

34
29.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"PROYECTO DEL PUENTE LAS VARAS PARA
LIBRAR EL ARROYO DEL MISMO NOMBRE EN LA
CARRETERA ESTATAL LAS VARAS-ZACUALPAN,
NAYARIT"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ADRIAN DAVID GARCIA SOTO



DIRECTOR DE TESIS:
M. EN I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

MEXICO, D. F.

263968
1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-113/97

Señor

ADRIAN DAVID GARCIA SOTO

Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M. I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"PROYECTO DEL PUENTE LAS VARAS PARA LIBRAR EL ARROYO DEL MISMO NOMBRE EN LA CARRETERA ESTATAL LAS VARAS ZACUALPAN, NAYARIT"

- I. INTRODUCCION
- II. ESTUDIOS PRELIMINARES
- III. ESTUDIOS DE GABINETE
- IV. ELECCION DEL TIPO
- PROYECTO DETALLADO
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted 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

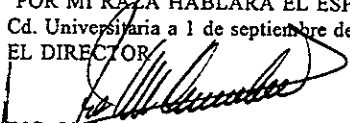
Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 1 de septiembre de 1997.

EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP*lmf

A MIS PADRES :

Alfredo Adrián García Muciño

María Guadalupe Soto Murillo

con cariño y admiración

A MIS HERMANOS :

Jazmín

Ademir

Alfredo

Azhalea

Omar

con respeto y cariño.

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento al
M.I. Cladio C. Merrifield Castro por
su confianza y paciencia.

Al Ing. Aldredo Adrián García
Muciño, cuya asesoría fue
determinante para realizar este
trabajo.

A Feli por su ayuda incondicional y
de suma trascendencia para la
conclusión de este trabajo.

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
 CAPITULO I	
 ESTUDIOS PRELIMINARES	
I.1 Generalidades	8
I.2 Estudios de cimentación	8
I.3 Estudios hidráulicos	11
I.4 Informe de campo (datos de tránsito, de construcción, datos topográficos)	16
 CAPÍTULO II	
 ESTUDIOS DE GABINETE	
II.1 Alcances	21
II.2 Anteproyecto No. 1	21
II.2.1 Antepresupuesto	23
II.3 Anteproyecto No.	25
II.3.1 Antepresupuesto	26
 CAPÍTULO III	
 ELECCIÓN DE TIPO	29
 CAPÍTULO IV	
IV.1 Superestructura	33
IV.1.1 Datos de proyecto	33

	Pág.	
IV.1.2	Análisis de trabes preesforzadas	37
IV.1.3	Diseño de la losa	65
IV.1.4	Cálculo de los apoyos	69
IV.2	Subestructura	71
IV.2.1	Dimensiones propuestas	71
IV.2.2	Análisis de cargas	71
IV.2.3	Cálculo de cargas para las combinaciones (grupos) .	73
IV.2.4	Cargas en marcos	77
IV.2.5	Análisis estructural de marcos (SAP 90)	80
IV.2.6	Diseño estructural	102
	IV.2.6.1 Diseño del cabezal	102
	IV.2.6.2 Diseño de la columna-pila	106
	IV.2.6.3 Diseño del caballete	108
	IV.2.6.4 Diseño del diafragma	112
	IV.2.6.5 Diseño de orejas de caballetes	115
CONCLUSIONES		127
BIBLIOGRAFÍA		129
APÉNDICES		
	Apéndice A	130
	Apéndice B	131

INTRODUCCIÓN

1.1 PUENTES LIBREMENTE APOYADOS

La gran mayoría de los puentes que se construyen en nuestro país están constituidos por tramos de vigas simplemente apoyadas, pudiendo estas vigas ser prefabricadas o coladas en el sitio. La razón de esta preponderancia se explica por la facilidad de construcción que estos elementos implican, esta facilidad está definida porque se pueden tener unidades de obras terminadas rápidamente, con la posibilidad del empleo repetido de la cimbra y obra falsa, y con la opción de abrir simultáneamente varios frentes de construcción. A estas ventajas se suman las de carácter estructural: la viga libremente apoyada es estáticamente determinada y de gran facilidad de análisis. Además, cuando existen hundimientos diferenciales en la cimentación como consecuencia de la escasa resistencia de los mantos de apoyo, los hundimientos no producen solicitaciones mecánicas adicionales en la superestructura a la cual puede, mediante gatos hidráulicos, renivelarse y colocarse otra vez en su posición adecuada.

Sin embargo, las vigas libremente apoyadas presentan desventajas de tipo estructural comparadas con las vigas continuas. Los momentos flexionantes son, para claros iguales, mayores en los tramos libres.

En el caso particular de los puentes, los mayores momentos pueden requerir de peraltes mayores, lo que obligará a elevar la rasante o disminuir el espacio libre, lo que representa mayores costos totales de la obra o más problemas de la operación. Aunque esta desventaja es importante la escasa reserva de resistencia que las vigas libremente apoyadas poseen.

En ellas el colapso es inmediato en el instante en que se agota la resistencia de la sección de momento máximo negativo y por lo que se refiere a la acción de las fuerzas horizontales, como las producidas por el sismo y el viento, en las vigas libremente apoyadas, cada tramo debe ser capaz por sí mismo de resistir las fuerzas laterales que a él se aplican.

Falta señalar una de las desventajas más importantes de las vigas libremente apoyadas, el de las juntas de dilatación. Los tramos sucesivos deben quedar separados por holguras que permitan la expansión y contracción, de la estructura por el efecto de los cambios de temperatura: pero a la vez estas holguras deben sellarse con un material que no permita el paso del agua a la zona de apoyos y que absorba los movimientos de expansión y contracción.

Se han hecho muchas investigaciones en diversos países para encontrar el material ideal: los polímeros y el poliestireno parecen ser la mejor solución, aunque limitados por su corta durabilidad y su alto costo. Como las juntas representan una discontinuidad en la superficie de rodamiento, frecuentemente ésta se ve sujeta al golpe de las llantas de los vehículos, ya que no es posible lograr un alineamiento perfecto entre uno y otro lado de la junta, a estos daños se suman los causados por el agua, la tierra y la basura que se infiltra y acumula sobre ella. Lo anterior obliga a la necesidad de efectuar en los tramos con vigas libremente apoyadas, frecuentes trabajos de mantenimiento para reparar o sustituir las juntas. Este problema se reduce considerablemente en los puentes de tramos continuos, en los que

se suprimen las juntas sobre las pilas y únicamente se conservan sobre los estribos.

1.2 PUENTES CONTINUOS

Los tramos continuos, estáticamente, indeterminados, presentan una mayor reserva de resistencia. Las secciones de máximo momento son frecuentemente las que se encuentran sobre los apoyos; ante cargas verticales crecientes, las fallas de estas secciones no producen la falla inmediata de la estructura, ya que ésta posee una capacidad de carga adicional trabajando como una viga libre entre las articulaciones definidas por las secciones falladas.

El trabajo ante cargas horizontales es mejor también en las vigas contínuas, sobre todo cuando la continuidad se extiende a las columnas y la estructura forma marcos rígidos. En estas condiciones las cargas laterales se distribuyen entre todos los elementos verticales en función de su rigidez. En las columnas, los momentos que se generan son menores en el caso de continuidad porque se flexionan en doble curvatura. La capacidad a carga axial de estas columnas es también mayor, porque la longitud de pandeo se reduce por la restricción en la parte superior de la viga que da la continuidad.

Todas las ventajas anteriores de las vigas contínuas quedan opacadas por la dificultad constructiva que implica la necesidad de colarlas por etapas, disponiendo juntas de colado en las que el acero de refuerzo longitudinal

sobresale con barbas que permiten anclarlo con las varillas del colado posterior. La construcción no puede tomar ya cualquier orden, ya que queda supeditada a la secuencia original adoptada.

Los tramos continuos tienen una mejor adaptabilidad a las condiciones geométricas especiales que pueden presentarse en un puente. En puentes curvos la mayor resistencia a la torsión de los tramos continuos los hace más apropiados que los tramos libres. Pueden emplearse superestructuras con vigas curvas que dan un mejor aspecto estético.

1.3 PUENTES TIPO GERBER

Son puentes construidos con un sistema combinado a base de tramos simples y prolongaciones en voladizo a ambos lados, a continuación se colocan tramos suspendidos que se apoyarán en los voladizos.

Este tipo de puente combina las ventajas de los puentes libremente apoyados y las de los continuos, ya que los momentos que se desarrollan son menores que en los tramos libres y conservan la propiedad de ser estáticamente determinados. Por otro lado, la inconveniencia de las juntas de dilatación también está presente en estos puentes; otra desventaja es que el análisis de las ménsulas de los voladizos implica el empleo de métodos complejos, mientras que actualmente se analizan con procedimientos simplificados que acarrearán incertidumbre en cuanto a la distribución de los esfuerzos en esta zona, esto se refleja en el diseño

porque muchas veces deja zonas escasas de refuerzos en perjuicio de la estructura. Por los problemas ya descritos, se recomienda la construcción de los puentes Gerber, sólo en casos especiales.

1.4 COMPARACIÓN DE TRABES PREFABRICADAS Y TRABES COLADAS EN EL LUGAR

El uso de los elementos prefabricados surge como una respuesta a los problemas de tipo económico, de calidad y de tiempo, debido a que en este sistema el uso de los materiales se hace en forma racional y eficiente, permitiendo reducir sus cantidades, controlar su calidad y agilizar el ritmo de construcción, ahorrando tiempo y dinero.

Cuando se trata de trabes para puente, su uso se determina por las características ya descritas, además de la accesibilidad a la zona de construcción, la ventaja de no emplear cimbras, la simultaneidad de varios frentes de construcción, la facilidad y rapidez de montaje, etc.

Se opta por colar las trabes en el lugar, cuando el acceso al lugar de la obra es difícil y no se pueden transportar elementos prefabricados, cuando el uso de cimbras y moldes de hace a alturas moderadas sin el requerimiento de un complicado de apoyo para la cimbra, cuando se tiene libertad en el tiempo de ejecución, etc. Además de todo lo anterior, no se requiere de mano de obra especializada y el control de la calidad es menor que en los prefabricados.

1.2.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Número, tipo y profundidad de sondeos: Tres sondeos de tipo penetración estándar, con los siguiente datos: El sondeo S-1 a 6.5 m der. de est. 5+152, El sondeo S-2 a 8 m der. de est. 5+172 y El sondeo S-3 a 8m der. de est. 5+192, con profundidades de 29.18, 27.24 y 29.15 m respectivamente.

Tipo de muestras:

Alteradas Representativas.

Profundidad del nivel freático: A 2.40, 0.40 y 0.95 m de profundidad, en S-1, S-2 y S-3 respectivamente

1.2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS

Otras: Clasificación de campo.

1.2.4 ESTRATIGRAFÍA Y TIPO DE FORMACIÓN

En el sitio de cruce se tienen estratos de suelo areno-arcilloso, arenas francas, estratos de arcilla y uno de arena limosa intercalados; los estratos de arena arcillosa y arenas francas son de color gris y café, de compacidad suelta a compactas, contienen gravas aisladas; el estrato de arena limosa es café claro y de no poco compacta a compacta y los estratos de arcilla son gris, de alta compresibilidad y consistencia poco firme a dura, los espesores de ellos y los detalles estratigráficos, se indican en el perfil de suelos anexo.

Otros datos y observaciones: El estudio topohidráulico propone se construya un puente de 80 m de longitud, entre las estaciones 5+140 y 5+220.

1.2.5 CÁLCULOS

Otros cálculos: Socavación del orden de 4 m para un gasto de 650 m³/seg. y velocidad de 3.5 m/seg.

1.2.6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta las características estratigráficas y las condiciones hidráulicas del sitio, a continuación se indican las siguientes recomendaciones de cimentación para el puente que sustituirá al Vado existente, con dos opciones:

PRIMERA OPCIÓN

- 1.- Cimentación poco profunda a base de pilas de concreto armado, de 1.2 m de diámetro, coladas en el sitio.
- 2.- La profundidad de desplante será a 8 m bajo el fondo del cauce, en la elevación 9.0 m, para apoyos que se alojen desde la estación 5+140 a la 5+180 y a 7 m bajo el fondo del cauce elevación 10.0 m, para apoyos que se alojen de la estación 5+180 en adelante.
- 3.- La capacidad de carga admisible del terreno, se puede considerar de 200 ton/pila, para el tramo comprendido entre las estaciones 5+140 y 5+180 y de 150 ton/pila para el tramo adelante de la estación 5+100.
- 4.- Las excavaciones que se realicen para alojar los elementos de cimentación, deberán estabilizarse con ademe metálico o lodo bentonítico.
- 5.- La separación mínima entre pilas deberá ser 3 veces su diámetro, medida centro a centro.

SEGUNDA OPCIÓN

- 1.- Cimentación profunda a base de cilindros de concreto armado de 4.5 m de diámetro, construidos por el procedimiento de pozo indio.
- 2.- El desplante y la capacidad de carga admisible del terreno para estos elementos de cimentación, se indican a continuación.

Elevación (m)	Profundidad (m) A partir del fondo de cauce	Q (ton/m ²)
8.0	9.0	130
-6.0	23.0	200

Esta segunda opción es aplicable para un puente con claros de gran longitud.

I.3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

CRUCE : VADO "LAS VARAS" SOBRE EL RÍO VIEJO
CAMINO : LAS VARAS - ZACUALPAN
TRAMO: : LAS VARAS - ZACUALPAN
KM : 5-172
ORIGEN : LAS VARAS, NAY.

En dicho estudio se proporcionan las recomendaciones para el funcionamiento hidráulico de la estructura que será construida en ese cruce, en resumen, las recomendaciones principales son las siguientes:

Gasto de diseño : 650 m³/3
Longitud de puente : 70 m

CRUCE : VADO "LAS VARAS" SOBRE EL RÍO VIEJO
CAMINO : LAS VARAS - ZACUALPAN
TRAMO : LAS VARAS - ZACUALPAN
KM : 5+142
ORIGEN : LAS VARAS, NAY.

1.3.1 ANTECEDENTES

Este río nace aproximadamente a 30 km aguas arriba del sitio del cruce y desemboca en el Océano Pacífico a 6 km aguas abajo, sin influir ello hidráulicamente en la zona de estudio, a 400 m aguas arriba del cruce se tiene la confluencia de 3 corrientes de la cuenca que son el arroyo "pajaritos", el río "La Tigrera" y el río "Viejo o Chila", mismos que drenan respectivamente, cuencas de 5.95 y 128 km², por lo que el área total de la cuenca que contribuye con el escurrimiento hasta el cruce es de 226 km² (ver croquis anexo). El período de lluvias en la región comprende los meses de mayo a octubre; los cuerpos flotantes que arrastra la corriente durante las avenidas están formados por ramazón, basura y árboles hasta de 15 m de longitud; el camino forma un esviaje de 13° 30' derecha con la dirección de la corriente.

La geología superficial que se observa en ambas márgenes consiste en limo poco arenoso, mientras que en el fondo del cauce se tiene arena limosa, grava y boleos hasta de 20 cm de diámetro. Actualmente, en el sitio de

cruce se localiza un puente vado con una longitud de 70 m; en su parte central existen 5 claros de 5 m cada uno y una altura promedio de 2.0 m; en avenidas extraordinarias el agua lo rebasa con cargas de hasta 1.50 m, interrumpiéndose el tránsito de vehículos hasta durante 2 días en una o más ocasiones todos los años. Por ello, se pretende construir un puente que permita el paso de vehículos en toda época del año.

1.3.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio hidrológico se realizó tomando como base los registros de lluvia de la estación "Tepic" con 18 años de observación, ubicada a 40 km del sitio en estudio; con estos datos se aplicó el método de Ven Te chow, habiéndose obtenido un gasto de 930 m³/s asociado a un período de retorno de 50 años.

Al consultar las "Curvas Envolventes de Gastos Máximos y Probables de la República Mexicana" elaboradas por la SARH, se obtuvo que para la región hidrológica es cuestión, que es la No. 13, el gasto asociado a un período de retorno de 50 años es de 760 m³/s. Se consideró la posibilidad de realizar un estudio hidráulico a cada una de las 3 corrientes mencionadas arriba; este estudio sólo era posible hacerlo a más de 6 km aguas arriba del cruce, ya que a menor distancia o hacia aguas abajo no se podía ubicar ninguna sección que permitiera aplicar con propiedad el método de Manning. Sin embargo, tomando en cuenta que en esa zona de aguas arriba no existe información confiable en cuanto a niveles máximos alcanzados por el agua, y que en su trayectoria hacia el cruce los caudales sufren importantes

regularizaciones por las zonas de planicie existentes, y aún más, que es prácticamente imposible aplicar el principio de superposición de gastos máximos por desconocerse los hidrogramas de las corrientes, se desistió de realizar el estudio hidráulico.

A 5 km aguas arriba del cruce, el camino Las Varas - Tepic cruza el "Río Tigrera" por medio de un puente de un solo claro de 26 m de longitud, y una altura libre de 6.5 m, el cual ha llegado a trabajar con un tirante de hasta 4 m durante los 15 años que lleva de servicio. Se estimó con esta información un gasto máximo de 400 m³/s, en este puente.

Gasto hidrológico 650 m³/s

Método empleado para su obtención: ESTIMADO EN EL CRUCE

El nivel de aguas máximas extraordinarias obtenido en el sitio de cruce que nos ocupa se considera fidedigno por haber sido señalado por usuarios del camino y vecinos de la zona; sin embargo, la elevación del agua en este sitio está afectada por el estrechamiento de la obra construida, que fácilmente puede taponearse con los arrastres de la corriente. Ahora bien, si se considera que la obstrucción se limitará con la nueva obra y considerando la misma elevación actual de la superficie del agua que corresponde a la cota 26.87 m, despreciando la sobreelevación por el estrechamiento, y con una velocidad máxima estimada en el cauce principal del río de 3.5 m/s y 1.5 m/s en las zonas de inundación el gasto que se obtiene es de 650 m³/s que corresponde a una frecuencia del orden de los 40 años.

1.3.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se propone adoptar como gasto de diseño el de $650 \text{ m}^3/\text{s}$. Para drenarlo se recomienda construir un puente de 70 m de longitud ubicado entre las estaciones 5+140 km y 5+220; el espacio libre vertical deberá ser 1.5 m, medido del NAME actual hasta la parte más baja de la superestructura. En dicho espacio se está considerando la sobreelevación de la superficie del agua, que será de 20 cm.

La recomendación anterior implica la necesidad de elevar la rasante del camino actual en los accesos del puente, ya que éste deberá tener en el lecho bajo de la superestructura una elevación de por lo menos 22.50 m.

I.4 INFORME DE CAMPO PARA PROYECTO DE PUENTES Y VIADUCTOS

1.4.1 DATOS DE LOCALIZACIÓN

Puente : RÍO VIEJO (CHILA) Sobre : EL RÍO VIEJO
Obra vial : LAS VARAS - ZACUALPAN
Tramo : LAS VARAS - ZACUALPAN
Estación : 4+172.00 Origen : LAS VARAS, NAY.
Esviajamiento : 130° 30' DERECHA

Elevación y descripción de nivel BN S/GRAPAS EN RAÍZ DE GUAMUCHIL
A 20.00 m IZQUIERDA DE ESTACIÓN 5-230.20 ELEVACIÓN PROMEDIO
ARBITRARIA -20.00 m.

1.4.2 DATOS HIDRÁULICOS

Nivel de aguas máximas extraordinarias : 20.87 m
Velocidad superficial en el cruce : NO SE MIDIÓ
Nivel de aguas al medir la velocidad superficial : NO SE MIDIÓ

Acompáñanse hojas de CÁLCULOS HIDRÁULICOS. Los tramos en que se midan secciones, pendientes y velocidades del agua deben ser lo más uniformes que sea posible en alineamiento y pendiente.

Si el río desemboca en máximas avenidas, indicar el ancho aproximado de las llanuras de inundación en:

Margen derecha : 500.00 m

Margen izquierda : 8000.00 m

Fecha de la crecida máxima que se estudia:

AGOSTO DE 1983.

Frecuencia y duración de las crecidas máximas extraordinarias:

30 a 40 años

Meses del año en que se efectúan :

MAYO A OCTUBRE

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre y cuerpos flotantes :

ÁRBOLES HASTA 15 m DE LONGITUD

¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencia a divagar?:

ESTABLE

1.4.3 DATOS HIDROLÓGICOS

Área de la cuenca :

228 km²

Fuente de información del dato anterior :

CARTAS DETENAL ESC.
L:50,000

Gasto Hidrológico :

650 m³/s

Método empleado para su obtención :

ESTIMADO EN EL CRUCE

1.4.4 DATOS DE CIMENTACIÓN

Descripción de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce: EN EL CAUCE LIMO POCO ARENOSO MÁRGENES ARENA LIMOSA GRAVA Y BOLEOS HASTA DE 20 DE DIÁMETRO.

1.4.5 DATOS DE CONSTRUCCIÓN

Dense para cada uno de los siguientes materiales y mano de obra, los datos solicitados:

MATERIAL	CALIDAD O MARCA	LUGAR DE ABASTECIMIENTO	DISTANCIA Y CONDICIONES DE ACARREO	COSTO PROBABLE DEL MATERIAL
Cemento :		PTO. VALLARTA ANAHUAC	A 150 Kms.	
Cal :		HIDRA DE PTO. VALLARTA	A 150 Kms.	
Arena de banco u obtenida de piedra quebrada :		EN EL RÍO JAZMINES	A 10 Kms.	
Piedra para mampostería de pepena o de banco :		EN EL RÍO JAZMINES	A 10 Kms.	
Agua potable y para concreto :		EN EL CRUCE		
Madera de primera :		EN PTO. VALLARTA, JAL.	A 150 Kms.	
Madera de segunda :		EN PTO. VALLARTA, JAL.	A 150 Kms.	
Madera rolliza :		EN PTO. VALLARTA, JAL.	A 150 Kms.	
Acero estructural :		EN PTO. VALLARTA, JAL.	A 150 Kms.	
Acero de refuerzo :		EN PTO. VALLARTA, JAL.	A 150 Kms.	

1.4.6 DATOS DE TRÁNSITO

Ancho de la corona a la entrada y salida del puente :	10.00 m
Ancho de la carpeta asfáltica, del pavimento o del balastro :	7.50 m
Ancho propuesto para la calzada del puente :	7.50 m
Número de banquetas y ancho libre propuesto si se prevé tránsito de peatones en el puente :	2 banquetas
Tipo de carga viva :	HS-20

1.4.7 DATOS DE LOCALIZACIÓN

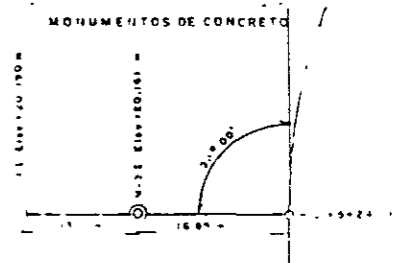
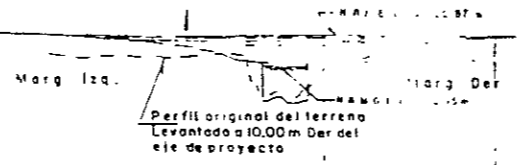
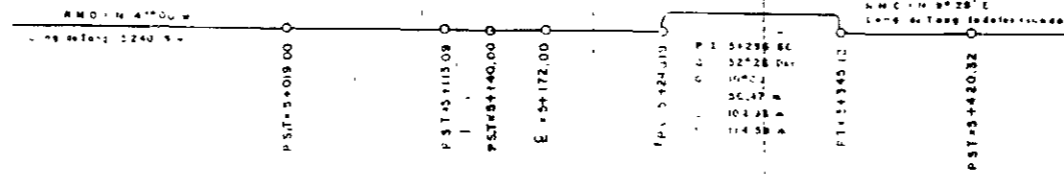
Puente :	RÍO VIEJO (CHILA)	Sobre :	EL RÍO VIEJO
Obra vial :	LAS VARAS - ZACUALPAN		
Tramo :	LAS VARAS - ZACUALPAN		
Estación :	5+172.00	Origen :	LAS VARAS, NAY.

Esviajamiento : 13° 30' DERECHA

Elevación y descripción del banco de nivel : BN S/GRAPAS EN RAÍZ DE GUAMUCHIL A 20.00 m IZQUIERDA DE ESTACIÓN PROMEDIO ARBITRARIA -20.00 m.

A Las Varas, Nay

A Zacualpan, Nay





ESC. { Ver. 1: 2000
Hor. 1: 200

Perfil de la S/B. Entrada al Guano con un a 10.00 m. lq. de Ent 5+238.84. Filo Izq. = 20.00 m.

AREA DE DE DISEÑO	JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE CAMPO	JEFE DEL DEPARTAMENTO DE MECANICA E HIDRAULICA
ING. GABRIEL MORALES	Ing. Alberto C. Estrada C.	Ing. A. L. M. Soto B.
PROYECTO Las Varas - Zacualpan Km. 17.2 Las Varas, Nay		

ESTACION	ELEVACION ORIGINAL	ELEVACION PROYECTADA
0+00	21.14	30.84
1+00	21.33	20.75
2+00	21.04	20.70
3+00	21.07	20.38
4+00	21.11	20.46
5+00	21.11	20.25
6+00	21.11	19.84
7+00	21.11	19.34
8+00	21.11	19.31
9+00	21.11	19.35
10+00	21.11	19.34
11+00	21.11	20.10
12+00	21.11	20.14
13+00	21.11	20.27
14+00	21.11	20.31
15+00	21.11	20.26
16+00	21.11	20.19
17+00	21.11	20.14
18+00	21.11	20.14
19+00	21.11	20.22
20+00	21.11	20.27
21+00	21.11	20.27
22+00	21.11	20.26
23+00	21.11	20.26
24+00	21.11	20.26
25+00	21.11	20.26
26+00	21.11	20.26
27+00	21.11	20.26
28+00	21.11	20.26
29+00	21.11	20.26
30+00	21.11	20.26
31+00	21.11	20.26
32+00	21.11	20.26
33+00	21.11	20.26
34+00	21.11	20.26
35+00	21.11	20.26
36+00	21.11	20.26
37+00	21.11	20.26
38+00	21.11	20.26
39+00	21.11	20.26
40+00	21.11	20.26
41+00	21.11	20.26
42+00	21.11	20.26
43+00	21.11	20.26
44+00	21.11	20.26
45+00	21.11	20.26
46+00	21.11	20.26
47+00	21.11	20.26
48+00	21.11	20.26
49+00	21.11	20.26
50+00	21.11	20.26

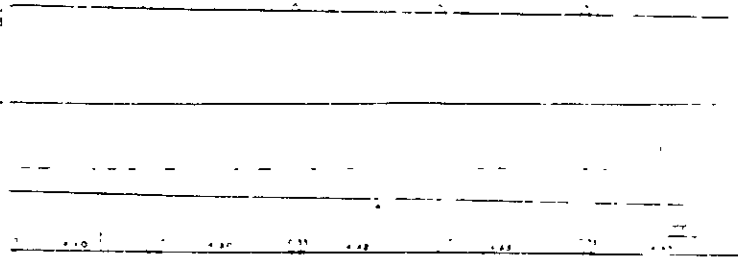
PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
PROYECTO DE CARRETERA

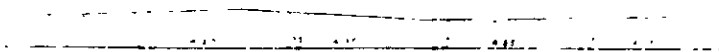
PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
PROYECTO DE CARRETERA
2000 PROYECTOS
DISEÑADO POR
INGENIERO GABRIEL MORALES

PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
PROYECTO DE CARRETERA
2000 PROYECTOS
DISEÑADO POR
INGENIERO GABRIEL MORALES

PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
PROYECTO DE CARRETERA
2000 PROYECTOS
DISEÑADO POR
INGENIERO GABRIEL MORALES

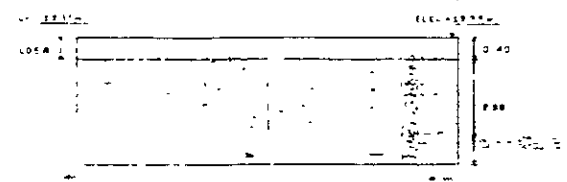


LAZ VANGS VRS 11/16





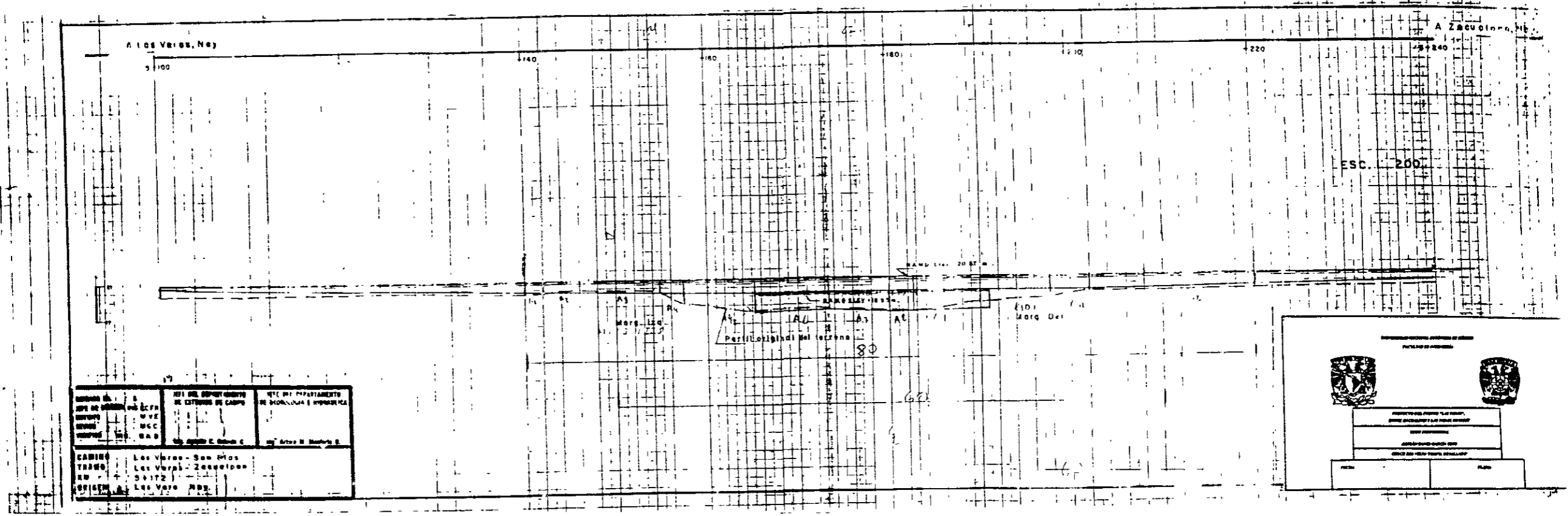
LAZ VANGS VRS 11/16

ESC. 1 100





D. AVE. MEC. CAS.	REP. DEL DEPARTAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE MEXICO	REP. DEL DEPARTAMENTO DE VERACRUZAN DE MEXICO
	Ing. Agustin C. Gomez S.	Ing. Armas B. Sandoval S.
1. Varas - San Blas 2. Varas - Zucuaucan		

 	
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	



CARRERA No. 5 DIRECCION DE OBRAS P. U. B. DIVISION DE OBRAS P. U. B. SECCION DE OBRAS P. U. B.	OFICINA DEL INGENIERO EN JEFE DE ESTUDIOS DE CAMPO DE OBRAS P. U. B.	OFICINA DEL INGENIERO EN JEFE DE ESTUDIOS DE CAMPO DE OBRAS P. U. B.
CAMINO: Los Verdes - San Blas TRAMO: Los Verdes - Zacuolpan KM: 5+172 ORIGEN: A. Los Verdes, N.B.	Ing. Juan E. Gomez C.	Ing. Arturo B. Martinez B.

INSTITUCION NACIONAL DE ESTUDIOS Y INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
 COMISIÓN NACIONAL DE VALUACIONES

INSTITUCION NACIONAL DE ESTUDIOS Y INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
 COMISIÓN NACIONAL DE VALUACIONES
 DIRECCION GENERAL DE VALUACIONES
 DIRECCION DE VALUACIONES DE BIENES RAIZ

LAS VEGAS, NAV.

ZACUALPAN, NAV.

5+120 5+100 5+200 5+150 5+175 5+100 5+100 5+200 5+200 5+200 5+220

BARRO

5+100

5+200

5+150

5+175

5+100

5+200

5+200

5+200

5+220

A 2.00 m. del eje de la carretera
Elev. Prom. 16.70 m.

A 2.00 m. del eje de la carretera
Elev. Prom. 17.00 m.

A 2.00 m. del eje de la carretera
Elev. Prom. 16.20 m.

HABERES SUJETOS

AREA PARA OBRAS DE CONSTRUCCION
DE BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA PARA OBRAS DE CONSTRUCCION
DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

AREA DE CONSTRUCCION DE
BARRIO DE CASAS Y COMERCIO

COMERCIO

NOTA:
E.S. en cualquier caso se debe observar a 2.00 m.
de las obras de la carretera.
Elev. Prom. 16.70 m.
Elev. Prom. 17.00 m.
Elev. Prom. 16.20 m.

PERFIL DE SECCION
VIA LAS VEGAS

CANDE L. M. BARRA ZACUALPAN
TRAB. L. M. BARRA ZACUALPAN
C.V. S. A. I.P.C.
ORIGEN LAS VEGAS, NAV.

II.1 ALCANCES

En este capítulo se definen alternativas de dimensionamiento de la estructura. Este dimensionamiento se debe basar en los estudios de campo realizados, así como en el criterio, interés y experiencia del ingeniero proyectista, con la finalidad de encontrar soluciones satisfactorias tanto técnicas como económicas. Otras condiciones que deben tomarse en cuenta son: funcionalidad, resistencia, durabilidad y estética.

El estudio se realizó sobre 2 anteproyectos producto de las 2 alternativas que se consideran factibles según los estudios de campo.

II.2 ANTEPROYECTO No. 1

- **Superestructura:** Formada por 3 tramos libremente apoyados de losa de concreto reforzado, sobre cinco traveses prefabricadas de concreto preesforzado, de 22.5 m de claro cada uno, ancho total = 10.00 m, ancho de calzada = 7.50 m y ancho de banqueta = 1.25 m, para una carga viva HS-20 en dos bandas de tránsito.
- **Subestructura:** Formada por 2 caballetes extremos y dos pilas oblongas, desplantados sobre cilindros siendo todo el sistema de concreto reforzado.

- Localización de los apoyos:

Caballete N° 1	Est. 5 + 144.46
Pila N° 2	Est. 5 + 166.73
Pila N° 3	Est. 5 + 189.27
Caballete N° 4	Est. 5 + 211.54

- Datos hidráulicos:

Gasto de la corriente	650	m ³ /s
Capacidad del puente	650	m ³ /s
Velocidad máxima de llegada	3.5	m/s
Velocidad máxima bajo el puente	3.8	m/s
Área hidráulica bajo el puente	175	m ²
Sobreelevación	0.20	m

- Alineamiento horizontal : El puente está localizado en una tangente.
- Alineamiento vertical :

La rasante se determinará en función a un espacio libre vertical mínimo de 1.5 m.

NAME (Elev.)	20.87	m
Sobreelevación	0.20	m
Esp. libre vert. mín.	1.50	m
Superestructura	1.53	m
Bombeo (-2%)	0.10	m
Carpeta asfáltica	0.03	m
Elev. Rasante	24.23	m

- Esviajamiento : 0° (Normal)

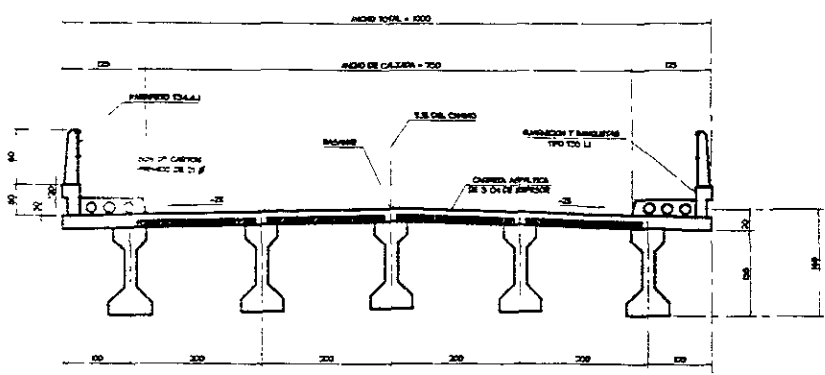
NOTA: Las características y dimensiones de este anteproyecto se especifican en el plano "Anteproyecto N° 1".

II.2.1 ANTEPRESUPUESTO

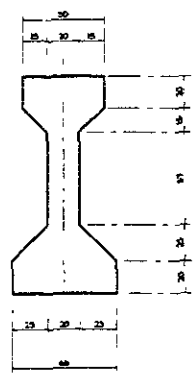
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
- Parapeto metálico T-34.4.1, guarnición y banquetas T-33.1.1				
• Acero estructural A-36	kg	2,244.00	4.46	10,008.24
• Acero galvanizado	kg	2,151.20	4.46	9,594.35
• Acero de refuerzo LE ³ 4000 kg/cm ²	kg	5,850.20	3.46	20,241.00
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	39.84	727.68	28,990.77
• Pernos de 1"Ø con tuerca	pieza	264.00	21.43	5,657.52
• Tubos de cartón 21 Ø	m	407.28	10.25	4,174.62
- Superestructura				
+ Tabletado precoladas				
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	37.00	476.99	17,648.63
• Acero de ref. LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	5,440.00	3.46	18,822.40
+ Losa colada in situ				
• Concreto f'c = 250 kg/cm ²	m ³	98.83	467.00	46,153.61
• Acero de ref. LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	10,483.73	3.46	36,273.72
+ Trabes preesforzadas				
• Concreto f'c = 350 kg/cm ²	m ³	166.63	631.76	105,270.17
• Acero de ref. LR ≥ 4000 kg/cm ²	kg	6,658.125	4.46	29,695.24
+ Concreto asfáltico	m ³	15.273	40.74	622.22
+ Drenes				
• Tubo de plástico 7.6 Ø	m	8.40	12.77	107.27
• Niples	pieza	84	5.00	420.00
• Adaptadores	pieza	42	5.00	210.00
+ Juntas de dilatación				
• Acero A-36	kg	805.00	4.46	3,590.30
• Banda de neopreno JCMY-55	m	40.00	52.30	2,092.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (\$)	IMPORTE (\$)
• Cartón asfaltado de 4 cm de espesor	m ²	52.00	30.81	1,602.12
+ Apoyos				
• Neopreno dureza shore	dm ³	117.063	39.45	4,618.14
• Acero A-36	kg	240.00	4.46	1,070.40
- Subestructura				
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ² en:				
Diafragmas y orejas de caballetes	m ³	18.432	727.68	13,412.60
Cabezal de caballetes	m ³	30.800	727.68	22,412.54
Columnas de caballetes	m ³	6.240	464.92	2,901.10
Cabezal de pilas	m ³	43.736	511.53	22,372.28
Columnas de pilas	m ³	22.863	464.92	10,629.47
Tapón sup. de cilindros	m ³	57.130	476.99	27,250.44
Cuerpo y extremo inf. de cilindros	m ³	236.456	554.94	131,218.89
• Concreto de f'c = 200 kg/cm ² colado en agua	m ³	58.00	689.25	39,976.50
• Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	35,114.22	3.46	121,495.20
• Acero est. A-35 en cuchillas	kg	2,436.00	4.46	10,864.56
• Hincado de cilindros	m ³	452.40	242.36	109,643.66
• Excavaciones previas	m ³	65.40	11.71	765.83
• Terraplenes de acceso	m ³	678.00	2.84	1,925.52
			IMPORTE TOTAL	\$ 861,731.30
			IVA 15%	129,259.70
			COSTO TOTAL	990,991.00
			COSTO POR METRO DE PUENTE	15,015.00

5+220



CORTE SECCION TRANSVERSAL-SUPERESTRUCTURA



CORTE TRABE PREENFORZADA

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL

ANTEPROYECTO #1

ADRIAN DAVID GARCIA SOTO

II.3 ANTEPROYECTO N° 2

- Superestructura: Formada por 3 tramos libremente apoyados de losa de concreto preesforzado, de 22.5 m de claro cada uno, ancho total = 10 m, ancho de calzada = 7.50 m y ancho de banqueta = 1.25 m, para una carga viva HS-20 en dos bandas de tránsito.

- Subestructura: Formada por 2 caballetes extremos y 2 pilas formadas por marcos rígidos de concreto reforzado.

- Localización de los apoyos:

Caballote N° 1	Est. 5 + 144.46
Pila N° 2	Est. 5 + 166.73
Pila N° 3	Est. 5 + 189.27
Caballote N° 4	Est. 5 + 211.54

- Datos hidráulicos:

Gasto de la corriente	650	m ³ /s
Capacidad del puente	650	m ³ /s
Vel. max. de llegada	3.5	m/s
Vel. max. bajo puente	3.8	m/s
Área hidráulica bajo puente	175	m ²
Sobreelevación	0.20	m

- Alineamiento horizontal: El puente se localiza en una tangente.

- Alineamiento vertical: La rasante se determinará en función a un espacio libre vertical mínimo de 1.5 m.

NAME (elev.)	20.87	m
Sobreelevación	0.20	m
Esp. libre vert. mín.	1.50	m
Superestructura	1.53	m
Bombeo (-2%)	0.10	m
Carpeta asfáltica	2.03	m
	<hr/>	
Elev. rasante	24.23	

- Esviajamiento: 0° (Normal)

Nota: Las características y dimensiones de este anteproyecto se especifican en el plano "Anteproyecto N° 2".

II.3.1 ANTEPRESUPUESTO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
- Parapeto metálico T-34.4.1, guarnición y banquetas T-33.1 1				
• Acero estructural A-36	kg	2,244.00	4.46	10,008.24
• Acero galvanizado	kg	2,151.20	4.46	9,594.35
• Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	5,850.20	3.46	20,241.00
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	39.84	727.68	28,990.77
• Pernos de 1"Ø con tuerca	pieza	264.00	21.43	5,657.52
• Tubos de cartón 21 Ø	m	407.28	10.25	4,174.62
- Superestructura				
+ Losa colada in situ				
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	120.60	467.00	53,320.20
• Acero de ref. LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	14,862.42	3.46	51,423.97

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (\$)	IMPORTE (\$)
+ Trabes preesforzadas				
• Concreto f'c = 250 kg/cm ²	m ³	204.93	631.76	129,466.58
• Acero de ref. LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	8,197.20	4.46	36,559.51
+ Concreto asfáltico	m ³	15.27	40.74	622.10
+ Drenes				
• Tubo de plástico 7.6 Ø	m	8.40	12.77	107.27
• Niples	pieza	84	5.00	420.00
• Adaptadores	pieza	42	5.00	210.00
+ Juntas de dilatación				
• Acero A-36	kg	805.0	4.46	3,590.30
• Banda de neopreno JCMY-55	m	40.0	52.30	2,092.00
• Cartón asfaltado de 4 cm de Ø	m ²	52.0	30.81	1,602.12
+ Apoyos				
• Neopreno dureza shore	dm ³	117.63	39.45	4,640.50
• Acero A-36	kg	240.00	4.46	1,070.40
- Subestructura				
• Concreto de f'c = 250 kg/cm ² en:				
Diaframas y orejas de cabezales	m ³	18.43	727.68	13,411.14
Cabezales de caballetes y pilas	m ³	61.60	511.53	31,510.25
Columnas y pilas de cimentación	m ³	183.22	464.92	85,182.64
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ²	kg	22,944.4	3.46	79,387.62
Terraplenes de acceso	m ³	2.84	2.84	1,925.52
				1,925.52
			IMPORTE TOTAL	\$ 578,209.33
			IVA 15 %	86,731.40
			COSTO TOTAL	664,940.73
			COSTO POR METRO DE PUENTE	10,074.86

III.1 ELECCIÓN DE TIPO

Después de haber realizado los estudios preliminares, se lleva a cabo la elaboración del proyecto estructural, que nos permitirá producir planos y memorias de cálculo para la realización de la obra.

El proyecto estructural se divide en dos etapas:

- La elección de tipo.
- El proyecto detallado.

Se entiende por elección tipo, el proceso mediante el cual se definen las características generales de la estructura, para que ésta satisfaga de una manera económica las necesidades para las que será construida.

En la etapa tan importante del proyecto estructural, pues de ella dependen las decisiones que se tomen para la seguridad, el costo de la obra y las equivocaciones en que se incurra y que no podrán remediarse posteriormente.

Una obra mal proyectada tendrá un mal comportamiento, a pesar de que en su diseño, y su construcción se inviertan recursos importantes.

Para poder lograr un buen proyecto, es fundamental que los estudios sean completos y fidedignos. Es necesario que los datos sean confiables, pues de ello dependerá que las obras no sean muy costosas, y de no contarse con datos adecuados, las obras pueden resultar sobradas y por lo tanto conservadoras, o pueden ser insuficientes y susceptibles de colapsarse.

Entre las características que se definen al elegir el tipo de obra podemos señalar las siguientes:

- a) Dimensionamiento de la obra:
Longitud total, ancho y tamaño de los claros.

- b) Estructuración:
Forma como se enlazan los diferentes elementos para formar un sistema resistente y estable ante las sollicitaciones exteriores, por ejemplo: bóvedas, cajones, puentes de vigas simples, de vigas continuas, marcos, arcos, puentes colgantes, atirantados, etc.

- c) Tipo de cimentación:
Zapatas, pilotes y cilindros.

- d) Materiales que se emplearán para conformar la subestructura y la superestructura.

Mampostería, concreto simple, concreto reforzado, acero estructural, concreto preesforzado, madera, etc.

- e) Procedimiento de construcción que deberá seguirse para lograr la erección del puente, teniendo en cuenta las limitaciones de espacio, tiempo y recursos disponibles.

El procedimiento que usualmente se sigue en la elección de tipo, es el de formar planos con esquemas generales de la obra, que contengan las

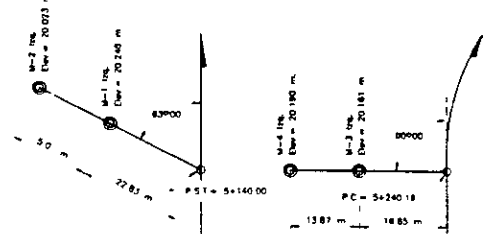
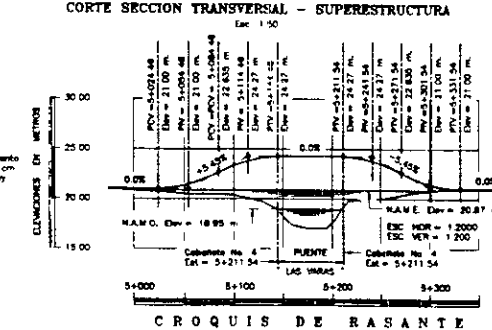
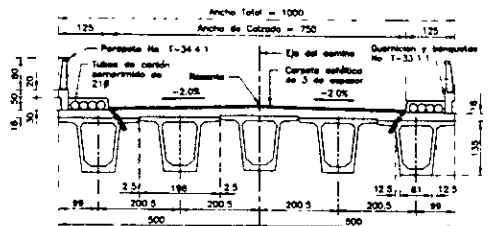
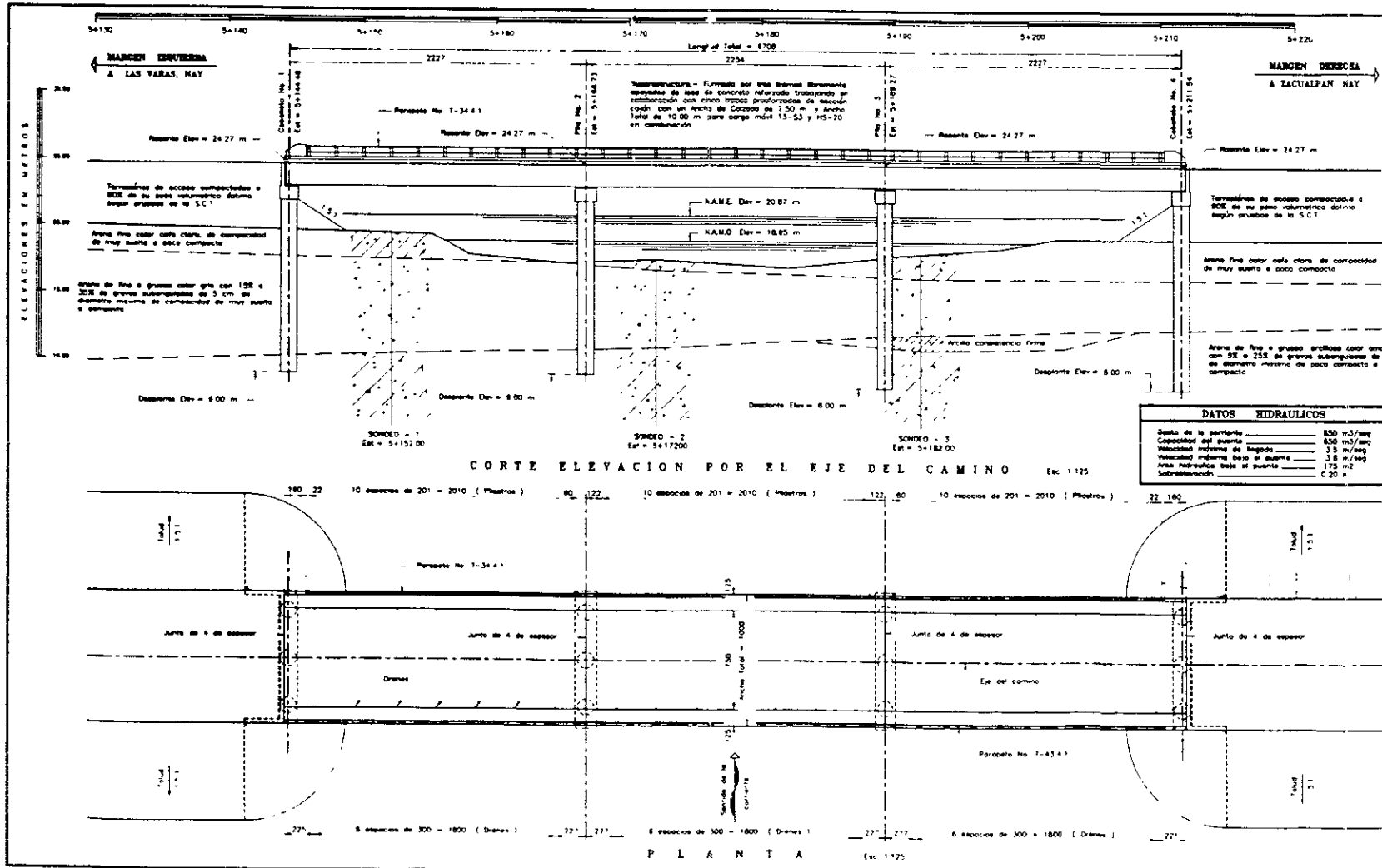
características generales señaladas para todas las posibles soluciones que puedan imaginarse para la misma.

En cada alternativa se determinan las dimensiones y las cuantías de refuerzo de los miembros estructurales, mediante métodos muy poco aproximados de carácter provisional, para estos dimensionamientos preliminares habrá que apoyarse en la experiencia del proyectista, o en los datos que puedan tomarse de proyectos semejantes que se hayan realizado previamente.

Con estos esquemas podrá ubicarse la solución y con un análisis preliminar de precios unitarios podrá obtenerse el costo de la inversión para cada alternativa.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que el aspecto económico no queda definido exclusivamente por el costo de la inversión, sino que debe incluir también los costos de mantenimiento y de operación en forma capitalizada. Es fácil comprender que por esta razón, la solución más económica para un mismo cruce será diferente si la obra corresponde a una autopista con altos volúmenes de tránsito o si pertenece a un camino rural.

En base a lo mencionado anteriormente se determina realizar el proyecto detallado correspondiente al anteproyecto No. 2.



NOTAS

Dimensiones - En centímetros excepto donde se indique otro unidad.

Observaciones - En metros referidos al B.N. Auxiliar sobre grapas en los de "Guamuchil" a 20.00 m tra de P.C. = 5+230.20 Elev. Arb = 20.00 m.

Especificaciones - Le debe añadir de las Normas para Construcción e Instalaciones de la S.C.T.

Aplicación del Proyecto - Carga móvil en dos carriles de tránsito una T3-53 y otra HS-20.

LISTA DE PLANOS

Plano General Superestructura	No 157.1
Tramos	No 157.2
Losa y diafragma	No 157.3
Cabezas No 1 y 4	No 157.4
Pisos Nos 2 y 3	No 157.5
Locaciones de pilares	No 157.6
Bombas y guarniciones	No 157.7
Parosito	No 157.8

MATERIALES

PROYECTO No T-34.4.1 (Long Total = 134.00 m)

Concreto de F'c = 250 Kg/cm ²	1.84 m ³
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ²	298 Kg
Tubo de acero galvanizado de 7.6 # (2") nominal diámetro 40	1827.3 Kg
Tubo de acero galvanizado de 5.1 # (2") nominal diámetro 40	729.8 Kg
Tubo de acero galvanizado de 4.4 # (1 1/2") nominal diámetro 40	405.5 Kg
Tubo de acero galvanizado de 3.8 # (1 1/2") nominal diámetro 40	189.2 Kg
Acero estructural A-36	224 Kg
Pernos de 2.54 # sin tuerca	264 Pzcs

ILUMINACIONES Y BANDERETA No T-33.1.1

Concreto de F'c = 250 Kg/cm ²	12.5 m ³
Concreto de F'c = 150 Kg/cm ²	29.7 m ³
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ²	581.1 Kg
Tubo de acero galvanizado de 2.1 #	840.0 m

SUPERESTRUCTURA

Concreto de F'c = 300 Kg/cm ²	147.6 m ³
Concreto artificial en concreto	1519 m ³
Concreto de F'c = 300 Kg/cm ² en tramos prefabricados	278 m ³
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ²	1321.5 Kg
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ² L.E. #1800 Kg/cm ²	81.30 Kg
Cables tipo cascabel galvanizado	680 Kg

APYOS

Mastrote ASTM D2240 diámetro 60 (R = 100 Kg/cm ²)	136.4 dm ³
Acero estructural A-36	261.0 Kg

JUNTAS DE DILATACION

Acero estructural A-36	264 Kg
Banda elástica JMW-50	40.0 Kg
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ²	180.0 Kg

SUBESTRUCTURA

Concreto de F'c = 250 Kg/cm ² en	
Cabezas, diafragma y almas	84.6 m ³
Pisos de 1.20 #	17.70 m ³
Acero de refuerzo L.E. #4000 Kg/cm ²	19380 Kg
Explotaciones pisa de 1.20 #	136.4 m ³

OTROS ACCESORIOS

Difusores tipo actual	180.0 m
Concreto de F'c = 250 Kg/cm ² en base de protección en drenajes de terraplenas	80.0 m ³
Acero de refuerzo malea electrosoldada 6 x 8 10/10	1300.0 Kg
Materiales compactados al 90% PVSM en terraplenas	4000.0 m ³
Materiales de sub-base y base	788.0 m ³
Concreto artificial de 3 cm de espesor en accesos	58.0 m ³

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO No T-34.4.1 "LAS VARAS" - PUENTE SOBRE LAS VARAS LAS VARAS, NAY.

JESÚS PRINCEVAL
 ARTE E INGENIERÍA

PLANO No 157.1

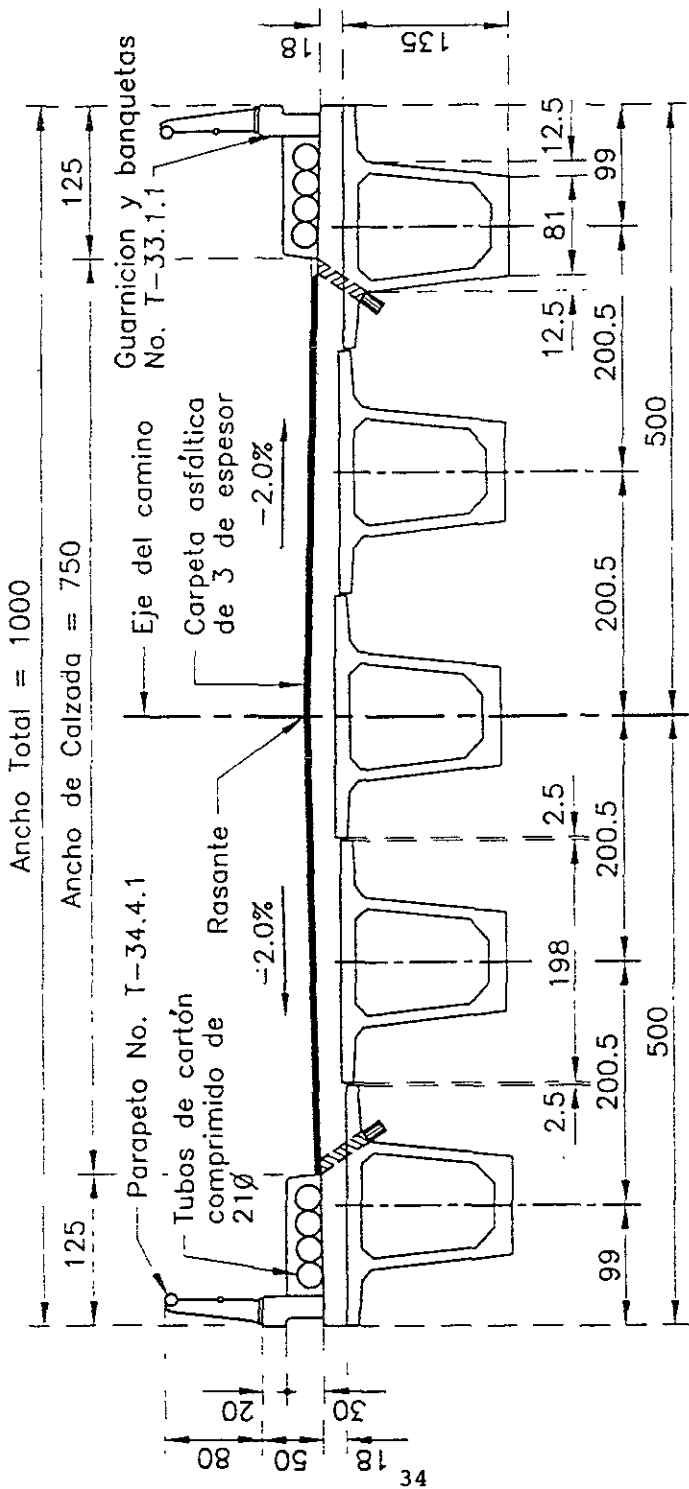
IV.1. SUPERESTRUCTURA

IV.1.1 DATOS DE PROYECTO

Formada por una losa reforzada sobre cinco traveses de concreto preesforzado de sección cajón con aletas.

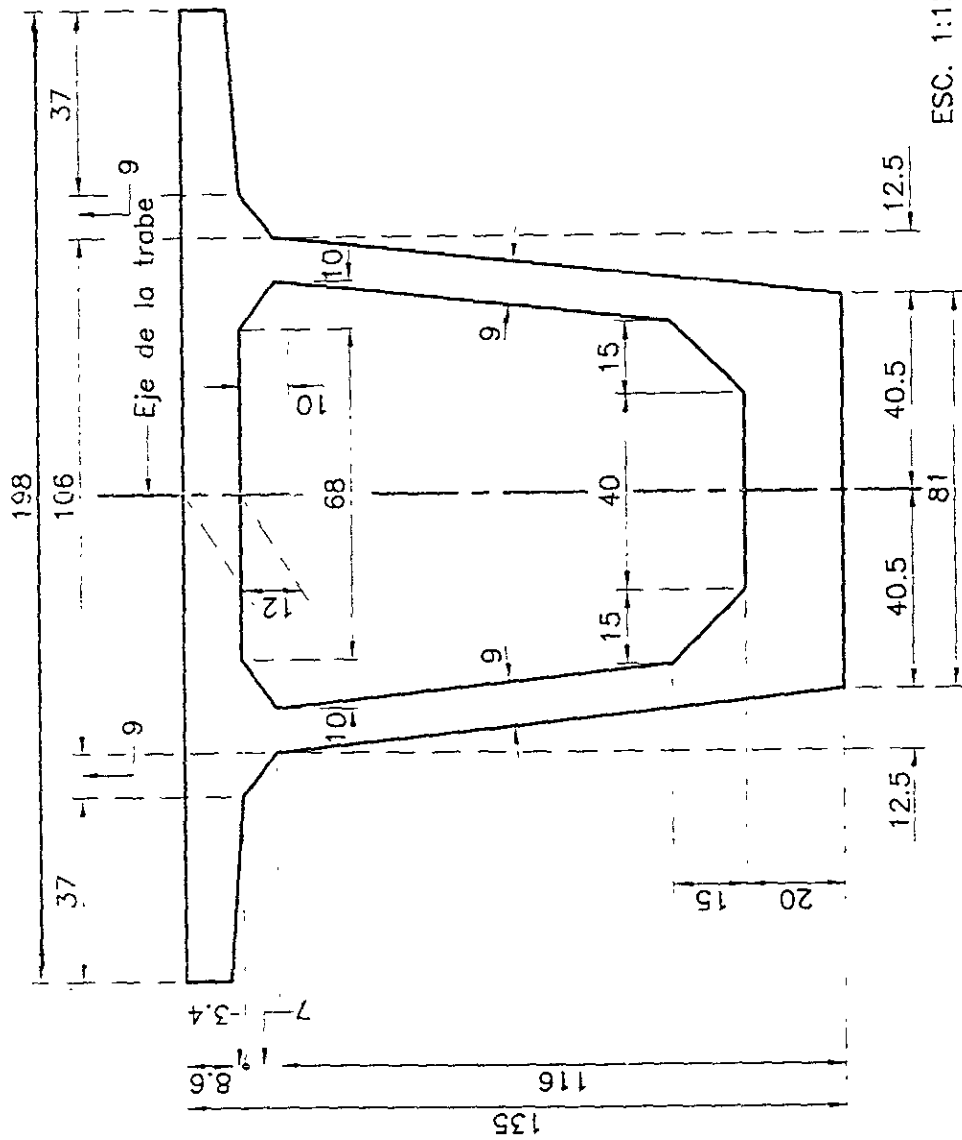
Datos del proyecto:

Claro entre apoyos	22 m
Longitud total	67.08 m
Ancho de calzada	7.50 m
Ancho total	10.00
Pendiente transversal	-2%
Número de traveses preesforzados por tramo	5
Número de diafragmas por tramo	2
Separación entre diafragmas	22.00 m
Carga móvil	HS-20
Acero de presfuerzo, calidad 270 K,	LR = 19,000 kg/cm ²
Acero de refuerzo ordinario	LE ≥ 4,000 kg/cm ²
Resistencia del concreto preesforzado a los 28 días	f _c = 350 kg/cm ²
Resistencia del concreto en losas y diafragmas a los 28 días	f _c = 250 kg/cm ²
Resistencia del concreto en banquetas a los 28 días	f _c = 250 kg/cm ²
Número de carriles	2
Carpeta asfáltica	0.03 m
Banqueta tipo	T-33.1.1
Parapeto tipo	T-34.4.1
Especificaciones	AASHTO



CORTE SECCION TRANSVERSAL - SUPERESTRUCTURA

Esc. 1:50



ESC. 1:125

ELEVACION - DIMENSIONES

IV.1.2 ANÁLISIS DE LAS TRABES PREESFORZADAS

IV.1.2.1 Características geométricas de la sección simple

ELEMENTO	A(cm ²)	y (cm)	Ay (cm ³)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	lo (cm ⁴)
1	1,702	130.70	222,451.4	(55.1) ²	5,167,289.02	10,494.924
2	547.4	124.83	68,331.942	(49.23) ²	1,326,674.75	518.045
3	133x2 = 266	120.05	31,933.33	(44.45) ²	525,563.47	502.462 x 2 = 1004.93
4	1050.03 x 2 = 2100.06	58.00	121,803.78	(-17.6) ²	650,514.59	1,191,074.308 x 2 = 2,382,148.617
5	100.35 x 2 = 200.7	25.00	5,017.5	(-50.6) ²	513,864.25	1,254.375 x 2 = 2,508.75
6	1301.2	10.11	13,155.132	(-65.49) ²	5,580,768.86	43,357.397
Σ	6,117.36		462,692.754		13,764,674.94	2,440,032.663

$$y_i = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{462,692.754}{6,117.36} = 75.636 \text{ cm}$$

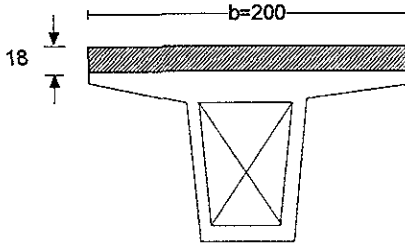
$$y_s = 59364 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \sum Ad^2 + \sum I_o = 16,204,707.6 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I}{y_i} = 214,245.96 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I}{y_s} = 272,971.96 \text{ cm}^3$$

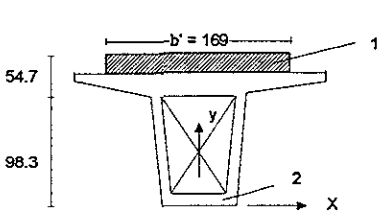
IV.1.2.2 Características geométricas de la sección compuesta



$$f_{c_1} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_2} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Sección transformada



$$b' = \sqrt{\frac{f'_{c_1}}{f'_{c_2}}} b$$

$$b' = \sqrt{\frac{250}{350}} 200 = 169 \text{ cm}$$

Elemento	A (cm ²)	y (m)	Ay (cm ³)	d ² (cm ²)	Ad (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	3,043	144	438.192	(45.7) ²	6,355,275.07	82,13
2	6,117.36	75.6	462,472.42	(-22.7) ²	3,152,214.43	16,204,707.6
Σ	9,160.36		900,664.42		9,507,489.5	16,286,841.6

$$y_i = \frac{900,664.42}{9,160.36} = 98.3 \text{ cm}$$

$$y_s = 54.7$$

$$I_{xx} = \sum Ad^2 + I_o = 25,794,331.1 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I}{y_i} = 262,404.2 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I}{y_s} = 471,560.0 \text{ cm}^3$$

$$S'_s = \frac{I}{y'_s} = 702,842.8 \text{ cm}^3$$

IV.1.2.3 Análisis de cargas y elementos mecánicos

- Peso propio de la trabe

$$W_1 = 0.61174 \times 2.4 = 1.468 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{W_1 L^2}{8} = \frac{1.47 \times 22.54}{8} = 93.85 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$V_1 = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{1.47 \times 22.54}{2} = 16.57 \text{ t} / \text{trabe}$$

- Peso de la losa

$$W_2 = (2.0 \times 0.18) \times 2.4 = 0.864 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{0.864 \times 22.54^2}{8} = 54.87 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$y_2 = \frac{0.864 \times 22.54}{2} = 9.74 \text{ t} / \text{trabe}$$

- Carga muerta adicional

$$\text{Asfalto} = (0.1 \times 7.5 \times 2.2) / 5 = 0.33 \text{ t/m}$$

$$\text{Banqueta} = 0.696 \text{ t/m}$$

$$\text{Parapeto} = 0.0333 \text{ t/m}$$

$$W_3 = 1.0326 \text{ t/m}$$

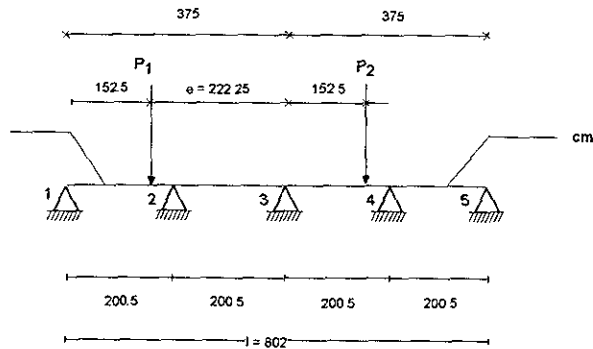
$$M_3 = \frac{1.033 \times (22.54)^2}{8} = 65.58 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$y_3 = \frac{1.033 \times (22.54)}{2} = 11.64 \text{ t} / \text{trabe}$$

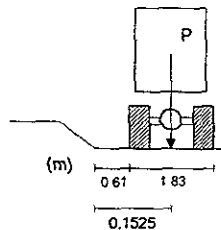
- Carga móvil

Cálculo del factor de concentración:

Para determinar el factor de concentración, se utilizará el método de ENGESSER-COURBON.



La determinación de la posición más desfavorable se basa en el siguiente esquema.



De la fórmula de E - Courbon:

$$\uparrow + R_i = \frac{P}{n} \left[1 \pm 6 \frac{2i - (n+1) e}{n+1} \frac{e}{l} \right]$$

- donde
- P = carga (se supone unitaria)
 - n = # de apoyos
 - P_i = reacción del apoyo en turno
 - i = número de apoyo en turno
 - e = excentricidad respecto al
 - l = long. total entre apoyos

Para $P_1 = 1$:

$$R_1 = \frac{1}{5} \left[1 - 6 \left(\frac{(2 \times 1) - (5 + 1)}{5 + 1} \right) \frac{222.5}{802.0} \right] = 0.422$$

$$R_2 = \frac{1}{5} \left[1 - 6 \left(\frac{(2 \times 2) - 6}{6} \right) \frac{222.5}{802.0} \right] = 0.311$$

$$R_3 = \frac{1}{5} \left[1 - 6 \left(\frac{(2 \times 3) - 6}{6} \right) \frac{822.5}{802.0} \right] = 0.200$$

$$R_4 = \frac{1}{5} \left[1 - 6 \left(\frac{(2 \times 4) - 6}{6} \right) \frac{822.5}{802.0} \right] = 0.089$$

$$R_5 = \frac{1}{5} \left[1 - 6 \left(\frac{(2 \times 5) - 6}{6} \right) \frac{822.5}{802.0} \right] = -0.022$$

$$\Sigma R_i = 1.000$$

Para $P_2 = 1$:

$$R_1 = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{(2 \times 1) - 6}{6} \right) \frac{152.5}{802.0} \right] = 0.048$$

$$R_2 = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{(2 \times 2) - 6}{6} \right) \frac{152.5}{802.0} \right] = 0.124$$

$$R_3 = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{(2 \times 3) - 6}{6} \right) \frac{152.5}{802.0} \right] = 0.200$$

$$R_4 = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{(2 \times 4) - 6}{6} \right) \frac{152.5}{802.0} \right] = 0.276$$

$$R_5 = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{(2 \times 5) - 6}{6} \right) \frac{152.5}{802.0} \right] = 0.352$$

$$\Sigma R_i = 1.000$$

Cálculo del porcentaje debido al impacto según la fórmula para impacto AASHTO.

$$I = \frac{15.24}{2 + 38.10} \quad \text{donde;}$$

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.

$$L = 22.54 \quad I = \frac{15.24}{22.54 + 38.1} = 0.25 \text{ (25\%)}$$

Elementos mecánicos debidos a la carga viva:

De la tabla de elementos mecánicos producidas por carga tipo HS-20 del apéndice "A" de las especificaciones AASHTO

Para un claro de 22 m : $M_{cv} = 141.661 \text{ t} \cdot \text{m}$; $V_{cv} = 28.444 \text{ t}$

Para un claro de 23 m : $M_{cv} = 149.784 \text{ t} \cdot \text{m}$; $V_{cv} = 28.644 \text{ t}$

Interpolando linealmente para 22.54 m:

$M_{cv} = 146.047 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{carril}$

$V_{cv} = 28.552 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{carril}$

Afectando ahora por el factor de concentración y el impacto para la trabe extrema.

$$M_4 = (0.422 + 0.048) 146.047 \times 1.25 = 85.803 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

$$V_4 = (0.422 + 0.048) 28.552 \times 1.25 = 16.774 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{trabe}$$

IV.1.2.4 Esfuerzos debidos a cargas

Peso propio (W₁) (sección sola)

$$f_2 = \frac{M}{S_s} = \frac{93.85}{0.272\ 972} = 343.81 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = \frac{M}{S_s} = \frac{93.85}{0.214\ 246} = -438.05 \text{ t/m}^2$$

Peso de la losa (W₂) (sección sola)

$$f_2 = \frac{54.87}{0.272\ 972} = 201.00 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = \frac{54.87}{0.214\ 246} = -256.11 \text{ t/m}^2$$

Carga muerta adicionales (W₃) (sección compuesta)

$$f_s = \frac{65.58}{0.702\ 843} = 93.31 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = \frac{65.58}{0.262\ 404} = -249.92 \text{ t/m}^2$$

$$f_s = \frac{65.58}{0.471\ 560} = 139.07 \text{ t/m}^2$$

Carga viva (W_4) (sección compuesta)

$$f_s = \frac{85.8}{0.702\ 843} = 122.08\ t/m^2$$

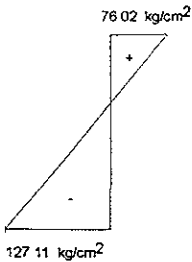
$$f_i = \frac{85.8}{0.262\ 404} = -326.98\ t/m^2$$

$$f'_s = \frac{85.8}{0.471\ 560} = 181.95\ t/m^2$$

Resumen de esfuerzos

CARGA	f_s (t/m ²)	f_i (t/m ²)	f'_s (t/m ²)
W_1	343.81	-438.05	
W_2	201.00	-256.11	
W_3	93.31	-249.92	139.07
W_4	122.08	-326.98	181.95
Σ	760.20	-1271.06	321.02

Este resumen arroja el siguiente diagrama de esfuerzos:



Preesfuerzo

Tenemos que: $f_i = \frac{T}{A} + \frac{M}{S_i}$ $f_i = \frac{T}{A} + \frac{T e}{S_i}$

$$T = \frac{f_i}{\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i}}$$

Fórmula para la tensión necesaria para resistir los esfuerzos producidos por las cargas.

donde: T = Tensión requerida para resistir los esfuerzos producidas por las cargas.

A = Área transversal de la sección.

S_i = Módulo de sección de la sección sola

e = Excentricidad del acero preesfuerzo.

Tenemos que: A = 6117.4 cm², S_i = 214 246 cm³, Σf_i = 127.11 kg/cm²

La excentricidad la supondremos en relación de y_i ;

Si y_i = 75.6 cm e = 75.6 - 10 = 65.6 cm

Sustituyendo tenemos que:

$$T = \frac{127.11}{\frac{1}{6117.4} + \frac{65.6}{214246}} = 270,643.62 \text{ kg} = \underline{270.65 \text{ ton}}$$

Considerando pérdidas de preesfuerzo del 25%

$$T_i = \frac{T}{0.8} \quad \text{donde } T_i = \text{tensión requerida inicial}$$

$$T_i = \frac{270.65}{0.8} = \underline{338.3 \text{ ton}}$$

La resistencia a la ruptura del acero de preesfuerzo es:

$$LR = 19,000 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible en la transferencia es:

$$0.6 LR = 11,400 \text{ kg/cm}^2$$

El área necesaria de preesfuerzo es:

$$A_p = \frac{338,300}{11,400} = 29.68 \text{ cm}^2$$

Número de torones de $\frac{1}{2}$ " \varnothing ($A_t = 0.987 \text{ cm}^2$)

$$N^\circ = 29.68/0.987 = 30$$

Revisión por flexión (Sección compuesta)

Datos: $A_s = 30 \times 0.987 = 29.61 \text{ cm}^2$ $f_s = 19,000 \text{ kg/cm}^2$

$$d = 153 - 10 = 143 \text{ cm} \quad f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 169 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_{ps}}{bd} = \frac{29.61}{143 \times 169} = 0.00123$$

$$f_{sy} = f_s \left[1 - \left(\frac{0.5 \rho f_s}{f_c} \right) \right] = 19,000 \left[1 - \left(\frac{0.5 (0.001225) 19,000}{350} \right) \right]$$

$$f_{sy} = 18,368.13 \text{ kg/cm}^2$$

tenemos que si: $\frac{1.4 d \rho f_{sy}}{f_c} < h \text{ losa} \Rightarrow$ se considerará sección rectangular

$$\frac{1.4 (143) (0.00123) (18,368.13)}{350} = 12.87 \text{ cm} < h \text{ losa} = 18 \text{ cm}$$

\therefore Se considerará como sección rectangular

Esfuerzo por preesfuerzo permanentes. (Sección sola)

$$f_s = \frac{T}{A} - \frac{T_e}{S_s} = \frac{258791.4}{6117.4} - \frac{2587011.4 \times 68.4}{272,972} = -22.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{T}{A} + \frac{T_e}{S_i} = \frac{258791.4}{6117.4} + \frac{258791.4 \times 68.4}{214,246} = 124.93 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos iniciales por preesfuerzo

Se suponen pérdidas de 25%

$$f_{si} = -281.8 \text{ t/m}^2$$

$$f_{i_i} = 1561.6 \text{ t/m}^2$$

Resumen de esfuerzos al centro del claro incluido el preesfuerzo

CARGA	ESFUERZOS PERMANENTES					
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)		f's (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	343.841		-438.05			
Presfuerzo permanente	-225.40	118.41	1249.30	811.25		
Losa	201.00	319.41	-256.11	555.14		
Sobrecarga	93.31	412.72	-249.92	305.22	139.07	
Carga viva	122.08	534.80	-326.98	-21.76	181.95	321.02

CARGA	ESFUERZOS TEMPORALES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	343.81		-483.05	
Pzo. inicial	-281.80	62.01	1561.60	1123.55

Esfuerzos permisibles en condiciones de servicio según especificaciones AASHTO

a) Compresión:

$$f_{perm} = 0.4 f_c = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensión:

$$f_{perm} = 1.6 \sqrt{f_c} = 1.6 \sqrt{350} = -29.9 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles en la etapa inicial según especificaciones AASHTO

a) Compresión

$$f_{perm} = 0.6 f_{ci} \quad \text{donde } f_{ci} = \text{resistencia a la compresión del concreto en el momento de la transferencia del preesfuerzo}$$

$$f_{perm} = 0.6 (325) = 195 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensión

$$f_{perm} = 0.8 \sqrt{f_{ci}} = 0.8 \sqrt{325} = -14.42 \text{ kg/cm}^2$$

Comparación de esfuerzos en condiciones de servicio

a) Compresión

$$f_{perm} = 140 \text{ kg/cm}^2 > 53.48 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

b) Tensión

$$f_{perm} = -29.9 \text{ kg/cm}^2 > -2.17 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

Comparación de esfuerzos en la transferencia del preesfuerzo

a) Compresión

$$f_{perm} = 195 \text{ kg/cm}^2 > 112.36 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

b) Tensión

$$f_{perm} = -14.42 \text{ kg/cm}^2 > 6.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

Todos los esfuerzos son aceptables

IV.1.2.5 Pérdidas de preesfuerzo

$$Afs = CC + AE + CR_c + CR_s$$

donde:

Afs = Pérdida total del preesfuerzo, incluyendo la fricción

CC = Pérdida por contracción del concreto

AE = Pérdida por acortamiento elástico

CR_c = Pérdida debida al escurrimiento plástico del concreto

CR_s = Pérdidas debidas a la relajación del preesfuerzo en el acero (especificaciones AASHTO)

Pérdida por contracción del concreto

Esta pérdida está en función de la humedad relativa ambiental, las especificaciones AASHTO consideran valores de CC en función de este parámetro.

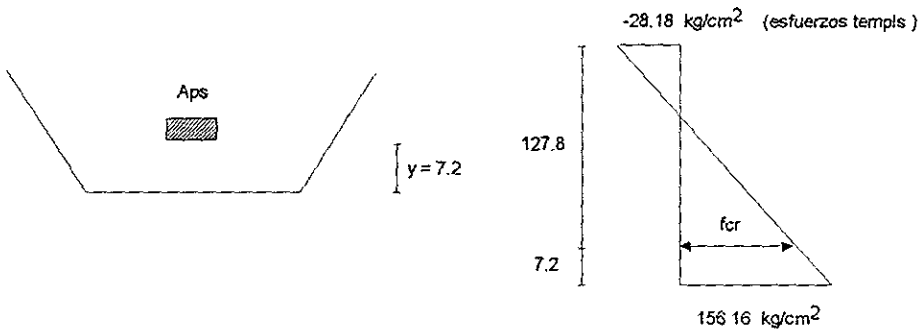
Promedio de la humedad relativa ambiental %	CC Kg/cm ²
100 - 75	350
75 - 25	700
25 - 0	1,050

Tratándose del Estado de Nayarit consideraremos $CC = 700 \text{ kg/cm}^2$

Pérdida por acortamiento elástico

$AE \approx 7 f_{cr}$ donde:

f_{cr} = Esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo al tiempo de relajarse.



$$156.16 + 28.18 \text{ ——— } 135.0$$

$$f_{cr} + 18.18 \text{ ——— } 127.8$$

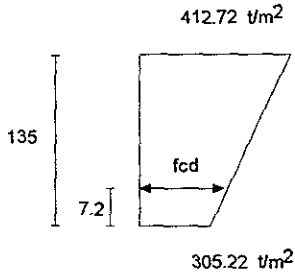
$$f_{cr} = 146.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$AE = 7 f_{cr} \quad AE = 7 (146.33) = \underline{1,024.31 \text{ kg/cm}^2}$$

Pérdida debido al escurrimiento plástico del concreto

$CR_c = 16 f_{cd}$ donde: f_{cd} = esfuerzo medio de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo bajo carga muerta total.

Bajo carga muerta total tenemos:



$$f_{cd} = 310.953 \text{ t/m}^2 = 31.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 16 f_{cd} = 16 \times 31.1 = 497.53 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas debidas a la relajación de preesfuerzo en el acero (se utilizan torones de bajo relajamiento)

$$CR_s = 900 - 0.125 (CC + AE + CR_c)$$

$$CR_s = 900 - 0.125 (700 + 1024.31 + 497.53) \quad CR_s = 622.27 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida total

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s = 700 + 1024.31 + 497.53 + 622.27$$

$$\Delta f_s = 2,844.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo total} = 0.6 f_{pu} = 11,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo inicial} = 2,844.11 + 11,400 = 14,244.11 \text{ kg/cm}^2$$

Los torones se tensarán en la mesa de preesfuerzo a 14,250 kg/cm² c/u.

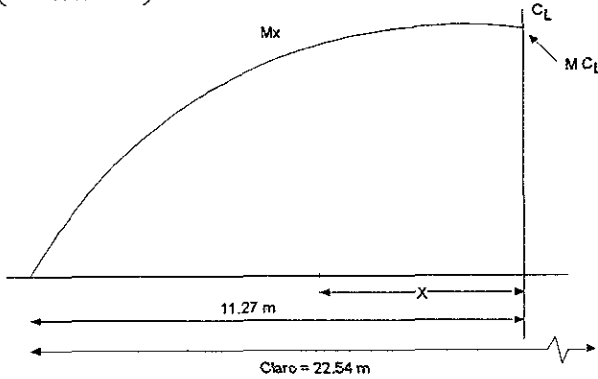
$$\text{Esfuerzo inicial admisible} = 0.8 LR = 0.8 (19,000) = 15,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$15,200 \text{ kg/cm}^2 > 14,250 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

$$\text{Porcentaje de pérdidas: } \frac{11400}{14,244.11} = 0.8003 \approx 0.8 \quad \text{O.K.}$$

IV.1.2.6 Longitudes de desadherencia de torones

$$M_x = M C_L \left(1 - \left(\frac{X}{11.27} \right)^2 \right)$$



La distancia "x" se determinará con la siguiente fórmula:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{\text{No. de torones desadheridos}}{\text{No. total de torones}}}$$

NOTA: Se considerarán 60 cm de longitud de desarrollo.

- Desadheriendo 4 torones

$$X_1 = \frac{22.54}{2} \sqrt{\frac{4}{23}} = 4.7 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 5.3 \text{ m}$$

- Desadheriendo 8 torones

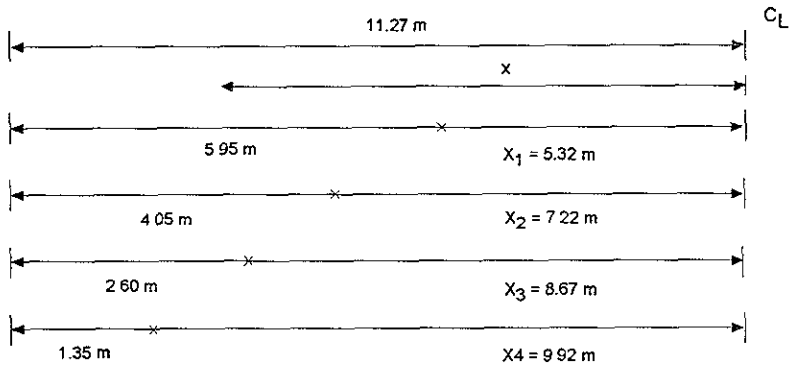
$$X_2 = \sqrt{\frac{8}{23}} = 6.65 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 7.25 \text{ m}$$

- Desadheriendo 12 torones

$$X_3 = \frac{22.54}{2} \sqrt{\frac{12}{23}} = 8.14 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 8.74 \text{ m}$$

- Desadheriendo 16 torones

$$X_4 = \frac{22.54}{2} \sqrt{\frac{16}{23}} = 9.4 + 0.6 = 10.00 \text{ m}$$



Distancias de desadherencia propuestas

Momentos correspondientes a las distancias donde se pretenden desadherir los torones

$$M_x = M C_L \left(1 - \left(\frac{x}{11.27} \right)^2 \right)$$

Para $x_1 = 5.32 \text{ m}$

$$M_{x_1} = M C_L \left(1 - \left(\frac{5.32}{11.27} \right)^2 \right) = 0.78 M C_L$$

Para $x_2 = 7.22 \text{ m}$

$$M_{x_2} = M C_L \left(1 - \left(\frac{7.22}{11.27} \right)^2 \right) = 0.59 M C_L$$

Para $x_3 = 8.67 \text{ m}$

$$M_{x_3} = M C_L \left(1 - \left(\frac{8.67}{11.27} \right)^2 \right) = 0.41 M C_L$$

Para $x_4 = 9.92 \text{ m}$

$$M_{x_4} = M C_L \left(1 - \left(\frac{9.92}{11.27} \right)^2 \right) = 0.23 M C_L$$

Análisis de la sección en $x_1 = 5.32 \text{ m}$ y $M_1 = 0.78 \text{ M C}_L$

Preesfuerzo

$$T = 0.6 \times 19,000 \times 0.987 (23-4) = 213,784.2 \text{ kg} = 213.8 \text{ t}$$

Centro del preesfuerzo

$$y = \frac{13 (5) + 6 (10)}{19} = 6.60 \text{ m} \quad e = 75.6 - 6.6 = 69 \text{ cm}$$

Revisión de esfuerzos permanentes

Los momentos por cargas se afectan en 0.78 M C_L y como los esfuerzos son directamente proporcionales a los momentos ($f = M/S$), también se afectan en esta misma proporción.

Esfuerzos por preesfuerzo

$$f_s = \frac{T_1}{A} + \frac{T_e}{S_s} = \frac{213,784.2}{6117.4} + \frac{213,784.2 (69)}{272,972} = -19.1 \text{ kg/cm}^2 = 191 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = \frac{T_i}{A} + \frac{T_e}{S_i} = \frac{213,784.2}{6117.4} + \frac{213,784.2 (69)}{214,246} = 103.8 \text{ kg/cm}^2 = 1038 \text{ t/m}^2$$

CARGA	ESFUERZOS PERMANENTES			
	$f_s \text{ (t/m}^2\text{)}$		$f_i \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	267.62		-361.68	
Presfuerzo	-191	76.62	1038	696.32
Losa	156.78	233.40	-199.77	496.55
Sobrecarga	72.78	306.18	-194.94	301.61
Carga viva	95.22	401.4	-255.04	46.57

Esfuerzos permisibles vs esfuerzos actuantes

$$f_s = 40.14 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Se aceptan los esfuerzos}$$

$$f_i = 4.66 \text{ kg/cm}^2 < -29.9 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos iniciales

Esfuerzos iniciales por preesfuerzos:

$$f_{s_i} = \frac{-19.1}{0.8} = -23.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i_i} = \frac{10.3.8}{0.8} = 129.75 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA	ESFUERZOS PERMANENTES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	267.62		-361.68	
Presfuerzo inicial	-283.7	28.92	1297.5	955.82

Comparación de esfuerzos permisibles contra esfuerzos actuantes

$$f_s = 29.9 \text{ kg/cm}^2 < -14.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 95.6 \text{ kg/cm}^2 < 195 \text{ kg/cm}^2$$

Análisis de la sección en $X_2 = 7.22 \text{ m}$ y $M_2 = 0.59 M_{C_L}$

Preesfuerzo

$$T = 0.6 \times 19,000 \times 0.987 (23-8) = 168,77700 \text{ kg}$$

Centro de preesfuerzo

$$\bar{y} = \frac{13(5) + 2(10)}{15} = 5.7 \text{ cm}$$

$$e = 75.6 - 5.7 = 69.9 \text{ cm}$$

Esfuerzos por preesfuerzo

$$f_s = \frac{168,777}{6117.4} + \frac{168,777(69.9)}{272,972} = -15.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{168,777}{6117.4} + \frac{168,777(69.9)}{214,246} = 82.65 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos permanentes

Los momentos se afectan por 0.59 M C_L

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	f _s (t/m ²)		f _i (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	202.43		-258.45	
Presfuerzo	-156.3	46.13	826.5	563.05
Losa	118.59	164.72	-151.10	416.95
Sobrecarga	55.05	218.77	-147.45	269.50
Carga viva	72.03	291.80	192.92	462.42

Comparación con esfuerzos permisibles

$$f_s = 29.18 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Los esfuerzos son aceptables}$$

$$f_i = 46.24 \text{ kg/cm}^2 < -19.9 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos iniciales

$$f_{s_i} = \frac{-15.63}{0.8} = -19.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i_i} = \frac{82.65}{0.8} = 103.31 \text{ kg/cm}^2$$

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	202.43		-258.45	
Presfuerzo inicial	-195.4	7.03	1033.1	774.65

Comparación de esfuerzos permisibles y esfuerzos actuantes

$$f_s = 0.703 \text{ kg/cm}^2 < -14.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 77.47 \text{ kg/cm}^2 < 195 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se aceptan los esfuerzos

Análisis de la sección en $X_3 = 8.67 \text{ m}$ y $M_3 = 0.41 \text{ M C}_L$

Refuerzo

$$T = 0.6 \times 19,000 \times 0.987 (23-12) = 123,769.8 \text{ kg}$$

Centro del preesfuerzo

$$\bar{y} = \frac{0(10) + 11(5)}{11} = 5 \text{ cm}$$

$$e = 75.6 - 5 = 70.6 \text{ cm}$$

Esfuerzos por preesfuerzo

$$f_s = \frac{123,769.8}{6117.4} - \frac{123,769.8(70.6)}{272,972} = -11.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{123,769.8}{6117.4} + \frac{123,769.8(70.6)}{214,246} = 61.02 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por esfuerzos permanentes

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	140.67		-179.60	
Presfuerzo	-117.8	22.87	610.20	430.6
Losas	82.41	105.28	-105.01	325.59
Sobrecarga	38.26	143.54	-102.47	223.12
Carga viva	50.05	193.59	-134.06	89.06

Comparación de esfuerzos permisibles vs esfuerzos actuantes

$$f_s = 19.36 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 8.91 \text{ kg/cm}^2 < -29.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se aceptan los esfuerzos}$$

Revisión de los esfuerzos iniciales

$$f_{s_i} = \frac{-11.78}{0.8} = -14.725 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i_i} = \frac{61.02}{0.8} = 76.275 \text{ kg/cm}^2$$

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	140.67		-179.6	
Presfuerzo	-147.73	-7.06	762.8	583.2

Comparación de esfuerzos permisibles

$$f_s = -0.71 \text{ kg/cm}^2 < -14.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 58.32 \text{ kg/cm}^2 < 19.50 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se aceptan los esfuerzos

Análisis de la sección en $X_4 = 9.92 \text{ m}$ y $M_4 = 0.23 \text{ M C}_L$

Preesfuerzo

$$T = 0.6 \times 19,000 \times 0.987 (23.46) = 78,762.6 \text{ kg/cm}^2$$

Centro del preesfuerzo

$$\bar{y} = \frac{0 \times 10 + 7 \times 5}{7} = 5.00 \quad e = 75.6 - 5 = 70.6 \text{ cm}$$

Esfuerzos por preesfuerzo

$$f_s = \frac{78,762.6}{6117.4} - \frac{78,762.6 \times 70.6}{272,972} = -7.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{78,762.6}{6117.4} + \frac{78,762.6 \times 70.6}{214,246} = 38.83 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de esfuerzos permanentes

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	fs (t/m ²)		fi (t/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	78.91		-100.75	
Presfuerzo	-75.00	3.91	383.30	287.55
Losa	46.23	50.14	-58.91	228.64
Sobrecarga	21.46	71.60	-53.48	175.16
Carga viva	28.08	99.68	-75.21	99.95

Comparación de esfuerzos permisibles vs esfuerzos actuantes

$$f_s = 9.97 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 100 \text{ kg/cm}^2 < -29.01 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Se aceptan}$$

Revisión de esfuerzos iniciales

$$f_{s_i} = -7.5/0.3 = -9.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i_i} = 38.83 / 0.8 = 48.54 \text{ kg/cm}^2$$

CARGAS	ESFUERZOS PERMANENTES			
	$f_s \text{ (t/m}^2\text{)}$		$f_i \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Popo	78.91		-100.75	
Presfuerzo	-93.8	-14.89	485.4	384.65

Comparación de esfuerzos actuantes vs esfuerzos permisibles

$$f_s = -1.5 \text{ kg/cm}^2 < -14.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 38.47 \text{ kg/cm}^2 < 195 \text{ kg/cm}^2$$

\therefore Los esfuerzos son aceptables

Análisis de la sección de apoyos

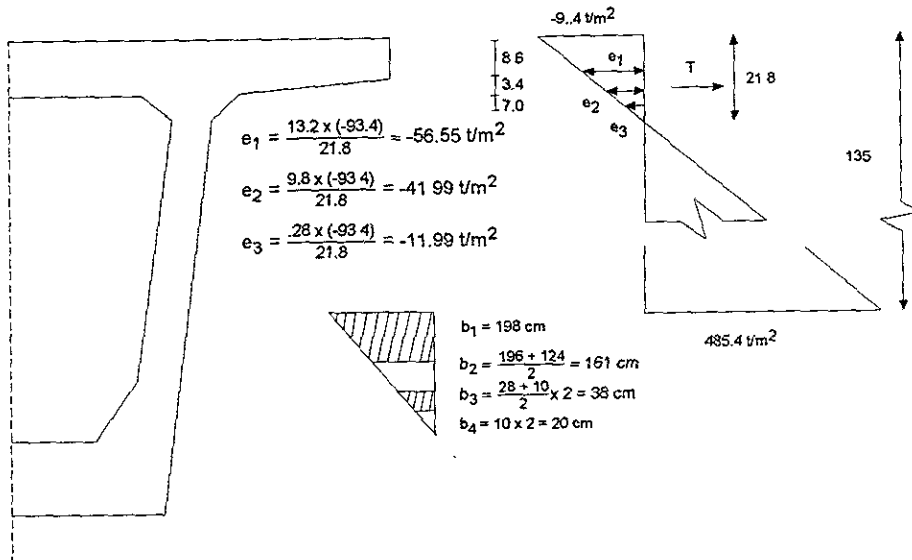
Esfuerzos por preesfuerzo

Tenemos 7 torones adheridos en toda su longitud

$$f_s = -7.5 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{s_i} = -9.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 38.83 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{i_i} = 48.54 \text{ kg/cm}^2$$

IV.1.2.7 Acero de refuerzo para soportar tensiones en las fibras superiores



$$T = \frac{0.028 \times 11.99}{2} (0.2) + \frac{(11.99 + 41.99) \times 0.07}{2} (0.38) + \frac{(41.99 + 56.55)}{2} (1.61) + \frac{156.55 + 93.4}{2} \times 0.086 (1.98) = 16.22 \text{ ton}$$

$$A_s = \frac{T}{0.5 F_y} = \frac{16.22 \times 10^3}{0.5 (4000)} = 8.11 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del # 4 tenemos:

$$\frac{8.11}{1.27} = 6.38 \approx \underline{7 \text{ varillas del \# 4}}$$

IV.1.2.8 Refuerzo por tensión diagonal

Cortante último por cargas

Se utilizarán los factores que aparecen en las especificaciones AASHTO para el grupo I, el valor de ϕ para cortante que aparece en estas normas también será empleado.

$$V_u = \frac{1.30}{\phi} [c_u + 5/3(c_v + l)]$$

$$V_u = 1.30/0.90 [37.95 + 5/3(16.774)] = 95.2 \text{ ton}$$

Cortante tomado por el concreto

Según las especificaciones AASHTO

$$V_c = 0.06 f_c b' j d, \text{ pero no mayor de } 12.6 b' j d$$

donde:

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

f_c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

d = distancia de la fibra más alejada a compresión al centro de la fuerza de preesfuerzo.

j = relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión de peralte d .

$$\text{DATOS: } f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad b' = 18 \text{ cm}, \quad d = 135 - \bar{x} = 128 \text{ cm}, \\ j = 0.85.$$

$$V_c = 0.06 (350) (18) (0.9) (128) = 43.48 \text{ ton}$$

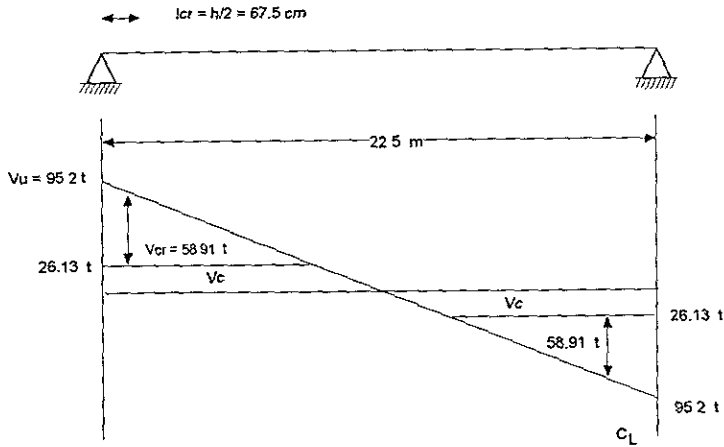
$$V_c = 12.6 (18) (0.9) (128) = 16.13 \text{ ton (rige)}$$

Acero de refuerzo en el alma

Según las normas AASHTO:

$$A_y = \frac{(V_u - V_c)s}{2f_y j d} \quad \text{pero no menor que} \quad A_v = \frac{7 b' s}{f_y}$$

$$S = \frac{2 A_v f_y j d}{(V_u - V_c)} \quad \text{o bien} \quad S_{\min} = \frac{A_v f_y}{7 b'}$$



haciendo $v' = (V_u - V_c)$ y utilizando estribos del # 4, $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2 (1.27) (4000) (0.9) (128) \times 10^{-3}}{v'} = \frac{1,170.43}{y'}$$

Para la sección crítica tenemos:

$$y' = 58.91 \text{ ton} \quad S = \frac{1,170.43}{47.90} = 24.5 \text{ cm} \quad \therefore \underline{\text{E \# 4 @ 20}}$$

$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

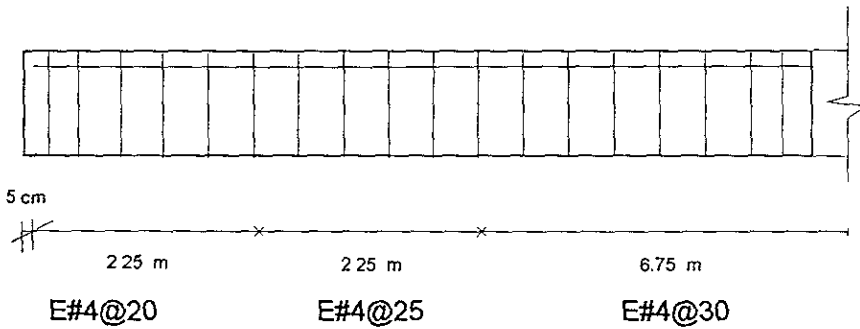
$$A_{v_{\min}} = \frac{7 \times 18 \times 20}{4000} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

Para la sección a 4 m del extremo

$$y' = 35.22 \text{ t} \quad S = \frac{1170.43}{35.22} = 33.23 \text{ cm} \quad \underline{E \# 4 @ 30}$$

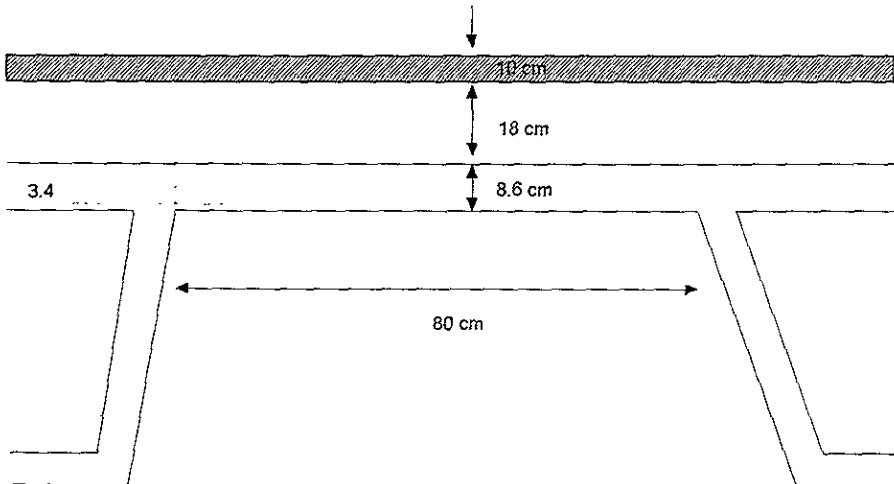
$$Sep_{\text{máx}} = \frac{3}{4} h = 101 \text{ cm}$$

$$Av = \frac{35,220 \times 30}{2 \times 4000 \times 0.9 \times 128} = 1.15 \text{ cm}^2 \quad Av_{\text{mín}} = \frac{7 (18) (30)}{4000} = 0.945 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K}$$



IV.1.3 Diseño de la Losa

Se revisará el peralte en el ala de la trabe para que soporte su peso propio y el peso de la losa de rodamiento.



Cargas

$$\text{Ala: } \left(\frac{0.086 + 0.12}{2} \right) \times 2.4 = 0.25 \text{ t/m}$$

$$\text{Losa: } 0.18 \times 2.4 = 0.4325 \text{ t/m}$$

$$\text{Asfalto: } 0.1 \times 2.2 = 0.22 \text{ t/m}$$

Carga (t/m)	Brazo (m)	Momento (t·m/m)
0.2500	0.19	0.0475
0.4325	0.20	0.0865
0.2200	0.20	0.0440
Σ 0.9025		0.1780

Revisión del peralte del ala:

$$d = 8.6 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 5.6 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} \quad M = 0.178 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m} = 178 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m} \quad K = \frac{1}{2} f_c k j$$

$$\text{donde: } f_c = 0.4 f'_c; f_x = 0.5 f_y; K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}; \gamma = 1 - k/3$$

$$n = 10 \text{ (según las AASHTO)}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto preesforzado)}$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10(140)}} = 0.412 \quad j = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.863$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K j = \frac{1}{2} (140) (0.412) (0.863) = 24.88$$

$$d = \sqrt{\frac{178}{24.88}} = 2.67 \text{ cm} < 5.6 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

Área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad A_s = \frac{0.178 \times 10^5}{2000 \times 0.889 \times 5.6} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Usando varillas del # 3, $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ se tiene:

$$\text{Sep} = \frac{0.71 \times 100}{1.79} = 40 \text{ cm}$$

siendo la separación mínima igual a tres peraltes para losas, tenemos:

Varillas del # 3 @ 20 cm en las alas de las trabes

- Se revisará el peralte de la losa de rodamiento en el punto donde se unen las alas para soportar el incremento de carga adicional debido al peso del asfalto y la carga móvil.

Carga adicional por asfalto:

$$W_{\text{asf}} = 0.1 \times 0.8 \times 2.2 = 0.176 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{asf}} = \frac{W L^2}{10} = \frac{0.176 (0.8)^2}{10} = 0.0113 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{asf}} / 1 \text{ m de ancho} = 0.0113 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Carga móvil e impacto:

El momento debido a esta carga se calculará según indican las AASHTO con la expresión:

$$M (CV + I) = \frac{S + 2}{32} \times P \times I \quad \text{donde: } S = \text{Longitud del claro en pies}$$

P = 7,257 kg para carga tipo HS-20

I = Impacto en % (25%)

$$M (CV + I) = \frac{2.62 + 2}{32} \times 7.3 \times 1.25 = 1.317 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

El momento total será:

$$M_T = 1.317 + 0.0113 = 1.328 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Revisión del peralte: Para $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ tenemos que: $K = 14.81$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} = \sqrt{\frac{1.328 \times 10^3}{14.81}} = 9.5214 \text{ cm} \quad \therefore \text{PASA}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.328 \times 10^5}{2000 \times 0.9 \times 14} = 5.277 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con varillas del # 4 $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ se tiene:

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{5.2377} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sep}_{\min} = 14 \times 3 = 42 \text{ cm} \quad \therefore$$

Se colocarán # 4@25 cm en la dirección perpendicular al tránsito en la parte inferior.

Acero de refuerzo para momento negativo:

$$d = (8.6 + 18) - 4 = 22.6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.33 \times 100^5}{2000 \times 0.9 \times 22.6} = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{3.3} = 38 \text{ cm}$$

Por facilidad se colocarán # 4 @ 25 cm en la dirección perpendicular al tránsito y en la parte superior.

Acero por distribución (parrilla inf. sentido paralelo al tránsito)

$$A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{5}} \leq 67\% \text{ (según las AASHTO)}$$

$$A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{2.62}} = 135.92\% > 67\%$$

Se toma el 67% del acero principal

$$A_{sd} = 0.67 \times 5.277 = 3.54 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ usando varillas \# 4}$$

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{3.54} = 36 \text{ cm}$$

Por facilidad se colocarán # 4 @ 25 cm parrilla inf.

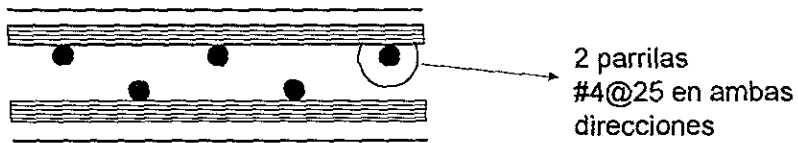
Acero por temperatura (parrilla sup. sentido paralelo al tránsito)

$$A_{st} = 0.0015 \quad b_d = 0.0015 \times 14 \times 100 = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{2.1} = 60.5 > \text{Sep}_{\min}$$

Se colocarán varillas # 4 @ 25 cm

El armado de la losa será:



IV.1.4 Cálculo de los apoyos

Se propone utilizar placas de acero con neopreno dureza shore 60 de 30 x 40 x 4.1 (ft = 100 kg/cm²)

Apoyos fijos

Cargas

$$V_{cm} = 16.57 + 9.74 + 11.64 = 37.955 \text{ t} \quad M_{cm} = 93.85 + 54.87 + 65.58 = 24.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{cv} = \frac{16.774 \text{ t}}{\Sigma = 54.724 \text{ t}} \quad M_{cv} = 85.803 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Esfuerzos por cargas

$$\sigma_R = \frac{54,724}{30 \times 40} = 45.6 \text{ kg/cm}^2 < f_t = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se aceptan}$$

Apoyos móviles

Deformación total por esfuerzo: $\Delta_{et} = 0.00085 L = 0.00085 \times 2200 = 1.87 \text{ cm}$

Deformación por carga muerta: $\Delta_{ecm} = \Delta_{et} \times \frac{M_{cm}}{M_{cm} + M_{cv}}$

$$\Delta_{ecm} = 1.87 \times \frac{214.3}{214.3 + 85.8} = 1.34 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta_e = 0.000165 L = 0.000165 \times 2200 = 0.363 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura $\Delta_\tau = 0.00011 L = 0.00011 \times 2200 = 0.242 \text{ cm}$

Deformación máxima:

$$\text{Contracción} = \Delta_{ecm} - (\Delta_e + \Delta_t) = 1.97 - (0.363 + 0.242) = 1.365 \text{ cm}$$

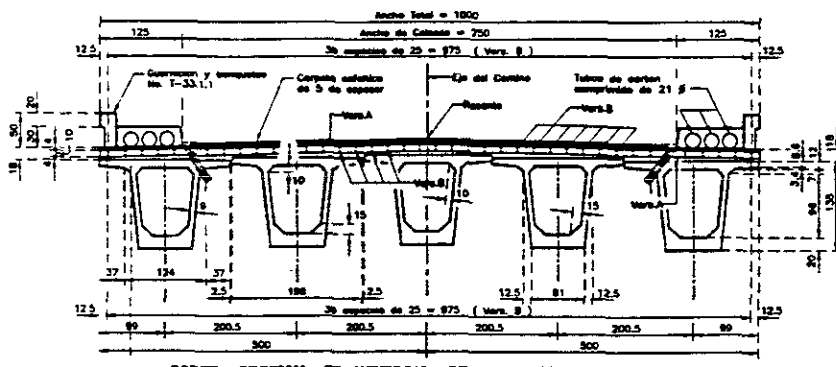
$$\text{Dilatación} = (\Delta_{et} + \Delta_\tau) - \Delta_c = (1.87 + 0.242) - 0.363 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 1.75 \text{ cm}$$

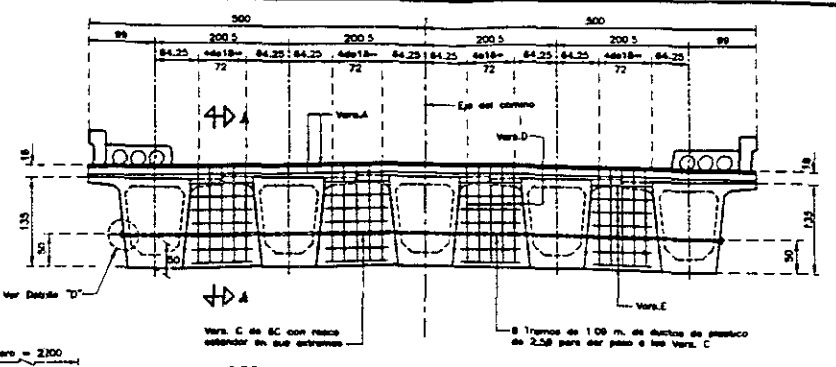
Espesor del apoyo

$$h = 4.1 \text{ cm} \quad \frac{VL}{h} = \frac{1.75}{4.1} = 0.43 < \Delta_{\text{máx}} \text{ per} = 0.5$$

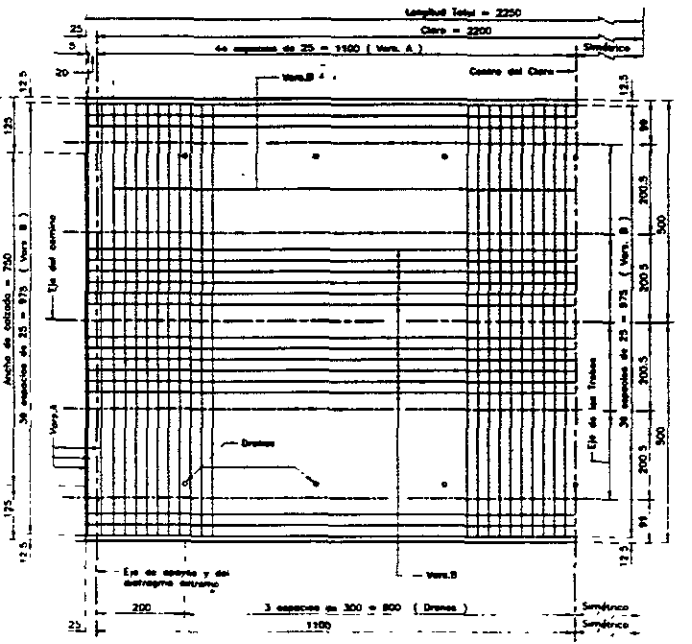
\therefore Se aceptan las placas de 30 x 40 x 4.1



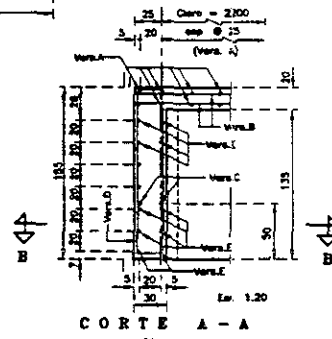
CORTE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA
Esc. 1:33.3



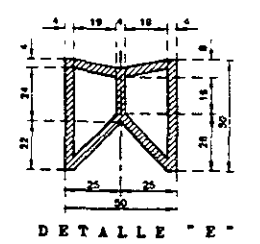
REFUERZO DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS
Esc. 1:33.3



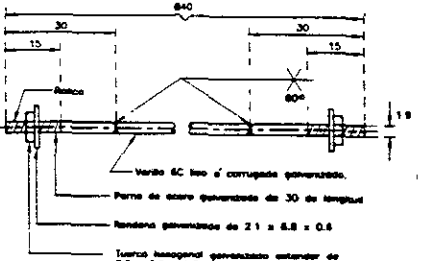
MEDIA PARRILLA SUPERIOR E INFERIOR
P L A N T A
Esc. 1:50



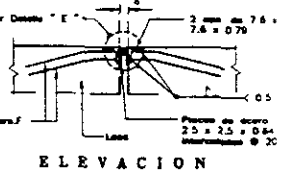
CORTE A-A
Esc. 1:20



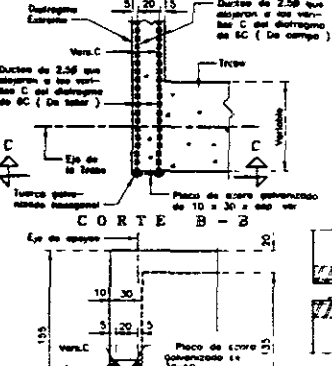
DETALLE "E"



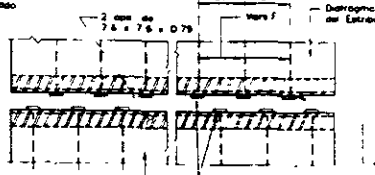
DETALLE DE VARILLA "C" DE LOS DIAFRAGMAS



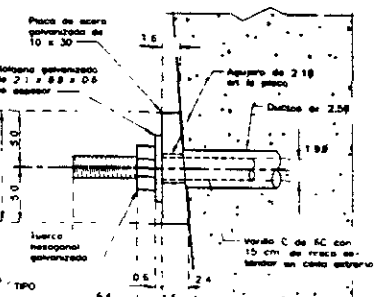
ELEVACION



CORTE B-B
Esc. 1:20



PLANTA
Esc. 1:10



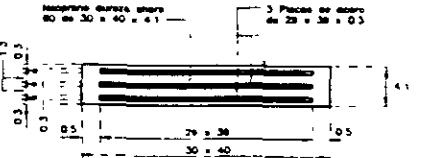
DETALLE "D"

MATERIALES						
LISTA DE VARILLAS						
Var.	Diám.	Num.	L. Total	CEROVITE	a	b Pesa(kg)
A	4C	182	880		880	1802
B	4C	80	2340		2340	1792
C	6C	4	840		840	15 76
D	4C	40	304		22	145 142
E	4C	86	80		80	84
F	4C	200	40		10	30 80
G	3C	16	180		10	40 47

LOSA Y DIAFRAGMAS	
Concreto de $f_c = 250$ kg/cm ²	48.2 m ³
Achic de rebarba L.E. 24000 kg/cm ²	3046 kg
Varilla C con resaca en sus extremos L.E. 24000 kg/cm ²	76 kg
Acero estructural A-36 (Placas, tornillos y roscas)	40 kg
Concreto estribo	8.4 m ³
Drives de pasaca de 7.6 ϕ	14 Pies
Drives de pasaca de 2.5 ϕ = 1.00 m.	15 Pies

APOYOS	
Resaca ASTM-D2240 curado sobre 80 (No 100 kg/cm ²)	30 m ³
Acero estructural A-36	80 kg

JUNTA DE DILATACION	
Acero estructural A-36	180 kg
Junta estribo de resaca tipo JCBT-55 (por junta)	10.0 m
Cartón asfáltico de 4 cm de espesor (por junta)	2.0 m ²



APOYO FIJO Y MOVIL
DETALLE DE APOYOS

NOTAS -

1. En construcción, excepto donde se indique otro método.

2. La última edición de las Normas para Construcción e Inspección de la S.C.T. Se hará referencia en particular a las siguientes especificaciones:

- 3.01.02.026 Concreto hidráulico
- 3.01.02.027 Acero para armadura hidráulico
- 3.01.02.028 Estructuras de concreto reforzado
- 3.01.02.029 Estructuras de concreto pretensado
- 3.01.02.030 F.O.S. Sotavento

3. Aplicación del Proyecto.- Correrá todo el peso de la estructura de las curvas de tráfico, en un lado de la 32-53 y de la otra en la 34-30.

4. Materiales.- Deberán ser suministrados por la D.S.T. y cumplir con sus respectivos especificaciones.

5. Concreto Portland 4.01.02.024 B

6. Agregado para concreto 4.01.02.024 E

7. Agua para concreto 4.01.02.024 G

8. Altera de rebarba 4.01.02.025 B Tipo A, C, E

9. Acero estructural 4.01.02.025 F

10. Sotavento 4.01.02.026

11. Concreto.- Se usará concreto de $f_c = 250$ kg/cm², en losa y diafragmas. Este concreto será suministrado en forma de bloques de 8 x 8 cm, y el agregado grueso será suministrado en cantidad y en tamaño según especificaciones, presentando en el momento que comience el trabajo, la cantidad y distribución de como productos, presentando el material probado satisfactorio de su diseño con las especificaciones y el control que se le va a aplicar.

12. Acero de refuerzo.- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas antes de usarlas que siempre deben estar libres de óxido y de cualquier otro material que pueda afectar la adherencia y el desarrollo de las varillas. Las varillas serán suministradas en cantidad y en tamaño según especificaciones, presentando en el momento que comience el trabajo, la cantidad y distribución de como productos, presentando el material probado satisfactorio de su diseño con las especificaciones y el control que se le va a aplicar.

13. Preparación de Concreto.- Una vez recibidos los bloques en el momento de preparar el concreto, se deberá tener presente el tipo de bloques que se utilizarán y se deberá tener presente el tipo de agregado grueso que se utilizará y se deberá tener presente el tipo de agregado grueso que se utilizará y se deberá tener presente el tipo de agregado grueso que se utilizará.

14. El punto de apoyo al trabajo cuando la resistencia de última prueba sea de 250 kg/cm², se usará y se usará la resistencia en los apoyos durante todo el tiempo de construcción.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS

TRAMO PUNTA DE LA SIERRA

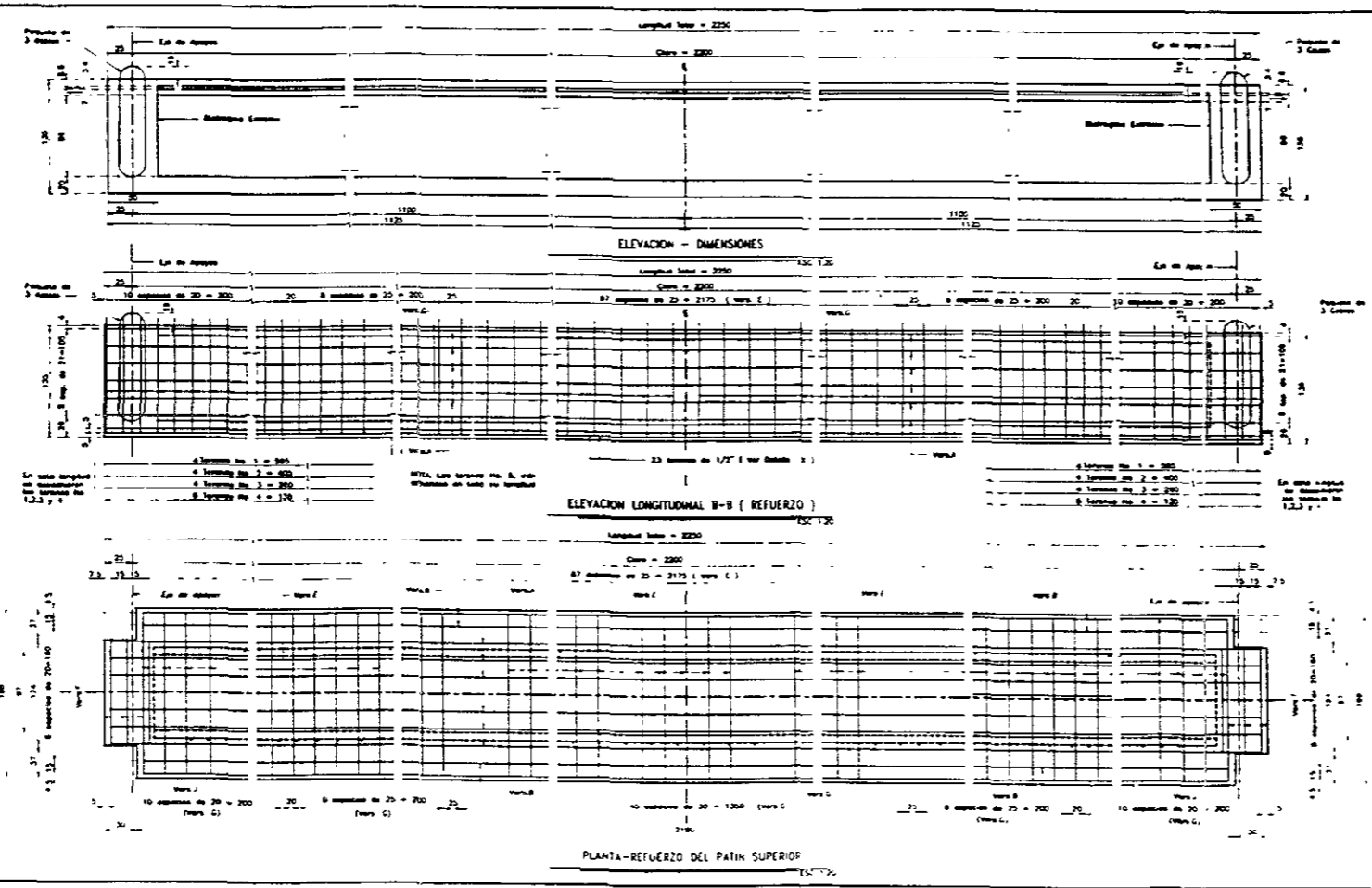
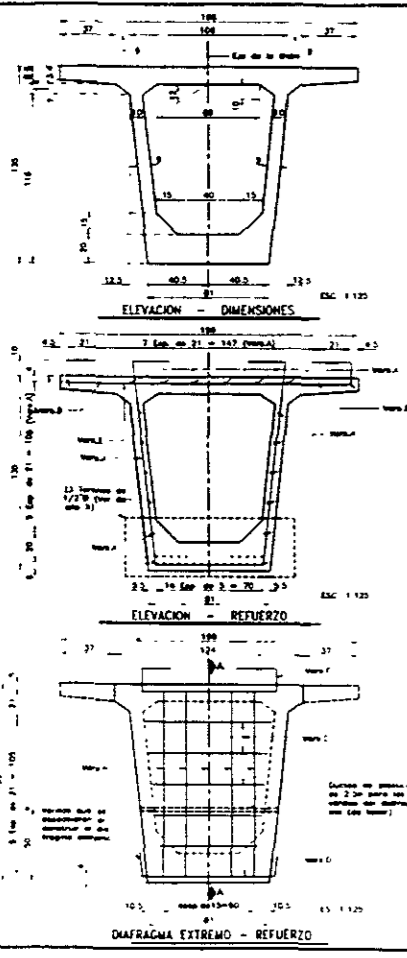
ESTRUCTURA DE LA JUNTA DE DILATACION EN LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS

ESTRUCTURA DE LA JUNTA DE DILATACION EN LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS

ESTRUCTURA DE LA JUNTA DE DILATACION EN LA CARRETERA ENTRE SAN ANTONIO Y LAS VEGAS NUEVAS



MATERIALES		LISTA DE REQUISITOS	
1	ACERO	1	ACERO
2	ACERO	2	ACERO
3	ACERO	3	ACERO
4	ACERO	4	ACERO
5	ACERO	5	ACERO
6	ACERO	6	ACERO
7	ACERO	7	ACERO
8	ACERO	8	ACERO
9	ACERO	9	ACERO
10	ACERO	10	ACERO
11	ACERO	11	ACERO
12	ACERO	12	ACERO
13	ACERO	13	ACERO
14	ACERO	14	ACERO
15	ACERO	15	ACERO
16	ACERO	16	ACERO
17	ACERO	17	ACERO
18	ACERO	18	ACERO
19	ACERO	19	ACERO
20	ACERO	20	ACERO

1. OBJETIVO
 2. ALCANCE
 3. REFERENCIAS
 4. DEFINICIONES
 5. DESCRIPCION DE OBRAS
 6. MATERIALES
 7. METODOS DE EJECUCION
 8. CONTROL DE CALIDAD
 9. SEGURIDAD
 10. MEDIO AMBIENTE
 11. OBSERVACIONES
 12. ANEXOS
 13. FECHA DE EMISION
 14. AUTORIZACION

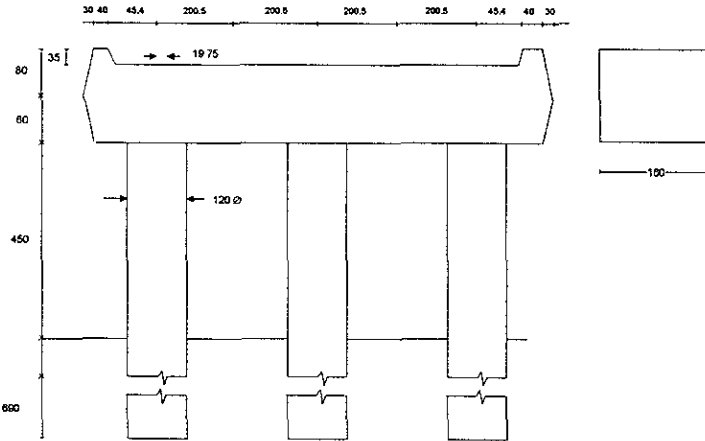
DETALLE 1
 1:10
 1. OBJETIVO
 2. ALCANCE
 3. REFERENCIAS
 4. DEFINICIONES
 5. DESCRIPCION DE OBRAS
 6. MATERIALES
 7. METODOS DE EJECUCION
 8. CONTROL DE CALIDAD
 9. SEGURIDAD
 10. MEDIO AMBIENTE
 11. OBSERVACIONES
 12. ANEXOS
 13. FECHA DE EMISION
 14. AUTORIZACION

CORTE A-A
 1:10
 1. OBJETIVO
 2. ALCANCE
 3. REFERENCIAS
 4. DEFINICIONES
 5. DESCRIPCION DE OBRAS
 6. MATERIALES
 7. METODOS DE EJECUCION
 8. CONTROL DE CALIDAD
 9. SEGURIDAD
 10. MEDIO AMBIENTE
 11. OBSERVACIONES
 12. ANEXOS
 13. FECHA DE EMISION
 14. AUTORIZACION

IV.2. SUBESTRUCTURA

IV.2.1 DIMENSIONES PROPUESTAS

CABEZAL Y PILAS (Dimensiones propuestas)



Acotaciones
en cm

S = socavación

de la fórmula de Laurssen
y Toch simplificada:

$$\frac{ds}{b} = 1.11 \sqrt{\frac{do}{b}}$$

donde: ds = socavación aguas
arriba (m)

do = tirante dd flujo (m)

b = ancho de la pila (m)

IV.2.2 ANÁLISIS DE CARGAS

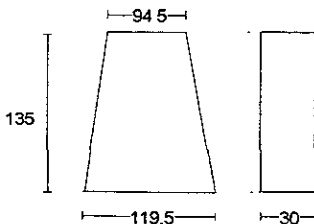
Peso del cabezal

$$\text{Vol} = 884.7 \times 160 \times 100 + 40 \times 160 \times 140 + (4.3 \times 40 \times 160) \div 2 + (30 \times 140 \times 160) \div 2$$

$$\text{Vol} = 15,400,960 \text{ cm}^3 = 15.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Popo cabezal} = 2.4 \times 15.4 / 10.3 = 3.58 \text{ t/m}$$

Peso de los diafragmas

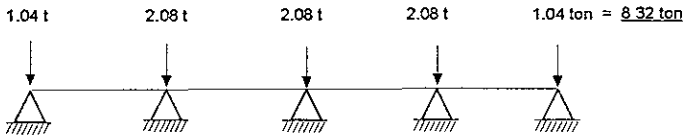


$$y = 0.43335 \text{ m}^3 \times 4 = 1.7334 \text{ m}^3 / \text{ diafragma}$$

Siendo 2 diafragmas en apoyos intermedios

$$V = 3.4668 \text{ m}^3$$

Peso = $3.4668 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 8.32 \text{ ton}$



Reacción de ejes de trabe sobre el cabezal

Popo -----> R = 33.14 ton/eje

Losa -----> R = 19.48 ton/eje

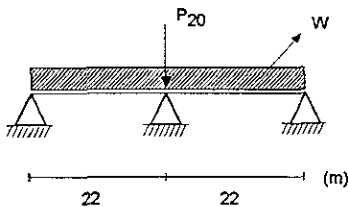
Carga muerta adicional -----> R = 23.28 ton/eje

Carga viva

$V_{cv} = 28.552 \text{ t/carril} \quad 28.552 \times 2 \text{ carriles} = 57.104 \text{ ton}$

$57.104 \text{ ton}/5 \text{ ejes} = 11.4208 \text{ ton/eje}$

Por carga equivalente:



$P_2 \cdot = 11.793 \text{ ton/carril}$

$W = 0.952 \text{ t/m/carril}$

$Rev = \frac{[10.952 \times 22] + 11.79}{5 \text{ ejes}} \times 2 \text{ carriles} = 13.1 \text{ ton/eje} \quad \text{RIGE}$

$R_T = 33.14 + 19.48 + 23.28 + 13.10 = 98.74 \text{ ton/eje}$

IV.2.3 CÁLCULO DE CARGAS PARA LAS COMBINACIONES (GRUPOS)

Para el análisis del marco que conforman el cabezal y las pilas se utilizarán las combinaciones de los grupos I, III y VII que establecen las AASHTO.

Estos grupos se describirán en seguida:

GRUPO I

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{I} + \text{ET} + \text{S} + \text{PC}$$

donde: CM = carga muerta I = impacto
CV = carga viva ET = empuje de tierras
S = subpresión PC = presión de la corriente

Para este grupo se tomará un porcentaje de esfuerzos unitarios del 100%.

GRUPO III

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FL} + \text{F} + 30\% \text{VE} + \text{VCV} + \text{FC}$$

donde: FL = fuerza longitudinal por carga viva (frenaje)
F = fuerza longitudinal debida a la fricción
VE = viento sobre la estructura
VCV = viento sobre la carga viva
FC = fuerza centrífuga

Para este grupo se tomará un 125% de esfuerzos unitarios

GRUPO VII

$$\text{Grupo VII} = \text{CM} + \text{ET} + \text{S} + \text{PC} + \text{TT}$$

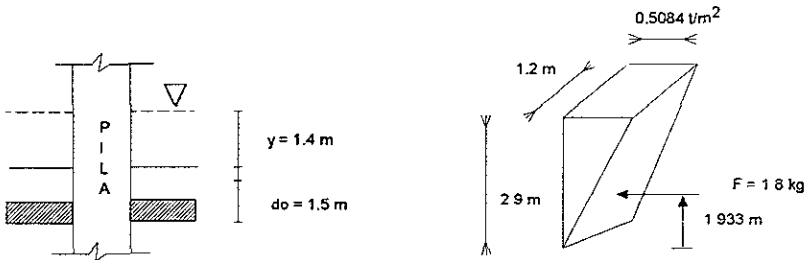
donde: TT = fuerza debida a sismo

Se tomará un 133.33% de esfuerzos unitarios.

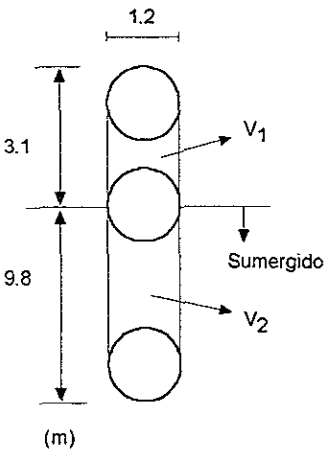
Cálculo de las fuerzas correspondientes

$PC = 52.55 KV^2$ [kg/m²] donde: $V =$ Velocidad del agua en m/s
 $K =$ cte. para pilas de sección circular

$PC = 52.55 \times 0.67 \times 3.8^2 = 508.41$ kg/m²



SUBPRESIÓN



$V_1 = 3.1 \times [0.6^2 \times \pi] = 3.51$ m³

Peso = $3.81 \times 2.4 = 8.41$ ton

$V_2 = [0.6^2 \times \pi] \times 9.8 = 11.084$ m³

$S = 11.084 \times (2.4-1) = 15.52$ ton

Total = $15.52 + 8.41 = 23.93$ ton

FL (Frenaje)

Deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al tránsito en una misma dirección. Se empleará la carga concentrada (1.2.8) sin impacto y con la reducción establecida en el inciso 1.2.9 (AASHTO).

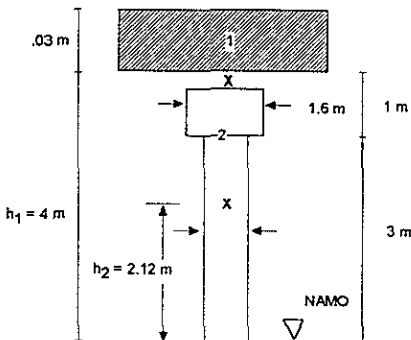
$$FL = 0.05 \times 32.75 \text{ ton/carril} \times 1 \text{ carril} = \underline{1.64 \text{ ton aplicado a } h_1}$$

F (Fricción) Se toma como porcentaje de la carga muerta

$$R_{CM} = [(16.57 + 9.74 + 11.64) \times 2] \times 5 = 379.5 \text{ ton} = 189.75 \text{ ton/carril}$$

$$F = 0.05 \times 189.75 = \underline{9.49 \text{ ton}} \quad \underline{\text{aplicado a } h_1}$$

Viento sobre la estructura



Se utilizarán los valores recomendados en las AASHTO para VE en puentes comunes de losa sobre vigas:

244 kg/m² transversalmente

59 kg/m² longitudinalmente

$$h_2 \approx \frac{3.5 \times 1.6 + 1.5 \times 3.6}{5.2} = \underline{2.12 \text{ m}}$$

Viento normal a la estructura

$$V_{\text{normal}} E_1 = 2.03 \times 22.5 \times 0.244 = \underline{11.14 \text{ ton}} \text{ aplicado a } h_1$$

$$VNE_2 = [(1.6 \times 1) + (1.2 \times 3)] \times 0.195 = \underline{1.04 \text{ ton}} \text{ aplicado a } h_2$$

195 kg/m²; es una recomendación de las AASHTO para viento directamente aplicado sobre la subestructura.

Viento longitudinal a la estructura

$$VLE_1 = 2.03 \times 22.5 \times 0.059 = \underline{2.7 \text{ ton}} \text{ aplicado a } h_1$$

$$VLE_2 = 5.2 \times 0.195 = \underline{1.014 \text{ ton}} \text{ aplicado a } h_2$$

Viento sobre la carga viva (VCV)

Tenemos de las AASHTO para puentes comunes de losa sobre traveses:

149 kg/m	transversalmente	ambas deben aplicarse
60 kg/m	longitudinalmente	simultáneamente

Viento normal

$$VNCV = 22.5 \times 0.149 = 3.35 \text{ ton} \text{ aplicado a } h_1$$

Viento longitudinal

$$VLCV = 22.5 \times 0.06 = 1.35 \text{ ton} \text{ aplicado a } h_2$$

Fuerza centrífuga (FC)

Ésta es nula debido a que el camino está ubicado en tangente.

SISMO (TT)

TT = CP donde:

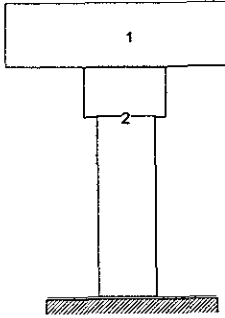
TT = fuerza lateral aplicado en el centro de gravedad de la estructura.

C = 0.06 para estructuras cimentadas sobre pilotes

P = Popo de la estructura

$$\text{Popo}_1 = [(16.57 + 9.74 + 11.64) \times 2] \times 5 = \underline{379.5 \text{ ton}}$$

$$\text{Popo}_2 = 37 \text{ ton (cabezal)} + (35.01) \times 3 = \underline{105.03 \text{ ton}}$$



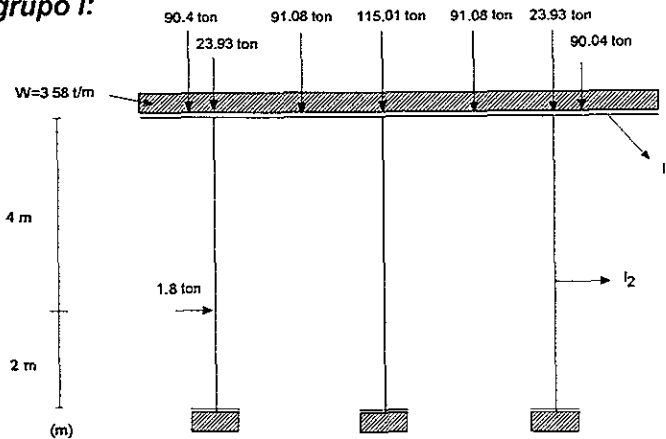
$$S_1 = 0.06 \times 379.5 = \underline{22.77 \text{ ton}} \quad (\text{aplicada en } h_1)$$

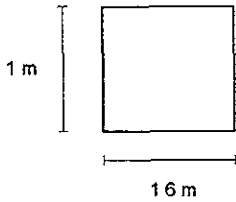
$$S_2 = 0.06 \times 105.03 = \underline{6.30 \text{ ton}} \quad (\text{aplicada en } h_2)$$

IV.2.4 CARGAS EN MARCAS

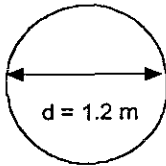
Con las fuerzas obtenidas anteriormente se cargan los marcos mostrados a continuación:

Para el grupo I:





$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.6 \times 1^3}{12} = 0.1333 \text{ m}^4 = 13,333,333.33 \text{ cm}^4$$

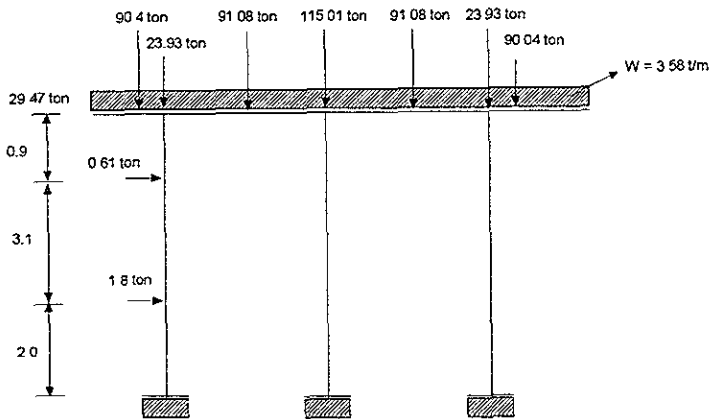


$$I_2 = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi \times 0.6^4}{4} = 0.1018 \text{ m}^4 = 10,178,760.2 \text{ cm}^4$$

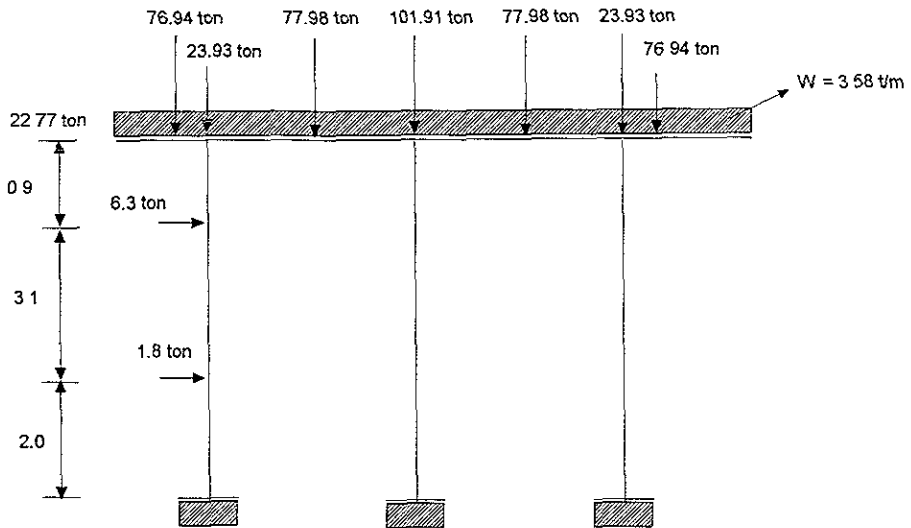
$$E = 15,000 \sqrt{f_c} = 15,000 \sqrt{250} = 237,170.8345 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.4 E = 94,868.3298 \text{ kg/cm}^2$$

Para el grupo III el marco queda:



Para el grupo VII el marco queda:



MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

SYSTEM

L=6

JOINTS

1 X=1.564 Y=0 Z=0
2 X=5.172 Y=0 Z=0
3 X=8.78 Y=0 Z=0
4 X=0 Y=6 Z=0
5 X=1.564 Y=6 Z=0
6 X=5.172 Y=6 Z=0
7 X=8.78 Y=6 Z=0
8 X=10.343 Y=6 Z=0

RESTRAINS

1 3 1 R=1,1,1,1,1,1
4 R=0,0,1,1,1,0
5 7 1 R=0,0,1,1,1,0
8 R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=2 NL=12 NSEC=15
1 A=1 6 I=.1333 E=2371708.245 G=.4*2371708.245
2 A=1 131 I=0.1018 E=2371708.245 G=4*2371708.245
1 WL=0,-3.58,0 : 1,2,3A CONDICION
2 PLD=1.154,-90.04,0 : 1,2A CONDICION
3 PLD=1.6025,-91.08,0 : 1,2A CONDICION
4 PLD=2.005,-91.08,0 : 1,2A CONDICION
5 PLD=0.41,-90.04,0 : 1,2A CONDICION
6 PLD=2.0,-1.8,0 : 1A CONDICION
7 PLD=2.0,-1.8,0,5.1,-0.61,0 : 2A CONDICION
8 PLD=1.154,-76.94,0 : 3A CONDICION
9 PLD=1.6025,-77.98,0 : 3A CONDICION
10 PLD=2.005,-77.98,0 : 3A CONDICION
11 PLD=0.41,-76.94,0 : 3A CONDICION
12 PLD=2.0,-1.8,0,5.1,-6.3,0 : 3A CONDICION
1 1 5 M=2 LP=1.0 NSL=6,0,7,0,12,0
2 2 6 M=2 LP=1.0 NSL=0
3 3 7 M=2 LP=1.0 NSL=0
4 4 5 M=1 LP=1.0 NSL=1,2,1,2,1,8
5 5 6 M=1 LP=1.0 NSL=1,3,1,3,1,9
6 6 7 M=1 LP=1.0 NSL=1,4,1,4,1,10
7 7 8 M=1 LP=1.0 NSL=1,5,1,5,1,11

LOADS

5 L=1 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 1A CONDICION
5 L=3 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 2A CONDICION
5 L=5 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 3A CONDICION
6 L=1 F=0,-115.01,0,0,0,0 : 1A CONDICION
6 L=3 F=0,-115.01,0,0,0,0 : 2A CONDICION
7 L=1 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 1A CONDICION
7 L=3 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 2A CONDICION
7 L=5 F=0,-23.93,0,0,0,0 : 3A CONDICION
4 L=3 F=29.47,0,0,0,0,0 : 2A CONDICION
4 L=5 F=22.77,0,0,0,0,0 : 3A CONDICION
6 L=5 F=0,-101.91,0,0,0,0 : 3A CONDICION

COMBO

1 C=1,1,0,0,0,0
2 C=0,0,1,1,0,0
3 C=0,0,0,0,1,1

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	

1	-179.14					
	.0	.31	.26			
	.4	.31	.40			
	.9	.31	.53			
	1.3	.31	.66			
	1.7	.31	.80			
	2.1	-1.49	.67			
	2.6	-1.49	.03			
	3.0	-1.49	-.61			
	3.4	-1.49	-1.24			
	3.9	-1.49	-1.88			
	4.3	-1.49	-2.52			
	4.7	-1.49	-3.16			
	5.1	-1.49	-3.80			
	5.6	-1.49	-4.44			
	6.0	-1.49	-5.08			
2	-167.54					
	.0	9.88	-31.31			
	.4	9.88	-27.07			
	.9	9.88	-22.84			
	1.3	9.88	-18.60			
	1.7	9.88	-14.37			
	2.1	8.08	-10.39			
	2.6	8.08	-6.93			
	3.0	8.08	-3.47			
	3.4	8.08	-.00			
	3.9	8.08	3.46			
	4.3	8.08	6.93			
	4.7	8.08	10.39			
	5.1	7.47	13.83			
	5.6	7.47	17.03			
	6.0	7.47	20.23			
3	-148.24					
	.0	10.23	-31.29			
	.4	10.23	-26.90			
	.9	10.23	-22.52			
	1.3	10.23	-18.13			
	1.7	10.23	-13.75			
	2.1	8.43	-9.62			
	2.6	8.43	-6.01			
	3.0	8.43	-2.39			
	3.4	8.43	1.22			
	3.9	8.43	4.83			
	4.3	8.43	8.45			
	4.7	8.43	12.06			
	5.1	2.13	15.40			
	5.6	2.13	16.32			
	6.0	2.13	17.23			

2	-203.71					
1		.0	.14	-.44		

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			4	.14				-.38
			.9	.14				-.32
			1.3	.14				-.26
			1.7	.14				-.20
			2.1	.14				-.14
			2.6	.14				-.08
			3.0	.14				-.03
			3.4	.14				.03
			3.9	.14				.09
			4.3	.14				.15
			4.7	.14				.21
			5.1	.14				.27
			5.6	.14				.33
			6.0	.14				.39
2	-203.88		.0	11.42				-35.18
			.4	11.42				-30.28
			.9	11.42				-25.39
			1.3	11.42				-20.49
			1.7	11.42				-15.60
			2.1	11.42				-10.71
			2.6	11.42				-5.81
			3.0	11.42				-.92
			3.4	11.42				3.98
			3.9	11.42				8.87
			4.3	11.42				13.77
			4.7	11.42				18.66
			5.1	11.42				23.56
			5.6	11.42				28.45
			6.0	11.42				33.35
3	-178.96		.0	10.74				-33.15
			.4	10.74				-28.55
			.9	10.74				-23.95
			1.3	10.74				-19.34
			1.7	10.74				-14.74
			2.1	10.74				-10.14
			2.6	10.74				-5.53
			3.0	10.74				-.93
			3.4	10.74				3.68
			3.9	10.74				8.28
			4.3	10.74				12.88
			4.7	10.74				17.49
			5.1	10.74				22.09
			5.6	10.74				26.69
			6.0	10.74				31.30
1	-179.29		.0	1.35				-2.85
			.4	1.35				-2.27
			.9	1.35				-1.69
			1.3	1.35				-1.11

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	1.7	1.35	- .53			
	2.1	1.35	.05			
	2.6	1.35	.63			
	3.0	1.35	1.20			
	3.4	1.35	1.78			
	3.9	1.35	2.36			
	4.3	1.35	2.94			
	4.7	1.35	3.52			
	5.1	1.35	4.10			
	5.6	1.35	4.68			
	6.0	1.35	5.26			
2	-190.72					
	.0	10.58	-33.36			
	.4	10.58	-28.82			
	.9	10.58	-24.29			
	1.3	10.58	-19.76			
	1.7	10.58	-15.22			
	2.1	10.58	-10.69			
	2.6	10.58	-6.16			
	3.0	10.58	-1.62			
	3.4	10.58	2.91			
	3.9	10.58	7.44			
	4.3	10.58	11.98			
	4.7	10.58	16.51			
	5.1	10.58	21.04			
	5.6	10.58	25.57			
	6.0	10.58	30.11			
3	-169.44					
	.0	9.90	-31.34			
	.4	9.90	-27.10			
	.9	9.90	-22.85			
	1.3	9.90	-18.61			
	1.7	9.90	-14.37			
	2.1	9.90	-10.13			
	2.6	9.90	-5.89			
	3.0	9.90	-1.65			
	3.4	9.90	2.60			
	3.9	9.90	6.84			
	4.3	9.90	11.08			
	4.7	9.90	15.32			
	5.1	9.90	19.56			
	5.6	9.90	23.80			
	6.0	9.90	28.05			
4	-----					
1	.00					
	.0	.00	.00			
	.1	-.40	-.02			
	.2	-.80	-.09			
	.3	-1.20	-.20			
	.4	-1.60	-.36			
	.6	-2.00	-.56			
	.7	-2.40	-.80			

MARCO RIGIDO DEL FUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.8	-2.80	-1.09			
	.9	-3.20	-1.43			
	1.0	-3.60	-1.81			
	1.1	-4.00	-2.23			
	1.2	-94.44	-9.44			
	1.3	-94.84	-20.02			
	1.5	-95.24	-30.63			
	1.6	-95.64	-41.29			
2	-29.47					
	.0	.00	.00			
	.1	-.40	-.02			
	.2	-.80	-.09			
	.3	-1.20	-.20			
	.4	-1.60	-.36			
	.6	-2.00	-.56			
	.7	-2.40	-.80			
	.8	-2.80	-1.09			
	.9	-3.20	-1.43			
	1.0	-3.60	-1.81			
	1.1	-4.00	-2.23			
	1.2	-94.44	-9.44			
	1.3	-94.84	-20.02			
	1.5	-95.24	-30.63			
	1.6	-95.64	-41.29			
3	-22.77					
	.0	.00	.00			
	.1	-.40	-.02			
	.2	-.80	-.09			
	.3	-1.20	-.20			
	.4	-1.60	-.36			
	.6	-2.00	-.56			
	.7	-2.40	-.80			
	.8	-2.80	-1.09			
	.9	-3.20	-1.43			
	1.0	-3.60	-1.81			
	1.1	-4.00	-2.23			
	1.2	-81.34	-8.46			
	1.3	-81.74	-17.57			
	1.5	-82.14	-26.73			
	1.6	-82.54	-35.92			
5	-----					
1	-1.49					
	.0	59.58	-46.37			
	.3	58.65	-31.14			
	.5	57.73	-16.14			
	.8	56.81	-1.38			
	1.0	55.88	13.14			
	1.3	54.96	27.42			
	1.5	54.04	41.47			
	1.8	-37.96	36.93			
	2.1	-38.89	27.02			
	2.3	-39.81	16.88			

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
2	-22 00	2.6	-40.73	6.50		
		2.8	-41.65	-4.11		
		3.1	-42.58	-14.96		
		3.4	-43.50	-26.06		
		3.6	-44.42	-37.39		
		.0	47.97	-21.06		
		.3	47.05	-8.82		
		.5	46.13	3.19		
		.8	45.21	14.96		
		1.0	44.28	26.49		
		1.3	43.36	37.78		
		1.5	42.44	48.84		
		1.8	-49.56	41.30		
		2.1	-50.49	28.41		
		2.3	-51.41	15.28		
3	-20.64	2.6	-52.33	1.91		
		2.8	-53.25	-11.69		
		3.1	-54.18	-25.54		
		3.4	-55.10	-39.62		
		3.6	-56.02	-53.94		
		.0	41.77	-18.69		
		.3	40.84	-8.05		
		.5	39.92	2.36		
		.8	39.00	12.53		
		1.0	38.08	22.46		
		1.3	37.15	32.15		
		1.5	36.23	41.61		
		1.8	-42.67	35.12		
		2.1	-43.59	24.00		
		2.3	-44.52	12.65		
	2.6	-45.44	1.05			
	2.8	-46.36	-10.78			
	3.1	-47.28	-22.84			
	3.4	-48.21	-35.15			
	3.6	-49.13	-47.69			
6						
1	-1.35	.0	44.28	-37.00		
		.3	43.35	-25.70		
		.5	42.43	-14.65		
		.8	41.51	-3.83		
		1.0	40.59	6.75		
		1.3	39.66	17.09		
		1.5	38.74	27.19		
		1.8	37.82	37.05		
		2.1	-54.18	41.52		
		2.3	-55.11	27.43		
		2.6	-56.03	13.11		
		2.8	-56.95	-1.45		
	3.1	-57.87	-16.24			

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	3.4	-58.80	-31.28			
	3.6	-59.72	-46.55			
2	-10.58					
	.0	32.84	-20.59			
	.3	31.92	-12.24			
	.5	31.00	-4.14			
	.8	30.07	3.73			
	1.0	29.15	11.36			
	1.3	28.23	18.76			
	1.5	27.31	25.91			
	1.8	26.38	32.83			
	2.1	-65.62	34.35			
	2.3	-66.54	17.32			
	2.6	-67.46	.05			
	2.8	-68.39	-17.45			
	3.1	-69.31	-35.20			
	3.4	-70.23	-53.18			
	3.6	-71.15	-71.40			
3	-9.90					
	0	27.92	-16.39			
	.3	27.00	-9.32			
	.5	26.07	-2.48			
	.8	25.15	4.12			
	1.0	24.23	10.49			
	1.3	23.31	16.61			
	1.5	22.38	22.50			
	1.8	21.46	28.15			
	2.1	-57.44	29.14			
	2.3	-58.36	14.21			
	2.6	-59.29	-.95			
	2.8	-60.21	-16.34			
	3.1	-61.13	-31.98			
	3.4	-62.06	-47.85			
	3.6	-62.98	-63.96			
7	-----					
1	.00					
	.0	95.64	-41.29			
	.1	95.24	-30.63			
	.2	94.84	-20.02			
	.3	94.44	-9.46			
	.4	4.00	-2.23			
	.6	3.60	-1.81			
	.7	3.20	-1.43			
	.8	2.80	-1.09			
	.9	2.40	-.80			
	1.0	2.00	-.56			
	1.1	1.60	-.36			
	1.2	1.20	-.20			
	1.3	.80	-.09			
	1.5	.40	-.02			
	1.6	.00	.00			
2	.00					

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
	.0	95.64	-41.29			
	.1	95.24	-30.63			
	.2	94.84	-20.02			
	.3	94.44	-9.46			
	.4	4.00	-2.23			
	.6	3.60	-1.81			
	.7	3.20	-1.43			
	.8	2.80	-1.09			
	.9	2.40	-.80			
	1.0	2.00	-.56			
	1.1	1.60	-.36			
	1.2	1.20	-.20			
	1.3	.80	-.09			
	1.5	.40	-.02			
	1.6	.00	.00			
3	.00					
	.0	82.54	-35.92			
	.1	82.14	-26.73			
	.2	81.74	-17.58			
	.3	81.34	-8.48			
	.4	4.00	-2.23			
	.6	3.60	-1.81			
	.7	3.20	-1.43			
	.8	2.80	-1.09			
	.9	2.40	-.80			
	1.0	2.00	-.56			
	1.1	1.60	-.36			
	1.2	1.20	-.20			
	1.3	.80	-.09			
	1.5	.40	-.02			
	1.6	.00	.00			

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.1363E-04	-.3965E-03	.1189E-05
5	.1363E-04	-.4007E-03	-.2997E-04
6	.1222E-04	-.4557E-03	-.6333E-06
7	.1093E-04	-.4010E-03	.2994E-04
8	.1093E-04	-.3968E-03	-.1205E-05

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.9528E-03	-.2578E-03	-.7089E-04
5	.9407E-03	-.3748E-03	-.1020E-03
6	.9198E-03	-.4560E-03	-.2276E-04
7	.9097E-03	-.4266E-03	-.4037E-04
8	.9097E-03	-.5323E-03	-.7151E-04

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.8990E-03	-.2364E-03	-.5726E-04
5	.8896E-03	-.3316E-03	-.8494E-04
6	.8700E-03	-.4003E-03	-.2306E-04
7	.8606E-03	-.3790E-03	-.4090E-04
8	.8606E-03	-.4806E-03	-.6856E-04

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-.3102	179.1444	-.2633
2	-.1384	203.7080	.4406
3	-1.3514	179.2856	2.8494
4	.0000	.0000	.0000
5	.0000	-23.9300	.0000
6	.0000	-115.0100	.0000
7	.0000	-23.9300	.0000
8	.0000	.0000	.0000

MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

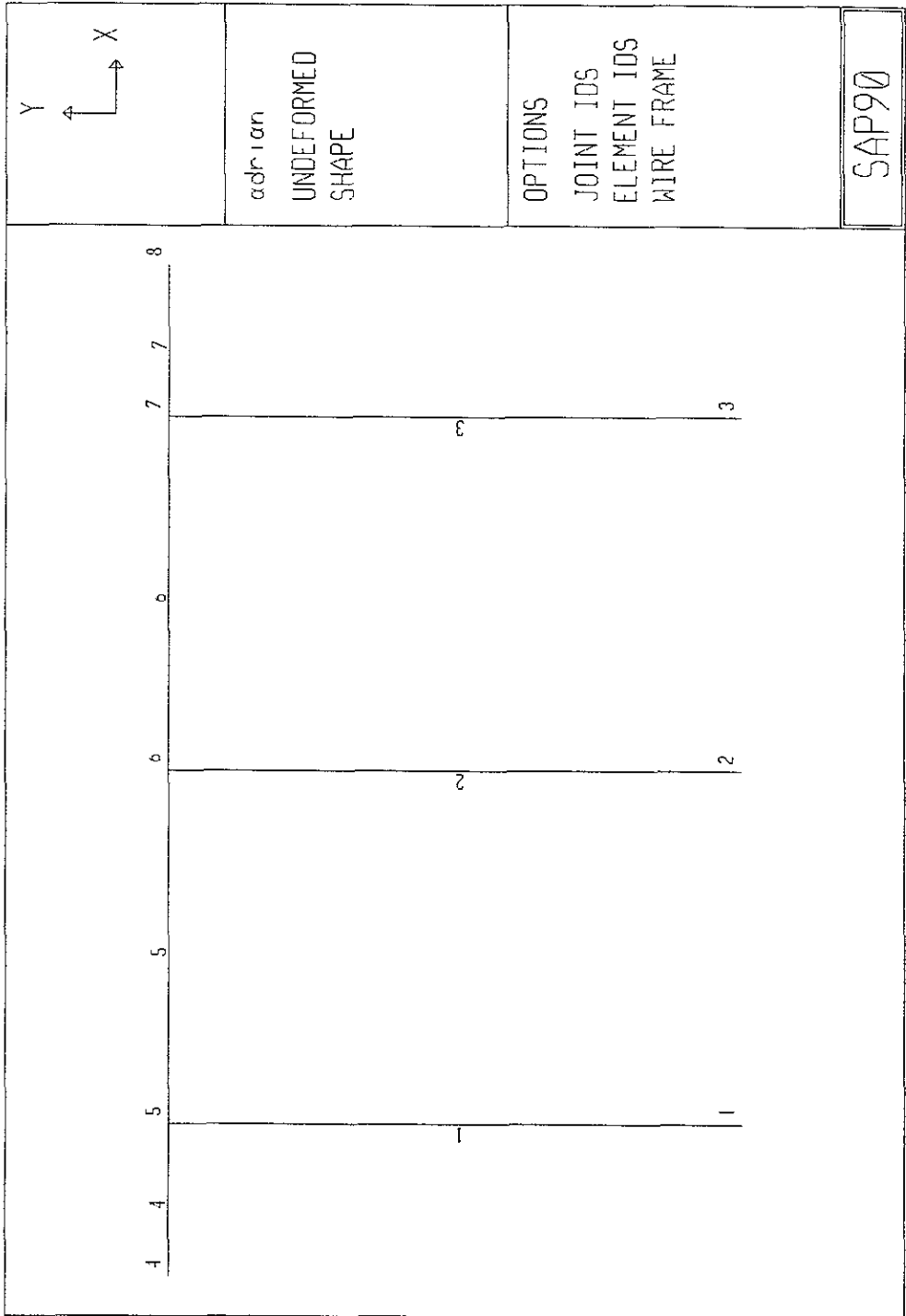
JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-9.8815	167.5431	31.3097
2	-11.4210	203.8751	35.1789
3	-10.5775	190.7197	33.3571
4	29.4700	.0000	.0000
5	.0000	-23.9300	.0000
6	.0000	-115.0100	.0000
7	.0000	-23.9300	.0000
8	.0000	.0000	.0000

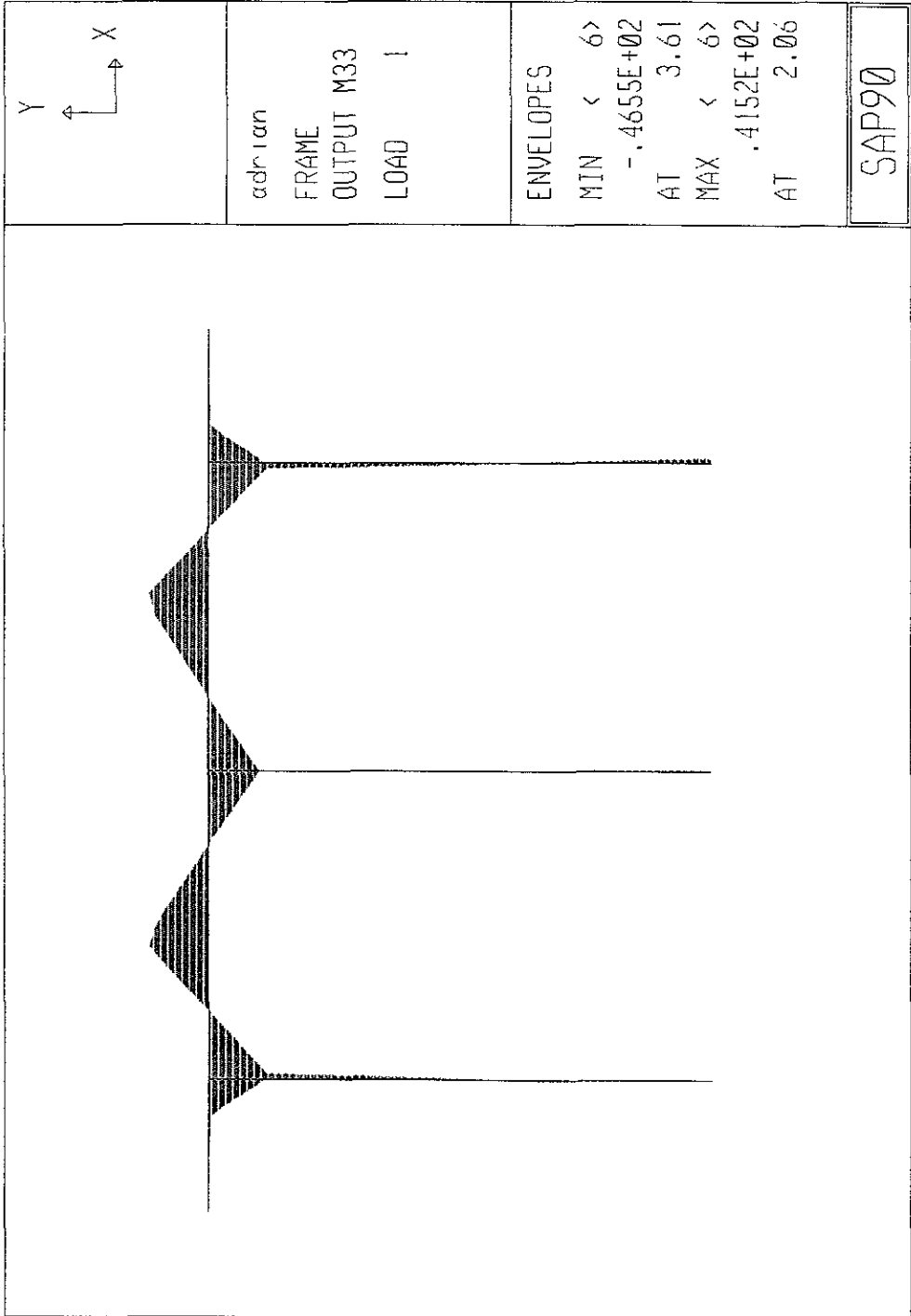
MARCO RIGIDO DEL PUENTE LAS VARAS

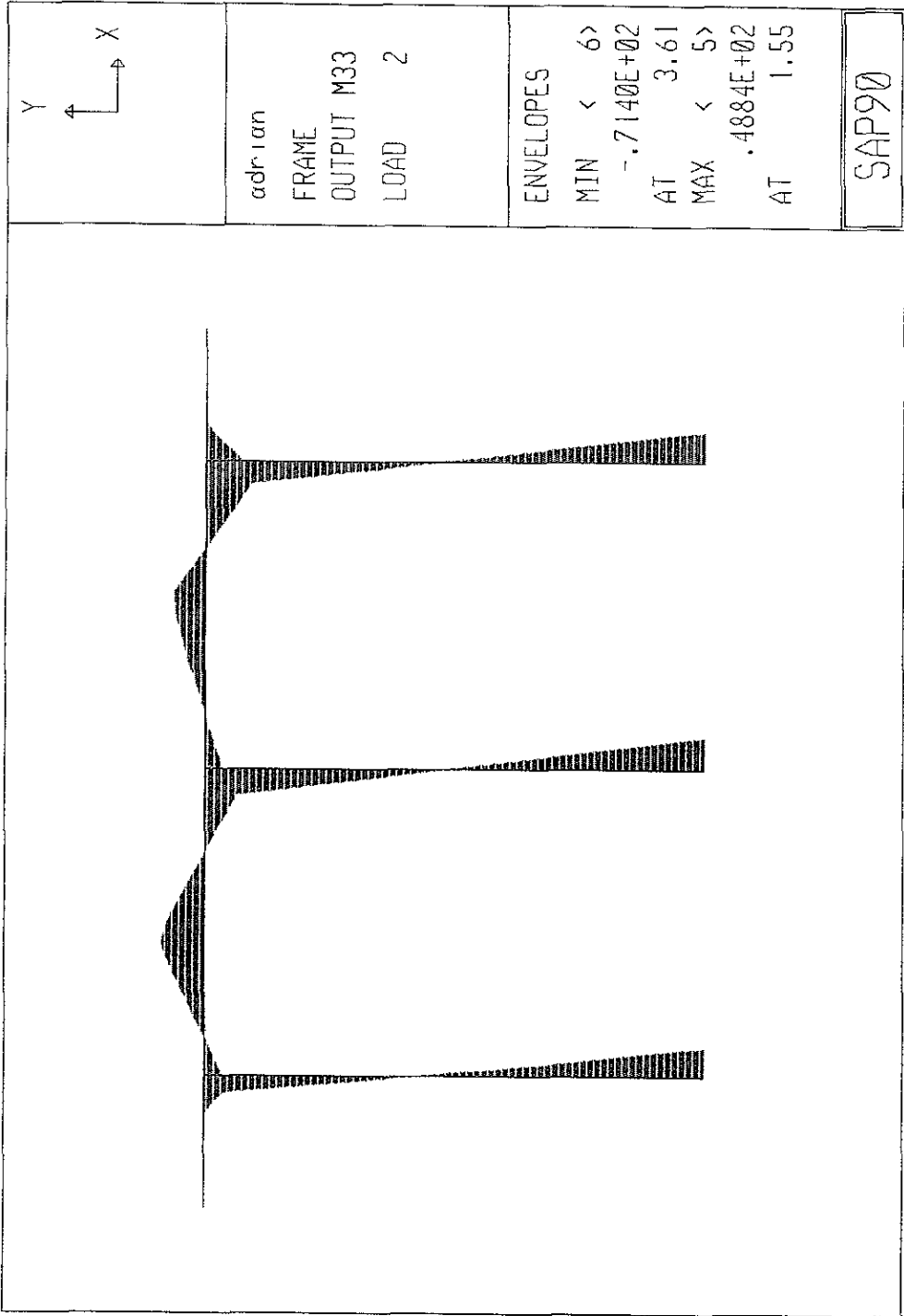
R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

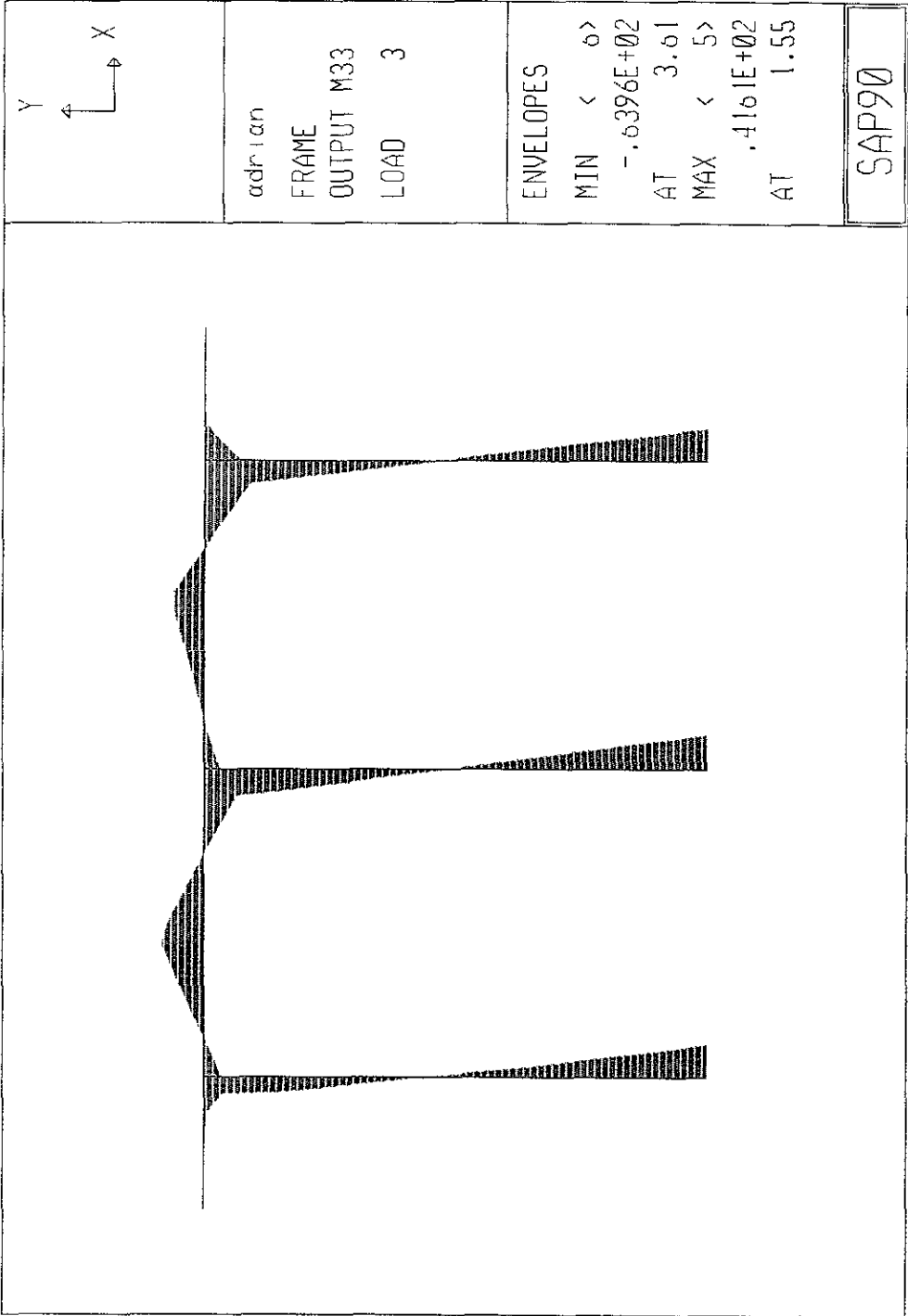
LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

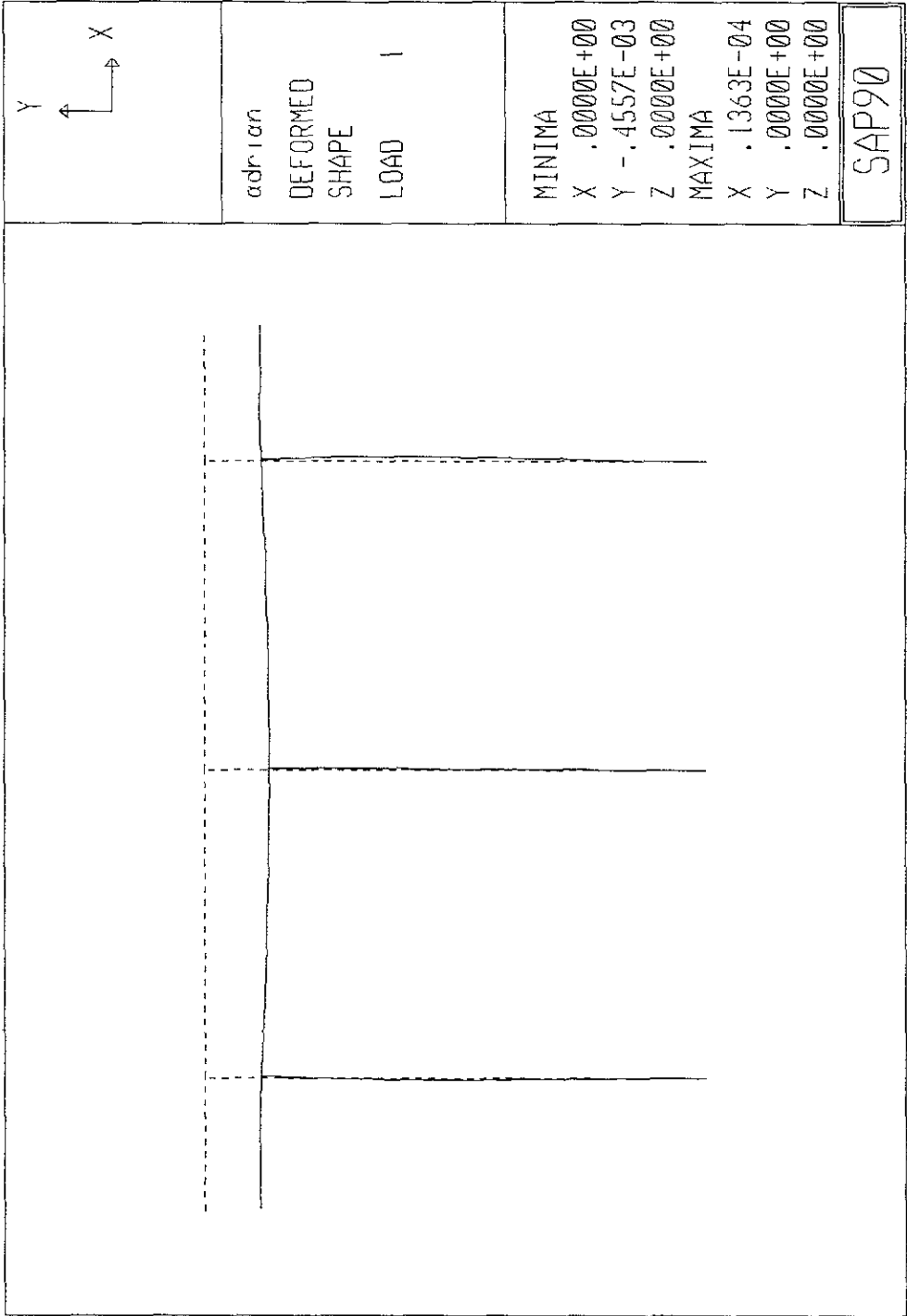
JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-10.2309	148.2359	31.2855
2	-10.7416	178.9589	33.1528
3	-9.8975	169.4432	31.3384
4	22.7700	.0000	.0000
5	.0000	-23.9300	.0000
6	.0000	-101.9100	.0000
7	.0000	-23.9300	.0000
8	.0000	.0000	.0000

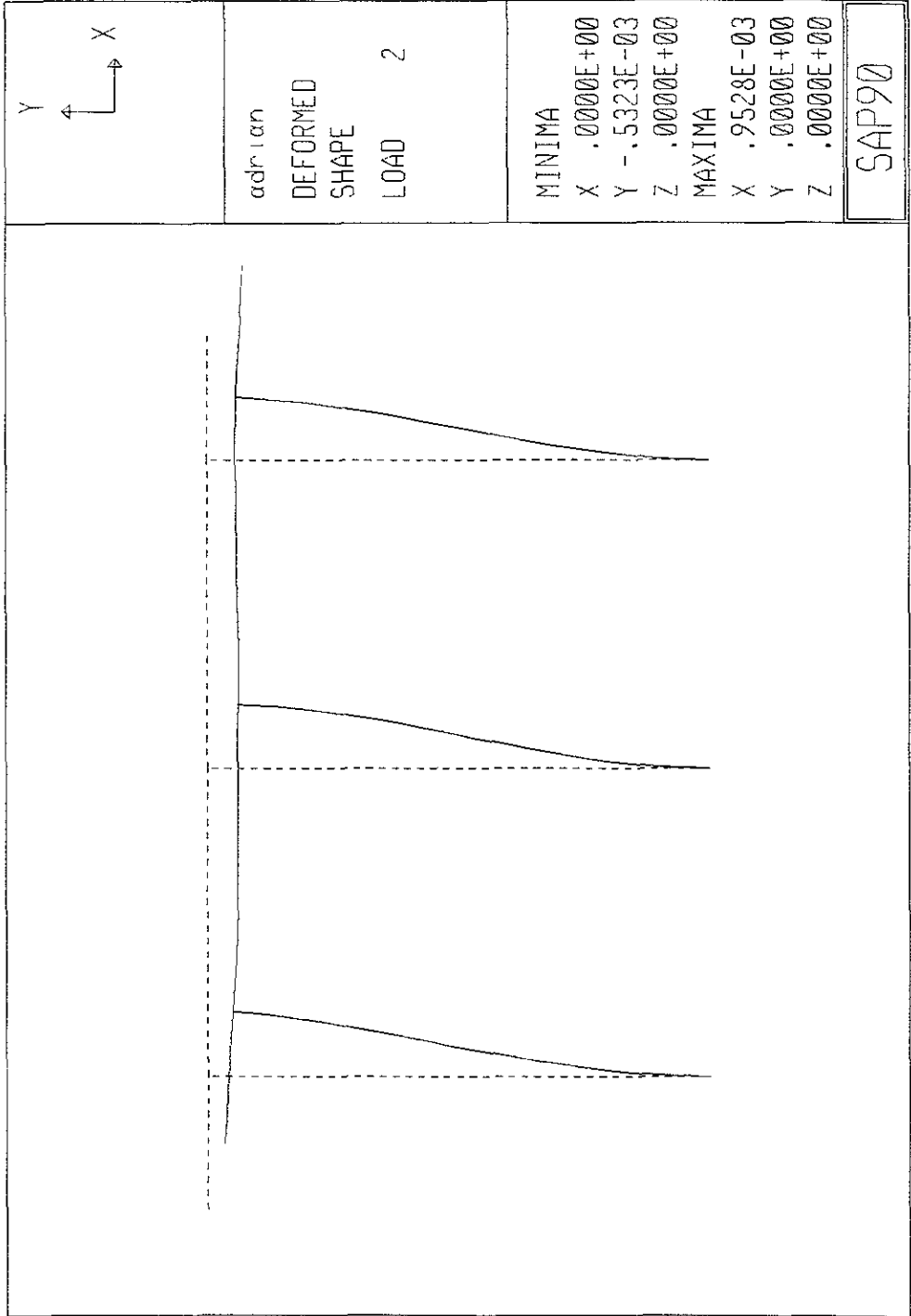


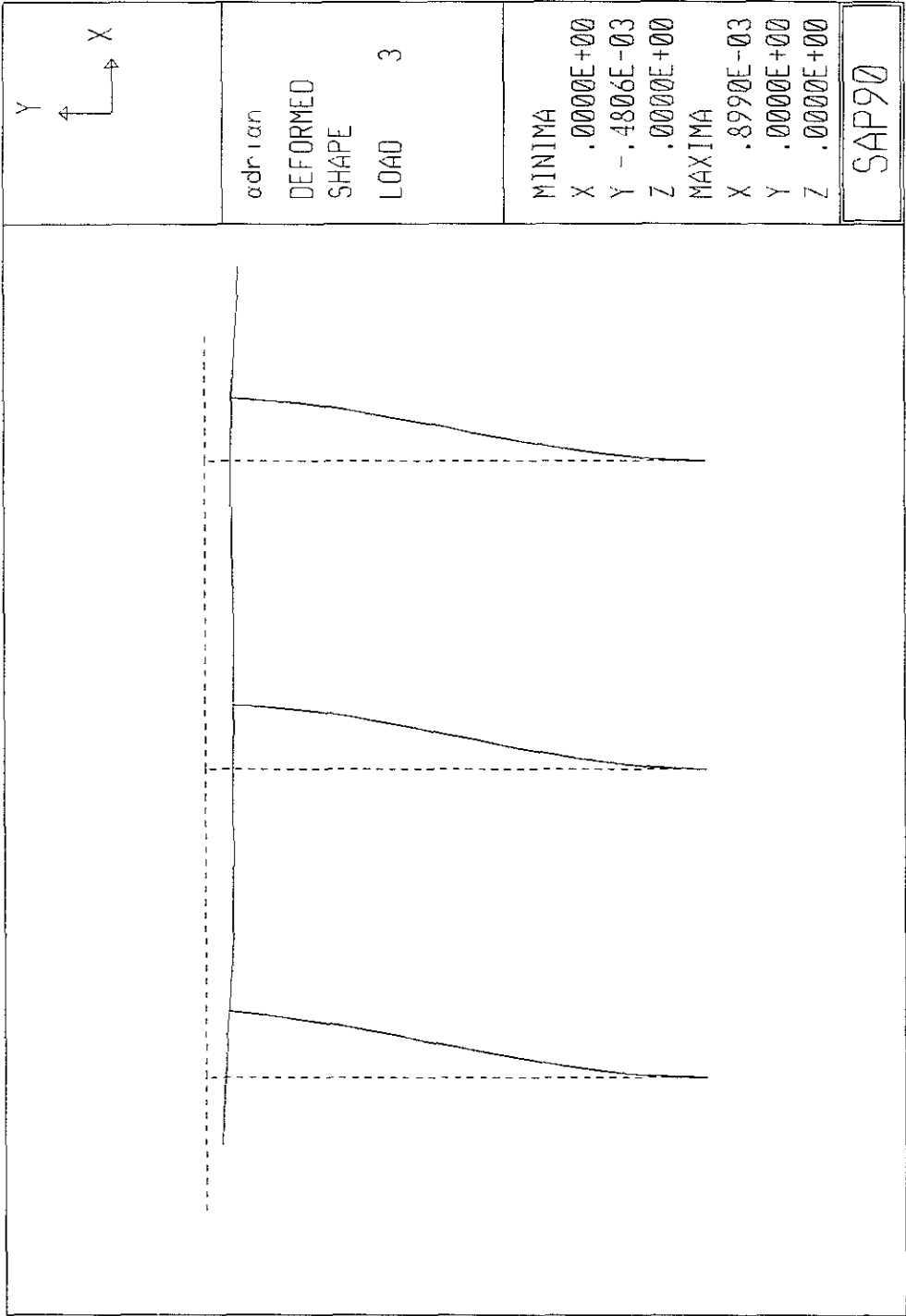












iteration

DEFORMED
SHAPE

LOAD 3

MINIMA

X .00000E+00

Y -.4806E-03

Z .00000E+00

MAXIMA

X .8990E-03

Y .00000E+00

Z .00000E+00

SAP90

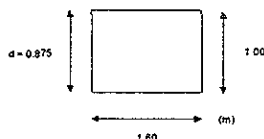
IV.2.6. DISEÑO ESTRUCTURAL

De los elementos mecánicos arrojados por el análisis estructural de los marcos cargados con las distintas combinaciones de carga se diseñarán el cabezal y las pilas de los apoyos intermedios.

IV.2.6.1 Diseño del Cabezal

Condición de Carga	Momento (t-m)		% de esfuerzos unitarios
	Máx	Mín	
1	41.52	-46.558	100
2	48.84	-71.40	125
3	41.61	-63.96	133

Sección del cabezal



Se considerará para diseño la condición número 2 que arroja los mayores momentos.

El diseño se realizará mediante el método elástico.

Constantes de cálculo

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad n = 10 \text{ (especificaciones AASHTO)}$$

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 \times 4000 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1s}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10(100)}} = 0.333$$

$$j = 1 - K/3 = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.888$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K j = \frac{1}{2} (100) (0.333) (0.888) = 14.815$$

Revisión del peralte (se propone $d = 87.5$ cm)

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{71.4 \times 10^5}{14.85 \times 160}} = 54.88 < 87.5 \quad \text{SE ACEPTA}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{71.4 \times 10^5}{2000 \times 0.888 \times 87.5} = 45.9 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.77 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 44.27 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del # 8

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s}{A_{\text{varilla}}} = \frac{45.90}{5.07} = 9.1 \text{ varillas}$$

∴ Se colocarán 10 varillas en cada lecho (sup. e inf.)

Refuerzo Transversal

Fuerza cortante

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{95.64 \times 10^3}{160 \times 160} = 5.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm}} = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se requiere acero de refuerzo transversal

$$V = \frac{A_v f_s j d}{s} \quad S = \frac{A_v f_s j d}{V}$$

Utilizando varillas del # 6 con 6 ramas

$$S = \frac{6 \times 1.98 \times 0.89 \times 87.5 \times 2000}{V} = \frac{1848000}{V}$$

En los elementos centrales

$$S = \frac{1\ 848\ 000}{-71.15 \times 10^3} = 18.48 \text{ cm} \quad \text{se colocarán estribos del \# 6 @ 20 cm (3 ramas)}$$

En los extremos

$$S = \frac{1\,848\,000}{100 \times 10^3} = 18.48 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos del #6@10 cm
(3 ramas)

Revisión de esfuerzos

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{71.4 \times 10^5}{50.67 \times 0.888 \times 87.5} = 1811.7 \text{ kg/cm}^2$$

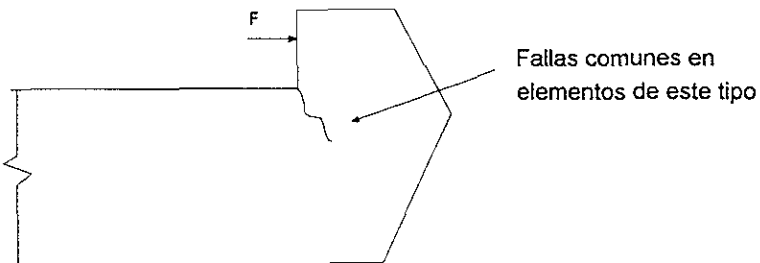
dividiendo entre el porcentaje de esfuerzos permisibles:

$$1\,811.7/1.25 = 1449.36 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

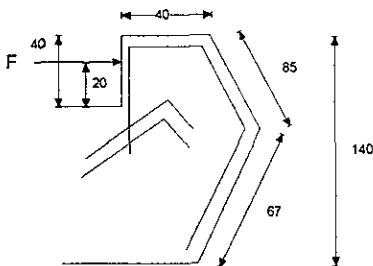
El esfuerzo es menor que el permisible \therefore Se acepta la sección

REFUERZO DEL TOPE LATERAL

Se diseñará como una ménsula



Dimensiones Propuestas



La fuerza sísmica que actúa en el tope se calculará en base al peso de un tramo de superestructura.

$$F = \frac{C_s}{Q} \times W_{\text{super}}$$

De acuerdo a los valores de CFE

Para zona B (Nayarit), suelo blando. $C_s = 0.24$

El coef. de duct. para marcos rígidos $Q = 4$

$$F = \frac{0.24}{4} \times 379.5 = 22.77 \text{ ton}$$

$$M_{\text{empotre}} = 22.77 \times 0.2 = 4.454 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$y = 22.77 \text{ ton}$$

Diseño del Tope

Se revisará como una ménsula

a) Para resistir $V = 22.77 \text{ ton}$

$$A_{\text{uf}} = \frac{V}{\phi f_s \mu} = \frac{23 \times 10^3}{0.85 \times 12000 \times 1.4} = 9.2 \text{ cm}^2$$

b) Para resistir $M = 4.45 \text{ ton} \cdot \text{m}$ (se propone $d = 36 \text{ cm}$)

$$A_f = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4.45 \times 10^5}{2000 \times 0.89 \times 36} = 6.95 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_s

$$A_{s_1} = 2/3 A_{vf} = 6.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_2} = A_f = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{2100} = 0.0053 \text{ bd} = 0.0053 (160) (36) = 30.53 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 6

$$31/2.85 = 10.87 \approx 11 \text{ varillas del \# 6}$$

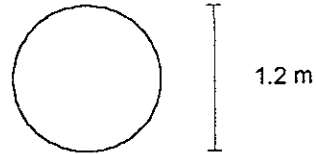
$$\therefore \# 6 @ 15 \text{ cm}$$

Adicionalmente se colocarán # 6 @ 15 en forma diagonal en el sentido perpendicular al posible agrietamiento del tope.

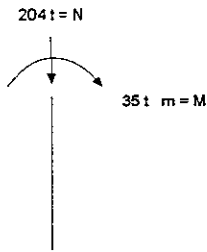
IV.2.6.2 Diseño de la columna - pila

Condición de Carga	Momento		% de esfuerzos unitarios
	Sup	Inf	
1	40.39-0.38	-203.71	100
2	33.35--35.18	-203.88	125
3	31.30--33.15	-178.96	133

Sección Pila - Columna



Se tomarán los elementos mecánicos de la 2da combinación.



$$e = \frac{M}{N} = \frac{35}{204} = 0.1716 \text{ m} = 17.2 \text{ cm}$$



$$\gamma = 60 - 7.5 = 52.5$$

Tenemos el caso de los diagramas de Sutherland and Reese

$$e/\gamma = \frac{17.2}{52.5} = 0.328$$

$$P = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{\pi \sigma^2}$$

Se propone $P = 0.008$

$$n = 10 \text{ (esp. AASHTO)}$$

$$P_n = 0.08$$

Entrando con P_n y e/σ encontramos C : Este valor se encuentra fuera de los límites de la gráfica del caso I (compresión) y se utilizará el caso II:

$$\sigma/e = \frac{52.5}{17.2} = 3.052$$

$$C = 6.9, K = 0.3$$

$$f_c = 6.9 \left(\frac{35 \times 10^5}{\pi \sigma^3} \right) = 53.12 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi \sigma^3}, \quad f_s = n f_c \left(\frac{1}{k-1} \right)$$

$$f_s = 10 \times 53.12 \left(\frac{1}{0.3} - 1 \right) = 1239.5 \text{ kg/cm}^2$$

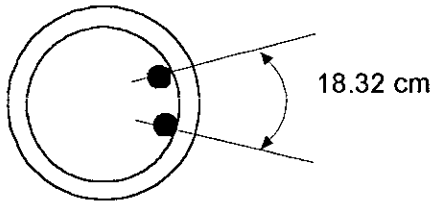
dividiendo entre el porcentaje de esfuerzos unitarios $1239.5/1.25$

$$= 991.6 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Se acepta } p = 0.008$$

$$\therefore A_s = 0.008 \times \pi \times (60)^2 = 90.5 \text{ cm}^2 \quad \text{proponiendo varillas \# 8}$$

$$\# \text{ vrlls.} = \frac{90.5}{5.07} = 17.84 \quad \therefore \text{ Se colocarán 18 vrlls. del \# 8}$$

$$\text{Separación} = \frac{\text{Perímetro}}{\# \text{ vrlls}} = \frac{\pi \times 105}{18} = \underline{18.32 \text{ cm}}$$



Armado transversal

$$\text{Cortante } V = 11.42 \text{ ton} \quad S = \frac{A_v f_s j d}{V}$$

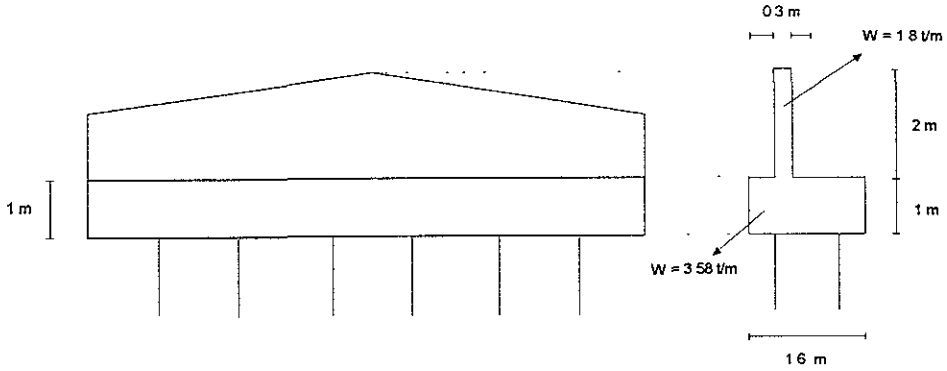
Se proponen estribos del # 4 (se supondrán 2 ramas)

$$S = \frac{2 (1.27) (2000) (0.89) (107.5)}{11.42 \times 10^3} = 42.6 \text{ cm}$$

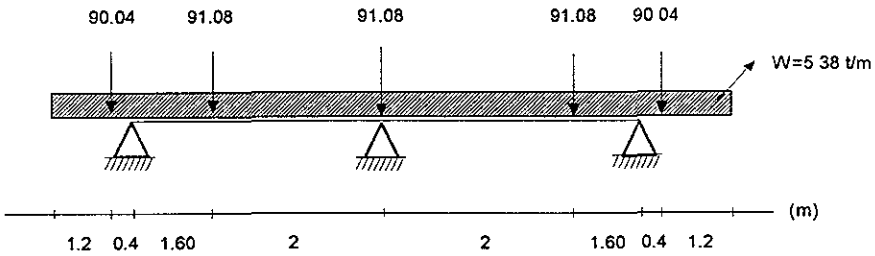
se colocarán E#4 @10 en los extremos y E#4 @20 en el centro.

IV.2.6.3 DISEÑO DEL CABALLETE

Dimensiones Propuestas



Dado que las pilas se encuentran embebidas en el terreno, se considera el cabezal como una viga sobre tres apoyos bajo la condición del grupo I.



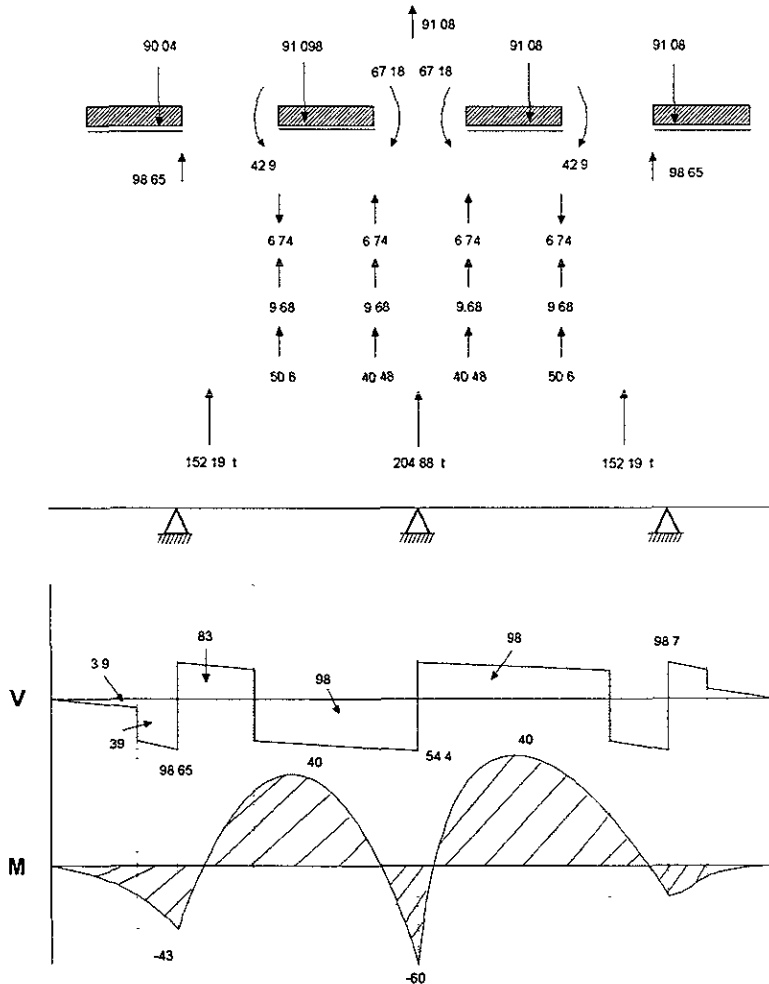
Resolución de la Viga por el Método de Cross

Cálculo de los momentos de empotramiento

$$M_{z1} = \frac{WL^2}{8} + \frac{Pab}{2L^2} (a + L) = \frac{5.38 \times (3.6)^2}{8} + \frac{91.08 \times 1.6 \times 2}{2 \times 3.6^2} (1.6 + 3.6)$$

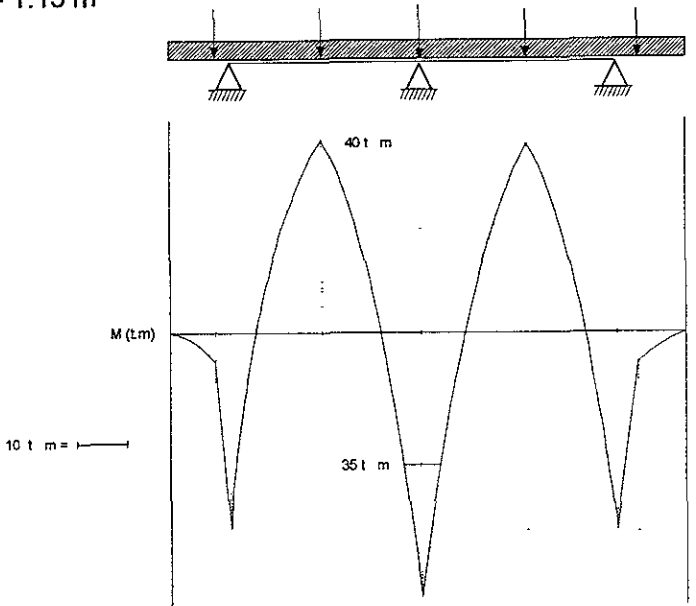
$$M_{z1} = 8.7 + 58.47 = \underline{67.18 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{z3} = \underline{67.18 \text{ t}\cdot\text{m}}$$



\varnothing Pila = 1.2 m
 A = 1.13 m²

$$\frac{\sqrt{A}}{2} = 0.53$$



Diseño del cabezal (de acuerdo a especificaciones AASHTO)

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{TMA} - \frac{3}{4}''$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Ctes. de cálculo

$$E_c = 15,000 \sqrt{f_c} = 15,000 \sqrt{250} = 237,170.825 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 10 \text{ (esps. AASHTO)}$$

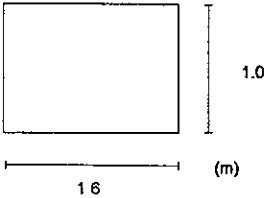
$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 0.4 f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2100}{10 \times 100}} = 0.323$$

$$j = 1 - K/3 = 1 - \frac{0.323}{3} = 0.892$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K_j = \frac{1}{2} (100) (0.323) (0.892) = 14.41 \text{ kg/m}$$



Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{35 \times 10^5}{14.41 \times 1.6}} = 50 \text{ cm} < 87 \text{ cm} \quad \text{O.K}$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{40 \times 10^5}{2100 \times 0.892 \times 100} = 21.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = 44.27 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

Se proponen varillas del # 8

$$44.27/5.07 = 8.73$$

Se emplearán 10 varillas del # 8

Revisión por Cortante

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{97 \times 10^3}{100 \times 160} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm}} = 0.3 \sqrt{f_c} = 0.37 \sqrt{250} = 4.7 \text{ kg/m}^2$$

∴ Se requiere acero de refuerzo transversal

$$V = \frac{A_v f_s j d}{S} \quad S = \frac{A_v f_s j d}{V}$$

Utilizando varillas del # 6 con 6 ramas

$$S = \frac{6 \times 1.98 \times 0.89 \times 87.5 \times 2000}{V'} = \frac{1,848,000}{V'}$$

Elementos centrales

$$S = \frac{1\,848\,000}{47.34 \times 10^3} = 39 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos del # 6@20
(6 ramas)

En los extremos

$$S = \frac{1\,848\,000}{96.5 \times 10^3} = 18 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos del #6@10
(6 ramas)

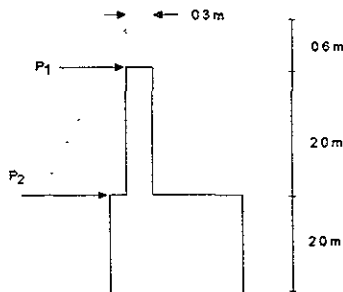
Revisión de esfuerzos

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{35 \times 10^5}{50.67 \times 0.888 \times 87.5} = 1811.7 \text{ kg/cm}^2$$

dividiendo entre el porcentaje de esfuerzos permisibles:

$$1811.7/1.00 = 1811.7 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

IV.2.6.4 Diseño del diafragma



Se calculará el empuje de acuerdo a las fórmulas de Rankine (edo. activo)

$$P_A = \gamma m Z K_A$$

donde: P_A = presión activa de tierras
 Z = profundidad analizada
 K_A = coeficiente activo de tierras
 γm = peso volumétrico del material

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma m H^2 K_A$$

donde: E_A = empuje activo de tierras
 H = altura del elemento de contención
 K_A = coeficiente activo de tierras
 γm = peso volumétrico del material

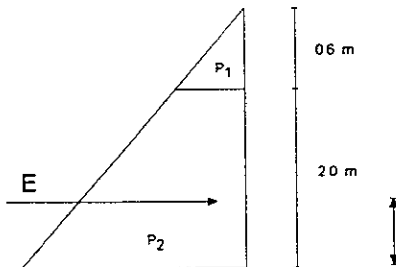
$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

donde: K_A = coeficiente activo de tierras
 ϕ = ángulo de fricción interna del material

El tipo de material que se usará para el terraplen, será relleno de tipo II (suelo granular grueso, con finos limosos). De lo anterior tenemos los siguientes datos:

$$\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3 \quad \text{y} \quad K_A = 0.29$$

Cálculo del empuje (Se propone la siguiente distribución)



$$\bar{y} = \frac{h(2b + a)}{3(a + b)} = \frac{h(2R + P_2)}{3(P_1 + P_2)}$$

$$P_1 = 0.29 \times 1.6 \times 0.6 = 0.28 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 0.29 \times 1.6 \times 2.6 = 1.21 \text{ t/m}^2$$

$$E = \left(\frac{0.28 + 1.21}{2} \right)^2 = 1.50 \text{ ton/m}$$

$$\bar{y} = \frac{2(2(0.28) + 1.21)}{3(0.28 + 1.21)} = 0.8 \text{ m}$$

Diseño

Momento

$$M = 1.5 \times 0.8 = 1.2 \text{ t-m/m}$$

Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1.2 \times 10^5}{14.4 \times 100}} = 9.13 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

Refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.2 \times 10^5}{2100 \times 0.892 \times 25} = 2.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

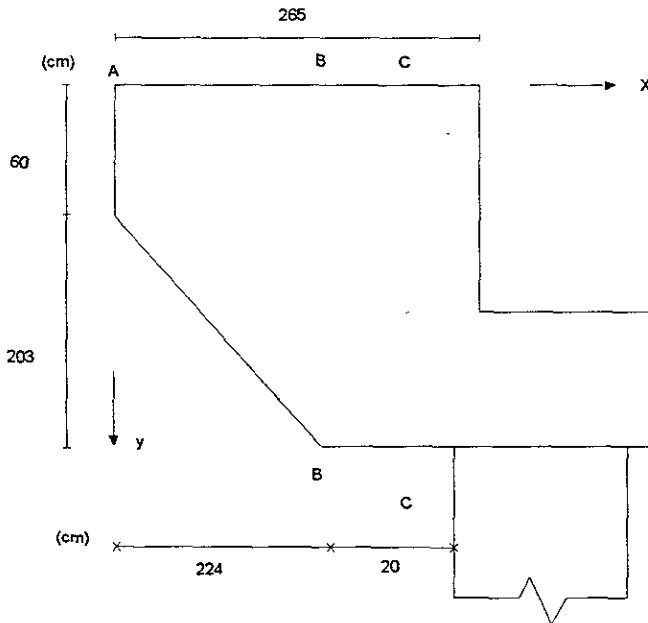
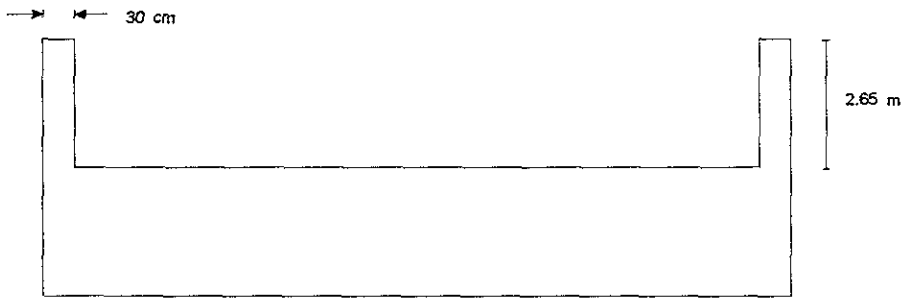
$$A_{s_{\min}} = \frac{0.77 \sqrt{f_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{42000} \times 100 \times 25 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Se acepta el armado

Se colocarán #4@20 en la parrilla trasera y #4@20 cm en la trasera para cumplir con el armado mínimo por temperatura.

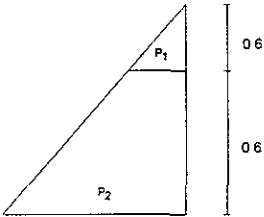
IV.2.6.5 Diseño de las orejas

Dimensiones propuestas

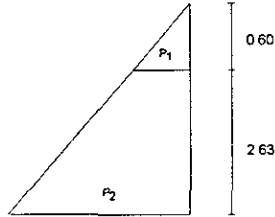


Empuje de tierras

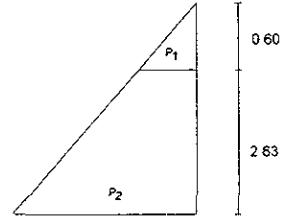
Sección A-A



Sección B-B



Sección C-C



Empuje de tierras sección A-A

$$P_1 = 0.29 \times 1.6 \times 0.6 = 0.28 \text{ ton/m}^2$$

$$P_2 = 0.29 \times 1.6 \times 1.2 = 0.56 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{A-A} = \left(\frac{0.28 + 0.56}{2} \right) 0.6 = 0.25 \text{ t/m}$$

Empuje de tierra sección B-B y C-C

$$P_1 = 0.29 \times 1.6 \times 0.6 = 0.28 \text{ ton/m}^2$$

$$P_2 = 0.29 \times 1.6 \times 3.23 = 1.50 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{A-B y C-C} = \left(\frac{0.28 + 1.50}{2} \right) 2.63 = 2.34 \text{ t/m}$$

Empuje total entre la sección A y B

$$E = [(0.25 + 2.34) \div 2] \times 2.24 \text{ m} \approx \underline{2.9 \text{ ton}}$$

aplicada en $x = \underline{1.12 \text{ m}}$

Empuje total entre la sección B y C

$$E = 2.34 \times 0.41 = \underline{1 \text{ ton}}$$

aplicada en $x = \underline{2.44 \text{ m}}$

Momento en la unión de la oreja con el diafragma

$$M = (2.9 \times 1.53) + (1. \times 0.21) = \underline{4.64 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

Cortante

$$V = 2.9 + 1 = 3.9 \text{ ton}$$

Elementos mecánicos por metro

$$M = 4.65/2.63 = 1.77 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$V = 3.90/2.63 = 1.48 \text{ ton/m}$$

Diseño

Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{1.77 \times 10^5}{14.4 \times 100}} = 11.1 \text{ cm} \ll 25 \text{ cm} \quad \text{SE ACEPTA}$$

Refuerzo por flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.77 \times 10^5}{2100 \times 0.892 \times 25} = 3.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Se colocarán varillas #4@20 atrás y #4@30 adelante

Refuerzo por cortante

$$U = \frac{V}{bd} = \frac{1.48 \times 10^3}{100 \times 25} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{\text{perm}} = 0.3 \sqrt{f_c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

∴ No se requiere refuerzo transversal

Para armar se colocarán estribos de ramas ? @20 cm

Diseño de las pilas de los caballetes

La condición crítica en este caso es el empuje de tierras correspondiente al grupo I de combinaciones de carga de las AASHTO.

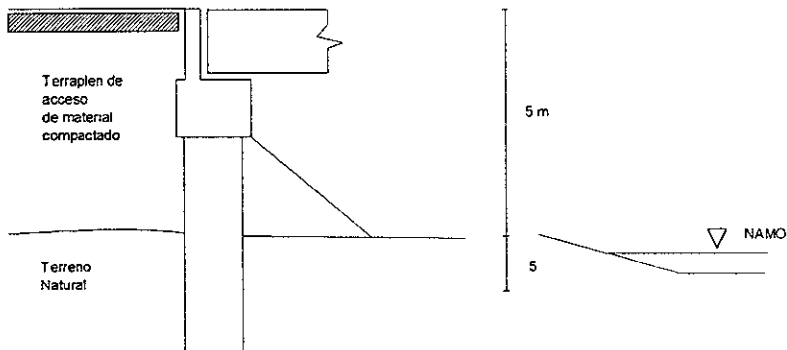
GRUPO I = CH + CV + I + ET + S + PC

Donde: CM = carga muerta, CV = carga viva, I = impacto

ET = empuje de tierras, S = subpresión,

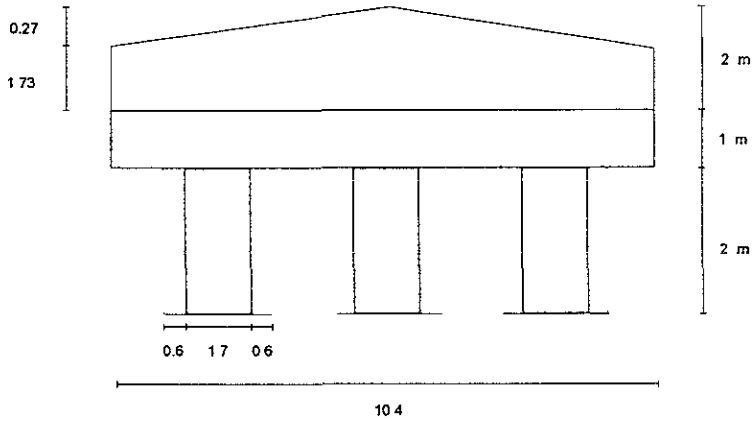
PC = presión de la corriente

Empuje de tierras



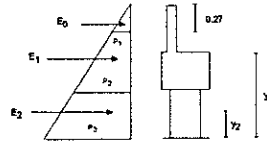
Nota: No se considerará el efecto de socavación ya que el NAMO se encuentra muy por debajo del nivel donde la pila queda embebida en el terreno natural.

Superficie sometida a empuje



* Se tomará un ancho efectivo de 2 veces el ancho de la pila.

Empuje



$$P_1 = 1.6 \times 0.29 \times 0.27 = 0.13 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1.6 \times 0.29 \times 3.0 = 1.50 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 1.6 \times 0.29 \times 5.0 = 2.32 \text{ t/m}^2$$

$$E_0 = \frac{0.13 \times 0.27}{2} = 0.01755 \text{ t/m}$$

$$E_1 = \frac{(0.13 + 1.39)}{2} \times 2.73 = 2.07 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \frac{(1.39 + 2.32)}{2} \times 2 = 3.71 \text{ t/m}$$

Empuje total

$$E_0 = 0.01755 \times 0.27 / 2 = 0$$

$$E_1 = 2.07 \text{ t/m} \times 10.4 \text{ m} = 21.53 \text{ ton}$$

$$E_2 = 3.71 \text{ t/m} \times 7.2 \text{ m} = 26.71 \text{ ton}$$

$$y_2 = \frac{h (2 P_2 + P_3)}{3 (P_2 + P_3)} = \frac{2 (2(1.39) + 2.32)}{3 (1.39 + 2.32)} = 0.71 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{h (2 P_1 + P_2)}{3 (P_1 + P_2)} + 2 = \frac{3 (2(0.13) + 1.39)}{3 (0.13 + 2.39)} + 2 = 3.09$$

Momento

$$M = 26.71 (0.71) + 21.53 (3.09) = 85.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

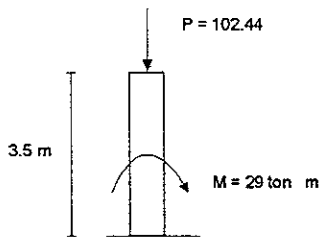
Momento por pila

$$M = 85.5/3 = \underline{28.5 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

La carga axial es igual a la reacción que se obtiene del análisis, pero como sólo llega la mitad del tramo que se considera en los apoyos intermedios, se multiplica por 0.5:

$$P = 204.88 \times 0.5 = 102.44$$

∴ La pila se diseñará para los siguientes elementos:

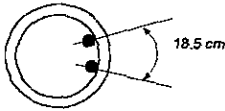


$$\therefore A_s = 0.008 \times \pi \times (60)^2 = 90.5 \text{ cm}^2$$

proponiendo varillas # 8

$$\# \text{ varillas} = \frac{90.5}{5.07} = 17.84 \quad \text{Se colocarán 18 varillas del \# 8}$$

$$\text{Separación} = \frac{\text{Perímetro int.}}{\text{No. varillas}} = \frac{\pi \times 105}{18} = \underline{18.32 \text{ cm}}$$



Armado transversal

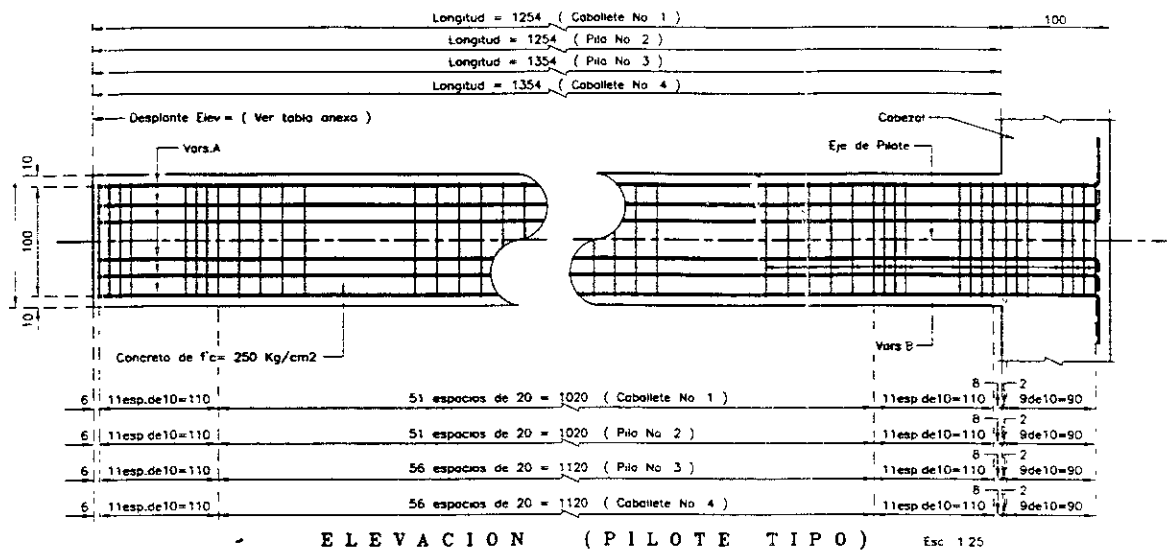
$$\text{Cortante } V = 26.71 + 21.53 = 48.24 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v f_s j d}{V}$$

Se proponen estribos del # 4 (se supondrán 2 ramas)

$$S = \frac{2 (1.27) (2000) (0.89) (107.5)}{48.24 \times 10^3} = 11 \text{ cm}$$

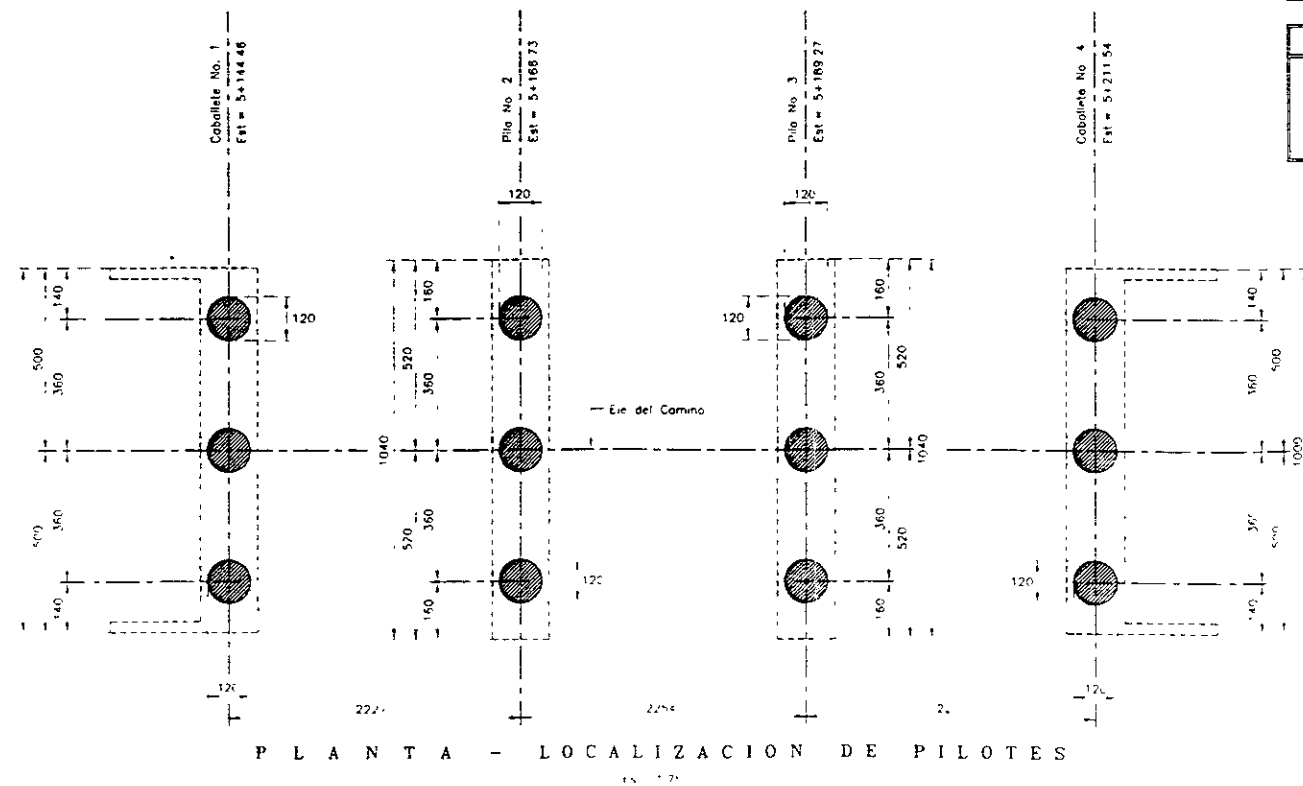
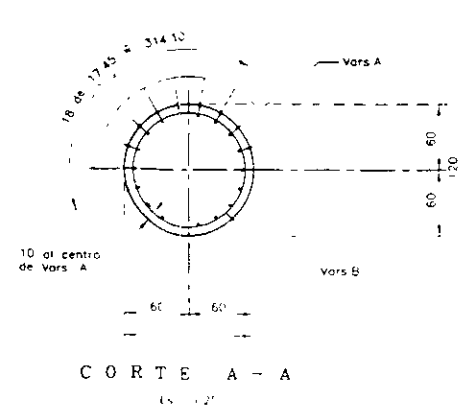
Se colocarán E#4@10 en los extremos y E#4@20 en el centro de la pila.



MATERIAL PARA UN PILOTE							
LISTA DE VARILLAS							
PILOTE PARA APOYO EN	Vars	Diám	Núm	L Total	CROQUIS	Peso(Kg)	
Caballote No 1				1385		998	
Pila No 2	A	8C	18			1346	998
Pila No 3				1485		1446	287
Caballote No 4						287	
Caballote No 1			84			232	
Pila No 2	B	4C	38			105	55
Pila No 3							
Caballote No 4			89				343
C O N C E P T O						UNIDAD	
Concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ en							
Caballote No 1						142 m3	
Pila No 2						142 m3	
Pila No 3						153 m3	
Caballote No 4						153 m3	

MATERIALES PARA TODOS LOS PILOTES	
Acero de refuerzo LE = 4000 Kg/cm ²	11588 Kg
Concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	177 m3
Excavación preva en pilotes	1364 m3

APOYO	LONGITUD	DESPLANTE	NUM DE PILOTES
CABALLETE No 1	1254 m	Elev = 9.00 m	3
PILA No 2	1254 m	Elev = 9.00 m	3
PILA No 3	1354 m	Elev = 8.00 m	3
CABALLETE No 4	1354 m	Elev = 8.00 m	3



**NOTAS
GENERALIDADES**

Dimensiones - En centímetros

Elevaciones - En metros, referidos al B.N. Auxiliar sobre grapas en raíz de "Guamuchil" a 20.00 m. Izq. de Est = 5+230.20, Elev. Arb = 20.00 m

Especificaciones - La última edición de las Normas de Construcción de la S.C.T. Se hará referencia en particular a los siguientes capítulos:

- 3.01.02.022 Excavación para estructuras
- 3.01.02.026 Concreto hidráulico
- 3.01.02.027 Acero para concreto hidráulico
- 3.01.02.028 Estructuras de concreto reforzado
- 3.01.02.035 Pilotes colados in situ

Materiales - Deberán ser aceptados por los laboratorios autorizados por la S.C.T. y cumplirán con las siguientes especificaciones:

- 4.01.02.004 B Cemento
- 4.01.02.004 E Agregados para concreto
- 4.01.02.004 G Agua para concreto
- 4.01.02.004 B Acero de refuerzo
- Tipo A, B o C corrugado de grado duro con LE = 4000 Kg/cm², LR = 6000 Kg/cm², con un alargamiento medido en 20 cm de 8% como mínimo
- 4.01.02.005 F Acero estructural
- 4.01.02.006 Soldadura

Concreto - Se usará de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, cuya consistencia no será menor a 0.80 m., con revenimiento de 8 cm. y agregado grueso con tamaño máximo de 2.5 cm. Todo el concreto se vibrará al colocarlo. En caso de que el contratista requiera usar aditivos para el concreto, deberá justificar oportunamente la cantidad y dosificación de estos productos, presentando al residente, pruebas satisfactorias de su empleo con los agregados y el cemento que se vaya a emplear.

Acero de refuerzo - Se tendrá especial cuidado en la limpieza de los varillas para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traslapados o soldados, y se localizarán según corresponda, procurando en lo posible que queden cuatrapeados.

Las excavaciones serán establecidas mediante lado bentónico, con las siguientes propiedades:

- Densidad Mayor de 1.1 ton/m³
- Viscosidad de Marsh 35 a 60 seg
- Viscosidad Plástica 10 a 25 centipoises
- Filtración Menos de 20 cm³ de agua
- Contenido de arena Menos de 3%

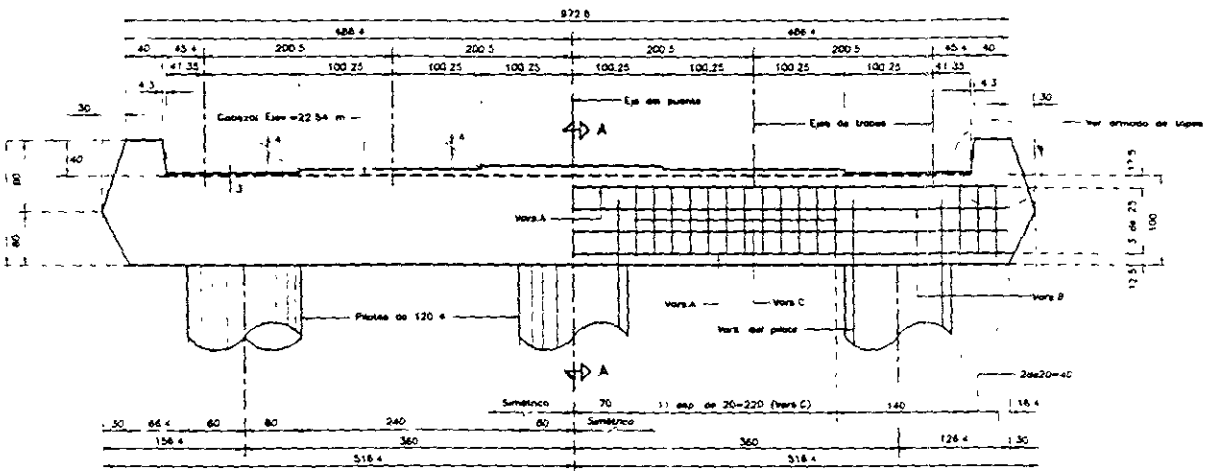
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE PUENTE "TANAYAN"
ENTRE ZACUALPAN Y LAS VEGAS SAHARIL

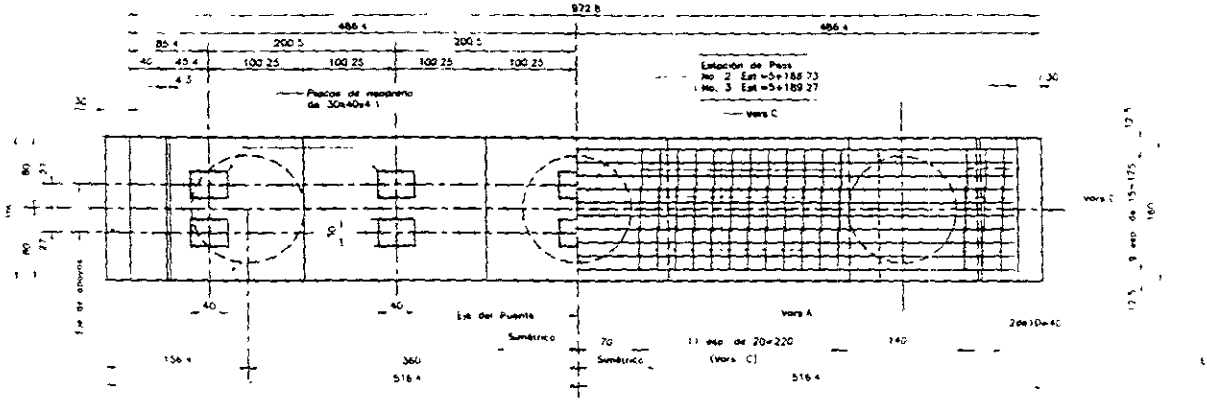
INGENIERO PROFESIONAL
ADRIAN DASID GARCIA SOTO

LOCALIZACION DE PILAS

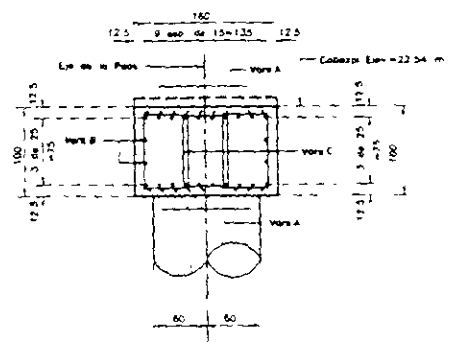
FECHA: _____ PLANO



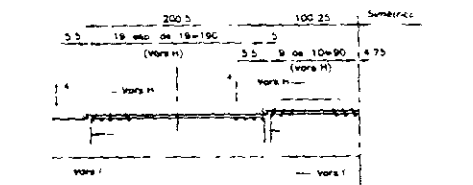
DIMENSIONES ELEVACION REFUERZO ESC. 1:25



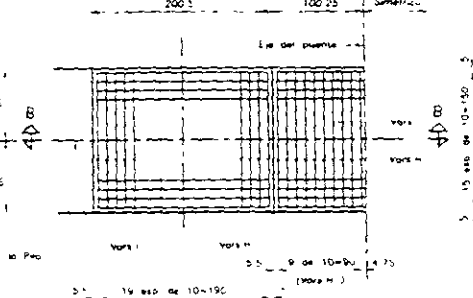
DIMENSIONES PLANTA REFUERZO ESC. 1:25



CORTE A-A ESC. 1:25



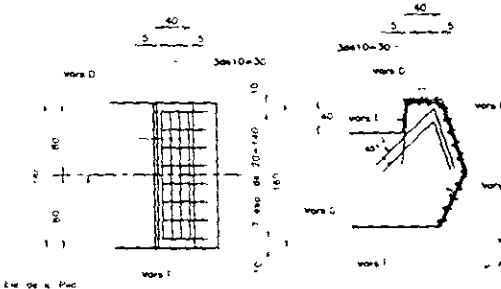
CORTE ELAVACION B-B ESC. 1:25



PLANTA REFUERZO DE BANCOS ESC. 1:2

MATERIALES									
LISTA DE VARILLAS									
VARILLAS	DIAM	REAJ	LONGITUD	CANTIDAD	UNID	REAJ	UNID	PESO	NOTAS
A	BC	20	940	1	940	-	752		
B	BC	1	940	1	940	-	85		
C	BC	84	272	10	8400	48	78	516	
D	AC	28	140	1	140	-	38		
E	BC	50	54	1	54	-	41		
F	AC	30	185	1	185	30	75	90	
G	BC	52	205	1	205	150	55	148	
H	AC	80	150	1	150	150	-	51	
I	AC	48	312	1	312	182	80	80	

Acero de refuerzo de LE-24000 Kg/cm² 1785 Kg
 Concreto de Fc=250 Kg/cm² en 8.72 m³
 Tapas 0.86 m³
 Bases 0.94 m³



PLANTA REFUERZO DE BANCOS ESC. 1:2

NOTAS GENERALES

Dimensiones.- En caso de discrepancia entre las indicaciones en este plano y el de "planos" o "secciones" se dará preferencia a este plano.

Ejecución.- En caso de discrepancia entre las indicaciones en este plano y el de "planos" o "secciones" se dará preferencia a este plano.

Superficies.- Las superficies indicadas en los planos de Construcción son las que se deben utilizar para el cálculo de volúmenes.

Se hará responsable particular a los siguientes trabajos:

- 3.01.02.022 Embarcaciones para el transporte
- 3.01.02.023 Anclajes
- 3.01.02.024 Conexión hidráulica
- 3.01.02.027 Acero para estructuras metálicas
- 3.01.02.028 Ejecución de estructuras metálicas

Material.- Deberán ser aprobados por S.C.T. y cumplir con las especificaciones.

Concreto 4.01.02.004B
 Agregado 4.01.02.004E
 Agua para concreto 4.01.02.004C
 Acero de refuerzo 4.01.02.004A Tipo A,B & C
 con un límite de fluencia de 24000 Kg/cm² y un límite de elongación de 20% en 25 cm. de 55 como máximo.

Superficie 4.01.02.005B

Concreto.- Se usará concreto de Fc = 250 Kg/cm² con un límite de fluencia de 24000 Kg/cm² y un límite de elongación de 20% en 25 cm. de 55 como máximo.

Se deberá utilizar el tipo de agregado que se indica en el plano.

El tipo de acero de refuerzo que se indica en el plano debe ser de tipo A,B & C y deberá cumplir con las especificaciones de S.C.T.

En caso de discrepancia entre las indicaciones en este plano y el de "planos" o "secciones" se dará preferencia a este plano.

Se deberá utilizar el tipo de agregado que se indica en el plano.

El tipo de acero de refuerzo que se indica en el plano debe ser de tipo A,B & C y deberá cumplir con las especificaciones de S.C.T.

En caso de discrepancia entre las indicaciones en este plano y el de "planos" o "secciones" se dará preferencia a este plano.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Nombre del alumno: _____
 Número de identificación: _____
 Fecha de entrega: _____
 Firma del alumno: _____
 Firma del profesor: _____

CONCLUSIONES

- 1) La ejecución de una tesis para un pasante de Ingeniería Civil es una experiencia altamente formativa ya que le permite afianzar sus conocimientos y visualizar conceptos que tenía en forma vaga por falta de práctica.
- 2) Los estudios previos a un proyecto son indispensables para asegurar que un proyecto responda a las necesidades y a los recursos que se tienen, así como para que sean resistentes y durables ante las acciones del ambiente. La extensión de los estudios debe ser acorde con la importancia del proyecto y con los riesgos que la naturaleza impone en el sitio.
- 3) El paso más importante en la ejecución de un proyecto estructural, es la elección de tipo, ya que los aspectos que ahí se definen determinan la bondad del proyecto y no pueden ser modificadas una vez que se adoptan sin incurrir en grandes pérdidas de dinero y tiempo.
- 4) Los pilotes colados en sitio o pilas de cimentación, resultan una alternativa de cimentación profunda muy conveniente en numerosas ocasiones por su rapidez, facilidad y limpieza constructiva y por su costo.

Para que se cumplan estas expectativas es necesario contar con los equipos de perforación adecuados y además que la obra sea lo superficialmente grande para justificar el traslado de estos equipos.

- 5) El concreto preesforzado permite secciones más ligeras, que pesan menos y en consecuencia requieren de menor cantidad de acero, abaratando el costo total. Además como la sección de las vigas trabaja exclusivamente a compresión no aparecen grietas por las que puedan infiltrarse la humedad produciendo la corrosión del acero y el deterioro del concreto; ventaja que es muy útil en zonas de ambiente agresivo como son las próximas al mar. Permite además mejor calidad en la ejecución y un mejor control. Permite también una mayor rapidez de construcción. Sin embargo, tiene algunas desventajas como son las de requerir equipos pesados para el flete y montaje, la de requerir una mayor calidad de mano de obra y la tener mayores riesgos de accidentes durante la construcción.

- 6) La ejecución de una tesis tiene repercusiones positivas para la superación personal del autor y a éste le trae gran satisfacción de contribuir en pequeña medida con su trabajo y sus conocimientos a la solución de problemas sociales.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles F-V
"Aspectos fundamentales del concreto reforzado"
- 2.- Normas Técnicas para el proyecto de puentes
carreteros, de las Especificaciones AASHTO para
puentes (Tomo I).
- 3.- T. Lyn
Diseño de concreto preesforzado.
- 4.- Diseño de vigas de Concreto preesforzado (IMCYC)
- 5.- "Observaciones a las normas técnicas complementarias del D.D.F.
ayudas de diseño y ejemplos" del Instituto de Ingeniería
(UNAM)
- 6.- Juárez Badillo, Alfonso Rico
Mecánica de Suelos, Tomo I
- 7.- Rico, Del Castillo
La Ingeniería de suelos en las vías terrestres
- 8.- Olivera Bustamante
Estructuración de vías terrestres.

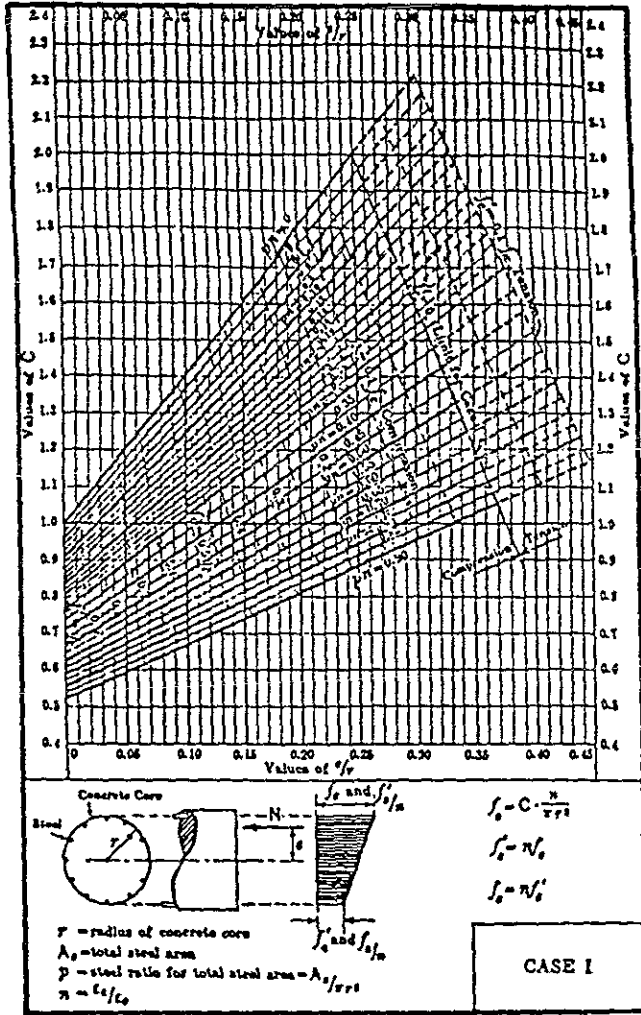


FIG. A-20. Bending and Direct Stress. Case I, Circular Sections.

APÉNDICE A

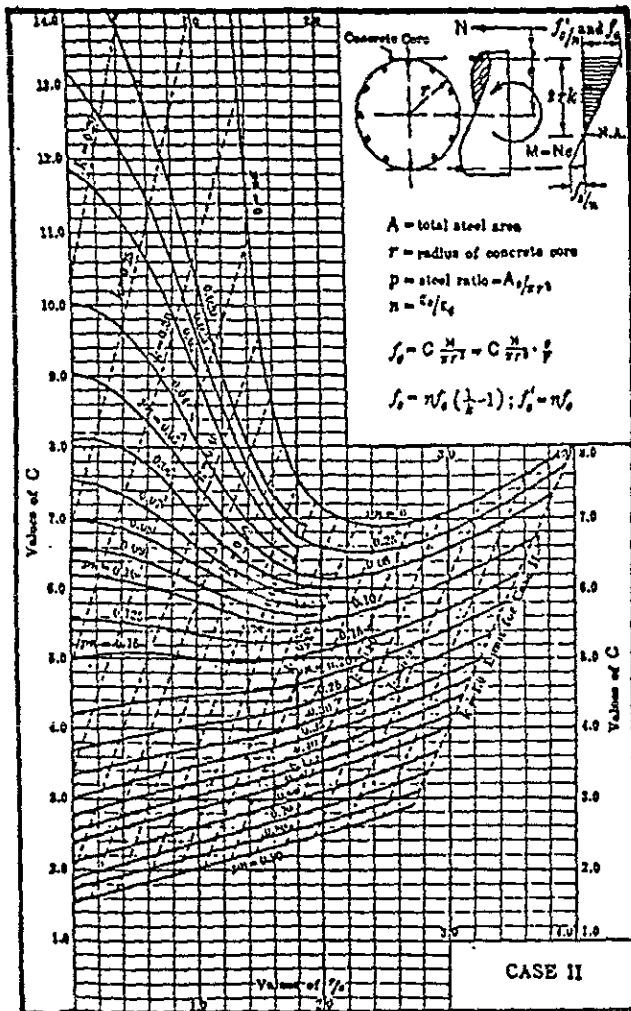


FIG. A-21. Bending and Direct Stress. Case II, Circular Sections.

APÉNDICE B