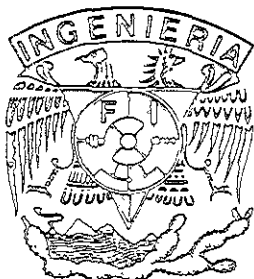


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“PUENTE VEHICULAR SANTA ELENA”

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
GUILLERMO ARZATE TREJO



DIRECTOR DE TESIS: INGENIERO FEDERICO NESTOR ALCARAZ LOZANO

MEXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México

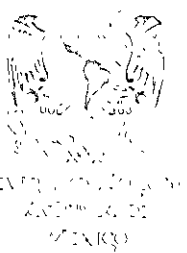


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**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.



FACULTAD DE INGENIERIA  
 DIRECCION  
 FING/DCTG/SEAC/UTYT/085/00

Señor  
**GUILLERMO ARZATE TREJO**  
 Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FEDERICO NESTOR ALCARAZ LOZANO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"PUENTE VEHICULAR SANTA ELENA"**  
 (Paseo Tollocan en Toluca, Edo de México)

- INTRODUCCION
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIOS PRELIMINARES
- III. PROYECTO GEOMETRICO
- IV. PROYECTO ESTRUCTURAL
- V. CUANTIFICACION
- VI. PROGRAMA DE CONSTRUCCION
- VII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VIII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA
- ANEXOS

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 17 de agosto de 2000  
 EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
 GFB/GMP/mstg.

## Agradecimiento

Agradezco a Dios por permitirme lograr una meta más

Agradezco a mis padres por darme la vida y su apoyo

Agradezco a mi familia por brindarme su incondicional apoyo

Agradezco a la Universidad por darme la magnífica oportunidad de formar parte de su comunidad.

Agradezco a todos mis profesores por compartir sus conocimientos conmigo.

Agradezco muy en especial al Ingeniero Federico Néstor Alcaraz Lozano por brindarme todo su apoyo, experiencia, conocimiento y tiempo para realizar este trabajo, ya que sin todo esto no me hubiera sido posible realizarlo.

Agradezco profundamente a: M. I. Ma del Rosio Ruiz Urbano, Ing José Arturo Reyna Galindo, Ing. José Luis Ezquivel Avila e Ing. Roberto Rojo

Yañiz por aceptar formar parte de mi jurado.

## Dedicatoria

Dedico este trabajo a la persona más especial que he conocido en toda mi vida, ya que sin su paciencia, apoyo y amor me hubiera sido imposible realizar cualquier meta.

*Gracias mamá.*

## Índice

I	Antecedentes	
1.1	Preliminares	1
1.2	Descripción de la obra	1
1.3	Parámetros de diseño	1
II	Estudios preliminares	
II.1	Estudio de mecánica de suelos	
II 1.1	Exploración en sitio	7
II.1 2	Estudios de laboratorio	8
II.1.3	Estratigrafía y propiedades del suelo	9
II 1.4	Límite de plasticidad	13
II 1.5	Resistencia al corte	15
II 1.6	Compresibilidad	19
II.1 7	Capacidad de carga y asentamientos	21
II 1 8	Conclusiones.	25
II.2	Estudio de tránsito.	26
III	Proyecto Geométrico.	
III.1	Pendiente de terraplenes.	27
III.2	Curvas verticales.	28
III.3	Perfil Longitudinal del puente	32
IV	Proyecto estructural.	
IV.1	Acciones sísmicas.	33
IV.2	Superestructura	
IV.2.1	Datos de proyecto.	35
IV.2.2	Diseño.	
IV.2.2.1	Losa.	37
IV.2.2.2	Trabes.	43
IV.2.2.3	Atiesadores.	57
IV.3	Subestructura.	
IV 3.1	Datos del proyecto.	81
IV.3.2	Diseño.	
IV.3.2.1	Pilas	83
IV.3.2.2	Zapatas y contratrabes.	103
IV.3.2 3	Columnas.	109
IV 3.2 4	Cabezales.	115
IV.3.2.5	Ménsulas.	118
IV.3.2.6	Apoyos de neopreno.	122

V	Calcular	
V.1	Calcular de concreto	131
VI	Programa de construcción	
VI.1	Elementos que incluye	115
VI.2	Programa de obra	116
VII	Procedimiento constructivo	
VII.1	Especificaciones.	147
VII.2	Materiales	156
VII.3	Subestructura.	157
VII.4	Superestructura	158
VIII	Conclusiones	160
	Bibliografía.	162
	Anexos.	
	1. Sondeos de mecánica de suelos.	
	2. Levantamiento topográfico.	
	3. Datos estructurales	
	4. Planos.	

## ANEXOS

### I.1 Preliminares

El proyecto de ampliación y mejoramiento del paseo "Tollocan" a la entrada de la ciudad de Toluca, Estado de México contempla como parte de dicho proyecto la adecuación de algunos puentes existentes, así como la construcción de otros puentes vehiculares, uno de los cuales es el puente vehicular "Santa Elena" el cual consta de dos cuerpos, localizándose el cuerpo norte en la estación 8+825.64 y el cuerpo sur en la estación 9+086.27 con origen en la "Puerta - Tollotzin" dirección Toluca a la Ciudad de México.

### I.2 Descripción de la obra.

El cruce se encuentra localizado en tangente y con un esviaje de  $3^{\circ}33'$ , este (el cruce) se resolvió mediante un paso inferior vehicular (puente) de dos cuerpos independientes, cuerpo norte y cuerpo sur, cada uno de dos claros extremos de 11.87 m y uno central de 25.05 m, estas medidas son a ejes de pilas y estribos para una longitud total del puente de 49.71 m incluyendo las culatas extremas, estas dimensiones son considerando el esviaje indicado



La superestructura se formó por dos cuerpos de 12.00 m de ancho total cada uno y tres tramos de losa de concreto reforzado de 15.00 cm de espesor, trabajando en colaboración con nueve traveses metálicos, por tramo, de 1.20 m de peralte. La longitud total del puente es de 49.71 m y el ancho de calzada por cuerpo es de 10.50 m para tres carriles de circulación.

Se cuenta con dos pilas intermedias de concreto reforzado formadas por un cabezal de 0.70 m de peralte y de 1.20 m de ancho, apoyado sobre cinco columnas de 1.00 x 0.80 m de sección, desplantadas a 2.00 m de profundidad bajo el nivel del terreno natural mediante una zapata corrida de 4.00 m de ancho por 13.00 m de largo.

Se cuenta con dos estribos extremos de concreto reforzado apoyados en los terraplenes mecánicamente estabilizados y formados por una zapata de 2.00 m de ancho, 14.00 m de largo y 0.40 m de peralte, además de un respaldo de concreto reforzado para contener el material del terraplén.

Se cuenta con cuatro terraplenes de acceso, dos por cuerpo, resueltos mediante el sistema de terraplenes mecánicamente estabilizados y con una

Longitud promedio de 229,39 m por terraplén. Los terraplenes tendrán una compactación mínima de 90% de la prueba PROCTOR modificada y de 95% en la capa subrasante.

El gálibo mínimo para el paso inferior vehicular es de 5,50 m.

### 3.1.2.1. Materiales de diseño

El diseño del puente se realizó conforme a las especificaciones "AASHTO-SCT" para puentes carreteros, así como en ciertos casos, cuando se consideró más seguro, se aplicó lo indicado por el "ACI-318"- 1983, El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad edición 1993 y para el cálculo de los apoyos integrales de neopreno Las Normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de caminos y Autopistas (SETRA) adoptados por la S.C.T.

Así también se consideran las conclusiones del estudio de mecánica de suelos (ver anexo 1) que recomienda usar un coeficiente sísmico  $c = 0.29$  indicando además que el terreno es similar al que corresponde a la zona de transición o zona II de la Ciudad de México.

Por lo tanto de acuerdo a lo anterior la clasificación de la estructura para análisis sísmico es:

TERRENO

TIPO II

ZONA SISMICA

ZONA "B"

ESTRUCTURA	CARRILES
Q longitudinal	2
Q transversal	3
C	0.29

La estructura (puente) se diseño tomando en cuenta tres carriles, dos considerando carga HS-20 y el tercero con carga T3-S2-R4, según indican las especificaciones “AASHTO- SCT” para carreteras tipo “A”

Las acciones que se consideraron para el diseño fueron: carga muerta (CM), Carga viva más impacto (CVI), Fuerza longitudinal por la carga viva (Frenaje F), Viento longitudinal sobre la estructura (VLE), Viento transversal sobre la estructura (VTE), Viento longitudinal sobre la carga viva (VLCV), Viento transversal sobre la carga viva(VTCV), sismo longitudinal.(SL) y Sismo transversal (ST). Para el diseño estas fuerzas se combinaron de acuerdo a los grupos de carga I, III y VII indicados por las “AASHTO”.

Para el diseño de la cimentación se considera que el suelo tiene una capacidad de carga de 110 ton/m<sup>2</sup> que es la que indica el estudio de mecánica de suelos (ver anexo 1)

Para realizar el análisis estructural de los miembros las acciones detalladas anteriormente se utilizó el programa "STAAD.Pro" (ver anexo 3).

## I Estudios Preliminares

### II Estudio de mecánica de suelos

#### II.1 Exploración en sitio

Se perforaron los sondeos S-1 y S-2 ubicados sobre el camellón central de 26.5 m respecto al eje del trazo bajo el puente para el cuerpo sur en dirección a la Ciudad de México y a 18.00 m para el cuerpo norte en dirección a Toluca. El S-1 se perforó y muestreó con técnica mixta, utilizándose el tubo partido para obtener muestras remoldadas de 3.5 cm de diámetro al mismo tiempo que se realizaba la prueba de penetración normal, en suelos que permitieron el hincado del penetrómetro estándar. Donde eso no fue posible, se recuperaron muestras lavadas y con el cono dinámico especial se midió la capacidad de carga en catorce puntos a lo largo de ambos sondeos, avanzando cada sondeo mediante trépano y chiflón de agua hasta la profundidad de 30.00 m.

Con la información obtenida del S-1 se previó el S-2 y de él se extrajeron además del tipo de muestras descritas, varias inalteradas en tubos Shelby de 4" de diámetro.

## 1.2 Estudios de laboratorio

Todas las muestras recibidas de ambos sondeos se clasificaron en húmedo y en seco según el criterio SUCS y en el proceso se midieron los contenidos de humedad, tanto naturales como alterados cuando se obtuvieron muestras lavadas. Se midieron densidades de sólidos, granulometrías por mallas por la vía húmeda y límites de consistencia de muestras a lo largo de ambos sondeos; y con las muestras inalteradas del S-2 se llevaron a cabo cinco consolidaciones unidimensionales y doce ensayos de corte directo agrupados en cuatro series.

### 1.1.3 Estratigrafía y propiedades del suelo

Se investigó la columna estratigráfica hasta la profundidad de 30 m en ambos sondeos, encontrándose materiales similares. Se trata de una estratigrafía laminada (varved) donde alternan materiales de alta humedad natural con capas de suelos de baja humedad.

El resumen estratigráfico demuestra que los materiales hallados sólo en parte son de origen lacustre. Más al norte del sitio existen suelos predominantemente lacustres pertenecientes a la laguna de Lerma, de calidad similar a los suelos del valle de México. El terreno estudiado debe hallarse a una cota más alta que el nivel alcanzado por la laguna la mayor parte del tiempo, pues los depósitos hallados son principalmente de origen fluvial o volcánico.

El sondeo S-1 se dividió en ocho capas cuyas propiedades principales se muestran en la siguiente tabla, donde puede apreciarse fácilmente la alternancia de los materiales. El nivel freático apareció a la profundidad de 2.50 m en ambos sondeos y al estimarse el peso volumétrico para cada capa,



se obtuvo un peso volumétrico medio de 1.641 ton/m<sup>3</sup> con el que se determinaron los esfuerzos efectivos de la última columna

Tabla 1  
Estratigrafía y propiedades principales

Estrato	Prof Max	Humedad nat.	Rel. de vacíos	Esf Efectivos
Nº	m	%	--	Ton/m <sup>2</sup>
1	7.50	30.28	0.78	6.35
2	10.50	84.77	2.34	8.32
3	13.50	45.10	1.19	9.96
4	15.50	65.83	1.35	11.56
5	17.00	32.00	0.76	12.99
6	21.00	81.52	1.57	15.67
7	27.00	116.71	2.33	18.34
8	30.00	34.85	--	--

Se llevaron a cabo quince determinaciones granulométricas a base de la técnica húmeda para medir los porcentajes relativos de arena y finos, e igual

número de mediciones de la consistencia de suelos con los siguientes resultados

Tabla II

Propiedades índices

Sondeo S-1

Sondeo S-2

Prof	Ss	Arena	Finos	Prof.	Ss	Arena	Finos
m	--	%	%	m	--	%	%
0.42		56.03	41.88	0.25		61.45	38.56
3.40		64.88	37.75	2.65		72.77	25.92
5.15	2.61			4.60	2.59		
7.65		62.97	35.86	5.74		36.22	65.87
9.78		61.76	38.85	9.95	2.38		
12.88	2.57			11.43		86.22	13.86
15.75		58.21	42.98	12.55	2.48		
17.94	2.31			15.35	2.59		
19.74		0.91	99.19	17.55		38.93	61.05
21.04	2.28			18.12	2.25		
24.85		1.66	98.32	20.94		12.45	87.77
25.54	2.12			21.66	2.42		

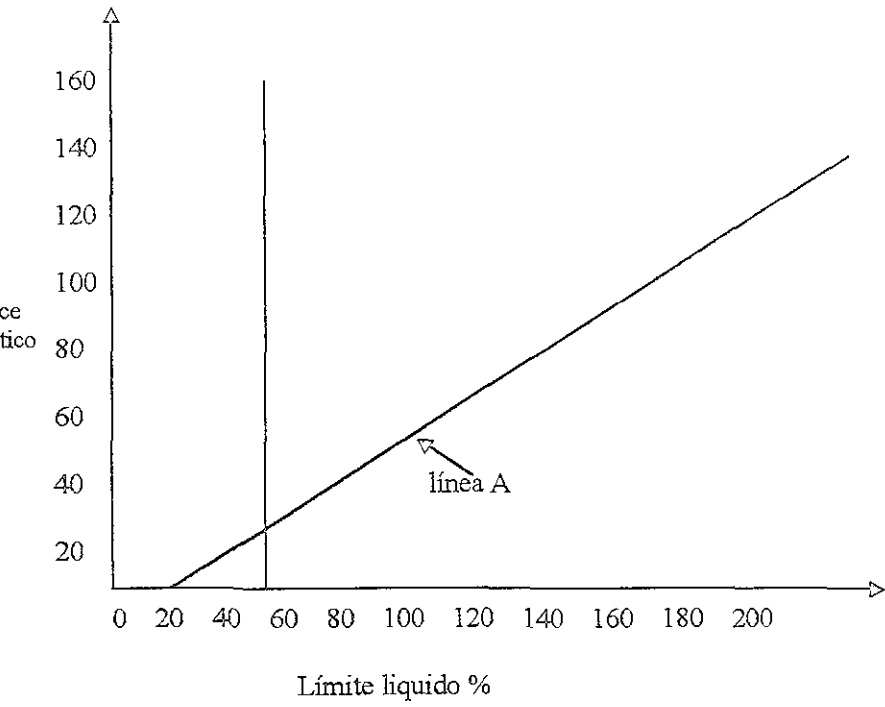
2718		1.03	83.83	23.75		6.78	31.12
29.34	2.33			21.55	2.19		
29.80		46.33	53.27	20.80		40.12	59.35

## 4.1.4 Límite de Plasticidad

Se midieron diez límites de plasticidad utilizando el cono succo, con los resultados que se muestran en la fig. N° 1, los materiales entre la superficie y a la profundidad de 16.5 m son predominantemente limos orgánicos de baja a mediana plasticidad y a mayores profundidades, hasta los 26.00 m, limos orgánicos de alta plasticidad. Como se aprecia en la figura, el rango de valores del límite líquido es muy amplio, abarcando desde 42 % hasta más de 200 % pero todos los materiales quedan bajo la línea A, lo que justifica de dentro de los materiales ensayados no hay arcillas francas, aunque la clasificación SUCS sí descubrió la existencia de capas delgadas a diversas profundidades e incluso de turba en el S-2 a la profundidad de 11 m, en una lámina de menos de 0.5 m de espesor.

Figura N° 1 Resultados de los límites de plasticidad

CARTA DE PLASTICIDAD



### 1.1.3. Resistencia al corte

Se midió de dos maneras, una en el laboratorio mediante pruebas de corte directo con probetas labradas de los tubos Shelby extraídos del S-2 llevándose a cabo 12 pruebas agrupadas en cuatro series para medir los valores de  $c$  y  $\phi$ . La otra fue directamente en el campo, el cono dinámico en los materiales duros o compactos de difícil muestreo, en las siguientes tablas se resumen los resultados de laboratorio y en la figura 2 se han graficado los resultados de 13 mediciones con el cono dinámico en ambos sondeos.

Tabla III  
Cortes directos, Pozos P-1 y P-2

Prof. 2.45 m

Prof. 11.15 m

Peso vol. Seco $k/m^3$	1372	1518	1323	1256	1288	1334
Peso vol. Húmedo $k/m^3$	1795	1774	1815	1742	1728	1756
Humedad natural, %	30.90	19.14	30.40	37.90	34.70	33.30
Densidad de sólidos	2.66	2.59	2.58	2.44	2.62	2.58
Relación de vacíos	0.91	0.65	0.91	0.84	0.89	0.90
Grado de saturación, %	86.00	70.00	83.00	99.00	99.00	93.00
Ángulo de fricción, °		36.90			33.30	
Cohesión, $t/m^2$		3.31			4.12	

Tabla V

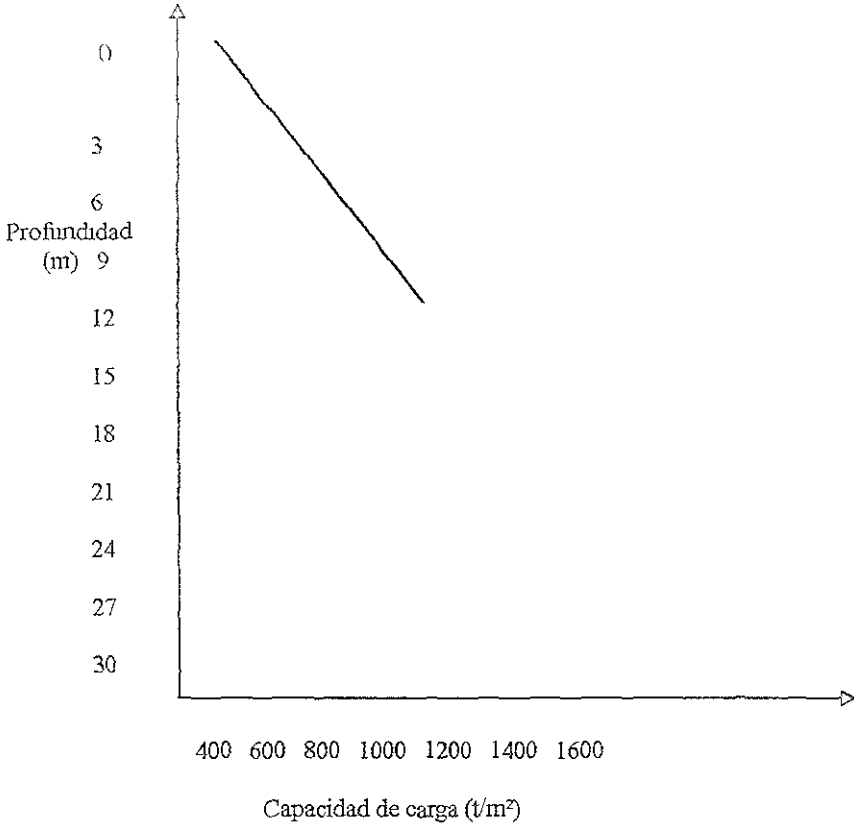
Cortes directos, Pozos P-3 y P-4

Prof 15.65 m

Prof 18.60 m

Peso vol. Seco, $k/m^3$	865	936	945	676	715	739
Peso vol. Húmedo, $k/m^3$	1426	1459	1446	1339	1319	1336
Humedad natural, %	64.70	60.10	58.20	99.10	92.30	77.10
Densidad de sólidos	2.41	2.64	2.38	2.48	2.33	2.71
Relación de vacíos	1.83	1.21	1.74	2.76	2.39	2.96
Grado de saturación, %	88.00	83.00	77.00	89.00	88.00	70.00
Ángulo de fricción, °		33.30			17.90	
Cohesión, $t/m^2$		1.11			2.76	

Figura N. 2 Resultados de las pruebas con el cono de arena.





Entre 12.00 m y 20.00 m se obtienen los valores más altos. Junto con las pruebas de laboratorio el perfil de resistencias cubre la mayor parte de la profundidad explorada.

En la figura anterior se aprovechan las mediciones realizadas desde la superficie hasta la profundidad de 12.00 m, trazándose la línea que representa la tendencia al aumento a la capacidad de carga. De esa línea se deducen los valores de  $c$  y  $\phi$ , obtenidos al aplicar el programa propio CALCONO

$$C = 8.86 \text{ t/m}^2 \quad \text{y} \quad \phi = 30.55^\circ$$

Las pruebas de consolidación que se reportan en el anexo 1 dan una medida de la compresibilidad en el campo, mediante el índice de recompresión,  $m_v$  que se determinó a partir de ellas, mostrado en forma resumida en la siguiente tabla.

Tabla V  
Resumen de pruebas de consolidación

Profundidad	Humedad nat	Relación de vacíos	$m_v$
m	%	--	--
2.30	24.36	0.592	0.012
10.80	30.01	0.719	0.011
16.00	53.15	1.456	0.018
18.50	102.49	2.406	0.028
21.50	112.38	2.729	0.029

Si se dibujan estos resultados en el espacio semilogarítmico con la humedad natural como variable independiente, obtiene una tendencia

aproximadamente lineal, lo que permite realizar interpolaciones para humedades intermedias

De acuerdo con esto y suponiendo que los materiales bajo la profundidad de 26 m son incompresibles, se cuenta con los parámetros necesarios para el cálculo de asentamientos al aplicar la siguiente fórmula

$$e = AP^{-md}$$

Donde:  $e$  = relación de vacíos

$A$  = factor que depende de los esfuerzos efectivos.

$P$  = presión que incluye los incrementos de esfuerzos por causa de las sobrecargas superficiales

## 11.7 Capacidad de carga y asentamientos

En el laboratorio se determinaron los parámetros de resistencia al corte mostrados en las tablas III y IV. Para la muestra recuperada de 2.30 ton/m<sup>2</sup> y  $\phi = 36.8^\circ$ , por que siendo del mismo orden que las mediciones de campo resulte más conservador

Se aplico la fórmula simplificada de Terzaghi para el cálculo de la capacidad de carga de cimientos superficiales.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q$$

donde.

$N_c$  y  $N_q$  son factores que dependen de  $\phi$  y valen para este caso 54.57 y 41.82 respectivamente. En promedio  $\gamma = 1.614 \text{ ton/m}^3$  y  $D_f$  se toma igual a 2 m; sustituyendo:

$$q_u = 3.30 \times 54.57 + 1.614 \times 2 \times 41.82$$

$$q_u = 315.00 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando un factor de resistencia de 0.35, según el criterio del RCDF, se tiene la capacidad de carga admisible:

$$q_a = 110.00 \text{ ton/m}^2$$

Valor mayor que el necesario para los fines prácticos y además compatible con las mediciones de campo, aunque comparando con estas, conservador. Por tanto los elementos de cimentación pueden diseñarse con criterios independientes de la capacidad de carga, por ejemplo para el control de los asentamientos.

Tabla VI

Descargas a cimentación

Concepto	Descarga
--	ton
Carga muerta de superestructura	204.70
Carga viva	97.30
Cabezal	42.64
Columnas	82.56
Contratrabe	10.40
Zapata	74.00
Trabes laterales	1.00
Rigidizantes de la columna	78.20

$\Sigma = 591.00$

Se determinan los asentamientos para cada una de las pilas y centales de cada cuerpo del puente, suponiéndola apoyada a 2 m de profundidad y de 3 x 13 m en planta. De los estratos con que se cuenta, el primero se subdivide en dos, para aumentar la precisión y en la siguiente tabla aparece el resumen de los cálculos al aplicarse la siguiente fórmula

$$\rho = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot II$$

Tabla VII  
Cálculo de asentamientos

Nº	Po	$\Delta P^*$	P	e <sub>0</sub>	m <sub>d</sub>	A	H	Asents.	%
--	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	--	--	--	cm	cm	--
1	3.85	13.92	17.76	0.80	0.014	0.789	200	1.924	26.9
2	5.65	6.41	12.06	0.80	0.014	0.794	400	1.795	25.1
3	7.31	3.30	10.61	2.37	0.024	2.352	250	1.583	22.1
4	9.07	2.18	11.25	1.13	0.016	1.128	250	0.484	6.08
5	10.45	1.63	120.8	1.45	0.020	1.451	150	0.274	3.08
6	11.53	1.34	12.87	0.86	0.014	0.862	150	0.084	1.2
7	12.68	1.02	13.70	1.77	0.024	1.780	300	0.368	5.2
8	14.91	1.62	15.53	2.50	0.030	2.530	700	0.638	8.9

$\Sigma=7.15$  cm

\*Nota: Incrementos de esfuerzo calculados por Boussinesq

Los dos tercios de los asentamientos provienen de los estratos superiores, y después las contribuciones son descendientes con la profundidad, excepto hacia el fondo, donde se hallan materiales de mayor humedad natural, pero que contribuyen poco. Estos asentamientos ya incluyen los movimientos elásticos iniciales y se tienen en cuenta las influencias de los terraplenes, pueden llegar a 6.5 cm.

Para el terraplén, que incluye en su extremo más alto la zapata del claro menor, se repitió el cálculo de asentamientos según la tabla anterior, tomando en cuenta el peso del terraplén y la descarga de la zapata, llegándose a un asentamiento máximo de 13.6 cm, también ya incluyendo los asentamientos inmediatos.

## 11.1.8 Conclusiones

En el sitio los sondeos tuvieron que llevarse hasta 30.00 m de profundidad, para detectar los materiales que afectarán el comportamiento del puente, determinándose estratigrafías similares en los dos sondeos perforados

El nivel freático se halló a 2.5 m de profundidad en ambos sondeos y también en ambos aparece una corteza superficial de materiales desecados y duros de alta capacidad de carga y baja compresibilidad, que permite resolver la cimentación del puente por superficie, a base de zapatas.

Los asentamientos de las pilas centrales podrán ser de hasta 6.5 cm, mientras que los apoyos laterales de los claros cortos tendrán asentamientos del orden de 14.00 cm. Conviene construir primero los terraplenes para permitir que sus asentamientos avancen y diseñar la estructura del puente para absorber los movimientos diferenciales.

El coeficiente sísmico es similar al que aplica el RCDF a la zona de transición de la Ciudad de México, considerándose adecuado dada la estratigrafía.



## 11.2 Estudio de tránsito

Los datos topográficos de l lugar, se encuentran localizados en el anexo II, ahí se tienen los siguientes levantamientos

Alineamiento vertical

Geometría del seccionamiento de construcción.

Secciones transversales

## III Proyecto geométrico

### III.1 Pendiente de terraplenes

La pendiente de los terraplenes de acceso será la máxima. Esta pendiente está dada en la tabla 8-A del “Manual de proyecto geométrico de carreteras”, que indica de acuerdo a una velocidad de proyecto de 60 km/hr una pendiente máxima de 5%.

## 1.2 CURVAS VERTICALES

A continuación se dan unos ejemplos de como fueron calculadas las curvas verticales

Cuerpo Norte

Curva 2 (cresta):

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{entrada}} = 0.0 \\ P_{\text{salida}} = -5.0 \end{array} \right\} \Delta P = -5 - 0.0 = -5$$

De la tabla 8 pág 363 del Manual de proyecto geométrico de carreteras

$$K = 13 \quad L_c = k * \Delta P \quad L_c = 13 * -5 = 65 \approx 70$$

Por lo tanto la longitud de curva será igual a 70

$$\begin{array}{ll} \text{PTV: Est: } 8+796.74 & \text{PCV Est: Est PTV} - L = (8+796.74) - 70 \\ \text{Elev: } 2584.36 & \text{Est: } 8+726.74 \\ & \text{Elev: Elev PTV} + \Delta P * L_c / 2 \\ & \text{Elev } 2584.36 + (-0.05 * 35) = 2582.61 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{PIV: Est: Est PTV} - L_c / 2 \\ \text{Est: } (8+796.74) - 35 = 8+761.74 \\ \text{Elev: Elev PTV} + ((\Delta P / 4) * (X^2 / L - 2X + L)) \\ \text{Elev: } 2584.36 + ((-5 / 35) * 35) = 2583.92 \end{array}$$

Donde:

$\Delta P$ : Es la diferencia algebraica de pendientes.

X: Es la distancia horizontal del PIV a un punto que se desee

L: Es la mitad de la longitud de curva ( $L_c / 2$ )

cuadrante

Curva 3 (cresta)

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{entrada}} = 0.0 \\ P_{\text{salida}} = -5.0 \end{array} \right\} \Delta P = -5.0 - 0.0 = -5$$

De la tabla 8 pag 363 del Manual de proyecto geométrico de carreteras

$$K = 13 \quad L_c = k * \Delta P \quad L_c = 13 * -5 = 65 \approx 70$$

Por lo tanto la longitud de curva será igual a 70

$$PCV \text{ Est: } 8+846.528 \quad PTV \text{ Est: Est PCV} + L = (8+846.528)+70$$

$$\text{Elev. } 2584.36$$

$$\text{Est: } 8+916.528$$

$$\text{Elev: Elev PCV} + \Delta P * L_c / 2$$

$$\text{Elev: } 2584.36 + (-0.05 * 35) = 2582.61$$

$$PIV \text{ Est: Est PTV} - L_c / 2$$

$$\text{Est: } (8+846.528) + 35 = 8+881.528$$

$$\text{Elev. Elev PCV} + ((\Delta P / 4) * (X^2 / L - 2X + L))$$

$$\text{Elev: } 2584.36 + ((-0.05 / 35) * 35) = 2583.92$$

Donde:

$\Delta P$ : Es la diferencia algebraica de pendientes.

X: Es la distancia horizontal del PIV a un punto que se desee.

L: Es la mitad de la longitud de curva ( $L_c / 2$ )

Curva Sur

Curva 2 (cresta)

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{entrada}} \quad 0 \ 0 \\ P_{\text{salida}} \quad -5 \ 0 \end{array} \right\} \Delta P = -5 \ 0 - 0 \ 0 = -5$$

De la tabla 8 pag 363 del Manual de proyecto geométrico de carreteras

$$K = 13 \quad L_c = k * \Delta P \quad L_c = 13 * 5 = 65 \approx 70$$

Por lo tanto la longitud de curva será igual a 70

$$\text{PTV Est: } 9+057.37 \quad \text{PCV Est: Est PTV} - L = (9+057.37) - 70$$

$$\text{Elev: } 2584.23 \quad \text{Est: } 8+987.37$$

$$\text{Elev: Elev PTV} + \Delta P * L_c / 2$$

$$\text{Elev: } 2584.23 + (-0.05 * 35) = 2582.48$$

$$\text{PIV Est: Est PCV} - L_c / 2$$

$$\text{Est: } (8+987.37) + 35 = 9+022.37$$

$$\text{Elev: Elev PTV} + ((\Delta P / 4) * (X^2 / L - 2X + L))$$

$$\text{Elev: } 2584.23 + ((-0.05 / 35) * 35) = 2583.79$$

Donde:

$\Delta P$ : Es la diferencia algebraica de pendientes.

X: Es la distancia horizontal del PIV a un punto que se desee.

L: Es la mitad de la longitud de curva ( $L_c / 2$ )

Curva 3 (estada)

Curva 3 (estada)

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{entrada}} = 0+0 \\ P_{\text{salida}} = -5+0 \end{array} \right\} \Delta P = -5 - 0 = -5$$

De la tabla 8 pag 363 del Manual de proyecto geométrico de carreteras

$$K = 13 \quad L_c = k * \Delta P \quad L_c = 13 * -5 = -65 \approx 70$$

Por lo tanto la longitud de curva será igual a 70

$$\text{PCV: Est: } 9+107.158 \quad \text{PTV: Est: Est PCV} + L = (9+107.158) + 70$$

$$\text{Elev: } 2584.23$$

$$\text{Est: } 9+177.158$$

$$\text{Elev: Elev PCV} + \Delta P * L_c / 2$$

$$\text{Elev: } 2584.23 + (-0.05 * 35) = 2582.48$$

$$\text{PIV: Est: Est PTV} - L_c / 2$$

$$\text{Est: } (9+107.158) + 35 = 9+142.158$$

$$\text{Elev: Elev PTV} + \left( \frac{\Delta P}{4} \right) * (X^2 / L - 2X + L)$$

$$\text{Elev: } 2584.23 + \left( \frac{-0.05}{35} \right) * 35 = 2583.79$$

Donde:

$\Delta P$ : Es la diferencia algebraica de pendientes.

X: Es la distancia horizontal del PIV a un punto que se desee

L: Es la mitad de la longitud de curva ( $L_c/2$ )

### III.3 Perfil longitudinal del paente

Estas medidas, figuras y especificaciones están dadas en el plano general que se encuentra localizado en el anexo 4

## IV.1.1.1. Acciones sismicas

### IV.1.1.1. Acciones sismicas

El sitio del puente Santa Elena se halla en un zona que no puede asemejarse a la zona lacustre de la Ciudad de México, aunque tampoco tiene estratigrafía como la zona de transición. Para estimar el período dominante del suelo se recurre a una expresión empírica de la velocidad de ondas de cortante

$$V_s = 40 \cdot (n^{1/2})$$

Donde N es el numero de golpes medio en la prueba de penetración normal. Para el presente caso, la columna estratigráfica se dividió en dos partes; desde la superficie hasta 8 m de profundidad, con N = 25 y entre 8 y 24 m, con N = 5. Las velocidades de ondas de cortantes respectivas son 200.00 y 89.00 m/s.

El período dominante es :

$$T_s = \sum 4H/V_s$$

De donde,

$$T_s = 0.89 \text{ s}$$



El resultado es que el coeficiente sísmico es  $c = 0.29$  para Ciudad de México. Suponiendo que los criterios del RCM son válidos para el punto estudiado, se obtiene un coeficiente sísmico a partir de  $I_s$ ,  $c = 0.29$

## IV.2 - Superestructura

### IV.2.1 - Datos de proyecto

- Claros del puente	Un claro central de 25.05 m y dos extremos de 11.87 m a ejes de pilas y estribos; y 11.52 m a ejes de apoyos respectivamente.
- Ancho total del puente	12.00 m.
- Ancho de calzada.	10.50 m
- Banquetas.	Dos, una a cada extremo
-Carga móvil.	Un carril con T3-S2-R4 y lo demás con HS-20
-No. de traves	Nueve en total, por claro y cuerpo.
-Separación entre traves	1.3125 m.

- Acero en losa  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto en losa  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero en trabes A-36 con límite elástico  $> 4000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo  $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Especificaciones "AASHTO-SCT".
- Esviaje.  $3^\circ 33'$

## IV.2.2.1.1. Losa

### IV.2.2.1.1. Losa

Cálculo de la losa: Se analizará 1 m de ancho en el sentido longitudinal

Losa entre trabes: Se revisará losa de 15.00 cm

$$Wc.m. = \text{Losa} + \text{Carpeta} \rightarrow Wc.m. = 0.15*(2400) + 0.10*(2200)$$

$$\text{Momento por carga muerta} \quad Wc.m. = 99.91 \text{ kg*m/m}$$

Momento por carga viva: Para refuerzo perpendicular al tránsito y en claros simplemente apoyados "AASHTO" permite calcular el momento con la siguiente fórmula:

$$M_{c.v.i.} = (0.1025*S + 0.0625)*P*I$$

Donde:

S = longitud efectiva del claro en metros.

P =  $\frac{1}{2}$  de un eje pesado.

I = impacto

$$1.30 > 1.30$$

$$0.30 > 0.30$$

Por lo tanto

$$I = 1.30; \quad S = 1.30$$

“P” el mayor de PHS-20 = 14515/2 = 7257 kg

$$P_{T3-S2-R4} = (18000/2)/1.2 = 7500 \text{ kg} \longrightarrow \text{por lo tanto rige}$$

En la ecuación anterior l/2 es la distancia entre un tandem de ruedas de un eje pesado T3

$$M_{c.v.i.} = (0.1025 \times 1.30 + 0.0625)(7500)(1.30)(0.8) = 1527 \text{ kg}^*\text{m/m}$$

Donde 0.8 es un coeficiente para losas continuas (3 o más apoyos)

$$M_D = 1527 + 99.91 \longrightarrow M_D = 1627 \text{ kg}^*\text{m/m}$$

Peralte requerido por flexión.

$$(M_D/(Kb))^{1/2}$$

Constantes del concreto para sección balanceada.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \quad K = 0.30 \text{ kg/cm}^2, \quad J = 0.90$$

$$f_{sy} = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad K = 13.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{req} = \sqrt[3]{\frac{162700}{3.87 \cdot 1.1}} = 14.87 \text{ cm} \quad d_{req} = 15 \text{ cm}$$

$$l_{req} = d_{req} \cdot 1.1 = 15 \cdot 1.1 \rightarrow l_{req} = 16.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usará  $l = 15.00 \text{ cm}$

Refuerzo por flexión (en ambos lechos)

$$A_s = M_D / (f_{sp} \cdot J \cdot d_{real})$$

$$f_{sp} = 1687 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 162700 / (1687 \cdot 0.9 \cdot 12)$$

$$A_s = 8.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se usarán 5 varillas de número 5 a cada 20 cm de distancia

$$A_s = 5(1.98) = 9.9 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ req.}}$$

Refuerzo longitudinal para distribuir las cargas (en el sentido longitudinal de la estructura en el lecho inferior).

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

$$\% = 220 / ((3.28 \cdot S)^{1/2})$$

$$s = \frac{2.20 \cdot 10^{-3} \cdot 28^2 \cdot 1.80^2}{4} \longrightarrow \text{con } f_c = 28 \text{ MPa } f_y = 420 \text{ MPa}$$

del refuerzo principal

$$A_{sd} = 0.67 \cdot 8.93 = 5.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S(\varnothing 4c) = 1.27 \cdot 100 / 5.98 = 21.24 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán varillas del número 4 a cada 20 cm de distancia.

Refuerzo por temperatura (en el sentido del tránsito en el lecho superior)

“AASHTO” indica  $2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$  mínimo

Por lo tanto se usaran varillas del número 4 a cada 20 cm de distancia.

Losa en voladizos:

$$W_{c.m.} = 0.15 \cdot 2400 + 2400 \cdot 0.30 + 0.10 \cdot 2400$$

$$W_{c.m.} = 1320.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{c.v. \text{ peatonal}} \approx 500 \text{ kg/m}^2 (0.75)$$

$$W_{c.v. \text{ peatonal}} \approx 375 \text{ kg/m}$$

$$W_e v = 17375 \text{ kg*cm}$$

$$W_e v = 17375 \text{ kg*cm}$$

$$W_e v = 47812.5 \text{ kg*cm}$$

$$D_{req} = (47812.6 / (13.9 * 100))^{1/2}$$

$$D_{req} = 5.86 \text{ cm}$$

Por lo tanto,

$$H = 15 \text{ cm}$$

Acero por flexión

$$A_s = M_D / (f_s * J * d)$$

Para determinar  $f_s$  usaremos la fórmula de D. las H

$$f_{sp} = 1343(1 + (M_c.m. / M_c.v.i.)) \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (trabes y losas) y } 1800 \text{ kg/cm}^2$$

(voladizo)



$$As = 47812,5 / (1800 \cdot 0,9 \cdot 12)$$

$$f_{sp} = 6070 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se usará un  $f_{sp} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$$As = 47812,5 / (1800 \cdot 0,9 \cdot 12)$$

$$As = 2,46 \text{ cm}^2$$

\*Se usará el mismo acero por flexión que en la losa entre traveses.

## V.2.2.2. EJEMPLO

Trabe T-1      Claro total 25.05 m

Claro a ejes de apoyos 24.35 m

Para revisión como sección compuesta:

$$L/4 = 2435/4$$

$$L/4 = 608.75 \text{ cm}$$

$$C. c. C. = 131.25 \text{ cm} \longrightarrow \text{rige}$$

$$12*t = 12*15 = 180 \text{ cm}$$

$$E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = (2.4)^{1.5} \cdot 4270 \cdot \sqrt{250}$$

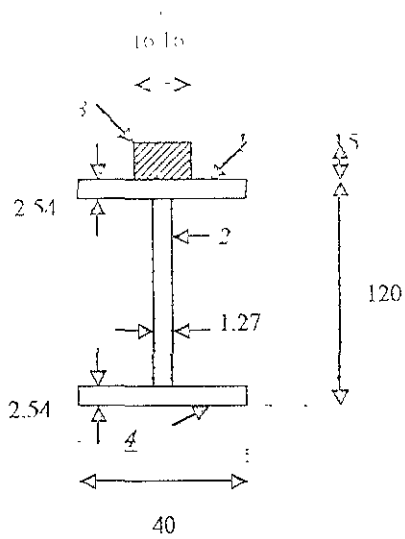
$$E_c = 251024 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c/E_s \longrightarrow 2039000/251024 = 0.1231$$

Por lo tanto:

$$b' = 131.25 * 0.1231$$

$$b' = 16.16 \text{ cm}$$



Sección simple

$$I_{ss} = [(40/12)(2.54)^3 + 2.54 \cdot 40 \cdot (50 - 1.27)^2] + (1.27/12)(114.92)^3$$

$$I_{ss} = 861612.9 \text{ cm}^4$$

$$S = I/y; \quad S_i = S_s = 861612/60$$

$$S = 14360.20 \text{ cm}^3$$

Next we compute:

	A	v	Av
1	101.60	118.73	12062.968
2	145.95	60.00	8757.00
3	242.40	127.50	30906.00
4	101.60	1.27	129.032
	$\Sigma$ 591.55		$\Sigma$ 51855.00

$$Y_i = \Sigma Ay / \Sigma A$$

$$Y_s = 32.34 \text{ cm}$$

$$Y_{s'} = 47.34 \text{ cm}$$

$$I_{sc} = 861612.9 + 349.15 * 17.66^2 + (16.16/12) * 15^3 + 242.4 * 39.84^2$$

$$I_{sc} = 1359792.8 \text{ cm}^4$$

$$S_i = 1359792.8 / 87.66$$

$$S_i = 15512.12 \text{ cm}^3$$

$$S_{s'} = I_{sc} / 47.34$$

$$S_{s'} = 28723.97 \text{ cm}^3$$

Efectos de las cargas en un trabe

$$f_i = M/S_i$$

$$f_s = M/S_s$$

$$f_s' = M/S_s'$$

$$1. \text{Peso propio} = W_{p.p} = 0.03492 * 7850 = 2.74 \text{ kg/cm}$$

$$V_{p.p} = W_{p.p} * (25.05/2) * 100$$

$$V_{p.p.} = 3433.4 \text{ kg}$$

$$M_{p.p.} = W_{p.p} * 2435^2/8$$

$$M_{p.p.} = 2030760 \text{ kg*cm}$$

$$f_i = 2030760/14360.2$$

$$f_i = 1414.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 141.42 \text{ kg/cm}^2$$

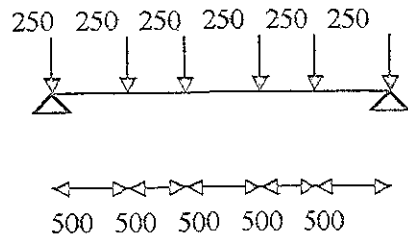
## 2. Diafragmas

$$f_i = 375000/14360.2$$

$$f_i = -26.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_D = 750 \text{ kg}$$

$$M_D = 375000 \text{ kg*cm}$$



$$S = 25 \cdot 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{D \text{ equiv}} = 375000 \cdot 8 \cdot (2500)^2$$

$$W_{D \text{ equiv}} = 0.48 = 0.50 \text{ kg/cm}$$

### 3. Losa

$$W_L = 1.3125 \cdot 0.15 \cdot 2400 = 472.5 \text{ kg/cm}$$

$$W_L = 472.5 \text{ kg} \approx 473 \text{ kg}$$

$$V_L = (4.73/8)2435^2$$

$$V_L = 5924.3 \text{ kg}$$

$$M_L = (4.73/8)2435^2$$

$$M_L = 3505654.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$f_i = 3505654.3/14360.2$$

$$f_i = -244.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 244.12 \text{ kg/cm}^2$$

### 4. Carpeta

$$W_c = 1.3125 \cdot 0.10 \cdot 2200$$

$$W_c = 288.75 \text{ kg/cm} \approx 289 \text{ kg/cm}$$

$$V_c = 2.89 \cdot 2505/2 \quad V_c = 3620 \text{ kg}$$

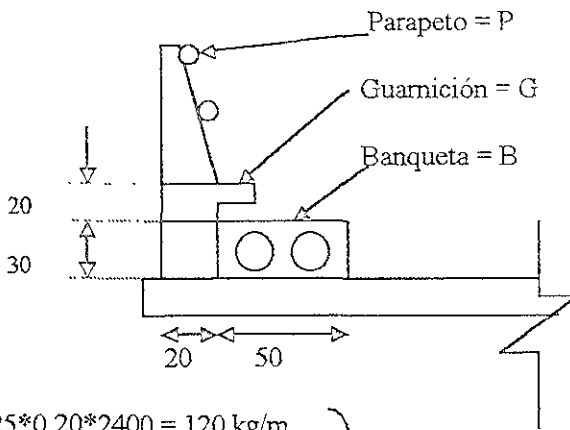
$$W_G = 0.25 * 0.20 * 2400 = 120 \text{ kg/m}$$

$$f_i = 2141933.15512 / 12 = -138.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = M_G / 42046.78 = 5094 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s'} = M_G / 28723.97 = 7457 \text{ kg/cm}^2$$

5. Guarnición, Parapeto y Carga viva (se considera que se distribuye por igual entre las nueve traves)



$$W_G = 0.25 * 0.20 * 2400 = 120 \text{ kg/m}$$

$$W_B = 0.30 * 0.75 * 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

$$W_{CV} = 500 \text{ kg/m}^2 * (0.50) = 250 \text{ kg/m}$$

$$W_P = 59.10 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma W = 969 \text{ kg/m} = 9.69 \text{ kg/cm}$$

$$W_{G,P,CVP} = (9.69 * 2 * 1/9) = 2.15 \text{ kg/cm (por trabe)}$$

$$V_{G,P,CVP} = 2.15 * 2505 / 2 = 2693 \text{ kg}$$

$$M_{G,P,CVP} = 2.15 * 2435^2 / 8 = 1593479 \text{ kg/cm}$$

$$f_i = M_{G,P,CVP} / 15512.12 = -102.72 \text{ kg/cm}$$

$$I = M_{k,p,c.v.} / (2.35 \cdot 8) = 3150 \text{ kg} \cdot \text{cm}^4$$

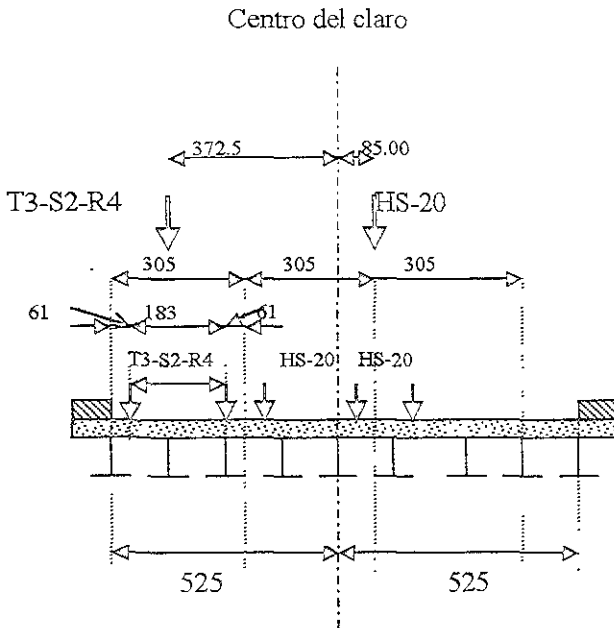
$$I_{k'} = M_{k,p,c.v.} / 2.8723 \cdot 27 = 5548 \text{ kg} \cdot \text{cm}^4$$

6 Carga Viva

$$I = 15.24 / (L / 38.10) \longrightarrow 15.24 / (25.00 / 38.10)$$

$$I = 1.242 \text{ cm}^4$$

Se revisara para 2 carriles con HS-20 y uno con T3-S2-R4, el factor de concentración se calculara con el método de AASHTO y se colocaran las cargas T3-S2-R4 y HS-20, con el criterio de Courbon.





Factor de distribución de AASHTO

$$F_{DA} = 2N_L N_v + K S L$$

Donde

$N_L$  = Número total de líneas

$N_v$  = Número de vigas

$L$  = Longitud del centro del claro

$S$  = Separación de traveses

$$K = 0.23W - N_L(0.1 * N_L - 0.26) - 0.20N_v - 0.12$$

$W$  = ancho de la calzada

$$K = 0.23 * 10.15 - 3(0.1 * 3 - 0.26) - 0.20 * 9 - 0.12$$

$$K = 0.375$$

$$F_{DA} = 2 * 3 / 9 + 0.375 * 1.3125 / 25$$

$$F_{DA} = 0.6864$$

Factor de distribución de Courbon

$$F_{DC} = N_L / N_v \pm e L_n / I_p$$

Donde:

$e$  = Excentricidad de las resultantes de las cargas; (+) si esta del lado de la mayor carga y (-) si esta del otro lado.

$L_n$ : Distancia del centro del claro a la trabe extrema.

$I_p$ : Sumatoria del cuadrado de la distancia del centro del claro a la primera

tablas y entre tubos no cos

Ni. Número de carriles

Nv. Número de traves

T3-S2-R4

$$F_{DC} = 1/9 + 3.725 * 5.25 / (2 * 1.3125^2 * 4)$$

$$F_{DC} = 1.53 \rightarrow 3.06$$

HS-20:

$$f_{DHS} = 2/9 - 0.85 * 5.25 / (2 * 4 * 1.312^2)$$

$$f_{DHS} = -0.102 \rightarrow -0.203$$

$$F_{DC} = 3.06 - 0.203$$

$$F_{DC} = 2.86$$

Factor de distribución final:

$$F_{DA}/F_{DC}$$

T3-S2-R4:

$$(0.6864 / 2.86) * 3.06 = 0.7344$$

HS-20:

$$(0.6864 / 2.86) * (-0.203) = -0.049$$

De las especificaciones,  $V_{c1} = 49.34$  ton y  $M_{c1} = 279.62$  ton\*m

m

$$T3-S2-R4 \quad V_c = 49.34 \text{ ton}$$

$$M_{c1} = 279.62 \text{ ton*m}$$

$$HS-20. \quad V_{c2} = 28.94 \text{ ton}$$

$$M_{c2} = 166.08 \text{ ton*m}$$

Por lo tanto,

$$V_{CVI+FC} = (49.34 * 0.7344 / 2 + 28.94 * (-0.049) * 2 / 2) * 1.242$$

$$V_{CVI+FC} = 20.74 \text{ ton}$$

$$M_{CVI+FC} = (279.62 * 0.7344 / 2 + 166.08 * (-0.049) * 2 / 2) * 1.242$$

$$M_{CVI+FC} = 117.42 \text{ ton*m}$$

$$f_i = 11742000 / 15512.12$$

$$f_i = -753.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 11742000 / 42046.78$$

$$f_s = 279.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s' = 11742000 / 28723.57$$

$$f_s' = 408.79 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos (kg/cm<sup>2</sup>)

(-) Tension

ii

is

is'

Carga	P	A	P	A	P	A
1 P P	-141.42	-141.42	141.42	141.42	---	---
2. Diafragmas	-26.11	-167.53	26.11	167.53	---	---
3 Losa	-244.12	-411.65	244.12	411.65	---	---
4 Carpeta	-138.08	-549.73	50.94	462.59	74.57	74.57
5 G. P y CVp	-102.72	-652.45	37.90	500.49	55.48	130.05
6. CVI + FC	-756.96	-1409.41	279.26	779.75	408.79	538.84

Esfuerzo de tensión máximo = 1409.91 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo de compresión máximo = 779.75 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante máximo:

$$V_{max} = 20740 + 2693 + 3620 + 5925 + 750 + 3433$$

$$V_{max} = 37161 \text{ kg}$$

$$\text{Área del alma} = 114.92 * 1.27$$

$$\text{Área del alma} = 145.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vmax} = 37.161 / 145.95$$

$$A_{max} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles

Acero A36

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en miembros sin agujeros

$$f_t = 0.55 * f_y$$

$$f_t = 0.55 * 2530 = 1391.5$$

$$f_t \approx 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión cuando el patín a compresión se encuentra soportado lateralmente en toda su longitud, ahogado en concreto.

Los conectores de cortante del patín estarán ahogados en la losa de concreto, por lo tanto el patín se considera soportado lateralmente.

$$F_b = 0.55 * f_y$$

$$F_b = 0.55 * 2530 = 1391.5$$

$$F_b \approx 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante:

$$F_v = 0.33 * f_y$$

$$F_v = 0.33 * 2530$$

$$I_v = 833 \text{ kg cm}^4$$

$$I_v = 840 \text{ kg cm}^4$$

Comparación de esfuerzos

El esfuerzo crítico es a tensión

$$F_t = 1409.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t \approx 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se acepta la trabe propuesta en la página 46

Revisión por deflexión

$$\text{Flecha por C. V. + I} = L/800 \rightarrow 2435/800$$

$$\text{Flecha por C. V. + I} = 3.043$$

$$\text{Flecha por C. V. + I} \approx 3.00 \leftarrow \text{Flecha máxima permitida por AASHTO}$$

Por simplicidad:

$$W_{CVI+FC \text{ EQUIV}} = M_{CVI+FC} * 8 / L^2$$

$$W_{CVI+FC} = 11742000 * 8 / 2435^2$$

$$W_{CVI+FC} = 15.84 \text{ kg/cm} \leftarrow \text{Este resultado es conservador}$$

$$\Delta_{act} = (5/384) (15.84 * 2435^4) / (2039000 * 1359792.8)$$

Ver: 202 cm = 1.967 m

Revisión por limitantes

Patín a compresión

$$b/t = 40/2.54$$

$$b/t = 15.75$$

$$b/t < 861/((fb)^{1/2}) \leq 24$$

$$fb = 779.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$861/(779.75^{1/2}) = 30.83$$

Por lo tanto:

$$b/t = 15.75 < 24$$

Placa del alma

Espesor mínimo:

$$t = D * (fb^{1/2})/6095 \geq D/170$$

$$D = 114.92 \text{ cm}$$

$$t = 114.92 * (779.75^{1/2})/6095$$

$$t = 0.53 < 114.92/170 = 0.676$$

Por lo tanto:

$$t_{\min} = 0.68 \text{ cm} \rightarrow t = 1.27 \text{ cm} > t_{\min}$$

Por lo tanto: Es correcto el espesor del alma.

Atiesadores intermedios

Separación máxima entre atiesadores

$$d = 2915 / ((fv)^{1/2}) < D$$

$$d = 2915 / (254^{1/2})$$

$$d = 182.68 \leq 114.92 \approx 115$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

Si el espesor del alma es mayor que.  $t = D * (fv)^{1/2} / 1988 \leq D / 150$  se podrán suprimir los atiesadores intermedios.

$$t = 114.92 * (254.62^{1/2}) / 1988 = 0.92 \geq 114.92 / 150 = 0.77$$

Por lo tanto:

$$t = 1.27 \text{ cm} > 0.92 \text{ cm} \rightarrow \text{No se requieren atiesadores intermedios}$$

\*Usar atiesadores intermedios sencillos en los  $\frac{1}{4}$  extremos a una separación de 115 cm



Momento de inercia mínimo de un atiesador intermedio

$$I_{min} = d_o^3 t^3 / 10^9 J$$

$$J = 25 * D^2 / d^2 - 20 \approx 5$$

Donde

$d_o$  = Separación real del atiesador

$t$  = Espesor de la placa del alma

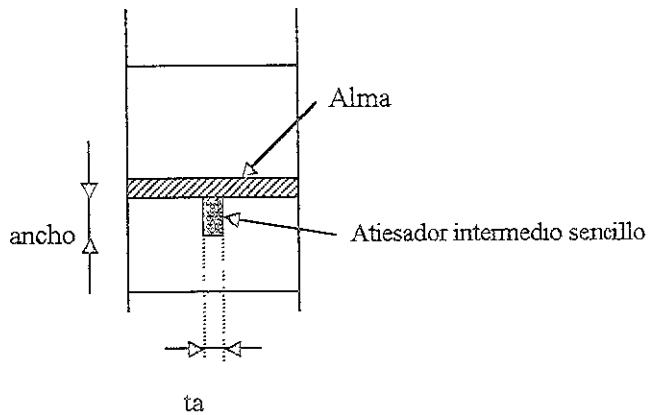
$d$  = Distancia libre requerida entre atiesadores

$D$  = Peralte del alma

$$J = 25 * 114.92^2 / 114.92^2 - 20 = 5$$

$$I_{min} = 115 * 1.27^3 * 5 / 10.92 - 20$$

$$I_{min} = 108 \text{ cm}^4$$



Ancho mínimo = 51 mm > 20 mm (correcto)

Ancho mínimo = 51 > 1200/30

Ancho mínimo = 91 mm

$B/4 = 40/4 = 10$  cm

Por lo tanto:

$$\Delta \text{Ancho mínimo} = 10.00 \text{ cm}$$

$$t_{\text{amin}} = \text{ancho}/16$$

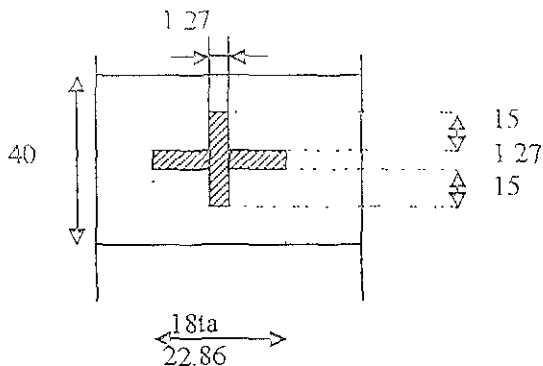
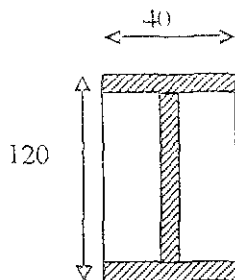
$$t_{\text{amin}} = 10/16 = 0.625 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tendrán que revisar atiesadores de 10 cm de ancho y  $\frac{1}{4}$  " de espesor

$$I = 0.63 \cdot 10^3/3 \approx 213.3 \text{ cm}^4 > I_{\text{min}}$$

Por lo tanto son correctos los atiesadores de 10x0.64

Atiesadores en columnas



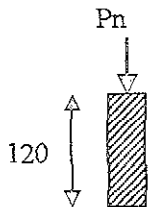
$$t_{min} = (b'/12) * (f_y/2320)^{1/2}$$

$b'$  = ancho del atiesador

$$t_{min} = 15/12 * (2530/2320)^{1/2}$$

$$t_{min} = 1.30 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar } t = 1.27 \text{ cm} \approx t_{min}$$

Revisando atiesadores de 1.27 cm de espesor y 15 cm de ancho como columna.



$$A = 1.27 * 15 * 2 + 1.27 * 22.86$$

$$A = 67.13 \text{ cm}^2$$

$$I = 37 \times 3 \times 27^3 + 2 \times 11 \times 86 \times 17^3 = 3240 \text{ cm}^4$$

$$I = 3240 \text{ cm}^4$$

$$r = (I/A)^{1/2} \rightarrow r = (3240/67.13)^{1/2} = 6.95 \text{ cm}$$

$$KL/r = 120/6.95 = 17.27$$

$$P_u = V_{\max} = 37161 \text{ kg}, \quad f_a = 37161/67.13 = 553.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = (0.55 \cdot f_y / 1.25) * ((1 - (0.75L/r)f_y / (4\pi^2 I)) = 1120 - 0.02(L/r)^2$$

Para acero A-36

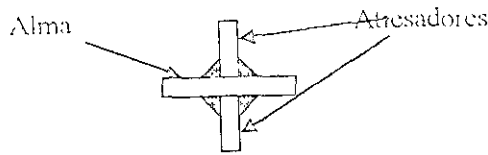
$$F_a = 1120 - 0.02 \cdot 17.27^2 = 1114 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 553.6 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

Por lo tanto los atesadores de apoyo dobles de 15x127 cm son los correctos

\*Por seguridad, se colocaran 3 atesadores dobles en los apoyos.

Soldadura en aberturas de tipo



$P_u = 37161 \text{ kg}$  ← Resistida por 4 cordones de soldadura E-70

( $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$ )

Esfuerzo permisible a cortante de la soldadura

$$f_v = 0.3 * f_u \rightarrow f_v = 0.3 * 4900 = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

Revisar soldadura de filete de 6 mm

$$R_s = 4 * 0.707 * 0.6 * 1470 * 114.92$$

$$R_s = 286644 \text{ kg}$$

$$R_s > P_u$$

Por lo tanto es correcta la soldadura de 6 mm

Conectores para cortante

Los conectores serán a base de canales CE102x8.04 kg/cm

La separación máxima de conectores según AASHTO es 61.00 cm

La fuerza cortante horizontal  $S_r = V_r * Q/I$  (flujo de cortante)

$V_r = \text{Volumen de concreto} = 22 \cdot 16 \cdot 75 = 26880 \text{ cm}^3$

$V_r = 20740 \text{ kg}$  (máximo permisible)

$Q =$  Momento estático del área transformada de concreto

$I =$  Momento de inercia de la sección compuesta

Conservadoramente para  $V_r$  se considera también lo generado por la carpeta y

G. P. y CVp.

Por lo tanto:

$$V_{r\max} = 20740 + 3620 + 2693 = 27053 \text{ kg}$$

Revisando para  $V_{r\max}$

$$Q = 15 \cdot 16 \cdot 16 \cdot (47.34 - 7.5)$$

$$Q = 9657.22 \text{ cm}^3$$

$$S_r = 27053 \cdot 9657.22 / 1359792.8$$

$$S_r = 192.2 \text{ kg/cm}$$

Fuerza cortante horizontal permisible " $Z_r$ " en kg para cada conector.

Para canales:

$$Z_r = Bw$$

$$B = 429 \text{ para } 2000000 \text{ de ciclos ( en kg)}$$

$$W = \text{longitud del conector para esfuerzo cortante (en cm)}$$

Si  $W = 30$

$$Z_r = 429 \cdot 30 \rightarrow Z_r = 12870 \text{ kg}$$

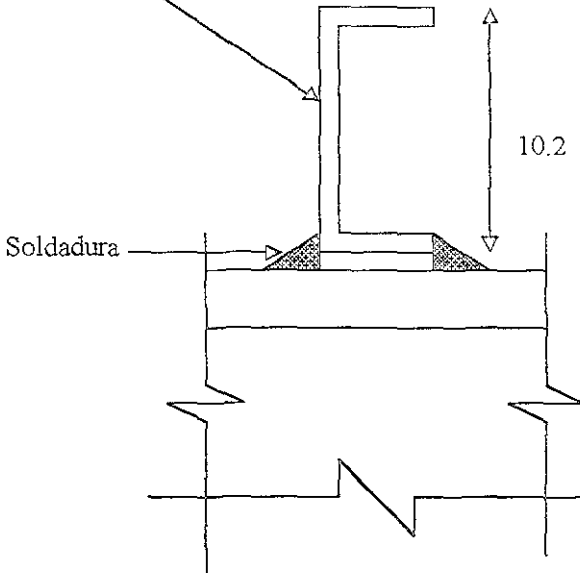
Espaciamiento de conectores

12870 192 2 66 96 cm → En zona crítica (extremos) de la torre

Conservadoramente deben usarse conectores @25 en extremos, @40

posteriormente y @60 al centro de la trabe

Conectores CE 102x8.04 kg/m de 30 cm de longitud



Controlado por el cargamento.

$$W_{total1} = W_{pp} + W_D + W_i \rightarrow W_{total1} = 2.74 + 0.50 + 4.73 = 7.97 \text{ kg/cm}$$

$$W_{total2} = W_c + W_{DyP} \rightarrow W_{total2} = 2.89 + 2.15 = 5.04 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_1 = (5/384) * (7.94 * 2435^4) / (2039000 * 861612.9)$$

$$\Delta_1 = 2.1 \text{ cm}$$

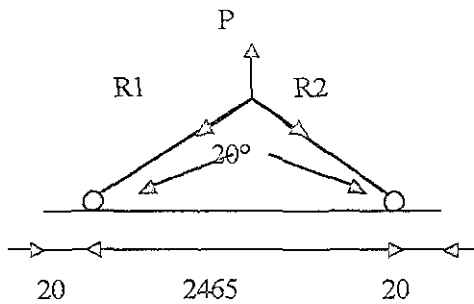
$$\Delta_2 = (5/384) * (7.94 * 2435^4) / (2039000 * 1359792.8)$$

$$\Delta_2 = 0.8 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_1 = 2.1 \text{ cm} \\ \Delta_2 = 0.8 \text{ cm} \end{array} \right\} \Sigma \Delta = 2.9 \text{ cm}$$

Para considerar una pequeña carga viva  $\Delta_{total} = 3.1 \text{ cm}$

Orejas de izaje



$$P = (P_p + D_{iaf}) * 1.4$$

1.4 Se considera para una sobre carga

$$P = (3433.4 + 750) * 2 * 1.4 \approx 11700 \text{ kg}$$

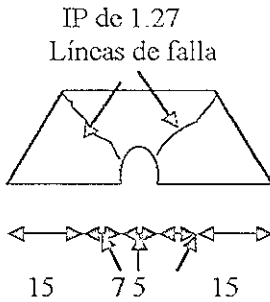


$$R = 17104 \text{ kg}$$

$$R_x = 17104 \text{ kg}$$

$$R_{1x} = 17104 \cdot \cos 20^\circ = 16073 \text{ kg}$$

$$R_{1y} = 17104 \cdot \sin 20^\circ = 5850 \text{ kg}$$



$$f_v = 16073 / (7.5 \cdot 1.27 \cdot 2 \cdot 1.27)$$

$$f_v = 703.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 5850 / (1.27 \cdot 7.5 \cdot 2 \cdot 1.2)$$

$$f_t = 256 \text{ kg/cm}^2$$

1.2 es por considerar  
a la diagonal

$$f_v/F_v + f_t/F_t = 703/840 + 256/1400 = 1.02 \approx 1.00$$

Área por cortante en la parte inferior de la oreja



$$\text{Área por cortante } 75 * 1.27 * 2 = 19.05 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 5850 / 19.05 = 307 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.33 * 2530 = 840 \text{ kg/cm}^2$$

$f_v < F_v$       Por lo tanto esta correcto

Por seguridad usar dos orejas de izaje en cada extremo

Soldadura alma-patín

$$\text{Cortante horizontal } \rightarrow q = VQ/I$$

$$Q = 16.16 * 15 * (47.34 - 7.5) + 40 * 2.54 * (32.34 - 1.27)$$

$$Q = 12814 \text{ cm}^3$$

$$V = 37161 \text{ kg}$$

$$I_{sc} = 1359792.8 \text{ kg/cm}$$

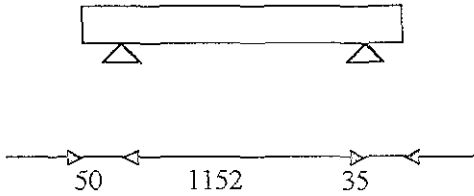
Revisando la soldadura de  $0.8 \text{ m} \times 1.7 \text{ m}$  de  $15^{\circ}$

$$R_s = 0.707 \cdot 0.6 \cdot 2 \cdot 0.38 \cdot 2900$$

$$R_s = 1247 \text{ kg/cm} = 350.2 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto es correcta la soldadura.

Trabe T-2



$$L/4 = 1152/4 = 288$$

$$C. a. C. = 131.25 \rightarrow \text{Rige}$$

$$12t = 12 \cdot 15 = 180$$

Por lo tanto

$$b' = 16.16 \text{ cm}$$

1.58.50'

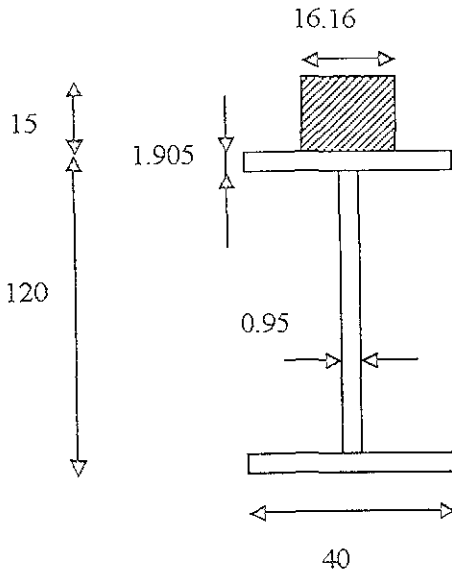
$$A = 1.905 \cdot 40 \cdot 2 + 116.19 \cdot 0.95 = 262.78 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = Y_s = 60 \text{ cm}$$

$$I_{rs} = (40 \cdot 1.905^3 / 12 + 40 \cdot 1.905 \cdot 59.05^2) \cdot 2 + 0.95 \cdot 116.19^3 / 12$$

$$I_{rs} = 655629 \text{ cm}^4$$

$$S_i = S_s = 655629 / 60 = 10927.15 \text{ cm}^3$$



Ver el ejemplo

Sección	$\Delta$	$\gamma$	$\Delta\gamma$
1	262.78	60	15766.8
2	242.40	127.5	30906
	$\Sigma 505.18$		$\Sigma 46672.8$

$$Y_1 = 46672.8/505.18$$

$$Y_1 = 92.39 \text{ cm}$$

$$Y_s = 27.61 \text{ cm}$$

$$Y_{s'} = 42.61 \text{ cm}$$

$$I_{sc} = 655629 + 16.16 \cdot 15^3/12 + 16.16 \cdot 15 \cdot 35 \cdot 11^2 + 262.78 \cdot 32 \cdot 39^2$$

$$I_{sc} = 1234669 \text{ cm}^4$$

$$S_i = 1234669/92.39$$

$$S_i = 13363 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 1234669/27.61$$

$$S_s = 44718 \text{ cm}^3$$

$$S_{s'} = 1234669/42.61$$

$$S_{s'} = 28976 \text{ cm}^3$$

directly calculated as follows:

$$1. \quad P.P. \quad W_{pp} = 0.263 \cdot 78.50 = 206.5 \text{ kg/m} = 2.07 \text{ kg/cm}$$

$$V_{pp} = 2.07 \cdot 12.37 / 2 = 1280 \text{ kg}$$

$$M_{pp} = 2.07 \cdot 11.52^2 / 8 = 343388 \text{ kg*cm}$$

$$f_i = 343388 / 10927.15 = -31.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 34.43 \text{ kg/cm}^2$$

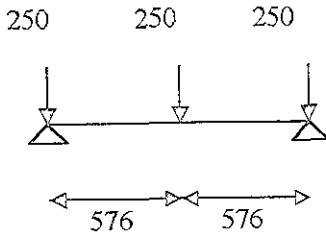
2. Diafragmas  $V_d = 375 \text{ kg}$

$$M_D = 72000 \text{ kg}$$

$$W_{Dequiv} = 72000 \cdot 8 / 11.52^2 = 0.43 \approx 0.5 \text{ kg/cm}$$

$$f_i = 72000 / 10927.15 = -6.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 6.59 \text{ kg/cm}^2$$



$$W_L = 4.73 \text{ kg/cm}$$

$$V_L = 4.73 * 1237/2 = 2926 \text{ kg}$$

$$M_L = 4.73 * 1152^2/8 = 784650 \text{ kg*cm}$$

$$f_i = 784650/10927.15 = 71.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 71.81 \text{ kg/cm}$$

#### 4 Carpeta

$$W_L = 2.89 \text{ kg/cm}$$

$$V_c = 2.89 * 1237/2 = 1788 \text{ kg}$$

$$M_c = 2.89 * 1152^2/8 = 479416 \text{ kg*cm}$$

$$f_i = 479416/13363 = 35.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 479416/44718 = 10.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s' = 479416/28976 = 16.55 \text{ kg/cm}^2$$

#### 5 G., P. y CVp

$$W_{G,P,CVp} = 2.15 \text{ kg/cm}$$

$$V_{G,P,CVp} = 1330 \text{ kg}$$

$$M_{G.P.CVP} = 356659 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_1 = M_{G.P.CVP} / 13365 = 356659 / 13365 = 26.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_2 = M_{G.P.CVP} / 44718 = 356659 / 44718 = 7.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_3 = M_{G.P.CVP} / 28976 = 356659 / 28976 = 12.31 \text{ kg/cm}^2$$

## 6. CVI + I

$$I = 15.24 / (11.52 + 380.31 / 10) = 0.31 \rightarrow I = 1.30 \text{ cm}^4$$

De las páginas 44 y 45

$$F_{DA} = 2 * 3/9 + 0.375 * 1.3125 / 11.52 = 0.709$$

$$\left. \begin{array}{l} F_{DC} = 3.06 \text{ (T3-S2-R4)} \\ F_{DC} = -0.203 \text{ (HS-20)} \end{array} \right\} F_{DC} = 2.86$$

Factor de distribución final

$$\text{T3-S2-R4: } 0.709 * 3.06 / 2.86 = 0.759$$

$$\text{HS-20: } 0.709 * (-0.203) / 2.86 = -0.050$$

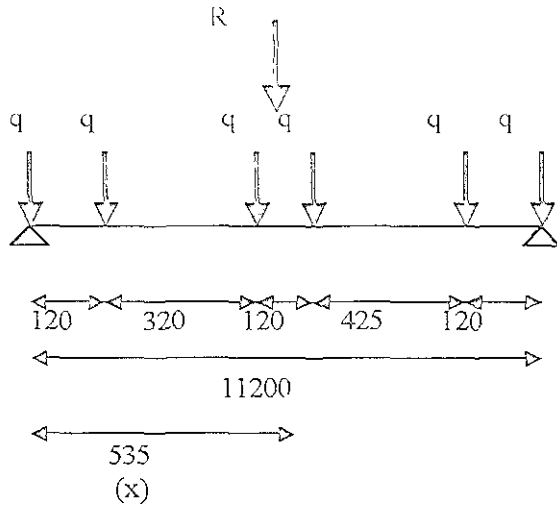
Para el cálculo de los elementos mecánicos producidos por las cargas vivas se considera un claro de 12.00 m



18.20)  $M = 8151 \text{ cm}^2$

$$V = 2492 \text{ ton}$$

Carga T3-S2-R4



$$R_A = 9 \cdot (1 + 1080/1200 + 760/1200 + 640/1200 + 215/1200 + 95/1200)$$

$$R_A = 29.925 \text{ ton} \rightarrow V_{\max}$$

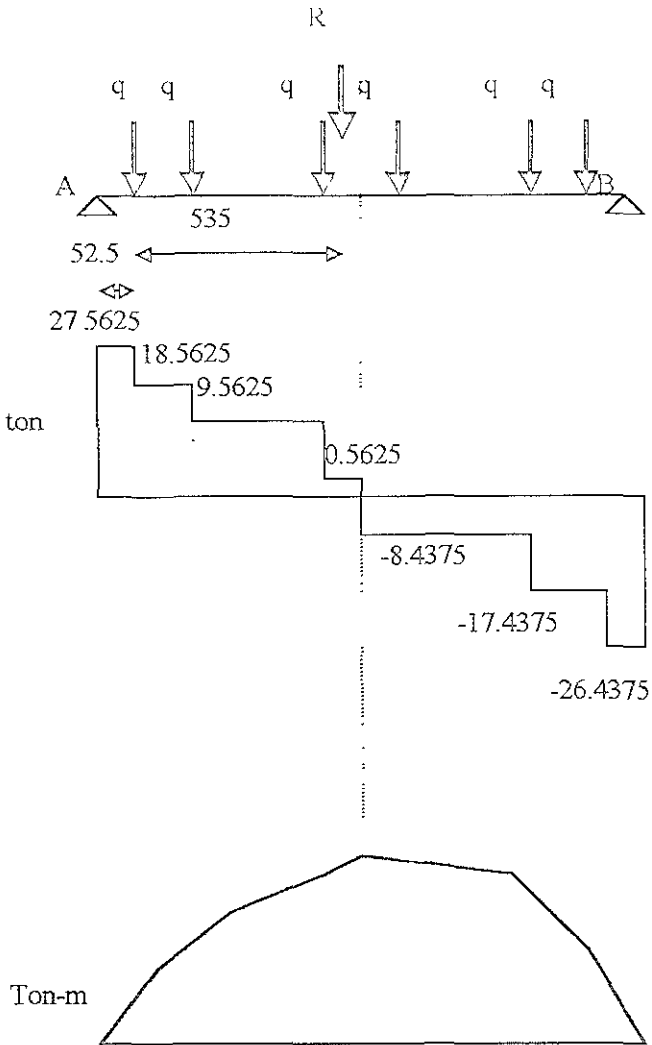
$$R_B = 9 \cdot 6 - 29.925 = 24.075 \text{ ton}$$

$$R = 54 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$24.075 \cdot 1200 - 54 \cdot (x) = 0$$

$$X = 28890/54 = 535 \text{ cm}$$



$$M_{\text{CVI}} = 68 \cdot 2 + 76 \cdot 2 = 268 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot 3'$$

$$M_{\text{CVI}} = 22.82 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{CVI}} = (27.56 \cdot 0.76/2 + 24.92 \cdot 2 \cdot (-0.05) \cdot 2) \cdot 3'$$

$$V_{\text{CVI}} = 9.23 \text{ ton}$$

$$f_i = 2282000/13363 = -170.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2282000/44718 = 51.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s' = 2282000/28976 = 78.75 \text{ kg/cm}^2$$

### Resumen de esfuerzos

Carga	$f_i$		$f_s$		$f_s'$	
	P	A	P	A	P	A
P.P	-31.43	-31.43	31.43	31.43	---	---
Diafragma	-6.59	-38.02	6.59	38.02	---	---
Losa	-71.81	-109.83	71.81	109.83	---	---
Carpeta	-35.88	-145.71	10.72	120.83	16.55	16.55
C.P. y CVP	-26.69	-172.40	7.98	128.53	12.31	28.86
CVI + FC	-170.77	-343.17	51.03	179.56	78.75	107.61

DESARROLLO

$$\text{Tension máxima} = 333.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión máxima} = 179.56 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante máximo

$$V_{\text{max}} = 1280 + 375 + 2923 + 1788 + 1330 + 9230$$

$$V_{\text{max}} = 16929 \text{ kg}$$

$$\text{Área del alma} = (120 - 1.905 - 1.905) * (0.95)$$

$$\text{Área del alma} = 110 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 16929/110 = 153.9 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 840 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión por CVI

$$\Delta_{\text{per}} = 1152/800 = 1.44 \text{ cm}$$

$$W_{\text{equiv por cvi+fc}} = 2282000 * 8/1152^2 = 13.8 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{\text{act}} = (5/384) * (13.8 * (1152^4)) / (2039000 * 1234669) = 0.126 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$\Delta_{\text{act}} < \Delta_{\text{per}}$$

Existencia de un patín

Patín de compresión

$$b/t = 40/1.905 = 21.0 < b/t = 661/(F_y^{1/2}) = 24$$

$$861/(180^{1/2}) = 64.2 > b/t = 24$$

Por lo tanto para el patín de compresión

$$t = 1.905 \text{ cm}$$

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

Placa del alma

$$\text{Espesor mínimo} = t_m = D \cdot (F_y^{1/2}) / 6095 \geq D / 170$$

$$D = 120 - 1.905 - 1.905 = 116.19$$

$$t_{\min} = 116.19 \cdot (180^{1/2}) / 6095 = 0.26 < 116.19 / 170 = 0.68 \text{ cm}$$

Por lo tanto es correcto:

$$t = 0.95 \text{ cm}$$

## Atiesadores

### Atiesadores intermedios

$d_{max} = D = 116.9 \text{ cm} = 115 \text{ cm}$  → Separación máxima entre atiesadores

Si  $t$  es mayor a  $D^2 (fv^{1/2})/1988 < D/150$  se podrán suprimir atiesadores intermedios

$$116.92 * (152.9^{1/2}) / 1988 = 0.73 \leq 116.92 / 150 = 0.78$$

$$t = 0.95 \text{ cm} > 0.78 \text{ cm}$$

Por lo que no se requieren atiesadores intermedios

### Atiesadores en los apoyos

Conservadoramente se usarán los mismos atiesadores de apoyo que en la trabe

T-1

Por lo que los atiesadores serán de  $15 \times 1.27 \text{ cm}$

### Soldadura en atiesadores de apoyo

$$V_r \text{ max} = 9230 + 1330 + 1788 = 12348 \text{ kg}$$

$$I_{sc} = 1234669 \text{ cm}^4$$

$$Q = 15 * 16.16 * (42.61 - 7.5) = 8510.7 \text{ cm}^3$$

Por lo que

$$S_x = 12318 \text{ cm}^3 \quad S_y = 12331 \text{ cm}^3 \quad W_x = 216 \text{ kg/cm} \quad S_x \cdot I_x = 117 \text{ cm}^6$$

Por lo que conservadoramente se usaran conectores cada  $102 \times 8 \text{ cm}$  de  $30 \text{ cm}$ , a cada  $25 \text{ cm}$  en los apoyos y a cada  $45 \text{ cm}$  en el resto de la trabe

Contraflecha por la carga muerta

$$W_{\text{total1}} = W_{pp} + W_D + W_L = 2.07 + 0.5 + 4.73 = 6.85 \text{ kg/cm}$$

$$W_{\text{total2}} = W_c + W_{G.P.y.CVI} = 2.89 + 2.15 = 5.04 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_1 = (5/384) * 6.85 * (1152^4) / (2039000 * 655629) = 0.118 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = (5/384) * 5.04 * (1152^4) / (2039000 * 1234669) = 0.046 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_1 + \Delta_2 = 0.118 + 0.046 = 0.164 \text{ cm}$$

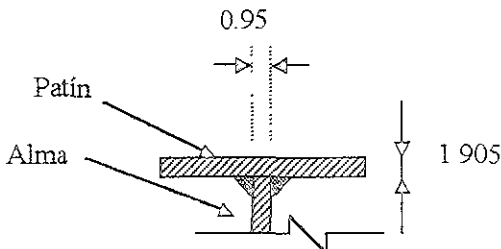
El valor de  $\Delta_{\text{total}}$  es muy pequeño, por lo tanto no requiere contraflecha.

Orejas de izaje

Conservadoramente, usar las mismas orejas que las indicadas para la trabe T-1

Soldadura alma-patín

Usar soldadura E-70 de filete de  $6 \text{ mm}$  (propuestos en las páginas 68 y 69)



### ANEXO 3. SUPERELEVACIONES

#### ANEXO 3.1. Datos de proyecto

* Carga viva	2 HS-20 y 1 T3-S2-R4
* Ancho del puente	12.00 m
* Ancho de calzada	10.50 m
* Número de traveses y separación	9 traveses @ 1.3125 m por cuerpo
* Claros	1 central de 25.05 m y dos extremos de 11.87 m a ejes de pilas y estribos y 24.35. y 11.52m a ejes de apoyos respectivamente.
* Concreto	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
* Acero de refuerzo	Limite elástico $\geq 4000 \text{ kg/cm}^2$
* Cimentación	Superficial mediante zapata
* Esviaje	$3^\circ 33'$
* Tipo de suelo	Tipo II con $q = 110 \text{ ton/m}^2$
* Especificaciones	"AASHTO-SCT"
* Combinación de cargas	Grupo I, III y VII de "AASHTO-SCT"



Combinaciones de carga (ANSI 1.3.2)

Grupo I	$CN + CV + I + ET + S + PC$	(f = 100%)
Grupo III	Grupo I + $FL + F + 30\% VE + Vcv + FC$	(f = 125%)
Grupo IV	$CM + ET + S + PC + TT$	(f = 133%)

Donde:

- CM: Carga muerta
- CV Carga viva
- I Impacto
- ET Empuje de tierras
- S Subpresión
- PC Presión de la corriente
- FL Fuerza longitudinal por carga viva (frenaje)
- F Fuerza longitudinal por fricción o resistencia a la fuerza cortante
- VE Viento sobre la estructura
- Vcv Viento sobre la carga viva (149 kg/m)
- FC Fuerza centrífuga
- TT Sismo

### 3.2.1.1. Cargas

#### 3.2.1.1.1. Puentes

Cargas verticales

Carga muerta superestructura

Reacción en traveses de 25.05 m

$$V_{pp} = 3433.4 \text{ kg}$$

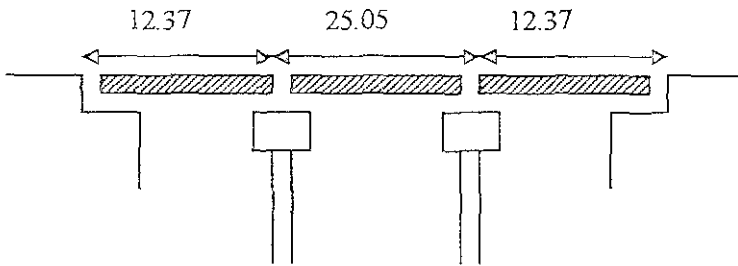
$$V_{daif} = 750 \text{ kg}$$

$$V_{losa} = 5924.3 \text{ kg}$$

$$V_{carpeta} = 3620 \text{ kg}$$

$$V_{CyP} = 2693 \text{ kg}$$

$$RCM = 16420 \text{ kg}$$



Reacción traveses de 12.37 m

$$V_{pp} = 1280 \text{ kg}$$

$$V_{daif} = 375 \text{ kg}$$

$$V_{losa} = 2926 \text{ kg}$$

$$V_{carpeta} = 1788 \text{ k}$$

$$V_{CyP} = 1330 \text{ kg}$$

$$RCM = 7699 \text{ kg}$$

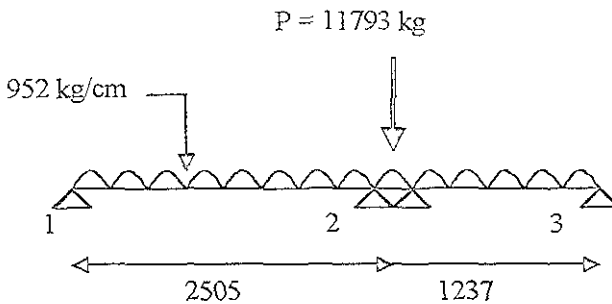
Carga muerta (superestructura) en las pilas  $P_{cm} = 16420 + 7599 = 24019 \text{ kg}$

$P_{cm} = (16420 + 7599) * 9 = 217071 \text{ kg}$  ← Por pila

Carga viva

Se considera

1. Que para las pilas en conjunto no se considera I
2. Usar 2 HS-20 y T3-S2-R4
3. Rigor análisis de carga equivalente



Carga equivalente HS-20

$$R_2 = 952 * (25.05 + 12.37) / 2 + 11793$$

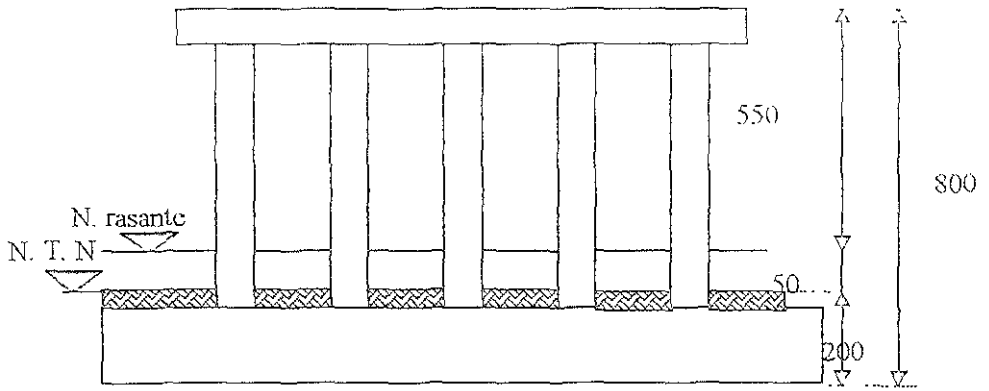
$$R_2 = 29605 \text{ kg}$$

Se tomara la T3-S2-R4 =  $(77500/32659)(HS-20) = 2.373(HS-20)$

$$P_{cv} = 29605 * (2.373 + 2) * 0.9 = 116516 \text{ kg}$$

0.9 es un factor de reducción para 3 carriles según "AASHTO"

Altura aproximada de pilas.

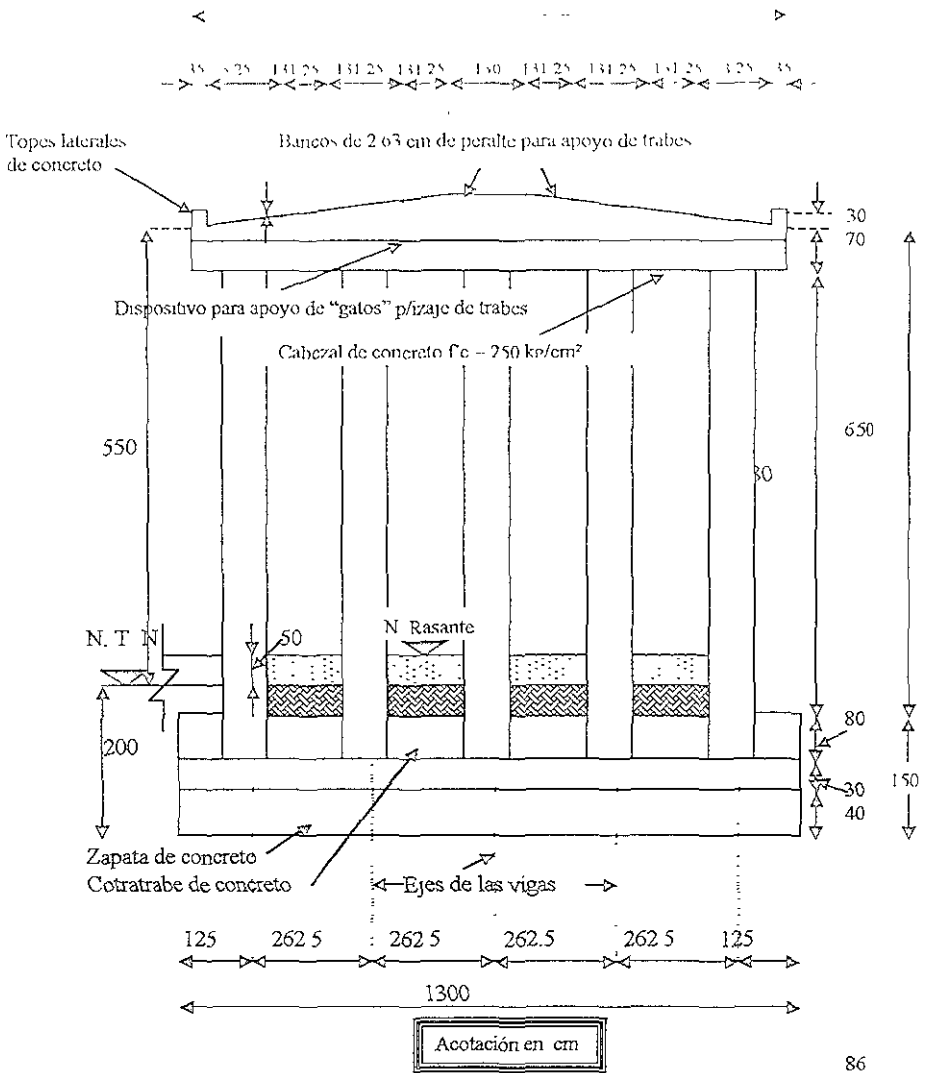


Acotación en cm

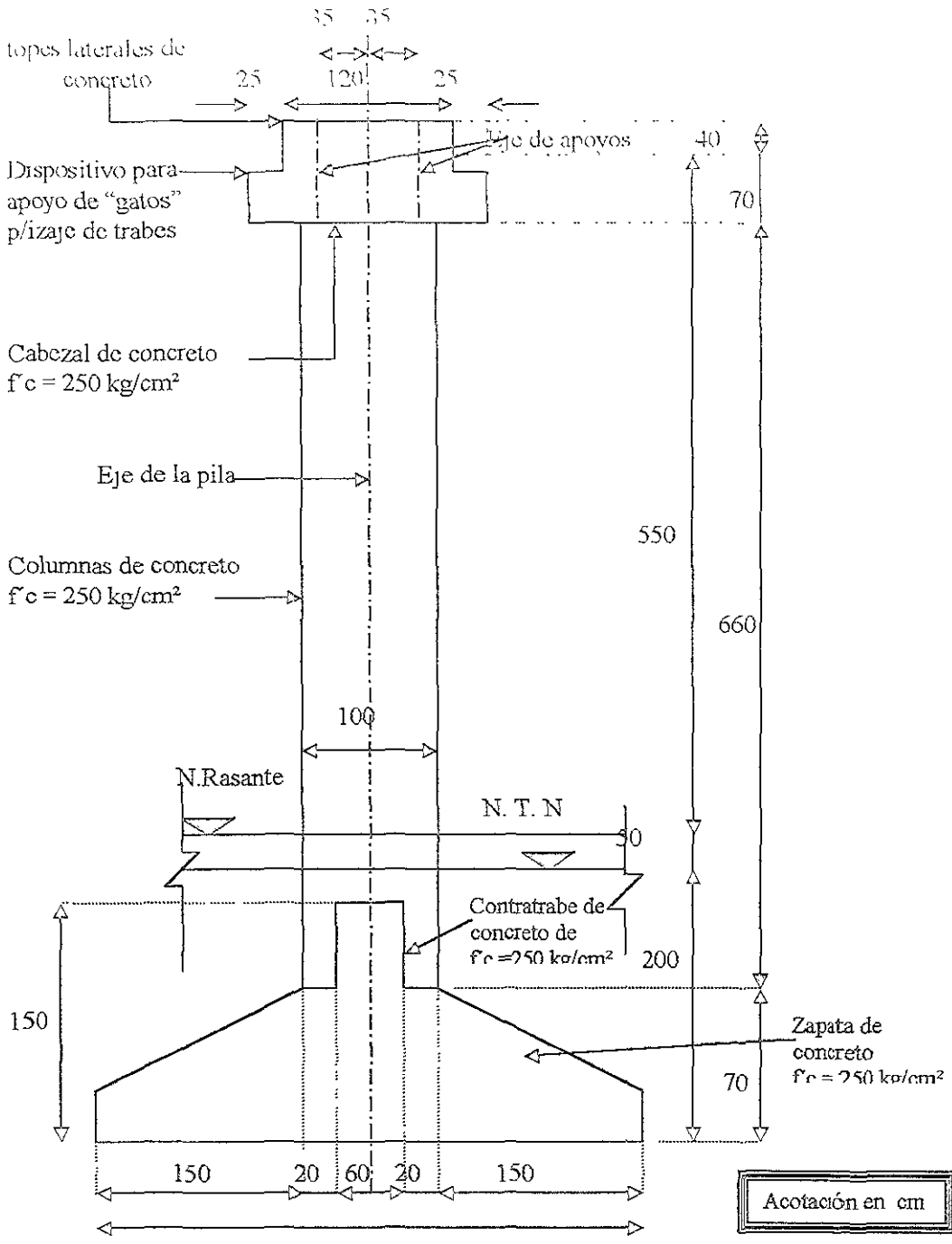
En las siguientes hojas se muestra la geometría de las pilas propuestas.

# Vista frontal

11/73



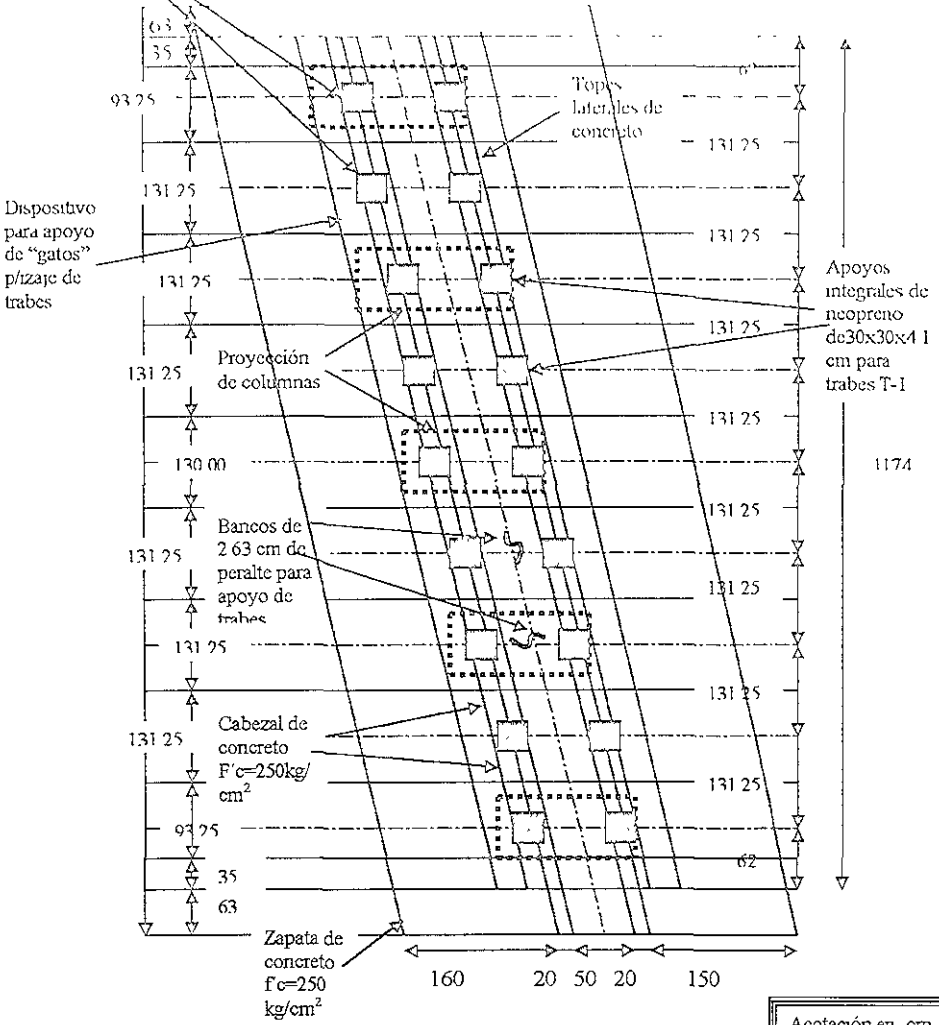
# Visa lateral



400

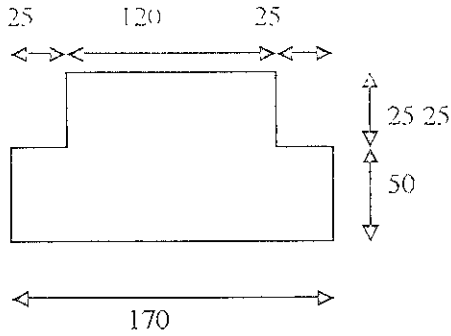
# Vista de planta

Sección en planta  
de apoyo de los  
0.38x0.38x4.1 cm  
para traves T-1



## Resumen de Cargas

### Cabezal



$$\text{Área} = 170 \cdot 0.50 + 120 \cdot 0.2525$$

$$A = 1.153 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{CAB}} = 1.153 \cdot 11.74 \cdot 2400$$

$$P_{\text{CAB}} = 32487 \text{ kg}$$

### Columnas

$$5 \text{ columnas por pila de } 80 \times 100; \quad A = 0.80 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{columnas}} = 5 \cdot 0.80 \cdot 6.60 \cdot 2400$$

$$P_{\text{columnas}} = 63360 \text{ kg}$$

### Contratrabe

$$A = 4 \cdot 0.040 + ((4 + 1) / 2) \cdot 0.30$$



$$A = 0.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud} = 13 \times 0.80 = 10.4 \text{ m}$$

$$P_{\text{CONTRATRAMI}} = 0.48 \times 9 \times 2400 = 10368 \text{ kg}$$

Zapata

$$A = 4 \times 0.4 + ((4 + 1)/2) \times 0.3$$

$$A = 2.35 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 2.35 \times 13 \times 2400$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 73320 \text{ kg}$$

Topes laterales

$$P_{\text{T.L.}} = 0.35 \times 1.2 \times 2 \times 0.40 \times 2400$$

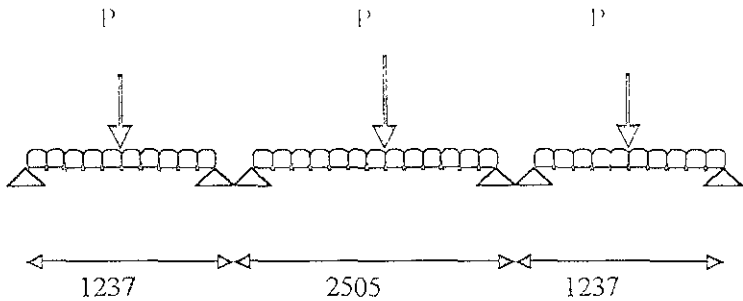
$$P_{\text{T.L.}} = 807 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total de la pila} = 180342 \text{ kg}$$

Fuerzas horizontales

Frenaje . 5% de la carga viva en todos los carriles empleando carga equivalente con la carga concentrada por momento

Un camión HS-20 = 2373 HS-20



Para HS-20

$$W = 952 \text{ kg/cm}$$

$$P = 8165 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$W_u = 952 * 4.373 * 0.9 = 3747 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 8165 * 4.373 * 0.9 = 32135 \text{ kg}$$

$$F_L = (3747 * (25.05 + 12.37) / 2 + 32135) * 0.05 = 5112 \text{ kg} \leftarrow 568 \text{ kg/trabe}$$

Aplicada 1.83 m arriba de la losa del piso:

$$b_{FL} = 1.83 + 0.15 + 0.105 + 1.20 + 0.075 = 3.36 \text{ m arriba del cabezal}$$

$$M_{FL} = 568 * 336 = 190848 \text{ kg*cm/trabe}$$

Fuerza de viento (estructura)  $\times 0.0133$

Viento a  $60^\circ$

$$\text{Presión Longitudinal } 93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presión transversal } = 83 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza del viento sobre carga viva:

$$\text{Longitudinal} = 57 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Transversal} = 51 \text{ kg/cm}$$

Área expuesta:

$$(0.50 + 0.15 + 1.20) \times (25.05 + 12.37) \times 0.5 = 34.61 \text{ m}^2$$

VLSE:

$$93 \times 34.61 = 3219.06 \text{ kg} \rightarrow 358 \text{ kg/apoyo}$$

a 0.93 m arriba del cabezal

$$M_{VLSE} = 358 \times 93 = 33294 \text{ kg*cm/apoyo}$$

VLCU:

$$(25.05 + 12.37) \times 0.5 \times 57 = 1067 \text{ kg} \rightarrow 119 \text{ kg/apoyo}$$

a 3.20 m arriba del cabezal

$$M_{VLCV} = 119 \times 320 = 38080 \text{ kg*cm/apoyo}$$

VTSE

$$83 \times 34.61 = 2873 \text{ kg} \rightarrow 319 \text{ kg/apoyo}$$

$$M_{VTSE} = 319.93 = 29681 \text{ kg*cm/apoyo}$$

$$M_{VTSE} = 319.93 = 29681 \text{ kg*cm/apoyo}$$

VTGV

$$1067 * 51 / 57 = 955 \text{ kg} \rightarrow 106.1 \text{ kg/apoyo}$$

$$M_{VTGV} = 106.1 * 320 = 33944 \text{ kg*cm/apoyo}$$

Viento a 0°

Presión :

$$\text{longitudinal} = 0$$

$$\text{Transversal} = 244 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza del viento sobre la carga viva:

$$\text{Longitudinal} = 0$$

$$\text{Transversal} = 149 \text{ kg/cm}$$

VTSE

$$244 * (25.05 + 12.37) * 0.5 = 2788 \text{ kg} \rightarrow 310 \text{ kg/apoyo}$$

$$M_{VTSE} = 310 * 320 = 99122 \text{ kg*cm/apoyo}$$

Viento sobre estructura

$$\rho_{\text{as}} = 195 \text{ kg/cm}^3$$

Áreas expuestas al viento

$$A_{\text{FRONTA PILA}} = 4.8 * 0.8 * 5 + 0.7 * 11.74 = 27.42 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{LATERAL PILA}} = 5 * 5.20 * 1 = 26 \text{ m}^2$$

Punto de aplicación de las cargas

$$bf = 2.27 \text{ m} \quad \text{debajo de la cara sur del cabezal}$$

$$bl = 2.60 \text{ m} \quad \text{debajo de la cara sur del cabezal}$$

Esviaje de  $60^\circ$

$$VLSS = 195 * 27.42 * \text{sen}60^\circ = 4631 \text{ kg} \rightarrow 926.2 \text{ kg/col}$$

$$VTSS = 195 * 26 * \text{cos}60^\circ = 2535 \text{ kg} \rightarrow 507 \text{ kg/col}$$

Esviaje de  $0^\circ$

$$VLSS = 0$$

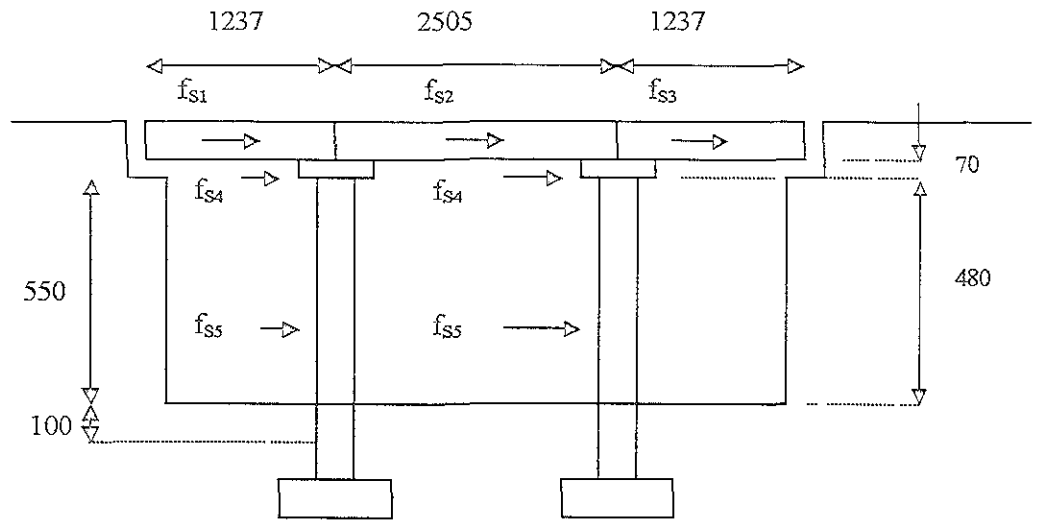
$$VTSS = 195 * 26 = 5070 \text{ kg} \rightarrow 1014 \text{ kg/col}$$

Sismo longitudinal (SL)

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos y al manual de diseño de obras civiles de la CFE de sismo de 1993.

- Estructura            Grupo "A" tipo 7
- Zona sísmica        "B"
- Suelo                Tipo II
- C                     0.29
- Factores de comportamiento sísmico         $Q_{LONG} = 2$   
 $Q_{TRANSV} = 3$

Fuerzas sísmicas longitudinales



$$f_{S1} = c/Q_L W_{SUPER.1}$$

$$W_{SUPER.1} = (7099 \text{ Kg/apoyo trabe}) * (2 \text{ apoyos}) * (9 \text{ traves})$$

$$W_{SUPER.1} = 138582 \text{ kg}$$

$$f_{S1} = 0.29 * 138582 / 2 = 20094.4 \text{ kg}$$

Considerando que esta fuerza se distribuye por igual entre estribos y pila (conservadoramente)

$$f_{S1 \text{ PILA}} = 10047 \text{ Kg} \rightarrow 1116 \text{ kg/apoyo trabe}$$

$$f_{S2} = c/Q_L W_{SUPER.2}$$

$$W_{SUPER.2} = (16420 \text{ kg/apoyo trabe}) * (2 \text{ apoyos}) * (9 \text{ traves})$$

$$W_{SUPER.2} = 295560 \text{ kg}$$

$$f_{S2} = 0.29 * 295560 / 2 = 42856 \text{ kg}$$

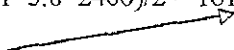
$$f_{S2 \text{ PILA}} = 42856 * 0.5 = 21428 \text{ kg} \rightarrow 2381 \text{ kg/apoyo trabe}$$

$$f_{S3} = f_{S2} =$$

$$f_{S4} = c/Q_L W_{CABEZAL} = 0.29 * (32487 + 807) / 2 = 4828 \text{ KG}$$

$$4828 / 9 = 536 \text{ Kg/apoyo}$$

$$f_{S5} = c/Q_L W_{Columna} = 0.29 * (0.8 * 1 * 5.8 * 2400) / 2 = 1615 \text{ kg/columna}$$

Se considera aplicada a 3.10 m  bajo la cara superior del cabezal.

cabezal sobre el longitudinal de la subestructura sobre la P1A

$$f_{S1P1A} + f_{S2P1A}$$

$$f_{S P1A} = 1116 + 2381 = 3497 \text{ kg/apoyo trabe}$$

En la cara superior del cabezal

Sismo transversal

$$f_{S P1A T} = 3497 * 2/2 = 2331 \text{ kg/apoyo}$$

$$f_{ST4} = 4828 * 2/3 = 3219 \text{ kg} \rightarrow 358 \text{ kg/apoyo}$$

$$f_{ST5} = 1615 * 2/3 = 1077 \text{ kg/columna}$$

Los mismos puntos de aplicación de las cargas longitudinales

Revisión por capacidad de carga

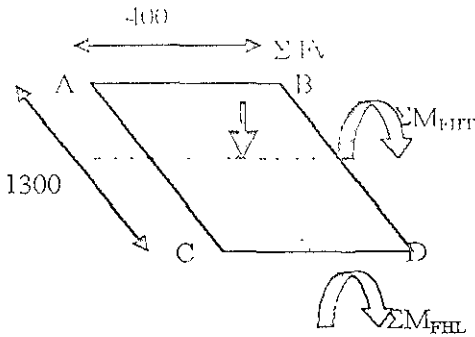
Se revisara solo grupo I y VII de cargas:

Grupo I: CM + CV + I + ET + S + PC (f = 100 %)

$$CM + CV = 217071 + 116516 + 180342 = 514 \text{ ton} = \Sigma fv$$

No hay fuerzas horizontales





$$A = 4 \cdot 13 = 52 \text{ m}^2$$

$$S_T = (4 \cdot 13^3 / 12) \cdot 1/6.5 = 112.67 \text{ m}^3$$

$$S_L = (13 \cdot 4^3 / 12) \cdot 1/2 = 34.67 \text{ m}^3$$

$$F = \Sigma F_v / A \pm \Sigma M_{FHT} / S_T \pm \Sigma M_{FHL} / S_L$$

(+) Compresión

(-) Tensión

$$f = 514 / 52 \approx 10.00 \text{ ton/m}^2 < q_a = 110 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto esta bien el grupo I.

Grupo VI

CM = ET + S + PC + FF (f = 133 %)

Revisando en el sentido longitudinal que es el crítico

Fuerzas verticales

$$CM = 514 - 116.52 = 397.5 \text{ ton}$$

Carga	Valor (ton)	Brazo (m)	M <sub>FV</sub> (ton*m)
CM	397.5	0.10 *	39.7
Σ	397.5	---	39.7

\* Excentricidad accidental

Fuerzas longitudinales

Carga	Valor (ton)	Brazo (m)	M <sub>FL</sub> (ton*m)
F <sub>SLP</sub>	31.47	8.50**	267.50
F <sub>SLA</sub>	4.83	8.50	41.10
F <sub>SL5</sub>	8.07	5.40	43.60
Σ	44.37		352.20

\*\* Altura total de las pilas

fuerzas transversales.

Se considera 30 % del sismo en la otra dirección

Carga	Valor (ton)	Brazo (m)	$M_{tr}$ (ton*m)
$F_{STB}$	20.98*0.30	8.50	53.50
$F_{STA}$	3.20*0.30	8.50	8.20
$F_{STS}$	5.40*0.30	5.40	8.70
$\Sigma$	8.87		70.40

Por lo tanto:

$$f_A = (397.5/52 - 391.9/34.67 + 70.4/112.67) * (1/1.33)$$

$$f_A = -2.29 \text{ ton/m}^2$$

$$f_C = (7.64 - 11.30 - 0.62) * 1/1.33$$

$$f_C = -3.22 \text{ ton/m}^2$$

$$f_B = (7.64 + 11.30 + 0.62) / 1.33$$

$$f_B = 14.71 \text{ ton/m}^2$$

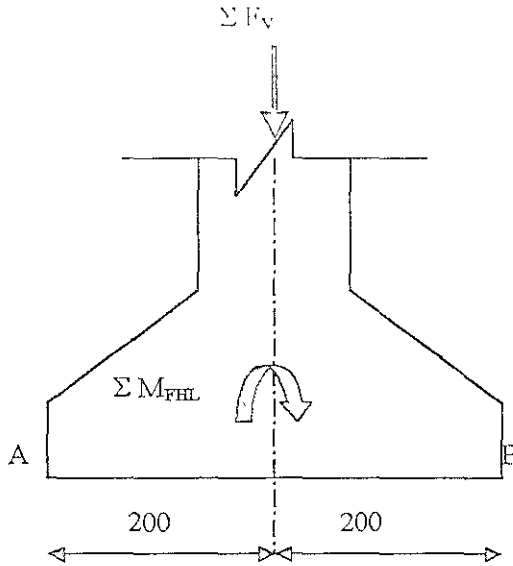
$$f_D = (7.64 + 11.30 - 0.62) / 1.33$$

$$f_D = 13.77 \text{ ton/m}^2$$

$q_a = 110 \text{ ton/m}^2 > 14.71 \text{ ton/m}^2$ ; la tensión que se genera es muy pequeña

Por lo tanto esta bien el Grupo VII.

Revisión por volteo



F. S . min. = 2.00

$$\Sigma M_{ACT} \leq \Sigma M_{RESIST.}$$

$$\Sigma M_{RESIST.} = \Sigma F_V *(200)$$

$$\Sigma M_{RESIST.} = 397.5*2 = 795 \text{ ton*m}$$

$$\Sigma M_{ACT} = 352.2 + 39.7 = 391.9 \text{ ton*m}$$

Por lo tanto F. S. REAL = 795/391.9 = 2.03 > F. S . mín

Por lo tanto no voltea; es correcto.

revisión por deslizamiento

Grupo crítico VII

$$\Sigma F_{SL} * (F.S.) \leq \mu * \Sigma F_V, \quad \text{para concreto con arcilla } \mu = 0.3$$

$$\Sigma F_{SL} = 44.37 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_V = 397.5 \text{ ton}$$

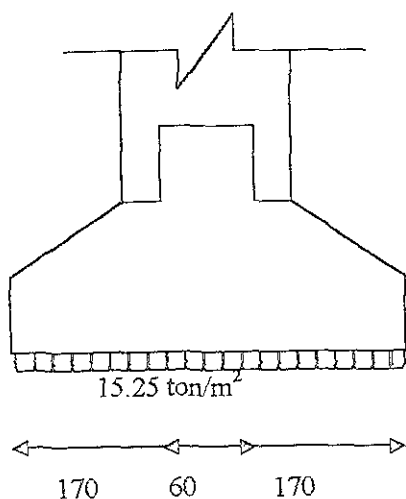
$$\text{Por lo tanto } F.S._{REAL} = 0.3 * 397.5 / 44.37 = 2.69 > F.S. \text{ mín.}$$

Por lo tanto no desliza; es correcto.

Zapatas

Sentido longitudinal Se revisara para Grupo VII

Conservadoramente se diseña para carga uniforme de  $13.87 \times 1.10 = 15.25$   
 ton/m<sup>2</sup>



Considerando 1 m de ancho

$$M_u = 152.5 \times 170^2 / 2 = 2203625 \text{ kg*cm}$$

Peralte requerido por flexión

$$d = (M_u / (K * b))^{1/2} \rightarrow (2203625 / (13.9 * 100))^{1/2} = 39.8$$

$$d_{\text{cal}} = 70 - 10 = 60 \text{ cm} \quad d_{\text{real}}$$

Por lo tanto esta bien el peralte por flexión

Peralte por cortante

Vigas sin refuerzo en el alma y varillas longitudinales anclada.

$$V_{\text{perm.}} = 0.3 * f'c \leq 6.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad V_{\text{perm.}} = 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{REAL}} = (V_T / A_T)^{1.5}; \quad V_T = 15.25 * 1.7 = 25.9 \text{ TON}$$

$$(25900 / (60 * 100))^{1.5} = 6.48 \text{ kg/cm}^2 \approx 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el peralte de 60 cm de la zapata (peralte total de 70 cm)

Refuerzo por flexión

$$A_s = M_{DL} / (f_{sp} * 0.9 * d_{\text{real}})$$

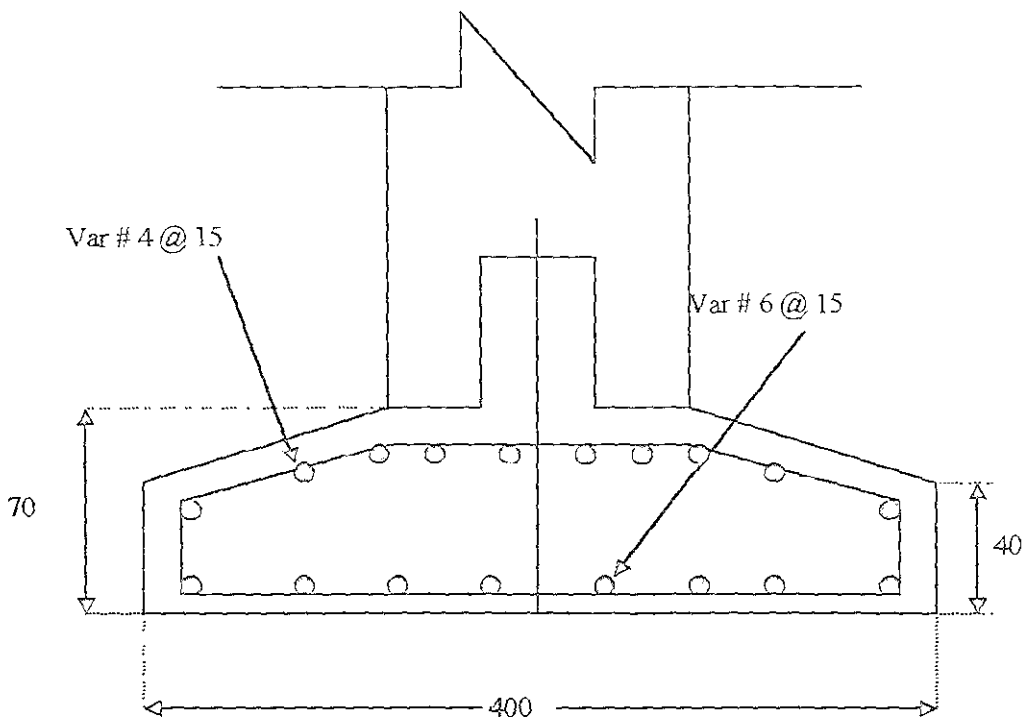
$$A_s = 2203625 / (2000 * 0.9 * 60) = 20.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varillas del # 6 :

$$2.85 * 100/s \quad \rightarrow \quad s = 13.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usan Varillas de  $\phi = 15 \text{ cm}$

¿Podrán usarse varillas del  $\phi = 15 \text{ cm}$





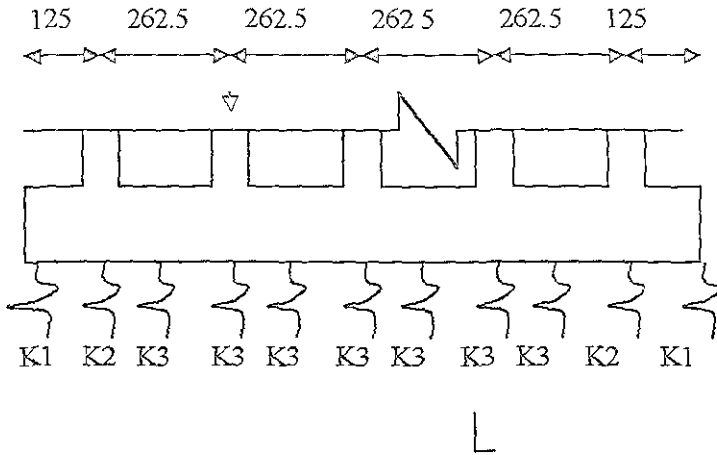
Sentido transversal

El análisis del marco de la pila se realizara en conjunto mediante el programa de análisis STAAD III (ver anexo 3) y para las propiedades del suelo se modelara este mediante resortes

El suelo es predominantemente de tipo limoso de mediana plasticidad.

Por lo tanto se utiliza un coeficiente de balastro de  $c = 2000 \text{ ton/m}^2$

(rellenos de limo, arena y grava  $c \approx 1000 \text{ a } 2000 \text{ ton/m}^2$ )



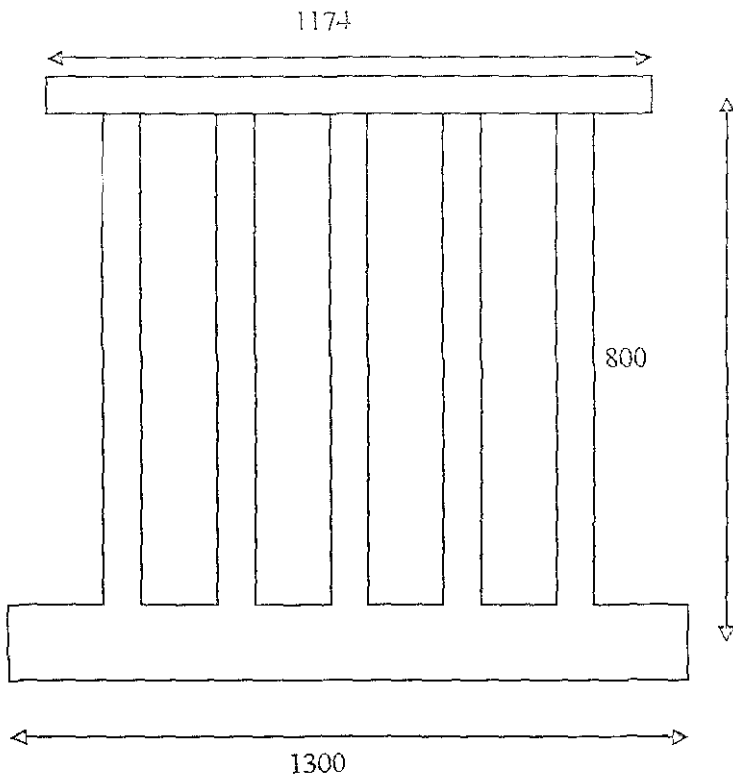
Ancho = 4 m

$$A_{T1} = 2.5 * 2000 = 5000 \text{ ton/m}$$

$$A_{T2} = 5.125 * 2000 = 10250 \text{ ton/m}$$

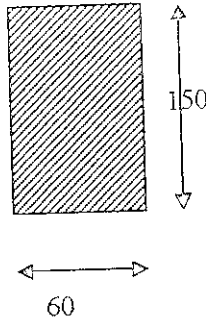
$$A_{T3} = 5.25 * 2000 = 10500 \text{ ton/m}$$

Para el análisis se consideró el siguiente modelo conservativamente



Se usarán las cargas ya calculadas aplicadas en los puntos indicados por cada carga y se combinarán de acuerdo a los grupos de carga indicados por AASHTO.

Contrataste



Del anexo 3

$$M_u (+) = 28.59 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_u (-) = 10.91 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Por flexión :

$$d_{\text{req}} = (2859000 / (13.9 * 60))^{1/2} = 58.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usara  $d = 140 \text{ cm}$  y  $H = 150 \text{ cm}$

$$f_s = M_p / (f_{sp} * 0.9 * d_{\text{real}}) \rightarrow 2859000 / (1800 * 0.9 * 140) = 12.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{As m\u00edn. (ACI)} = (14 / f_y) * b * d = (14 / 4200) * 60 * 140 = 28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usaran 5 varillas del # 8 y 2 varillas del # 6

$$A_s = 31.05 \text{ cm}^2 > A_s \text{ m\u00edn.}$$

Por lo tanto esta bien

Diseño por cortante

$$V_{perm} = 0.075 \times 250 \times 0.9 = 16.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = (V_u/A_c) \times 1.5 = (31380 / (60 \times 140)) \times 1.5 = 5.6 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm}$$

Por lo tanto esta bien

Se propone usar estribos del # 4; 2 ramas

$$S = j \times ((A_v \times f_v \times d) / (V_u - V_c))$$

Si conservadoramente  $V_c = 0$

$$S = (0.9 \times 1.27 \times 2 \times 1670 \times 140) / 31380 = 17.03 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar estribos del # 4 de 2 ramas @ 15 cm en contratrabe.

### IV.3.2.3 Columnas

Se proponen las siguientes dimensiones: 100 x 80 cm

Se revisara para Grupo VII (crítico).

$$\delta_x = 1/(1-(50.72*1000/(0.7*833521))) = 1.10, \text{ usar } \delta_x = 1.20$$
$$\delta_z = 1/(1-(50.95*1000/(0.7*1613470))) = 1.05; \text{ usar } \delta_z = 1.10$$

} en todos  
} los casos

Elementos mecánicos de diseño.

Por diseñar columnas con criterio ACI se consideran los factores de carga 1.4 para carga muerta y carga viva; y 1.1 para sismo.

Grupo I:

$$P_u = 93.16 * 1.40 = 130.42 \text{ ton}$$

$$M_z = 11.93 * 1.4 * 1.10 = 18.37 \text{ ton*m}$$

$$V_y = 2.79 * 1.40 = 3.91 \text{ ton}$$

Grupo VII (sismo longitudinal):

$$P_u = 50.95 * 1.10 = 56.05 \text{ ton}$$

$$M_z = 10.16 * 1.10 * 1.10 = 12.29 \text{ ton*m}$$

$$M_y = 50.33 * 1.20 * 1.10 = 66.44 \text{ ton*m}$$

$$V_x = 5.81 \cdot 1.10 = 6.39 \text{ ton}$$

$$V_z = 2.59 \cdot 1.10 = 2.85 \text{ ton}$$

Grupo VII (sismo transversal)

$$P_u = 50.72 \cdot 1.10 = 55.79 \text{ ton}$$

$$M_z = 21.80 \cdot 1.10 \cdot 1.10 = 26.38 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 15.39 \cdot 1.20 \cdot 1.10 = 20.31 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 2.08 \cdot 1.10 = 2.29 \text{ ton}$$

$$V_z = 5.46 \cdot 1.10 = 6.01 \text{ ton}$$

Las columnas se calcularon con los diagramas de interacción del Instituto de Ingeniería de la UNAM (los diagramas se encuentran localizados en el anexo 3) y se revisaron con la fórmula de Bresler.

Se propone un armado de 32 varillas del # 8

Grupo VII (sismo longitudinal):

$$P_u = 56.05 \text{ ton}$$

$$M_u = (12.29^2 + 66.44^2)^{1/2} = 67.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = (7.49^2 + 2.85^2)^{1/2} = 8.01 \text{ ton}$$

$$e = 5.8 \cdot 5.08 = 29.464$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{11} = 15 \text{ cm} \\ d/h = 85/100 = 0.85 \end{array} \right\} \text{ Usar gráfica de la figura C-7}$$

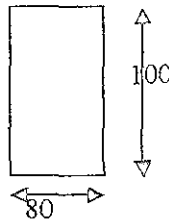
$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f''c = \beta_1 \cdot f'c \text{ (para aplicar ACI)}$$

$$\beta_1 = (1.05 - f'c/1400) \rightarrow (1.05 - 250/1400) = 0.87$$

$$f''c = 0.87 \cdot 250 = 217.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = \phi = 0.70 \text{ para columnas con estribos}$$

$$A_s = 32 \cdot 5.08 = 162 \text{ cm}^2$$



$$\begin{array}{l} R = 0.175 \\ K = 0.150 \end{array}$$

$$\rho = A_s / (b \cdot h) \rightarrow 162.56 / (80 \cdot 100) = 0.02032$$

$$q = \rho \cdot 4200 / 217.5 = 0.392$$

$$e/h = 121 / 100 = 1.21$$

Con estos valores se encuentran los valores R y de K (usar la gráfica de la figura C-7, ver anexo 3)

$$R = 0.175 \text{ y } K = 0.150$$

Por lo tanto:

$$P_R = 0.15 \cdot 0.70 \cdot 80 \cdot 100 \cdot 217.5 = 182700 \text{ kg} = 182.70 \text{ ton}$$

$$M_R = 0.175 \cdot 0.70 \cdot 80 \cdot 100^2 \cdot 217.5 = 21315 \text{ ton} \cdot \text{cm} \quad M_u = 21315 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$P_R = 182.70 \text{ ton} \quad P_u = 56.05 \text{ ton}$$

$$M_R = 213.15 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 67.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Grupo VII (sismo transversal)

$$P_u = 55.79 \text{ ton}$$

$$M_u = (26.38^2 + 20.31^2)^{1/2} = 33.29 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = (2.29^2 + 6.01^2)^{1/2} = 6.43 \text{ ton}$$

$$e = 33.29/55.79 = 0.60 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } r = 15 \\ d/h = 65/80 = 0.81 \approx 80 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Usar la gr\u00e1fica de la} \\ \text{figura C-8} \end{array}$$

$$\rho = 162.56/(80 \cdot 100) = 0.2032$$

$$\left. \begin{array}{l} q = 0.392 \\ e/h = 60/80 = 0.75 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Con estos valores, de la tabla C-8} \\ \text{se obtienen los valores de R y K} \end{array}$$

$$R = 0.18 \quad \text{y} \quad K = 0.25$$

Por lo tanto :

$$P_R = 0.25 \cdot 0.70 \cdot 80 \cdot 100 \cdot 217.5 = 304.50 \text{ ton} > P_u = 55.79 \text{ ton}$$

$$M_R = 0.18 \cdot 0.70 \cdot 100 \cdot 80^2 \cdot 217.5 = 175.39 \text{ ton} \cdot \text{m} > M_u = 33.29 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Ya que la resistencia de la secci\u00f3n de 100 x 80 armada con 32 varillas del # 8 esta sobrada no se requiere no se requiere revisar por la f\u00f3rmula de Bresler.



Se usará por columna

$$v_{REAL} = (8100 / (80 * 90)) * 1.5 = 169 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{PERM} = 16.88 \text{ kg/cm}^2$$

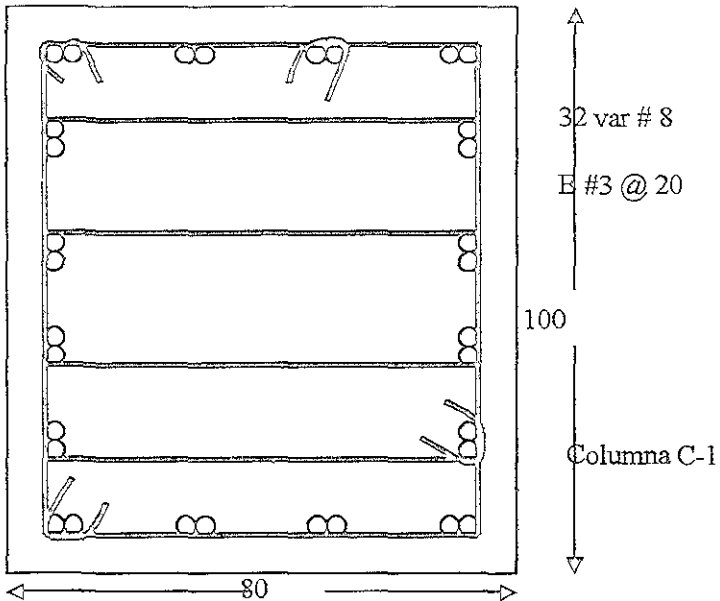
$v_{REAL} > v_{PERM}$  Por lo tanto está bien

Si usamos estribos del # 4 con 4 ramas

$$S = (0.9 * 0.71 * 4 * 1687 * 90) / 8100 = 47.91 \text{ cm}$$

Se considera que los estribos toman todo el cortante

Separación máxima de estribos según AASHTO = 30 cm; conservadoramente usar estribos del # 3 @ 320 cm





$$A_s = A_s' - (3.5)(1.5)(1.20)(60)$$

$$A_s = 1643000 - (1800)(0.9)(60) = 1693 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (14.4200)^2 (120)(60) = 24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar 6 varillas del # 8 en cada lecho

$$A_s = 6*(5.07) = 30.42 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} > A_{s_{\text{req}}}$$

Refuerzo por cortante

$$v_{\text{perm}} = 16.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{act}} = 24040*1.5/(120*60) = 5.00 < v_{\text{perm}}$$

Por lo tanto esta bien

Usando estribos del # 3 con 6 ramas

$$S = (j*Av*fv*d)/V'; \quad V' = Vu - V_{\text{CR}}$$

Si consideramos conservadoramente

$$V_{\text{CR}} = 0.02*f_c*b*d = 0.02*250*120*60 = 36000 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CR}} > Vu$$

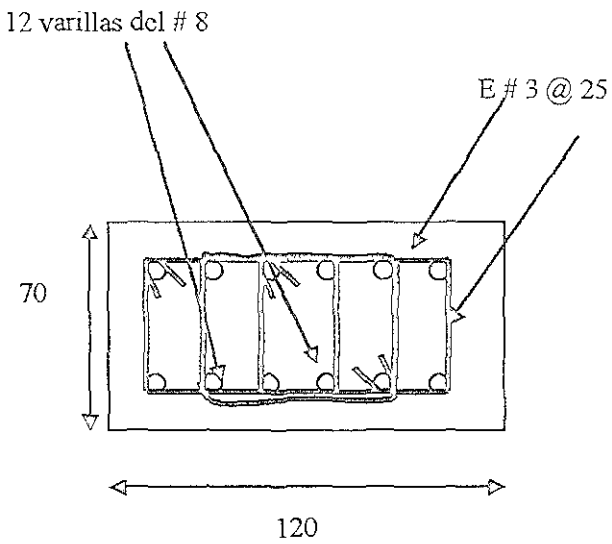
Por lo tanto no se requiere refuerzo por cortante.

Se considera  $f_c = 18 \text{ MPa}$  y  $f_y = 250 \text{ MPa}$

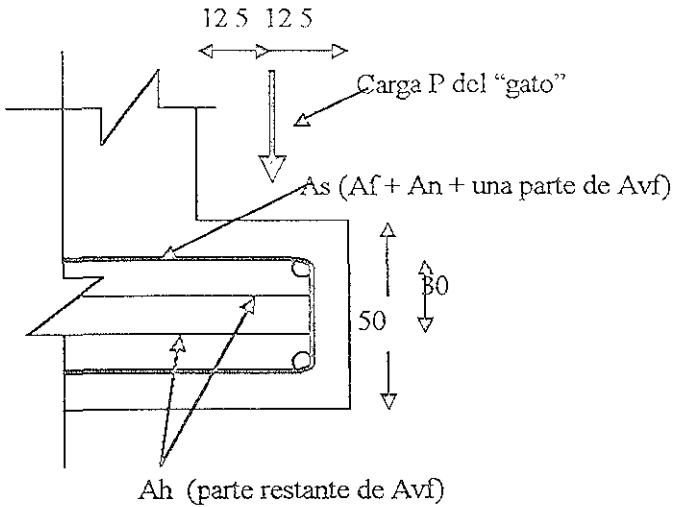
$$S = (0.9 \times 6 \times 0.71 \times 1687 \times 60) / 15000 = 25.87 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = d/2 = 60/2 = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar estribos del # 3 con 6 ramas @ 25 cm



Ménsulas para "gatos" de izaje



$$P = CM + CVI$$

$$P_{CM} = 3433 + 750 + 5925 + 3620 + 2693 = 16421 \text{ KG}$$

$$P_{CVI} = 20740 \text{ KG}$$

Separación de traves = 131 cm

$$\text{Peso ménsula} = 0.50 * 0.25 * 1.31 * 2400 = 393 \text{ kg}$$

$$P_{TOTAL} = 16421 + 20740 + 393 = 37554 \text{ kg}$$

## Elementos mecánicos de diseño

Para el diseño de la ménsula se seguirá el criterio del ACI por considerarlo más seguro.

$$V_u = 16421 \cdot 1.4 + 20740 \cdot 1.7 + 393 \cdot 1.4 = 58797.6 \text{ kg}$$

$$M_u = (16421 + 393) \cdot 12.5 \cdot 1.4 + 20740 \cdot 1.7 + 12.5 = 734970 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A_{vf} = V_u / (\phi \cdot f_y \cdot \mu)$$

$\mu = 1.0$  para concreto colado contra concreto endurecido con superficie rugosa

$$A_{vf} = 58797.6 / (0.85 \cdot 4200 \cdot 1) = 16.47 \text{ cm}^2 \text{ (acero para tomar el cortante)}$$

$$V_n = V_u / \phi \rightarrow 58797.6 / 0.85 = 69173.65 \text{ kg}$$

$$0.2 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d = 0.2 \cdot 250 \cdot 131 \cdot 45 = 294750 \text{ kg}$$

$$56 \cdot b_w \cdot d = 56 \cdot 131 \cdot 45 = 330120 \text{ kg}$$

$$\geq V_n = 69173.65 \text{ kg}$$

$$A_f = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot z)$$

$$M_u = 734970 + N_{uc} \cdot (h - d)$$

$$N_{uc} = \text{Mínima reglamento} = 0.2 \cdot V_u = 0.2 \cdot 58797.6 = 11759.52 \text{ kg}$$

$$M_d = 731970 \text{ N}\cdot\text{m} = 793767,50 \text{ kg}\cdot\text{m} = 1937,16 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$$

$$z = 0,87 \text{ d} = 0,87 \cdot 45 = 36$$

$$A_f = 793767,6 / (0,85 \cdot 4200 \cdot 36) = 6,18 \text{ cm}^2 \text{ Acero para resistir el momento}$$

$$A_n = N_{uc} / (\phi \cdot f_y) = 11759,52 / (0,85 \cdot 4200) = 3,29 \text{ cm}^2 \text{ Acero para resistir la fuerza horizontal}$$

Ahora :  $A_{vf} + A_f + A_n$  Deben distribuirse en  $A_s$  y  $A_h$  según se indica.

$$A_s \begin{cases} A_f + A_n = 6,18 + 3,29 = 9,47 \text{ cm}^2 \\ \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = (\frac{2}{3}) \cdot 16,47 + 3,29 = 14,27 \text{ cm}^2 \text{ Este valor rige} \end{cases}$$

$$A_h = 0,5 \cdot (A_s - A_n) = 0,5 \cdot (14,27 - 3,29) = 5,49 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el refuerzo principal será: ancho tributario de la ménsula

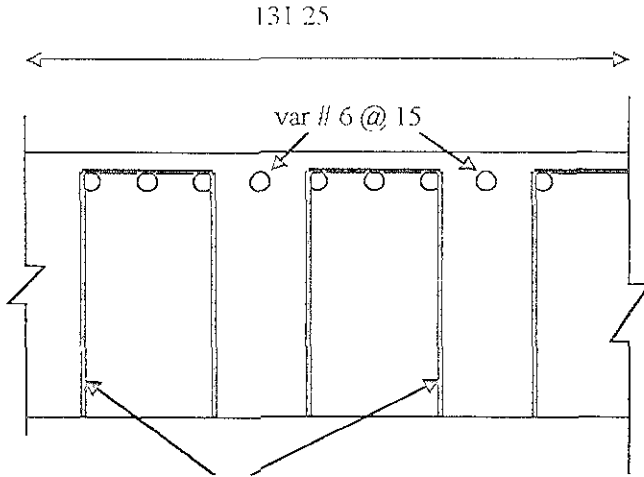
$$\text{Proponiendo 6 varillas del } \#6 @ 15 \rightarrow A_s = (130 / 15) \cdot 2,85 = 24,70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24,70 \text{ cm}^2 > A_s = 14,27 \text{ cm}^2 \text{ Por lo tanto esta bien}$$

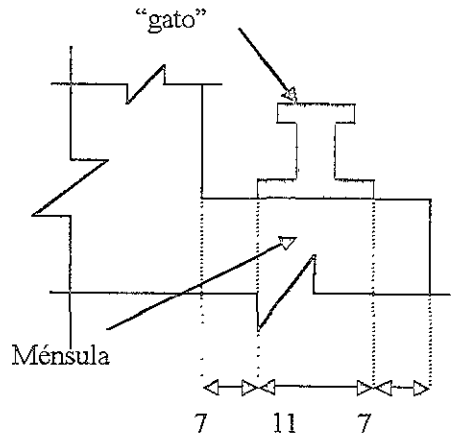
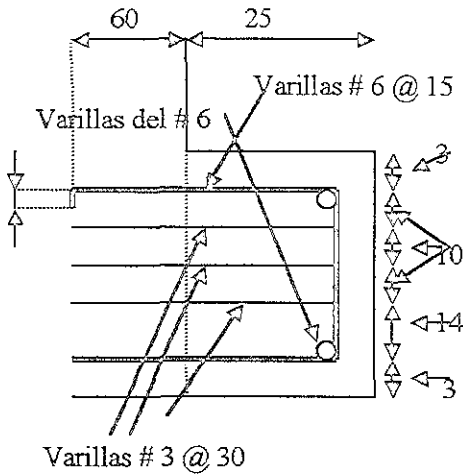
Refuerzo restante :

Proponiendo varillas del  $\#3 @ 30$  (3 estribos con 5 ramas)

$$A_s = 0,71 \cdot 5 \cdot 3 = 10,65 \text{ cm}^2 > A_h = 5,49 \text{ cm}^2 \text{ Por lo tanto esta bien.}$$



Detalle de ménsula para "gatos"





Apoyos para las traveses de 25.05 m

Se proponen apoyos con las siguientes dimensiones 30 x 30 x 41 cm

Se aplicaran las norma francesas del servicio de estudios técnicos de caminos y autopistas (SETRA), adoptadas por la SCT para el cálculo de los apoyos integrales de neopreno

$$\left. \begin{array}{l} V_{CM} = 16421 \text{ kg} \\ V_{CVI+FC} = 20740 \text{ kg} \end{array} \right\} V_{TOTAL} = 37161 \text{ kg}$$

Cargas horizontales:

$$\text{Frenaje: } F = 0.05 * (W_u * L + P) * 0.5 * F.R / (\# \text{ de apoyos})$$

$$W_u = 952 * 4.373 * 0.9 = 3747 \text{ kg/m}$$

$$P = 8165 * 4.373 * 0.9 = 32135 \text{ kg}$$

$$F = 0.05 * (3747 * (25.05 + 12.37) / 2 + 32135) / 9 = 568 \text{ kg/trabe}$$

Viento longitudinal sobre la estructura (esviaje de 60°):

$$\text{Área expuesta: } (0.5 + 0.15 + 1.2) * (25.05 + 12.37) * 0.5 = 34.61 \text{ m}^2$$

$$V_{LSE} = 93 * 34.61 / 9 = 358 \text{ kg/apoyo}$$

$$\text{Sismo: } FSL = (W_{CM} * C / Q) * 1 / (\# \text{ de apoyos} / 9) ; \text{ donde}$$

Por ser los apoyos flexibles considerar  $Q = 2$

$$C = 0.29$$

$$\alpha = (1.412) \cdot (2.7) \cdot (2.381) \cdot 5$$

Giros en el extremo del tramo

Debido a el peso propio y CVI

$$\alpha = W \cdot L^2 / (24 \cdot E \cdot I) \text{ ó } \alpha = M_{CVI} / (3 \cdot E \cdot I)$$

$$M_{CM} = 9646826 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CVI} = 1174200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$L = 25.05 \text{ m}$$

$$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1359792.8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{TOTAL} = \alpha_{CM}(3) + \alpha_{CVI} + \alpha_O$$

Para tomar en cuenta deformaciones a largo plazo

Ángulo de giro por posibles defectos constructivos (de tablas)

$$\alpha_{CM}(3) = 9646826.3 \cdot 25.05 \cdot 3 / (3 \cdot 2039000 \cdot 1359792.8) = .0087 \text{ rad}$$

$$\alpha_{CVI} = 1174200 \cdot 25.05 / (3 \cdot 2039000 \cdot 1359792.8) = 0.0035 \text{ rad}$$

$$\alpha_O = 0.003 \text{ rad (estructuras metálicas)}$$

Por lo tanto:

$$\alpha_{TOTAL} = 0.0152 \text{ rad}$$

Deformaciones horizontales:

Por giro debido a la carga muerta:

$$\Delta_{CM} = \alpha_{CM}(3) \cdot Y_i = 0.0087 \cdot 87.66 = 0.7626 \text{ cm}$$

Deformación por carga en los apoyos:

$$\Delta_{CM} = 0.0035 * 87.66 = 0.31 \text{ cm}$$

Por temperatura

$$\text{Acciones de corta duración } \Delta t_1 = 0.0004 * (2505/2) = 0.501 \text{ cm}$$

$$\text{Acciones de larga duración } \Delta t_2 = 0.00025 * 1252.5 = 0.313 \text{ cm}$$

Por contracción de fraguado:

Se adopta el coeficiente que fija AASHTO, dividido entre 3 ya que solo se contrae la losa

$$\Delta_{CON} = (0.002/3)(2505/2) = 0.835 \text{ cm}$$

Revisión de las dimensiones de los apoyos:

$$F_{perm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{neop} = V_{total} / (30 * 30) = 37161 / 900 = 41.29 \text{ kg/cm}^2 < F_{perm}$$

Por lo tanto es correcto.

Revisión de la altura de los apoyos:

$$h = Hr - 0.3 * (\# \text{ de placas})$$

$$h = 4.1 - 0.3 * 3 = 3.2 \text{ cm}$$

$$h \geq 2 * (u_1);$$

$u_1$  = Deformación horizontal lenta del conjunto del dispositivo, debida a acciones lentas.

o el mayor de:

$$\text{Contracción } \Delta_{CM} = \Delta_2 = \Delta_{con} = 0.7626 - 0.313 = 0.835 = 0.39 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación } \Delta_{CM} = \Delta_{CM1} + \Delta_1 = \Delta_{con} = 0.7626 + 0.31 = 0.501 = 0.835 = 0.74 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } u_1 = 0.74 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo que } 2 \cdot u_1 = 2 \cdot 0.74 = 1.48 \text{ cm}$$

$$h = 3.2 > 2 \cdot u_1$$

Por lo tanto esta bien.

Verificación del cortante

$$1) T_H \leq 0.5 \cdot G$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2; \text{ para neopreno dureza SHORE-60}$$

$$T_H = G \cdot u_1 / h = 8 \cdot 0.74 / 3.2 = 1.85 < 0.5 \cdot 8 = 4$$

Por lo tanto esta bien

$$2) T_H \leq 0.7 \cdot G; \quad T_H = T_{H1} + T_{H2}$$

$$T_{H2} = H_2 / (2 \cdot a \cdot b); H_2 \text{ la mayor de frenaje, viento o sismo } H_2 = 2381 \text{ kg}$$

$$T_{H2} = 2381 / (2 \cdot 30 \cdot 30) = 1.31$$

$$T_H = 1.85 + 1.32 = 3.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$3) T_H \leq 3 \cdot G$$

$$T_H = 1.5 \cdot f_m / F_f; f_m(\max) = N / (a \cdot b) = 37161 / (30 \cdot 30) = 41.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_f = a \cdot b / (2 \cdot t \cdot (a + b)) = 30 \cdot 30 / (2 \cdot 1.3 \cdot (30 + 30)) = 5.77$$

$$T_H = 15 \cdot 41.29 / 5.77 = 10.73 \text{ kg/cm}^2 < 3 \cdot G = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto esta bien.

$$4) T_H = T_N = T_a = 1/5 \cdot G$$

$$T_g = (G/2) \cdot (a/1)^2 \cdot \alpha_T, \quad \alpha_T = \alpha_1 / n$$

$$n = \# \text{ de placas de neopreno} = h/1.3 = 3.2/1.3 = 2.46$$

$$\alpha_1 = 0.0152/2.46 = 0.006$$

$$T_g = 4 \cdot (30/1.3)^2 \cdot 0.006$$

$$T_g = 12.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 3.17 + 10.73 \cdot 12.78 = 26.68 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto esta bien.

Verificación que el apoyo no levanta.

$$3/Ff \cdot (t/a)^2 \cdot (fm/G) \geq \alpha_T$$

$$\text{Se toma el valor mínimo de } fm = 16421/(30 \cdot 30) = 18.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$(3/5.77) \cdot (1.3/30)^2 \cdot (18.25/8) = 0.0022 \text{ rad} < \alpha_T = 0.006 \text{ rad}$$

Por lo tanto el apoyo levanta.

Se requiere: Disminuir el área del apoyo, hacer esto implica disminuir el

apoyo a aproximadamente 25 x 25 lo cual sería un apoyo pequeño para la trabe.

Aumentar la altura; para que pasara tendría que aumentarse hasta

7.3 cm aproximadamente lo cual daría apoyos muy altos y

ese apoyo en los aspectos de estandarización.

Se opta por dejar los apoyos de  $30 \times 30 \times 47$  y permitir que levanten en alguno de sus extremos con lo que aumentaría el esfuerzo sobre el apoyo al disminuir el área de contacto, pero al estar muy sobrados el incremento estaría dentro de lo permisible.

Por lo tanto se acepta.

Verificación de que no desliza.

$$1) \text{fm (mín.)} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$18.25 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto esta bien.

$$2) \text{fr}*(N) \geq H,$$

$$H = 2381.05 \text{ kg (sismo)}$$

$$\text{fr} = 0.10 + (0.60/(\text{fr}(\text{mín.}))) = 0.10 + (0.60/18.25) = 0.1329$$

$$N = 16421 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$0.1329*16421 = 2182.4 \text{ kg} < 2381.05 \text{ kg}$$

Se acepta considerando las hipótesis conservadoras para el cálculo del sismo, aun así se dispondrá de un aditamento para evitar el deslizamiento de los apoyos.

Verificación por esbeltez

$a = 10$     $h = a/5$ ,    $h = 3.2$  cm    $a =$  lado corto = 30 cm

$$30/10 = 3 < 3.2 = 30/5 = 6$$

Por lo tanto esta bien

Verificación por deformación de compresión.

$$e_T \leq 0.07 * h$$

$$e_T = \Delta e_T + 0.10$$

$$\Delta e_T = k_{In} * l^3 * (f_m - 30) / (a^2 * G);$$

$$\text{Para } b/a = 30/30 = 1$$

$$K_1 = 2.37 \rightarrow \text{De tablas}$$

$$\Delta e_T = 2.3 * 2.46 * 1.3^3 (41.29 - 30) / (30^2 * 8) = 0.019$$
 cm

$$e_T = 0.019 + 0.10 = 0.119 \text{ cm} < 0.007 * 3.2 = 0.224 \text{ cm}$$

Por lo tanto esta bien

Por lo que se aceptan apoyos de 30 x 30 x 4.1 cm, apoyos integrales de neopreno dureza SHORE-60, ASTM D-2240, para apoyar las traveses de 25.05 m de claro.

Apoyos máximos:  $2.37 \text{ m}$

Se proponen secciones de  $22.5 \times 22.5 \times 4.1$

$$\left. \begin{array}{l} V_{CM} = 7699 \text{ kg} \\ V_{CVI+FC} = 24920 \text{ kg} \end{array} \right\} V_{TOTAL} = 32619 \text{ kg/apoyo}$$

Frenaje

$$F: 0.05 \cdot (4163 \cdot 13.27 + 32135) \cdot .5 \cdot .9/9 = 209.078 \text{ kg/apoyo}$$

Sismo:

$$FSL = (7699 \cdot 9 \cdot 0.29/2)/9 = 1116.35 \text{ kg/apoyo}$$

Giros en el extremo del claro:

$$\alpha = ML/(3 \cdot E \cdot I)$$

$$I = 1234669 \text{ cm}^4$$

$$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 12.37 \text{ m}$$

$$M_{CM} = 1557176.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{CVI} = 6065000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_{CM}(3) = 1557176.4 \cdot 1237 \cdot 3 / (3 \cdot 2039000 \cdot 1234669) = 0.0008 \text{ rad}$$

$$\alpha_{CVI} = 6065000 \cdot 1237 / (3 \cdot 2039000 \cdot 1234669) = 0.0009 \text{ rad}$$



$$\alpha_{CM} = 0.0003 \text{ rad}^{-1} \rightarrow \text{por } 1237/3$$

$$\alpha_{TOTAL} = 0.0004 \text{ rad}$$

Deformaciones horizontales

$$\Delta_{CM} = \alpha_{CM} (3) * 92.39 = 0.0008 * 92.39 = 0.074 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CVI} = 0.0009 * 92.39 = 0.083 \text{ cm}$$

$$\Delta t_1 = 0.0004 * (1237/2) = 0.2474 \text{ cm}$$

$$\Delta t_2 = 0.00025 * (618.5) = 0.1546 \text{ cm}$$

$$\Delta_C = (0.002/3) * (1237/2) = 0.41 \text{ cm}$$

Revisión de dimensiones:

$$f_{NEOP} = 32619 / (22.5 * 22.5) = 64.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{PERM} = 100 \text{ kg/cm}^2 > f_{perm}$$

Por lo tanto esta bien

Revisión de altura de apoyos:

$$h = Hr = 0.3 * (\# \text{ de placas})$$

$$h = 4.1 - 0.3 * 3 = 3.2 \text{ cm}$$

$$h \geq 2 * u_1$$

$$\Delta u_{\text{concreto}} = \Delta u_{\text{V}} + \Delta u_{\text{H}} + \Delta u_{\text{C}} = 0.074 + 0.183 + 0.11 = 0.367 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatacion } \Delta u_{\text{CM}} = \Delta u_{\text{CM}} + \Delta u_{\text{C}} = 0.074 + 0.083 = 0.247 = 0.246 \text{ cm}$$

$$u_1 = 0.49 \quad 3.2 \cdot 2 \cdot 0.49 = 0.98 \text{ cm}$$

Por lo tanto esta bien

Verificación del cortante:

$$1) T_{H1} \leq 0.5 \cdot G$$

$$T_{H1} = G \cdot u_1 / h = 8 \cdot 0.49 / 3.2 = 1.225 < 0.5 \cdot 8 = 4 \quad \text{Por lo tanto es correcto}$$

$$2) T_H \leq 0.7 \cdot G$$

$$T_H = T_{H1} + T_{H2}$$

$$T_{H2} = H_2 / (2 \cdot a \cdot b); H_2 \text{ es la mayor de viento frenaje o sismo} = 1116.35 \text{ kg}$$

$$T_H = 1.225 + 1.103 = 2.328 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 \cdot 8 = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto es correcto

$$3) T_N \leq 3 \cdot G;$$

$$T_N = 1.5 \cdot f_m(\text{max}) / F_f; f_m(\text{max}) = 32619 / (22.5 \cdot 22.5) = 64.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_f = a \cdot b / (2t \cdot (a + b)) = 22.5 \cdot 22.5 / (2 \cdot 1.3 \cdot (22.5 + 22.5)) = 4.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_N = 1.5 \cdot 64.43 / 4.33 = 22.32 \text{ kg/cm}^2 \leq 3 \cdot 8 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto esta bien.

$$4) T_H + T_N + T_g = T \leq 5G$$

$$T_g = (G/2) \cdot (a/t)^2 \cdot \alpha_t; \alpha_t = \alpha_T / n; n = h / 1.3 = 3.2 / 1.3 = 2.46$$

$$\alpha_T = 0.005 > 4.3 \times 10^{-3} = \alpha$$

$$f_g = P/(22.5 \times 1.3) = 0.00203 = 2.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 2.328 + 22.32 + 2.43 = 27.078 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto es correcto

Verificación de que el apoyo no levanta:

$$(3/Ff) \cdot (t/a)^2 \cdot (f_{m(\min)}/G) \geq \alpha_T$$

$$f_{m(\min)} = 7699/(22.5 \times 22.5) = 15.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$(3/4.33) \cdot (1.3/22.5)^2 \cdot (15.21/8) = 0.0044 < \alpha_T = 0.005$$

Por lo tanto e apoyo levanta

Se opta por dejar los apoyos de 22.5 x 22.5 x 4.1 y permitir que levanten en unos de sus extremos, con lo que aumentara el esfuerzo sobre el apoyo al disminuir el área de contacto, pero al estar muy sobrados el incremento estará dentro de lo permisible.

Por lo tanto se acepta.

Verificación de que el apoyo no desliza.

$$1) f_{m(\min)} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{m(\min)} = 15.21 < 20 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto no cumple

$$f = 0.10 \cdot (0.60 \text{ Im}_{\text{adm}}) = 0.10 \cdot (0.60) \cdot 35 \cdot 200 = 4200 \text{ N}$$

$$f = 0.10 \cdot (0.60 \text{ Im}_{\text{adm}}) = 0.10 \cdot (0.60) \cdot 35 \cdot 200 = 0.13947 \cdot \text{N} = 7000 \cdot 20$$

$$f = 0.13947 \cdot 7000 = 1073.24 \text{ kg} > 11 \text{ to } 35 \text{ kg}$$

Por lo tanto no cumple

Se proveerá de dispositivos para evitar el deslizamiento de los apoyos de neopreno

Verificación por pandeo:

$$22.5/10 = 22.5 \text{ cm} < 3.2 < 22.5/5 = 4.5$$

Por lo tanto es correcto.

Verificación por deformación de compresión.

$$e_T \leq 0.07 h \quad e_T = \Delta e_T + 0.10$$

$$\Delta e_T = k_1 \cdot n \cdot t^3 (f_{m(\text{max})} - 30) / (a^2 \cdot G)$$

$$\text{Para } b/a = 22.5/22.5 = 1 \rightarrow K_1 = 2.27$$

$$\Delta e_T = 2.37 \cdot 2.46 \cdot 1.3^3 (64.43 - 30) / (22.5^2 \cdot 8) = 0.1089 \text{ cm}$$

$$e_T = 0.1089 + 0.10 = 0.2089 \text{ cm}$$

$$\Delta e_T = 0.2089 < 0.07 \cdot 3.2 = 0.224 \text{ cm}$$

Por lo tanto es correcto.

Por lo tanto usar apoyos integrales de neopreno, dureza SHORE-60 ASTM

D-2240 de 22.5 x 22.5 x 4.1 cm para apoyos de traveses de 12.37 m.

## V Cuantificación

### V.1 Catálogo de conceptos

El análisis que se describe es únicamente de un cuerpo como ejemplo, el otro se calcula de manera similar

Limpieza, trazo y nivelación

$$(9+106.875) - (8+567.302) = 539.573$$

$$\text{área} = 539.573 * 12 = 6474.876 \text{ m}^2$$

Excavación

$$539.573 - 49.71 = 489.86$$

$$489.86 * 12 * 1.5 = 8997.48$$

$$5 * 14 * 2 * 2 = 280$$

$$\left. \begin{array}{l} 539.573 - 49.71 = 489.86 \\ 489.86 * 12 * 1.5 = 8997.48 \\ 5 * 14 * 2 * 2 = 280 \end{array} \right\} \text{Vol}_{\text{TOTAL}} = 280 + 8817.48 = 9097.48 \text{ m}^3$$

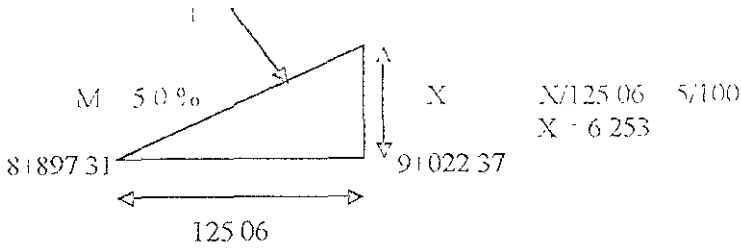
Relleno

$$(12 * 489.86) * 0.5 = 2939.16 \text{ m}^3$$

Acarreo

$$280 + 8817.48 = 9097.48 \text{ m}^3$$

Terapienes

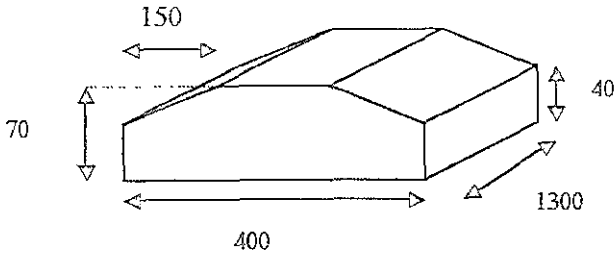


Los paramentos que se utilizaran son 3:

$$\text{Vol} = 6.253 * 35 * 14 + \left( \frac{125.06 * 6.253}{2} \right) * 14 = 8538 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{TOTAL}} = 8538 * 2 = 17076 \text{ m}^3$$

Zapata



$$1.5 * 0.3 / 2 = 0.225 * 2 = 0.45 \text{ m}^2$$

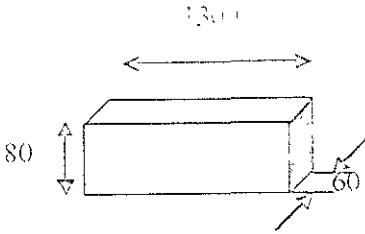
$$4.0 * 0.7 = 2.8 \text{ m}^2$$

$$\text{área} = 2.8 - 0.45 = 2.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 2.35 * 13 = 30.55 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{TOTAL}} = 30.55 * 2 = 61.10 \text{ m}^3$$

Contratache



$$\text{Vol.} = 0.80 * 0.60 * 13 * 2 = 13.44 \text{ m}^3$$

Cimbrado

$$A_1 = 235 * 2 + 0.4 * 13 * 2 + 13 * 2 * (1.5^2 + 0.3^2)^{1/2}$$

$$A_1 = 54.87$$

$$A_2 = 0.8 * 0.6 * 2 + 0.8 * 13 * 2$$

$$A_2 = 21.76 \text{ m}^2$$

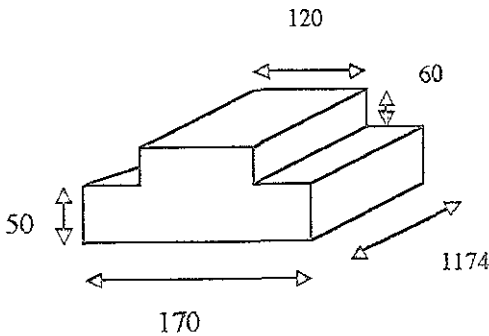
$$A_T = 54.87 + 21.76 = 76.63 * 2 = 153.26 \approx 154 \text{ m}^2$$

Columnas

$$\text{Vol} = 1.0 * 0.8 * 6.6 = 5.28$$

$$\text{Vol}_{\text{TOTAL}} = 5.28 * 10 = 52.8 \text{ m}^3$$

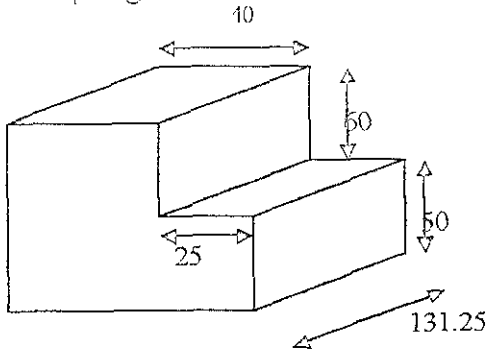
Cabezal



$$\text{Vol} = 1.7 * 0.5 * 11.74 + 11.74 * 0.6 * 1.2 = 18.43 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 18 \cdot 3 \cdot 2 = 108 \text{ m}^3$$

Ménsula para gatos



$$\text{Vol.} = (0.4 \cdot 0.6 + 0.5 \cdot 0.65) \cdot 1.3125 = 0.7416$$

$$\text{Vol.}_{\text{TOTAL}} = 0.7416 \cdot 18 = 13.3488 \text{ m}^3$$

Losa

$$\text{área} = (2 \cdot 11.87 + 25.05) \cdot 12 = 585.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol} = 585.48 \cdot 0.15 = 87.82 \text{ m}^3$$

Guarniciones

$$\text{Vol} = 0.2 \cdot 0.25 \cdot (11.87 \cdot 2 + 25.05) \cdot 2 = 4.879 \text{ m}^3$$

Banquetas

$$\text{Vol} = 0.3 \cdot 0.75 \cdot (11.87 \cdot 2 + 25.05) \cdot 2 = 21.96 \text{ m}^3$$

Estribos

$$\text{Vol} = (2.00 \cdot 14.00 \cdot 0.40) \cdot 2 = 22.40 \text{ m}^3$$



Trabes T-1

9 piezas

Trabes T-2

18 piezas

Orejas de izaje para trabes T-1

18 piezas

Orejas de izaje para trabes T-2

36 piezas

Conectores de cortante de trabes T-1

1296 piezas

Conectores de cortante de trabes T-2

666 piezas

Barandal

$$(11.87*2+25.05)*2+(35+40+125.22)*4 = 898.46 \text{ m}$$

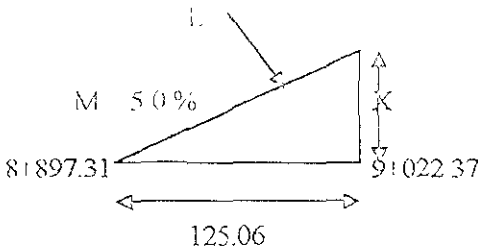
Apoyos de neopreno de 30\*30\*4.1 cm

18 piezas

Apoyos de neopreno de 22.5\*22.5\*4.1

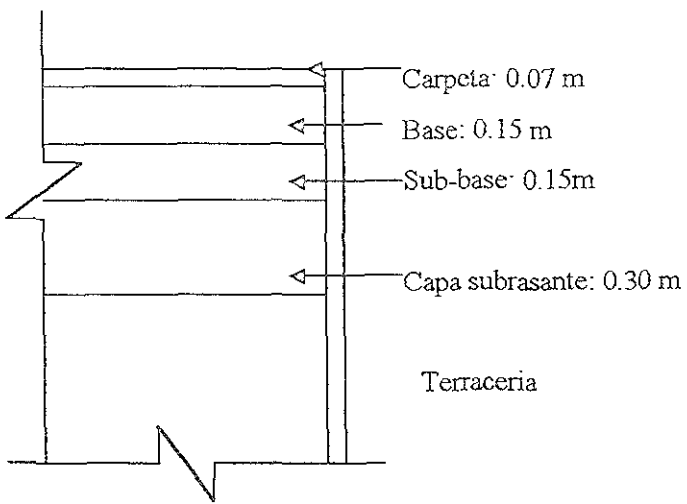
36 piezas

Pavimentación



X/125.06 = 5/100  
 X = 6.253

$$L = (125.06^2 + 6.253^2)^{1/2} = 125.22 + 40 + 35 = 200.22 \text{ m}$$



$$\text{Carpeta} = 0.07 * 200.22 * 12 + (11.87 * 2 + 25.05) * 12 * 0.07 = 209.17 \text{ m}^3$$

$$\text{Base} = 0.15 * 200.22 * 12 = 360.39 \text{ m}^3$$

$$\text{Sub-base} = 0.15 * 200.22 * 12 = 360.39 \text{ m}^3$$

$$\text{Capa subrasante} = 0.30 * 200.22 * 12 = 720.79 \text{ m}^3$$

Clave	Descripción	Unidad	Cantidad
0100	Trabajos preliminares		
0101	Limpieza, trazo y nivelación del terreno	m <sup>2</sup>	6475
0102	Excavación a mano o máquina, medido en banco.	m <sup>3</sup>	9097
0103	Relleno y compactación con pisón manual o compactador mecánico, incluye suministro de material y acarreo de una estación.	m <sup>3</sup>	2939
0104	Acarreo de tierra a una estación, incluye la carga del material, el volumen será medido en banco.	m <sup>3</sup>	9097
0105	Construcción de terraplenes mecánicamente estabilizados.	m <sup>3</sup>	10948
0200	Cimentación		
0201	Zapatas de concreto hidráulico, clase I y f'c =250 kg/cm <sup>2</sup> , incluye curado, vibrado y acarreo.	m <sup>3</sup>	61

0202	Contrante de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , incluye curado, vibrado y acarreo	$\text{m}^3$	14
0203	Cimbra acabado aparente en elementos de cimentación habilitación y descimbrado.	$\text{m}^2$	154
0300	Estructura de concreto		
0301	Columnas de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , incluye curado, vibrado, acarreo, cimbrado, descimbrado y armado según planos.	$\text{m}^3$	53
0302	Cabezal de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , incluye curado, vibrado, acarreo, cimbrado, descimbrado y armado según planos.	$\text{m}^3$	37
0303	Ménsula para "gatos" de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , incluye curado, vibrado, acarreo, cimbrado, descimbrado y armado según planos.	$\text{m}^3$	14

0305	Losas de concreto hidráulico de 15 cm de espesor, y armado según planos y especificaciones, incluye curado, vibrado acarreo, cimbrado y descimbrado	m <sup>3</sup>	88
0306	Banquetas de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ , incluye curado, vibrado y acarreo; y armado según planos.	m <sup>2</sup>	22
0307	Estribos de concreto hidráulico, clase I y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , incluye armado según planos, curado, vibrado, acarreo, cimbrado y descimbrado.	m <sup>3</sup>	23
0400	Estructura metálica		
0401	Trabes T-1, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, pintura, montaje y nivelación según planos.	pieza	9
0402	Trabes T-2, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, pintura, montaje y nivelación según planos.	pieza	18

0403	Orejas de izaje para traves T-1, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, pintura, montaje y nivelación según planos	pieza	18
0404	Orejas de izaje para traves T-2, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, pintura, montaje y nivelación según planos.	pieza	36
0405	Conectores de cortante para traves T-1, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, montaje, pintura y nivelación según planos.	pieza	1296
0406	Conectores de cortante para traves T-2, incluye materiales, soldadura de uniones, transporte, montaje, pintura y nivelación según planos.	pieza	666
0407	Fabricación de Barandal según planos, incluye materiales transporte colocación y pintura.	m	899

0500	Apoyos de Integrales de Neopreno		
0501	Apoyos de Neopreno de 30 x 30 x 4.1 cm Incluye, suministro, colocación y Transporte.	pieza	18
0502	Apoyos de Neopreno de 22.5 x 22.5 x 4.1 cm. Incluye, suministro, colocación y Transporte.	pieza	36
0600	Pavimentación.		
0601	Carpeta, incluye material, transporte, colocación y pintura.	m <sup>3</sup>	209
0602	Base, incluye material, transporte, colocación y compactado.	m <sup>3</sup>	360
0603	Sub-base, incluye material, transporte, colocación y compactado	m <sup>3</sup>	360
0604	Capa subrasante, incluye material, transporte, colocación y compactado.	m <sup>3</sup>	721

## VI Programa de construcción

### VI.1 Elementos que incluye

- Levantamiento topográfico
- Trazo del puente.
- Fabricación de traveses y barandales
- Excavaciones: Para cimentación y para terraplenes
- Construcción de terraplenes.
- Construcción de zapatas
- Construcción de contratrabes.
- Construcción de columnas.
- Construcción de cabezales.
- Construcción de estribos.
- Colocación de apoyos de neopreno.
- Colocación de traveses
- Colado de losa
- Pavimentación.
- Colocación de barandales.
- Pintura general.



V. 2. Programa de obra

Descripción	Meses					
	1	2	3	4	5	6
Trazo y nivelación	█					
Fabricación de traveses	█	█	█	█		
Fabricación de apoyos de neopreno		█	█			
Excavación de cimentación	█	█	█	█		
Excavación de terraplenes		█	█			
Construcción de terraplenes		█	█	█		
Construcción de estribos		█	█	█		
Construcción de zapatas y contratrasero		█	█	█		
Construcción de columnas		█	█	█		
Construcción de cabezales			█	█	█	
Colocación de traveses			█	█	█	
Colado de losa					█	█
Pavimentación					█	█
Fabricación de barandal						█
Colocación de barandal						█
Pintura general						█

### VI.1.1.1. Especificaciones

El diseño del puente se realizó conforme a las especificaciones "AASHTO-SCT" para puentes carreteros, así como en ciertos casos, cuando se consideró más seguro, se aplicó lo indicado por el "ACI-318"- 1983, El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad edición 1993 y para el cálculo de los apoyos integrales de neopreno Las Normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de caminos y Autopistas (SETRA) adoptados por la S.C.T.

Así también se consideran las conclusiones del estudio de mecánica de suelos (ver anexo 1) que recomienda usar un coeficiente sísmico  $c = 0.29$  indicando además que el terreno es similar al que corresponde a la zona de transición o zona II de la Ciudad de México.

Por lo tanto de acuerdo a lo anterior la clasificación de la estructura para análisis sísmico es:

TERRENO

TIPO II

ZONAS SISMICAS	NÚMERO DE ACCIONES
ESTRUCTURA	GRUPO DE ACCIONES
Q longitudinal	2
Q transversal	3
C	0.29

La estructura (puente) se diseño tomando en cuenta tres carriles, dos considerando carga HS-20 y el tercero con carga T3-S2-R4, según indican las especificaciones “AASHTO- SCT” para carreteras tipo “A”.

Las acciones que se consideraron para el diseño fueron: carga muerta (CM), Carga viva más impacto (CVI), Fuerza longitudinal por la carga viva (Frenaje F), Viento longitudinal sobre la estructura (VLE), Viento transversal sobre la estructura (VTE), Viento longitudinal sobre la carga viva (VLCV), Viento transversal sobre la carga viva (VTCV), sismo longitudinal (SL) y Sismo transversal (ST) Para el diseño estas fuerzas se combinaron de acuerdo a los grupos de carga I, III y VII indicados por las “AASHTO”.

Para el diseño de los muros se constata que el suelo tiene una capacidad de carga de  $3.50 \text{ ton/m}^2$  que es la que indica el estudio de mecánica de suelos (ver anexo 1)

Para realizar el análisis estructural de las pilas bajo las acciones indicadas anteriormente se utilizó el programa "STAAD III" (ver anexo 3)

que es un producto esencial del sistema en el caso de un puente de concreto.

#### Descripcion

Serán de concreto armado, con un área mínima de acero de refuerzo de 0.002 del área de concreto ( $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ), con una tolerancia en cualquier dimensión y en su posición (Vertical y horizontal) de  $\pm 0.5 \text{ cm}$  y 1% con respecto a la vertical. Con objeto de uniformar los accesos a todos los puentes los paneles tendrán la cara visible lisa y las siguientes dimensiones aproximada altura = 0.60 m; longitud = 0.90 m, y un espesor que resista los requerimientos mecánicos, lo cual deberá demostrar el concursante en su proposición. Cualquier elemento metálico de anclaje para fijar los paneles al terraplén será protegido contra la corrosión con una capa de galvanizado en zinc por inmersión en caliente con un espesor mínimo de 86  $\mu\text{m}$  o con pintura epóxica de 450 de 450  $\mu\text{m}$  mínimo de espesor, los recubrimientos de P.V.C. no se aceptarán. Cualquier panel que no cumpla con estas tolerancias o sea dañado será rechazado antes de colocar y reemplazado si se mueve fuera de estas tolerancias después de construido el terraplén.

Los materiales para la construcción de estos muros y la construcción de ellos deberán cumplir con las especificaciones vigentes de la "Secretaría de Comunicaciones y Transportes" relacionadas con este concepto. Todos los

serán rechazados antes de ser colocados o se reemplazarán si ya están colocados. Los paneles deberán cumplir con las normas de la "American Association of Highway and Transportation Officials", (A.A.S.H.T.O.), edición 1996, sección 5 "Retaining Walls (Muros de retención)" en el apartado 5.8, "Mechanical Stabilized Earth Walls (Muros mecánicamente estabilizados). Igualmente deberán cumplir con las normas del "U.S. Department of Transportation" (D.O.T.) establecidas en el reporte técnico FHWA-SA-96-072. Cualquier panel que no cumpla estas especificaciones será rechazado antes de colocar o se reemplazará si ya está colocado.

Alcance:

Este concepto incluye el suministro de los paneles; el uso de los equipos de montaje; todos los almacenajes, maniobras y transportes, tanto locales como a distancia; plantillas y/o zapatas de cimentación; la colocación de los paneles a cualquier altura; obras falsas y andamiajes; cualquier clase de desperdicios, las reposiciones o reemplazos de los paneles defectuosos o mal colocados; todos los gastos necesarios hasta la correcta colocación de los paneles y las limpiezas parciales y final de la obra. Incluirá también el cargadero (losa y muro) para apoyar las traveses de la superestructura. Los concursantes entregarán, junto con su propuesta, las memorias de cálculo y los proyectos correspondientes para el sistema de paneles del sistema de muros que

pretendan utilizar del llado el compacto y el muro frontal que ajen las veces de estribo

#### Forma de medición

La medición de los paneles de recubrimiento de los terraplenes se hará por unidad de obra terminada por metro cuadrado colocado, aproximando al décimo de metro cuadrado

Terraplenes mecánicamente estabilizados.

#### Descripción:

Los terraplenes se compactarán, en capas sensiblemente horizontales, al 90% de la prueba Proctor Modificada en el cuerpo del terraplén y la capa subrasante (los 30 cm superiores del terraplén) al 95% de la misma prueba.

Para el refuerzo del terraplén, dentro de la masa del suelo del macizo, solamente se admitirán mallas electrosoldadas de acero, geomallas y polímeros en refuerzos extendibles. Los refuerzos metálicos (mallas electrosoldadas, barras o soleras) se protegerán contra la corrosión con una capa de galvanizado de zinc por inmersión en caliente con un espesor mínimo de 86  $\mu\text{m}$  o con pintura epóxica de 450  $\mu\text{m}$  mínimo de espesor, los recubrimientos de P. V. C. no se aceptarán. Cualquier refuerzo que sea dañado

cuando los estabilizantes de polímeros se utilizan solamente en un banco o en su totalidad.

Los materiales para la construcción de los terraplenes y la construcción de ellos deberán cumplir con las especificaciones vigentes de la “Secretaría de Comunicaciones y Transportes” relacionadas con este concepto. Todos los terraplenes también deberán cumplir con las normas de la “American Association of Highway and Transportation Officials”, (A.A.S.H.T.O.), edición 1996, sección 5: Retaining Walls (Muros de retención) en el apartado 5.8, “Mechanical Stabilized Earth Walls (Muros mecánicamente estabilizados). Igualmente deberán cumplir con las normas del “U.S. Department of Transportation” (D. O. T.) establecidas en los reportes técnicos FHWA-SA-96-071 Y FHWA-SA-96-072. En caso de los refuerzos del terraplén con polímeros o geomallas es muy importante que cumplan con las normas que se mencionan en estas normas relativas a degradación química y bacteriológica para muros mecánicamente estabilizados.

Alcance:

Este concepto incluye el suministro de los materiales, la apertura y la conservación de los caminos de acceso al banco o a los bancos; los desmontes y despalmes necesarios; el acarreo y colocado de los materiales resultado de las dos operaciones anteriores en los sitios y forma ordenados por el



supervisor de obra; el agua; los materiales; los costos de transporte; los tiempos de los equipos de transporte durante las mantos, cargas, descargas y demoras en el tránsito o desviaciones, cualquier clase de desperdicio, el suministro y transporte del agua de compactación, la incorporación del agua de compactación; el mezclado, tendido y compactación de los terraplenes al grado especificado; todos los afines, escarificaciones y rastreos; los reemplazos de los refuerzos dañados y todos los gastos necesarios hasta la correcta terminación de los terraplenes

Los concursantes entregarán las memorias de cálculo y los proyectos correspondientes para el sistema de muros que pretendan utilizar, para ello entregarán junto con su propuesta, los siguientes documentos:

- Elevaciones y plantas.
- Detalle.
- Procedimientos de construcción.
- Diseño y armado de los cargaderos que soportan las traveses del puente.
- Especificaciones de los materiales a utilizar.
- Memoria de cálculo representativa, detallándose lo siguiente: variables utilizadas en los diseños; resultados de esfuerzos de operación, tensión y adherencia; niveles de esfuerzos de acuerdo a las normas

mejoramiento de la estructura, así como el momento y las presiones de contacto de los muros.

Se detallará en especial el proyecto de la zona frontal donde los muros mecánicamente estabilizados funcionan como estribos que reciben la carga de la superestructura.

Para las memorias de cálculo y proyectos mencionados los concursantes considerarán un coeficiente sísmico de 28 g, zona sísmica B2, en suelo tipo II, y además un factor de incremento de 1.5 debido a la importancia de la obra.

Forma de medición.

La medición de los terraplenes se hará por unidad de obra terminada en el terraplén, dentro de las líneas de proyecto, por metro cúbico colocado y compactado, aproximando al décimo de metro cúbico.

Materiales utilizados

1. Concreto hidráulico, clase I,  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con P. V.  $= 2400 \text{ kg/m}^3$  en zapatas, contratraves, columnas, cabezal, estribos, losas, guarniciones, parapetos y paneles para recubrimiento de los terraplenes mecánicamente estabilizados.
2. Concreto hidráulico  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  con P. V.  $2400 \text{ kg/m}^3$  en banquetas
3. Acero de refuerzo con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  con P. V.  $= 7850 \text{ kg/m}^3$
4. Acero estructural ASTM A-36,  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  con P. V.  $= 7850 \text{ kg/m}^3$
5. Soldadura de la serie E-70 para vigas y diafragmas.
6. Asfalto con P. V.  $= 2200 \text{ kg/m}^3$
7. Neopreno ASTM D2240 con dureza SHORE-60.

### 3.1.3 Subestructura.

Procedimiento constructivo utilizado en la subestructura

Para la limpieza y trazo del lugar se empleo 1 cargadores frontales, 1 retroexcavadora y 10 camiones de volteo

Todo el concreto utilizado en la construcción de zapatas, contratrabe, columnas y cabezales fue concreto premezclado proveniente de la planta de Toluca

Se empleo un procedimiento estándar de cimbrado.

Para la transportación del material se utilizaron ollas de concreto, así como la utilización de una bomba de concreto para poder depositarla en los sitios requeridos.

## VII.3 Superestructura

Procedimiento constructivo utilizado en la superestructura

El concreto utilizado en la losa, la banquetta y la guarnición fue concreto premezclado procedente de la planta de Toluca.

Se empleo un procedimiento estándar de cimbrado

Para la transportación de la cimbra se utilizaron 2 camiones de volteo

El pavimento fue a base de una carpeta de mezcla en caliente en planta se acarreo con camiones de volteo y se coloco con una extendedora y se compacto con una plancha tandem vibratoria y rodillo neumático.

Las trabes fueron hechas fuera de la obra.

Para su montaje se utilizaron 2 grúas de 20 ton cada una

Procedimiento de construcción de las letrinas

Se utilizó dos cargadores frontales y un retroexcavadora para la limpieza y trazo

Para la transportación de materiales se emplearon 12 camiones de volteo.

Para la colocación de materiales se utilizó dos motoconformadoras, así como de dos pipas.

Para la compactación de materiales se utilizaron 2 rodillos de impacto.

## III Conclusiones

El reordenamiento de una vía siempre trae consigo una gran cantidad de retos, que se presentan a medida que se va estudiando cada situación, ya que la planeación en estos casos juega un papel determinante, pues de ella depende el máximo aprovechamiento de los recursos disponibles.

Para el caso particular de una vía uno de los recursos más importantes que se deben cuidar es el de poder aprovechar la infraestructura ya existente y a partir de está empezar a organizar todo lo que la pueda complementar y mejorar.

La utilización de pasos inferiores (puentes) para poder librar obstáculos es un recurso muy común cuando de alguna forma es la manera más segura, cómoda, y económica de resolver un problema.

El desarrollo de este trabajo (tesis) se basa precisamente en un puente y a lo largo de él, se muestran las partes que integran un proyecto de este tipo; empezando con los datos preliminares tomados en campo, que posteriormente son utilizados para poder desarrollar un buen diseño que cumpla con todo los

en el momento de la ejecución de la obra, el cumplimiento de los requisitos técnicos adecuados de la obra.

Un proyecto de este tipo es muy importante debido al servicio que presta a la comunidad y es un claro ejemplo de una obra de ingeniería civil, además de que para su desarrollo se emplean varias ramas de la ingeniería civil muy definidamente, por lo que se convierte en un proyecto muy interesante.



## Bibliografía

- “American Association of State Highway and Transportation officials”  
(AASHTO), U.S.A., 1996
- “Manual de Proyecto geométrico de carreteras” S.C.T México , 1970
- “Normas de servicios técnicos”, Proyecto geométrico, México, 1984
- “Manual de Diseño de Obras Civiles”, Puentes, C.F.E , México, 1993.
- “Normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y  
Autopistas”, (S.E.T.R.A), S.C.T., México, 1990.
- “Diagramas de interacción del Instituto de Ingeniería”, Columnas, U.N.A.M.,  
México, 1987.
- “Applied Clay Minerology”, Ralph E. Grim, U. S. A., 1990.

# ANEXO 1

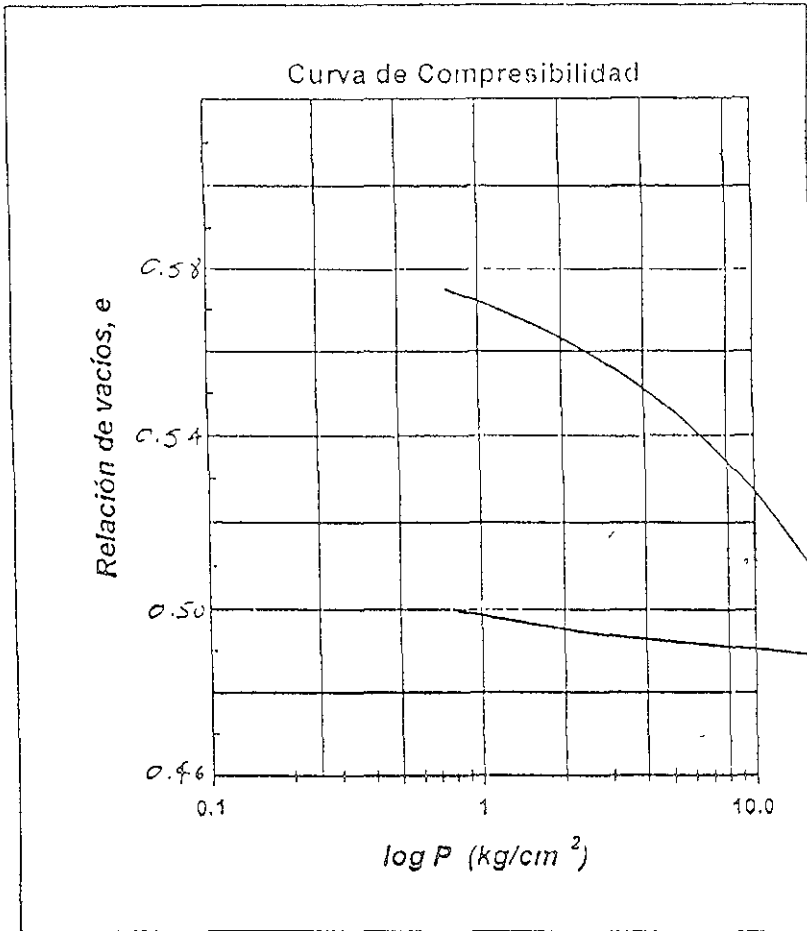
Sondeos de mecánica de suelos

Identificación

Obra: PUENTE SANTA ELENA

Sondeo N° S-2

Prof. (m) = 2.30

Propiedades

Densidad de Sólidos	Humedad Inicial	Humedad Final	Rel. vacíos Inicial	Rel. vacíos Final	Grado sat. Inicial	Grado sat. Final	Carga de Preconsol.
—	%	%	—	—	%	%	kg/cm <sup>2</sup>
2.462	24.36	21.50	0.592	0.501	100	102	N.D.

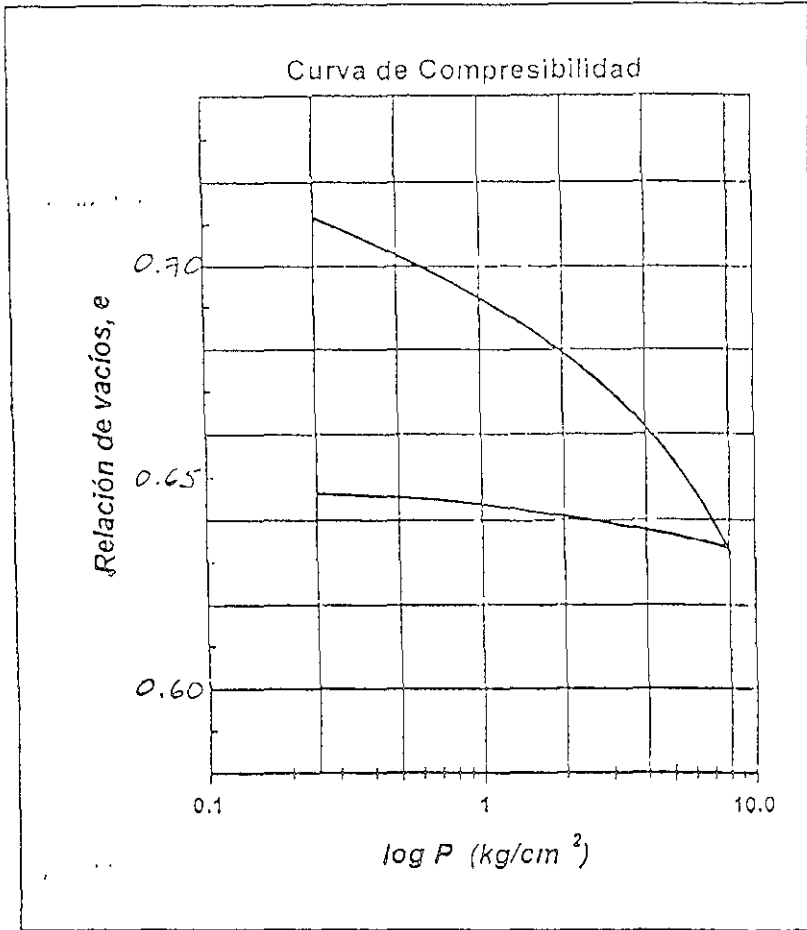


Identificación

Obra: PUENTE SANTA ELENA

Sondeo N° 3-2

Prof. (m) = 10.80



## Propiedades

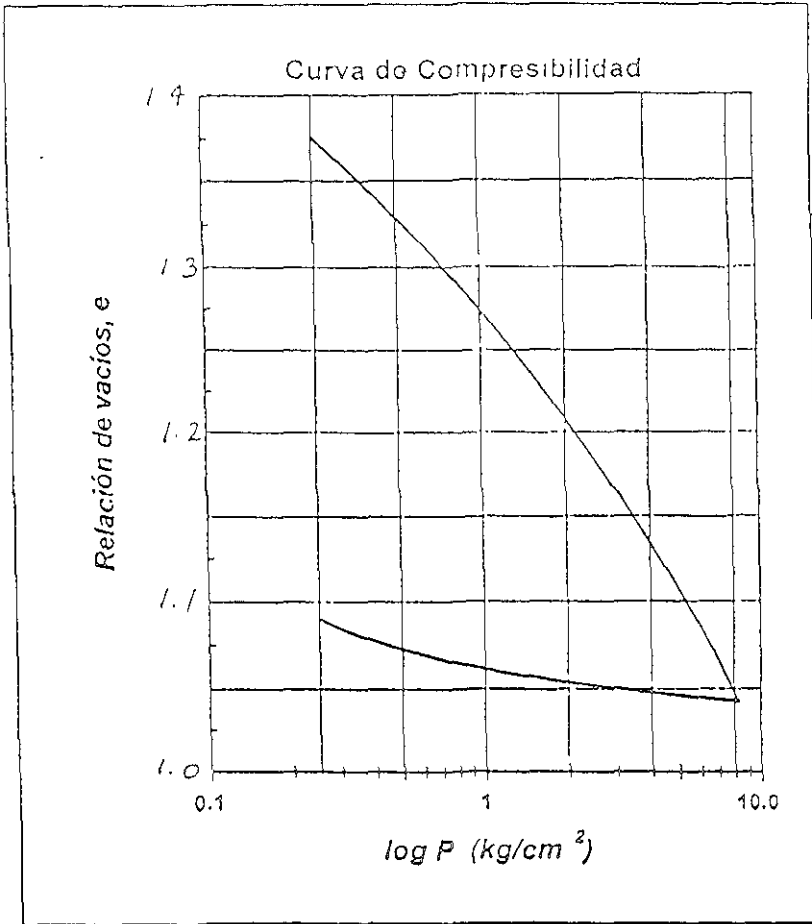
Densidad de Sólidos	Humedad Inicial	Humedad Final	Rel. vacíos Inicial	Rel. vacíos Final	Grado sat. Inicial	Grado sat. Final	Carga de Preconsol.
—	%	%	—	—	%	%	kg/cm <sup>2</sup>
2.473	30.01	24.18	0.719	0.669	102	104	N.D.

Identificación

Obra: PUENTE SANTA ELENA

Sondeo N° S-2

Prof. (m) = 16.00



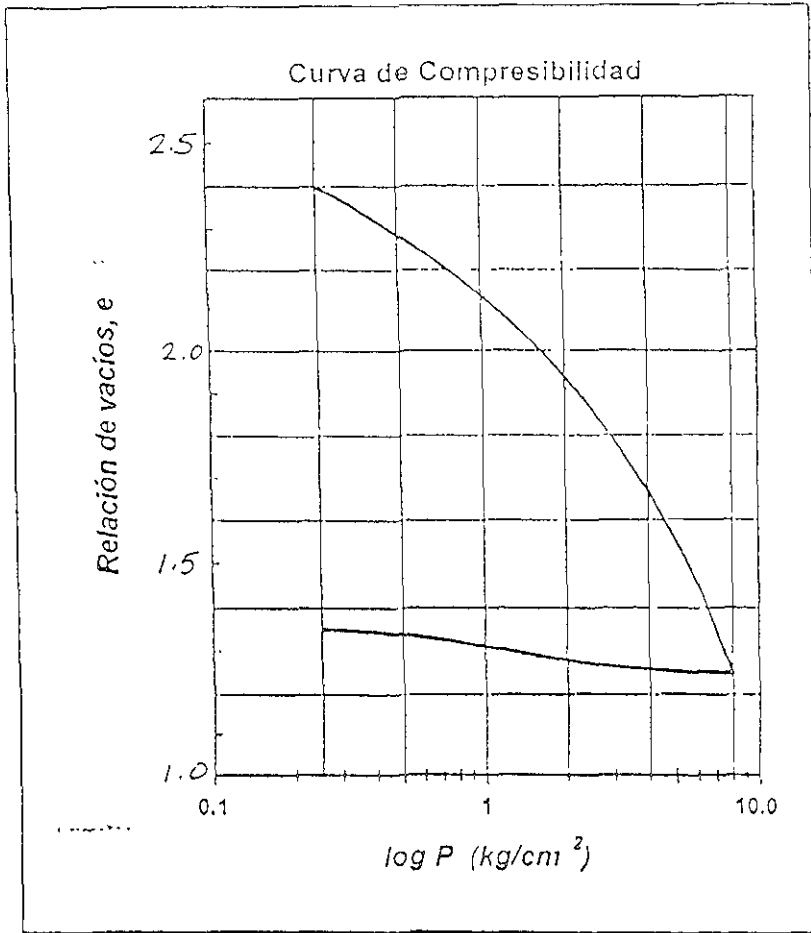
Propiedades

Densidad de Sólidos	Humedad Inicial	Humedad Final	Rel. vacíos Inicial	Rel. vacíos Final	Grado sat. Inicial	Grado sat. Final	Carga de Preconsol.
-	%	%	-	-	%	%	kg/cm <sup>2</sup>
2.549	53.15	44.16	1.456	1.126	98	100	N. D.

Identificación:

Obra: PUENTE SANTA ELENA

Sondeo N° S-2 Prof. (m) = 18.50



Propiedades

Densidad de Sólidos	Humedad Inicial	Humedad Final	Rel. vacíos Inicial	Rel. vacíos Final	Grado sat. Inicial	Grado sat. Final	Carga de Preconsol.
-	%	%	-	-	%	%	kg/cm <sup>2</sup>
2.339	102.49	61.02	2.406	1.358	99	104	N.D.

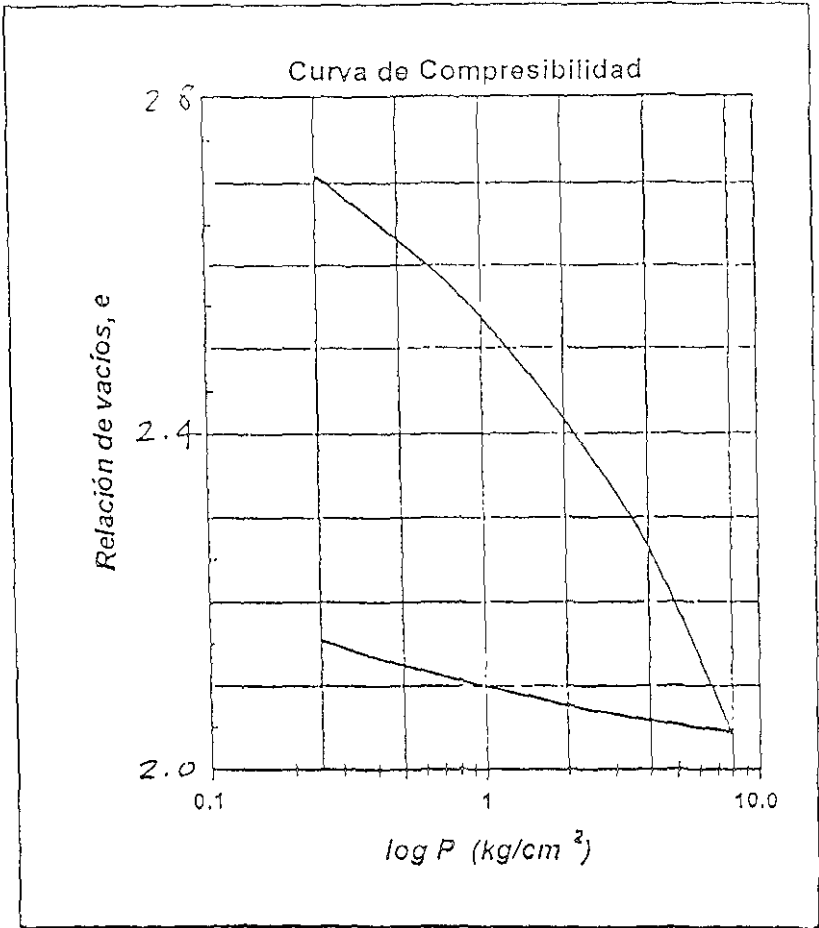


Identificación

Obra: PUENTE SANTA ELENA

Sondeo No. S-2

Prof. (m) = 21.50



Propiedades

Densidad de Sólidos	Humedad Inicial	Humedad Final	Rel. vacíos Inicial	Rel. vacíos Final	Grado sat. Inicial	Grado sat. Final	Carga de Preconsol.
-	%	%	--	--	%	%	kg/cm <sup>2</sup>
2.419	112.38	95.16	2.729	2.251	99	102	N.D.

De modo que el sitio con el se desfilan los pedregales, puede ser que se presenten problemas diversos como los que se ven en la ciudad de México y principalmente debido a la presencia de arcillas, razón por la cual mencionamos en esta parte una descripción de los diferentes tipos que existen y que pueden presentarse en el sitio y provocar diversos problemas.

**Arcilla.** Se le da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con el agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado aunque en no pocas ocasiones contienen también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar. De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

El caolínico (del nombre chino Kau-ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caolínicas están formadas por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce desde luego a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.

El montmorillonítico (que debe su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina aluminica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus retículas lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.

El illítico (que deben su nombre a Illinois, U. S. A) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmorilloníticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmorilloníticas.

En general las arcillas, ya sean caolínicas, montmorilloníticas o illíticas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza fisico-química.



# ANEXO 2

Levantamiento Topográfico

ALINEAMIENTO VERTICAL

PCV CAD/ELV	PIV CAD/ELV	PIV CAD/LLV	L. CURVA	PENDIENTE DE SALIDA	TV (TRC)
7860.00 2579.26	7800.00 2579.20	7900.00 2579.15	40.00	-0.23 %	20.00
7920.00 2579.11	7940.00 2579.06	7960.00 2579.00	40.00	-0.30 %	20.00
7980.00 2578.94	8000.00 2578.88	8020.00 2578.82	40.00	-0.30 %	0.00
8020.00 2578.82	8040.00 2578.76	8060.00 2578.69	40.00	-0.35 %	20.00
8080.00 2578.62	8100.00 2578.55	8120.00 2578.48	40.00	-0.37 %	60.00
8180.00 2578.25	8200.00 2578.18	8220.00 2578.07	40.00	-0.53 %	20.00
8240.00 2577.97	8260.00 2577.86	8280.00 2577.75	40.00	-0.55 %	20.00
8300.00 2577.64	8320.00 2577.53	8340.00 2577.44	40.00	-0.48 %	40.00
8380.00 2577.24	8400.00 2577.15	8420.00 2577.05	40.00	-0.48 %	20.00
8440.00 2576.96	8460.00 2576.86	8480.00 2576.80	40.00	-0.30 %	20.00
8500.00 2576.74	8520.00 2576.68	8540.00 2576.57	40.00	-0.53 %	20.00
8560.00 2576.47	8580.00 2576.36	8600.00 2576.27	40.00	-0.45 %	20.00
8620.00 2576.18	8640.00 2576.09	8660.00 2576.00	40.00	-0.47 %	20.00
8680.00 2575.90	8700.00 2575.81	8720.00 2575.77	40.00	-0.18 %	0.00
8720.00 2575.78	8740.00 2575.74	8760.00 2575.65	40.00	-0.43 %	20.00
8780.00 2575.57	8800.00 2575.48	8820.00 2575.44	40.00	-0.20 %	20.00
8840.00 2575.40	8860.00 2575.36	8880.00 2575.31	40.00	-0.23 %	20.00
8900.00 2575.27	8920.00 2575.22	8940.00 2575.14	40.00	-0.42 %	0.00
8940.00 2575.14	8960.00 2575.05	8980.00 2574.99	40.00	-0.30 %	0.00
8940.00 2574.39	9000.00 2574.93	9020.00 2574.85	40.00	-0.40 %	0.00
9020.00 2574.25	9040.00 2574.77	9060.00 2574.70	40.00	-0.23 %	0.00

1. 1  
 1. 2  
 1. 3  
 1. 4  
 1. 5  
 1. 6  
 1. 7  
 1. 8  
 1. 9  
 1. 10  
 1. 11  
 1. 12  
 1. 13  
 1. 14  
 1. 15  
 1. 16  
 1. 17  
 1. 18  
 1. 19  
 1. 20  
 1. 21  
 1. 22  
 1. 23  
 1. 24  
 1. 25  
 1. 26  
 1. 27  
 1. 28  
 1. 29  
 1. 30  
 1. 31  
 1. 32  
 1. 33  
 1. 34  
 1. 35  
 1. 36  
 1. 37  
 1. 38  
 1. 39  
 1. 40  
 1. 41  
 1. 42  
 1. 43  
 1. 44  
 1. 45  
 1. 46  
 1. 47  
 1. 48  
 1. 49  
 1. 50  
 1. 51  
 1. 52  
 1. 53  
 1. 54  
 1. 55  
 1. 56  
 1. 57  
 1. 58  
 1. 59  
 1. 60  
 1. 61  
 1. 62  
 1. 63  
 1. 64  
 1. 65  
 1. 66  
 1. 67  
 1. 68  
 1. 69  
 1. 70  
 1. 71  
 1. 72  
 1. 73  
 1. 74  
 1. 75  
 1. 76  
 1. 77  
 1. 78  
 1. 79  
 1. 80  
 1. 81  
 1. 82  
 1. 83  
 1. 84  
 1. 85  
 1. 86  
 1. 87  
 1. 88  
 1. 89  
 1. 90  
 1. 91  
 1. 92  
 1. 93  
 1. 94  
 1. 95  
 1. 96  
 1. 97  
 1. 98  
 1. 99  
 1. 100

ALINEAMIENTO VERTICAL

PCV CAD/ELV	PIV CAD/LLV	P1V CAD/ELV	L. CURVA	PENDIENTE DE SALIDA	TV LIBRE
9060.00 2574.71	9090.00 2574.66	9100.00 2574.61	40.00	-0.25 %	0.00
9100.00 2574.61	9120.00 2574.56	9140.00 2574.56	40.00	-0.03 %	0.00
9140.00 2574.55	9160.00 2574.55	9180.00 2574.47	40.00	-0.40 %	0.00
9180.00 2574.47	9200.00 2574.39	9220.00 2574.28	40.00	-0.52 %	0.00
9220.00 2574.28	9240.00 2574.18	9260.00 2574.09	40.00	-0.42 %	0.00
9260.00 2574.09	9280.00 2574.01	9300.00 2573.95	40.00	-0.33 %	0.00
9300.00 2573.94	9320.00 2573.88	9340.00 2573.84	40.00	-0.21 %	40.00
9380.00 2573.75	9400.00 2573.71	9420.00 2573.67	40.00	-0.22 %	0.00
9420.00 2573.67	9440.00 2573.62	9460.00 2573.59	40.00	-0.13 %	20.00
9480.00 2573.57	9500.00 2573.54	9520.00 2573.50	40.00	-0.18 %	40.00
9560.00 2573.44	9580.00 2573.40	9600.00 2573.35	40.00	-0.23 %	20.00
9620.00 2573.31	9640.00 2573.26	9660.00 2573.25	40.00	-0.03 %	20.00
9680.00 2573.25	9700.00 2573.24	9720.00 2573.24	40.00	0.00 %	0.00
9720.00 2573.24	9740.00 2573.24	9760.00 2573.26	40.00	0.12 %	21.50
9781.50 2573.29	9781.50 2573.29	9781.50 2573.29			

WINN-DIXIE STORES

PCV CAD/LLV	PIV CAD/LLV	PIV CAD/LLV	COVA	PLMPT. ST DL. SURETY	IV L'ORS
7600.00 2579.26	7880.00 2579.20	7900.00 2579.15	40.00	-0.25 %	20.00
7920.00 2579.11	7940.00 2579.06	7960.00 2579.00	40.00	-0.30 %	20.00
7980.00 2578.94	8000.00 2578.88	8020.00 2578.82	40.00	-0.30 %	0.00
8020.00 2578.82	8040.00 2578.76	8060.00 2578.69	40.00	-0.35 %	20.00
8080.00 2578.62	8100.00 2578.55	8120.00 2578.48	40.00	-0.37 %	60.00
8180.00 2578.25	8200.00 2578.18	8220.00 2578.07	40.00	-0.53 %	20.00
8240.00 2577.97	8260.00 2577.86	8280.00 2577.75	40.00	-0.55 %	20.00
8300.00 2577.64	8320.00 2577.53	8340.00 2577.44	40.00	-0.48 %	40.00
8380.00 2577.24	8400.00 2577.15	8420.00 2577.05	40.00	-0.48 %	20.00
8440.00 2576.96	8460.00 2576.86	8480.00 2576.80	40.00	-0.30 %	20.00
8500.00 2576.74	8520.00 2576.68	8540.00 2576.57	40.00	-0.53 %	20.00
8560.00 2576.47	8580.00 2576.36	8600.00 2576.27	40.00	-0.45 %	20.00
8620.00 2576.38	8640.00 2576.09	8660.00 2576.00	40.00	-0.47 %	20.00
8680.00 2575.90	8700.00 2575.81	8720.00 2575.77	40.00	-0.18 %	0.00
8720.00 2575.78	8740.00 2575.74	8760.00 2575.65	40.00	-0.43 %	20.00
8780.00 2575.57	8800.00 2575.48	8820.00 2575.44	40.00	-0.20 %	20.00
8840.00 2575.40	8860.00 2575.36	8880.00 2575.31	40.00	-0.23 %	20.00
8900.00 2575.27	8920.00 2575.22	8940.00 2575.14	40.00	-0.42 %	0.00
8940.00 2575.14	8960.00 2575.05	8980.00 2574.99	40.00	-0.30 %	60.00
8980.00 2574.99	9000.00 2574.93	9020.00 2574.85	40.00	-0.40 %	0.00
9020.00 2574.85	9040.00 2574.77	9060.00 2574.72	40.00	-0.25 %	0.00

COMPARATIVO DE COSTOS Y OPORTUNIDAD

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	PRECIO UNITARIO	TOTAL	PRECIO UNITARIO	TOTAL	PRECIO UNITARIO	TOTAL
6520.00	2503 41	-0.26	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.76	4.54	0.17	0.17
6840.00	2503 33	-0.25	0.50	0.50	0.50	1.1	4.52	4.76	4.55	0.18	0.18
6860.00	2503 27	-0.25	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.52	4.52	0.00	0.00
	2503 02		-0.10	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.59	-0.15		
SUPRESION DE PROYECTO DE SECCIONES DLL KM 6800.00 AL KM 7540.00 POR AEROPUERTO											
7560.00	2580 52	-0.32	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.76	4.76		
	2500 20		-0.15	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.32		
7580.00	2500 45	-0.32	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.11		
	2500 13		-0.16	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.55		
7600.00	2580 38	-0.31	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.87	4.87		
	2580 07		-0.15	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.39		
7620.00	2580 27	-0.26	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.15		
	2580 01		-0.19	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.58		
7640.00	2560 24	-0.30	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.16		
	2579 94		-0.19	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.50		
7660.00	2580 20	-0.32	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.01		
	2579 83		0.15	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.48		
7680.00	2580 12	-0.31	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.47		
	2579 81		-0.18	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.79		
7700.00	2580 02	-0.28	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.92	4.92		
	2579 74		-0.18	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.16		
7720.00	2580 01	-0.36	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.96		
	2579 65		-0.14	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-0.45		
7740.00	2579 94	-0.36	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.71	4.71		
	2579 58		0.12	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.28		
7760.00	2579 91	-0.39	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.86	6.03		
	2579 52		-0.09	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.16		
7780.00	2579 85	-0.38	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	6.01		
	2579 47		-0.09	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.15		
7800.00	2579 78	-0.36	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.98		
	2579 42		-0.11	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.13		
7820.00	2579 73	-0.36	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	6.09		
	2579 37		-0.12	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.21		
7840.00	2579 68	-0.37	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.93		
	2579 31		-0.10	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.10		
7860.00	2579 60	-0.34	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.60	4.60		
	2579 26		-0.13	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.21		
7880.00	2579 55	-0.35	0.50	0.50	0.50	1.3	4.76	4.80	5.02		
	2579 20		-0.13	0.50	0.50	0.00	-0.10	-0.01	0.43		
7900.00	2579 57	-0.42	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.52	4.52		
	2579 15		-0.07	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.16		
7920.00	2579 51	-0.40	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.43	4.43		
	2579 11		-0.08	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.10		
7940.00	2579 43	-0.37	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.58	4.58		
	2579 06		-0.11	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.19		
7960.00	2579 35	-0.35	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.61	4.61		
	2579 00		-0.13	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.39	-0.22		
7980.00	2579 28	-0.34	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.85		
	2578 94		-0.13	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.04		
8000.00	2579 21	-0.33	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	5.83		
	2578 88		-0.14	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.03		
8020.00	2579 18	-0.36	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	6.29		
	2578 82		-0.12	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.34		
8040.00	2579 13	-0.37	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	6.16		
	2578 76		-0.11	0.50	0.50	0.00	-0.09	-0.40	-1.25		

СРЕДНЕЕ ПОСРЕДСТВО НА ПЕРИОД ОТ 1970 ДО 1979 ГОДИНИ

СТАТИЯ	ЕДИНИЦА	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	СРЕДНО
8060.00	2577.32	0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.68	
	2578.69		-0.17		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		-0.76	
8080.00	2578.96	-0.34	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.67	4.67	
	2579.67		-0.16		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		-0.25	
8100.00	2579.90	-0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	5.14	
	2579.55		-0.13		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.57	
8120.00	2578.83	-0.35	0.50	0.13	0.50	0.00	1.1	4.42	4.88	4.88	6.26	
	2578.48		0.50		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-1.32	
8140.00	2578.78	-0.38	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	6.45	
	2578.40		-0.12		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-1.44	
8160.00	2578.74	-0.41	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.63	
	2578.33		-0.08		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		-0.23	
8180.00	2578.66	-0.41	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	6.51	
	2578.25		-0.08		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-1.48	
8200.00	2578.53	-0.36	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.94	
	2578.17		-0.13		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.44	
8220.00	2578.40	-0.33	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.82	
	2578.07		0.16		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.36	
8240.00	2578.30	-0.33	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.83	
	2577.97		0.16		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.36	
8260.00	2578.20	-0.34	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.67	
	2577.86		-0.15		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		-0.25	
8280.00	2578.05	-0.30	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.88	
	2577.75		-0.20		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.40	
8300.00	2577.98	-0.34	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.67	
	2577.64		-0.15		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		-0.25	
8320.00	2577.87	-0.34	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.82	
	2577.53		-0.15		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.36	
8340.00	2577.80	-0.37	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	5.16	
	2577.43		-0.14		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.58	
8360.00	2577.69	-0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.96	
	2577.34		-0.15		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.45	
8380.00	2577.59	-0.35	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.80	
	2577.24		-0.15		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.34	
8400.00	2577.51	-0.36	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.94	
	2577.15		-0.13		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.44	
8420.00	2577.36	-0.31	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.87	
	2577.05		-0.19		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.39	
8440.00	2577.27	-0.31	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	5.06	
	2576.96		-0.17		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.52	
8460.00	2577.18	-0.31	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	5.00	
	2576.87		-0.17		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.48	
8480.00	2577.16	-0.36	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.94	
	2576.80		-0.14		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.22	
8500.00	2577.11	-0.37	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.83	
	2576.74		-0.12		-0.30	0.00		-0.09	-0.39		4.62	
8520.00	2577.05	-0.38	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.62	
	2576.67		-0.11		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.36	
8540.00	2576.90	-0.33	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.91	
	2576.57		-0.19		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.42	
8560.00	2576.76	-0.29	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.86	
	2576.47		-0.18		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		4.92	
8580.00	2576.64	-0.28	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.87	
	2576.36		-0.20		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.42	
8600.00	2576.56	-0.29	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.87	
	2576.27		-0.19		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.39	
8620.00	2576.48	-0.30	0.50	0.50	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88	4.88	4.96	
	2576.18		-0.18		-0.30	0.00		-0.09	-0.40		-0.45	

НОЈА NO. 9  
29 -01 -1979

GEOMETRIA DEL NOCION GENERAL DE CONSTRUCCION

ELEVACION	EL TA EL JB	H	[A] [B] [C] [D]				K	P.M. A.C.C.	A	B	[A] [B] [C] [D]	C
			E	D	C	B						
8640.00	2576.36	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.87				4.87	
	2576.09		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.39	
8660.00	2576.27	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.00	
	2576.00		-0.20			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.48	
8680.00	2576.17	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.01	
	2575.90		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.48	
8700.00	2576.10	-0.28	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.00	
	2575.82		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.47	
8720.00	2576.08	-0.30	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.95	
	2575.78		-0.18			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.44	
8740.00	2576.01	-0.28	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.99	
	2575.73		-0.20			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.47	
8760.00	2575.91	-0.26	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.00	
	2575.65		-0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.40	
8780.00	2575.84	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.00	
	2575.57		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.48	
8800.00	2575.78	-0.29	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.80	
	2575.49		-0.19			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.21	
8820.00	2575.76	-0.32	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.56	
	2575.44		-0.20			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.18	
8840.00	2575.73	-0.33	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.66	
	2575.40		-0.16			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.25	
8860.00	2575.70	-0.34	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.64	
	2575.36		-0.15			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.24	
8880.00	2575.66	-0.35	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.63	
	2575.31		-0.15			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.13	
8900.00	2575.58	-0.31	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.81	
	2575.27		-0.16			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.35	
8920.00	2575.52	-0.31	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.94	
	2575.21		-0.18			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.44	
8940.00	2575.41	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.14	
	2575.14		-0.20			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.37	
8960.00	2575.27	-0.21	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.10	
	2575.06		-0.24			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.34	
8980.00	2575.31	-0.32	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.06	
	2574.99		-0.15			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.52	
9000.00	2575.25	-0.32	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.89	
	2574.93		-0.16			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.40	
9020.00	2575.12	-0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.07	
	2574.85		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.52	
9040.00	2575.04	-0.26	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.20	
	2574.78		-0.21			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.61	
9060.00	2576.06	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.50	
	2574.71		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.14	
9080.00	2574.90	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.51	
	2574.66		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.15	
9100.00	2575.88	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.52	
	2575.64		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.14	
9120.00	2574.82	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.53	
	2574.58		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.16	
9140.00	2575.80	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.54	
	2574.54		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.16	
9160.00	2574.74	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.55	
	2574.50		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.17	
9180.00	2574.68	0.27	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				4.56	
	2574.44		0.22			-0.30	0.00	-0.09	-0.39		-0.21	
9200.00	2574.62	-0.30	0.50	0.50	1.1	4.42	4.88				5.27	
	2574.38		0.15			-0.30	0.00	-0.09	-0.40		-0.65	

INDJA No. 10  
29 III - 1999

1000000  
1000000

COGNITIVE SECTION OF THE CONNECTION

STATION	LE IN LE SW	P	L		L		L		L		L		L		L		L	
			L	D	L	D	L	D	L	D	L	D	L	D	L	D	L	D
9220.00	2574.64	-0.35	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.56						4.56
	2574.28		-0.12					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						-0.13
9240.00	2574.53	-0.34	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						5.27
	2574.19		-0.15					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						4.61
9260.00	2574.42	-0.32	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.60						-0.66
	2574.09		-0.16					-0.30	0.00		4.42	4.65						4.61
9280.00	2574.37	-0.36	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.65						-0.21
	2574.01		-0.12					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.65
9300.00	2574.34	-0.40	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.74						-0.24
	2573.94		-0.09					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.74
9320.00	2573.94	-0.35	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.80						-0.30
	2574.24		-0.13					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						4.80
9340.00	2574.21	-0.37	0.50					0.50	0.50	1.3	4.76	4.80						-0.35
	2573.84		-0.11					-0.30	0.00		-0.10	-0.01						5.02
9360.00	2574.19	-0.40	0.50					0.50	0.50	1.3	4.76	4.30						0.44
	2573.79		-0.09					-0.30	0.00		-0.10	-0.01						5.09
9380.00	2574.73	-0.38	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.47						-0.40
	2573.75		-0.11					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.60
9400.00	2574.10	-0.39	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.60						-0.12
	2573.71		-0.10					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.60
9420.00	2574.05	-0.39	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.57						-0.21
	2573.67		-0.10					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.57
9440.00	2573.98	-0.36	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.50						-0.19
	2573.62		-0.12					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.50
9460.00	2573.85	-0.28	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.46						-0.14
	2573.59		-0.20					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.46
9480.00	2573.84	-0.27	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.70						-0.11
	2573.57		-0.19					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.70
9500.00	2573.81	-0.27	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.56						-0.28
	2573.54		-0.19					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.56
9520.00	2573.77	-0.26	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.51						-0.18
	2573.51		-0.21					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.51
9540.00	2573.77	-0.30	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.15
	2573.47		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.24
9560.00	2573.70	-0.27	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.44						-0.64
	2573.43		-0.18					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.44
9580.00	2573.65	-0.25	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.11
	2573.40		-0.20					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.28
9600.00	2573.65	-0.30	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.65
	2573.35		-0.13					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.14
9620.00	2573.62	-0.31	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.57
	2573.31		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.11
9640.00	2573.58	-0.31	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.55
	2573.27		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.04
9660.00	2573.51	-0.26	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.66						-0.50
	2573.25		-0.21					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.46
9680.00	2573.52	-0.27	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.11
	2573.25		-0.19					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.14
9700.00	2573.52	-0.28	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.57
	2573.24		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.13
9720.00	2573.51	-0.27	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.88						-0.56
	2573.24		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						5.27
9740.00	2573.53	-0.28	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.49						-0.66
	2573.25		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.49
9760.00	2573.54	-0.28	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.62						-0.13
	2573.26		-0.17					-0.30	0.00		-0.09	-0.39						4.62
9780.00	2573.59	-0.30	0.50					0.50	0.50	1.1	4.42	4.81						-0.22
	2573.29		-0.16					-0.30	0.00		-0.09	-0.40						4.81
																		-0.35

HOJA No. 11  
27 -01 -1997



1  
 2  
 3  
 4  
 5  
 6  
 7  
 8  
 9  
 10  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41  
 42  
 43  
 44  
 45  
 46  
 47  
 48  
 49  
 50  
 51  
 52  
 53  
 54  
 55  
 56  
 57  
 58  
 59  
 60  
 61  
 62  
 63  
 64  
 65  
 66  
 67  
 68  
 69  
 70  
 71  
 72  
 73  
 74  
 75  
 76  
 77  
 78  
 79  
 80  
 81  
 82  
 83  
 84  
 85  
 86  
 87  
 88  
 89  
 90  
 91  
 92  
 93  
 94  
 95  
 96  
 97  
 98  
 99  
 100

ALINEAMIENTO VERTICAL

PCV CMB/LLV	PIV CMB/CLV	PTV CMB/LLV	L CURVA	PERCENTE DE SCLUBA	TV LIGAL
8420.00 2579.72	8440.00 2579.62	8460.00 2579.56	40.00	-0.30 %	0.00
8460.00 2579.56	8480.00 2579.50	8500.00 2579.46	40.00	-0.22 %	20.00
8520.00 2579.41	8540.00 2579.37	8560.00 2579.27	40.00	-0.50 %	0.00
8560.00 2579.27	8580.00 2579.17	8600.00 2579.05	40.00	-0.57 %	0.00
8600.00 2579.05	8620.00 2578.94	8640.00 2578.94	40.00	0.00 %	0.00
8640.00 2578.94	8660.00 2578.94	8680.00 2578.78	40.00	-0.80 %	0.00
8680.00 2578.78	8700.00 2578.62	8720.00 2578.54	40.00	-0.40 %	0.00
8720.00 2578.54	8740.00 2578.46	8760.00 2578.35	40.00	-0.52 %	0.00
8760.00 2578.35	8780.00 2578.25	8800.00 2578.16	40.00	-0.47 %	0.00
8800.00 2578.16	8820.00 2578.06	8840.00 2577.94	40.00	-0.63 %	0.00
8840.00 2577.94	8860.00 2577.81	8880.00 2577.69	40.00	-0.62 %	20.00
8900.00 2577.56	8920.00 2577.44	8940.00 2577.36	40.00	-0.37 %	0.00
8940.00 2577.36	8960.00 2577.29	8980.00 2577.17	40.00	-0.60 %	0.00
8980.00 2577.17	9000.00 2577.05	9020.00 2576.98	40.00	-0.38 %	0.00
9020.00 2576.98	9040.00 2576.90	9060.00 2576.83	40.00	-0.35 %	0.00
9060.00 2576.83	9080.00 2576.76	9100.00 2576.81	40.00	0.23 %	0.00
9100.00 2576.80	9120.00 2576.85	9140.00 2576.75	40.00	-0.48 %	0.00
9140.00 2576.76	9160.00 2576.66	9180.00 2576.59	40.00	-0.36 %	40.00
9220.00 2576.44	9240.00 2576.37	9260.00 2576.31	40.00	-0.33 %	0.00
9260.00 2576.30	9280.00 2576.24	9300.00 2576.14	40.00	-0.50 %	0.00
9300.00 2576.14	9320.00 2576.04	9340.00 2575.99	40.00	-0.23 %	0.00



SECCIONES TRANSVERSALES

LADO IZQUIERDO		CANTONAMIENTO C L		LADO DERECHO		
-1.70	-1.40	8560.00	5.50	7.60	10.00	
0.15	0.07	2576.76	-0.20	-1.20	0.50	
-1.60	-1.10	8580.00	5.00	7.00	9.50	10.00
0.16	0.05	2576.64	-0.20	-1.10	0.60	0.60
-1.70	-1.00	8600.00	5.50	7.30	10.00	
0.14	0.04	2576.56	-0.20	-1.00	0.50	
-1.70	-0.90	8620.00	6.00	8.00	10.00	
0.16	0.04	2576.48	-0.30	-1.10	0.40	
-1.60	-0.80	8640.00	6.00	7.00	9.00	10.00
0.16	0.03	2576.36	-0.20	-1.10	0.40	0.30
-1.60	-1.30	8660.00	6.00	7.00	9.00	10.00
0.16	0.07	2576.27	-0.30	-1.10	0.50	0.20
-1.50	-1.00	8680.00	6.00	8.00	10.00	
0.16	0.04	2576.17	-0.30	-1.10	0.20	
-1.40	-1.00	8700.00	6.00	8.00	10.00	
0.14	0.02	2576.10	-0.30	-1.00	0.30	
-1.40	-1.00	8720.00	6.00	8.00	10.00	
0.12	0.04	2576.03	-0.30	-1.00	0.20	
-1.40	-0.80	8740.00	6.00	7.00	10.00	
0.16	0.03	2576.01	-0.30	-1.20	0.30	
-1.50	-1.00	8760.00	6.20	7.80	10.00	
0.13	0.04	2575.91	-0.20	-1.10	0.20	
-1.40	-1.00	8780.00	6.00	8.00	10.00	
0.12	0.04	2575.84	-0.30	-1.20	0.30	
-1.50	-1.00	8800.00	6.00	8.00	9.50	10.00
0.13	0.04	2575.78	0.00	-1.10	0.20	0.20
-1.50	-1.10	8820.00	6.00	8.00	9.30	10.00
0.11	0.05	2575.76	0.00	-0.10	0.20	0.20
-1.50	-1.00	8840.00	6.00	8.20	10.00	
0.08	0.02	2575.73	-0.10	-1.20	-1.00	
-1.50	-1.00	8860.00	6.00	8.00	10.00	
0.09	0.02	2575.70	-0.10	-1.50	-1.10	
-1.50	-1.00	8880.00	6.00	8.00	10.00	
0.10	0.01	2575.66	-0.10	-1.40	0.20	
-1.50	-1.00	8900.00	6.00	8.00	10.00	
0.14	0.05	2575.58	-0.20	-1.40	-0.20	
-1.50	-1.00	8920.00	6.00	8.00	10.00	
0.13	0.03	2575.52	-0.30	-1.30	-1.00	
-1.60	-1.00	8940.00	6.00	8.00	10.00	
0.16	0.05	2575.41	-0.40	-1.40	-1.00	

# ANEXO 3

Datos estructurales



1. MEMBRAS  
 2. LOAD 1 CARGA VIVA  
 3. JOINT LOAD  
 4. 1 4 5 8 10 12 TO 15 FY 12947  
 5. MEMBER LOAD  
 6. 1 TO 5 CON GY -1.672 440. 0  
 7. 6 TO 15 UNI GY -28.4  
 8. 16 TO 25 UNI GY -64.38  
 9. LOAD 2 CARGA VIVA  
 10. JOINT LOAD  
 11. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FY -12947.  
 12. LOAD 3 FRENAJE  
 13. JOINT LOAD  
 14. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FZ 568. MX 190848  
 15. LOAD 4 FUERZA CENTRIFUGA  
 16. LOAD 5 VIENTO SOBRE ESTRUC. ESVIAJE 60 G.  
 17. JOINT LOAD  
 18. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FZ 358. MX 33294.  
 19. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 319. MZ 29684.  
 20. MEMBER LOAD  
 21. 1 TO 5 CON GX 507. 540. 0.  
 22. 1 TO 5 CON GZ 926.2 573. 0.  
 23. LOAD 6 VIENTO SOBRE C.V. ESVIAJE 60 G.  
 24. JOINT LOAD  
 25. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FZ 119. MX 38080.  
 26. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 106.1 MZ 33944.  
 27. LOAD 7 VIENTO SOBRE ESTRUC. ESVIAJE 0 G.  
 28. JOINT LOAD  
 29. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 938. MZ 87263.  
 30. MEMBER LOAD  
 31. 1 TO 5 CON GX 1014. 540. 0.  
 32. LOAD 8 VIENTO SOBRE C.V. ESVIAJE 0 G.  
 33. JOINT LOAD  
 34. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 310. MZ 99122.  
 35. LOAD 9 SISMO EN Z (LONGITUDINAL)  
 36. JOINT LOAD  
 37. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FZ 3497.  
 38. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FZ 536.0  
 39. MEMBER LOAD  
 40. 1 TO 5 CON GZ 1615. 490. 0.  
 41. LOAD 10 SISMO EN X (TRANSVERSAL)  
 42. JOINT LOAD  
 43. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 2331.  
 44. 2 4 6 8 10 12 TO 15 FX 358.  
 45. MEMBER LOAD  
 46. 1 TO 5 CON GX 1077. 490. 0.  
 47. LOAD COMB 11 GRUPO I (F=100%)  
 48. 1 1. 2 1.  
 49. LOAD COMB 12 GRUPO III (F=125%) VIENTO A 60 G.  
 50. 1 0.8 2 0.8 3 0.8 4 0.8 5 0.24 6 0.8  
 51. LOAD COMB 13 GRUPO III (F=125%) VIENTO A 0 G.  
 52. 1 0.8 2 0.8 3 0.8 4 0.8 7 0.24 8 0.8  
 53. LOAD COMB 14 GRUPO VII (F=133%) SISMO LONGITUDINAL  
 54. 1 0.752 9 0.752 10 0.23  
 55. LOAD COMB 15 GRUPO VII (F=133%) SISMO TRANSVERSAL  
 56. 1 0.752 9 0.23 10 0.752

PROGRAM OUTPUT

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 22/ 25/ 11  
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 17/ 3  
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 10, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 90  
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 1782 DOUBLE PREC. WORDS  
REQRD/AVAIL. DISK SPACE = 12.07/ 145.7 MB, EXMEM = 31.68 MB

++ PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX. 13: 0:58  
++ PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX. 13: 0:58  
++ PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION. 13: 0:58  
++ CALCULATING JOINT DISPLACEMENTS. 13: 0:58  
++ CALCULATING MEMBER FORCES. 13: 0:58

100. LOAD LIST 11 12 13 14 15  
101. PRINT MEMBER FORCES ALL

ALL UNITS ARE IN TONS METRIC

MEMBER	LOAD	PT	AXIAL	SEPAR-Y	S SEPAR-Z	ROTATION	MOMENT	TORQUE
1	11	1	75.54	-2.79	0.00	0.00	0.00	-10.36
		2	-62.87	2.79	0.00	0.00	0.00	-11.93
	12	1	60.10	-1.87	-1.39	0.12	13.85	-6.85
		2	-49.97	1.99	1.17	-0.12	-3.20	-8.43
	13	1	59.55	-1.28	-0.84	0.09	9.29	-4.43
		2	-49.42	1.52	0.84	-0.09	-2.55	-6.42
	14	1	39.68	-0.31	-6.54	0.46	48.92	-0.72
		2	-30.15	0.56	5.32	-0.46	-0.39	-2.56
	15	1	34.77	2.27	-2.00	0.14	14.96	10.00
		2	-25.24	-1.46	1.63	-0.14	-0.12	5.67
2	11	3	93.16	-1.24	0.00	0.00	0.00	-5.05
		4	-80.49	1.24	0.00	0.00	0.00	-4.89
	12	3	74.49	-0.55	-1.35	0.08	13.86	-2.31
		4	-64.35	0.68	1.13	-0.08	-3.58	-2.45
	13	3	74.44	0.17	-0.80	0.06	9.28	0.60
		4	-64.30	0.07	0.80	-0.06	-2.86	0.16
	14	3	50.70	0.83	-6.74	0.29	49.97	3.24
		4	-41.17	-0.58	5.53	-0.29	0.21	2.60
	15	3	50.53	4.17	-2.06	0.09	15.28	16.55
		4	-41.00	-3.36	1.69	-0.09	0.06	14.27
3	11	5	92.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		6	-80.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	5	74.32	0.47	-1.35	0.00	13.91	1.84
		6	-64.18	-0.34	1.12	0.00	-3.64	1.57
	13	5	74.32	1.24	-0.80	0.00	9.31	4.94
		6	-64.18	-1.00	0.80	0.00	-2.91	4.34
	14	5	50.72	1.58	-6.81	0.00	50.33	6.33
		6	-41.19	-1.33	5.59	0.00	0.36	5.56
	15	5	50.72	5.17	-2.08	0.00	15.39	20.68
		6	-41.19	-4.36	1.71	0.00	0.11	18.19
4	11	7	93.16	1.24	0.00	0.00	0.00	5.05
		8	-80.49	-1.24	0.00	0.00	0.00	4.89
	12	7	74.56	1.43	-1.35	-0.08	13.86	5.77
		8	-64.42	-1.31	1.13	0.08	-3.58	5.38
	13	7	74.61	2.16	-0.80	-0.06	9.28	8.67
		8	-64.48	-1.92	0.80	0.06	-2.86	7.98
	14	7	50.85	2.12	-6.74	-0.29	49.97	8.49
		8	-41.32	-1.87	5.53	0.29	0.21	7.70
	15	7	51.02	5.46	-2.06	-0.09	15.28	21.80
		8	-41.49	-4.65	1.69	0.09	0.06	19.37
5	11	9	75.54	2.79	0.00	0.00	0.00	10.36
	10	-62.87	-2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	11.93



MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z	
12	9	9	60.76	2.59	-1.39	-0.12	13.35	9.75	
		10	-50.82	-2.47	1.17	0.12	-3.20	10.66	
	13	9	61.31	3.18	-0.84	-0.09	9.29	12.14	
		10	-51.17	-2.94	0.84	0.09	-2.55	12.66	
	14	9	44.00	2.59	-6.54	-0.46	48.92	10.16	
		10	-34.47	-2.34	5.32	0.46	-0.39	9.81	
15	9	48.91	5.18	-2.00	-0.14	14.96	20.87		
	10	-39.38	-4.37	1.63	0.14	-0.12	18.04		
6	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2	0.00	1.76	0.00	0.00	0.00	-0.55	
12	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2	0.00	1.41	0.00	0.00	0.00	-0.44	
13	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2	0.00	1.41	0.00	0.00	0.00	-0.44	
14	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	-0.41	
15	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	-0.41	
7	11	2	2.79	24.04	0.00	0.00	0.00	12.48	
		12	-2.79	-20.32	0.00	0.00	0.00	16.63	
	12	2	2.15	18.91	-0.54	-1.29	0.12	9.21	
		12	-2.15	-15.92	0.54	1.29	0.58	13.65	
	13	2	1.99	18.36	-0.39	-1.02	0.09	7.86	
		12	-1.99	-15.37	0.39	1.02	0.42	14.27	
	14	2	1.18	10.69	-2.29	-0.39	0.46	2.97	
		12	-1.18	-7.88	2.29	0.39	2.54	9.21	
	15	2	0.56	5.78	-0.70	-0.12	0.14	-5.26	
		12	-0.56	-2.97	0.70	0.12	0.78	11.00	
	8	11	12	2.79	-16.75	0.00	0.00	0.00	-16.63
			4	-2.79	20.48	0.00	0.00	0.00	-7.80
12		12	2.31	-13.73	0.10	0.62	-0.58	-13.31	
		4	-2.31	16.71	-0.10	-0.62	0.45	-6.67	
13		12	2.47	-14.28	0.07	0.50	-0.42	-13.27	
		4	-2.47	17.26	-0.07	-0.50	0.34	-7.43	
14		12	1.80	-10.25	0.74	-0.39	-2.54	-9.21	
		4	-1.80	13.06	-0.74	0.39	1.57	-6.09	
15		12	2.58	-15.16	0.23	-0.12	-0.78	-11.00	
		4	-2.58	17.97	-0.23	0.12	0.48	-10.74	
9	11	4	4.03	22.94	0.00	0.00	0.00	12.69	
		13	-4.03	-19.21	0.00	0.00	0.00	14.98	
	12	4	3.15	17.99	-0.39	-1.05	-0.38	9.46	
		13	-3.15	-15.01	0.39	1.05	0.89	12.19	
	13	4	3.01	17.38	-0.28	-0.83	-0.28	8.28	
13		-3.01	-14.40	0.28	0.83	0.65	12.58		

ALL UNITS ARE -- HUNDREDS

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
14	4	13	1.84	9.98	-1.75	-0.18	-1.78	3.49
		13	-1.84	-7.18	1.75	0.18	3.58	7.77
	15	4	1.25	4.90	-0.54	-0.05	-0.39	-3.53
		13	-1.25	-2.10	0.54	0.05	1.09	8.12
10	11	13	4.03	-17.85	0.00	0.00	0.00	-14.98
		6	-4.03	21.58	0.00	0.00	0.00	-10.90
	12	13	3.31	-14.65	0.24	0.86	-0.89	-11.85
		6	-3.31	17.63	-0.24	-0.86	0.57	-9.33
	13	13	3.48	-15.25	0.17	0.69	-0.65	-11.58
		6	-3.48	18.23	-0.17	-0.69	0.42	-10.39
	14	13	2.46	-10.96	1.28	-0.18	-3.58	-7.77
		6	-2.46	13.77	-1.28	0.18	1.90	-8.46
	15	13	3.27	-16.04	0.39	-0.05	-1.09	-8.12
6		-3.27	18.84	-0.39	0.05	0.58	-14.77	
11	11	6	4.03	21.58	0.00	0.00	0.00	10.90
		14	-4.03	-17.85	0.00	0.00	0.00	14.98
	12	6	3.13	16.90	-0.24	-0.86	-0.57	8.11
		14	-3.13	-13.92	0.24	0.86	0.89	12.11
	13	6	2.96	16.30	-0.17	-0.69	-0.42	7.05
		14	-2.96	-13.31	0.17	0.69	0.65	12.38
	14	6	1.74	9.29	-1.28	0.18	-1.90	2.90
		14	-1.74	-6.49	1.28	-0.18	3.58	7.45
	15	6	0.93	4.21	-0.39	0.05	-0.58	-3.41
14		-0.93	-1.41	0.39	-0.05	1.09	7.10	
12	11	14	4.03	-19.21	0.00	0.00	0.00	-14.98
		8	-4.03	22.94	0.00	0.00	0.00	-12.69
	12	14	3.29	-15.74	0.39	1.05	-0.89	-11.77
		8	-3.29	18.72	-0.39	-1.05	0.38	-10.84
	13	14	3.43	-16.34	0.28	0.83	-0.65	-11.38
		8	-3.43	19.32	-0.28	-0.83	0.28	-12.02
	14	14	2.36	-11.65	1.75	0.18	-3.58	-7.45
		8	-2.36	14.45	-1.75	-0.18	1.27	-9.68
	15	14	2.95	-16.73	0.54	0.05	-1.09	-7.10
8		-2.95	19.53	-0.54	-0.05	0.39	-16.70	
13	11	8	2.79	20.48	0.00	0.00	0.00	7.80
		15	-2.79	-16.75	0.00	0.00	0.00	16.63
	12	8	2.14	16.05	-0.10	-0.62	-0.45	5.81
		15	-2.14	-13.07	0.10	0.62	0.58	13.31
	13	8	1.99	15.50	-0.07	-0.50	-0.34	5.05
		15	-1.99	-12.52	0.07	0.50	0.42	13.34
	14	8	1.11	8.73	-0.74	0.39	-1.57	1.98
		15	-1.11	-5.93	0.74	-0.39	2.54	7.64
	15	8	0.32	3.82	-0.23	0.12	-0.48	-2.68
15		-0.32	-1.02	0.23	-0.12	0.78	5.81	

WISCONSIN STATE UNIVERSITY

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOMENT	MOMENT
14	11	15	2.79	-20.32	0.00	0.00	0.00	-16.03
		10	-2.79	24.04	0.00	0.00	0.00	-12.48
	12	15	2.30	-16.58	0.54	1.29	-0.58	-12.97
		10	-2.30	19.56	-0.54	-1.29	-0.12	-10.75
	13	15	2.46	-17.13	0.39	1.02	-0.42	-12.34
		10	-2.46	20.11	-0.39	-1.02	-0.09	-12.10
	14	15	1.73	-12.21	2.29	0.39	-2.54	-7.64
		10	-1.73	15.01	-2.29	-0.39	-0.47	-10.22
	15	15	2.35	-17.12	0.70	0.12	-0.78	-5.85
		10	-2.35	19.92	-0.70	-0.12	-0.14	-18.45
15	11	10	0.00	1.76	0.00	0.00	0.00	0.55
		16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	10	0.00	1.41	0.00	0.00	0.00	0.44
		16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	10	0.00	1.41	0.00	0.00	0.00	0.44
		16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	10	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	0.41
		16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	10	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	0.41
		16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	11	17	0.00	22.94	0.00	0.00	0.00	0.00
		1	0.00	-14.89	0.00	0.00	0.00	23.65
	12	17	0.00	18.07	0.05	0.00	0.00	0.00
		1	0.00	-11.63	-0.05	0.00	-0.06	18.56
	13	17	0.00	17.59	0.04	0.00	0.00	0.00
		1	0.00	-11.15	-0.04	0.00	-0.04	17.96
	14	17	0.00	12.23	0.19	0.00	0.00	0.00
		1	0.00	-6.18	-0.19	0.00	-0.23	11.51
	15	17	0.00	9.50	0.06	0.00	0.00	0.00
		1	0.00	-3.45	-0.06	0.00	-0.07	8.10
17	11	1	0.00	-11.60	0.00	0.00	0.00	-13.29
		18	0.00	20.05	0.00	0.00	0.00	-7.48
	12	1	0.00	-9.67	0.05	0.00	-0.06	-11.72
		18	0.00	16.43	-0.05	0.00	0.00	-5.41
	13	1	0.00	-10.33	0.04	0.00	-0.04	-13.53
		18	0.00	17.09	-0.04	0.00	0.00	-4.46
	14	1	0.00	-6.74	0.19	0.00	-0.23	-10.79
		18	0.00	13.09	-0.19	0.00	-0.02	-2.23
	15	1	0.00	-8.79	0.06	0.00	-0.07	-18.09
		18	0.00	15.14	-0.06	0.00	0.00	2.39
18	11	18	0.00	31.38	0.00	0.00	0.00	7.48
		3	0.00	-22.93	0.00	0.00	0.00	28.17

ALL UNITS ARE IN TONS METRIC

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
12	3	3	0.00	24.41	0.02	0.00	0.00	5.41
		3	0.00	-17.65	-0.02	0.00	-0.04	22.19
13	18	3	0.00	23.25	0.02	0.00	0.00	4.46
		3	0.00	-16.49	-0.02	0.00	-0.03	21.63
14	18	3	0.00	15.54	0.09	0.00	0.02	2.23
		3	0.00	-9.19	-0.09	0.00	-0.14	14.00
15	18	3	0.00	10.53	0.03	0.00	0.00	-2.39
		3	0.00	-4.18	-0.03	0.00	-0.04	12.04
19	11	3	0.00	-17.11	0.00	0.00	0.00	-23.12
		19	0.00	25.56	0.00	0.00	0.00	-4.89
12	3	3	0.00	-14.53	0.04	0.00	-0.04	-19.88
		19	0.00	21.29	-0.04	0.00	-0.01	-3.62
13	3	3	0.00	-15.94	0.03	0.00	-0.03	-22.22
		19	0.00	22.70	-0.03	0.00	-0.01	-3.14
14	3	3	0.00	-11.49	0.14	0.00	-0.15	-17.24
		19	0.00	17.84	-0.14	0.00	-0.03	-2.01
15	3	3	0.00	-18.12	0.04	0.00	-0.05	-28.59
		19	0.00	24.48	-0.04	0.00	-0.01	0.63
20	11	19	0.00	27.85	0.00	0.00	0.00	4.89
		5	0.00	-19.40	0.00	0.00	0.00	26.12
12	19	5	0.00	21.36	-0.01	0.00	0.01	3.62
		5	0.00	-14.60	0.01	0.00	0.00	19.97
13	19	5	0.00	19.81	-0.01	0.00	0.01	3.14
		5	0.00	-13.05	0.01	0.00	0.00	18.42
14	19	5	0.00	12.75	-0.03	0.00	0.03	2.01
		5	0.00	-6.40	0.03	0.00	0.01	10.56
15	19	5	0.00	5.28	-0.01	0.00	0.01	-0.63
		5	0.00	1.08	0.01	0.00	0.00	3.38
21	11	5	0.00	-19.40	0.00	0.00	0.00	-26.12
		20	0.00	27.85	0.00	0.00	0.00	-4.89
12	5	5	0.00	-16.44	0.01	0.00	0.00	-21.82
		20	0.00	23.20	-0.01	0.00	-0.01	-4.20
13	5	5	0.00	-17.99	0.01	0.00	0.00	-23.36
		20	0.00	24.75	-0.01	0.00	-0.01	-4.68
14	5	5	0.00	-12.99	0.03	0.00	-0.01	-16.89
		20	0.00	19.34	-0.03	0.00	-0.03	-4.33
15	5	5	0.00	-20.46	0.01	0.00	0.00	-24.06
		20	0.00	26.82	-0.01	0.00	-0.01	-6.96
22	11	20	0.00	25.56	0.00	0.00	0.00	4.89
		7	0.00	-17.11	0.00	0.00	0.00	23.12
12	20	7	0.00	19.61	-0.04	0.00	0.01	4.20
		7	0.00	-12.85	0.04	0.00	0.04	17.11
13	20	7	0.00	18.20	-0.03	0.00	0.01	4.68
		7	0.00	-11.44	0.03	0.00	0.03	14.77

MEMBER END POINTS STRUCTURAL TYPE UNIT

ALL UNITS ARE -- TON MET

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SH-EAR-Y	SH-EAR-Z	TORSION	MO-M Y	MO-M Z
14	20	7	0.00	11.99	-0.14	0.00	0.03	4.33
		7	0.00	-5.64	0.14	0.00	0.15	7.24
15	20	7	0.00	5.36	-0.04	0.00	0.01	6.96
		7	0.00	1.00	0.04	0.00	0.05	-4.10
23	11	7	0.00	-22.93	0.00	0.00	0.00	-28.17
		21	0.00	31.38	0.00	0.00	0.00	-7.48
12	7	7	0.00	-19.04	-0.02	0.00	0.04	-22.88
		21	0.00	25.80	0.02	0.00	0.00	-6.55
13	7	7	0.00	-20.20	-0.02	0.00	0.03	-23.44
		21	0.00	26.96	0.02	0.00	0.00	-7.51
14	7	7	0.00	-13.60	-0.09	0.00	0.14	-15.73
		21	0.00	19.96	0.09	0.00	-0.02	-6.29
15	7	7	0.00	-18.61	-0.03	0.00	0.04	-17.69
		21	0.00	24.97	0.03	0.00	0.00	-10.91
24	11	21	0.00	20.05	0.00	0.00	0.00	7.48
		9	0.00	-11.60	0.00	0.00	0.00	13.29
12	21	9	0.00	15.65	-0.05	0.00	0.00	6.55
		9	0.00	-8.89	0.05	0.00	0.06	9.55
13	21	9	0.00	14.99	-0.04	0.00	0.00	7.51
		9	0.00	-8.23	0.04	0.00	0.04	7.73
14	21	9	0.00	11.29	-0.19	0.00	0.02	6.29
		9	0.00	-4.93	0.19	0.00	0.23	4.35
15	21	9	0.00	9.23	-0.06	0.00	0.00	10.91
		9	0.00	-2.88	0.06	0.00	0.07	-2.95
25	11	9	0.00	-14.89	0.00	0.00	0.00	-23.65
		22	0.00	22.94	0.00	0.00	0.00	0.00
12	9	22	0.00	-12.20	-0.05	0.00	0.06	-19.27
		22	0.00	18.64	0.05	0.00	0.00	0.00
13	9	22	0.00	-12.68	-0.04	0.00	0.04	-19.87
		22	0.00	19.12	0.04	0.00	0.00	0.00
14	9	22	0.00	-8.58	-0.19	0.00	0.23	-14.51
		22	0.00	14.63	0.19	0.00	0.00	0.00
15	9	22	0.00	-11.31	-0.06	0.00	0.07	-17.92
		22	0.00	17.36	0.06	0.00	0.00	0.00

\*\*\*\*\* END OF LATEST ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

102. PRINT SUPPORT REACTIONS

SUPPORT REACTION, -UNIFORM MTL. STRUCTURAL TYPE 1, 2, 3, 4

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
3	11	1.24	53.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.55	42.31	-1.34	-13.86	0.00	0.00
	13	-0.17	42.00	-0.79	-9.28	0.00	0.00
	14	-0.83	30.03	-6.70	-49.97	0.00	0.00
	15	-4.17	28.23	-2.05	-15.28	0.00	0.00
5	11	0.00	54.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	-0.47	43.28	-1.33	-13.91	0.00	0.00
	13	-1.24	43.28	-0.79	-9.31	0.00	0.00
	14	-1.58	31.34	-6.75	-50.33	0.00	0.00
	15	-5.17	31.34	-2.07	-15.39	0.00	0.00
7	11	-1.24	53.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	-1.43	42.67	-1.34	-13.86	0.00	0.00
	13	-2.16	42.97	-0.79	-9.28	0.00	0.00
	14	-2.12	31.61	-6.70	-49.97	0.00	0.00
	15	-5.46	33.41	-2.05	-15.28	0.00	0.00
18	11	0.00	51.43	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	40.84	-0.02	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	40.34	-0.02	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	28.63	-0.09	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	25.67	-0.03	0.00	0.00	0.00
19	11	0.00	53.41	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	42.64	-0.04	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	42.50	-0.03	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	30.59	-0.16	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	29.75	-0.05	0.00	0.00	0.00
20	11	0.00	53.41	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	42.81	-0.04	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	42.95	-0.03	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	31.33	-0.16	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	32.17	-0.05	0.00	0.00	0.00
21	11	0.00	51.43	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	41.45	-0.02	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	41.95	-0.02	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	31.24	-0.09	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	34.20	-0.03	0.00	0.00	0.00
1	11	2.79	49.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	1.87	38.80	-1.39	-13.85	0.00	0.00
	13	1.28	38.08	-0.84	-9.29	0.00	0.00
	14	0.31	26.76	-6.54	-48.92	0.00	0.00
	15	-2.27	22.53	-2.00	-14.96	0.00	0.00
9	11	-2.79	49.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	-2.59	39.68	-1.39	-13.85	0.00	0.00
	13	-3.18	40.40	-0.84	-9.29	0.00	0.00
	14	-2.59	30.49	-6.54	-48.92	0.00	0.00
	15	-5.18	34.72	-2.00	-14.96	0.00	0.00
17	11	0.00	22.94	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	18.07	0.05	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	17.59	0.04	0.00	0.00	0.00

MEMBER REACTION: UNIT REACTION: MEMBER END: 1 2 3 4

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
	14	0.00	12.23	0.19	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	9.50	0.06	0.00	0.00	0.00
22	11	0.00	22.94	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	18.64	0.05	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	19.12	0.04	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	14.63	0.19	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	17.36	0.06	0.00	0.00	0.00

\*\*\*\*\* END OF LATEST ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

103. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL

UNIT DIS PLACEMENTS AND ANGLES OF ROTATION

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	11	0.0000	-0.4785	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	12	0.0000	-0.3786	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	13	0.0000	-0.3715	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	14	0.0000	-0.2611	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	15	0.0000	-0.2198	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
2	11	0.0008	-0.5064	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
	12	0.0257	-0.4007	0.1952	0.0004	0.0000	-0.0002
	13	0.0681	-0.3934	0.1355	0.0003	0.0000	-0.0002
	14	0.0923	-0.2752	0.6114	0.0011	0.0000	-0.0002
	15	0.3007	-0.2319	0.1870	0.0003	0.0000	-0.0003
3	11	0.0000	-0.5058	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	12	0.0000	-0.4029	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	13	0.0000	-0.4000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	14	0.0000	-0.2860	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	15	0.0000	-0.2689	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
4	11	0.0005	-0.5406	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	12	0.0254	-0.4308	0.1978	0.0004	0.0000	-0.0001
	13	0.0678	-0.4279	0.1373	0.0003	0.0000	-0.0001
	14	0.0921	-0.3045	0.6212	0.0011	0.0000	-0.0001
	15	0.3005	-0.2873	0.1900	0.0003	0.0000	-0.0002
5	11	0.0000	-0.5153	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12	0.0000	-0.4122	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	13	0.0000	-0.4122	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	14	0.0000	-0.2984	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.2984	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
6	11	0.0000	-0.5500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12	0.0250	-0.4400	0.1988	0.0004	0.0000	0.0000
	13	0.0674	-0.4400	0.1381	0.0003	0.0000	0.0000
	14	0.0918	-0.3169	0.6249	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.3002	-0.3169	0.1911	0.0003	0.0000	-0.0001
7	11	0.0000	-0.5058	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	12	0.0000	-0.4064	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	13	0.0000	-0.4092	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	14	0.0000	-0.3011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.3182	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
8	11	-0.0005	-0.5406	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	12	0.0246	-0.4342	0.1978	0.0004	0.0000	0.0000
	13	0.0670	-0.4371	0.1373	0.0003	0.0000	0.0000
	14	0.0916	-0.3196	0.6212	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.3000	-0.3368	0.1900	0.0003	0.0000	-0.0001
9	11	0.0000	-0.4785	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	12	0.0000	-0.3871	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	13	0.0000	-0.3942	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	14	0.0000	-0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.3388	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
10	11	-0.0008	-0.5064	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002
	12	0.0243	-0.4095	0.1952	0.0004	0.0000	0.0001
	13	0.0668	-0.4168	0.1355	0.0003	0.0000	0.0001



JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
	11	0.0914	-0.3133	0.6114	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.2998	-0.3565	0.1870	0.0003	0.0000	-0.0001
11	11	0.0000	-0.4958	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
	12	0.0257	-0.3912	0.1945	0.0004	0.0000	-0.0002
	13	0.0681	-0.3822	0.1350	0.0003	0.0000	-0.0002
	14	0.0923	-0.2653	0.6087	0.0011	0.0000	-0.0002
	15	0.3007	-0.2118	0.1862	0.0003	0.0000	-0.0003
12	11	0.0007	-0.5346	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	12	0.0255	-0.4248	0.1967	0.0004	0.0000	-0.0001
	13	0.0680	-0.4200	0.1365	0.0003	0.0000	-0.0001
	14	0.0922	-0.2963	0.6172	0.0011	0.0000	-0.0001
	15	0.3007	-0.2679	0.1888	0.0003	0.0000	-0.0002
13	11	0.0003	-0.5548	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12	0.0252	-0.4430	0.1986	0.0004	0.0000	0.0000
	13	0.0677	-0.4416	0.1379	0.0003	0.0000	0.0000
	14	0.0920	-0.3157	0.6243	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.3004	-0.3075	0.1909	0.0003	0.0000	-0.0001
14	11	-0.0003	-0.5548	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12	0.0248	-0.4446	0.1986	0.0004	0.0000	0.0000
	13	0.0673	-0.4460	0.1379	0.0003	0.0000	0.0000
	14	0.0917	-0.3230	0.6243	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.3002	-0.3312	0.1909	0.0003	0.0000	-0.0001
15	11	-0.0007	-0.5346	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	12	0.0244	-0.4306	0.1967	0.0004	0.0000	0.0001
	13	0.0669	-0.4354	0.1365	0.0003	0.0000	0.0001
	14	0.0915	-0.3213	0.6172	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.3000	-0.3498	0.1888	0.0003	0.0000	-0.0001
16	11	-0.0008	-0.4958	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002
	12	0.0243	-0.4020	0.1945	0.0004	0.0000	0.0001
	13	0.0668	-0.4111	0.1350	0.0003	0.0000	0.0001
	14	0.0914	-0.3124	0.6087	0.0011	0.0000	0.0000
	15	0.2998	-0.3659	0.1862	0.0003	0.0000	-0.0001
17	11	0.0000	-0.4588	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
	12	0.0000	-0.3613	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	13	0.0000	-0.3518	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-0.2446	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	15	0.0000	-0.1901	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
18	11	0.0000	-0.4898	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	12	0.0000	-0.3890	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	13	0.0000	-0.3842	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	14	0.0000	-0.2727	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
	15	0.0000	-0.2445	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0002
19	11	0.0000	-0.5087	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	12	0.0000	-0.4061	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	13	0.0000	-0.4048	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	14	0.0000	-0.2914	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.2834	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
20	11	0.0000	-0.5087	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAT	Y-ROTAT	Z-ROTAT
	12	0.0000	-0.4077	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	13	0.0000	-0.4091	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	14	0.0000	-0.2984	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.3064	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
21	11	0.0000	-0.4898	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	12	0.0000	-0.3947	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	13	0.0000	-0.3995	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	14	0.0000	-0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.3257	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001
22	11	0.0000	-0.4588	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002
	12	0.0000	-0.3728	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	13	0.0000	-0.3823	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
	14	0.0000	-0.2927	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	15	0.0000	-0.3472	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0001

\*\*\*\*\* END OF LATEST ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

104. \*START CONCRETE DESIGN  
 105. \*CODE ACI  
 106. \*FC 250. ALL  
 107. \*FYMAIN 4200. ALL  
 108. \*FYSEC 4200. ALL  
 109. \*MMAG 1.1 MEMB 1 TO 5  
 110. \*TRACK 2. ALL  
 111. \*DESIGN BEAM 6 TO 25  
 112. \*DESIGN COLUMN 1 TO 5  
 113. \*END CONCRETE DESIGN  
 114. FINISH

\*\*\*\*\* END OF STAAD-III \*\*\*\*\*

\*\*\*\* DATE= JUN 10,1999 TIME= 13: 0:59 \*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \* For questions on STAAD-III, contact: \*  
 \* Research Engineers, Inc at \*  
 \* Ph: (714) 974-2500 Fax: (714) 921-2543 \*  
 \*\*\*\*\*

SI-III

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NM = 25

NE = 0

NS = 11

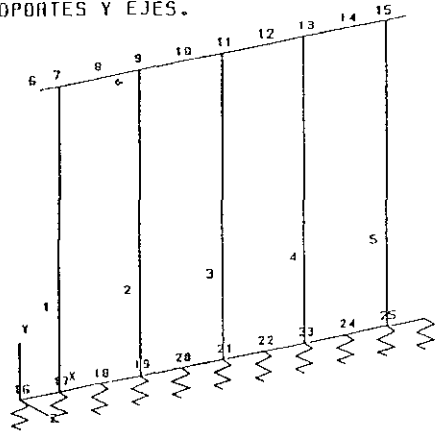
NL = 15

XMAX = 1300.0

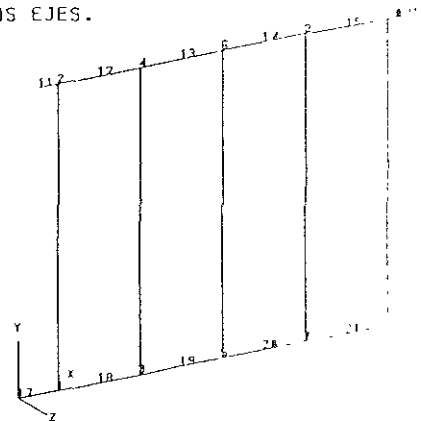
YMAX = 000.0

ZMAX = 0.0

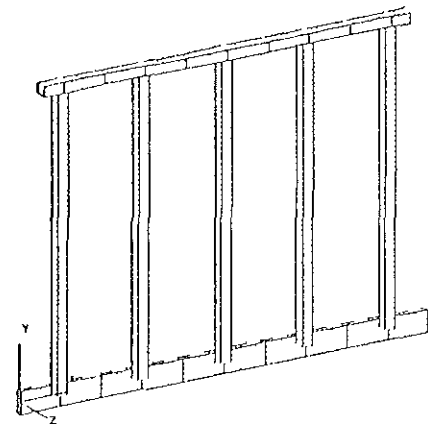
PILA: SE INDICAN NUM. DE ELEM.  
SOPORTES Y EJES.



PILAS: SE MUESTRAN LOS RUDOS Y  
LOS EJES.

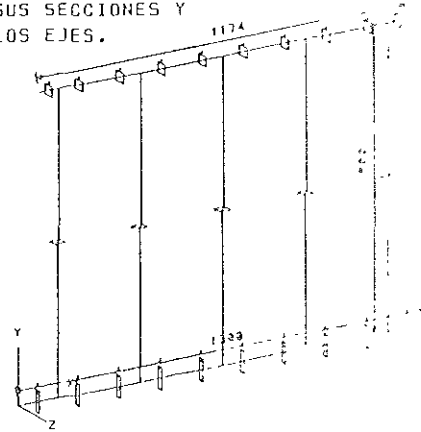


PILAS: SE MUESTRA EN 3D Y LOS EJES



J=22, H=25

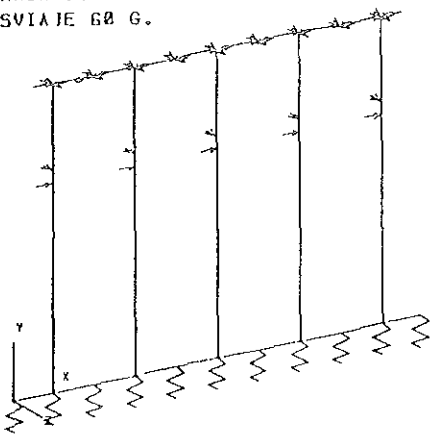
1 PILAS: SE INDICAN DIMENSIONES  
SUS SECCIONES Y  
LOS EJES.



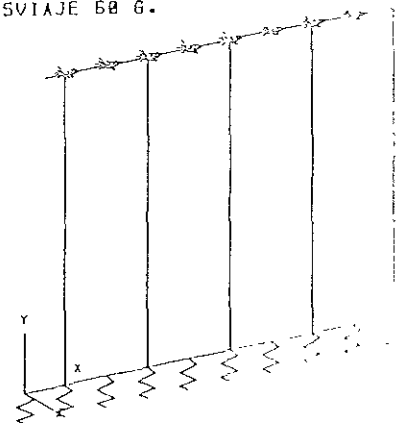
STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NH = 25  
 NE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XMAX= 1300.0  
 YMAX= 000.0  
 ZMAX= 0.0

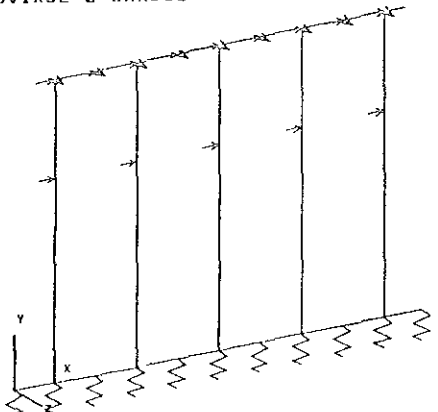
1 CARGA 5: VIENTO S/ESTRUC. LH= 5  
 ESVIAJE 60 G.



CARGA 6: VIENTO S/C.V.  
 ESVIAJE 60 G.

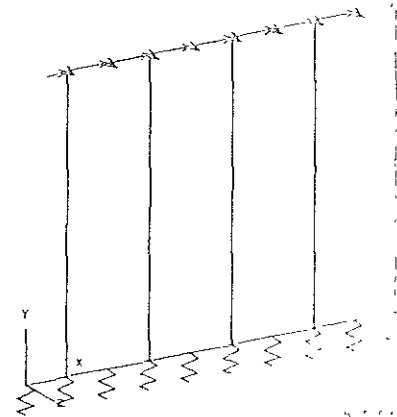


CARGA 7: VIENTO S/ESTRUC. LH= 7  
 ESVIAJE 0 GRADOS.



J=22, N=25

CARGA 8: VIENTO S/C.V. LH= 8  
 ESVIAJE 0 GRADOS.



CARGA 9: SISMO LONGITUDINAL

CARGA 10: SISMO TRANSVERSAL.

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NH = 25

NE = 0

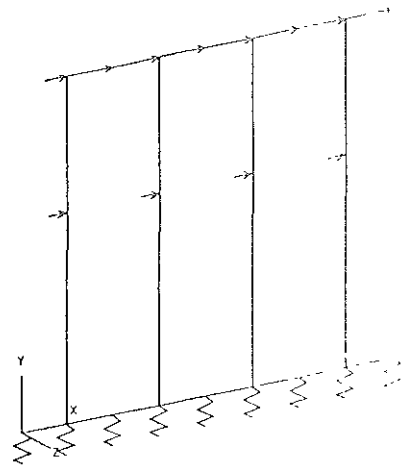
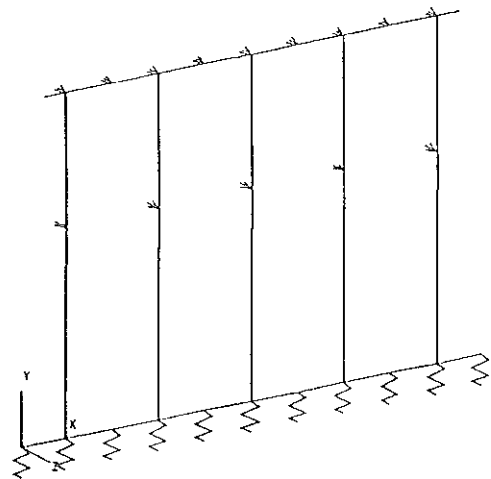
NS = 11

NL = 15

XMAX= 1300.0

YMAX= 800.0

ZMAX= 8.0



J=22, M=25

01.17

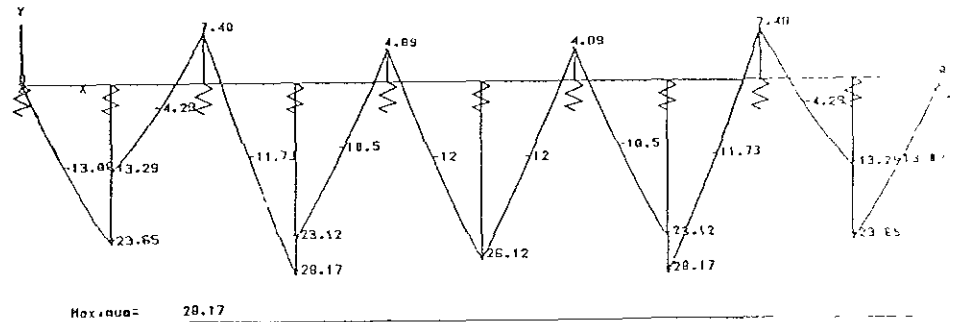
III-17

III-18

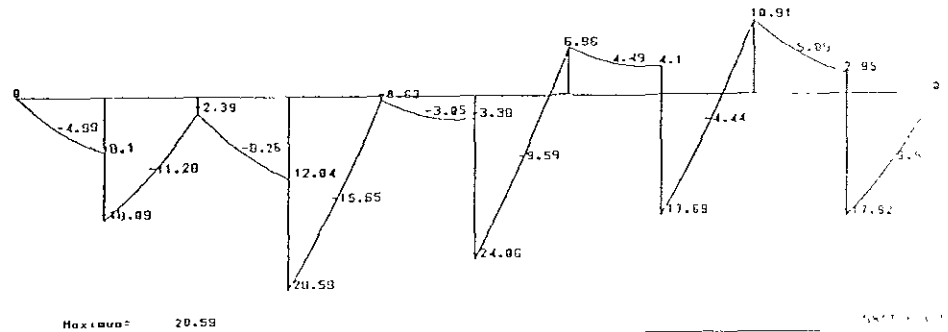
STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NM = 25  
 NE = 8  
 NS = 11  
 NI = 15  
 XMAX = 13.8  
 YMAX = 0.8  
 ZMAX = 0.8

CONTRATRADE: DIAGRAMA DE MOMENTOS GRUPO I DE CARGAS



CONTRATRADE: DIAGRAMA DE MOMENTOS GRUPO VII DE CARGAS  
 SISMO TRANSVERSAL

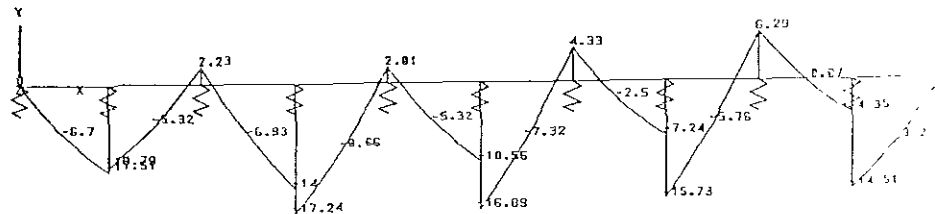


61-III

CONTRATRABE: MOMENTOS GRUPO VII DE CARGAS  
SISMO LONGITUDINAL.

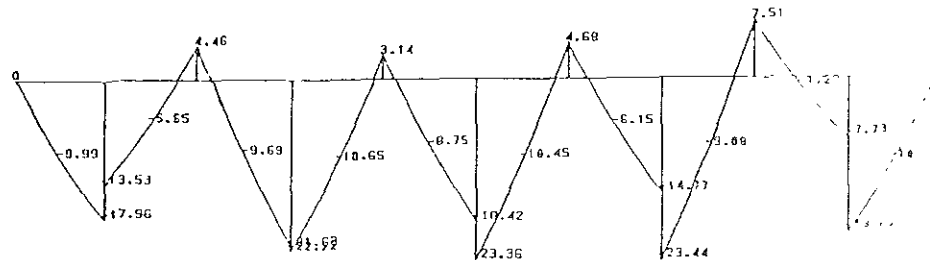
STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NH = 25  
 HE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XMAX = 13.0  
 YMAX = 0.0  
 ZMAX = 0.0



Maximum = 17.24

CONTRATRABE: MOMENTOS GRUPO III DE CARGAS  
VIENTO ESIVIAJADO A 0 GRADOS.



Maximum = 23.44

USER ID:GRUPO CONS. CABSA SA DE CV

ST A A P O S T - P L O T (REV: 21.0)

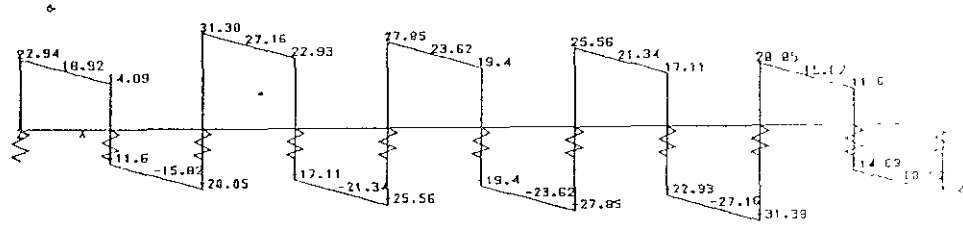
TITLE: PILAS PUENTE SANTA ELENA

DATE: JUN 14, 1981

CONTRATRABE: CORTANTE BAJO GRUPO I DE CARGAS  
 #GRUPO CRITICO

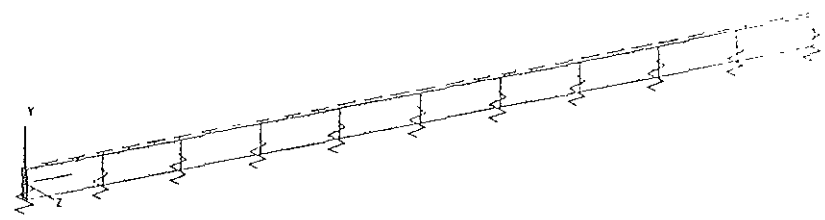
SHEAR FORCE 11

STRUCTURE DATA  
 TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NK = 25  
 NE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XHAX = 13.0  
 YHAX = 8.8  
 ZHAX = 8.0



Max. abs = 31.38

CONTRATRABE: VISTA EN 3D MOSTRANDO EJES Y SOPORTES



J=22,R=25

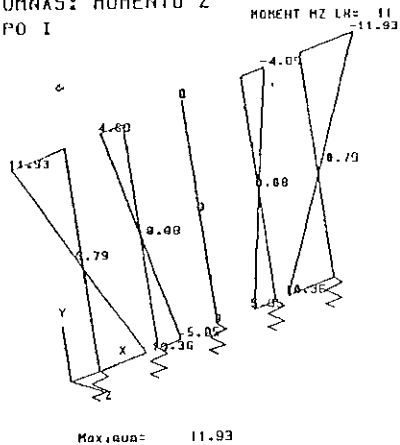
III-20



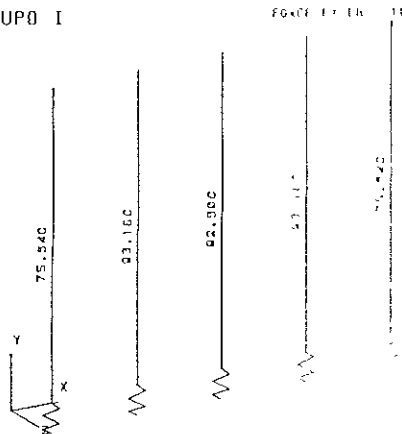
STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NH = 25  
 NE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XMAX = 13.0  
 YMAX = 0.0  
 ZMAX = 0.0

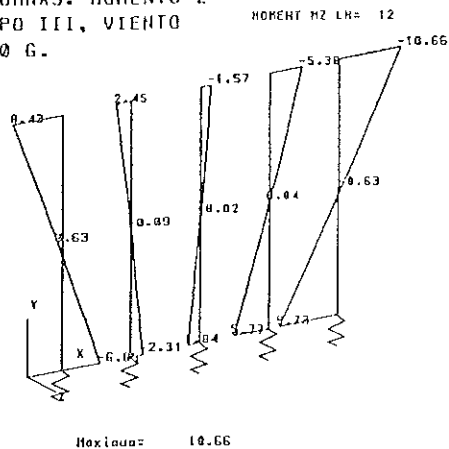
COLUMNAS: MOMENTO Z  
 GRUPO I



COLUMNAS: CARGA AXIAL  
 GRUPO I

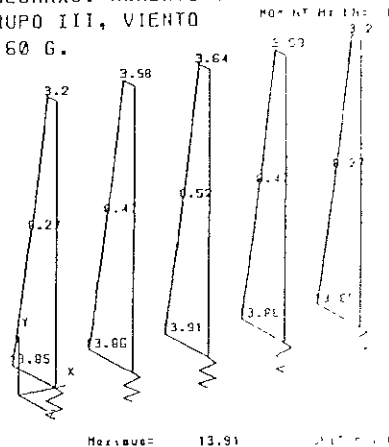


COLUMNAS: MOMENTO Z  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 G.



J=22, H=25

1 COLUMNAS: MOMENTO Y  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 G.

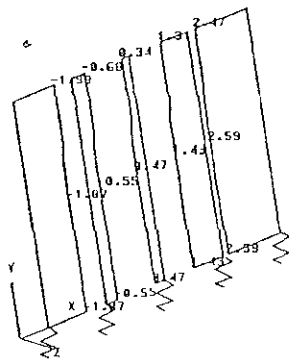


STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 HJ = 22  
 NH = 25  
 NE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XMAX = 13.0  
 YMAX = 0.0  
 ZMAX = 0.0

COLUMNAS: CORTANTE Y  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 G.

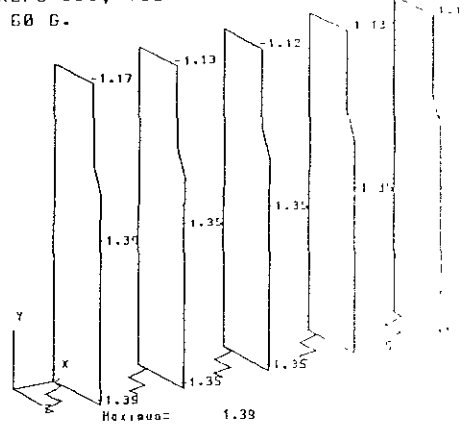
SHEAR FY LH= 12



Maximum = 2.59

COLUMNAS: CORTANTE Z  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 G.

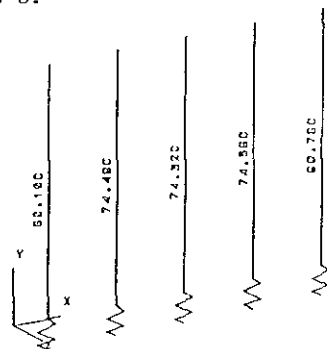
SHEAR FZ LH= 12



Maximum = 1.39

COLUMNAS: FZA AXIAL  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 G.

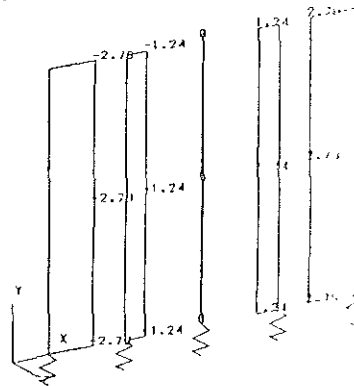
FORCE FX LH= 12



J=22, N=25

COLUMNAS: CORTANTE Y  
 GRUPO I

SHEAR FY LH= 11



Maximum = 2.79

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NM = 25

NE = 0

NS = 11

NL = 15

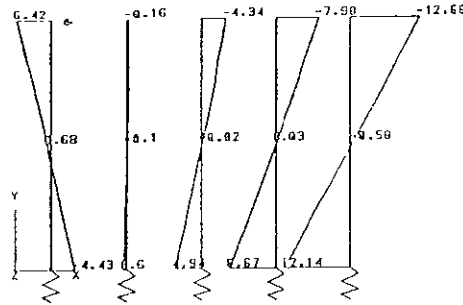
XMAX= 13.0

YMAX= 8.0

ZMAX= 0.0

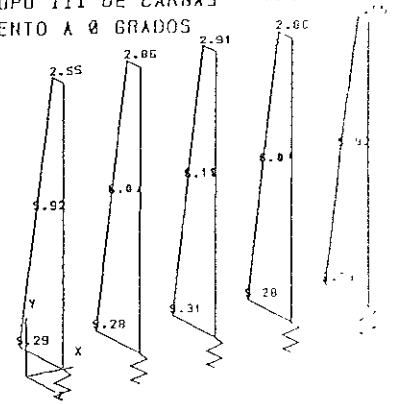
COLUMNAS: MOMENTO Z  
GRUPO III, VIENTO  
A 0 GRADOS

MOMENT MZ LH= 13



Maxima= 12.66

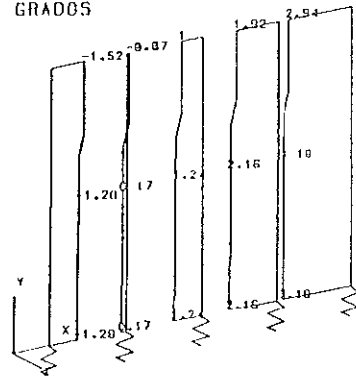
COLUMNAS: MOMENTO Y  
GRUPO III DE CARGAS  
VIENTO A 0 GRADOS



Maxima= 9.31

COLUMNAS: CORTANTE Y  
GRUPO III, VIENTO  
A 0 GRADOS

SHEAR FY LH= 13

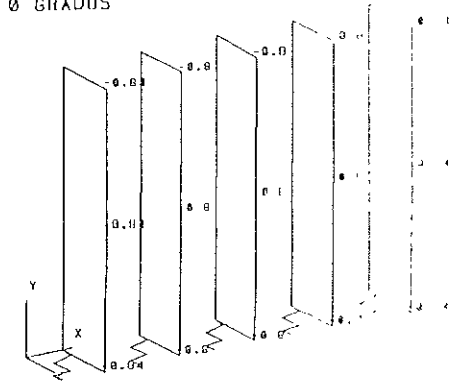


J=22, N=25

Maxima= 3.18

COLUMNAS: CORTANTE Z  
GRUPO III, VIENTO  
A 0 GRADOS

SHEAR FZ LH= 13



Maxima= 0.64

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NM = 25

NE = 0

NS = 11

HL = 15

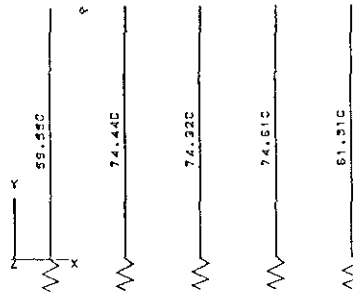
XMAX = 13.0

YMAX = 0.0

ZMAX = 0.0

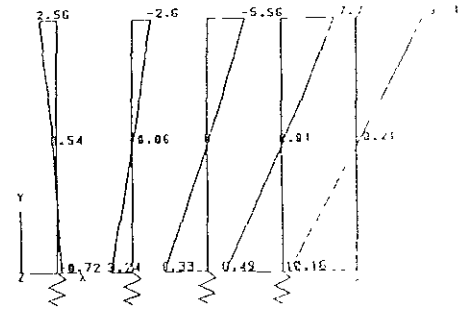
COLUMNAS: FZA.AXIAL  
GRUPO III, VIENTO  
A 0 GRADOS

FORCE FX LN= 13



COLUMNAS: MOMENTO Z  
GRUPO VII, SISMO  
LONGITUDINAL

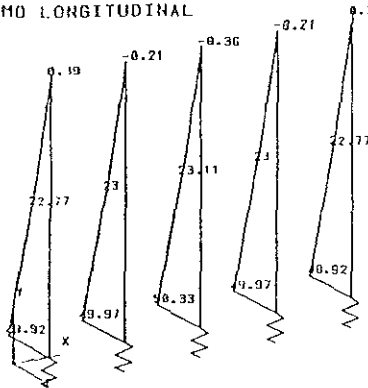
MOMENT MZ LN= 14



Maxima = 10.15

COLUMNAS: MOMENTO Y  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

MOMENT MY LN= 14

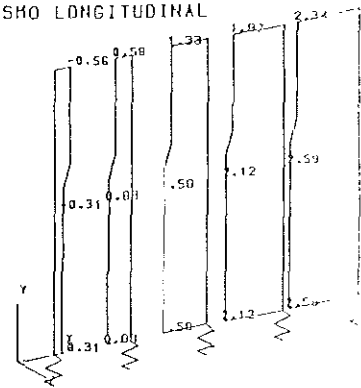


J=22, H=25

Maxima = 50.33

COLUMNAS: CORTANTE Y  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

SHEAR FY LN= 14

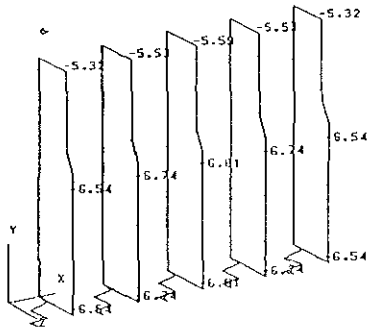


Maxima = 2.59

L=17

COLUMNAS: CORTANTE Z  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

SHEAR FZ LH= 14



Max. abs= 6.01

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NH = 25

HE = 0

HS = 11

HL = 15

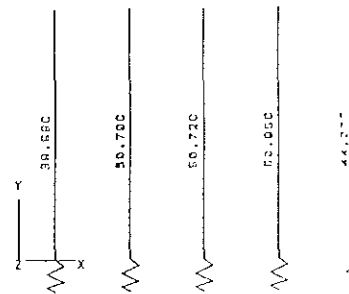
XMAX= 13.0

YMAX= 8.0

ZMAX= 0.0

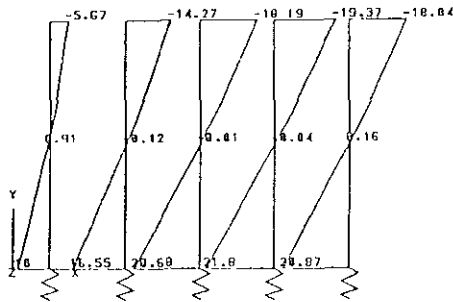
COLUMNAS: FZA.AXIAL  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

FORCE FZ LH= 14



COLUMNAS: MOMENTO Z  
GRUPO VII  
SISMO TRANSVERSAL

MOMENT HZ LH= 15

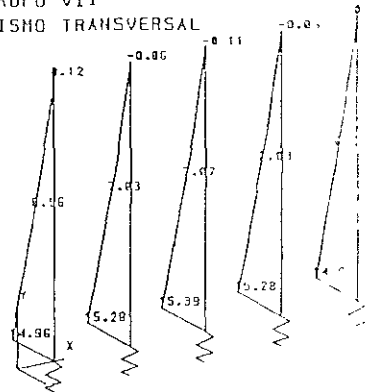


J=22, H=25

Max. abs= 21.00

COLUMNAS: MOMENTO Y  
GRUPO VII  
SISMO TRANSVERSAL

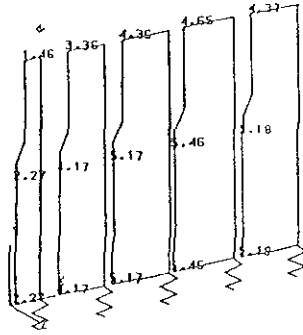
MOMENT HY LH= 15



Max. abs= 5.33

COLUMNAS: CORTANTE Y  
GRUPO VII  
SISMO TRANSVERSAL

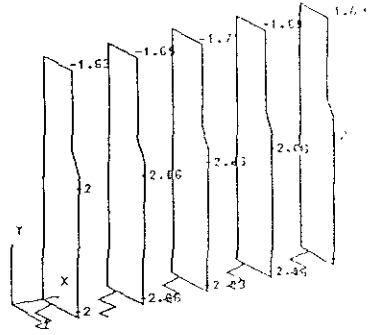
SHEAR FY LN= 15



Maximum= 5.46

COLUMNAS: CORTANTE Z  
GRUPO VII  
SISMO TRANSVERSAL

SHEAR FZ LN= 15



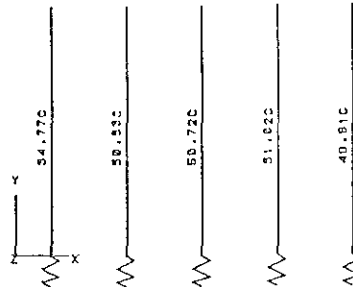
Maximum= 2.66

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
NJ = 22  
NM = 25  
NE = 0  
NS = 11  
NL = 15  
XMAX= 13.0  
YMAX= 8.0  
ZMAX= 0.0

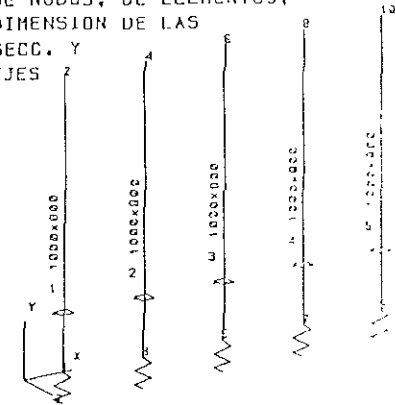
COLUMNAS: FZA.AXIAL  
GRUPO VII  
SISMO TRANSVERSAL

FORCE FX LN= 15



J=22, H=25

COLUMNAS: INDICANDO NUM.  
DE HUDOS, DE ELEMENTOS,  
DIMENSION DE LAS  
SECC. Y  
EJES



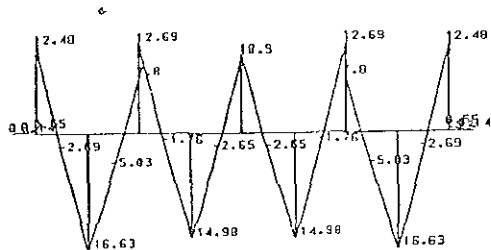
III-27

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NH = 25  
 RE = 0  
 HS = 11  
 HL = 15  
 XHAX = 13.0  
 YHAX = 0.0  
 ZHAX = 0.0

CABEZAL: MOMENTO Z  
 GRUPO I

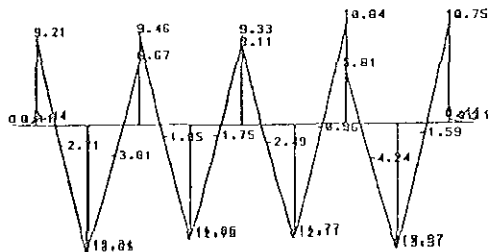
MOMENT HZ LR= 11



Maximum= 16.63

CABEZAL: MOMENTO Z  
 GRUPO III, VIENTO  
 A 60 GRADOS

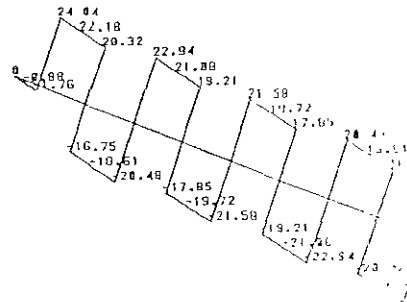
MOMENT HZ LR= 12



Maximum= 13.86

CABEZAL: CORTANTE Y  
 GRUPO I

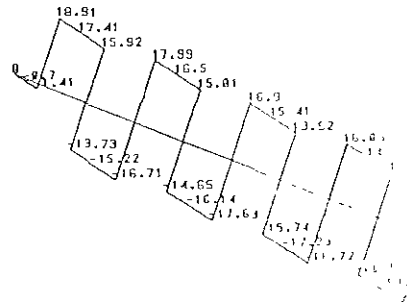
SH AP FR (K- 1)



Maximum= 24.04

1 CABEZAL: CORTANTE Y  
 GRUPO III, VIENTO A  
 60 GRADOS

SHEAR HZ LR= 13



Maximum= 19.56

STA A D. POST - PLOT (REV: 21.0)

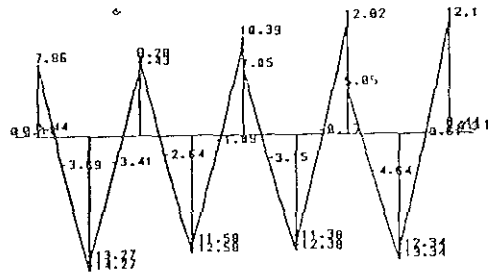
DATE: 2/11/77

USUR ID:GRUPO CONS. CASA SA DE CV

TITLE: PILAS PUNTE SANTA ELENA

CABEZAL: MOMENTO Z  
GRUPO III, VIENTO A  
0 GRADOS

MOMENT HZ LH= 13



STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 22

NH = 25

NE = 0

NS = 11

NL = 15

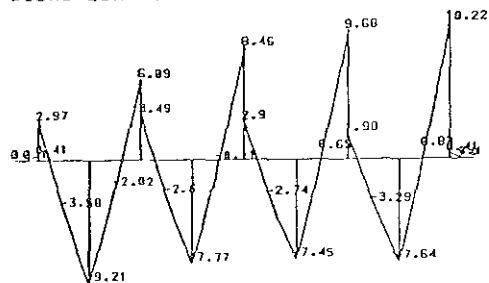
XMAX= 13.0

YMAX= 0.0

ZMAX= 0.0

CABEZAL: MOMENTO Z  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

MOMENT HZ LH= 14

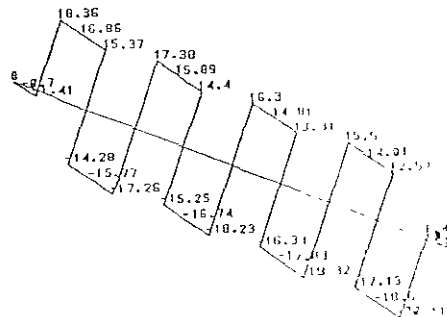


J=22, H=25

Maximum= 18.22

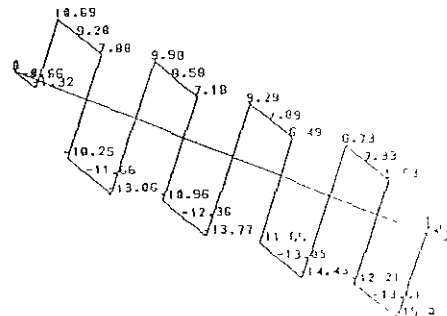
CABEZAL: CORTANTE Y, GRUPO VII  
VIENTO A 0 GRADOS

SHEAR FY LH= 13



CABEZAL: CORTANTE Y  
GRUPO VII  
SISMO LONGITUDINAL

SHEAR FY LH= 14



Maximum= 15.01

DATE= 77

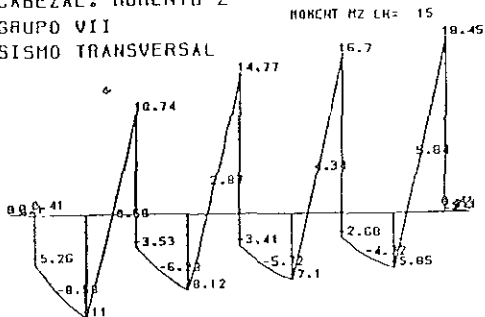


III-29

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE  
 NJ = 22  
 NH = 25  
 NE = 0  
 NS = 11  
 NL = 15  
 XMAX = 13.0  
 YMAX = 0.0  
 ZMAX = 0.0

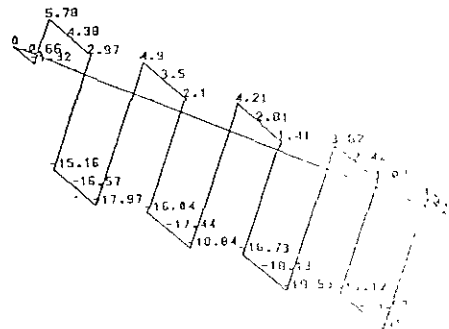
CABEZAL: MOMENTO Z  
 GRUPO VII  
 SISMO TRANSVERSAL



Max: 18.45

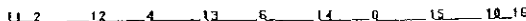
CABEZAL: CORTANTE  
 EN Y, GRUPO VII  
 SISMO TRANSVERSAL

Shear Force



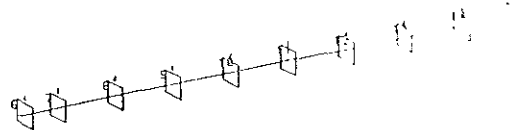
Max: 19.92

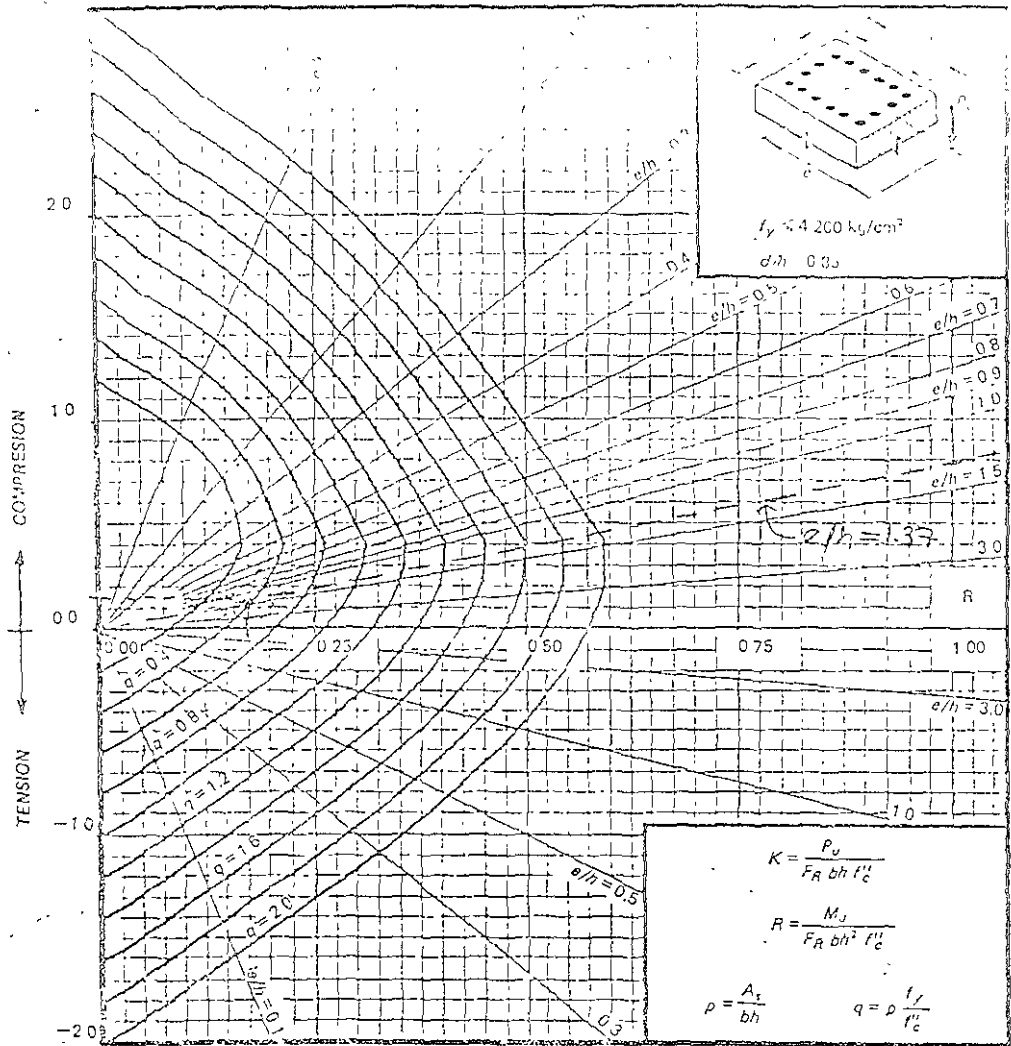
CABEZAL: SE MUESTRAN NUM. DE NODOS,  
 Y CADA ELEMENTO



J=22, N=25

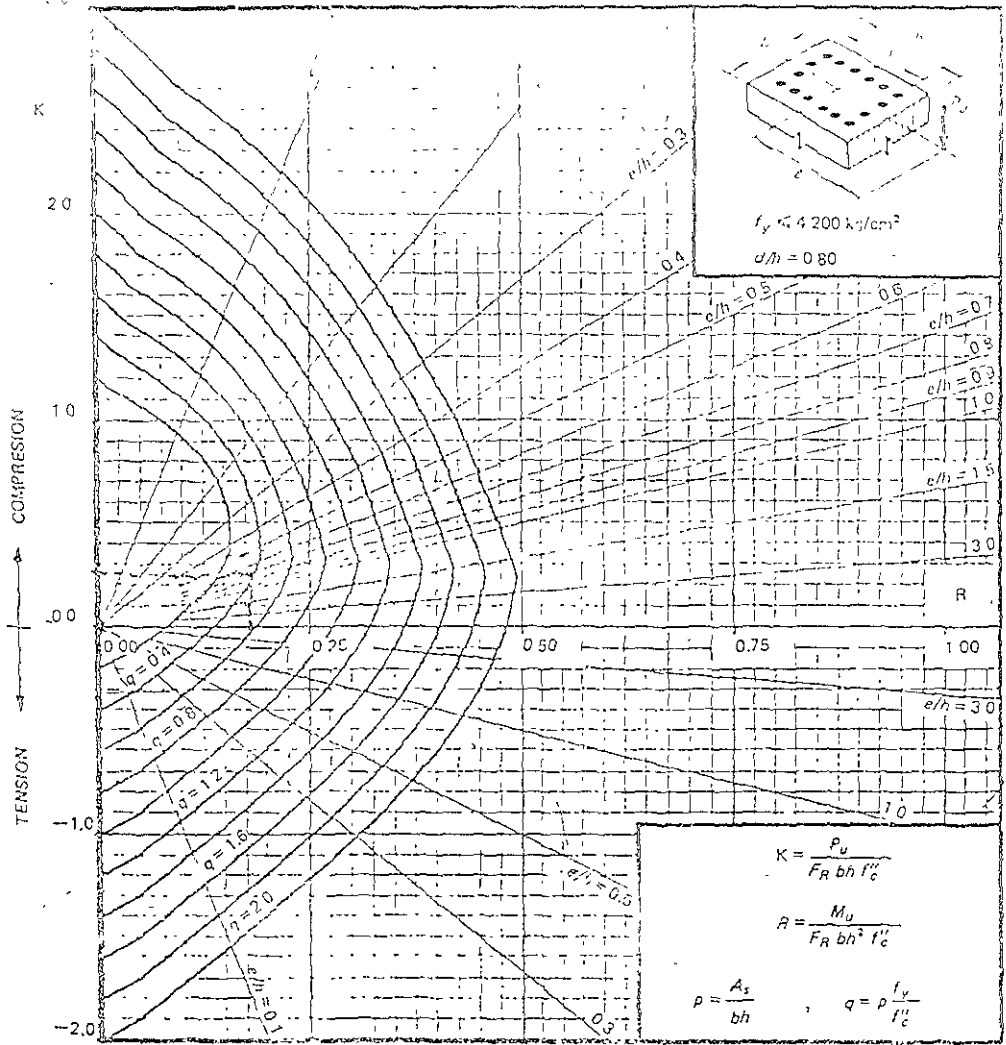
CABEZAL: SE MUESTRAN NUM. DE NODOS,  
 Y LA SECCION TRANSVERSAL





- $A_r$  = Area total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c$ , si  $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1420}) f_c$ , si  $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.7



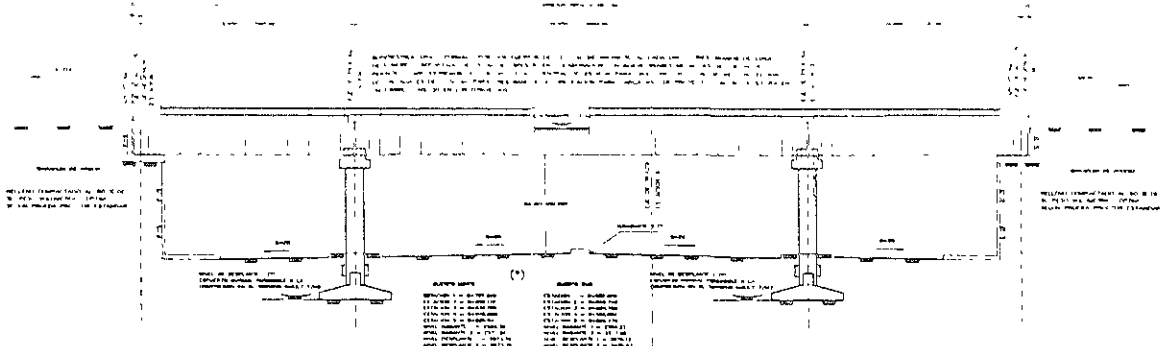
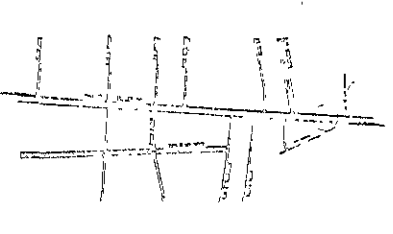
$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f'_c$ , si  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$ , si  $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.8

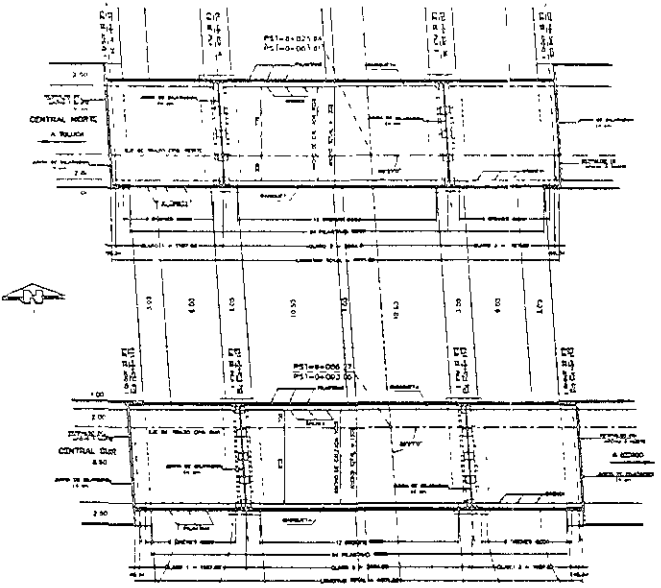
# ANEXO 4

## Planos

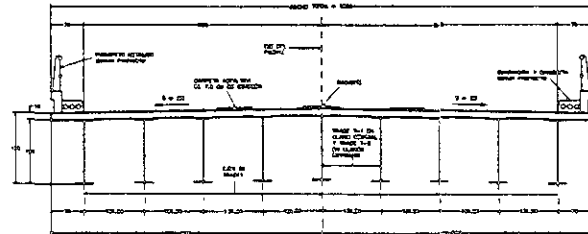
CROQUIS DE LOCALIZACION



CORTE POR EL EJE DE TRAZO DE LA CARRETERA



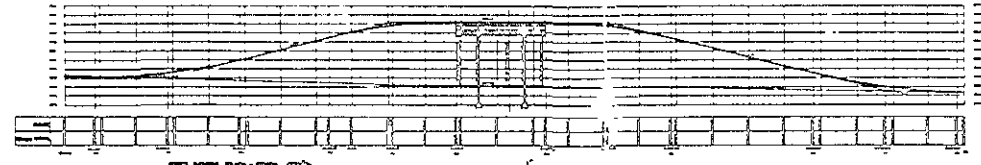
PLANTA GENERAL



SECCION TRANSVERSAL

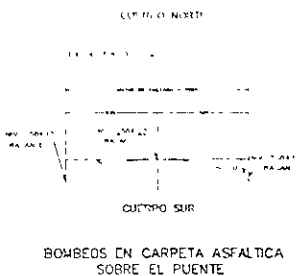


PERFIL CUERPO NORTE



PERFIL CUERPO SUR

PERFILES DE LOS PUENTES



BOMBAS EN CARPETA ASFALTICA SOBRE EL PUENTE

NOTA:  
 PLANO PROYECTOR

MODALIDAD DE EJECUCION  
 CONTRATO

INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.			
CONSEJO DE ADMINISTRACION	COMITE DE ASISTENTE TECNICO	COMITE DE ASISTENTE TECNICO	COMITE DE ASISTENTE TECNICO
CONSEJO DE ADMINISTRACION	COMITE DE ASISTENTE TECNICO	COMITE DE ASISTENTE TECNICO	COMITE DE ASISTENTE TECNICO

NOTAS

MATERIALES

1. ACEROS: ACEROS A 50000 Kg/cm<sup>2</sup> (Especificación ASTM A572-50).
2. ACEROS: ACEROS A 30000 Kg/cm<sup>2</sup> (Especificación ASTM A36).
3. ACEROS: ACEROS A 20000 Kg/cm<sup>2</sup> (Especificación ASTM A36).

NOTAS GENERALES

1. DIMENSIONES EN METROS, SIEMPRE CON DECIMALES EN SU CASO.
2. ELABORACION DE PLANOS: SEDE DE INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.
3. REVISIONES Y CORRECCIONES: SEDE DE INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.
4. ELABORACION DE PLANOS: SEDE DE INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.
5. ELABORACION DE PLANOS: SEDE DE INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.

DETALLE DE OJIVAS Y ENCLAVES DEL ACERO DE REFUERZO

TIPO DE OJIVA	TIPO DE ENCLAVE	TIPO DE ACERO	TIPO DE ENCLAVE
1	1	A572-50	1
2	2	A36	2
3	3	A36	3

LISTA DE PLANOS

- EPSI-01 PLANO GENERAL
- EPSI-02 PLANOS 1 Y 2
- EPSI-03 TRAZOS 1-1 Y 2-2
- EPSI-04 LOGAS Y BARRIAGAS
- EPSI-05 ACCESORIOS

RESUMEN DE MATERIALES

ACEROS A 50000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 30000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 20000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 10000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 5000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 2000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 1000 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 500 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 200 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 100 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 50 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 20 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 10 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 5 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 2 Kg/cm <sup>2</sup>	_____
ACEROS A 1 Kg/cm <sup>2</sup>	_____

INSTITUTO MEXICANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS  
 LABORATORIO DE INVESTIGACIONES EN MATERIALES  
 ESTACION 34+822.54 (CENTRAL NOROCCIDENTAL)  
 34+822.57 (CENTRAL SUR)  
 LINDA LOSAS Y DIAPHRAGMAS CLAVES NOROCCIDENTAL Y SUR  
 CLAVES EPSE-04

CROQUIS DE LOCALIZACION



MATERIALES

1. ACERO: ACERO DE BARRAS PARA ARMADO DE LOSAS Y DIAPHRAGMAS.  
 2. CONCRETO: CONCRETO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 2500 kg/cm<sup>2</sup>.  
 3. MORTARO: MORTARO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 2000 kg/cm<sup>2</sup>.

NOTAS GENERALES

1. VERIFICAR LA EXISTENCIA DE SERVICIOS DE UTILIDADES EN EL LUGAR DE LA OBRA.
2. VERIFICAR LA EXISTENCIA DE SERVICIOS DE UTILIDADES EN EL LUGAR DE LA OBRA.
3. VERIFICAR LA EXISTENCIA DE SERVICIOS DE UTILIDADES EN EL LUGAR DE LA OBRA.
4. VERIFICAR LA EXISTENCIA DE SERVICIOS DE UTILIDADES EN EL LUGAR DE LA OBRA.
5. VERIFICAR LA EXISTENCIA DE SERVICIOS DE UTILIDADES EN EL LUGAR DE LA OBRA.

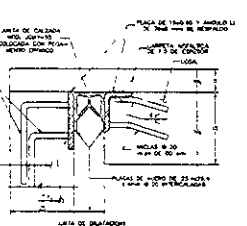
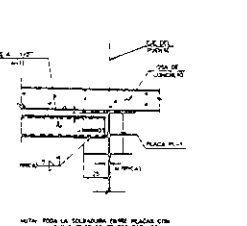
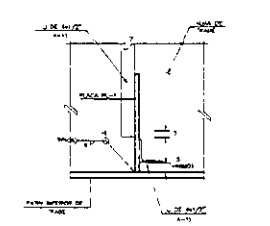
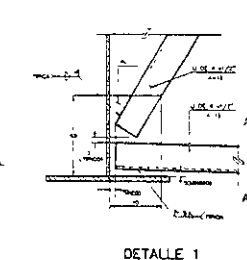
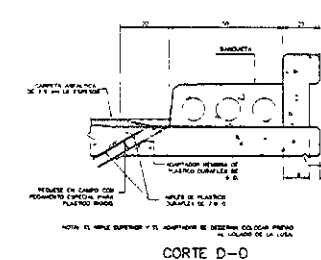
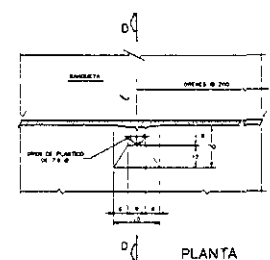
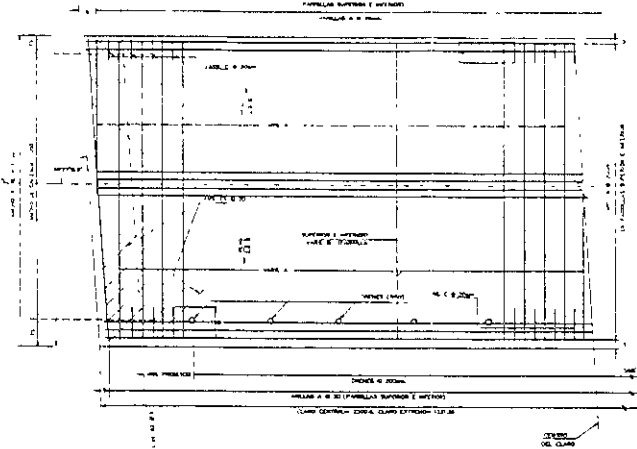
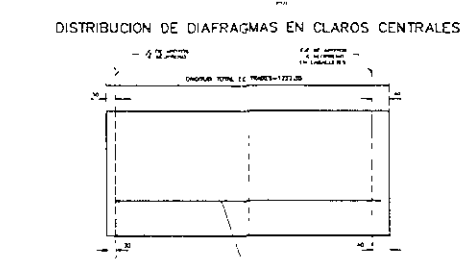
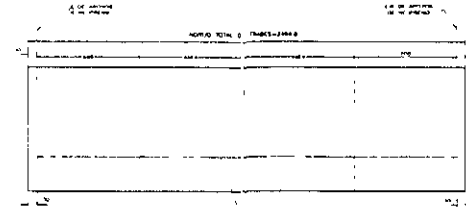
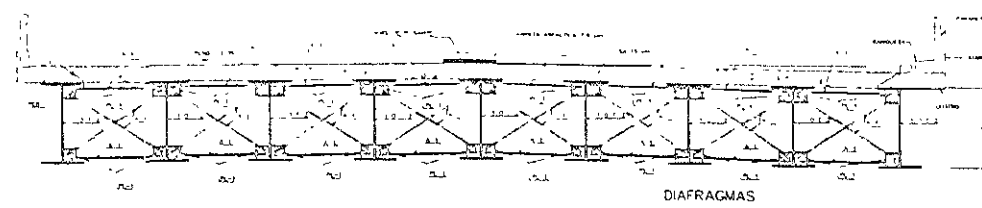
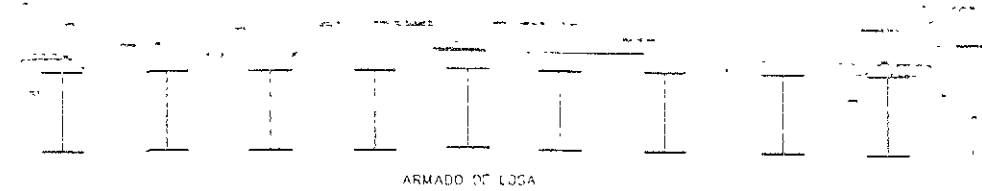
DETALLES DE DOBLEZAS Y TRANSAPES DEL ACERO DE REFUERZO

TIPO DE DOBLEZAS	ESPECIFICACIONES
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...

1. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
2. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
3. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
4. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
5. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
6. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
7. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
8. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
9. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.
10. LOS CRUCES DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DEBEN SER HECHOS CON PLACAS DE ACERO O CON BARRAS DE ACERO DE REFUERZO DE LA MISMA CLASE QUE LAS BARRAS DE LA OBRA.

NOTA  
PLANO PRELIMINAR

MICHELIO DE E. C. O. V. D. N. E.  
 CONTRAYO  
 INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.  
 AV. DE LA INDUSTRIA 1000, PUNTO INDUSTRIAL, CIUDAD DE MEXICO, D.F.  
 TEL. 525 10 10



MATERIALES (DE DISEÑO)

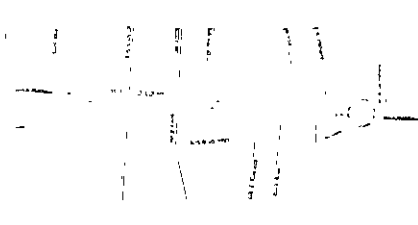
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE BARRAS	...	...
CONCRETO	...	...
MORTARO	...	...

MATERIALES (LISTA DE VARIAS)

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO DE BARRAS	...	...
CONCRETO	...	...
MORTARO	...	...

PROYECTO DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS  
 DISEÑO DE UN PUNTO DE VENTA DE ALIMENTOS  
 (EDIFICIO DE 10 NIVELES)  
 LOCALIDAD: GUATEMALA, GUATEMALA  
 DISEÑO: INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS  
 FECHA: 15/05/2017  
 PLAN: PLAN DE FUNDACIONES Y CIMENTACIONES  
 CLAVE: EPSE-02

CROQUIS DE LOCALIZACION



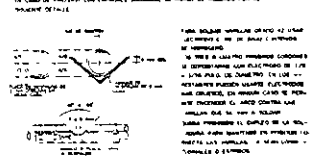
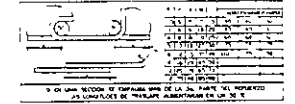
MATERIALES

SE USARÁ ACERO DE REFORZO TIPO A-60, CEMENTO PORTLAND TIPO 40, Y CONCRETO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 25 MPa.

NOTAS GENERALES

- REVISAR EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS EN LOS NIVELES DE FONDO DEL EDIFICIO.
- REVISAR EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS EN LOS NIVELES DE FONDO DEL EDIFICIO.
- REVISAR EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS EN LOS NIVELES DE FONDO DEL EDIFICIO.

DETALLES DE DOBLECES Y TRASLAPES DEL ACERO DE REFORZO

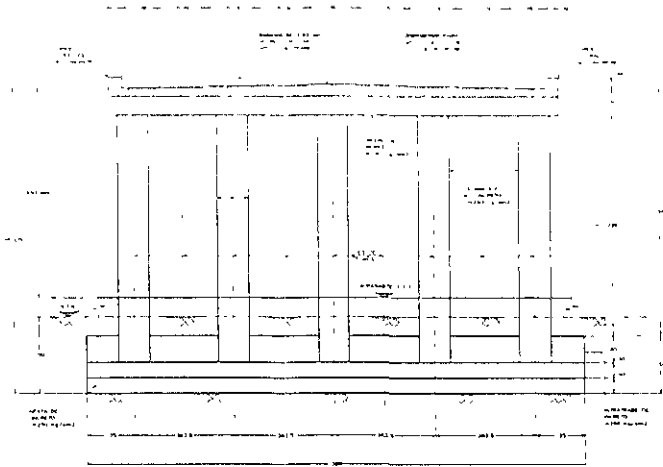


NOTA: REVISAR EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS EN LOS NIVELES DE FONDO DEL EDIFICIO.

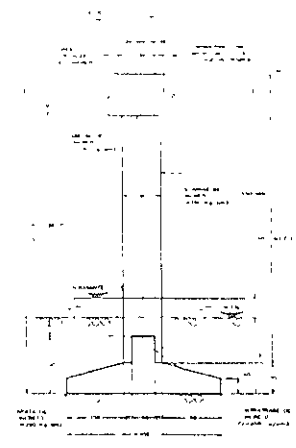
NOTA: PLANO PRELIMINAR

INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.  
 GUATEMALA, GUATEMALA

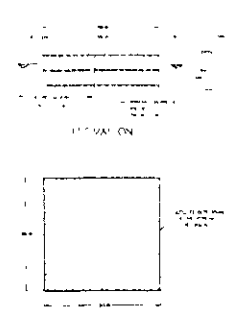
PROYECTO	FECHA	ESTADO	PROYECTISTA



ELEVACION FRONTAL DE PILAS

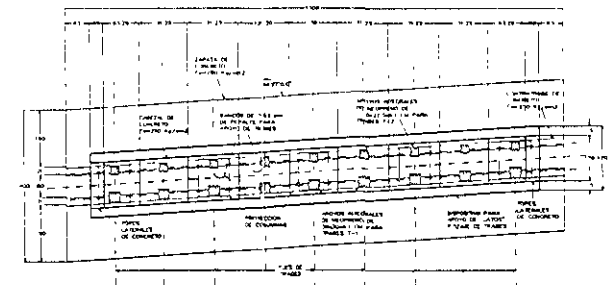


ELEVACION LATERAL DE PILAS

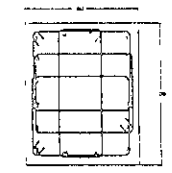


CORTE D-D

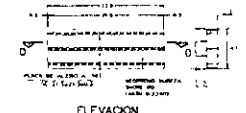
SE USARÁ ACERO DE REFORZO TIPO A-60, CEMENTO PORTLAND TIPO 40, Y CONCRETO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 25 MPa.



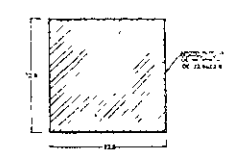
VISTA EN PLANTA



COLUMNA C-1

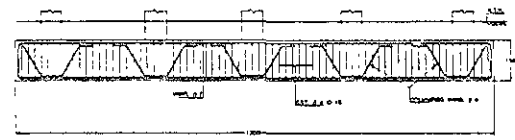


ELEVACION

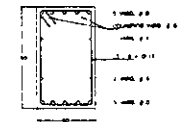


CORTE D-D

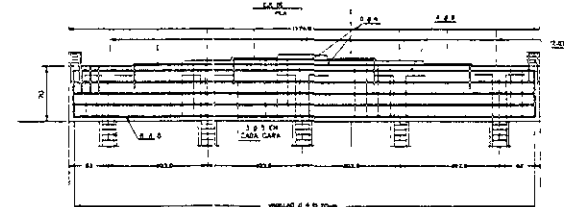
SE USARÁ ACERO DE REFORZO TIPO A-60, CEMENTO PORTLAND TIPO 40, Y CONCRETO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 25 MPa.



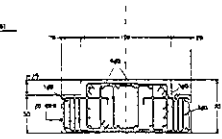
DETALLE ESQUEMATICO DE ARMADO CONTRA TRABE



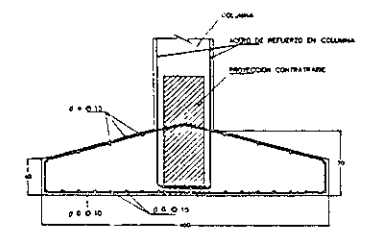
ARMADO DE CONTRA TRABE



DETALLE ESQUEMATICO DE ARMADO CABEZAL CENTRAL

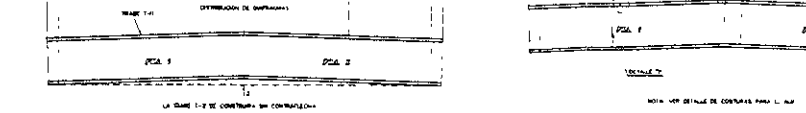
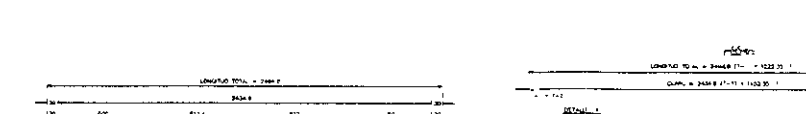
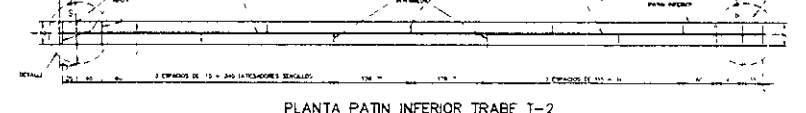
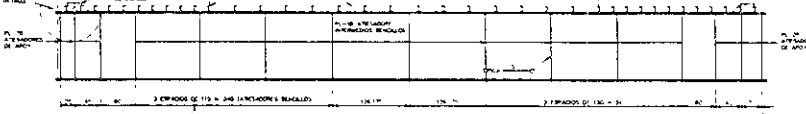
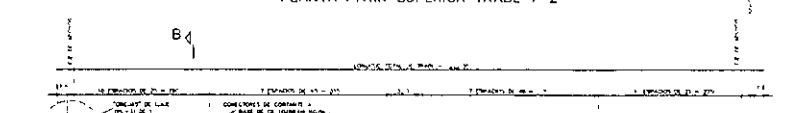
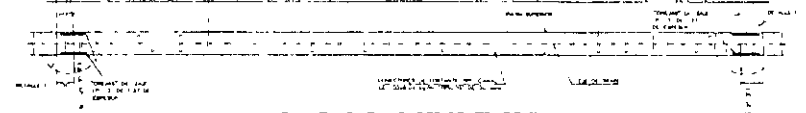
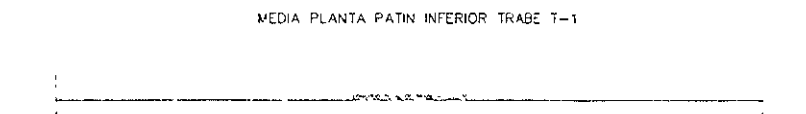
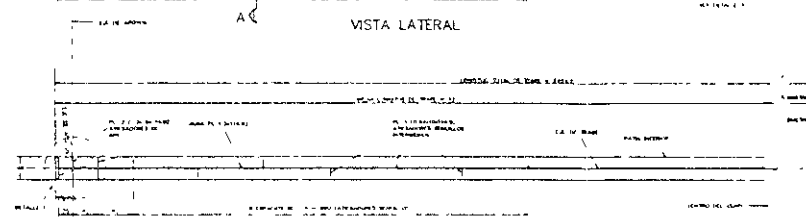
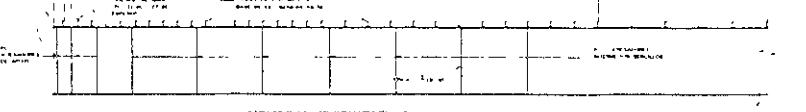
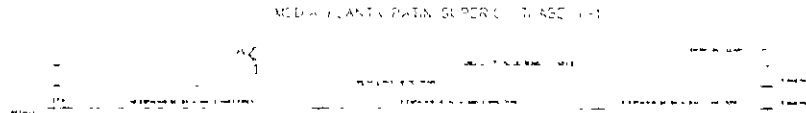
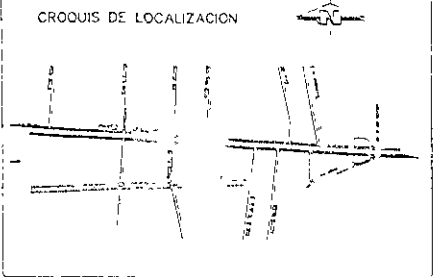


ARMADO DE CABEZAL

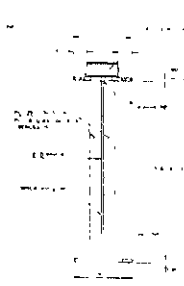


DETALLE ESQUEMATICO DE ARMADO

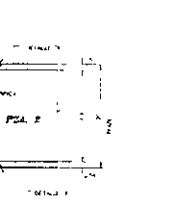
PROYECTO PLANTA VINCULA SANTA EL VITO  
 LOCALIDAD PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA  
 TOLUCA ESTADO DE MEXICO  
 ESTACION 9+025.64 CENTRAL NORTE  
 9+026.27 CENTRAL SUR  
 PLANO TRABES T-1 Y T-2  
 CLAVE LPSE-03



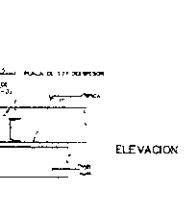
TRABE T-1  
CORTE A-A



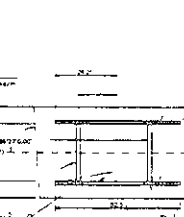
TRABE T-2  
CORTE B-B



DETALLE "A"



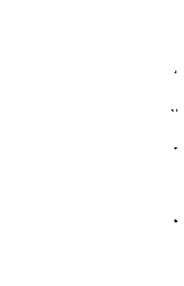
DETALLE "B"



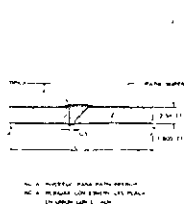
DETALLE 1



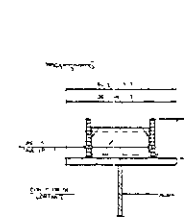
TRABE T-1  
CORTE A-A



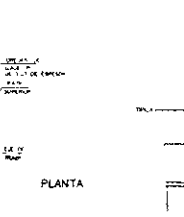
TRABE T-2  
CORTE B-B



DETALLE "A"



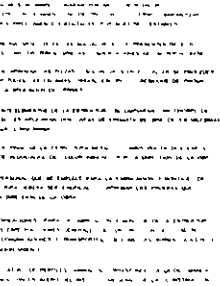
DETALLE "B"



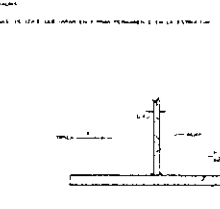
DETALLE 1



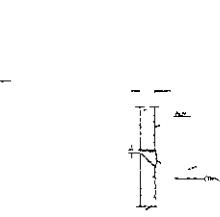
TRABE T-1  
CORTE A-A



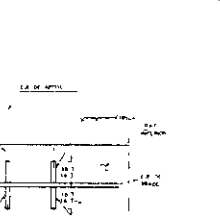
TRABE T-2  
CORTE B-B



DETALLE "A"



DETALLE "B"



DETALLE 1



NOTA  
PLANO PROYECTOR

VCDAL S.A. DE C.V. CONTRATO

INGENIERIA INTEGRAL INTERNACIONAL MEXICO S.A. DE C.V.

INGENIERO DEL DISEÑO: [Name] INGENIERO DEL CALCULO: [Name] INGENIERO DEL ABASTO: [Name] INGENIERO DEL PUESTO: [Name]

CONSTRUCCION DE OBRAS DE FERROCARRIL

MEMORIA DESCRIPTIVA

1. OBJETO DEL PROYECTO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TRABES T-1 Y T-2 PARA EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

2. DESCRIPCION DE LA OBRERA: OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

3. MATERIALES Y METODOS DE CONSTRUCCION: ACERO Y CONCRETO.

4. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

5. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

6. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

7. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

8. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

9. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.

10. REQUISITOS DE LA OBRERA: REQUISITOS DE LA OBRERA DE PASAJE DE FERROCARRIL EN EL PASO TOLOCAN - LÍV. HACIENDA STA LUISA.



