).

Eslinga de Cuatro Brazos:

La longitud de las cuerdas debe ser exactas si el objeto es suspendido a nivel. En una elevación con una eslinga de cuatro brazos, alguna variación de la longitud de una cuerda ocasionará que no se pueda jalar la carga completa en dos cuerdas. Las otras dos solamente evitan que las cargas se volqué. Si el sistema de conexión es tal que dos o aún tres cuerdas sólo están tomando la carga, el factor de seguridad se reduce (fig.6.1.1e).

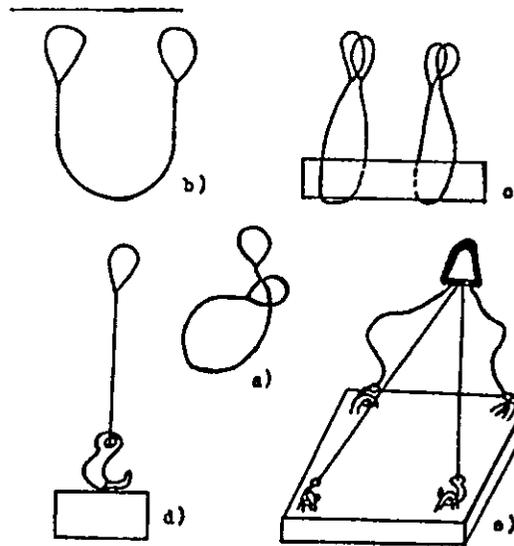


fig.6.1.(1a, 1b, 1c, 1d, 1e)

Para la elevación de cargas, mediante cualquier tipo de conexión es importante tener un conocimiento básico acerca del centro de gravedad. El centro de gravedad es importante que un montador lo entienda ya que el volteo de cargas, elevaciones a nivel y reacciones de cargas para una elevación requerida son trabajos que se relacionan con el centro de gravedad. El centro de gravedad es el punto en el cual todo el peso de la carga se puede decir que se concentra. El centro de gravedad actúa al elevar una carga en una posición de balance directamente bajo el gancho de la grúa. En una carga rectangular, el centro de gravedad está en la intersección de diagonales. Cuando las formas irregulares deben ser elevadas, es aconsejable visualizar la carga completamente encerrada por un rectángulo.

GRAPAS O "PERROS":

Para empalmar dos extremos de cables también se emplean las grapas. Este tipo de empalme se usa a menudo cuando no se suministra un gancho o un ojo para izaje y no se tiene a la mano un estrobo de la suficiente longitud o capacidad por lo que se tendrá que amarrar las piezas; en este caso ligando los extremos del cable con grapas.

Se deben usar grapas de tamaño adecuado, en cantidad suficiente y a la separación adecuada, dependiendo del diámetro del cable, y debe revisarse tan pronto como se haya aplicado un esfuerzo a dicho cable, ya que bajo la acción de la carga éste tiende a alargarse, sobre todo si es nuevo, y a su vez puede ocasionar que su diámetro se reduzca.

Debido a esto incluso las cargas bien tensadas pueden aflojarse y la unión del cable comenzará a ser insegura, por eso deberán apretarse bien todos los tornillos antes y después de aplicar la carga al cable y para mayor seguridad, apriétense otra vez después de unas dos horas de servicio. Es aconsejable revisarlos frecuentemente para asegurarse que no se han corrido ya que están bastante apretados. En el caso que se usen durante algún tiempo deben comprobarse cada 10 días de trabajo y al cabo de tres meses hace falta quitarlos y comprobar el estado del cable en el lugar de empalme.

La distancia entre las grapas se establece no inferior a seis diámetros del cable, además en una unión han de colocarse no menos de tres grapas. En casos especiales la cantidad de grapas se determina mediante el cálculo.

Las grapas deben instalarse de una manera correcta; en el caso de las grapas tipo Crosby (fig.6.1.Ñ), que consiste de un perno en "U" y un asiento, la parte doblada en "U" deben quedar en el extremo muerto del cable, con todas las grapas colocadas en la misma dirección y no alternadas, o sea una dirección y la siguiente en dirección opuesta. Las dos tuercas deben apretarse por igual (fig.6.1.O).

En el caso de las grapas tipo Laughlin o "Fist-Grip" (fig.6.1.P), en las que se usan dos partes idénticas, combinando en cada una de ellas un asiento y un perno, no importa de que manera se colocan las dos partes; también es este caso las dos tuercas se deben apretar por igual, teniendo cuidado de que la tuerca no se ajuste contra la grapa sin que ésta agarre el cable, en caso de que se esté usando una grapa del tamaño equivocado.

La grapa debe sujetarse firmemente al cable cuando se han apretado por completo las tuercas; si se ha usado una grapa de tamaño equivocado existe el peligro de que, si es demasiado grande, las tuercas estén apretadas sólo contra el metal del asiento sin que esté apretado contra el cable en sí. Cuando la grapa es muy pequeña, el asiento puede dañar el cable.

Las grapas o "perros" tienen la ventaja de que requieren poca destreza para ponerse y de que pueden revisarse fácilmente. Las desventajas son en el frecuentemente aplastamiento del cable, permitiéndole correr y que la resistencia de éste tipo de amarre es muchas veces 80% o menos que la del cable, sobre todo cuando se ha hecho incorrectamente.

Algunas otras características de la grapa tipo CROSBY:

- Base forjada.
- Tornillos con rosca desde 1/8" hasta 1,1/2"
- Toda la grapa está galvanizada para resistir la corrosión y la oxidación.

Algunas características de la grapa tipo "Fist-Grip":

- Los pernos son una parte integral del asiento, con tuercas sobre los lados opuestos de la grapa, permitiendo al operador girar la llave completamente para una rápida instalación.
- Acero forjado, galvanizado en caliente.

En general para conocer las dimensiones de la grapa a usar es necesario saber el diámetro del cable que se está manejando.

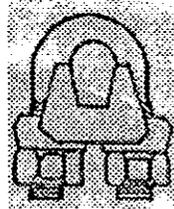


fig. 6.1.N

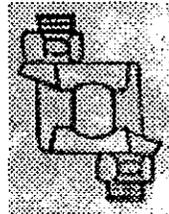


fig. 6.1.N

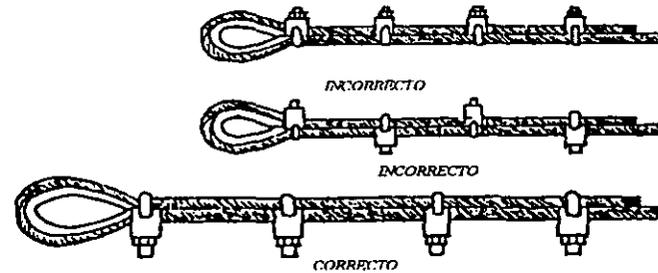


fig. 6.1.O

GANCHOS:

Para lograr un levante, a menudo es necesario usar ganchos o estrobos (descritos anteriormente), por lo tanto los ganchos se consideran como accesorios de carga. También se consideran como accesorios para el manejo de los estrobos, ya que nos facilitan las maniobras de montaje.

Los ganchos se fijan a los estrobos; por lo regular se instalan en uno de los extremos y el otro ojo del estrobo a cualquier otro tipo de conexión donde pueda fijarse. Se utiliza para operaciones de carga cuando la pieza por mover tiene sitios adecuados donde aplicar el gancho. También se pueden instalar ganchos en los extremos, esto es para aplicaciones específicas.

Se puede decir entonces que el número de ganchos a emplear depende del número de sitios adecuados que tenga la pieza por mover, es decir donde se puede aplicar el gancho.

Gancho de ojo fijo:

De acero al carbono de alta resistencia, forjado, tratado térmicamente y con pintura protectora para la oxidación. También se fabrica de aleación de acero. Todos los ganchos se suministran con una leva para poder instalarse un seguro. Este tipo de gancho es el más utilizado en los trabajos de montaje (fig. 6.1.Q).

Gancho de ojo fijo con seguro:

De acero al carbono de alta resistencia, forjado, tratado térmicamente y con pintura protectora para la oxidación. Se fabrica también de aleación de acero. Este gancho de seguridad cuenta con un pestillo o aldaba para evitar que el lazo del gancho se salga, hasta que éste no se levante o se baje, según el caso (fig.6.1.R)



fig.6.1.Q

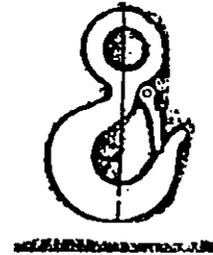


fig.6.1.R

En estos casos la capacidad del gancho puede encontrarse midiendo el diámetro del agujero del ojo de dicho gancho. Si la abertura de la garganta de cualquier gancho excede la dimensión dada para el diámetro correspondiente del ojo, es probable que se haya sobreforzado el gancho y no debe usarse hasta que lo haya revisado el fabricante. También conociendo la carga a manejar se puede encontrar las dimensiones del gancho apropiado.

Gancho corredizo:

De acero de alta resistencia, forjado, con pintura protectora contra la oxidación y tratado térmicamente.

Se desliza sobre el cable, formando una lazada que le permite abarcar variados volúmenes de carga. Especialmente útil para cargar tubulares e irregulares. Para su elección debemos conocer la carga por mover y el diámetro del cable, ya que de esto depende sus dimensiones (fig.6.1.S).

Gancho sujetador:

Disponibles en dos materiales, acero al carbono, forjado, tratado térmicamente y, aleación de acero. Este gancho se ocupa por lo regular para estrobo de cadenas. Por lo tanto para la elección del tipo de gancho, dependerá del tamaño de la cadena, además de la carga por levantar (fig.6.1.T).

Gancho deslizador:

Al igual que el gancho sujetador se fabrica en dos materiales, acero al carbono, forjado, tratado térmicamente y aleación de acero. También como el gancho sujetador se ocupa para estrobos de cadenas, por consiguiente para la elección del tipo de gancho dependerá del tamaño de la cadena a usar, además de la carga por levantar (fig.6.1.U).

Gancho Giratorio:

Forjado, tratado térmicamente. El diseño apropiado, cuidadoso forjado y precisión controlada en el templado de máxima fuerza sin un excesivo peso y tamaño. Se fabrican en dos tipos de materiales acero al carbono y aleación de acero. Todos los ganchos con eslabón giratorio tienen una leva para poder instalarse un seguro, esto es para que aún años después de la adquisición del gancho original, los seguros se pueden añadir. La selección de este tipo de ganchos también depende de la carga por mover (fig.6.1.V)

Gancho giratorio con seguro:

Las mismas características que el anterior, sólo que éste es disponible nada más para cargas de trabajo admisibles de 3 a 20 toneladas y hasta de 30 toneladas. Estos ganchos giratorios se ocupan para maniobras de montaje más complicadas. (fig.6.1.W).

Gancho de aguja:

La garganta profunda y recta permite eficientemente el manejo de placas planas o de formas cilíndricas. La punta larga y delgada permite fácilmente sujetarse en anillos, eslabones de cadenas o aberturas o agujeros para elevar las piezas. Se fabrica en aleación de acero, forjado, templado. La carga última o máxima es 5 veces la carga de trabajo segura o admisible. Para la elección de éste tipo de gancho tendremos que conocer la carga por levantar. (fig.6.1.X)



fig.6.1.S



fig.6.1.T



fig.6.1.U



fig.6.1.V

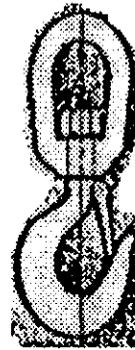


fig.6.1.W



fig.6.1.X

Requerimientos de seguridad:

Cuando se examinan los ganchos hace falta prestar atención a que el desgaste del ojo no sea superior a 2mm. No se permite que el desgaste de la boca sea superior a 2mm; siendo la capacidad de carga de mayor de 2.5 ton. Hay que prestar atención especial a que el gancho no tenga grietas y desgarros.

Es importante recalcar que los ganchos dependen para su selección de la carga por levantar, además si se utilizarán para cable o cadena. En la práctica para conocer la capacidad del gancho que usaremos para mover una carga, se considera un coeficiente de seguridad de 3; esto es, si la carga por mover es de 6 ton; y el coeficiente de seguridad de 3, la capacidad del gancho por manejar será de 18 toneladas.

GRILLETES O ARGOLLAS:

En el caso de que los cables no se puedan amarrar directamente a la estructura, es conveniente usar argollas o grilletes para fijarlos. Se pueden usar en lugar de ganchos, ya que estos pueden aflojarse con mucha facilidad. Por lo tanto los grilletes son considerados también como accesorios de carga. Mencionaremos algunos tipos de grilletes los cuales se diferencian en su forma y tipo de pasador:

Grilletes para eslingas de cables de acero:

- Grilletes sujetadores con pasador de tornillo. Fabricados de color natural o galvanizado (fig.6.1.Y).
- Grilletes sujetadores con pasador redondo. Galvanizados o de color natural (fig. 6.1.AA).
- Grilletes con extremo superior rectangular con pasador de tornillo. Solamente de color natural (fig.6.1.BB).
- Grillete sujetador de pasador delgado con cabeza y extremo roscado. El pasador con tuerca y chaveta (fig.6.1.Z).

Para el caso de grilletes para eslingas de cables de acero el tamaño del grillete se identifica por el diámetro del pasador, pero debe revisarse el diámetro de la eslinga. Todos los pasadores deben estar rectos y sin daños.

Grilletes para eslingas de cadena:

- Grilletes para cadena con pasador de tornillo. (fig.6.1.CC).
- Grilletes para cadena con pasador redondo (fig.6.1.DD).
- Grilletes para cadena de pasador delgado con cabeza hexagonal. (fig.6.1.EE).

En general para el tipo de grilletes a usar, se deberá conocer la carga por levantar; dependiendo de esto sabremos el diámetro del pasador y del arco, que soportará ésta carga así como las demás dimensiones, largo, ancho, etc. En todos los tipos de grilletes los pasadores y los arcos están templados.

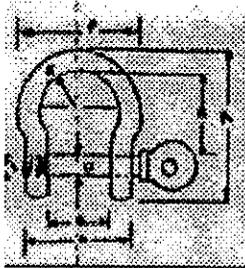


fig.6.1.Y



fig.6.1.Z



fig.6.1.AA



fig.6.1.BB



fig.6.1.CC

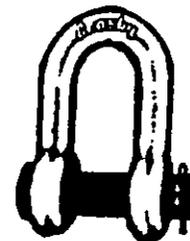


fig.6.1.DD

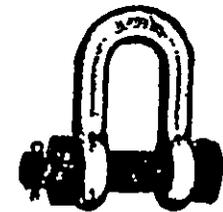


fig.6.1.EE

6.2 TRANSPORTE.

El transporte y el montaje rápido y económico han llegado a ser posible gracias a los enormes progresos de la industria mecánica.

Es importante que durante el transporte las piezas no deban estar sometidas a fuerzas mayores que las previstas en los cálculos estructurales. Naturalmente, que en el diseño de los elementos debe estudiarse la distribución de fuerzas que puedan darse durante el transporte, teniendo en cuenta los efectos dinámicos producidos por las sacudidas.

Para evitar que se produzcan esfuerzos extras durante el transporte es importante tener un buen apoyo de las piezas; por lo cual deberán manejarse de manera que no se produzcan agrietamientos evitando el pandeo por medio de apoyos adecuados.

En este caso de elementos prefabricados, las trabes muy largas y esbeltas tendrán que apoyarse por caballetes o bastidores de madera o metálicos; es conveniente proteger los puntos de apoyo con topes blandos para que no dejen señales.

En todos los casos se debe supervisar y verificar las condiciones de sujeción de los elementos y de los soportes que garanticen su estabilidad.

El transporte de los elementos está en función de sus dimensiones y peso, además de las condiciones del medio y equipo disponible.

EL medio que se utilizo en el puente, fue el Transporte Carretero.

En donde hay que darle mayor importancia, ya que a la mayor parte de las obras de construcción sólo puede llegarse por este medio, además éste medio en nuestro país es el más usado para trasladar estructuras.

6.2.1 MAQUINARIA Y EQUIPO UTILIZADOS.

Los vehículos de transportación por vía terrestre carretero para el transporte de estructuras, constan de un tractocamión y un remolque o semirremolque , siendo el tractocamión el equipo motriz o de fuerza y el remolque o semirremolque el equipo de carga. A continuación mencionaré algunos:

* Equipo motriz o de fuerza. -Tractocamiones.

Los Tractocamiones constan de:

- 1) Cabina, para el operador.
- 2) Motor que puede ser de diesel o gasolina. Generalmente el que más se utiliza es el de diesel.
- 3) Un eje delantero direccional y uno o dos ejes traseros. El eje delantero direccional y uno o dos ejes traseros. El eje delantero consta de dos llantas y cada uno de los ejes traseros de 4.

4) Quinta rueda, que es una placa de acero y está montada sobre el chasis. Es la zona de enganche del tractor con cualquier tipo de plataforma que funcione como semirremolque. Además la quinta rueda nos permite girar la plataforma.

5) Chasis, que es una estructura de acero, donde va montada la cabina, el motor y la quinta rueda. El chasis está apoyado sobre los ejes, por los cuales se transmite todo el peso del camión al terreno.

Hay tractocamiones que jalan aproximadamente 60 ton. y cargan 20 ton, aunque existen tractocaminones que arrastran o jalan hasta 200 ton.

EJEMPLO: Peso de la carga por transportar 40 ton.

Ver figura (6.2.1.A).

El tractocamión está cargando 20 ton. y jalando las 40 ton. mientras que el semirremolque carga 20 ton.

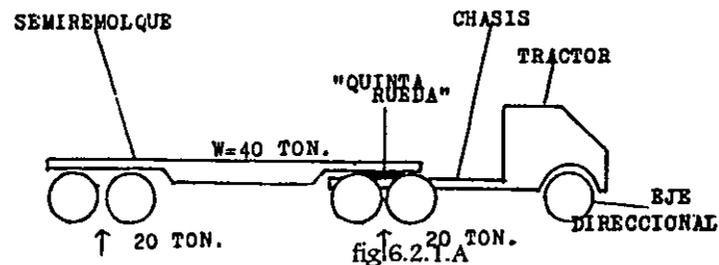


fig.6.2.1.A

* EQUIPO DE CARGA UTILIZADO.

Los remolques y semirremolques como se mencionó anteriormente son el equipo de carga para la transportación de estructuras.

Cabe señalar que la diferencia entre un remolque y un semirremolque es que los primeros tienen ruedas delanteras y los semirremolques no.

En el cual se usaron los dos, el remolque y semirremolque, debido a que los elementos lo exigían. Por lo tanto comentare enfocándonos a lo que se ocupó en la obra ya que, se pudo observar como era la maquinaria.

Existen varios tipos para esta transportación y se clasifican en:

1) Camiones con plataforma integral.

- 2) Plataformas normales.
- 3) Plataformas telescópicas.
- 4) Low - Boy
- 5) Dolly.
- 6) Módulos.

El MÓDULO :Fue lo que se utilizó éste es un remolque giratorio ya que tiene dirección propia. Las dimensiones de éste remolque son de 3.0x3.0 mts; y una superficie de carga a 1.50 mts. del suelo.

La dirección emplea un equipo hidráulico, el cual tiene control independiente al tractocamión, lo que le permite girar, levantar o girar la pieza según se requiera, de ahí que se les llamen módulos de dirección hidráulica o simplemente módulos hidráulicos. La dirección propia de éste remolque también le permite perfilar las curvas según su trayectoria, esta dirección puede sincronizar con la del tractor, con lo que se consigue una misma trayectoria tanto para el remolque como para el tractor.

La pieza que se transporta hace las veces de chasis es decir, se apoya sobre el tractor y sobre el remolque haciendo la pieza la unión entre ambos, siendo también importante tomar en cuenta en el diseño de la pieza los esfuerzos a que será sometida durante el transporte.

También este tipo de transportación es en general para piezas de dimensiones mayores que es nuestro caso. Pero los módulos son especiales para vigas largas. La longitud de carga es de aproximadamente 35 mts. logrando ser hasta de 45 mts.

Cada eje del módulo tiene una capacidad de carga de 8 toneladas (2 ton/llantas), hay módulos de 3 y 4 ejes, dependiendo de esto varían sus dimensiones y su capacidad de carga.

En algunos casos los módulos están previstos de un accesorio en forma de "Y" que se conecta al tractor, éste es un elemento metálico rígido de alta resistencia.

Otro tipo de conexión es el llamado de LANZA, también es un elemento metálico rígido de alta resistencia, formando por canales y se compone de dos partes, una de sección menor que penetra en la mayor sección, para que funcione a manera de extensión, es decir que este tipo de conexión sirve para dar la longitud requerida entre el tractor y el remolque.

La combinación entre módulo con módulo, nos sirve para transportar cargas de hasta de 100 ton. esto sólo con permisos especiales. También se pueden transportar piezas de hasta 45 mts. de largo.

Equipo utilizado en el sistema de sujeción y accesorios: En donde al hablar de los sistemas de sujeción y accesorios es referirse concretamente a que después de haber sido estibados los elementos precolados en el equipo de transporte el siguiente paso son: Amarrarlos o Sujetarlos a dicho equipo en las partes especificadas, con los accesorios adecuados, por lo tanto se explicará a continuación que para algunos elementos como fue nuestro caso,

las Columnas, Trabes, Cabezales que se transportan en plataformas se amarran o se sujetan generalmente en sus extremos, utilizando los siguientes accesorios: Yugos Metálicos, Abrazaderas, Cadenas, Gatos, y Tensores que se conectan a los accesorios de la plataforma (Argollas).

En el aspecto que es nuestro caso se usa lo anterior además que para trabes de mayor longitud se usa un accesorio que se le ha dado el nombre de Violín el cual se compone de un cable de acero y un tensor que se coloca par alimentar los pandeos laterales en el transporte.

6.2.2 ESTUDIOS DE RUTA.

En el caso que no se conozca la ubicación de la obra a donde serán transportados los elementos es preciso recorrer previamente la ruta a seguir, observando las posibles restricciones al tráfico. En éste aspecto es importante el radio de giro y el de maniobra del vehículo.

Para el uso del equipo de transporte se deben conocer también las condiciones de la carretera.

Todos los aspectos que se mencionaron anteriormente son de gran importancia para llevar a cabo el transporte de elementos estructurales, pero el aspecto legal es de lo más importante ya que el sistema de transporte por una vía terrestre-carretero esta regulado por reglamentos legales de tráfico que son los que nos marcan limitaciones.

Es el gobierno federal el que crea estas limitaciones, a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T) de aquí que para obtener el permiso de transporte el contratista encargado del fleta debiere solicitar un permiso a la Secretaría y cumplir con ciertos requisitos.

Los permisos de tránsito requeridos tendrán que tramitarse con la debida anticipación, esto se hace presentando por escrito un papel membreteado, una solicitud dirigida a la Dirección General de Tránsito Federal, en el cual se especifique: Destino y lugar de donde se transportaran los elementos, características del equipo de transporte(peso y dimensiones), cantidad, dimensiones y peso de los elementos.

Para la conexión de estos permisos, la Dirección General de Tránsito y Federal, exige que la transportación de los elementos estructurales deberán efectuarse bajo las normas siguientes:

1) Los pesos que transmitan los ejes del equipo de transporte deberán estar dentro de las especificaciones de carga rodante para caminos y puentes.

2) Las unidades móviles deberán tener sistemas de señalamiento mediante luces o banderolas; además de un letrero adelante y otro atrás de ciertas dimensiones con letras de color; especificando, que indique peligro; estos deberán colocarse en un lugar visible.

3) Para el transporte de elementos estructurales de grandes dimensiones como es nuestro caso, las unidades de transporte deberán ser escoltados por dos carros pilotos uno adelante y otro atrás con sus respectivos sistemas de señalamiento(letreros, banderolas y luces intermedias).

Cabe señalar que antes de solicitar el permiso para realizar la transportación de los elementos estructurales, hasta el lugar de las obras, es requisito que todas y cada una de las unidades de transporte cuenten con permiso de tránsito, debidamente autorizado por la S.C.T específicamente por la Dirección General de Tránsito Federal, que es la encargada de expedirlos.

Con la solicitud ya formada se deberá recurrir a la Dirección General de Autotransporte Federal y solicitar formato para la autorización provisional del Servicio Público Federal de Carga Especializada, en el cual se informará entre otras cosas sobre los datos de la empresa, tipo de carga transportada; características del vehículo como del peso máximo en el momento de transporte.

Después se le fija a la contratista un plazo en el cual podrá circular con dicho permiso. Al final deberá pagarse una cantidad para la obtención del permiso.

Las limitaciones de éste permiso se basan en los esfuerzos que puede soportar el suelo, al recibir el contacto de dichas cargas. Dichas limitaciones están para prevenir fallas del suelo.

En donde nos comentaron que se considera oportuno resaltar una que es la falla por deformación, la cual es ocasionada por exceso de cargas o por insuficiencia estructural. En donde debido a esto la secretaría busca con las limitaciones en el peso de transporte evitar esta falla.

6.2.3 RECOMENDACIONES.

Que no hay una sola solución para transportar los elementos si no siempre existen varias formas por lo cual se pueden hacer diferentes combinaciones con los remolques y semirremolques que se mencionaron.

Cualquier vehículo que no garantice la seguridad del transporte del elemento o elementos prefabricados deberá ser limitado y sustituirlo por otro que sí garantice.

Es importante señalar que para poder realizar una transportación adecuada es fundamental considerarse la capacidad, tamaño, peso y forma de los elementos que se van a mover; ya que estos nos ayudarán a elegir el tipo de tractocamión y equipo de carga que ocuparemos, teniendo en cuenta la disponibilidad de éstos.

En el aspecto de la sujeción de los elementos al equipo de transporte es muy importante, porque de ello depende que no se dañen los elementos al ser transportados, de no ser así, los daños que pueden tener es desde una simple despostilladura hasta la ruptura.

6.3 MONTAJE.

El trabajo de montaje en la construcción obedece básicamente a la elevación vertical de cargas, en el posicionamiento a la elevación de las mismas y en la sujeción de cada una de ellas a una posición fija hasta que esté colocado en forma segura y pueda soltarse.

El montaje, de otra manera consiste en la elevación y colocación de los elementos a una posición de los elementos a una posición fija y segura tal que pueda soltarse sin riesgo, siguiendo un sistema previamente establecido, basado en un plano de montaje, utilizando además los equipos de elevación adecuados y las normas universales de seguridad, hasta la formación de la estructura.

El paso de la elevación debe hacerse en forma controlada de manera que la carga conserve su horizontal o cualquier orientación requerida para su colocación. Por lo general para esto se necesitan elementos de levante de dos o más puntas, con ganchos, eslingas u otros dispositivos de arreo. En la mayoría de los casos, debe moverse las carga tanto horizontal como vertical para hacerla llegar a sus puntos de unión con la estructura permanente.

El equipo que se utiliza para montaje de estructuras de acero y concreto es muy variado. Fundamentalmente consiste en elementos para llevar las piezas desde su lugar de almacenamiento en la obra hasta su posición definitiva.

El elemento básico del montaje es la grúa montada sobre ruedas, éste tipo de grúa puede tener una capacidad de 40 toneladas y tiene una gran facilidad de maniobra. Las alturas pueden ser de más de 25 metros, con un radio de acción de más de 15m. Al elegir una grúa conviene tener grúas de capacidad mayor aunque su costo sea más elevado.

El disponer de una grúa de margen con capacidad grande, da mucha más libertad en el montaje. Con pocos movimientos se puede disponer de un radio de acción muy grande, con lo que se simplifican las maniobras necesarias.

En la elevación se debe prever la posibilidad de sostener los elementos por la parte central, aunque esto suponga que se tenga que utilizar refuerzo especial en las partes que queden voladas durante el montaje para evitar la falla en la pieza por trabajar en forma diferente para la que fue diseñada.

Otro factor importante durante el montaje, se considera la sujeción temporal que absorba los esfuerzos accidentales durante el proceso de construcción. Se deben tomar en cuenta al proyectar las vigas, es el peligro de pandeo de vigas muy esbeltas, ya sean de acero o de concreto.

En el caso de las estructuras de concreto, deben tomarse y manejarse de manera que no se produzcan agrietamientos, evitando el pandeo por medio de apoyos adecuados; en el caso de trabes muy largas y esbeltas puede ser necesarios usar armaduras o apoyos auxiliares. En los puntos de levantamiento deben tomarse medidas especiales para evitar la concentración de esfuerzos y los agrietamientos; esto puede requerir de un diseño cuidadoso de los detalles y de acero dulce de refuerzo adicional.

La carga debe sostenerse en el punto de unión durante su montaje, hasta que se sujete firmemente

En general, de lo anterior se establece que el montaje de un elemento depende de su diseño; y a su vez el diseño de los diferentes tipos de elementos depende del proyecto, es decir depende del tipo de obras por construir.

6.3.1 SELECCIÓN DE MAQUINARIA.

Estos trabajos u operaciones de montaje se realizan mediante diferentes equipos. De estos equipos existe una gran variedad que pueden realizar la elevación y montaje de elementos prefabricados de concreto, es muy importante saber seleccionar el tipo de equipo a utilizar pero dependiendo de distintos factores, entre los que sobresalen:

- 1) Número de elementos.
- 2) Características.
- 3) Dimensiones.
- 4) Peso.

- 5) Tipo.
- 6) Altura.
- 7) Distribución en planta de la construcción.
- 8) Líneas elevadas de transmisión de corrientes eléctricas que no puedan moverse o desenergizarse.
- 9) Circunstancias de la ubicación: accesibilidad, topografía (acceso a la obra).
- 10) Reglamentos locales, estatales y Federales, así como las especificaciones estándar que existen para tal trabajo, tanto para la construcción como para el transporte (reglamentos legales de tráfico).
- 11) Cimentaciones y condiciones del terreno.
- 12) Selección del método de montaje (el más seguro y al menor costo).
- 13) El costo y la disponibilidad de la mano de obra son especializada para cierto equipo en el lugar de la obra también influye en el tipo de equipo a seleccionar.

También es importante considerar con que equipo se cuenta, además del costo del mismo, ya sea que se tenga que comprar o rentar; así como la disponibilidad de herramienta para montaje.

Siempre que sea posible se empleará un sólo tipo de los equipos de montaje disponibles, para que así sólo sea necesario una clase de personal de montaje en obras. Esto es debido a que siempre existe un tipo especial de equipo que sea el más recomendable o el más adecuado para un proyecto determinado por lo que ocasiones pueden existir diferentes tipos de equipo que sean tan seguros, económicos y eficientes.

Es conveniente saber que se pueden hacer combinaciones de dos tipos diferentes de equipo de montaje. Saber cuando ocuparemos una combinación de varios equipos de distintas características en una misma obra dependerá como se mencionó en el párrafo anterior de un análisis económico del costo del montaje de las diferentes combinaciones. Para lo cual se debe tener tabulado para cada equipo su costo/hora tanto en funcionamiento como parado, así como su rendimiento real medio para distintos elementos, en este estudio debe incluirse la duración total del montaje que en muchos casos puede ser factor decisivo.

También es importante estudiar el tipo de energía para accionar el equipo (diesel, gasolina, electricidad o calderas de carbono o petróleo). Saber el tipo de energía nos ayudará a seleccionar el tipo de equipo auxiliar que ocuparemos en trabajos donde usará el equipo manual.

Una de las características principales para seleccionar un equipo es saber cual es la capacidad que se requiere para manejar la pieza más pesada de la estructura.

Referente a la capacidad que se requiere para manejar la pieza más pesada de una estructura, es importante señalar que ésta característica depende directamente de las cualidades técnicas de cada uno de los equipos de montaje.

Por consiguiente para la selección de equipo también es necesario analizar las cualidades técnicas de los equipos de montaje como son:

- 1) Capacidad de elevación; peso y distancia de colocación así como altura máxima alcanzable.
- 2) Rendimiento; velocidad de trabajo.
- 3) Precisión; colocar fácilmente y sin golpes.
- 4) Movilidad; según las necesidades de la obra.

Por último cabe señalar que el tipo de equipo a emplear será aquel que del resultado que se desea, en un tiempo razonable, por medio de los métodos más seguros y al menor costo; esto es comparado el tiempo que se requiere para el montaje, el costo, la eficiencia y la seguridad de métodos de montaje utilizando sólo un equipo o la combinación de varios equipos de montaje.

Lo complejo de cada uno de los conceptos anteriores dificulta la elección del equipo a utilizar en los trabajos de montaje, por lo que a veces es difícil tener una respuesta definitiva y rápida del equipo que se empleará.

- CLASIFICACIÓN DE EQUIPOS PARA MONTAJE:

Para las operaciones de montaje pueden usarse distintos equipos que por lo general son de dos categorías, grúas ordinarias o mástiles de elevación. Las grúas son equipos móviles para montaje; y para estos fines hay grúas móviles, grúas de locomotoras, grúas giratorias y grúas de torres. Los mástiles de elevación son erectores estacionarios, porque no se mueve su base estando cargado el mástil, excepto cuando se trata de un mástil instalado en un barco; existen mástiles de pata rígida, mástiles de retenidas, mástiles de poste, mástiles montados en carro de ferrocarril o en barco y mástiles de torre.

Estos diferentes tipos de equipo de montaje, tienen dos componentes básicos comunes, que son la pluma como miembro principal de soporte, los cables y herramientas que sirven para levantar las cargas. La pluma posee cables de soporte y otros que levantan y mueven cada carga.

Las diferencias principales existentes entre las grúas ordinarias y las de mástil, en cuanto toca al montaje, las definen sus aplicaciones generales. Las grúas tienen su mecanismo integral con sus contrapesos, tendiente a favorecer la movilidad del equipo, mientras que las grúas de mástil utilizan, para fines de estabilidad, un miembro vertical o mástil y un armazón estructural o cables de retenida, sujetos a soportes sólidos situados fuera del lugar que ocupa la grúa. La diferencia fundamental existe en los máximos de altura de elevación y ángulos de la pluma. Para fines del tema mencionaré cuales se usaron.

GRUAS MONTADAS EN CAMION DE PLUMA ESTRUCTURAL:

Este tipo de grúas es usado para el montaje de naves industriales así como para edificios de pocos niveles debido a las limitaciones de alcance de su mástil de carga; también se usa para la descarga de elementos estructurales. Es el equipo de elevación de mayor movilidad. Su característica común general es la de poder trasladarse por carretera, recorriendo grandes distancias a una velocidad máxima que puede alcanzar los 65 km-hr en los modelos más rápidos. Estas grúas son relativamente rápidas, para moverse de un lugar a otro pero en cada caso se tiene que manejar los tramos de pluma en camiones por separado y conforme aumenta la distancia a la que tiene que moverse aumenta considerablemente el problema de traslado. Las

grúas sobre camión constan de un chasis con cabina en la parte frontal que opera el mecanismo de manejo y de la parte superior giratoria o cuerpo principal de la grúa. Este se localiza en la parte posterior del Chasis, permitiéndole así que pueda llegar a girar hasta 360°. En la parte superior giratoria se localizan el cabrestante (unidad de potencia que se usa para el mecanismo de elevación de la grúa), la pluma y la cabina de mando. El mecanismo de manejo es independiente del cuerpo principal de la grúa.

El mástil se monta sobre el extremo frontal del cuerpo de grúa por medio de pasadores. Esto permite que se desmonte según las necesidades, el motor del cuerpo de la grúa sólo controla la rotación del cuerpo mismo, así como los movimientos de las líneas principales de carga, la línea auxiliar y la línea del mástil y el segundo motor que se encuentra en el extremo frontal del chasis controla la traslación del equipo completo de un lugar a otro.

Cuando se necesita tener la estabilidad necesaria de la grúa para el manejo de una carga de cualquier tamaño, se emplean miembros estabilizadores. Es recomendable ocupar siempre estos estabilizadores, para evitar posibles accidentes. Una de las ventajas de éste tipo de grúa es de que el sistema formado por la pluma estructural y los cables que la sostiene permiten que la pluma trabaje a flexocompresión y los cables de retención trabajen exclusivamente a tensión.

Se llega a tener en este tipo de grúas estructurales capacidades de hasta 140 ton. y altura de mástil de carga de 90 metros.

Existen extensiones de pluma estructural de 3, 6, 9 y 15 metros. Pueden considerarse este tipo de grúas, independientemente del trabajo a realizar, como el mejor y más eficiente equipo de elevación.

La única desventaja de estas grúas es la necesidad de un suelo firme compacto y sensiblemente horizontal, así como el elevado costo de su adquisición.

GRUAS MONTADAS EN CAMION TELESCOPICAS HIDRAULICAS:

Estos son los equipos más rápidos que existen en el mercado, ya que la pluma telescópica formada por varias secciones ensamblables, permite a la máquina circular por carretera o por el interior de poblaciones con el brazo de carga plegado sobre sí mismo, ocupando un espacio mínimo. La posición de éste tipo de plumas, durante el viaje, es ocupando la parte central y en sentido longitudinal del vehículo, del que apenas sobresale ligeramente por la parte delantera.

La pluma telescópica se compone de un cierto número de secciones concéntricas, por lo general 3 ó 4, que pueden ser rectangulares o triangulares. Estas pueden abrirse automáticamente por mando hidráulico sincronizado, quedando la sección más grande en el punto de soporte de la base.

Para trabajar el brazo telescópico gira sobre la plataforma para tomar la posición más conveniente, después accionada hidráulicamente toma el ángulo de inclinación necesario y posteriormente se dispara el sistema telescópico, hasta alcanzar la altura debida. Un conjunto de cilindros y pistones, accionados hidráulicamente, rigen la acción telescópica.

Así mismo por medio de estos sistemas hidráulicos pueden extender telescópicamente su pluma a alturas del orden hasta de 40 metros en pocos segundos.

A éste tipo de grúas se les puede adicionar una pluma articulada (plumín) también plegable que tiene la función al igual que las jibas para una pluma estructural, de alargar la longitud de la pluma en unos pocos metros más, aproximadamente 6 y 9 metros.

Se apoyan firmemente en el terreno por medio de estabilizadores de accionamiento también hidráulico, en circuito independiente; su instalación es rápida.

Estos permiten a la grúa trabajar sin peligro de desplazamiento imprevisto por parte de los ejes de ruedas ni de alteración del equilibrio.

Este tipo de grúas tiene la desventaja de que la pluma trabaja fundamentalmente a flexocompresión, y por lo tanto reduce mucho su capacidad de carga a medida que se aumenta la distancia horizontal a la que se tiene que montar la pieza, no obstante son equipos muy ágiles y que para montajes de elementos que se tienen que colocar a distancias horizontales pequeñas o alturas menores resultan muy prácticas. No se fabrican en una variedad tan grande como las controladas por cables. Su capacidad llega a ser hasta de 70 toneladas.

6.3.2 PREPARATIVOS NECESARIOS.

IZADO Y MONTAJE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Antes de izar cualquier pieza, el responsable, de preferencia el superintendente, debe revisar que las grúas estén bien apoyadas, con los estabilizadores de apoyo si son necesarios, o que las plumas están en buenas condiciones de trabajo, y los malacates en condiciones adecuadas, con los frenos ajustados para la carga que se va levantar.

Para descargar los transportes en el lugar de la obra deben usarse dos eslingas con ojos dobles (eslingas de "cables"), con él suficiente peso (fuerte) y longitud para manejar las cargas dentro de la capacidad del aparejo del alcance requerido. Las eslingas se amarran alrededor de las cargas en dos puntos tales que cuando se levante la carga quede balanceada y segura; para amarrar la carga con una eslinga se pasa uno de los ojos a través del otro y el ojo libre se fija entonces a los separados de izaje del gancho o bloque principal de carga, de preferencia a un gancho de seguridad. Se usa después una línea de carga en uno de los extremos, o uno en cada extremo, para estabilizar la carga según se va izando desde el transporte y se lleva al área de montaje para seleccionar, distribuir y después montar los diferentes miembros de la carga. La línea de carga no sólo controla el giro de la carga, sino que también evita que golpee la estructura al izar la carga más y más arriba. Los montadores pueden manejar la línea de carga en los niveles superiores, para controlar la carga cuando llega a su nivel de trabajo.

El izado y el manejo deben considerarse como cargas dinámicas. Los estrobos para izar y manejar las piezas debe diseñarse con un factor de seguridad de 6. Los puntos de anclaje de las piezas para el izado dependen del diseño.

Antes de izar una pieza, el responsable de hacerlo debe asegurarse de que se han colocado en forma correcta las eslingas u otros tipo de elementos para izaje.

Se debe tomar en cuenta el ángulo que forma el cable de izaje con el estrobo en todas las posiciones, durante el izado y el manejo, se puede fijar dicho ángulo utilizando una viga auxiliar para el izado, o puede diseñarse el estrobo para ser efectivo a cualquier ángulo.

También deben considerarse el balanceo y los giros de la pieza durante el izado, los cuales ocasionan esfuerzos de flexión en los estrobos y pueden causar aplastamiento local del concreto.

En el izado para prefabricados de concreto pueden utilizarse ya fabricados (placas fabricadas), siempre y cuando se cumplan ciertas reglas ya establecidas. También podrán usarse varillas lisas de acero dulce, suministrando un anclaje adecuado para evitar que se desprenda. Tanto las placas como las varillas de acero deben tener un valor al impacto de 2 km-m., a la temperatura a que se realizará el izado. Por otra parte es importante que a las cuadrillas de izaje se deban instruir acerca de las operaciones que se realizarán, de modo que cada uno de los hombres sepa lo que debe hacer y que no exista ningún tropiezo ni confusiones en un momento crítico de la operación. En obras de volúmenes considerables, es conveniente tener capataces a cargo de cada una de las cuadrillas de izaje, de plomeo y ajuste, de izaje manual o ajuste, en el caso de elementos de concreto, del colado en el lugar y del atornillado, y en el caso de elementos de acero, del atornillado y de soldadura, en obras pequeñas por lo general uno de los capataces puede encargarse de las cuadrillas de plomeo y ajuste, así como de los atornilladores; otro capataz puede encargarse de las cuadrillas que montan a mano las piezas pequeñas que no fueron colocadas por las grúas, o corrigen errores y realizan otros trabajos.

Por ejemplo en el caso de que un elemento se vaya a izar con dos grúas, dos plumas o una pluma y una grúa trabajando juntas, debe definirse cuál de los dos capataces a cargo del equipo se encargará de la operación; además, debe establecerse quien dará las señales al encargado de éstas en cada máquina, para transmitir al operador del malacate o de la grúa, de tal manera que ambos equipos trabajen juntos, izando, bajando o girando según requiera.

Es importante tener en cuenta que siempre que se pueda, se evite mover una pieza con dos o más grúas operando al mismo tiempo, ya que existe el riesgo, de que una grúa se mueva más rápido que la otra, y por tal motivo la pieza comience a girar y los estobos ya no estarán verticales, corriendo el riesgo de que la pieza quede fuera de control y ocasione volcar una o las dos grúas.

Las grúas que hagan izajes en conjunto deben ser colocadas de modo que giren pero no se trasladen.

Se puede decir entonces de todo lo anterior que la forma de izar depende del elemento que se va a montar; tomando en cuenta también la localización de los puntos donde se pueda izar.

Como resumen podemos decir que las reglas generales de elevación de las estructuras consisten en lo siguiente:

Hace falta subirlas suavemente, sin tirones, balanceos y giros o tratar de evitarlos. Para evitar el giro y tener la posibilidad de orientar y preservar la estructura contra el balanceo a ésta se fija una línea de carga o tirante fabricada de cuerda de cáñamo o de cables de acero, con ayuda del cual los montadores refieren la estructura en la posición necesaria.

Antes de dar señal para la elevación el operario de eslingas debe cerciorarse de que la estructura esté enganchada seguramente y nada molesta su elevación; verificar si tiene o no piezas no sujetadas, objetos ajenos, si puede o no engancharse en algo durante la elevación. Hace falta cerciorarse también de la estructura de la grúa. Es importante también checar la capacidad de la grúa dependiendo de las circunstancias del montaje y el peso de la pieza. Se permite subir y bajar la carga (estructuras) en dirección estrictamente vertical; se prohíbe rigurosamente acercar arrastrando la pieza con la grúa, los tirantes o a mano. La carga subida puede transportarse en dirección horizontal a una altura no inferior a 1 m., por encima de los objetos que se encuentran en su camino. Al principio de las piezas se levantan a la altura de 20 a 30 cm., y se verifica la corrección del eslingaje, la tensión uniforme de las eslingas, la estabilidad y el funcionamiento de los frenos de la grúa y sólo después de esto se da la señal para la elevación definitiva. Cuando surge la necesidad de corregir la posición de las eslingas, hace falta bajar; se prohíbe corregir el eslingaje con la carga levantada.

QUE EQUIPO EMPLEAR DE ACUERDO AL CASO.

Para el montaje de los diferentes elementos tanto de concreto precolado como de acero, existe una gran variedad de equipo tanto móviles como estacionarios, como ya se explicó anteriormente, entonces para elegir el equipo adecuado de montaje es necesario contar y conocer con los datos siguientes:

Plano de montaje y fabricación, dimensiones y pesos de los elementos, tablas de capacidad de los diferentes equipos. De los planos de montaje se toman los radios y alturas de operación que se necesita para el montaje de los diferentes elementos que intervienen en una obra.

En el caso de que no existan planos (debido a que no resulte costoso por ser pocos elementos), el encargado de hacer el montaje debe tener la suficiente práctica y conocimiento para realizar de una manera rápida y eficiente, además de económico, de aquí que para conocer la capacidad del equipo a usar tendrá que realizar una visita al lugar para poder determinar los radios y alturas de operación, así como las restricciones existentes para el montaje.

Los planos de fabricación nos dan a conocer las dimensiones (sección y longitud) y peso de los elementos, además explica en forma detallada, en el caso de precolados, los armados de acero de refuerzo y presfuerzo y los accesorios metálicos.

Estos planos también nos dan a conocer sus especificaciones correspondientes que sirven para conocer su comportamiento a la compresión, a la flexión y al volteo, durante el montaje.

Con los datos anteriormente conocidos, se elabora un croquis tomando como base el radio y altura de operación más críticos, de este croquis, se obtiene el ángulo de trabajo y longitud de pluma (pudiendo ser esta estructural o hidráulica).

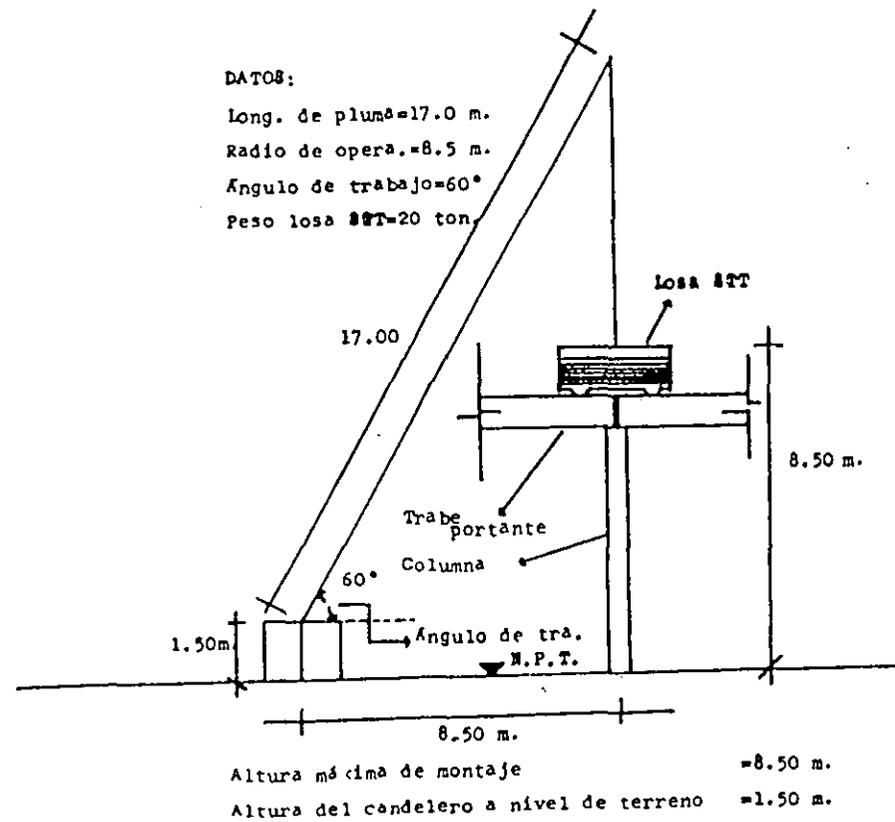
EL RADIO DE OPERACIÓN O DE TRABAJO es la distancia horizontal de la línea del centro de rotación a la línea vertical del centro de gravedad de la carga, y la altura es la distancia vertical medida del nivel de piso terminado a la parte superior de la pieza en su posición final. Al tomar esta distancia para el cálculo de longitud de pluma (ver croquis) se debe considerar una tolerancia por encima de la pieza más alta que permita pasar a las poleas de carga cuando están en su posición más alta, así como a la bola de contrapeso, el gancho y el estrobo colocado entre el ángulo y la parte superior de la pieza.

Posteriormente con los datos de: Longitud de pluma, radio de trabajo, ángulo de trabajo, con el dato del elemento más pesado, se pasa a unas tablas de capacidad del equipo, que mediante un sencillo manejo de estas tablas se determina los datos tales como: Longitud de pluma, radio de operación, altura de la punta de la pluma a nivel de terreno, capacidad del equipo calzado y sin calzar, estos datos deberán estar sobrados y estarán dentro de los coeficientes de seguridad correspondientes.

La localización de los ganchos del izado de los elementos se toma de planos de fabricación, cuya longitud de separación de ganchos y peso de los elementos sirven para determinar los accesorios tales como: Estrobos, armaduras, grilletes y ganchos.

Es importante saber que la distancia de los ganchos de izaje a partir de sus extremos, en prefabricados, no debe ser mayor de 1.5m; esta ubicación será de acuerdo al diseño de la pieza.

Figura de un croquis : Radio de Operación.



6.3.3 ESTUDIOS DE MANIOBRAS.

TECNICAS Y METODOS DE MONTAJE.

Estos métodos y técnicas están sujetas al claro, altura y tipo de estructuras, así como a su localización, topografía del lugar, peso, tamaño y forma de los elementos, métodos de conexión y equipo de montaje disponible.

Es importante recordar que para seleccionar el tipo de equipo de montaje a usar también en cuenta las condiciones anteriores.

Se puede decir entonces que el método de montaje depende para la selección del tipo de equipo a usar (equipo disponible, ya sea propio, que se tenga que comprar o rentar) y el equipo de montaje disponible depende para seleccionar el método de montaje que se aplicará.

La capacidad e inventiva que han demostrado los contratistas para montar elementos precolados y de acero bajo condiciones muy adversas justifica la confianza para especificar construcciones de concreto presforzado y construcciones metálicas.

El éxito del montaje de elementos largos y pesados con tolerancias estrictas depende de la capacidad y el cuidado del Ingeniero constructor; en cada etapa de montaje se requieren cálculos concienzudos de los aparejos, soportes temporales y condiciones de esfuerzos, se puede suministrar resistencia adicional o apoyo intermitente.

Para el manejo y montaje de todos los elementos se debe indicar estrobos o dispositivos similares. Es necesario tener cuidado en asegurar estabilidad lateral contra torcimiento, pandeo y falta de apoyo, durante el transporte y el montaje, así como después de este.

También deben considerarse las fuerzas externas que actúan sobre los elementos durante el montaje, como el viento, las corrientes, el oleaje según sea el caso. El montaje, debe suspenderse mientras existan condiciones desfavorables o inseguras.

En áreas sísmicas es necesario asegurar un contraventeo suficiente para la estructura en conjunto que sea segura como una sola unidad durante los terremotos.

Por otra parte al inicio del inciso se indicaron las condiciones para seleccionar tanto técnicas como métodos de montaje, dentro de las cuales, cabe señalar que en la localización es de gran importancia conocer los accesos a la obra.

Hay Métodos de Procedimiento para su instalación en las estructuras prefabricadas como son :

El Método de Colocación de la Pieza Suspendida: consiste en que al principio la estructura se levanta por la grúa, se transporta en posición suspendida hacia el lugar de su colocación, luego se baja y, se fija en la posición diseñada. Este procedimiento es el más usado.

El Método de Deslizamiento y rodaje: se emplea cuando las estructuras grandes, localizadas en áreas urbanas atestadas presentan frecuentemente una seria restricción para el acceso del montaje de los miembros interiores; para solucionar esto se monta los miembros a un lado de la estructura rodándolos o deslizándolos después lateralmente hacia su posición final; para esto deben tomarse precauciones especiales como son:

- 1.-Evitar el volteo.
- 2.-Asegurarse que ambos extremos se muevan juntos bajo un control completo.
- 3.-Evitar movimientos longitudinales que haría caer de su apoyo uno de sus extremos.

Estas condiciones se pueden cumplir mejor colocando una “cuna” de acero estructural en cada extremo, en el cual se asienta la trabe, a su vez, dicha “cuna” descansa sobre un riel formado por un canal de acero y atornillado a la trabe cabezal, de manera que se mantenga en posición, este movimiento se logra por medio de remolcadores hidráulicos o también se pueden usar gatos simples ya que para la colocación del elemento, de la “cuna” hacia su posición final, se hace mediante gatos.

Estos métodos anteriores sólo se pueden efectuar con grúas. Independientemente del procedimiento empleado de elevación, la colocación de las piezas debe realizarse sin choques y golpes.

Las estructuras instaladas se liberan de las eslingas después de fijarlas en los apoyos o de sujetarlas a las estructuras previamente montadas. En función del tipo de estructuras es posible la fijación provisional o permanente. Tanto en el primer caso, como en el segundo la fijación ha de ser calculada para las cargas debidas al viento, y las de montaje que actúan, tienen que asegurar estabilidad de la obra. Con este objetivo es razonable alternar la instalación de las piezas verticales y horizontales.

ESTUDIOS DE ABATIMIENTOS, AREAS Y ACCESOS PARA EL EQUIPO DE TRANSPORTE Y MONTAJE.

El estudio de estos conceptos es de vital importancia en la planeación de una obra con prefabricados de concreto o elementos de acero, porque de ello depende que no llegue al interrumpirse el montaje de los mismos. Además de estos conceptos existen otros que también son importantes para una planeación como localización de la obra, medios que se utilizan para realizar el transporte y el montaje y los claros que se van a cubrir. Por lo que respecta a la localización de la obra se debe estudiar tanto geográfica como topográficamente para tomar en cuenta la posibilidad de algún medio con el cual se pueda llegar a la obra con el equipo de montaje, es importante también el aspecto económico, ya que un lugar difícil o retirado se traduciría en un mayor gasto, por esto se tiene que analizar la construcción de la obra con procedimientos normales con el procedimiento de elementos normales con el procedimiento de elementos prefabricados tanto de acero como de concreto.

Los claros a cubrir son importantes en el caso de prefabricados de concretos, ya que para esto se debe tener conocimiento de las dimensiones y tipo de las piezas que se fabrican en el mercado, para poder realizar un diseño adecuado a las necesidades de la obra a ejecutar. Se ha dado el caso que se diseñen piezas que no existen en el mercado por no tener conocimiento de estas, y como consecuencia se tiene que realizar ajustes para poder realizar el proyecto; como resultado esto representa mayor gasto.

Con referencia a los conceptos por tratar en este inciso, se explicaran a continuación:

a.-Abatimiento: Se refiere a que deberá checarsse en obras si existe o no cables eléctricos elevados, arboles altos y construcciones, que puedan o no interferir a los abatimientos del cerro giratorio y de la pluma de la grúa.

b.-Áreas y accesos: Se deberá efectuar un levantamiento de obra, tanto de las áreas disponibles como de los accesos indicados; para posteriormente estudiarse en gabinete para determinar exactamente las dimensiones de áreas y accesos, de acuerdo al equipo de transporte y montaje por emplearse, basándose éste estudio en los tipos de elementos estructurales por montarse.

La buena planeación de acceso es de vital importancia para la rápida ejecución del montaje. El avance de la obra puede ocasionar obstrucciones para el acceso de los camiones que transportan las piezas, hasta donde se encuentra la grúa, de donde siempre es recomendable tener bien identificados los accesos debido al avance de la obra se deben estudiar con anticipación para que cuando se haga el cambio de acceso ya se le pueda indicar a los operadores por donde entraran a la obra.

Es recomendable y es resultado de una buena planeación el tener siempre el mismo acceso durante toda la obra. La coordinación entre residente de la obra y el encargado de montaje es importante también para la buena y rápida ejecución de la obra; esto es notificándose siempre si existe cambios o modificaciones. El acceso en una obra es de gran importancia.

SECUENCIA DE MONTAJE.

El montaje de elementos de concreto tiene la secuencia mostrada a continuación:

-Colocación del medio de transporte lo más cerca posible al dispositivo de elevación (esto es en el caso de que la pieza se tome directamente del camión).

-Sujeción de los elementos a el dispositivo de elevación de la máquina que llevará a cabo el montaje.

-Levantamiento o izado de la pieza.

-Colocación de la pieza en su posición que llevará dentro de la estructura terminada.

-Conservación de la pieza en su lugar para la fijación parcial o total de la misma.

-Soltar el elemento y reinició de la secuencia.

Como se puede ver en la secuencia del montaje, lo más importante resulta el seleccionar la maquinaria y el equipo auxiliar adecuado para utilizar el menor tiempo posible para su realización.

La maquinaria y equipo de elevación tiene un alto costo dependiendo de su capacidad y tiempo de utilización de ahí que lo más importante resulta ser la elección de la capacidad y el tipo de maquinaria para obtener un menor costo para los trabajos de montaje sea competitivo con el procedimiento de colado en el lugar.

En México se tiene muchas limitaciones de maquinaria de elevación, es por eso que se tiene que acoplar los diversos equipos para realizar los montajes de estructuras.

SEÑALES:

Al inicio del montaje ya sea con grúa o pluma, en general el encargado de las señales se encuentra a la vista del operador de la grúa o del malacate; donde el caso de que el mismo gruista pueda montar con un mínimo de señales, debido a que el montaje se realiza en un nivel visible. Esto se puede lograr así, tomándose en cuenta la experiencia del operador. Pero después cuando la pluma se mueve a un nivel más alto, ya no se tiene este caso, entonces las señales se transmiten al operador por medio de una campana, una luz o un sistema vocal.

Los sistemas de comunicación que existen, son muy variados, dado que no se ha establecido ningún código universal, por lo tanto, cualquier que sea el sistema empleado, deberá ser esencial para la seguridad. Un hombre, en cada montaje, está encargado de dar las señales al operador de la grúa, el cual deberá controlar su máquina de acuerdo a las señales recibidas. Las personas encargadas de dar las señales, se le da el nombre de maniobrista, el cual está debidamente autorizado y es responsable de toda maniobra.

En el caso de que las señales puedan darse en forma directa, de manera visual, existe un conjunto estándar de señales manuales, las cuales son generalmente reconocida para los trabajos de montaje de estructuras. Debe existir una buena comunicación entre el encargado de dar las señales (maniobrista) en el montaje y el gruista, teniendo una plática antes para ponerse de acuerdo en las señales que se van a emplear.

Debido a que no existe ningún código universal de señales, es recomendable pues tener una copia en la cabina de la máquina, del sistema de señales que se están empleando en un montaje, como referencia para el operador.

Por lo regular se da el caso que el maniobrista y el gruista hayan trabajado juntos en más de dos o tres montajes, por lo que ocupan señales propias, que son comprendidas por toda la cuadrilla de montaje.

A continuación se explica las señales comúnmente usadas para el montaje de estructuras (se muestran en la (fig.6.3.3.A)

- 1.- Levantar.- Con el antebrazo vertical y los dedos extendidos, se mueve la mano repetidas veces hacia atrás y hacia adelante, con un pequeño movimiento circular.
- 2.- Bajar.- Con el brazo extendido, la mano abierta se mueve repetida veces hacia abajo y hacia arriba.
- 3.- Alto.- Con el brazo extendido y la mano abierta colocada al nivel de la cadera, se mantiene inmóvil esta posición.
- 4.- Girar.- Con el brazo extendido y apuntando con el índice en la dirección del balanceo.
- 5.- Levantar el aguilón.- Con el brazo extendido y los dedos doblados, pero el pulgar apuntando hacia arriba, movimiento la mano repetidas veces hacia arriba y hacia abajo una distancia corta.
- 6.- Bajar el aguilón.- Con el brazo extendido y los dedos doblados, pero el pulgar apuntando hacia arriba y hacia abajo una distancia corta.
- 7.- Avanzar .-Con el brazo extendido y la mano abierta, moviéndola en el sentido en que se debe avanzar.
- 8.- Moverse lentamente.- Con una de las manos, hágase la señal para la dirección deseada, manteniendo la otra mano abierta y cerca de ella.

9.-Alto de emergencia.- Con el brazo extendido, la mano abierta y la palma hacia abajo, muévase la mano rápida y repetidamente con un movimiento tajante.

10.- Levantar el aguilón y bajar la carga.- (manteniendo la carga a la misma elevación). Sede la señal de levantar el aguilón, abriendo y cerrando repetidamente los dedos.

11.- Bajar el aguilón y subir la carga.- (manteniendo la carga a la misma elevación). Dese la señal de bajar el aguilón, abriendo y cerrando repetidamente los dedos.

12.- Asegurar todo.- Enganchando los dedos de una mano con los de la otra, con las palmas encontradas.

13.- Detener las orugas.- Con los antebrazos horizontales y los puños cerrados, muévase una mano hacia adelante y la otra hacia atrás, para indicar la dirección de rotación deseada y repitiendo el movimiento hasta que sea necesario.

Cuando se usa una línea auxiliar y una línea principal de carga y se ocupan estas señales, se tocará ligeramente la cabeza si la señal se refiere a la línea principal y deberá tocarse el codo si la señal se refiere a la línea auxiliar.

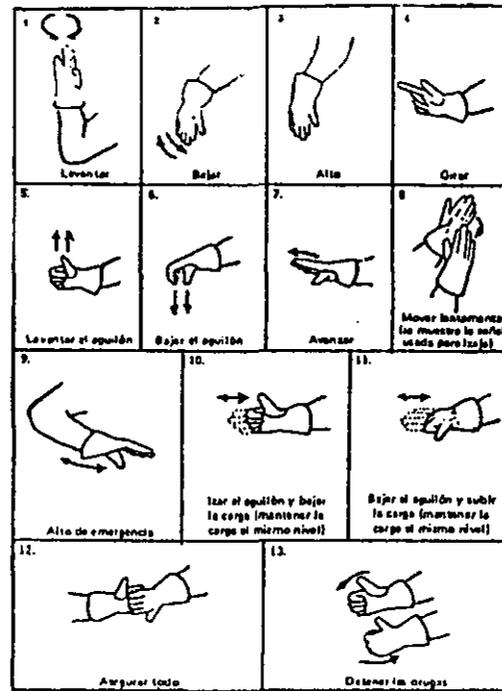


fig.3.3.3.A

6.3.4 TOPOGRAFÍA (EN LA COLOCACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS).

Por otra parte es muy importante que en el montaje todas las fases de trabajo como izaje, plomeo, alineamiento, nivelación, ajuste y conexión permanente estén bajo control y se realicen de una manera segura, económica y eficiente. Tanto el Ingeniero residente como el superintendente están encargados de vigilar estos trabajos.

Cabe señalar que las fases de trabajo dependen para su realización del elemento a montar (tipo, forma y peso).

En lo que respecta al plomeo, nivelación y alineamiento el montador debe tener una cierta tolerancia en su ejecución. Por lo general, las tolerancias permisibles en la fabricación de elementos y en el montaje no son acumulativas, sino que se eliminan una con otra.

Para el montaje, por lo general, se estipulan en el contrato o en las especificaciones las tolerancias permitidas o se indican los reglamentos que tiene que respetarse como el reglamento de construcción del D.D.F.

La posición de las estructuras durante la verificación se determina con ayuda de instrumentos de medida y de aparatos geodésicos. La verticalidad se controla mediante la plomada y el teodolito. Previamente se verifica la posición en el plano por la coincidencia de las rayas de los elementos instalados antes y los que se montan, y definitivamente, midiendo con el metro de cinta de acero. La posición por la altura se determina con ayuda de niveles o mediante la nivelación. La posición de las estructuras en el plano y por la altura se corrige por medio de las grúas en el proceso de su colocación sobre los apoyos o empleando dispositivos especiales (gatos, palancas de montaje, presas de tornillo, puntales, plantillas de guía, etc.) o, en función del tipo de estructuras, después de la instalación y de la liberación de las eslingas. Las estructuras se fijan definitivamente después de su verificación. Los resultados obtenidos, al comprobar la posición de las estructuras, se formalizan por medio de un acta y se apuntan en los esquemas de ejecución.

En el caso de los montajes con grúa móvil debe procederse de inmediato con él plomeo, para que las fijaciones permanentes se puedan instalar para mantener la estructura en su sitio en forma correcta y segura.

Es importante tener mucho cuidado en el alineamiento, nivel y plomeo para el montaje de las estructuras de concreto, para esto es necesario conocer los niveles a los que se colocaran cada uno de los elementos de la estructura (levantamiento de niveles), así como la ubicación que tendrán dentro de la misma.

Con el objeto de realizar el montaje en condiciones normales, se requiere contar con accesos transitables a pie de obra para el movimiento de los equipos de transporte y montaje; así mismo es indispensable evitar al máximo obstáculos aéreos tales como cables de energía eléctrica, de teléfono o el ramaje de árboles también como puede ver tubería de Pemex como fue nuestro caso.

Una vez realizado el montaje de una pieza se le debe notificar al encargado de la obra la posición en la que se deja. El montador debe cumplir con sus obligaciones, dentro de las tolerancias permitidas.

El personal de montaje debe ser especializado, para lograr al máximo operaciones de gran precisión y limpieza.

La cuadrilla de montaje consta de 4 a 5 personas: un oficial, 2 medios oficiales y 2 peones; ya se dijo este personal es especializado. Unos estroban y otros montan a su posición definitiva la pieza.

C A P Í T U L O 7

ENSAMBLE

7 ENSAMBLE.

En el siguiente capítulo se presentará en forma general la manera en que fueron realizadas las conexiones entre los principales elementos estructurales prefabricados del puente vehicular, a fin de que funcionaran lo más cercanamente posible a como fueron ideados en el proyecto estructural.

En el capítulo de análisis estructural ya se habló de la importancia que implica alimentar a los programas de cómputo para análisis estructural con datos que representen en la mayor medida posible a las características reales, de las cargas actuantes, de los materiales por emplearse y las del modelo de la estructura, puesto que de nada sirve idealizar condiciones que en la situación real van a ser muy difíciles de construir. Hablando específicamente de las conexiones entre elementos prefabricados y condiciones de apoyo de la estructura diremos que en general sobre las idealizaciones que se hacen al respecto para el análisis, giran una serie de incertidumbres derivadas de la diferencia entre la idealización utilizada durante el proceso de cálculo estructural y la implementación real de este tipo de condiciones en el lugar del proyecto.

Uniones para Piezas de Estructuras.

Uno de los problemas más difíciles, tanto en el diseño como en la construcción de estructuras formadas por piezas prefabricadas, es el de la unión de estas últimas. Es muy importante que la construcción de las uniones sea cómoda y que las pequeñas e inevitables imprecisiones y desviaciones, dentro de las tolerancias en las dimensiones, no influyan en los esfuerzos previstos de modo perjudicial ni produzcan cambios inadmisibles en la distribución de esfuerzos de la estructura.

Es deseable que la estructura sea apta para soportar las cargas lo antes posible, preferentemente inmediatamente después de efectuar las uniones. Una condición justificada es que las uniones requieran poco material y poco trabajo, es decir, que su costo debe ser mínimo.

La forma y la construcción de las uniones exigen, debido a su dificultad, un gran control. Debe prescindirse de juntas que no puedan inspeccionarse de una manera adecuada.

Al resolver el problema de las uniones deben tenerse en cuenta las propiedades del concreto armado. En otras palabras, esto significa que el proyecto y la construcción de juntas y apoyos deben armonizar con los materiales que se usen. Por ejemplo las propiedades del acero y de la madera son muy diferentes de las del concreto armado. Por tanto, las uniones análogas a las que se utilizan en construcciones de madera o de acero no son generalmente apropiadas al objeto de que se trata.

En estructuras de madera y de concreto armado se producen situaciones más bien desventajosas comparadas con estructuras de acero. La resistencia a tensión y compresión de la madera varía mucho, dependiendo del ángulo entre las fibras y la fuerza actuante, mientras que su resistencia a fuerza cortante no es más que una fracción de las anteriores. Otras propiedades desfavorables de la madera son la considerable contracción al secarse y su gran fluencia, las que influyen en el modo de unión en alto grado.

El concreto está también sometido a retracción, pero si contiene acero, este la disminuye en cierto grado. Para estructuras prefabricadas, la retracción que tiene lugar antes de su colocación es grande pero no influye, mientras que la que tiene lugar después no mérese tomarse en cuenta. La importancia de la retracción en uniones ajustadas con concreto in situ o lechada es mayor.

Teniendo esto en cuenta pueden distinguirse dos fases.

Teniendo esto en cuenta pueden distinguirse dos fases.

1.- El concreto plástico usado para las uniones y el mortero de cemento fluido con que se rellenan los huecos, pierden parte de su agua durante el fraguado y la retracción.

2.- Después del fraguado continúa la retracción del mortero y del concreto in situ.

Con respecto a estas dos fases de retracción, algunas normas sobre construcción de concreto armado solo permiten tensiones reducidas para un concreto in situ subsiguiente a un moldeado de mortero. Estas se determinan generalmente en función del ancho de la unión o del hueco que debe llenarse de concreto.

Las uniones deben proyectarse y ejecutarse de modo que se asegure el cumplimiento de las tolerancias permitidas en cuanto a dimensiones. Debe ser imposible un desplazamiento relativo de las piezas unidas, incluso como resultado de un golpe o de cualquier otra fuerza desfavorable. La longitud de la sección determinada para la transmisión de fuerzas debe ser la menor posible, pero sin sobrepasar la tensión admisible.

Las uniones pueden ser rígidas o articuladas.

Las uniones rígidas son adecuadas para soportar tracciones, compresiones y esfuerzos cortantes, además para resistir momentos flexionantes. Estas uniones hacen imposibles el desplazamiento y el giro relativo.

Las uniones rígidas se usan generalmente para la unión de soportes a cimientos, pero pueden también aplicarse a la unión de unas piezas con otras. No obstante, como el uso de uniones rígidas exige considerable mano de obra, en la actualidad se tiende a reducir su aplicación al mínimo.

Las uniones articuladas pueden transmitir fuerzas que pasan por la articulación y permiten además un cierto movimiento y rotación y son las que comúnmente se producen en las uniones empleadas en construcción con piezas prefabricadas. Su ejecución es más simple y exige menos trabajo que las rígidas.

Según las exigencias de articulaciones con concreto insitu, pueden distinguirse dos clases de uniones: uniones secas y uniones húmedas.

Una unión realizada por la simple colocación de dos piezas una sobre otra y entonces sujetadas es una junta seca.

Para formar una junta rígida es mucho más conveniente prolongar las barras de acero de las piezas a unir, por solapo o soldando unas a otras, mientras que se evita la discontinuidad del concreto mediante un enconcretado posterior adecuado. Esta clase de unión que requiere no solamente un moldeado con mortero de cemento, sino también un enconcretado posterior, se califica de unión húmeda.

Las uniones húmedas tienen el carácter del material de las estructuras que se unen. Su uso evita discontinuidades entre las piezas, de modo que se conserva el carácter esencial de las estructuras de concreto armado. Las estructuras unidas mediante las uniones húmedas tienen carácter monolítico.

Las piezas estructurales prefabricadas en factorías y destinadas posteriormente a ser unidas se unen generalmente mediante uniones secas. La ventaja de esta solución es que, una vez realizadas las uniones, la estructura puede soportar cargas inmediatamente.

Las uniones húmedas son más adecuadas para soportar fuerzas mayores y son mucho menos sensibles a las imprecisiones que las uniones secas.

Para nuestro caso las uniones de estructuras pueden dividirse en los grupos siguientes:

- a) Unión de Columna a Cimiento.
- b) Unión de Cabezal a Columna.
- c) Unión de Trabe de apoyo a Cabezal.
- d) Unión de Trabe de cierre a Trabe de apoyo.
- e) Unión de Trabe de cierre a Muro estribo.

7.1 UNIÓN DE COLUMNA A CIMIENTO.

Para nuestro caso específico la unión columna a cimiento se considera de tipo rígido puesto que permite giros, esta unión se logró colocando a la columna en un hueco proporcionado por el candelero, para asegurar la adecuada posición vertical de la columna, se colocó una placa de acero en el fondo del candelero con un tornillo nivelador, Así mismo, se colocó una placa análoga de acero en el extremo inferior de la columna y se comprobó por nivelación antes de agregarle el concreto de relleno, las figuras 7.1.A (1) y (2), muestra el detalle.

El relleno de concreto proporcionado posteriormente a la nivelación correspondiente se hizo a base de un concreto estructural de alta resistencia, su $f'c = 500 \text{ Kg. / cm}^2$, con este material se relleno a la perfección el hueco existente entre el candelero y la recientemente acoplada columna, (parte asurada en la misma figura).

Deben mencionarse dos ventajas de la unión anterior. La primera de ellas, que es muy importante, consiste en que la colocación, el aplomo y la sujeción de la columna así como el relleno posterior del espacio citado, son mucho más sencillas y exigen menos tiempo que las uniones soldadas. La segunda ventaja se deriva del hecho de que este método es el menos sensible a las imprecisiones que tienen lugar durante la construcción.

Las desventajas de esta solución son que el momento que surge como consecuencia de la fijación del extremo de la columna exige ser soportado por duplicado, pues tanto el extremo de la columna alojado en el candelero, como el propio candelero, deben dimensionarse para resistir dicha carga. Los muros laterales del candelero se dimensionaron para resistir flexiones.

7.2 UNIÓN COLUMNA A CABEZAL.

Los cabezales utilizados para el puente vehicular tienen el principal objetivo de proporcionar soporte continuo a las traveses de apoyo, constituyendo un elemento de conexión entre estas mismas. Otro objetivo considerado importante es el de evitar cortante por penetración excesivo en el punto de conexión de las columnas y las traveses, además los cabezales proporcionan mayor rigidez a la estructura en la parte correspondiente al mismo punto antes mencionado.

La conexión entre columna y cabezal se hizo por medio del ensamble entre el acero existente en el extremo superior de las columnas (proporcionado por varillas del número 12 de grado duro) y huecos en los cabezales diseñados especialmente para este fin. Como puede apreciarse en

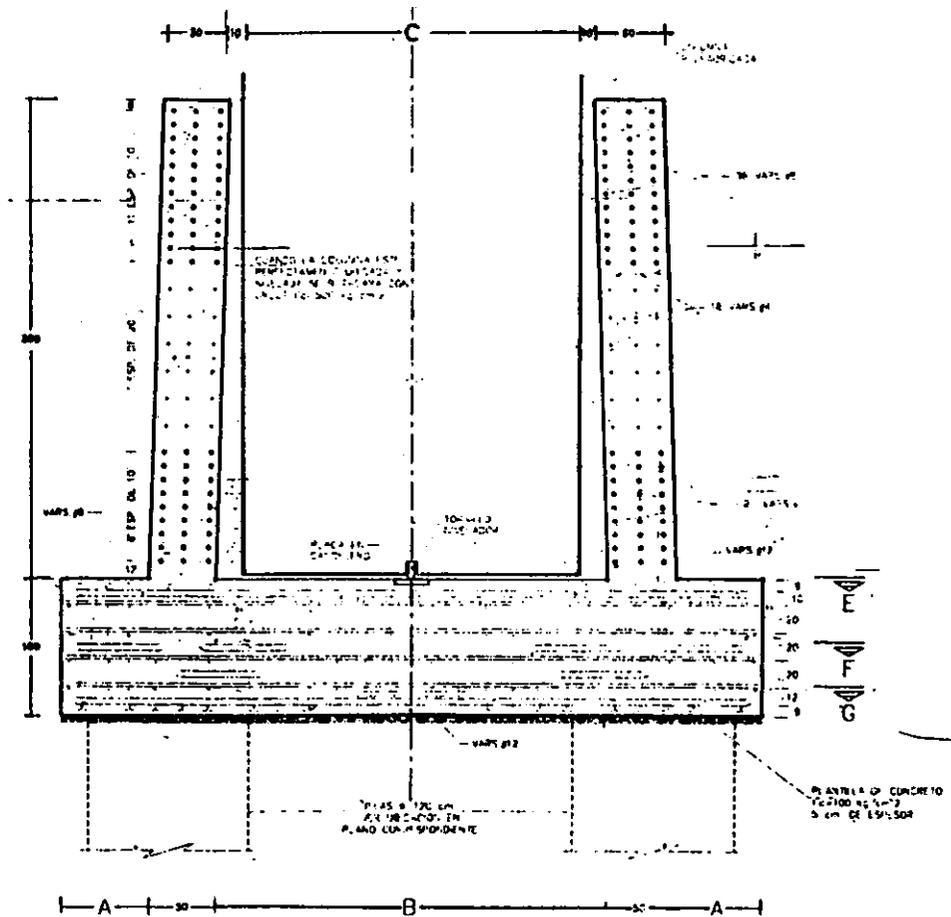


fig. 7.1.A(1) Corte Longitudinal de Zapata de Cimentación (lado largo).

la figura 7.2.A dichas varillas tenían la longitud suficiente para atravesar a los cabezales y prolongarse aún más para permitir la conexión con acero colocado horizontalmente necesario para sujetar entre sí a las traveses de apoyo.

El acero sobresaliente en las columnas (varillas del número 12) fue soldado a varillas horizontales contenidas en el armado de los cabezales (también del número 12), constituyendo un crucero de unión perpendicular. La soldadura empleada en la unión de las varillas fue de arco eléctrico con electrodos serie E - 90 xx figura 7.2.B.

Una vez soldada cada una de las intersecciones entre las varillas se procedía a colar dicho punto de vinculación estructural con Grout $f'c = 500 \text{ Kg. / cm}^2$, quedando la preparación correspondiente para las traveses de apoyo.

7.3 UNIÓN CABEZAL A TRAVE DE APOYO.

Como ya se explicó anteriormente las varillas que sirvieron para el ensamble entre la columna y el cabezal son las mismas que proporcionan la unión entre cabezal y trave de apoyo constituyendo así un punto de liga entre los tres elementos estructurales, fig. 7.2.A. Además de las varillas provenientes de las columnas, el cabezal cuenta con acero extra que se aloja en el interior de la sección de las traveses de apoyo (varillas del número 10 grado duro y varillas del número 4 a cada 20 cm), colocadas longitudinalmente, con el objeto de funcionar como emparrillado una vez que se suministró en obra acero horizontal del número 12 , que atraviesa toda la sección transversal del puente y que constituye en conjunto con el acero vertical una retícula que ocupa todos los huecos que hay entre las traveses.

La soldadura utilizada para las uniones de varillas se hizo con soldadura de arco eléctrico con electrodos serie E - 70xx para diámetros del número 10 y E - 90xx para diámetros del número 12, cabe mencionar que a parte de la soldadura empleada en la intersección de los elementos se reforzó también con estribos estas zonas, puesto que son lugares en donde por lo regular se tienen altas concentraciones de esfuerzos cortantes.

Al igual que en la unión columna - cabezal una vez logrado " amarre " en el acero se procedió a rellenar con concreto estructural $f'c = 500 \text{ Kg. / cm}^2$ Todos los huecos existentes entre los elementos.

El método técnicamente apropiado exige mucho esmero y destreza. La colocación de barras de acero requiere particular cuidado para evitar que unas interfieran a otras. La ejecución es muy complicada por que el trabajo debe realizarse a gran altura, una desventaja adicional de este método radica en el uso de excesivo acero.

7.4 UNIÓN TRAVE DE APOYO A TRAVE DE CIERRE

Este tipo de unión es quizá el más sencillo de los hasta ahora mencionados y consistió principalmente en conectar a las traveses citadas por medio de dos pernos anclados en una ménsula hecha en la trave de apoyo (macho) de $\phi = 3.18 \text{ cm}$ que embonan en dos entradas existentes en la ménsula de las traveses de cierre (hembra), fig. 7.4.A.(1) y (2). En el lugar de contacto de las traveses están alojadas juntas de neopreno tipo polvera que constituyen un apoyo tipo fijo y tienen la principal función de amortiguar los efectos de las cargas dinámicas actuantes en la unión, fig. 7.4.B., posteriormente al acoplamiento de los dos elementos estructurales se colocó una placa en la parte sobresaliente de los pernos (que tiene la función de una rondana gigante) y al final se apretó una tuerca sobre la rosca hecha en el perno para tal propósito. fig. 7.4.A.(1).

En este tipo de uniones articuladas la totalidad del esfuerzo cortante debe ser resistida por ambas ménsulas, es decir, por dos estructuras distintas. Por tanto, es conveniente que esta unión se use para grandes traveses, fig. 7.4.A.(2).

Una unión adicional y muy importante es la efectuada para dar continuidad transversal a los patines de las traveses, que sirvió de plataforma para posterior colocación del firme de compresión, esta unión se logró a través de proporcionar a los patines acero horizontal (varillas del número 6) y estribos (con varilla n. 4) a cada 10 cm en la zona de empalme de los patines, fig. 7.4.C.

7.5 UNIÓN TRAVE DE CIERRE A MURO ESTRIBO.

Esta unión está considerada como de tipo móvil, puesto que en el punto de contacto de la trave de cierre y el muro estribo existe un apoyo de neopreno tipo polvera totalmente liso que además de controlar efectos dinámicos en este punto, también permite el desplazamiento horizontal de la estructura con el objetivo de disipar esfuerzos producidos en el puente debidos a cambios volumétricos por variación de temperatura, fig. 7.5.A.

En realidad esta unión es muy parecida a la hecha entre la trave de apoyo y la trave de cierre, pero a diferencia de la anterior, esta conexión solo se hace por medio de un solo perno empotrado en el muro estribo que embona en una sola ranura por trave fig. 7.5.B.(1),(2),(3).

Al igual que en la unión de la Ta - Tc, se proporcionó a esta acero horizontal (varillas del # 6) a lo largo de la sección transversal, que se soldaron con las varillas (del n. 4) sobresalientes del muro estribo fig. 7.5.C. para proporcionar continuidad lateral al conjunto de las traveses.

Las características de los pernos empleados para ambas uniones son barras de acero con diámetro de 3.18 m de longitud, $f_y = 7080 \text{ Kg / cm}^2$, 2.10 m de longitud, cuerda estándar en ambos extremos de 8 cm de longitud, además cuenta con dos placas una de 20 x 20 x 2.54 cm y otra de 10 x 10 x 1.27 cm, fig. 7.5.D

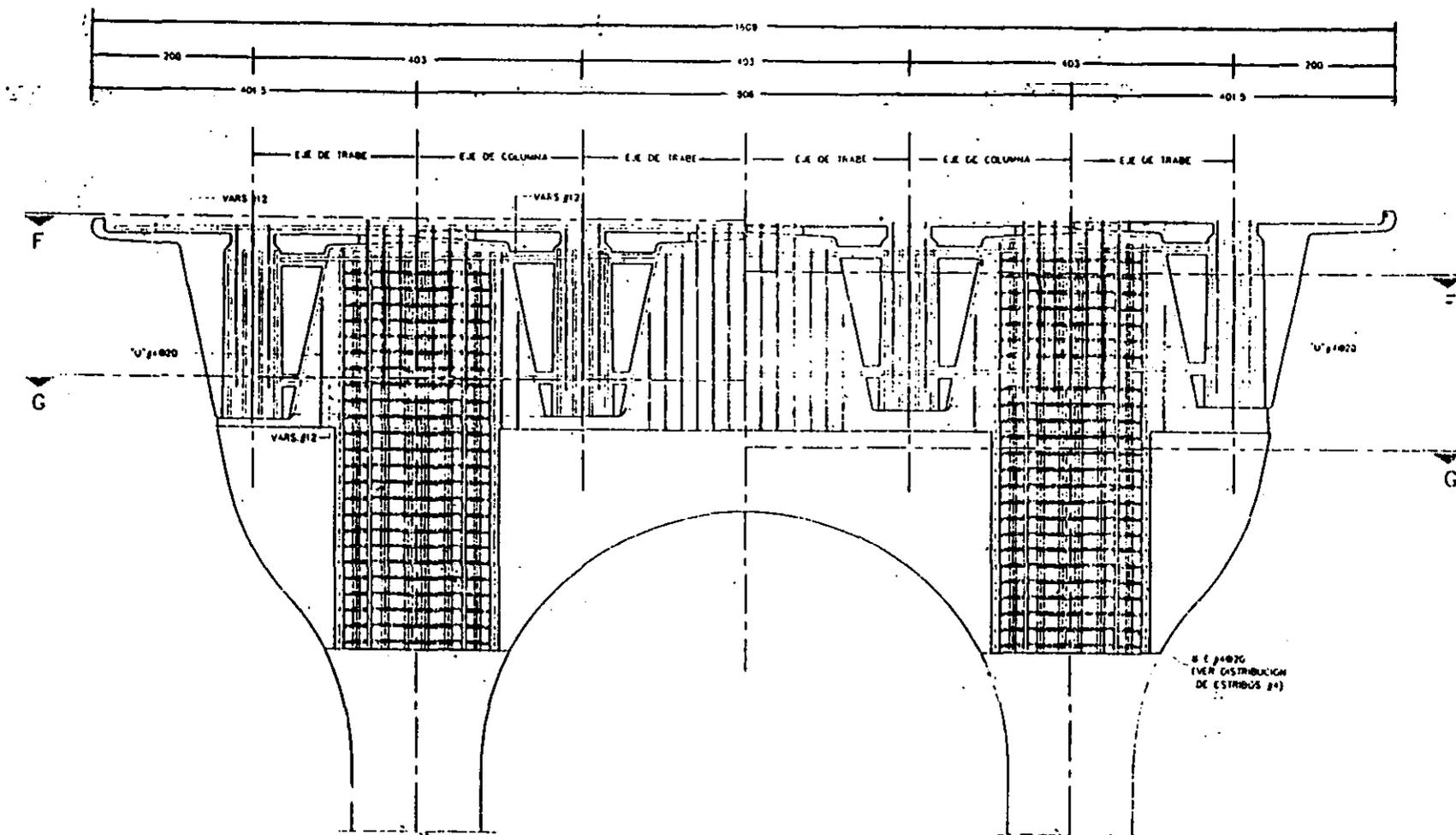


fig. 7.2.A. Ensamble entre las Columnas y el Cabezal

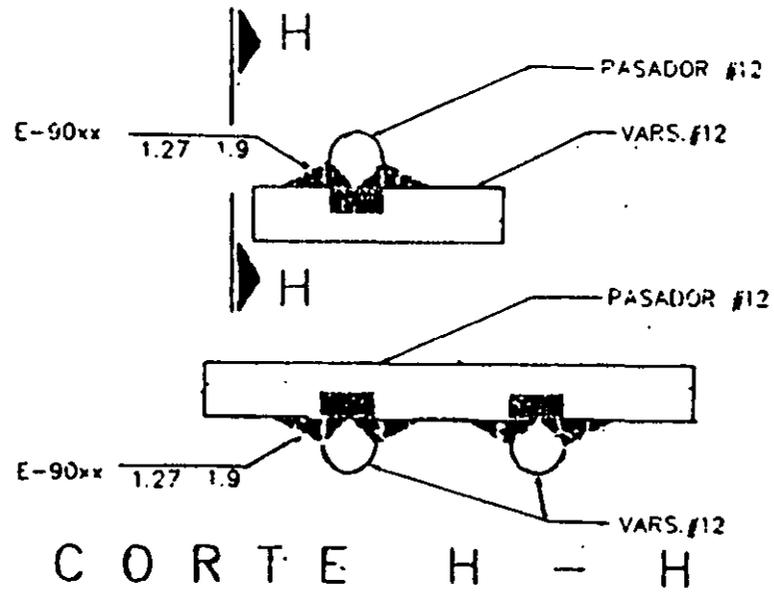


fig. 7.2.B. Detalle de Soldadura.

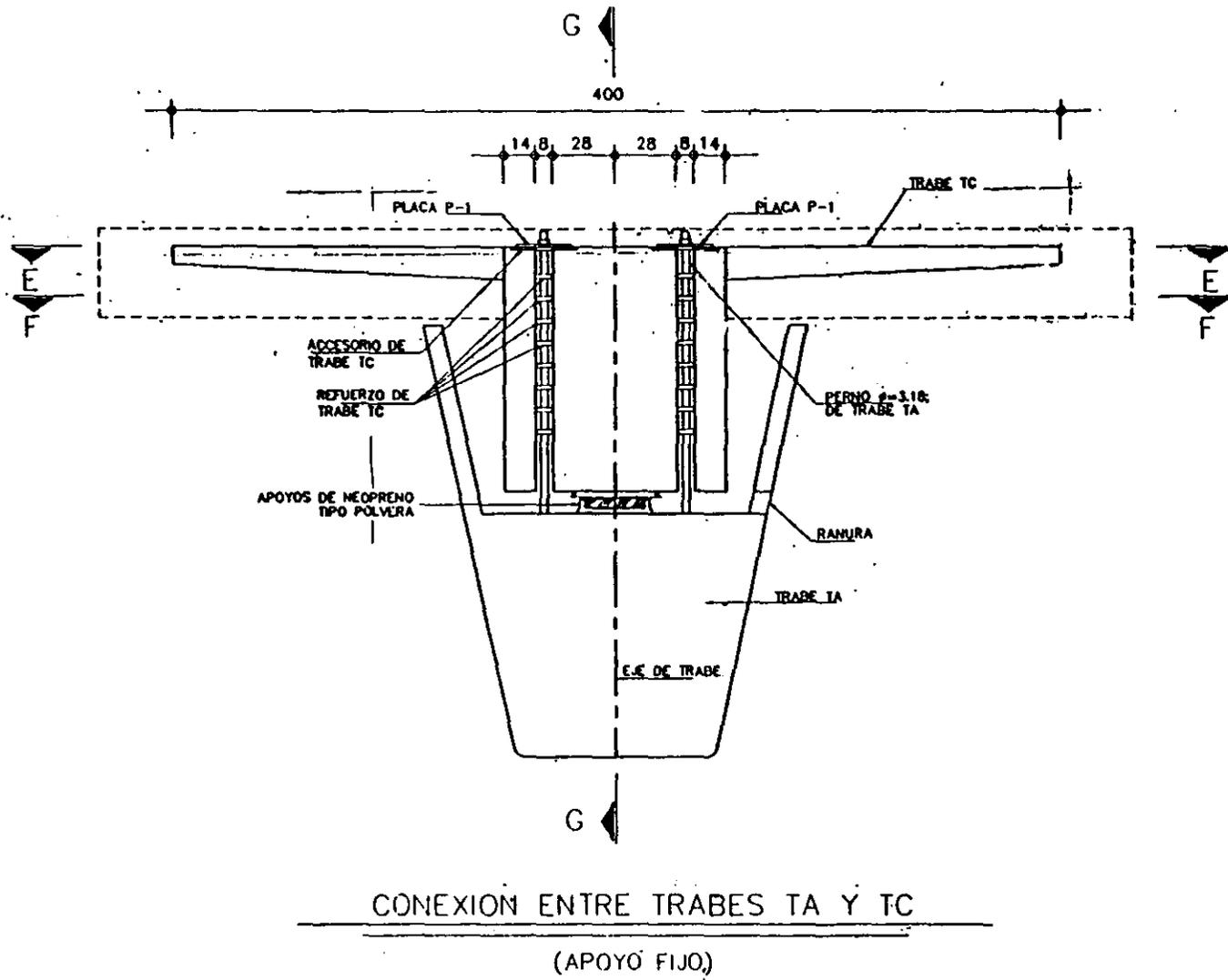


fig. 7.4.A(1). Unión Entre Trabe de Apoyo y Trabe de cierre (vista transversal).

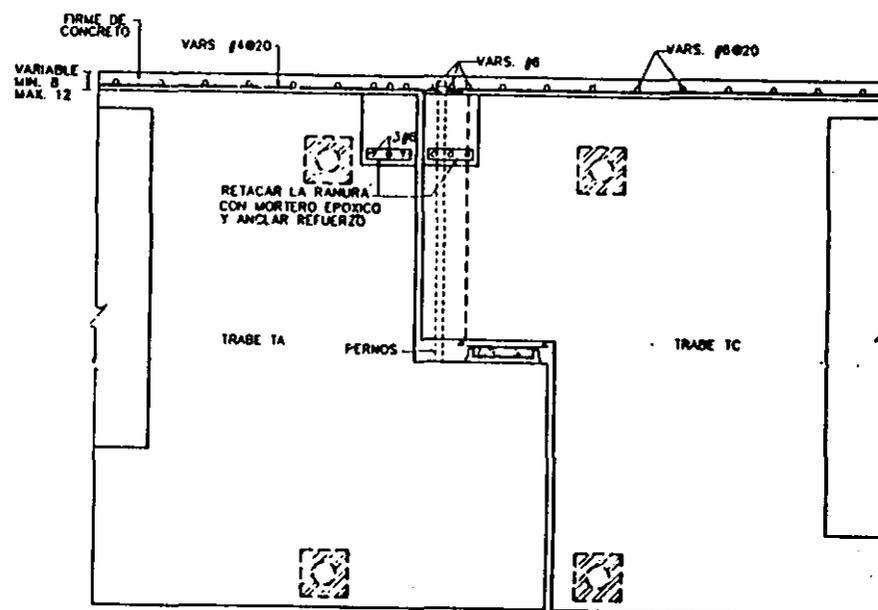


fig. 7.4.A(2). Unión Entre Trabe de Apoyo y Trabe de Cierre (vista de Costado).

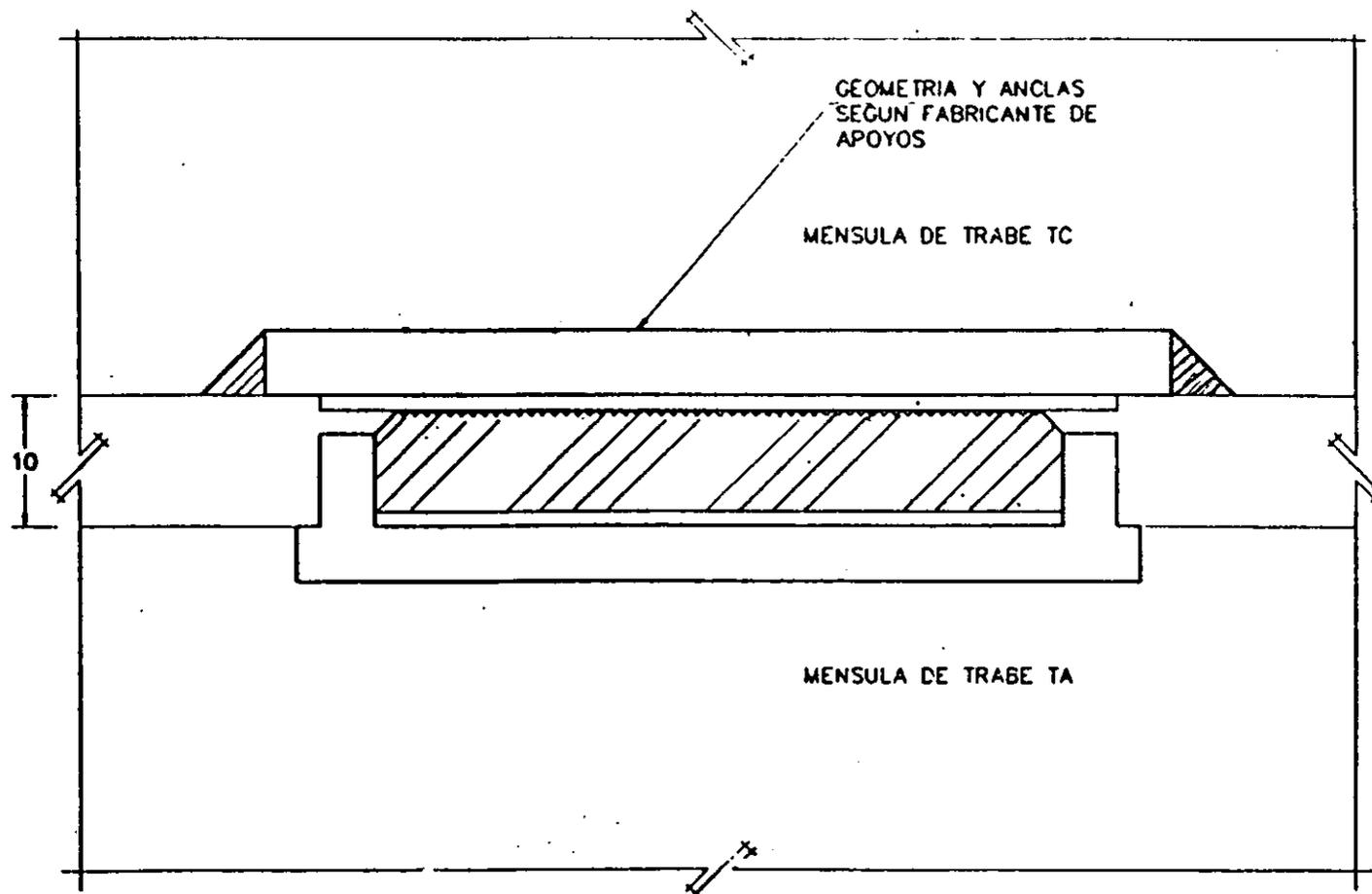
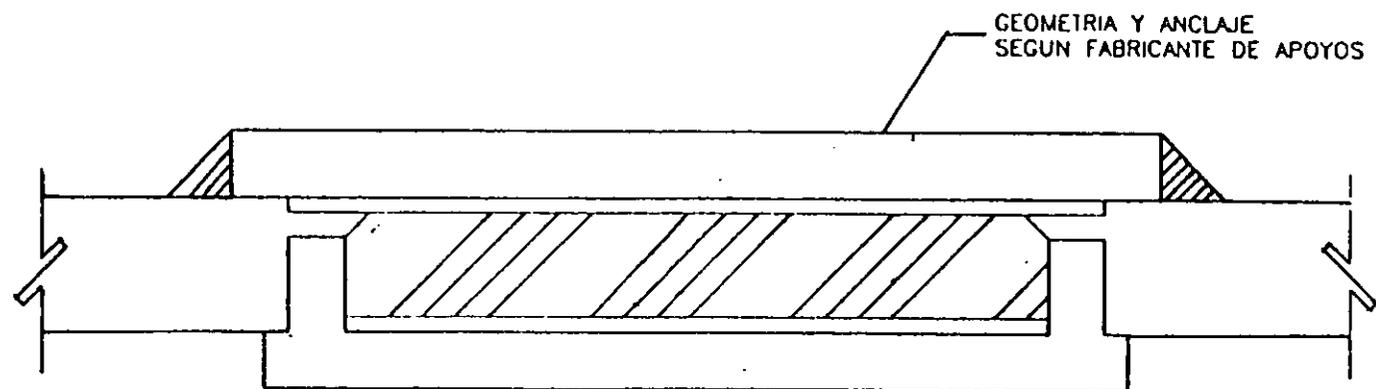


fig. 7.4.B. Apoyo de Neopreno Tipo Polvera (apoyo fijo).

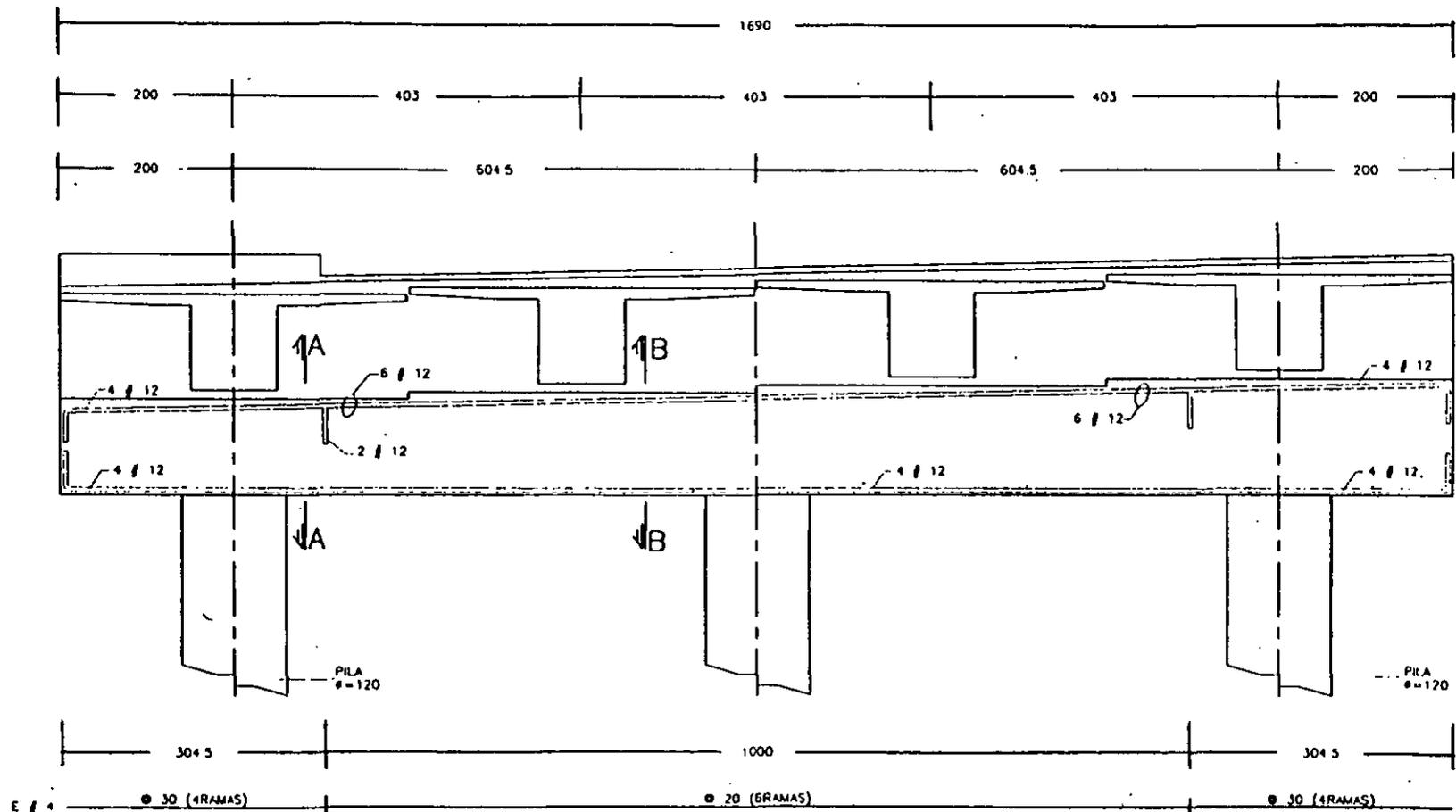


APOYO DE NEOPRENO

TIPO POLVERA

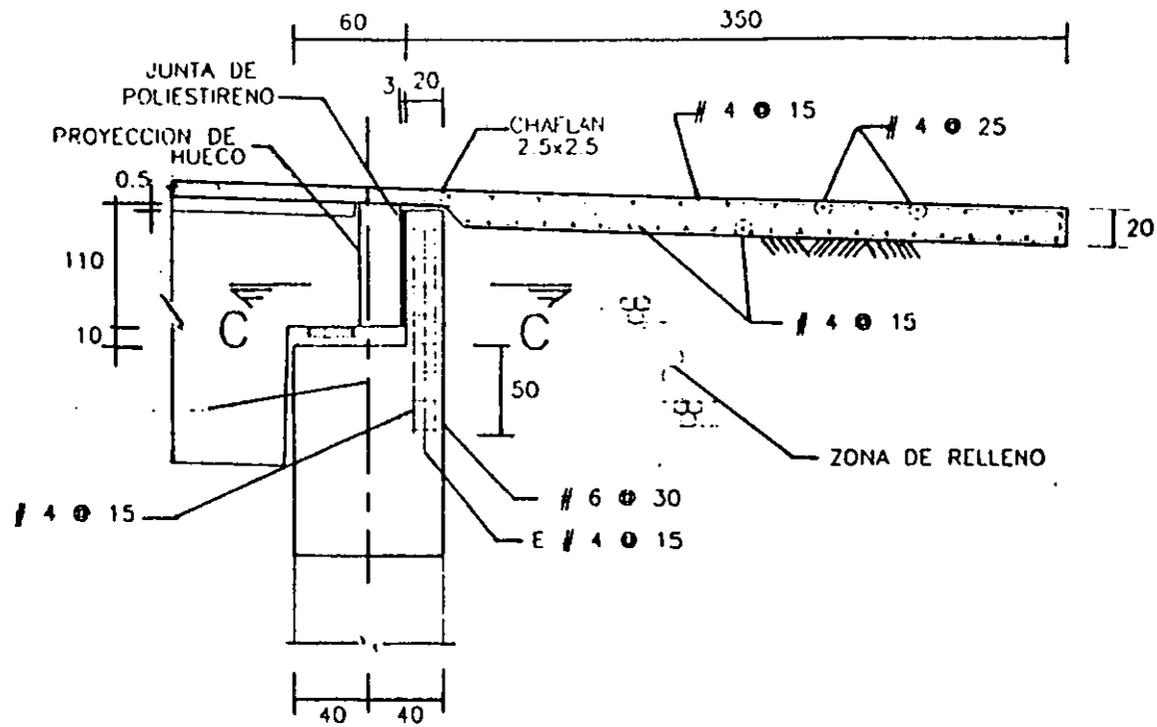
(APOYO MOVIL)

Fig. 7.5.A. Apoyo de Neopreno Tipo Polvera (apoyo móvil).



ALZADO

fig. 7.5.B(1). Muro Estribo



DETALLE DE ARMADO EN LOSA
DE APROXIMACION

fig. 7.5.B(2). Muro Estribo (vista lateral).

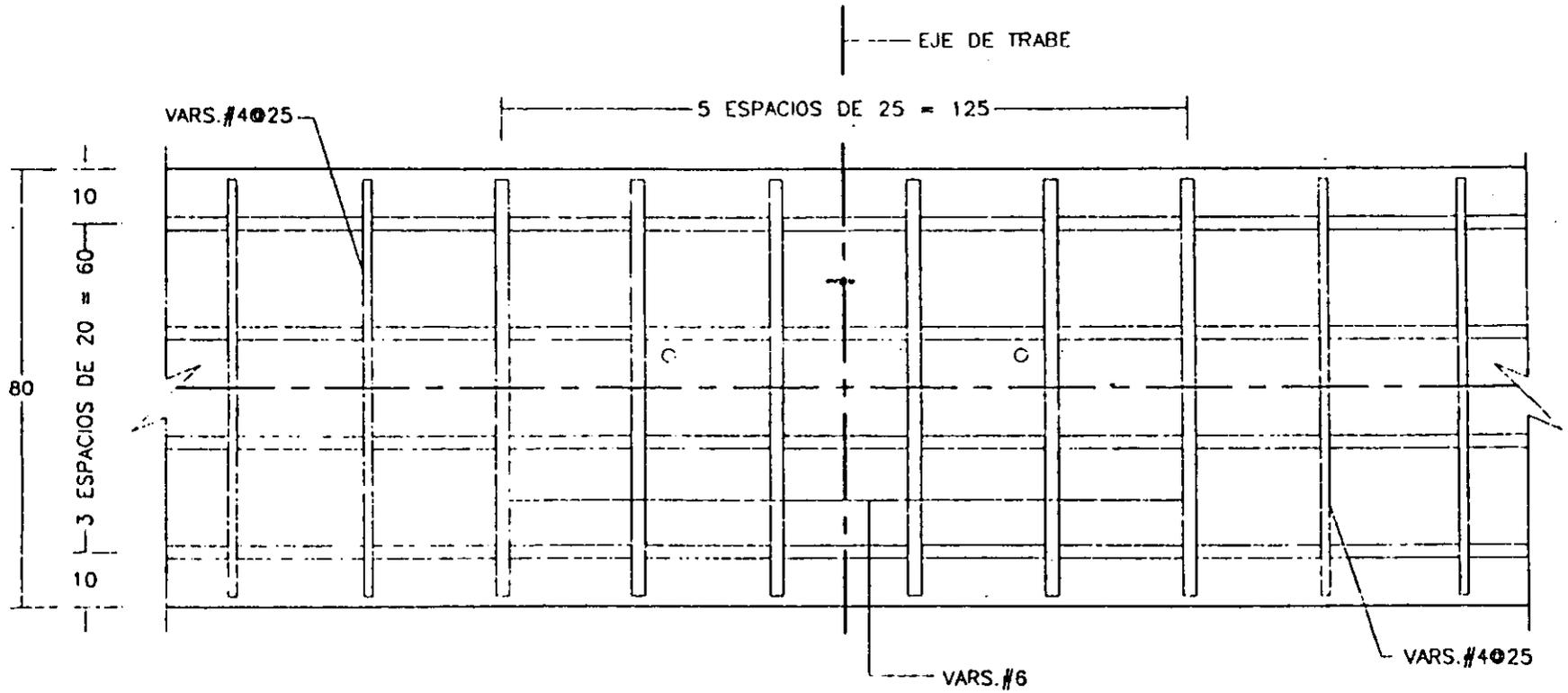
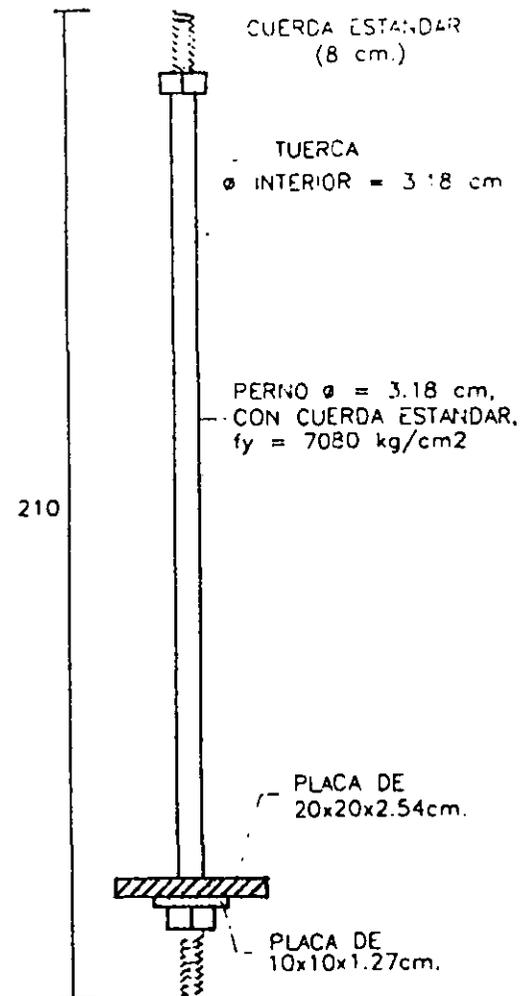


fig. 7.5.C. Detalle de Armado Longitudinal del Muro Estribo.



PERNO

fig. 7.5.D. Perno de Unión.

C A P Í T U L O 8

CONCLUSIONES

8 CONCLUSIONES.

GENERALES.

Creemos que la información sobre puentes vehiculares en México es muy escasa y la poca existente es deficiente, tan solo hay que hojear el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal (R.C.D.F) para percatarse que la información referente a puentes, por lo menos de tipo urbano, es muy poca por no decir inexistente.

En el título sexto (seguridad estructural de las construcciones), capítulo VI (diseño por sismo), art. 212 dice a la letra:

“El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de retención y otras edificaciones que no sean edificios, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas Técnicas Complementarias y, en los aspectos no cubiertos por ellas, se hará de manera congruente con ellas y con este capítulo, previa aprobación del Departamento”.

Posteriormente en las normas técnicas, tanto en las referentes a diseño y construcción de estructuras de concreto, como en las de diseño por sismo, no se encuentra algún criterio o consideración específica para puentes vehiculares.

Las normas para diseño de puentes carreteros de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, es una traducción de los criterios AASTHO, además su contenido es poco explícito y muy confuso.

En general la literatura técnica sobre puentes en nuestro país es poca, la mayoría de los libros de análisis y diseño estructural solo están enfocados a edificios y en los pocos donde se toca el tema se hace de forma muy austera y por demás general. Existen otros libros en los cuales solo se mencionan procesos constructivos y ejemplos de formas estructurales típicos, pero son pocos los que recopilan y exponen de forma clara métodos de análisis especializados específicos o criterios para la determinación de las acciones de diseño sobre puentes, sobre todo de tipo dinámico; y menos es todavía la literatura existente para un diseño estructural de los elementos acorde con el tipo particular de cargas actuantes en el puente.

Por lo que pudimos constatar, durante la conformación de esta tesis, en México este tipo de proyectos se hace a partir de la combinación de manuales de diseño Norte Americanos principalmente, o más que una combinación, podríamos hablar de una complementación de estos mismos, derivada de la especialización de cada uno de ellos, en algunos aspectos específicos y la carencia o poca trascendencia de otros.

En el caso particular del proyecto aquí retomado se nos comentó que por ejemplo la parte correspondiente a la determinación y punto de aplicación de las acciones de diseño, así como los aspectos referentes a esta etapa predominaron los criterios del manual AASTHO, para el análisis sísmico se recurrió al criterio estático contenido en las Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del Departamento del Distrito Federal, mientras que para el dimensionamiento y proporcionamiento del acero tanto de refuerzo como de presfuerzo predominó una combinación el criterio A.C.I. como del AASTHO.

En el caso del criterio sísmico, se adoptó el del R.C.D.D.F. por que los reglamentos Norteamericanos no contienen un criterio sísmico que pueda adecuarse a las características de alta sismicidad existentes en esta parte de la república mexicana.

Como nos hemos dado cuenta no existe en nuestro país un organismo técnico normativo general referente a puentes, y dudamos que seriamente que el Departamento del Distrito Federal tenga la capacidad de servir como órgano calificador de este tipo de proyectos.

Un aspecto sobre el que hay que meditar, es el referente al uso combinado de manuales de análisis y diseño, que si bien no está mal del todo, en el aspecto de aprovechamiento y adecuación en la mayor medida posible a las características de nuestra nación, si implica un serio riesgo en lo que a discrepancias y contradicciones existen entre ellos y que en un momento dado pueden conducir al estructurista a entrar en confusiones y combinaciones inapropiadas derivadas de descuidos y poco criterio utilizados durante el proyecto.

Por todo lo anterior consideramos necesarias medidas encaminadas a crear y fortalecer criterios propios de diseño, no solo en lo que a puentes se refiere, sino en general para estructuras poco comunes con relación a los de edificios, a continuación se proponen algunas alternativas que podrían favorecer la conformación de normas y manuales al respecto.

- 1) Incluir en los planes de estudio de ingeniería civil materias obligatorias sobre este tipo de estructuras.
- 2) Fomentar la investigación al respecto en mayor proporción (tal vez financiadas por empresas que como RIOOBO S.A de C.V. constantemente requieren de este tipo de información).
- 3) Motivar a estudiantes a realizar especializaciones, maestrías y doctorados sobre este tipo de estructuras (podrían darse becas económicas en este tipo de estudiantes), con el fin de lograr una mayor afluencia de estudiantes en esta rama de la Ingeniería Civil.
- 4) Podrían implementarse simposiums y conferencias al respecto.
- 5) Podrían crearse concursos sobre investigaciones de este tipo con incentivos económicos a los ganadores, con el fin específico de aumentar la literatura sobre estos aspectos y en particular sobre puentes.
- 6) Crear una comisión encargada de recopilar toda la información existente al respecto con fines posteriores de crear nuestro propio manual técnico al respecto.

8.1. ESTUDIOS PRELIMINARES.

Este tipo de obra nos permite plantear la integración directa entre zonas, a través de puentes vehiculares como el Eje 5 Poniente - Río Mixcoac de tal manera que coadyuven a la movilidad regional.

Toda obra siempre debe estar justificada con base al diagnóstico obtenido mediante la información en campo, el objetivo de esta justificación fue entender el comportamiento de la zona, problemas, causas y sus probables soluciones, generar una gama de alternativas cuyas soluciones contemplarán la operación del tránsito. Finalmente se analiza de manera crítica, el impacto que estas tendrán y así se obtuvo la mejor opción mediante una evaluación socioeconómica. (Análisis Beneficio - Costo).

Como ingenieros debemos proyectar siempre cual será el pronóstico a futuro y así cubrir todos los problemas que se puedan presentar.

8.2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO.

Este capítulo trata de dar una idea de las acciones que se pueden presentar en la estructura de un Puente como son la carga muerta, viva, etc., ya que es de gran importancia saber desde un principio las cargas y fuerzas que van actuar y por lo tanto considerar las a detalles.

Obtenidas las acciones de diseño éstas nos van a servir para modelar la estructura y obtener sus elementos mecánicos y así poder estructurar el Puente y pretender que permanezca siempre funcional, para cualquier fuerza que se pueda presentar.

8.3 CIMENTACIÓN.

En nuestro país aún no podemos asimilar que es necesario invertir en la etapa correspondiente de estudios preliminares requeridos para un proyecto específico.

Los dueños de dichos proyectos considera un gasto innecesario la inversión requerida para estudios de reconocimiento de los sitios de proyecto, sin darse cuenta que más adelante pueden pagar su incredulidad con gastos económicos elevados derivados del uso forzoso de criterios de diseño conservadores, por la cantidad de incertidumbres existentes, ó con el derrumbe del presupuesto original debido a innumerables modificaciones imprevistas hechas al proyecto inicial, debidas a condiciones desfavorables existentes en el lugar. En casos críticos esta falta de inversión puede pagarse con un funcionamiento insatisfactorio de la estructura o con la falla misma de esta ante condiciones de servicio.

En el caso particular del puente Eje 5 Poniente - Río Mixcoac, la inversión realizada para sondeos de campo y pruebas de laboratorio requeridos para un mejor conocimiento de las características del suelo de cimentación no fue la excepción al comentario hecho en el párrafo anterior, puesto que solo se hicieron ocho sondeos directos, y estos no coincidían ni siquiera con la ubicación de las columnas del puente vehicular, desde nuestro punto de vista, por lo menos se hubiera requerido un sondeo por zapata de columna, lo que sumaría veinte más dos por muro estribo o sea 8 sondeos más, estamos hablando de un total de veintiocho sondeos.

Las pruebas de laboratorio efectuadas fueron también escasas, solo se aplicaron a muestras de los sondeos preliminares antes mencionados. Se nos comentó en la entrevista con RIOOBO S.A de C.V. que por ejemplo el ángulo de fricción interna y el módulo de elasticidad de los estratos encontrados en el lugar fueron obtenidos de gráficas y tablas de literatura sobre mecánica de materiales, cuestión que no consideramos muy apropiada.

El proyecto del puente vehicular en la etapa de excavación, para la construcción de la cimentación se presentaron en gran medida modificaciones al proyecto original, así como obstaculización de la misma excavación por la existencia de boleos rocosos que dificultaron el proceso constructivo e hicieron necesaria la utilización de equipo más sofisticado para la realización de esta tarea, lo que a su vez implicó un aumento en el costo de las perforaciones requeridas para la cimentación, así como retrasos importantes en el programa de obra.

Para terminar este subcapítulo diremos que es necesario invertir en estas fuentes de información, con el objeto de que en nuestro proyecto se presenten el menor número de contratiempos, en favor de la economía y seguridad de este.

8.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Es conveniente hacer una reflexión sobre las incertidumbres implícitas en esta etapa del proyecto estructural, puesto que del tamaño de estas depende la incorrecta o correcta representación en nuestro modelo matemático de la estructura y acciones reales.

Las incertidumbres existentes en esta etapa, son originadas por discrepancias entre las condiciones tomadas para diseño, la determinación de las acciones y las que se presentan en la realidad bajo condiciones de servicio.

Por ejemplo, para la determinación de las acciones de diseño, el principal problema parte del hecho de como deben considerarse la carga viva debida a tránsito de vehiculos y sobre todo, las acciones sísmicas que habrá de soportar el puente, puesto que estas acciones tienen un grado de imprevisibilidad bastante grande (sobre todo la segunda acción mencionada), comparado con el que se tiene para la determinación de las acciones producidas por carga muerta.

En la parte correspondiente a la consideración dentro del análisis de las características de los materiales, como son módulo de elasticidad, módulo de Poison, f_c del concreto y f_y del acero, etc., también existe una serie de incertidumbres, aunque de menor tamaño que las anteriores, también representan un riesgo para la seguridad estructural.

Por último, la parte del proceso que menos riesgo representa en cuanto a lo ya antes mencionado, es si mismo el análisis estructural visto como el conjunto de herramientas matemáticas utilizadas para la idealización del comportamiento de la estructura bajo acciones de diseño. Los programas de computo en la actualidad constituyen una poderosa y efectiva herramienta que proporciona análisis estructurales sumamente detallados y completos.

La reflexión a esta cuestión sobreviene en el siguiente aspecto: de que sirve tener programas de computo para análisis sofisticados y precisos si se tienen tantas incertidumbres en la procedencia y determinación de las acciones de diseño y en las características de los materiales empleados para la construcción de las estructuras. Mas bien la tendencia debería de ser la de implementar criterios de evaluación mas reales de las acciones, sobre todo en cuanto a sismos se refiere, puesto que los criterios establecidos para este fin están sentados sobre bases que generan gran inseguridad estructural en la determinación de su magnitud y sitio de aplicación.

Por todo lo anterior creemos que debe existir un equilibrio entre los dos aspectos antes mencionados, puesto que no tiene sentido alimentar superprogramas de cómputo con datos de dudosa procedencia. Recordemos un viejo dicho muy utilizado en el ámbito de las computadoras "Si las computadoras son alimentadas con basura, el producto arrojado por ellas será basura".

8.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Este capítulo es el objetivo de la tesis ya que el puente vehicular fue hecho por piezas prefabricadas que hoy en día cada vez son más utilizadas en nuestro país por lo que hay que fomentarla más. Por lo que fue una necesidad investigar tanto en campo como en bibliografías todo lo relacionado a este tema pero enfocándonos a piezas para puentes vehiculares y toda la información recaudada tratamos de manejarla tal manera que sea de gran ayuda para tener un panorama general de este tema y no particularizando.

Es importante saber que los prefabricados es un método avanzado y actual que debemos usar, ya que ofrece la posibilidad de desarrollar y simplificar la construcción. Un punto básico que hay que considerar es la comparación y ventajas que ofrece los elementos prefabricados respecto con los elementos monolíticos.

Todos los criterios y especificaciones que se mencionaron tanto en presforzados como reforzados en cuestión de su estructuración como sus elementos mecánicos es de gran importancia considerar las condiciones mínimas que deben cumplir en un puente.

Toda planta de elementos debe de haber como mínimo suministro de concreto y distribución de moldes, Almacenamiento de torones, mesas, medios para aplicar el presfuerzo, etc., mencionados con más detalle en el capítulo.

Así mismo al usar elementos prefabricados debemos saber que es de gran ayuda el pretensado que es una mejor manera de emplear menos material y de disminuir el peso muerto y abarcar grandes claros. Es importante tener presente cual es la secuencia típica del proceso constructivo de los elementos prefabricados así como consideraciones y recomendaciones que se deben tener en cuenta y un punto importante que son las medidas de seguridad.

8.6. TRANSPORTE Y MONTAJE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Este tema lo tocamos en la tesis por que es de gran importancia saber que después de que se fabrico el elemento estructural en una planta permanente sus siguientes etapas son el transporte y montaje. Por lo cual para poder realizar cualquier maniobra de izaje y de transporte del elemento es muy importante saber que tipo de herramienta y equipo existe y con cual podemos contar, ya que por medio de esta tenemos que elegir cual es la conveniente para la situación de maniobra que se puede presentar.

En el transporte como en el montaje es importante que las piezas no deban estar sometidas a fuerzas mayores que las previstas en los cálculos estructurales por lo tanto se tiene que analizar en gabinete y ver cual sería la distribución de fuerzas que puedan darse por los efectos dinámicos producidos por las sacudidas ya que si no las piezas pudiesen llagar desde una simple despostilladura hasta la ruptura.

8.7 ENSAMBLE.

Es indispensable para un buen comportamiento de la estructura que los apoyos y juntas constructivas, realmente funcionen tal y como fueron diseñadas. Para lograr esto es necesario hacer uso adecuado de los instrumentos de control de obra correspondientes, como son procesos constructivos adecuados para lograr en buena medida las condiciones de apoyo proyectadas, además de una supervisión minuciosa y responsable de los detalles constructivos requeridos en dichos puntos de unión.

De las condiciones de apoyo depende en buena parte el funcionamiento estructural esperado, en cuanto a resistencia y deformaciones se refiere. Otro aspecto que hay que cuidar es el correspondiente al de la rigidez relativa que tiene un elemento estructural respecto a otro, porque en función de esto se pueden desechar las idealizaciones poco prácticas sobre condiciones de apoyo extremas y adoptar el uso de condiciones representadas por resortes cuya constante de proporcionalidad sería la rigidez de cada elemento.

BIBLIOGRAFÍAS
FUENTES Y REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA

Avelino F.Samartín Quiroga. Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón.
Madrid España 1983. Editorial Rueda.

Jaques Mathivot. Construcción de Puentes de Concreto por Voladizos Sucesivos.
Barcelona 1980. Editores Técnicos Asociados S.A.

Hans Wittfoht. Puentes.
Barcelona. Editorial G.Gili.

Norbey Khachaturian. Concreto Presforzado.
México D.F. Editorial Diana. 1981.

Lasló Mokka. Construcción con Materiales Prefabricados de Hormigón Armado.
Editorial Urmo, S.A. de Ediciones.

Walter R ohm. La Prefabricación.
Barcelona. Editorial Blume Milenesado.

Ben C.Gerwick, Jr. Construcción de Estructuras de Concreto Presforzado.
México D.F. Editorial Limusa S.A de C.V. 1990.

Roberto Meli. Diseño Estructural.
México D.F. Editorial Limusa S.A de C.V. 1990.

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez. Mécanica de Suelos.
México 1979. Editorial Limusa Tomo I y II.

David A. Day. Maquinaria para Construcción.
México 1985. Editorial limusa.

Juan de Cusa. Maquinaria para la Construcción y Obras Públicas.
Barcelona España, 1976. Editorial CEAC S.A.

William G.Rapp. Montaje de Estructuras de Acero en la Construcción de Edificios.
México 1978. Editorial Limusa.

FUENTES Y REFERENCIAS.

Estudio de Mecánica de Suelos.

Puente Eje 5 Poniente – Río Mixcoac.
RIOBBO S.A. de C.V.

Justificación de Implantación.

Puente Eje 5 Poniente – Río Mixcoac.
RIOBBO S.A. de C.V.

Manual de Exploración Geotecnia Secretaría General de obras del Departamento del Distrito Federal.
México D.F. 1988.

Reglamento de Construcción para el D.F.

México D.F. Editorial Trillas. 1994

Catálogo de Especificaciones “El Cable de Acero”. Camesa, S.A. México, D.F.

Especificaciones “Cables Pantera”. Aceros Nacionales, S.A. México, D.F.

Revista “Estrobos”. Camesa, S.A. México, D.F.

S.C.T. La Construcción de Puentes de México.

México D.F a 30 de Enero de 1985.

S.C.T. Manual Técnico para el Diseño de Puentes Carreteros.
Tomo II

Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto.

México, D.F. 1986. Serie IMCYC. No. 11