



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**



**PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR  
UBICADO EN LA AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC  
TRAMO: PUENTE DE VIGAS-CALZADA VALLEJO**

# **TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA**

**FRANCISCO GARCÍA MENDOZA**

**MÉXICO D.F.,**

**2009**



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.

## ÍNDICE

ANTECEDENTES	1
CAPÍTULO 1 : ESTUDIOS PREVIOS	
1.1.- Estudio Hidrológico.	5
1.2.- Estudio de Mecánica de Suelos.	22
CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO	
2.1.-Bajada de cargas.	29
2.2.- Análisis sísmico.	36
2.3.- Cálculo de losa de calzada.	39
2.4.-Cálculo de trabe cajón pretensada.	54
2.5.-Cálculo de cabezal.	74
2.6.- Cálculo de columna.	92
2.7.- Cálculo de cimentación.	95
CAPÍTULO 3 : PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
3.1.- Excavación.	99
3.2.- Cimentación.	100
3.3.-Estructuras.	102

## CAPÍTULO 4 : PRESUPUESTO BASE

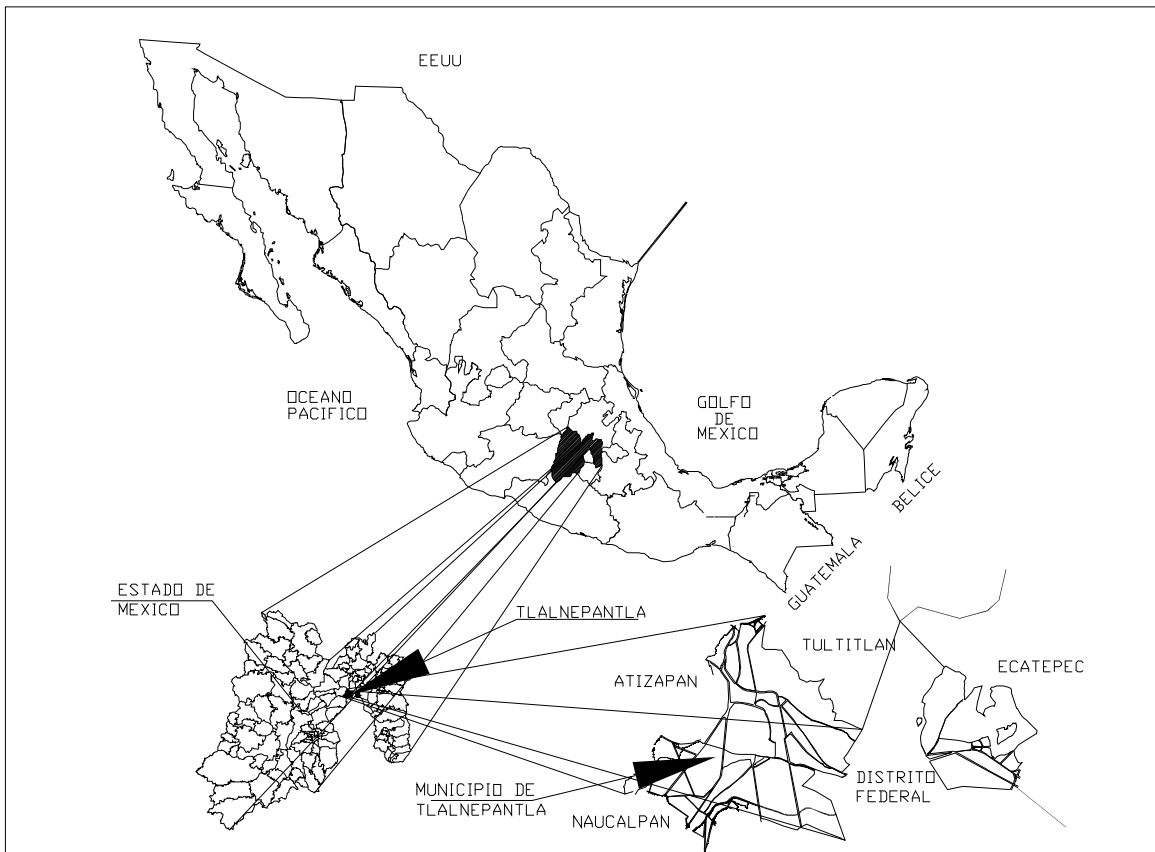
4.1.- Conceptos básicos.	115
4.2.- Catálogo de conceptos.	116
4.3.-Números generadores.	121
4.4- Programa de obra.	124
4.5.- Costo horario.	125
4.6.- Precio unitario.	126

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	127
--------------------------	-----

**ANTECEDENTES**

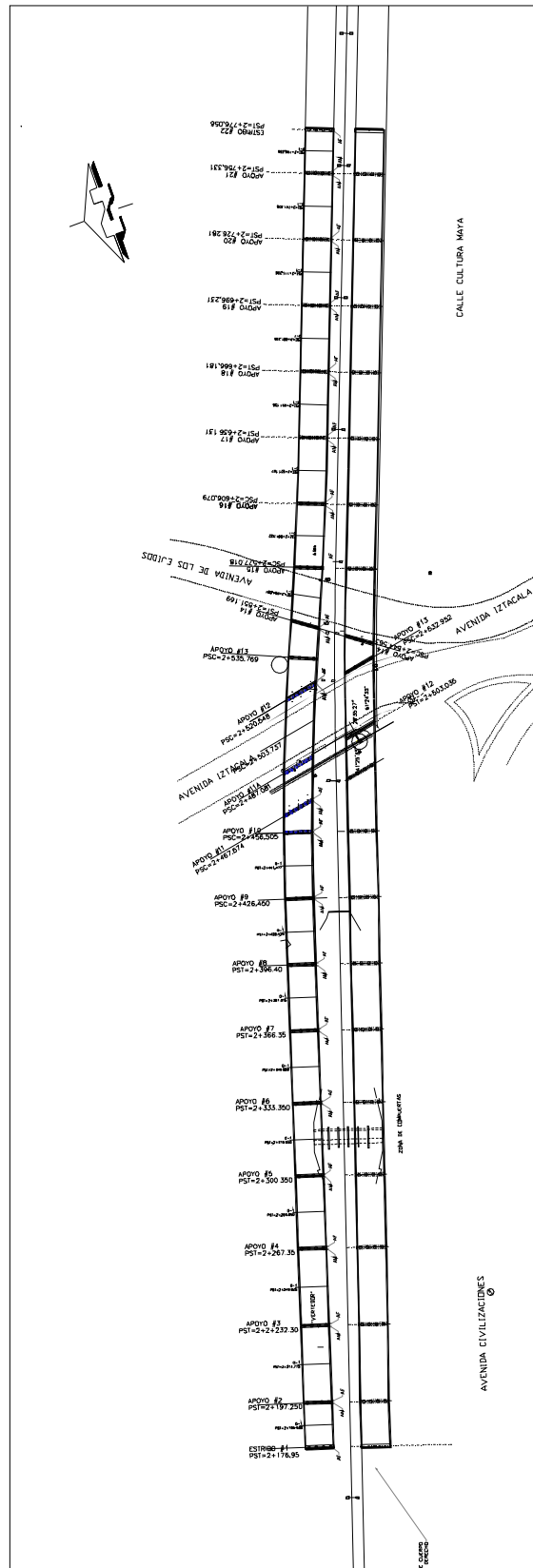
ANTECEDENTES

Como parte del mejoramiento de la infraestructura vial del Estado de México, las autoridades Gubernamentales han considerado elaborar el proyecto de la autopista tipo A4, considerando la construcción, administración y operación de la autopista de cuota, los Remedios-Ecatepec, con una traza que se localiza en territorio del Estado de México y unirá los siguientes puntos: Naucalpan, Tlalnepantla y Ecatepec.



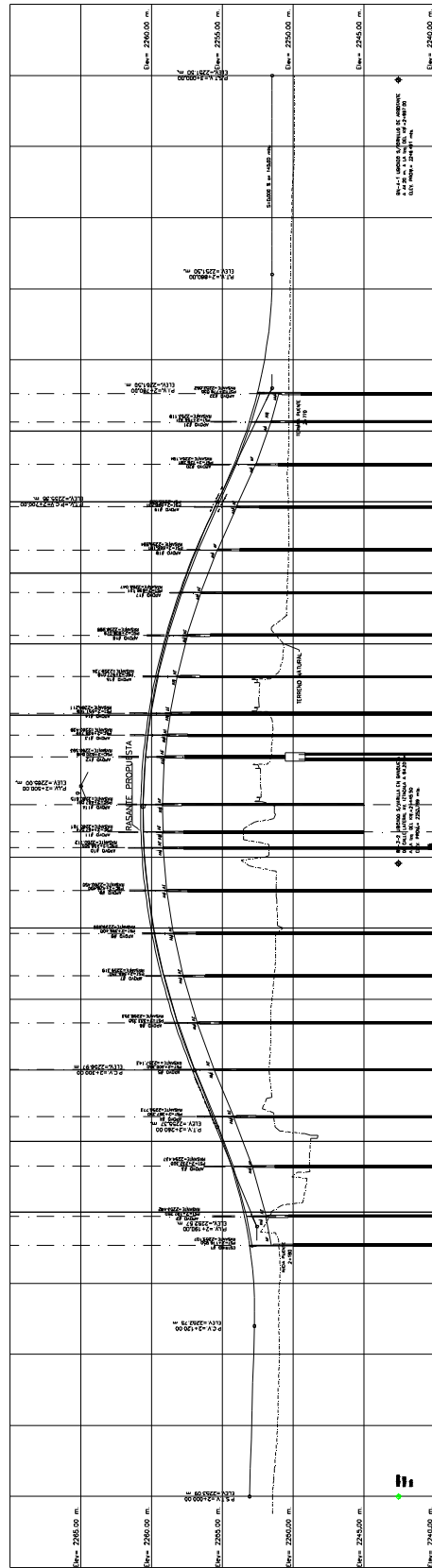
LOCALIZACION NACIONAL





PLANTA





PERFIL

# CAPÍTULO 1

## ESTUDIOS PREVIOS

## CAPÍTULO 1 ESTUDIOS PREVIOS

### 1.1.- ESTUDIO HIDROLÓGICO

El objetivo de este estudio, es conocer las condiciones hidrológicas e hidráulicas que prevalecen en el tramo de la autopista en cuestión, la cual se encuentra alojada en la gran cuenca del valle de México; con la finalidad de definir los diferentes tipos de obras de drenaje que se requieren para drenar eficientemente los escurrimientos pluviales que se generarán en la superficie de rodamiento de las vialidades laterales de acceso y salida de la autopista a la Avenida Puente de Vigas, de tal forma que estos se canalicen hacia las cunetas de proyecto, evitando de esta forma encharcamientos que pudieran entorpecer el tránsito vehicular en las vialidades laterales de este tramo de autopista.

Como complemento de este estudio, se efectuaron los estudios básicos de Topografía y Geotecnia, el propio análisis hidrológico e hidráulico de la zona y la determinación de la solución conceptual del drenaje pluvial.

Respecto a la topografía del predio en estudio, esta es sensiblemente plana con desniveles máximos de 1.0 m entre los puntos de mayor y menor elevación.

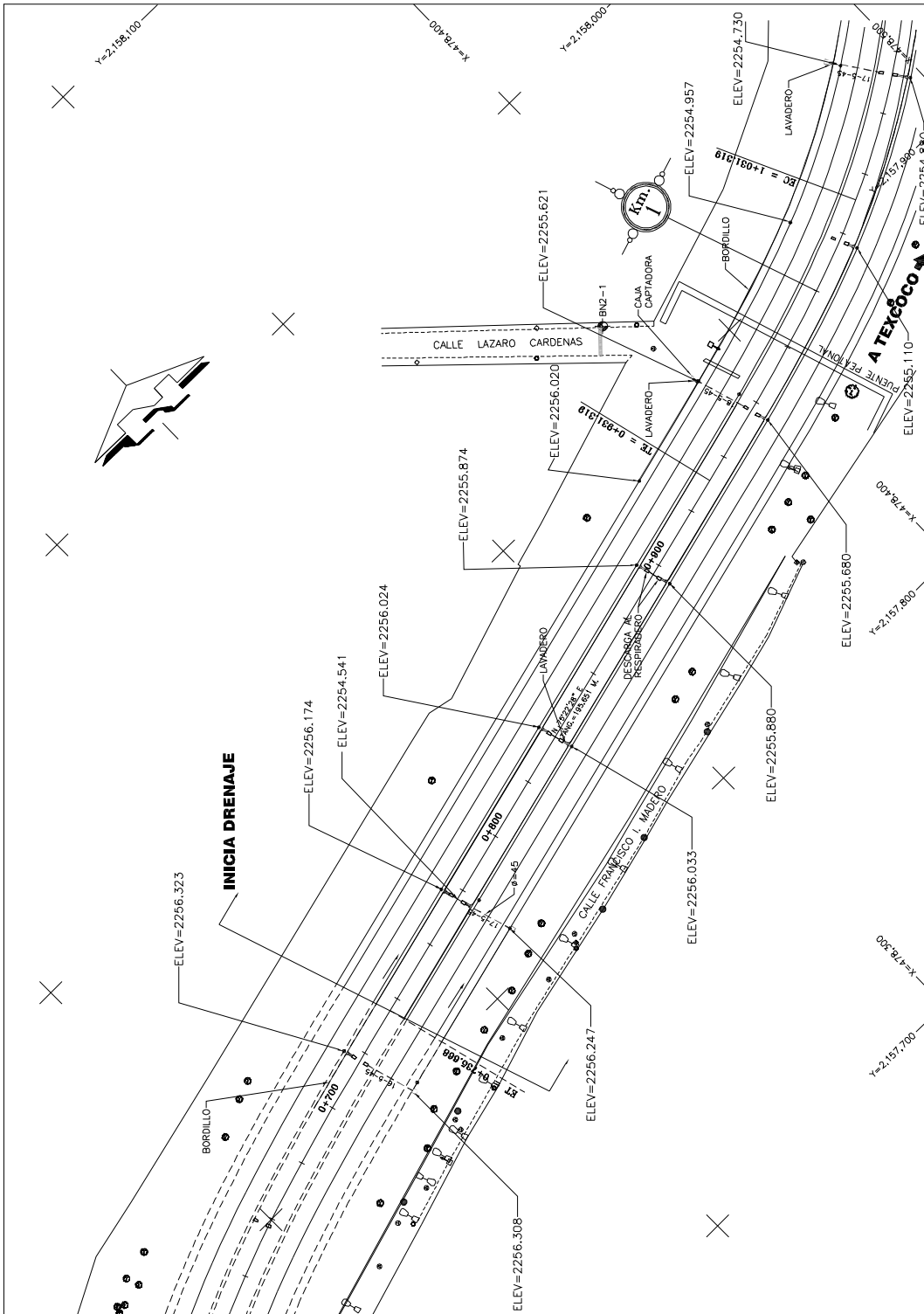
Superficialmente el terreno casi no presenta vegetación, solamente en el lindero sur del terreno se observa una hilera de arbolitos denominados trueno, que son plantas de ornamento.

#### **Descripción del proyecto hidráulico**

Para dar solución al drenaje pluvial de la lateral del cuerpo derecho de la vialidad, se está proponiendo habilitar una cuneta del Km. 0+000 al Km. 0+100, en este tramo el escurrimiento se realiza en sentido opuesto al cadenamiento, al llegar a la vialidad de la Av. Puente de Vigas, se interconectará a un pozo de visita existente, para el tramo comprendido entre el Km. 0+100 al Km. 0+200, se propone la construcción de un bordillo del lado derecho, el cual conducirá el agua de lluvia hasta la cuneta que da inicio a la altura del Km. 0+200, esta cuneta continua con un sentido de escurrimiento en el mismo sentido del cadenamiento hasta llegar a la altura del Km. 0+420, en donde descargará en una caja y esta se interconectará al cajón del río de los Remedios, del Km. 0+420 al Km. 0+640 aproximadamente, se plantea la construcción de un bordillo, el cual descargará a la cuneta que da inicio a la altura del Km. 0+640, esta cuneta continua hasta el Km. 0+730 en donde descarga a un registro, el cual se interconecta al cajón del río de los Remedios mediante tubería de concreto de 45 cm. Para el último tramo de vialidad se plantea también la construcción de un tramo de cuneta, el cual descargará a la misma caja ubicada en e Km. 0+730 de la lateral, para el lado izquierdo de esta misma lateral, se está proponiendo la construcción de un bordillo del Km. 0+120 al

Km. 0+300 en donde descargará en una caja, la cual se encuentra interconectada al cajón del río de los Remedios mediante una tubería de 45 cm. de diámetro.

Para la lateral del lado izquierdo en su primer tramo del Km. 0+020 al Km. 0+210, se plantea la construcción de un bordillo del lado izquierdo de esta vialidad, para el tramo comprendido entre el Km. 0+020 y el Km. 0+060, el agua se conducirá a la caja ubicada a la altura del Km. 0+020 la cual se interconecta al cajón del río de los Remedios mediante una tubería de 45 cm. de diámetro, del Km. 0+060 al Km. 0+100 el agua será conducida a la caja ubicada en el Km. 0+100, la cual también se encuentra interconectada al cajón del río, finalmente del Km. 0+100 al Km. 0+210, el agua se conducirá hasta la caja ubicada a la altura del Km. 0+210, la cual se encuentra interconectada al cajón de el río de los Remedios mediante una tubería de 45 cm; del tramo comprendido entre el Km. 0+210 al Km. 0+340, se construirá también un bordillo para del lado derecho de la vialidad, de tal forma que este bordillo se prolongará hasta el Km. 0+500, en donde descargará en un lavadero, de este lavadero, se construirá un canal para conducir el agua hasta el respiradero del cajón del río de los Remedios; en los siguientes 200 metros se plantea también la construcción de un lavadero el cual conducirá las aguas de lluvia hasta el lavadero ubicado a la altura de Km. 0+500 de la autopista, este lavadero se conectará a un respiradero del cajón del río de los Remedios mediante un canal rectangular.



DRENAJE PLUVIAL

Con la infraestructura descrita anteriormente, se dará solución al drenaje pluvial de las laterales ubicadas en la zona de la Av. Puente de Vigas.

En esta zona el clima según el criterio de Köppen considerado para condiciones medias, se puede clasificar como templado moderado lluvioso (Cwbg), la temperatura en el mes más frío oscila entre 3° y 18° C, con lluvias en verano y con temperaturas en el mes más cálido inferior a 28° C, presentándose la temperatura media mensual máxima anterior al mes de junio.

El periodo de lluvias en la región es de mayo a octubre. La duración de las tormentas que se presentan llegan a ser hasta de tres horas y la precipitación media anual oscila entre 60 mm en la zona baja y 80 mm en la zona alta, esta última condición se presenta en las inmediaciones del lago de Guadalupe.

Para determinar el gasto máximo que se generará en la superficie de rodamiento de la autopista, se utilizaron los datos de Intensidad - Duración - Frecuencia (isoyetas) para el Estado de México, editadas por la S.C.T. , la información en que se apoyan estos datos es resultado del análisis de los registros pluviográficos que se han obtenido por la SARH y la CFE, en este caso, la estación P.T., Rosario ubicada en el Distrito Federal en la zona contigua a la zona de proyecto.

Para definir el área de aportación de la zona en estudio se utilizaron cartas topográficas del INEGI escala 1:50,000 de las localidades de Tlalnepantla y México D.F.; en dichas cartas se procedió a delimitar el área de aportación para el tramo de autopista en cuestión.

Para determinar el tipo de suelo existente en la zona se utilizaron las cartas geológicas y de uso de suelo de esta zona, además de efectuar recorridos físicos por la región con la finalidad de verificar también el tipo de vegetación existente. Con toda la información recopilada se determinó que el tipo de suelo a utilizar es un suelo tipo impermeable, por encontrarse enclavado en una zona urbana.

Para calcular el gasto máximo de lluvia esperado se utilizará el procedimiento establecido en el método denominado:

#### MÉTODO RACIONAL AMERICANO

El gasto máximo se evaluará para una duración de lluvia de 30 minutos, pues este tiempo es aproximadamente igual al tiempo de concentración de la lluvia hacia el punto de descarga considerado, con la finalidad de obtener el gasto máximo más desfavorable.

El periodo de retorno que se utilizará es de 10 años, lo anterior debido a las recomendaciones efectuadas por la SCT para el cálculo de alcantarillas, drenaje de pavimentos, cunetas y contracunetas.

Para la determinación de la intensidad de precipitación correspondientes se procederá a evaluar los registros de lluvia máxima en 24 horas, reportados por la estación climatológica P.T. Rosario, así como los datos de intensidades reportados en las cartas de isoyetas elaboradas por la SCT para el Estado de México.

La intensidad de lluvia que se utilizará para evaluar los gastos pluviales será el valor más desfavorable obtenido ya sea con los datos de lluvia de la estación o con las isoyetas de la SCT.

A continuación se describe brevemente el método utilizado para la determinación del gasto máximo.

### **MÉTODO RACIONAL AMERICANO**

Este método se basa en considerar en toda el área estudiada una lluvia uniforme de intensidad, constante y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto en la descarga.

El método consiste en aplicar la fórmula expresada:

$$Q = C i A$$

Donde:

Q= Gasto (lts/seg).

C= Coeficiente de escurrimiento dependiendo de las características de la cuenca y expresa la relación del caudal llovido entre el caudal escurrido.

i= Intensidad de lluvia (mm/hr).

A= Área drenada en (Ha).

Si nosotros observamos las unidades de gastos, estas quedan expresadas en mm/Ha/hr., para convertirlo en lts/seg. le aplicaremos el factor de transformación de unidad cuyo valor es 2.778.

$$Q=2.778CiA \text{ lts/seg}$$

El valor de la intensidad de la lluvia es el asociado a una duración tal, que toda la cuenca esté atribuyendo al flujo en la descarga, esto se logra cuando la duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca, para que el producto (i·A) sea máximo.

Consecuentemente, el tiempo de duración de la lluvia se hace igual al tiempo de concentración, el cual está asociado a la distancia del punto más alejado que contribuye al escurrimiento.

El tiempo de concentración se calcula sumando el tiempo de entrada (o sea el tiempo que tarda la lluvia en llegar al tubo) y el tiempo de escurrimiento, que es el tiempo que tarda el agua en recorrer la tubería.

Tiempo de ingreso (ti)=(te).

Tiempo de tránsito (tr)=(te).

Las estimaciones para el tiempo de entrada se hacen mediante la aplicación propuesta por V.T.CHOW. para áreas pequeñas o mediante la ecuación de la fórmula de BABBIT.

$$T_e = 0.303 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \text{ -----V.T. CHOW}$$

Donde:

Te= Tiempo de entrada o ingreso (min).

L = Longitud de recorrido superficial de fluido (mts).

S = Pendiente del área (%).

$$T_e = \frac{L}{V} \text{ ----- --BABBIT}$$

$$V = 610C\sqrt{S} \quad .$$

Donde:

L = Longitud de recorrido superficial de fluido (mts).

C= Coeficiente de escurrimiento o escorrentía

S = Pendiente del área por drenar.

V = Velocidad en mts/min.

### **Cálculo del coeficiente de escurrimiento o escorrentía**

Coeficiente de escurrimiento:

La permeabilidad del terreno, la evaporación, la vegetación y la distribución de la lluvia, originan que el volumen que llega a los conductos de la red del alcantarillado sea menor que el volumen llovido; esto debe tomarse en consideración aplicando al volumen llovido un coeficiente "C " de reducción a la cual se le llama coeficiente de escurrimiento o escorrentía y está dado por la expresión siguiente.

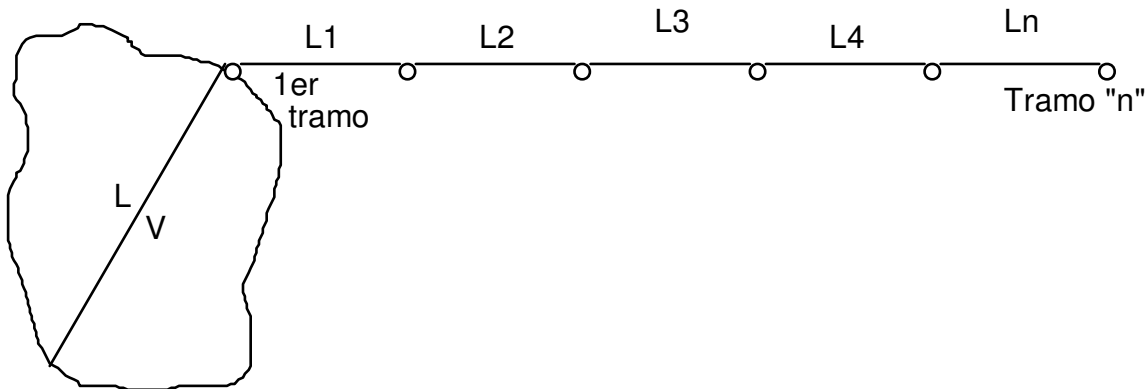
$$"C" = \frac{\text{Volumen de agua que escurre}}{\text{Volumen de agua que llueve}}$$

Los valores del coeficiente "C" se proporciona en la tabla siguiente:



TIPO DE MATERIAL	COEFICIENTE
Pavimento asfaltado	0.95
Banqueta de concreto	0.90
Camellón central y lateral (terreno natural)	0.10

En la primera alternativa de cálculo, los tiempos de concentración que se utilizan para obtener los valores de  $i$  con los que se calcularán los gastos de los diversos tramos del interceptor son los siguientes:



$$\begin{aligned} \text{Para el 1er tramo} & \quad \text{-----} L / V \text{-----} = t_1 \\ \text{Para el 2do tramo} & \quad \text{-----} L / V + L_1 / V_1 \text{-----} = t_2 \\ \text{Para el 3er tramo} & \quad \text{-----} L / V + L_1 / V_1 + L_2 / V_2 \text{-----} = t_3 \\ \text{para el 4to tramo} & \quad \text{-----} L / V + L_1 / V_1 + L_2 / V_2 + L_3 / V_3 \text{-----} = t_4 \\ \text{Para el tramo } L_n & \quad \text{-----} L / V + L_1 / V_1 + L_2 / V_2 + L_3 / V_3 + L_n / V_n \text{-----} = t_n \end{aligned}$$

Si se usa la alternativa de cálculo más rigurosa, se agregarán a los tiempos de concentración anteriores los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{1er tramo} & \quad L_1 / V_1 \\ \text{2do tramo} & \quad L_2 / V_2 \\ \text{3er tramo} & \quad L_3 / V_3 \\ \text{4to tramo} & \quad L_4 / V_4 \\ \text{Tramo } n & \quad L_n / V_n \end{aligned}$$

Conocido el periodo de retorno, se procede a calcular la intensidad máxima probable en mm/hr, la cual nos permitirá posteriormente evaluar los gastos

esperados de acuerdo a las áreas de aportación consideradas, aplicando el método racional americano, el cual fue descrito anteriormente.

Para determinar la intensidad máxima probable se aplicarán dos métodos, con la finalidad de comparar los resultados obtenidos y seleccionar la intensidad más desfavorable.

El primer método consiste en determinar la intensidad probable utilizando los datos de altura de precipitación máxima en 24 horas registrados en la estación climatológica más próxima a la zona de proyecto.

Este método, se basa en aplicar un método estadístico, el cual considera que la intensidad máxima probable es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

Para calcular la intensidad máxima probable para un periodo de retorno considerado se utiliza la ecuación:

$$I_{\max} = I_m - \frac{\delta_q}{\delta_n} (Y_n - \log Tr)$$

$$\text{Siendo } \delta_q = \sqrt{\frac{\sum I_i^2 - NI_m^2}{(n-1)}}$$

Donde:

$I_m = \sum I_i / N$  Intensidad media, en mm/hr.

$I_i$  = Intensidad máxima anual registrada, en mm/hr.

$N$  = número de años de registro.

$\delta_q$  = desviación estándar de las intensidades.

$\delta_n, \tilde{Y}_n$  = constantes función de  $N$ , tabla 1.

$Tr$  = período de retorno.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, el rango dentro del cual puede variar  $I_{\max}$  dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si  $\emptyset = 1$

– Tr varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$I = \pm \frac{\sqrt{N\alpha\delta_m}(\delta_q)}{\delta_n\sqrt{N}} \text{ ----- (4a)}$$

Donde:

$\sqrt{N\alpha\delta_m}$  = Constante función de  $\emptyset$ , tabla 2.

$\delta_q$  = desviación estándar de los gastos.

$\delta_n$  = constante función de N, tabla 1.

N = número de años de registro.

Si  $\emptyset$  es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$I = \pm \frac{1.14\delta_q}{\delta_n} \text{ ----- (4b)}$$

- En la zona de  $\emptyset$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, en donde Q es proporcionado con las expresiones mencionadas, dependiendo del valor de  $\emptyset$ .

## CÁLCULO DE INTENSIDAD MAXIMA PROBABLE APLICANDO EL MÉTODO DE GUMBEL.

Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas durante el periodo 1961 a 1990 en la estación climatológica P.T Rosario

MES	HPM (MM)
ENERO	0.00
FEBRERO	0.00
MARZO	3.8
ABRIL	4.3
MAYO	22.9
JUNIO	23.4
JULIO	24.1
AGOSTO	35.6
SEPTIEMBRE	33.0
OCTUBRE	19.1
NOVIEMBRE	1.5
DICIEMBRE	0.5

Partiendo de estos datos se procedió a convertirlos en intensidades de lluvia en mm/hr, para lo cual se tomó la siguiente consideración:

Para tomar en cuenta la variación espacial de la lluvia, es necesario considerar datos para duración de lluvia menores a 1 hora, debido a que no se tienen los registros de lluvias máximas para duraciones menores a 1 hora y por otra parte la mayoría de las lluvias que provocan incrementos notables en el escurrimiento en cuencas urbanas tienen una duración menor a dos horas, atendiendo a lo anterior se procederá a transformar los datos de lluvia máxima reportados por la estación climatológica considerando que la lluvia tuvo una duración de una hora; con lo cual estaremos tomando en cuenta la variación espacial de la lluvia en la zona de proyecto.

Para efectuar lo anterior procederemos de la siguiente manera:

$$I = \frac{I_{\max} \text{ registrada (mm)}}{\frac{\text{Duración en minutos}}{60}}$$

$$I = \frac{3.8}{\frac{60}{60}} = 3.8 \text{ mm/hr}$$

Se procedió de la misma manera para los demás meses de registro.

Las intensidades obtenidas por mes se presentan en la tabla siguiente:

### INTENSIDADES EN MM/HR.

MES	HPM (MM/HR)
ENERO	0.00
FEBBERO	0.00
MARZO	3.8
ABRIL	4.3
MAYO	22.9
JUNIO	23.4
JULIO	24.1
AGOSTO	35.6
SEPTIEMBRE	33.0
OCTUBRE	19.1
NOVIEMBRE	1.5
DICIEMBRE	0.5

A estos datos aplicaremos el método de Gumbel descrito anteriormente para determinar el valor de la intensidad máxima probable para un periodo de retorno de 10 años.

De la tabla No. 1 ( se anexa al final)

Para un periodo de retorno de 10 años

$$\delta_n = 0.9497$$

$$\check{Y}_n = 0.4952$$

Desviación estándar de la muestra  $\delta_q = 13.65742$

Intensidad media en mm/hr = 14.01666 mm/hr

Con estos parámetros procederemos a calcular la intensidad máxima probable para el periodo de retorno seleccionado.

$$I_{\max} = I_m - \frac{\delta_q}{\delta_n} (Y_n - \log Tr)$$

$$I_{\max} = 14.0166 - \frac{13.657}{0.9497} (0.4952 - 2.3025) = 40.00 \text{ mm/hr}$$

$$I_{\text{máx.}} = 40.00 \text{ mm/hr.}$$

Cálculo del intervalo de confianza.

$$I = \pm \frac{1.14\delta_q}{\delta_n}$$

$$I = \pm \frac{1.14(13.65)}{0.9497} = 16.39 \text{ mm/hr}$$

$$I = 16.39 \text{ mm/hr}$$

Finalmente la Intensidad máxima será:

$$I_{\text{máx.}} = 40.00 + 16.39 = \mathbf{56.39 \text{ mm/hr.}}$$

El segundo método consiste en aplicar las isoyetas de intensidad – duración - frecuencia elaboradas por la SCT para el Estado de México, tomando en cuenta los registros históricos de la lluvia en las estaciones climatológicas existentes en este Estado.

Para aplicar este método es necesario determinar el tiempo de concentración de la lluvia en el área de proyecto, para lo cual se recomienda utilizar la fórmula de Kirpich, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$T_c = \left( \frac{0.86L^3}{H} \right)^{0.325}$$

Donde :

Tc = Tiempo de concentración en hrs.

L = Longitud del cauce principal en km.

H = Desnivel del cauce principal en m.

Cálculo de la intensidad máxima probable para el periodo de retorno seleccionado, utilizando las isoyetas de la S.C.T.

Para el caso que nos ocupa

$$L = 720 \text{ m}$$

$$H = 9.72 \text{ m}$$

Por lo que el tiempo de concentración resulta ser:

$$T_c = \left( \frac{0.86(0.3732)^3}{9.72} \right)^{0.325} = 0.3301 \text{ hrs.}$$

$$T_c = 0.3301 \text{ hrs.} = 19.80 \text{ minutos.}$$

Tomaremos un tiempo de duración de la lluvia de 30 minutos.

Una vez conocido el tiempo de concentración y el periodo de retorno, se determina el valor de la intensidad para la zona de proyecto a partir de la carta de isoyetas para el Estado de México con duración de 30 minutos y periodo de retorno de 10 años.

**El valor obtenido resulta ser de 72 mm/hr.**

Como ya se mencionó anteriormente, para determinar la lluvia del diseño se utilizaron 2 métodos en los cuales intervienen los datos de precipitación pluvial de la zona de estudio.

En el método de utilización de isoyetas, elaboradas por la SCT se obtuvo un valor de altura máxima de precipitación de **72.0 mm/hr.** y utilizando el método de Gumbel con los datos de lluvia de la estación climatológica P.T. Rosario, se obtuvo un valor de altura de precipitación de 63.102 mm/hr.

**Por lo que se decidió utilizar la intensidad de lluvia obtenida con las isoyetas de la SCT (72.00 mm/hr)** por generar un gasto mayor, lo que nos permite un mayor margen de seguridad en los gastos a conducir por las cunetas que se habilitaran para conducir y desalojar las aguas de lluvia que se generen e la superficie de rodamiento, tomando en cuenta también los posibles escurrimientos futuros en la zona debido a los asentamientos humanos.

Por lo tanto para el cálculo de los gastos se utilizará la siguiente fórmula:

$$Q = 2.778 CiA.$$

Los valores obtenidos se localizarán en la siguiente tabla de cálculo hidráulico:

ESTACIÓN	LONG.	LONG.	TIEMPOS		AREAS (HA)		POBLACION		COEF.		GASTOS		
	PROPIA	ACUM.	PAR.	ACUM.	TRIB.	ACUM.	TRIB.	ACUM.	HARMO	MEDIO	MAX.	PLUVIAL	DISEÑO
0+00					0.0355	0.0355							
0+100	100	100			0.0648	0.0648						11.02	11.01688
0+100					0.0050	0.0050							
0+200	100	100			0.0761	0.0761						12.94	12.93803
0+200					0.0611	0.0611							
0+420	200	200			0.0378	0.0989						16.81	16.81435
0+420					0.0581	0.0581							
0+640	200	200			0.0378	0.0959						16.30	16.3043
0+640					0.0481	0.0481							
0+730	90	90			0.0378	0.0859						14.60	14.60417



TABLA 1

N	$Y_N$	$\sigma_N$	N	$Y_N$	$\sigma_N$
8	0,4843	0,9043	49	0,5481	1,159
9	0,4902	0,9288	50	0,54854	1,16066
10	0,4952	0,9497	51	0,5489	1,1623
11	0,4996	0,9676	52	0,5493	1,1638
12	0,5035	0,9833	53	0,5497	1,1653
13	0,507	0,9972	54	0,551	1,1667
14	0,51	1,0095	55	0,5504	1,1681
15	0,5128	1,02057	56	0,5508	1,1696
16	0,5157	1,0316	57	0,5511	1,1708
17	0,5181	1,0411	58	0,5515	1,1721
18	0,5202	1,0493	59	0,5518	1,1734
19	0,522	1,0566	60	0,55208	1,17467
20	0,52355	1,06283	62	0,5527	1,177
21	0,5252	1,0696	64	0,5533	1,1793
22	0,5268	1,0754	66	0,5538	1,1814
23	0,5283	1,0811	68	0,5543	1,1834
24	0,5296	1,0864	70	0,55477	1,18536
25	0,53086	1,09145	72	0,5552	1,1873
26	0,532	1,0961	74	0,5557	1,189
27	0,5332	1,1004	76	0,5561	1,1906
28	0,5343	1,1047	78	0,5565	1,1923
29	0,5353	1,1086	80	0,55688	1,19382
30	0,53622	1,11238	82	0,5572	1,1953
31	0,5371	1,1159	84	0,5576	1,1967
32	0,538	1,1193	86	0,558	1,198
33	0,5388	1,1226	88	0,5583	1,1994
34	0,5396	1,1255	90	0,5586	1,20073
35	0,54034	1,12847	92	0,5589	1,202
36	0,541	1,1313	94	0,5592	1,2032
37	0,5418	1,1339	96	0,5595	1,2044
38	0,5424	0,1363	98	0,5598	1,2055
39	0,543	0,1388	100	0,56002	1,20649
40	0,54362	1,14132	150	0,56461	1,22534
41	0,5442	1,1436	200	0,56715	1,23598
42	0,5448	1,1458	250	0,56878	1,24292
43	0,5453	1,148	300	0,56993	1,24786
44	0,5458	1,1499	400	0,57144	1,2545
45	0,5463	1,15185	500	0,5724	1,2588
46	0,5468	1,1538	750	0,57377	1,26506
47	0,5473	1,1557	1000	0,5745	1,26851
48	0,5477	1,1574		0,57722	1,28255

TABLA 2

$\emptyset$	$\sqrt{N} \alpha \sigma$
0,01	2,1607
0,02	1,7894
0,05	1,455
0,1	1,3028
0,15	1,2548
0,2	1,2427
0,25	1,2494
0,3	1,2687
0,35	1,2981
0,4	1,3366
0,45	1,3845
0,5	1,4427
0,55	1,1513
0,6	1,5984
0,65	1,7034
0,7	1,8355
0,75	2,0069
0,8	2,2408
0,85	2,5849
0,9	3,1639
0,95	4,4721
0,98	7,071
0,99	10

**S E M A N A T COMISION NACIONAL DEL AGUA**  
**GERENCIA REGIONAL DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO**  
**GERENCIA TECNICA**

PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HRS. EN mm.

AÑO 2007

DEPTO. DEL DISTRITO FEDERAL (OPERADAS POR EL SISTEMAS DE  
 AGUAS DE LA CD. DE MÈXICO)

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
01. Tanques Chalmita	0.0	1.3	4.3	2.0	32.0	31.0	17.3	32.3	16.3	8.6	2.5	1.0	32.3
02. O.T. Rio Remedios	0.0	0.0	4.6	2.0	31.2	35.3	21.3	19.5	63.3	45.2	0.8	0.0	63.3
03. P.B. LÍndavista	0.0	1.0	4.1	19.3	28.5	33.8	25.2	17.8	13.2	4.8	1.0	33.8	
04. Covol	0.0	2.5	8.4	3.9	17.5	32.5	24.1	23.4	10.4	26.4	5.3	0.5	32.5
05. P. Generadora 101	0.0	6.1	8.9	5.8	31.0	40.9	22.6	30.2	13.2	12.2	3.0	0.0	40.9
06. P.T. Rosario	0.0	0.0	3.8	4.3	22.9	23.4	24.1	35.6	33.0	19.1	1.5	0.5	35.6
07. Campamento Mecoaya	0.0	0.0	3.1	4.3	38.9	28.5	22.1	35.8	19.8	10.4	0.8	0.8	38.9
08. P.B. Nva. Santa María	0.0	0.0	7.1	4.1	27.2	25.4	25.2	22.4	24.9	9.9	0.3	1.3	27.2
09. Tanque San Joaquín	0.0	0.0	5.3	10.9	30.5	26.9	24.4	32.8	19.6	18.8	9.4	2.0	32.8
10. P.B. Tizoc	8.9	0.3	7.6	4.8	25.9	27.2	22.6	28.7	26.4	14.2	2.3	1.5	28.7
11. Depto. del D.F.	0.0	0.0	12.5	2.5	20.6	26.4	34.8	23.9	13.0	11.4	3.6	2.3	34.8
12. M. Carrillo	0.0	0.0	6.9	1.5	20.3	35.6	50.6	29.5	15.2	30.0	8.1	5.8	50.6
13. P.B. López Mateos	0.0	0.0	8.4	4.3	9.1	39.1	23.4	23.4	15.5	6.4	10.7	1.3	39.1
14. P.B. Churubusco L.	0.0	3.3	2.0	6.6	13.2	29.2	32.5	25.4	22.4	11.7	16.5	1.5	32.5
15. TriánQulo	0.0	0.0	4.8	3.3	41.9	64.8	19.8	37.3	13.0	26.7	16.3	3.8	64.8
16. Trif. Santa Lucla	0.0	0.0	6.6	5.1	20.1	34.0	14.5	10.7	38.4	20.3	6.4	0.0	38.4
17. Tanque El Lienzo	0.0	0.0	5.8	5.1	16.8	53.6	18.8	22.6	51.1	16.5	11.2	1.8	53.6
18. Centro Universidad	0.0	0.0	3.1	3.6	17.0	32.8	14.2	41.7	37.3	26.2	2.3	2.0	41.7
19. Radio comunicación	0.0	0.0	11.7	2.5	23.1	26.2	30.7	29.0	14.5	40.1	9.1	5.8	40.1
20. P.B. Municipio Libre	0.0	0.0	2.5	2.0	16.3	30.7	34.3	44.5	23.1	33.8	7.6	1.3	44.5
21. Tanque El Cartero	0.0	0.0	6.1	8.6	18.8	36.3	28.5	18.8	36.1	25.2	11.7	2.5	36.3
22. La Venta	0.0	0.0	8.4	8.9	24.6	24.9	29.2	18.8	76.7	18.8	7.6	0.8	76.7
23. El Zarco	0.0	0.0	7.4	3.6	37.9	29.2	30.0	64.0	44.5	28.7	10.7	2.0	64.0
24. T. San Francisco	0.0	0.0	8.1	6.4	22.6	33.5	20.6	26.7	62.7	25.7	5.1	0.3	62.7
25. P.T. Rio Magdalena	0.0	0.0	6.9	2.8	37.3	23.4	33.5	34.5	34.8	23.1	6.9	0.8	37.3
26. Monte Alegre	0.0	1.8	2.3	7.1	62.5	48.5	31.5	36.1	53.3	14.0	8.1	2.0	62.5
27. Planta Xotepingo	0.0	0.0	1.5	3.3	31.5	31.8	18.0	51.6	37.6	21.8	13.0	0.8	51.6

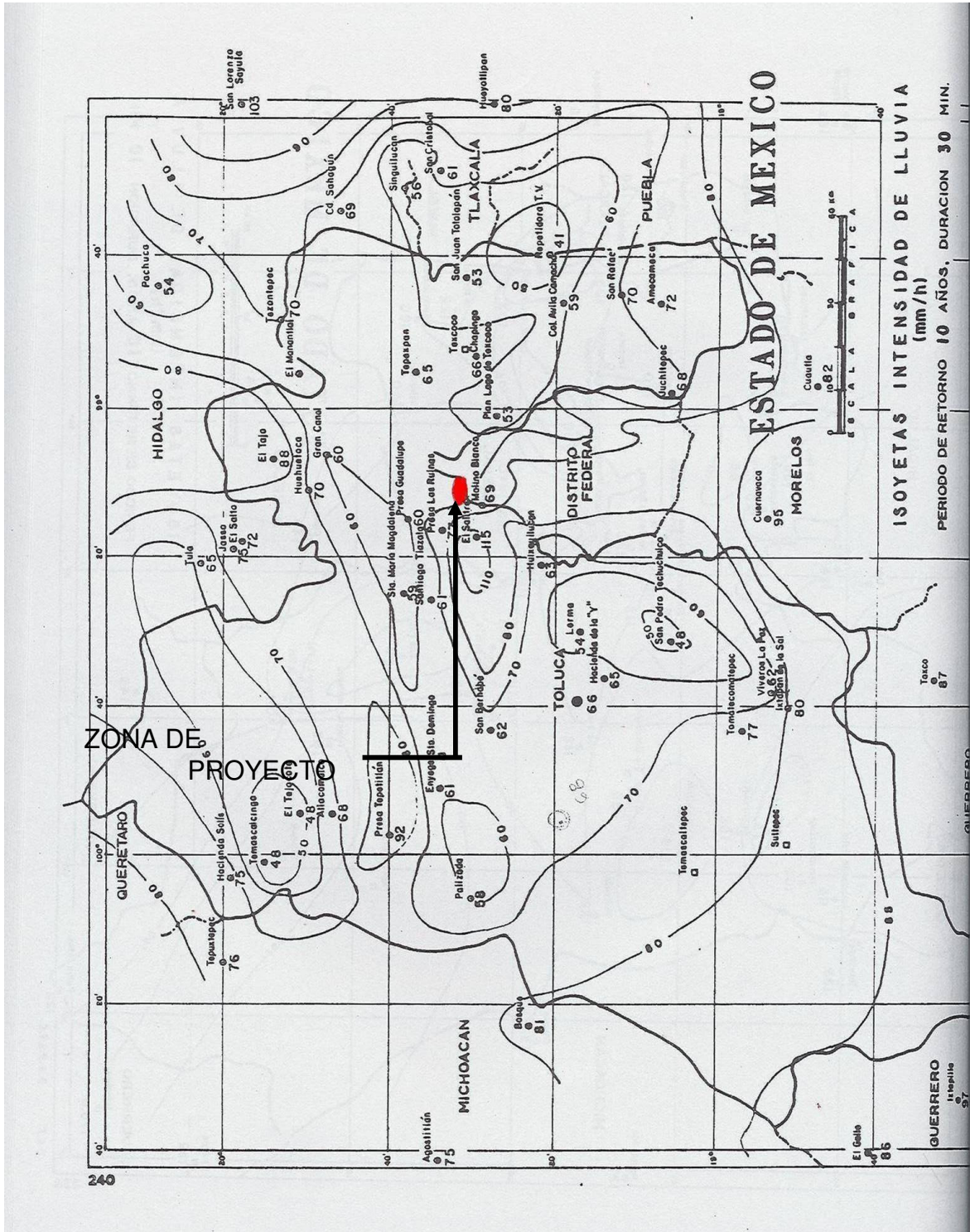


TABLA DE ISOYETAS DE LA S.C.T.

## **1.2.- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

El objetivo principal de un estudio de geotecnia, es que el programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de la estructura y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

La geología de la región está formada por suelos finos transportados, constituidos hasta 30 m de profundidad, por arcillas limosas, arenas finas limosas y arcillosas y limos con arena fina.

Para conocer las características estratigráficas del sitio, se efectuó un estudio de mecánica de suelos consistente en exploración y muestreo del suelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

### Reporte de campo.

Para efectuar el estudio de cimentación de la obra indicada, se llevó a cabo la exploración del subsuelo del sitio en estudio.

Ejecución de cuatro sondeos, realizados sobre el eje del camino principal, en los sitios probables en que se localizarán las pilas de la estructura por proyectar.

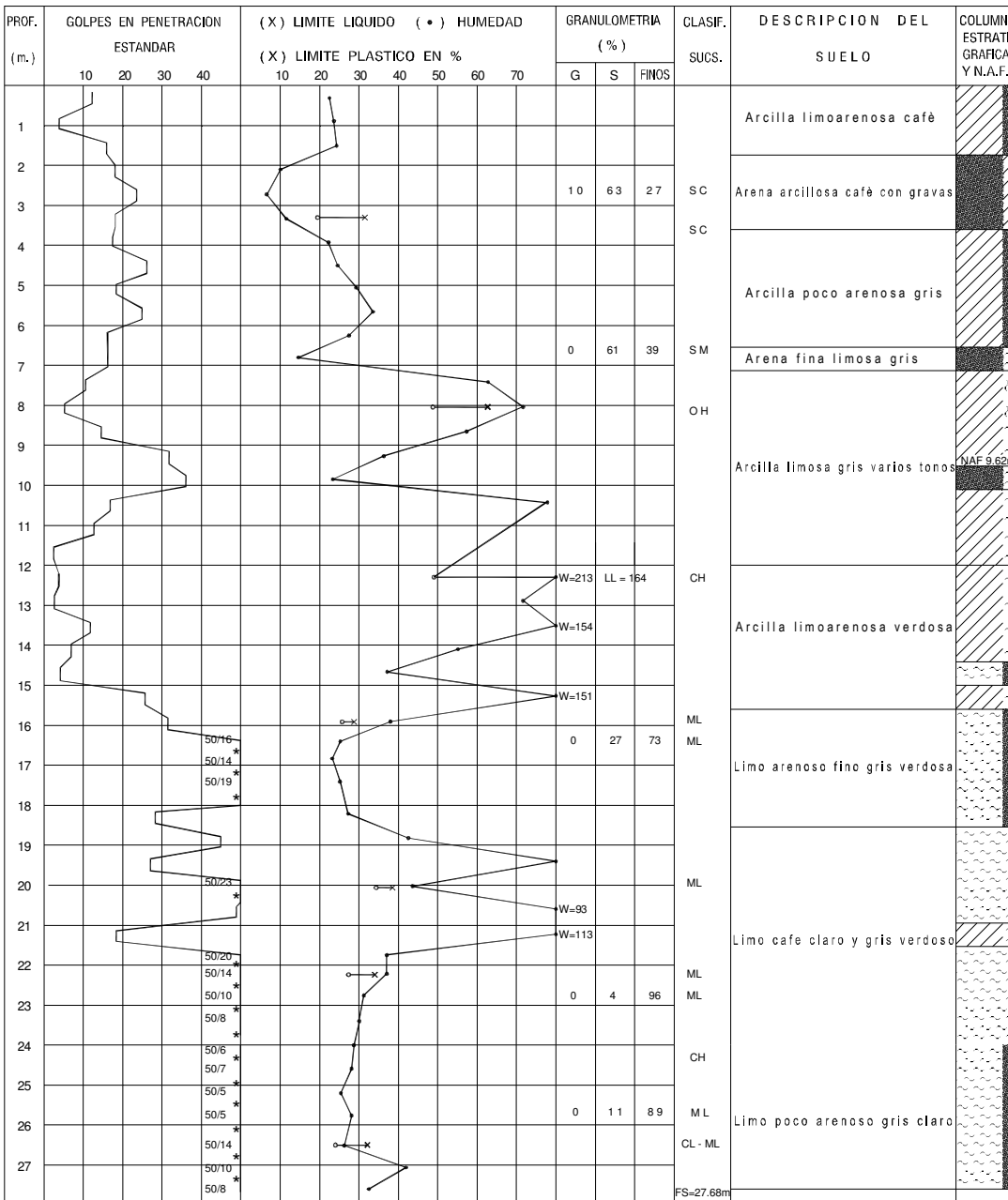
Los sondeos se realizaron con máquina rotatoria, utilizando para su avance la prueba de penetración estándar en suelos arcillosos, arenosos y limosos, obteniendo muestras alteradas.

La longitud de exploración se definió en campo en función de las características estratigráficas del sitio, tomándose en consideración los siguientes criterios para suspender los sondeos:

- a) Cuando se penetró 6.0 m en arenas y arcillas con un número de golpes mayor 50 en la prueba de penetración estándar.
- b) Cuando se detectó una masa rocosa, se confirmó un espesor de la misma, mínimo de 4.0 m.

A continuación se presentan los registros de campo de los sondeos realizados.

AUTOPISTA: <u>LOS REMEDIOS - ECATEPEC</u>	<b>COLUMNA ESTRATIGRAFICA</b>	OBRA : <u>PUENTE IZTACALA</u>
TRAMO : <u>PUENTE DE VIGAS - VALLEJO</u>		SONDEO No.: <u>1</u>
KM : <u>2+520</u>		ELEVACION : <u>2251.30m.</u>
ORIGEN : <u>PUENTE DE VIGAS</u>		LOCALIZACION : <u>Km. 2+190</u>



SIMBOLOS Y ABBREVIATURAS		ARCILLA - C		ARENA - S		GRAVA - C		MAT. GRD O
		LIMO - M						

SUCS: SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

## Elección del tipo de cimentación

El tipo de cimentación del puente se ha decidido a base de pila-columna, por tratarse de una solución común para este tipo de obras y por obtenerse en este caso una solución segura tanto a corto como a largo plazo dentro de las restricciones económicas, a demás de que su procedimiento constructivo permite un mayor avance en la obra.

## Cálculo de capacidad de carga en pilas

La capacidad de carga de una pila se determina con la siguiente ecuación:

$$q_a = \left[ \bar{p}_v (N_q - 1) \right] F_R + P_v \left] A_p \right.$$

Donde:

$q_a$ = Capacidad por punta.

$P_v$ = Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas.

$\bar{p}_v$ = Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de las pilas, menos el decremento ( $\Delta\sigma_d$ ) debido a la fricción negativa ( $F_N$ ).

$N_q$ = Coeficiente de capacidad de carga que puede determinarse a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar.

$F_R$ = Factor de resistencia igual a 0.35.

$A_p$ = Área transversal de la pila en la base, en  $m^2$

$F_N$ = Fricción negativa.

$$F_N = \frac{W(K_\phi)}{1 + \frac{W(K_\phi)}{3} \frac{d}{a}} \int_0^d \sigma_{oz} dz$$

Donde:

$$2w = 2\pi(\bar{r}_o) m$$

$$\bar{r}_o = 1.05(r_o)$$

$r_o$ =Radio de la pila.

$d$ =Profundidad de desplante.

$a$ =Área tributaria efectiva.

$\sigma_{oz}$ =Esfuerzo efectivo a la profundidad  $z$ .

$$K_{\phi} = \frac{\tan \phi_p}{N_{\phi}} = 0.33$$

$\tan \phi_p$ =Coeficiente de fricción entre pila y el suelo.

$$N_{\phi} = \frac{1 + \text{sen}^2 \phi_r}{1 - \text{sen}^2 \phi_r}$$

$\tan \phi_r$ = Factor de proporcionalidad que mide la razón de ganancia de resistencia al corte cuando el suelo se consolida.

B (m)	W (m)	a (m <sup>2</sup> )	F N (ton)	FN/a
1.0	3.14	9.0	77.5	8.61
1.2	3.77	12.96	98.6	7.61
1.5	4.71	20.25	130.9	6.46

Sondeo S-1

$$\phi = 35^{\circ} \quad Nq \text{ máx} = 130$$

$$Nq \text{ mín} = 40$$

$$D_f = 24 \text{ m}$$

$$N^*q = Nq \text{ máx} + \frac{L_e}{4} (Nq \text{ máx} - Nq \text{ mín})$$

$$L_{opt} = 4 B \tan (45 + \phi/2)$$

$L_{opt}$

$$\bar{P}_v = \gamma_m \times D_f = 1.7 \times 8 + 0.55 \times 16 = 22.4 \text{ - F N/a}$$

$$F_R = 0.33$$

$$L_e = \text{Longitud de empotramiento del estrato resistente} = 2.4 \text{ m}$$

B (m)	A (m)	Lopt (m)	N*q	q <sub>a</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	q <sub>a</sub> (ton)	FN (ton)	q <sub>a</sub> (util)
1.0	0.785	7.68	68.1	313.0	245.7	77.5	168.2
1.2	1.131	9.22	63.4	312.2	353.2	98.6	254.6
1.5	1.767	11.52	58.7	311.9	551.0	130.9	420.1

Resumiendo la tabla anterior, se tiene:

B (m)	q <sub>a</sub> (ton)
1.0	165
1.2	250
1.5	415

### Cálculo de asentamientos en pilas

$$\delta = Q \left[ \frac{L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2) \right]$$

Donde:

$\delta$  = Deformación, en m.

Q = Suma de fuerzas actuantes en la pila, en ton.

L = Longitud de la pila, en m.

$E_c$  = Módulo de elasticidad de la pila igual a  $1.2 \times 10^6$ , en ton/m<sup>2</sup>.

$A_f$  = Área transversal del fuste igual a 1.77 m<sup>2</sup>.

m = Factor de forma igual a 0.95.

$C_s$  = Factor de forma rigidez igual a 1.0.

$f_p$  = Factor de profundidad igual a 0.5.

$\nu$  = Relación de Piosson igual a 0.3.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo igual a 4500 ton/m<sup>2</sup>.

$A_b$  = Área transversal de la base.



B (m)	Ab = Ar (m)	Qa (ton)	$\delta$ (m)
1.0	0.785	165	0.0199
1.2	1.131	250	0.0227
1.5	1.767	415	0.0271

### ***Exploración y muestreo***

Número, tipo, y profundidad de sondeos:

Cuatro sondeos con máquina perforadora denominados S-1 a S-4, utilizando la prueba de penetración estándar, para obtener muestras de suelo. Los sondeos se ubicaron con respecto al eje del camino principal efectuándose en el km 2 + 190, km 2 + 355, km 2 + 480, y en el km 2 + 590, a las elevaciones del terreno natural 2251.30, 2251.40, 2250.80 y 2250.70 m, y fueron llevados hasta 27.68, 31.27, 29.51 y 30.64 m de profundidad, respectivamente.

Tipo de Muestras: Alteradas representativas de suelo.

Profundidad de nivel freático: Se detectó entre 7.8 y 9.6 m de profundidad en la fecha en la que se realizó la exploración.

### ***Pruebas de laboratorio efectuadas***

Se utilizarán las muestras representativas alteradas obtenidas con el penetrómetro estándar para determinar el contenido natural de agua, por lo menos cada metro, los límites líquido y plástico en los materiales finos y la densidad de sólidos para cada estrato.

Humedad Natural	( X )	Compresión Simple	( )
Límites de plasticidad	( X )	Compresión triaxial rápida	( )
Granulometría por mallas	( X )	Compresión triaxial rápida consolidada	( )
Porcentaje de finos	( )	Compresión triaxial lenta	( )
Peso específico relativo	( )	Consolidación unidimensional	( )
Peso volumétrico en estado natural	( )	Resistencia al corte con torco metro de bolsillo	( )

**Otras:** Clasificación manual y visual de los suelos de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

### ***Estratigrafía y tipo de formación***

De la exploración realizada en la zona, en términos generales, entre la superficie y una profundidad que varía entre 15.60 y 17.40 m se detectó arcilla limosa y arenosa café y gris, de baja y alta compresibilidad, de consistencia entre muy blanda y dura, orgánica en algunas zonas, interrumpida por estratos de diferente espesor de arena limosa y arcillosa, de compacidad entre media y muy alta. Bajo el depósito anterior y hasta el final de la exploración se tiene limo poco arenoso y arenoso café y gris, de compacidad entre media y muy alta, interrumpido por estratos de arcilla limosa de poco espesor.

### ***Cálculos***

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor a 60cm, y pilotes para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables; la forma de como transmiten las cargas al subsuelo, el material con que están fabricados y su procedimiento constructivo.

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible y cuando el peso y carga de la superestructura son importantes. Una ventaja de las pilas es que se puede acampanar su base, aumentando así su carga útil.

En base a los resultados obtenidos del estudio se optó por emplear una cimentación a base de pilas coladas en sitio, debido a que a la profundidad explorada se encontró un estrato resistente y por que el nivel de aguas freáticas lo tenemos entre 7.8 y 9.6 m de profundidad.

Superficial	( )	Pilotes de fricción y punta	( )
Compensación parcial	( )	Cilindros	( )
Compensación total	( )		
Pilastrones colados en el lugar con excavación previa	( X )		
2.- Modulo de reacción	( )		
3.- Asentamientos de cimentación	( X )		
4.- Estabilidad de taludes de corte	( )		

# CAPÍTULO 2

## ANÁLISIS Y

## DISEÑO

## CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO

### 2.1.-BAJADA DE CARGAS

**Definición:**

Son las cargas que debemos tomar en cuenta para el análisis y diseño de los elementos estructurales.

**Clasificación:****Cargas permanentes**

Son aquellas que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura y son:

- \*Cargas muertas
- \*Empujes de tierras
- \*Empujes hidrostáticos

**Cargas variables**

Son aquellas que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son:

- \*Carga viva
- \*Impacto
- \*Fuerza centrífuga

**Cargas eventuales**

Son aquellas producidas por acciones que ocurren durante la vida de la estructura, como:

- \*Viento
- \*Sismo
- \*Frenaje, etc.

**Clasificación de cargas con fines de diseño****Cargas de servicio**

Son aquellas que se consideran con su valor real, actúan sobre la estructura, y que se emplean en el diseño estructural por el método de cargas de trabajo.

### **Cargas últimas**

Se denominan cargas últimas a las que tienen un valor igual al de la carga de servicio multiplicado por un factor de carga y que se emplea en el diseño estructural por el método de factores de carga.

En la siguiente tabla se muestran algunos valores de los pesos volumétricos de los materiales para fines de diseño.

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	
	kN/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>3</sup>
Acero o fundición de acero	77.00	7850
Hierro colado	70.73	7210
Aleaciones de aluminio	27.47	2800
Madera tratada o sin tratar	7.85	800
Concreto asfáltico	21.58	2200
Concreto hidráulico simple	22.56	2300
Concreto hidráulico reforzado	23.54	2400
Tierra, arena, grava o basalto compactados	18.64	1900
Tierra, arena o grava sueltas	15.70	1600
Macadam o grava compactada con rodillo	21.97	2240
Relleno de escorias	9.42	960
Pavimento (que no sea de madera)	23.54	2400
Mampostería de piedra	26.68	2720
Vía de ferrocarril (rieles, guardarieles y accesorio)	2.94 kN/m	300kg/m

### **Ubicación de las cargas vivas vehiculares en los carriles de circulación.**

EL número de carriles a considerar en el diseño de la estructura, se determina dividiendo el ancho de la calzada entre 3.5m.

Las cargas móviles concentradas y uniformemente distribuidas se colocarán dentro del carril en la posición más desfavorable para producir solicitaciones máximas en el elemento que se esté diseñando.

Se considerará que el eje de las ruedas derechas de los vehículos, se acerque a la cara de la guarnición o al límite del carril correspondiente 30cm como mínimo para el diseño de los voladizos de la losa de calzada.

### Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis longitudinal

- a) Modelo IMT 66.5: Este modelo es empleado para claros igual o mayor a 30m, consiste en 3 cargas concentradas ( $P_1=5t$ ,  $P_2=24t$ ,  $P_3=37.5t$ ) y una carga uniformemente distribuida ( $w=10(L-30)/60$  kN/m), Fig.1.1.

Donde:

$L$ = longitud del claro, (m)

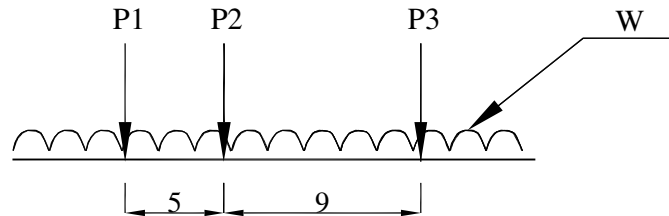


Figura1.1.-Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5

- b) Modelo IMT 20.5: Este modelo es empleado para claros igual o mayor a 15m, consiste en 2 cargas concentradas ( $P_4=2.5t$  y  $P_5=18t$ ) y una carga uniformemente distribuida ( $w=8.8$  kN/m= $0.9t/m$ ). Si el claro es menor a 15m,  $P_5$  se divide en dos cargas iguales de  $9t$ , espaciadas a  $1.2m$  como se muestra en la fig.1.2 y la carga uniformemente distribuida  $w$  se toma como  $w=(8.8/15)L$ .

Donde:

$W$ =Carga uniformemente distribuida (kN/m)

$L$ =Longitud del claro (m)

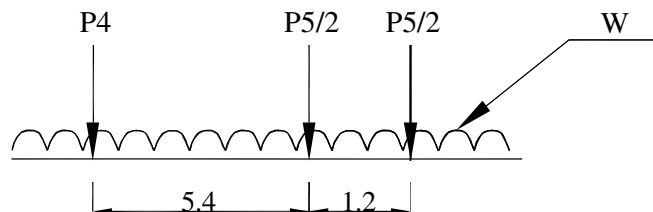
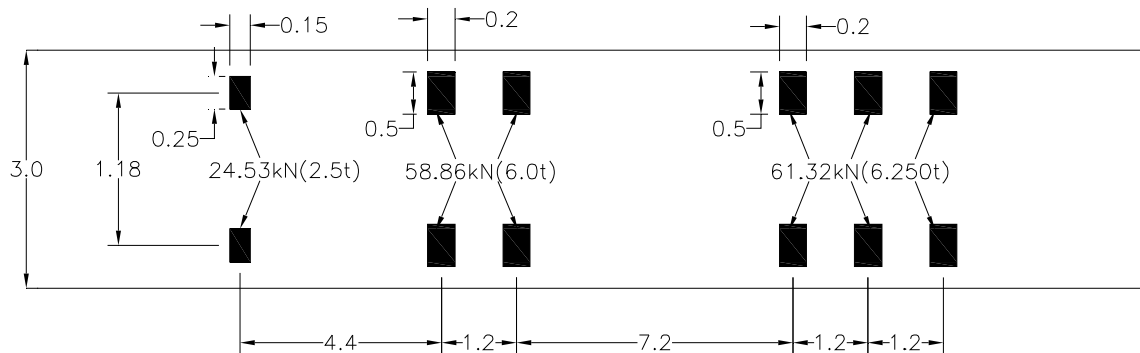


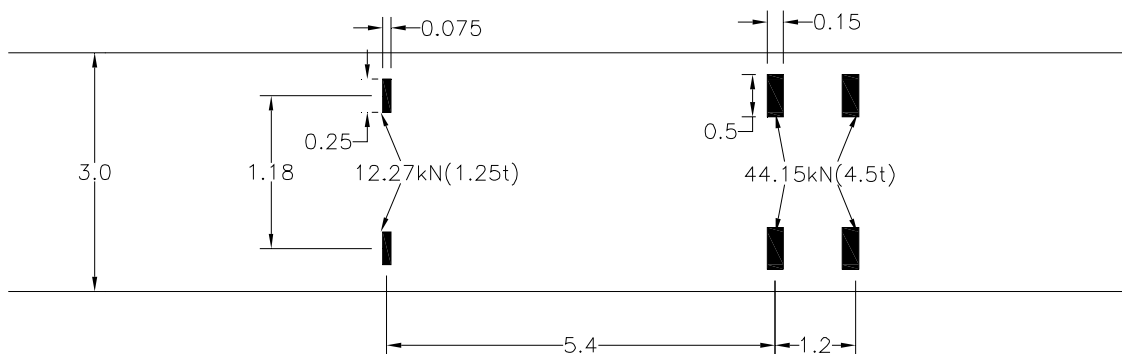
Figura1.2.-Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5

### **Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis transversal.**

Cuando sea aplicable la carga uniformemente distribuida en los modelos de cargas vivas IMT 66.5 e IMT20.5, para el análisis transversal, dicha carga se distribuye en un ancho de 3m. Estos modelos comprenden las cargas concentradas aplicadas sobre la superficie de rodamiento.



**Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis transversal o tridimensional de puentes y estructuras similares**



**Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5, para el análisis transversal o tridimensional de puentes y estructuras similares**

### **Factores de reducción en carriles múltiples.**

Cuando la máxima sollicitación por carga viva vehicular ocurra por la presencia simultánea del modelo de carga en varios carriles, para tomar en cuenta la baja probabilidad de la coincidencia de posición para producir el máximo efecto, se aplican los siguientes factores de reducción:

Número de carriles cargados	Factor de reducción por presencia múltiple
1	1
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5	0.6
6 o más	0.55

### **Carga viva en banquetas**

Las losas, los largueros, y las ménsulas del sistema de piso de banquetas, así como los soportes de éstas, se diseñan para una carga viva gravitacional de  $w=3924\text{Pa}=400\text{ kg/m}^2$  para un claro de hasta 8m.

Para claros mayores de 8m y hasta 30m  $w=300\text{ kg/m}^2$

Para claros mayores a 30m.

$$w = 10 \left( 150 + \frac{4500}{L} \right) \left( \frac{16.5 - A}{15} \right) \leq 2943\text{Pa}(300\text{kg/m}^2)$$

Donde:

W=Carga viva sobre el área libre de las banquetas (Pa)

L=Longitud cargada de la banqueta (m)

A= Ancho libre de la banqueta (m)

### **Cargas sobre parapetos vehiculares**

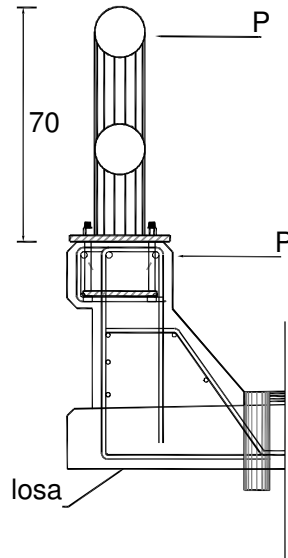
Los parapetos vehiculares se diseñan para una carga horizontal lateral hacia fuera "P" de 44 kN (4.5t). La carga P se divide en partes iguales entre los elementos longitudinales del parapeto para definir la carga de diseño P' sobre cada

elemento longitudinal  $P' = \frac{P}{n}$ .

n = Número de elementos longitudinales

P=Carga horizontal





## PARAPETO VEHICULAR

### **Impacto**

Se denomina impacto a un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura. Los elementos mecánicos por carga viva se incrementan por efecto del impacto en los porcentajes siguientes:

- \*75% para los elementos que integren una junta de dilatación en la calzada.
- \*40% cuando el elemento mecánico es producido por 2 o 3 ejes desglosados de los modelos IMT66.5 o IMT20.5.
- \*25% si el elemento mecánico es producido por más de 3 ejes desglosado del modelo IMT66.5.

### **Frenaje**

El efecto de frenaje de los vehículos, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura, aplicada a 1.8m sobre la rasante y con un valor equivalente al 5% de la carga viva vehicular actuante en todos los carriles con el tránsito en la misma dirección, sin incluir los efectos de impacto.

### **Fricción**

El efecto de fricción que se genera en los dispositivos de apoyo al dilatarse o contraerse la estructura por efectos de cambio de temperatura, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura, aplicada en esos dispositivos.

### **Empuje dinámico del agua**

El efecto del empuje dinámico del agua sobre las pilas se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado, lo que da por resultado una distribución triangular de presiones. La presión promedio se calcula con la expresión:  $p = 0.5003C_D V^2$ .

Donde:

p=Presión promedio, (kPa)

V=Velocidad promedio de la velocidad del flujo, que corresponde al gasto dividido entre el área hidráulica, (m/s)

$C_D$ =Coeficiente de arrastre longitudinal, cuyo valor es:

\*1.4 para todas las pilas en la que se acumulan objetos arrastrados por la corriente.

\*1.4 para pilas con tajamar rectangular.

\*0.8 para pilas con tajamar triangular en que el ángulo de ataque es igual o menor a 90°.

\*0.7 para pilas con tajamar semicircular.

El empuje total P es el producto de la presión promedio por el área expuesta ( $A_D$ ).

## **2.2.- ANÁLISIS SÍSMICO**

### **Clasificación de las estructuras según su comportamiento sísmico.**

#### **Tipo 1s**

Estructuras regulares en las cuales la superestructura está formada por tramos libremente apoyados o continuos de armaduras, losas, losas sobre trabes, vigas de cajón de acero, concreto o mixtas y que cumplen con los siguientes requisitos:

- \*Con menos de 6 claros si son continuos.
- \*Con eje longitudinal recto o en curva reducida.
- \*Sin cambios bruscos en la rigidez y masa de los elementos sucesivos de la superestructura, exceptuando los estribos.
- \*Con claro máximo menor o igual que 40m y ancho de calzada hasta de 30m.

#### **Tipo 2s**

Estructuras que no cumplan con alguno de los requisitos de la estructura tipo 1s, con claros hasta de 150m.

#### **Tipo 3s**

Estructuras especiales de grandes dimensiones, con claros mayores a 150m, o con sistemas estructurales poco comunes.

#### **Tipo 4s**

Estructuras de grandes dimensiones, con periodo de vibración mayor de 3seg., o ubicadas en sitios de alto riesgo sísmico por su proximidad a una alta actividad.

### **Regionalización sísmica**

Desde el punto de vista del riesgo sísmico, el territorio de la República Mexicana se divide en 5 zonas sísmicas A,B,C,D y E; donde la zona "A" corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona "D" a la de mayor riesgo. La zona "E" corresponde al Distrito Federal y los municipios del Estado de México conurbados de la ciudad de México.

## **Determinación de las cargas por sismo**

### **Método simplificado**

El análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de una fuerza horizontal equivalente (s) independiente aplicada en el centro de gravedad de la estructura y los efectos se combinan. Dicha fuerza horizontal se determina mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{c}{Q} W$$

Donde:

S=Fuerza horizontal equivalente, (kN).

c=Ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo en que se desplantará.

Q=Factor de comportamiento sísmico.

W=Peso de la estructura.

### **Combinación de efectos sísmicos**

Los efectos sísmicos calculados, suponiendo que cada fuerza equivalente actúa en la respectiva dirección de cada uno de los ejes ortogonales de la estructura, se combinan para evaluar el efecto total, de la manera siguiente:

$$S_t = S_x + 0.3S_y$$

$$S_t = S_y + 0.3S_x$$

Donde:

$S_t$ =Efecto sísmico de diseño.

$S_x$ = Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección X.

$S_y$  = Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección Y.

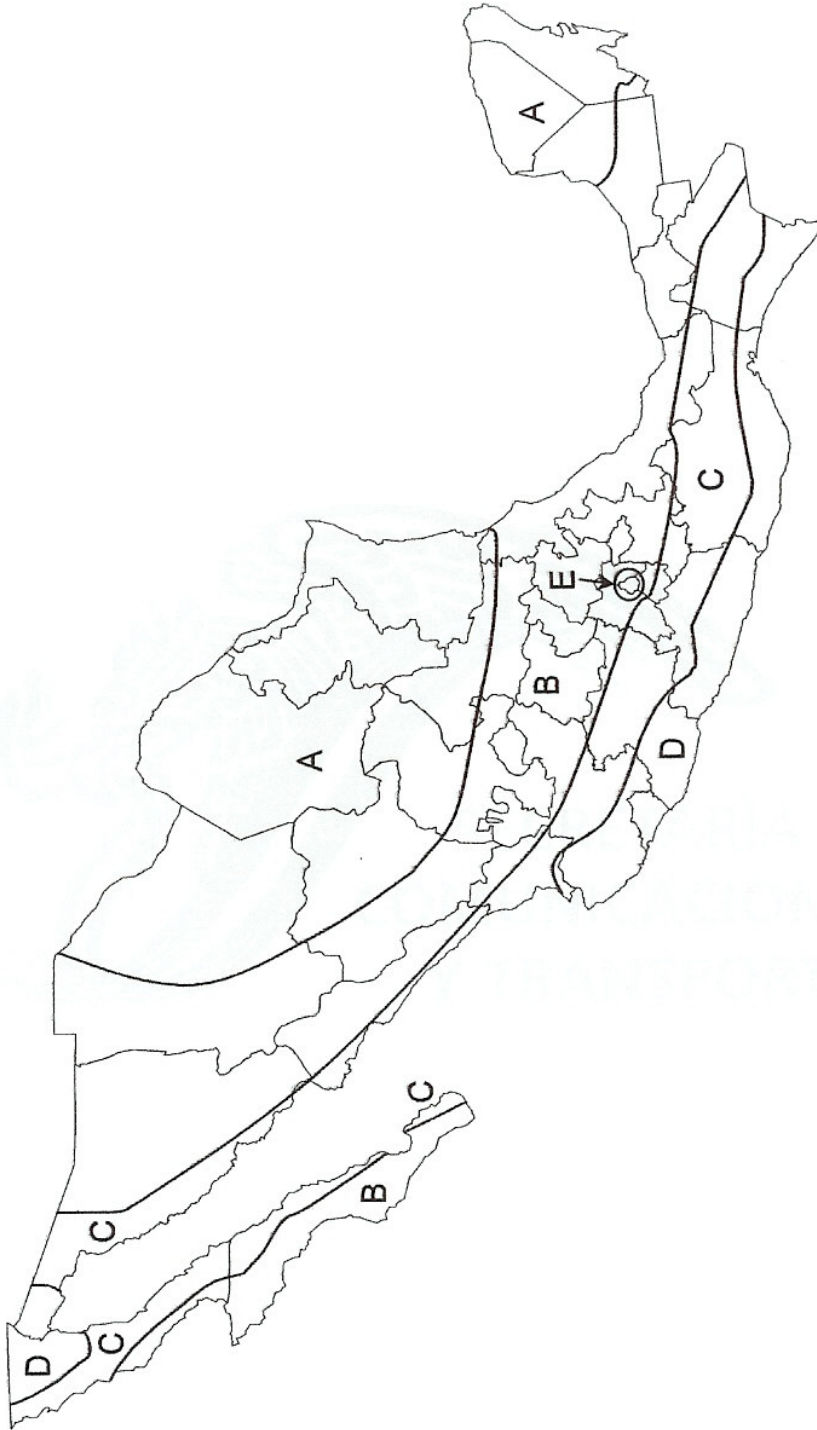
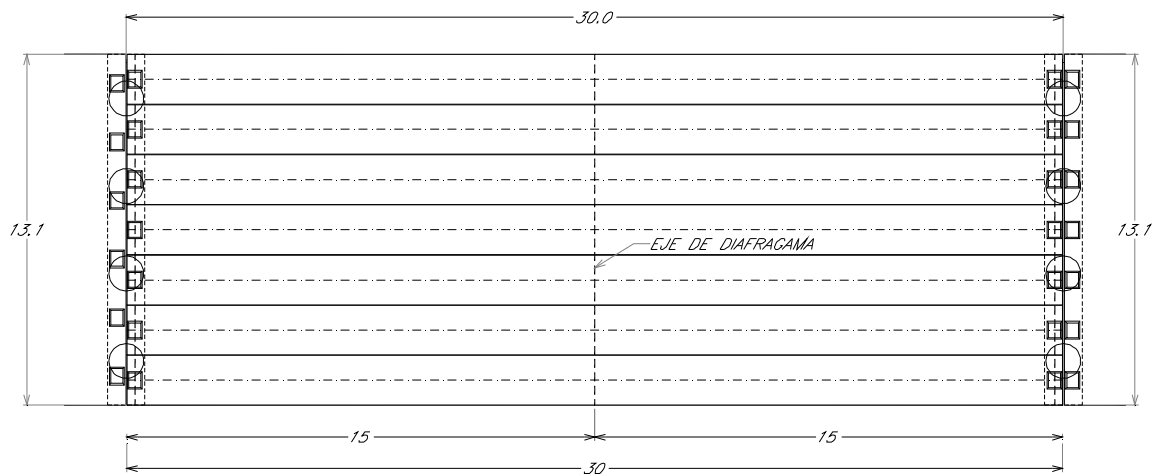


FIGURA 1.- Regionalización sísmica de la República Mexicana

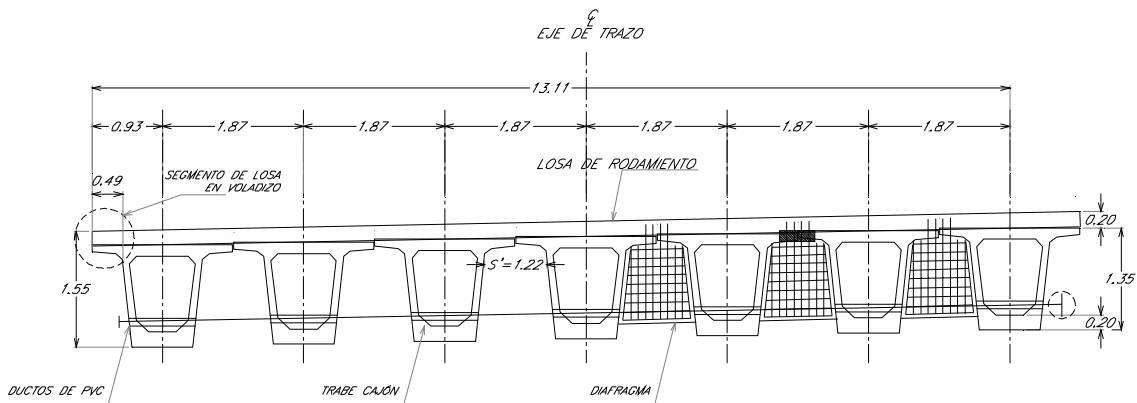
**2.3.- CÁLCULO DE LOSA DE CALZADA**

La losa de calzada es el elemento estructural, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.

Para el diseño de la losa se considerará de concreto reforzado  $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , de 0,20m de espesor y un claro total de 30,00m, la cual descansará sobre traveses de concreto presforzado Tipo Cajón, quedando claros de 1,87m y una separación  $S=1.22$ , los extremos de la losa son voladizos de 0,49m, como se muestra en la siguiente figura:



PLANTA



SECCIÓN TRANSVERSAL

Obtención de elementos mecánicos.

**a) Carga muerta (tramos intermedios).**

Para el cálculo de la losa de tramos intermedios, la carga muerta estará constituida por el peso propio de la losa y el peso de la carpeta asfáltica, considerado la futura capa de recarpetamiento.

Análisis de cargas:

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de losa (wl)} &= 0.20 \times 1.00 \times 2.40 = 0.48 \text{ Ton/m} \\ \text{Peso carpeta asfáltica (wc)} &= 0.10 \times 1.00 \times 2.20 = 0.22 \text{ Ton/m} \\ \sum w_{cm} &= 0.70 \text{ Ton / m} \end{aligned}$$

Para calcular los momentos flexionantes en losas continuas con dos o más claros, se empleará la siguiente longitud efectiva de claro (S') :

$$\begin{aligned} S' &= \text{Claro entre trabes} \\ S' &= 1.22 \text{ m} \end{aligned}$$

El momento flexionante isostático por carga muerta estará determinado por la siguiente expresión:

$$M_{CM} = \frac{WxS'}{8}$$

Donde:

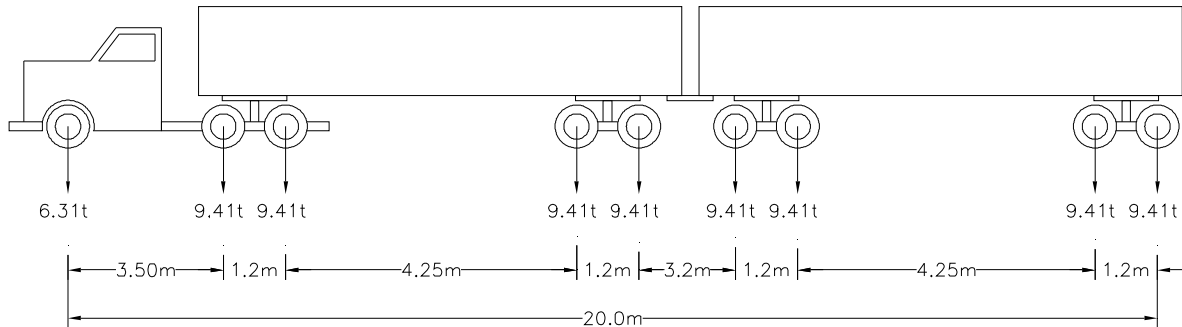
$$\begin{aligned} W &= \text{Peso total de carga muerta} \\ S' &= \text{Longitud efectiva entre trabes (m)} \end{aligned}$$

$$M_{CM} = \frac{0.70 \times 1.22^2}{8} = 0.13 \text{ ton - m} \quad (\text{Isostático})$$

**b) Carga viva (tramos intermedios)**

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil que se prevé transitará por el puente, para el análisis transversal de la losa, la carga móvil que rige para el diseño es la T3-S2-R4.

$$T3-S2-R4 = 81.5 \text{ Ton}$$



### T3-S2-R4 (81.5t)

(Tractor de 3 ejes, Semiremolque de 2 ejes,  
Remolque de 4 ejes)

El momento flexionante por metro de ancho de losa se calculará de acuerdo al método propuesto por las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros (AASHTO).

$$M_{cv} = 3.28 ( 0.03125 (S') + 0.0195 ) P$$

Donde:

S' = Claro entre traveses (m)

P = Peso de un eje del vehículo = 9.41 Ton

$$M_{cv} = 3.28 ( 0.03125 \times 1.22 + 0.0195 ) \times 9.41 = 1.76 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

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

$$I = \frac{15.24}{S' + 38.10}$$

Donde:

I = Impacto en porcentaje (máximo 30 %)

S' = Claro entre traveses (m)



$$I = \frac{15.24}{1.22+38.10} = 0.39 \% > I = 30\%$$

Se tomará  $I=30\%$

$$M_{cv} + I = 1.76 \times 1.30 = 2.29 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Isostático})$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplicará un factor de continuidad de 0.80 a los momentos isostáticos, tanto para momento positivo como para momento negativo.

### c) Momentos de diseño (Teoría elástica)

$$\text{Momento Negativo (-MT)} = (M_{cm} + M_{cv+I}) \times 0.80$$

$$\text{Momento Positivo (+MT)} = (M_{cm} + M_{cv} + I) \times 0.80$$

$$- \text{MT} = (0.13 + 2.29) \times 0.80 = 1.94 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$+ \text{MT} = (0.13 + 2.29) \times 0.80 = 1.94 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

### d) Diseño a flexión

Las fórmulas empleadas en el diseño a flexión se basan en la teoría de que los esfuerzos de compresión son resistidos por el concreto, mientras el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.

Las constantes del concreto son las siguientes:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ f_s &= 1830 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ K &= 13.58 \\ f_c &= 100 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ n &= 8.7 \\ J &= 0.90 \end{aligned}$$

Revisión del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K \times b}} \quad (\text{cm})$$

Donde:

MT = Momento de diseño en kg - cm

K = 13.58

b = Ancho de la sección (100 cm)

$$d = \sqrt{\frac{1.94 \times 100000}{13.58 \times 100}} = 11.96 + 4 = 15.96 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

**Cálculo del área de acero:**

$$A_s = \frac{M_T}{f_s \times j \times d} \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\begin{aligned} M_T &= \text{Momento de diseño en kg - cm} \\ f_s &= 1830 \text{ Kg / cm}^2 \\ j &= 0.90 \\ d &= 16 \text{ cm} \end{aligned}$$

Refuerzo principal perpendicular al tránsito:

Parrilla Superior (- MT )

$$A_s = \frac{1.94 \times 100000}{1800 \times 0.9 \times 16} = 7.48 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del # 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

**Separación entre Varillas:**

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} \text{ (cm)}$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{7.48} = 16.96 \text{ (cm)}$$

Varillas # 4C @15cm

Parrilla Inferior (+ MT )

$$A_s = \frac{1.94 \times 100000}{1800 \times 0.9 \times 16} = 7.48 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del # 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación entre Varillas:

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} \quad (cm)$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{7.48} = 16.96 \quad (cm)$$

Varillas # 4C @15cm.

### Acero de refuerzo por distribución ( $A_s$ ):

El acero de refuerzo por distribución, según las normas AASHTO para el proyecto de puentes carreteros, se colocará en el lecho inferior, transversalmente a la dirección del refuerzo principal y está determinado por la siguiente expresión:

$$\% \text{ distribución} = \frac{121}{\sqrt{S'}} \quad \text{máximo } 67 \%$$

Donde:

$$S' = 1.22 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$\% \text{ distribución} = \frac{121}{\sqrt{1.22}} = 110\% > 67 \%$$

Rige 67 %

$$A_s \text{ distribución} = 0.67 \times 7.48 = 5.01 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del # 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_{s \text{ distribución}}} \quad (cm)$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{5.01} = 25.34 \quad (cm)$$

Varillas # 4C@ 25cm.

Como mínimo el acero por distribución se recomienda tenga un área de  $6 \text{ cm}^2 / \text{m}$ , lo cual equivale a utilizar Vars. de # 4C@20cm, utilizando acero con límite elástico de  $4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ .

Por lo tanto:

Varillas 4C@20cm

### Revisión de losa en voladizo (L=0.49m)

La losa se proyectará para soportar la carga, independientemente del apoyo de la orilla a lo largo del extremo del voladizo.

#### 1.- Análisis de carga muerta

- a)  $W_{\text{losa}} = 0.20 \times 0.49 \times 2.40 = 0.2352 \text{ Ton}$
- b)  $W_{\text{Parapeto}} = 0.13 \text{ Ton}$
- c)  $W_{\text{carpeta asfáltica}} = 0.10 \times 0.49 \times 2.20 = 0.107 \text{ Ton}$

#### 2.- Momentos de carga muerta

$$\begin{aligned} M_{\text{Losa}} &= 0.2352 \times 0.22 = 0.051744 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ M_{\text{Parapetos}} &= 0.13 \times 0.440 = 0.06 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ M_{\text{Carpeta asfáltica}} &= 0.107 \times 0.120 = 0.01 \text{ Ton} \cdot \text{m} \\ \sum M_{\text{cm}} &= 0.12 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

#### 3.- Análisis de carga viva

$P = 9.41 \text{ Ton}$  Peso de la rueda T3-S2-R4  
Impacto = 30 %

$$M_{\text{cv}} + I = 9.41 \times 0.035 \times 1.30 = 0.428 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Reduciendo los esfuerzos por eventualidad obtenemos :

$$M_{\text{cv}} + I = \frac{0.428}{1.50} = 0.285 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{cv}} + I = 0.285 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Cuando el refuerzo principal es perpendicular a la dirección del tránsito, cada carga por rueda se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.80 X + 1.143$$

Donde:

E = Ancho de distribución

$X$  = Distancia en metros desde la carga hasta el punto de apoyo.

Por lo tanto:

$$E = 0.80 \times 0.035 + 1.143 = 1.17 \text{ m}$$

$$\frac{M_{cv}}{E} = \frac{0.285}{1.17} = 0.24 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### 4.- Momento de diseño para voladizo

$$M_{T \text{ voladizo}} = M_{cm} + \frac{M_{cv}}{E}$$

$$M_{T \text{ voladizo}} = 0.12 + 0.24 = 0.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_t \text{ voladizo} = 0.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### 5.- Diseño a Flexión

Las fórmulas empleadas en el diseño a flexión se basan en la teoría de que los esfuerzos de compresión son resistidos por el concreto, mientras el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.

Las constantes del concreto son las siguientes:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ f_s &= 1830 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ K &= 13,58 \\ f_c &= 100 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ n &= 8.7 \\ J &= 0.90 \end{aligned}$$

##### a) Revisión del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K \times b}} \text{ (cm)}$$

Donde:

$M_T$  = Momento de diseño en kg - cm

$K = 13.58$

$b$  = Ancho de la sección (100 cm)

$$d = \sqrt{\frac{0.36 \times 100000}{13.58 \times 100}} = 5.17 + 4 = 9.17 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero ( $A'_s$ )

$$A'_s = \frac{M_T}{f_s \times j \times d} \quad (\text{cm}^2)$$

Donde:

$$\begin{aligned} M_T &= \text{Momento de diseño en kg - cm} \\ f_s &= 1830 \text{ Kg / cm}^2 \\ j &= 0.90 \\ d &= 16 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A'_s = \frac{0.36 \times 100000}{1800 \times 0.9 \times 16} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del # 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación entre Varillas  $S = \frac{a_s \times 100}{A_s} \quad (\text{cm})$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{1.38} = 91.94 \quad (\text{cm})$$

Varillas # 4C @90cm

Comparando la cantidad de este acero ( $A'_s=1.38\text{cm}^2$ ), con el acero de losa entre trabes ( $A_s=7.48\text{cm}^2$ ), se tiene que:

$A'_s < A_s$

Por lo que el voladizo quedará reforzado con Vrs. del # 4 @ 20 según cálculo de losa entre trabes, lo que equivale a un refuerzo de  $A_s = 1.27 \times 100 / 10 = 12.7 \text{ cm}^2$ .

Se deberá de colocar un refuerzo adicional de  $A''_s$  en forma diagonal a  $45^\circ$ .

$$\begin{aligned} A''_s &= 13.99 - 12.7 = 1.29 \text{ cm}^2 \\ A''_s &= 1.27 / \cos^2 45^\circ \end{aligned}$$

$A_s = 2.54 \text{ cm}^2$   
Se dejará Vs # 4 @ 20

Refuerzo por temperatura

El refuerzo mínimo por temperatura, según las normas AASHTO para el proyecto de puentes carreteros lo obtenemos de la siguiente manera:

$A_{s \text{ temperatura}} = 0.0025 b d \text{ (cm}^2\text{)}$

Donde:

b = Ancho de análisis (100 cm )  
d = Peralte efectivo =16 cm

Por lo tanto:

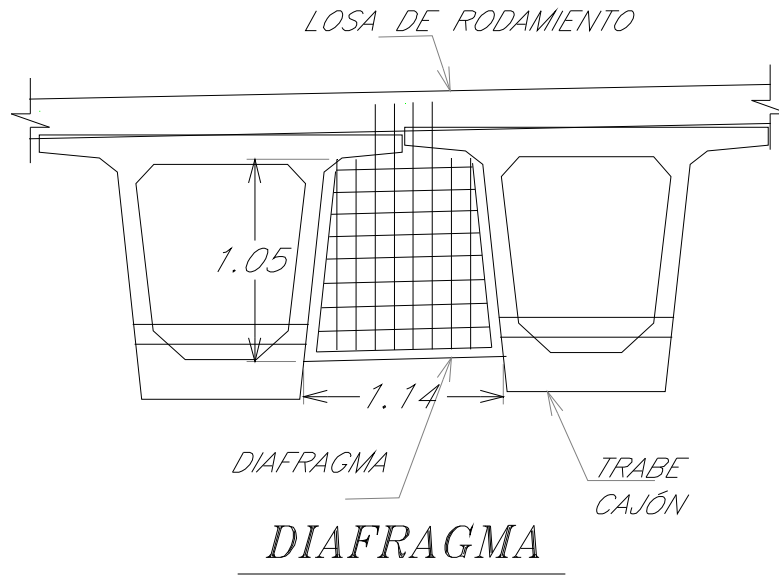
$A_{s \text{ temp.}} = 0,0025 \times 100 \times 16 = 4,00 \text{ cm}^2$   
Proponiendo Varillas del 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación entre Varillas  $S = \frac{a_s \times 100}{A_s} \text{ (cm)}$

Varillas 4C @25cm

### Diseño de diafragma Extremo:

Los diafragmas son elementos de la superestructura que proporcionan rigidez lateral a las traveses y a la superestructura en general. Estos consisten en traveses transversales a los elementos prefabricados, generalmente de concreto reforzado, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas, garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.



Claro = 114cm

Momento flexionante

Peso propio de losa ( $w_l$ ) =  $0.20 \times 1.00 \times 2.40 = 0.48 \text{ Ton / m}$

Peso carpeta asfáltica ( $w_c$ ) =  $0.10 \times 1.00 \times 2.20 = 0.22 \text{ Ton / m}$

$$\sum W_{cm} = 0.70 \text{ Ton / m}$$

Peso de diafragma:

Espesor  $e = 0.3 \text{ m}$

Altura =  $1.35 \text{ m}$

Peso vol. concreto =  $2.4 \text{ ton/m}^3$

$W = 0.3 \times 1.05 \times 2.4 = 0.756 \text{ ton/m}$



Carga viva + I= 9438 kgs/ml

Momento flexionante:

$$\text{Por carga } w\text{-losa y asfalto} = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.3 \times 700 \times (1.14)^2}{8} = 34.1 \text{ kg} - m$$

$$\text{Por carga } W\text{-losa y asfalto} = \frac{wl^2}{6} = \frac{0.355 \times 700 \times (1.14)^2}{6} = 53.82 \text{ kg} - m$$

$$\text{Por carga } W1\text{-Peso diaf} = \frac{wl^2}{8} = \frac{756 \times (1.14)^2}{8} = 122.8 \text{ kg} - m$$

SUMA=210.73kg-m

$$\text{Por } Cv + I = \frac{PL}{4} = \frac{9438 \times 1.14}{4} = 2689.83 \text{ kg} - m$$

Revisión del peralte efectivo

$$MT = 210.73 + 2689.83 = 2900.56 \text{ kg} - m = 290,056.0 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K \times b}} \quad (\text{cm})$$

Donde:

MT = Momento de diseño en kg - cm

K = 13.58

b = Ancho de la sección (100 cm)

$$d = \sqrt{\frac{290,056.0}{13.58 \times 100}} = 14.61 + 4 = 19 \text{ cm} < 109 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero

$$As = \frac{M_T}{f_s \times j \times d} \quad (\text{cm}^2)$$

Donde:

$M_T$  = Momento de diseño en kg - cm

$f_s = 1830 \text{ Kg / cm}$

$j = 0.90$

$d = 109 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{290,056.0}{1800 \times 0.9 \times 109} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del #4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación entre Varillas  $S = \frac{a_s \times 100}{A_s} \text{ (cm)}$

Varillas 4C @13cm<sup>2</sup>

Aplicando Lasch se tiene:

$$f_s = 1343(1 + (234.084/2700.69)) = 1459.4 \text{ kgs/cm}^2$$

$$k = 1/1 + (f_s/nfc)$$

O bien:

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0.363636$$

$$J = 0.878787$$

$$R = 15.9779$$

Cálculo del peralte:  $(155 - 20 - 20 - 6) = 109 \text{ cm}$

Peralte  $d = 14.46 \text{ cm} < 109$

$$A_s = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ 11cm}^2 > 2.188 \quad 5,07 \text{ cm}^2$$

2 Vs # 8

Fuerza cortante:

Por carga w.-losa y asfalto = 141.75 kg

Por carga W.-losa y asfalto (en voladizo)=135.66kg

Por carga W1.-Peso diafragma =537.96kg

Por Cv + l =9655.8kgs

R=V=10471.2 kgs

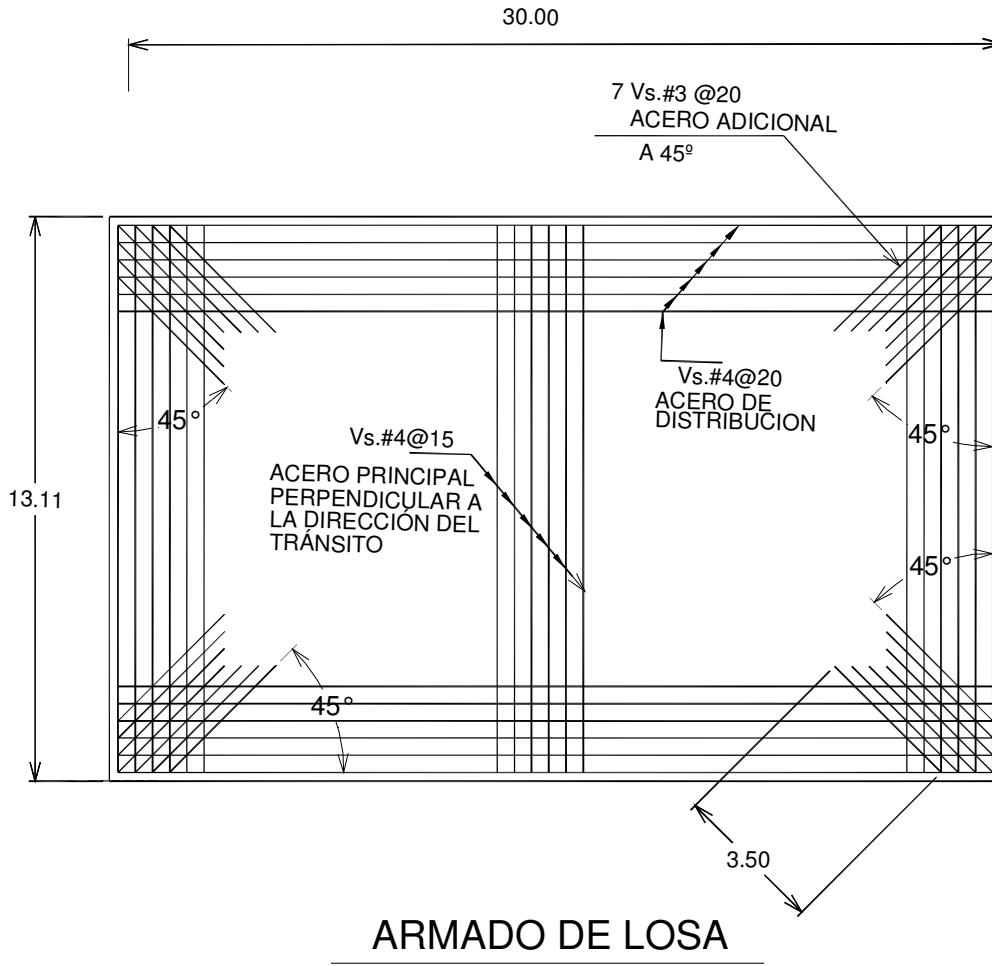
$V_p = \sqrt{1.33}$   $f_c = 21 \text{ kgs/cm}^2$

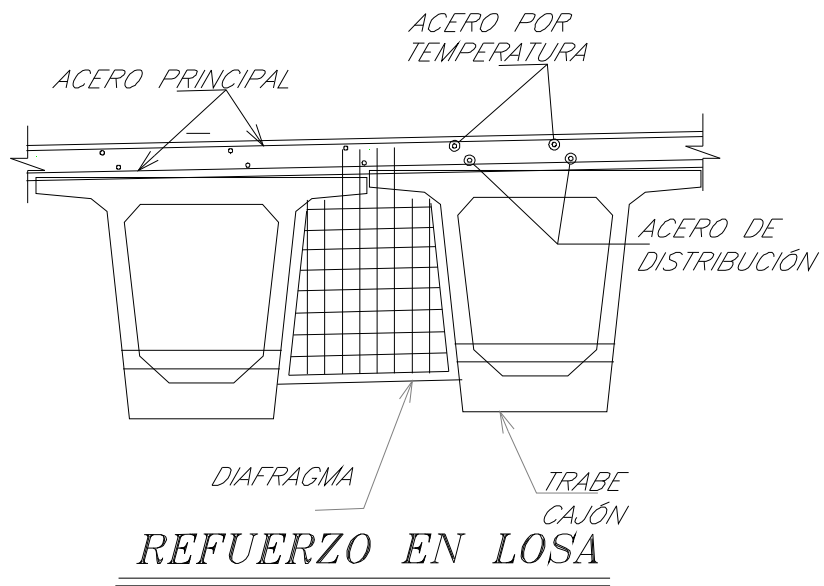
$V = 3.64 \text{ kgs/cm}^2 < 21 \text{ kgs/cm}^2$

Separación de los estribos Vs # 4 @ 20 cm en dos ramas

$V_s \# 4 = 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$

Por lo tanto se dejarán Vs del # 4 @ 20



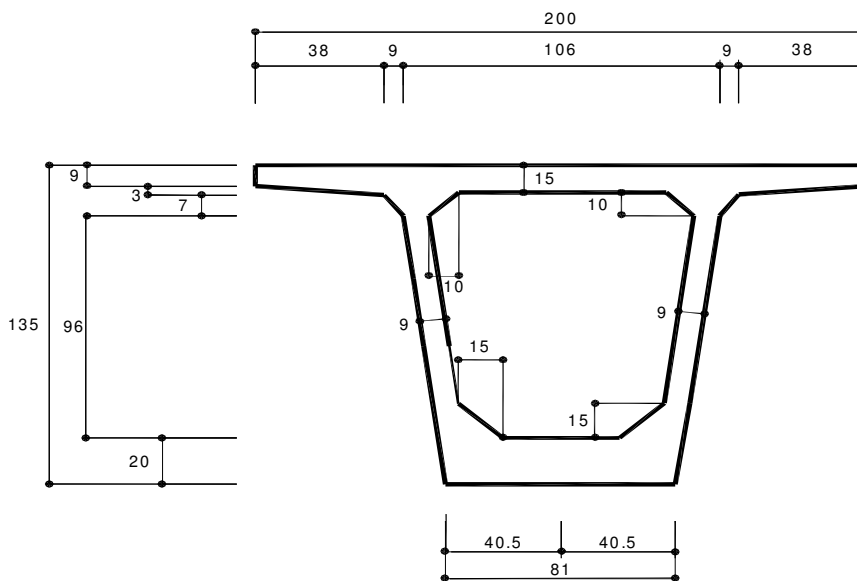


## 2.4.-CÁLCULO DE TRABE CAJÓN PRETENSADA

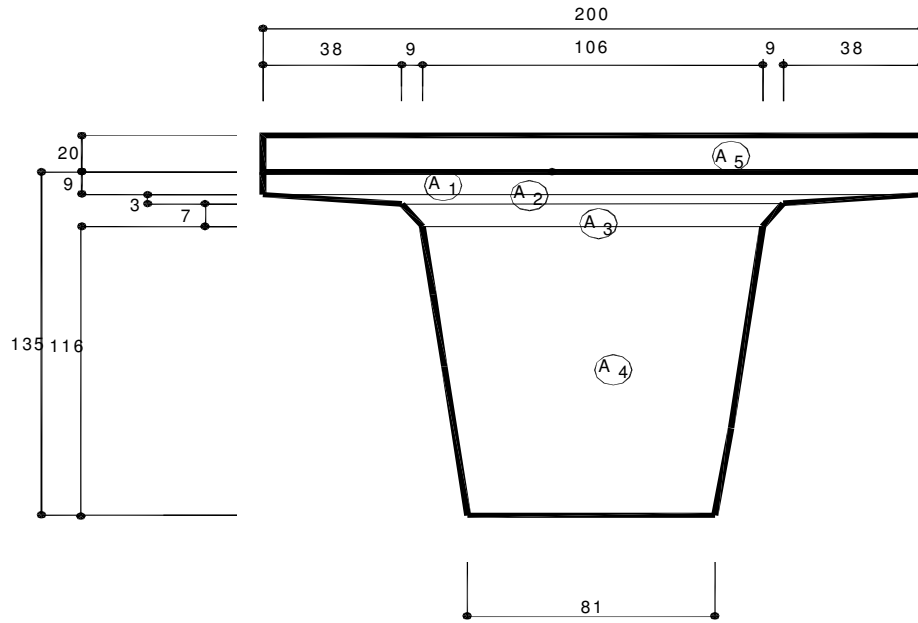
### DATOS GENERALES

Ancho total	13.11 m
Ancho de calzada	13.11 m
Claro diseño	30.000 m
Claro mínimo	30.000 m
Espesor de losa	0.20 m
Espesor de carpeta (diseño)	0.10 m
Recubrimiento en losa	0.05 m
Trabes: tipo cajón	H=1.35 m
Número de trabes	7 Trabes
Separación entre trabes	1.87 m
Ancho patín superior	0.40 m
Voladizos	0.49 m
Ancho de guarnición	0.52 m
Peso de parapeto	0.58 Ton / m
Concreto para la losa	250 Kg / cm <sup>2</sup>
Concreto para la trabe	400 Kg / cm <sup>2</sup>
Momento carga viva T3-S2-R4	268.57 Ton-m / carril
Cortante carga viva T3-S2-R4	38.57 Ton

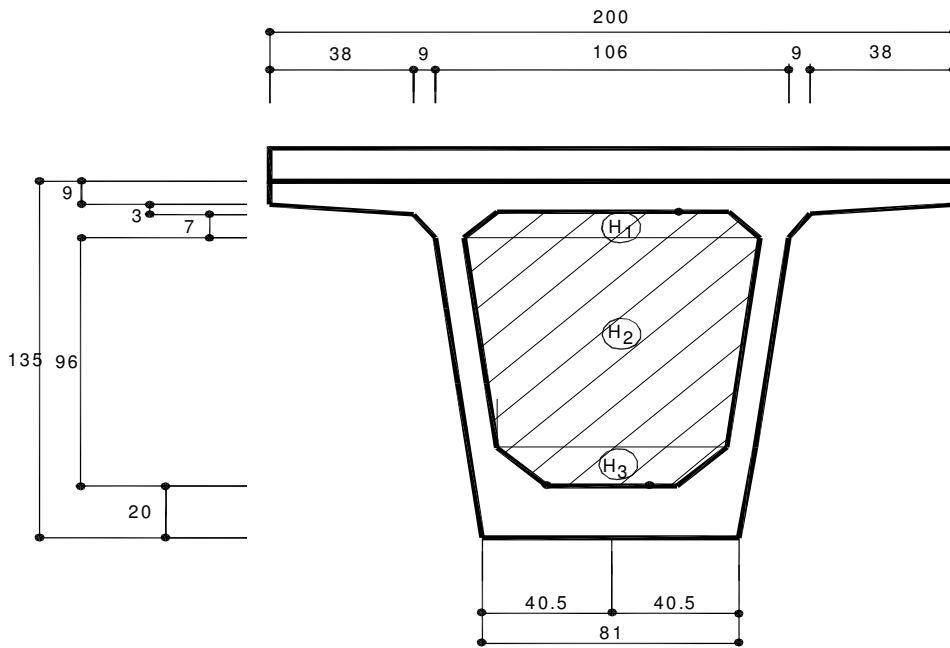
Las propiedades geométricas de una Trabe tipo Cajón de 1.35 m de peralte son las siguientes:



DIMENSIONES  
SECCIÓN SIMPLE



SECCIÓN MACIZA



SECCIÓN HUECA

## PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE

Elemento		A	Y	AY	AY <sup>2</sup>	Io
		cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
Macizo	A1	1750	130.7	228725	3E+07	10781
	A2	560	124.83	69904.8	8726216	529
	A3	840	119.59	100455.6	1.2E+07	3416
	A4	10920	60.58	661533.6	4E+07	1.2E+07
Hueco	H1	-770	119.79	-92238.3	-1.1E+07	-6546
	H2	-6695	74.11	-496166	-3.7E+07	-4037172
	H3	-815	23.18	-18891.7	-437910	-15266
	Σ =	5790	652.78	453322.6	2.5E+09	8126265

Sección Simple:

Área ( A ) =0.579m<sup>2</sup>

$$C = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{453323}{5790} = 79.14 \text{ cm}$$

Centroide ( C ) =0.7914m

$$I = \sum Io + \sum AY^2 - (\sum A)(C^2)$$

$$I = 8126265 + 42288306 - (5790)(79.14)^2$$

$$I = 15188211 \text{ cm}^4$$

Inercia ( I ) =0.15188 m<sup>4</sup>

Módulo de Sección Inferior ( Si )

$$S_i = \frac{I}{C}$$

$$S_i = \frac{15188211}{79.14} = 192,720.6 \text{ cm}^3 = 0.192 \text{ m}^3$$

Módulo de Sección Superior ( Ss )

$$S_s = \frac{I}{H - C}$$

$$S_s = \frac{15188211}{135.78} = 266459.84 \text{ cm}^3 = 0.266 \text{ m}^3$$

## OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

### a) Análisis de carga muerta.

$$\begin{aligned} W_{\text{Losa}} &= 0.20 \times 1.87 \times 1.00 \times 2.40 = 0.90 \text{ Ton/m} \\ W_{\text{Trabe}} &= 0.579 \times 1.00 \times 2.40 = 1.39 \text{ Ton/m} \\ W_{\text{Carpetas asfálticas}} &= 0.10 \times 1.87 \times 1.00 \times 2.20 = 0.41 \text{ Ton/m} \\ W_{\text{Diafragmas}} &= 0.30 \times 1.00 \times 1.05 \times 2.40 = 0.76 \text{ Ton} \\ W_{\text{Parapetos y banquetas}} &= (0.58 \times 2) / 7 = 0.17 \text{ Ton/m} \\ W_{\text{Carga muerta de Servicio}} &= (0.41 + 0.17) = 0.58 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

### b) Momentos de diseño para carga muerta.

El momento flexionante isostático por carga repartida estará determinado por la siguiente expresión:

$$M = \frac{wL^2}{8} \text{ ton-m}$$

Donde:

w=Peso por metro lineal.

L=Longitud efectiva entre apoyos.

Considerando una longitud efectiva entre apoyos de 30.00m, obtenemos :

$$M_{\text{Peso propio Trabe}} = \frac{1.39 \times 30^2}{8} = 156.38 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{Losa + diafragma}} = \frac{0.90 \times 30^2}{8} + \frac{0.76 \times 30}{4} = 106.95 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{cm de servicio}} = \frac{0.58 \times 30^2}{8} = 65.25 \text{ ton-m}$$

### c) Análisis de carga viva.

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil que se prevé transitará por el puente :

Utilizando 1 camión T3-S2-R4 de 81.5 Ton.



$$M_{\text{máximo}} = 268.57 \text{ Ton/m / carril}$$

Factor de concentración utilizando el método de Egesser-Courbone.

$$F_c = 0.49$$

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

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1}$$

Donde:

I = Impacto en por ciento (máximo 30 %)

L = Longitud entre apoyos

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.1} = 22\%$$

$$I = 30\%$$

Momento de diseño para carga viva.

$$M_{cv} + I = 268.57 \times 0.49 \times 1.22 = 160.55 \text{ Ton-m}$$

#### d) Relación de módulos.

$$\text{Relación de módulos} = \frac{E_{\text{losa}}}{E_{\text{trabe}}}$$

$$E_{\text{losa}} = 14000 \sqrt{250} = 221359.4362 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_{\text{trabe}} = 14000 \sqrt{400} = 280000 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{Relación de módulos} = \frac{221359}{280000} = 0.79$$

#### e) Propiedades Geométricas.

##### Sección Simple

$$\text{Área (A)} = 0.579 \text{ m}^2$$

$$\text{Inercia (I)} = 0.15163 \text{ m}^4$$

$$\text{Centroide (C)} = 0.7914 \text{ m}$$

Modulo de Sección Inferior

$$(S_i) = 0.192 \text{ m}^3$$

Modulo de Sección Superior

$$(S_s) = 0.27 \text{ m}^3$$

##### Sección compuesta

$$\text{Área (A)} = 0.925 \text{ m}^2$$

$$\text{Inercia (I)} = 0.247 \text{ m}^4$$

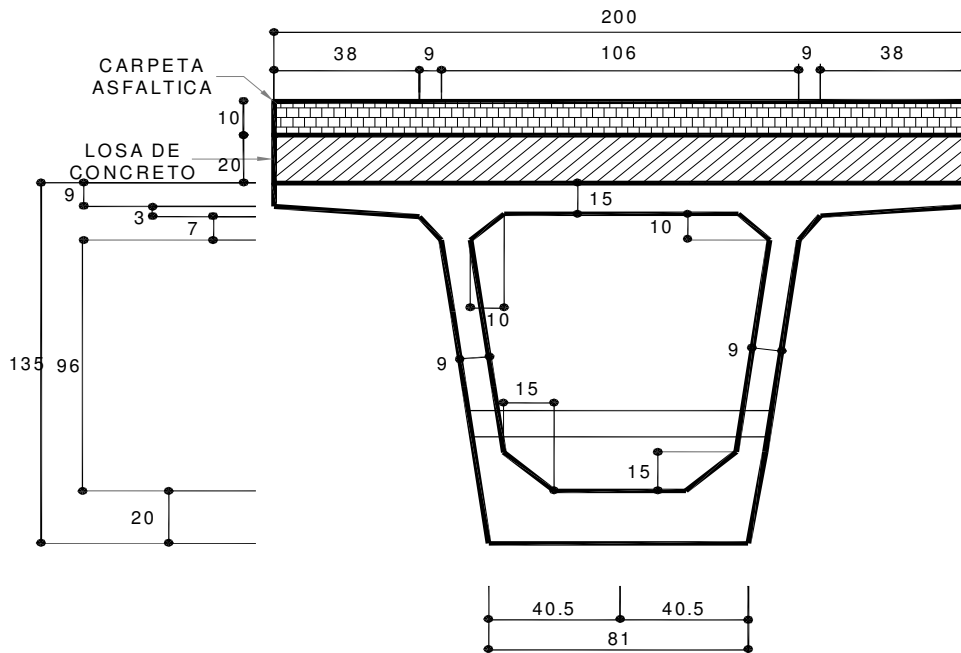
$$\text{C entroide (C)} = 1.038 \text{ m}$$

Modulo de Sección Inferior

$$(S_i) = 0.238 \text{ m}^3$$

Modulo de Sección Superior

$$(S_s) = 0.792 \text{ m}^3$$



DIMENSIONES  
SECCIÓN COMPUESTA

Fuerza inicial de prefuerzo.

$$P = \frac{\left( \frac{M_1}{S_{is}} + \frac{M_2}{S_{ic}} - f_p^+ \right)}{\left( \frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{is}} \right)} \qquad f_p^+ = 1.6\sqrt{f'c} = 1.6\sqrt{400} = 32 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo  $e'=15\text{cm}$ .

$$ess=yi-e' = 79.14-15 = 64.14$$

Donde:

$$M_1 = M_{pp} + M_{losa}$$

$$M_1 = 156.38 + 106.95 = 263.33 \text{ ton-m} = 26,333,00.0 \text{ kg-cm}$$

$$M_2 = M_{CM}(1.4) + M_{CV}(1.3)$$

$$M_2 = 65.25(1.4) + 268.57(1.3) = 440.49 \text{ ton-m} = 44,049,100.0 \text{ kg-cm}$$

$$P = \frac{\left( \frac{26,333,000}{192000} + \frac{44049100}{238000} - 32 \right)}{\left( \frac{1}{5790} + \frac{64.14}{192000} \right)} = \frac{349}{0.00051} = 572,704.0kg$$

Para tener una idea de la cantidad de torones, se propone un tensado de  $0.78f_{sr}$  y unas pérdidas del 20%.

Número de torones (N):

$$N = \frac{P}{(0.78 - 20)f_{sr}(A_{sp})}$$

$$f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{572703.5}{(0.58)(19000)(1.27)} = 40.9 \text{ torones}$$

Proponiendo 38 torones :

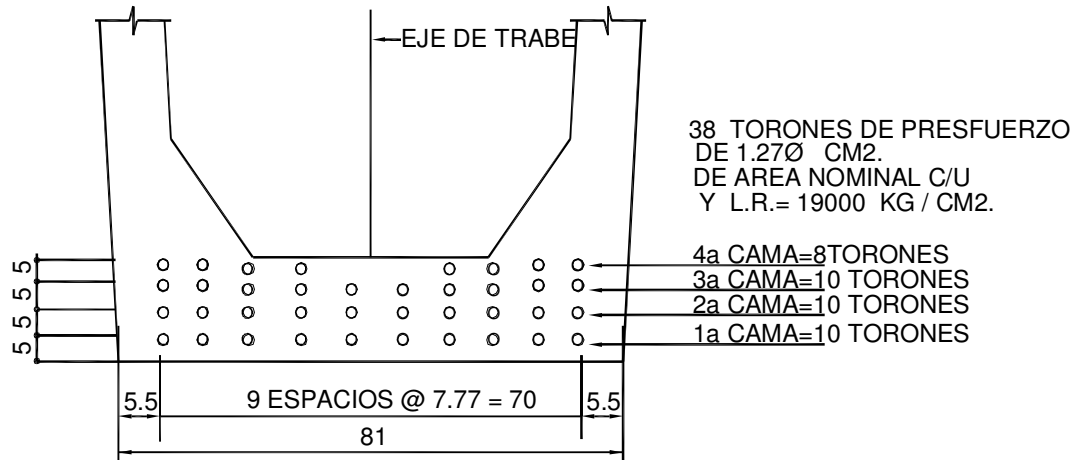
- 1a. Cama =10 Torones (a)
- 2a. Cama =10 Torones (b)
- 3a. Cama =10 Torones (c)
- 4a. Cama =8 Torones (d)

$e'$  = excentricidad del presferzo

$e' = (a(5)+b(10)+c(15)+d(20)) / N^{\circ}$  de torones

$$e' = (10*5 + 10*10 + 10*15 + 8*20)/38 = 12.1$$

$$e' = 12.1 \text{ cm}$$



## POSICIÓN DE CAMAS DE TORONES

$$\begin{aligned} \text{Excentricidad} &= y_{ss} - e' \\ &= 79.14 - 12.1 = 67.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

### f) Pérdidas de Presfuerzo.

Pérdidas Totales:

$$F_t = SH + ES + CR_c + CR_s$$

Donde :

$F_t$  = Pérdidas totales.

SH = Pérdidas por contracción.

ES = Pérdidas por acortamiento elástico.

$CR_c$  = Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto.

$CR_s$  = Pérdidas debidas a la relajación del concreto.

**1) Pérdidas por contracción (SH)**

$$SH = 17,000 - 150 RH$$

$$RH = \text{Humedad relativa} = 60\%$$

$$SH = 17,000 - 150 (60) = 8000 / 14,22 = 562.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$SH = 562.59 \text{ Kg/cm}^2$$

**2) Pérdidas por acortamiento elástico (ES)**

$$ES = (E_s / E_{ci}) f_{cir}$$

$$E_s = 10^6 \times 28 = 28,000,000 / 14,22 = 1969058 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 33 W^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}$$

$$W = 2,4 \quad \text{Peso volumétrico del concreto}$$

$$1 \text{ lb} = 0,456 \text{ Kg} = 0,000456 \text{ Ton}$$

$$1 \text{ Ton} = 2192 \text{ lb}$$

$$1 \text{ pie} = 0,3048 \text{ m}, \quad 1 \text{ m} = 3,28 \text{ pie}$$

$$1 \text{ m}^3 = 35,32 \text{ pie}^3$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 14.22 \text{ lb/pulg}^2$$

Por lo tanto:

$$W = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times \frac{2192.98 \text{ lb}}{35.32 \text{ pie}^3} = 149 \text{ lb/pie}^3$$

$$W = 149 \text{ lb/pie}^3$$

$$f_{ci} = 400 \times 0.85 = 340 \times 14.22 = 4834.8 \text{ lb/pulg}^2$$

$$E_{ci} = 33 \times 149^{3/2} \sqrt{4834.8} = 4173329 \quad /14,22 = 293483.052 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero, debido al presfuerzo y peso propio ( $f_{cir}$ ).

Considerando 38 torones.

$$N = 38 \times 19000 \times 0.7 \times 0.987 = 498829.8 \text{ Kg} = 498.83 \text{ Ton}$$

$$f_{cir} = + \frac{M_{PP}}{I/e} - \frac{N}{A} - \frac{N(e)}{I/e} \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cir} = + \frac{156.38}{0.226} - \frac{498.83}{0.579} - \frac{498.8 \times 0.67}{0.226} = -1648.42 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cir} = -164.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = \frac{1969058.0}{293483.05} \times 164.84 = 1105.96 \text{ kg / cm}^2$$

$$ES = 1105.96 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3) Pérdidas por escurrimiento plástico (CRc )

$$CRc = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} > 0$$

Donde:

$f_{cds}$  = Esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero bajo carga muerta total (excluyendo peso propio).

$$f_{cds} = + \frac{M_{losa} + M_{CM \text{ servicio}}}{I/e} - \frac{N}{A} - \frac{N(e)}{I/e} \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = + \frac{172.2}{0.226} - \frac{498.83}{0.579} - \frac{498.8 \times 0.67}{0.226} = -1578.42 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = -157.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CRc = 12 (164.84) - 7 (157.84) = 873.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CRc = 873.2 \text{ Kg/cm}^2$$

### 4 ) Pérdidas debidas a la relajación del acero de presfuerzo (CRs)

$$CRs = 5000 - 0,10 ES - 0,05 ( SH + CRc )$$

$$CRs = 5000 - 0,10 ( 15726.75) - 0,05 (8000 + 12416.9) = 2406.48 \text{ Lb/pulg}^2$$

$$CRs = 169.23 \text{ Kg/cm}^2$$

### 5) Pérdidas totales

$$F_t = SH + ES + CRc + CRs$$

$$F_t = 562.59 + 1105.96 + 873.2 + 169.23 = 2710.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s = 2710.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s = 2710.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N / \text{Toron} = (0.75 \times 19000 - 2710.98) \times 0.987 = 11389.01 \text{ Kg}$$

$$N / \text{Toron} = 11.39 \text{ Ton.}$$

$$\text{Según AASHTO, } F_s = 45000 \text{ lb/pulg}^2 = 3165 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N / \text{Toron} = (0.75 \times 19000 - 3165.00) \times 0.987 = 10940.90 \text{ Kg}$$

$$N / \text{Toron} = 10.94 \text{ Ton}$$

## REVISIÓN DE ETAPA INICIAL

$$M \text{ peso propio} = 156.38 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Pérdidas por acortamiento elástico} = 1105.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N / \text{Torón} = (19,000 \times 0.75 - 1105.96) \times 0.987 / 1000 = 12.97 \text{ Ton}$$

$$f_i = N^{\circ} \text{ torones} \left( \frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right) (N / \text{torón})$$

$$f_i = 38 \left( \frac{1}{0.579} + \frac{0.67}{0.192} \right) (12.97) = -2572.73 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$f_i = -2572.73 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$f_{\text{act}} = f_i + F$$

$$F = \frac{M_{\text{losa y diafragma}}}{S_i}$$

$$F = \frac{106.95}{0.192} = 557.03$$

$$f_{\text{act}} = -2572.7 + 557.03 = -1758.25 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{\text{per}} = 0.6(0.85)(f'c)(10)(-1)$$

$$f_{\text{per}} = 0.6(0.85)(400)(10)(-1) = -2040 \text{ ton/m}^2$$

$$\% = \frac{f_{\text{act}}}{f_{\text{per}}} \times 100 - 100 = -13.81\%$$

$$\% = -13.81\%$$

**REVISIÓN A LA RUPTURA (M<sub>R</sub>>M<sub>u</sub>)**

$$M_S = M_1 + M_2$$

$$M_S = 2633000.0 + 44049100.0 = 70,382,100.0 \text{ kg-m} = 703,821.0 \text{ kg-m}$$

$$f_{sp} = f_{sr} \left[ 1 - 0.5 \frac{P_p (s_{sr})}{f''c} \right]$$

$$P_p = \frac{A_{sp}}{bd}$$

$$P_p = \frac{38}{200 \times 135} = 0.0014$$

$$f'c_{losa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

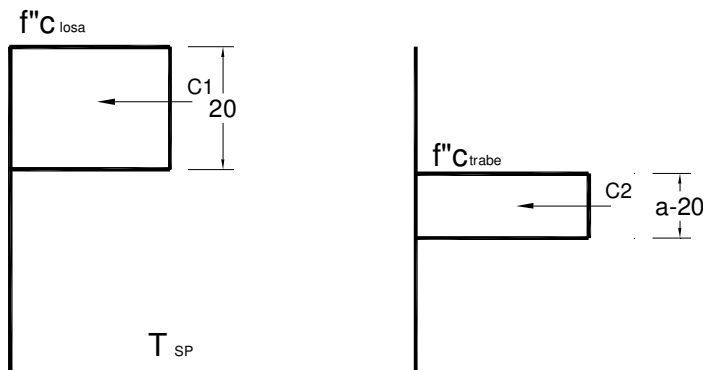
$$f''c = 0.85f^*c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 19000 \left[ 1 - 0.5 \frac{0.0014(19000)}{170} \right] = 17,505.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_{sp}(f_{sp})}{b(f''c)}$$

$$a = \frac{32(17505)}{200(170)} = 16.47 \text{ cm} < 20 \text{ cm}_{losa}$$





$$C_1 = 15bf''c_{losa}$$

$$C_1 = 15 \times 200 \times 170 = 510,000.0 \text{ kg}$$

$$C_1 = A_{sp1} f_{sp}$$

$$A_{sp1} = \frac{C_1}{f_{sp}}$$

$$A_{sp1} = \frac{510,000}{17505} = 29.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp2} = A_{sp} - A_{sp1}$$

$$A_{sp2} = 38 - 29.13 = 8.86 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = A_{sp2} f_{sp} = (a - t_{losa}) bf' c_{trabe}$$

$$8.86(17505.0) = (a - 20)(200)(400)$$

despejando "a" se tiene:

$$a = 21.93 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R \left[ A_{sp1} f_{sp} \left( d_{sp} - \frac{t_{losa}}{2} \right) + A_{sp2} f_{sp} \left( d_{sp} - t_{losa} - \frac{a - t_{losa}}{2} \right) \right]$$

$$M_R = 0.9 \left[ 29.13 \times 17505 \left( 150 - \frac{20}{2} \right) + 8.86 \times 17505 \left( 150 - 20 - \frac{21.93 - 20}{2} \right) \right]$$

$$M_R = 82,261,335.0 \text{ kg-cm} = 822,613.35 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 703,821.0 \text{ kg-m}$$

$M_R > M_u$  LA TRABE SI PASA.

**REVISIÓN POR CORTANTE**

$$V_{CR\max} = 1.3F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

Donde:

b=Espesor del alma = 9cm

d=Peralte de la trabe.

$$f'_{c\text{trabe}}=400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c=0.8f'c = 0.8(400)=320 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c=0.85f^*c=0.85(300)=272 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR\max} = 1.3 \times 0.8 \times (2 \times 9) \times 150 \sqrt{320} = 50,231.03 \text{ kg}$$

$$V_{CR\min} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR\min} = 0.5 \times 0.8 \times (2 \times 9) \times 150 \sqrt{320} = 19,319.62 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = F_Rbd \left[ 0.15\sqrt{f^*c} + 50 \frac{V}{M} d_{sp} \right]$$

$$w=900+1390+760+170+(38570/30)=4505.66 \text{ kg/m}$$

$$V = \frac{wL}{2} - wx$$

$$M = \frac{wL(x)}{2} - \frac{wx^2}{2}$$

$$V = \frac{4505.66(30)}{2} - 4505.66x = 67,584.9 - 4505.66x$$

$$M = \frac{4505.66(30)}{2}(x) - \frac{4505.66(x^2)}{2} = 67,584.9(x) - 2252.83(x^2)$$

Revisión en x=h=1.5m

$$M=67584.9(1.5) - 2252.83(1.5^2)=96,308,.48 \text{ kg-m}$$

$$Vs=67,584.9 - 4505.66(1.5)=60,826.41 \text{ kg}$$

$$V_u = V_s(1.4)$$

$$V_u = 60,826.41(1.4) = 85,156.97 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.8(2 \times 9)150 \left[ 0.15\sqrt{320} + 50 \frac{60,826.41}{96,308.48} (1.5) \right] = 108,111.68 \text{ kg}$$

$$\text{Rige } V_{CR_{\max}} = 50,231.03 \text{ kg}$$

Como  $h > 70 \text{ cm}$  y  $h/b = 155/18 = 8.6 > 6$ ; se reduce  $V_{CR}$  en 30%

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.7 \times 50,231.03 = 24,613.20 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$  Necesita acero de refuerzo.

El cortante restante lo tomarán 2 ramas de estribos # 3.

$$V_s = V_u - V_{CR}$$

$$V_s = 85,156.97 - 24,613.20 = 60,543.76 \text{ kg}$$

La separación de los estribos es :

$$S = \frac{F_R(a_s) f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 150}{60,543.76} = 11.82 \text{ cm}$$

Se dejará estribos #3@10cm desde los extremos de la trabe, hasta una longitud de 7.50m.

Revisión en  $x=L/4=7.5\text{m}$

$$M = 67584.9(7.5) - 2252.83(7.5^2) = 380,165.06 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 67,584.9 - 4505.66(7.5) = 33,792.42 \text{ kg}$$

$$V_u = V_s(1.4)$$

$$V_u = 33,792.42 (1.4) = 47,309.36 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.8(2 \times 9)150 \left[ 0.15\sqrt{320} + 50 \frac{33,792.42}{380,165.06} (1.5) \right] = 20,044.8 \text{ kg}$$

$$\text{Rige } V_{CR} = 20,044.8 \text{ kg}$$

Como  $h > 70 \text{ cm}$  y  $h/b = 155/18 = 8.6 > 6$ ; se reduce  $V_{CR}$  en 30%

$$V_{CR}=0.7 \times 0.7 \times 20,044.8 = 9,821.95 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$  Necesita acero de refuerzo.

El cortante restante lo tomarán 2 ramas de estribos # 3.

$$V_s = V_u - V_{CR}$$

$$V_s = 47,309.36 - 9,821.95 = 37,487.41 \text{ kg}$$

La separación de los estribos es :

$$S = \frac{F_R(a_s)f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 150}{37,487.41} = 19.09 \text{ cm}$$

Se dejará estribos #3@17.5cm desde x=7.5 hasta x=11m.

#### Revisión en x=11.0m

$$M = 67584.9(11) - 2252.83(11^2) = 470,829.37 \text{ kg-m}$$

$$V_s = 67,584.9 - 4505.66(11) = 18,022.64 \text{ kg}$$

$$V_u = V_s(1.4)$$

$$V_u = 18,022.64 (1.4) = 25,231.69 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.8(2 \times 9)150 \left[ 0.15\sqrt{320} + 50 \frac{18,022.64}{470,829.37} (1.5) \right] = 11,989.91 \text{ kg}$$

$$\text{Rige } V_{CR} = 11,989.91 \text{ kg}$$

Como  $h > 70 \text{ cm}$  y  $h/b = 155/18 = 8.6 > 6$ ; se reduce  $V_{CR}$  en 30%

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.7 \times 11,989.91 = 5,875.05 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR} \Rightarrow$  Necesita acero de refuerzo.

El cortante restante lo tomarán 2 ramas de estribos # 3.

$$V_s = V_u - V_{CR}$$

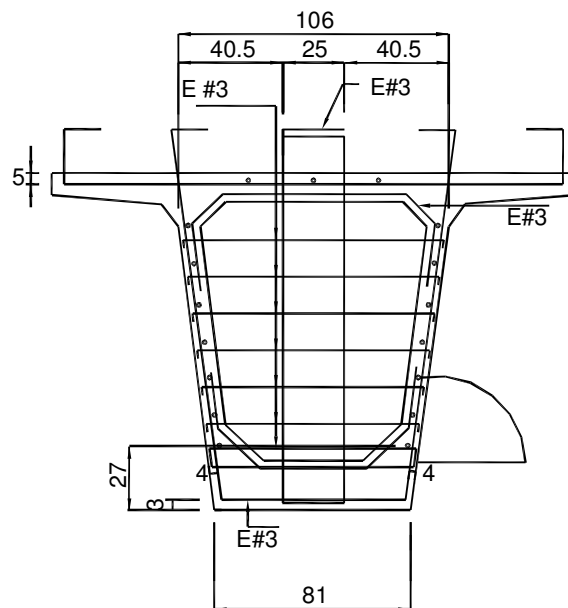
$$V_s = 25,231.69 - 5,875.05 = 19,356.63 \text{ kg}$$

La separación de los estribos es :

$$S = \frac{F_R(a_s)f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 150}{19,356.63} = 36.97 \text{ cm}$$

Se dejará estribos #3@30cm desde x=11 hasta el centro del claro.



## REFUERZO TRANSVERSAL

**Etapa de servicio**  
Trabe critica

ETAPA	M Ton-m	S <sub>i</sub> m <sup>3</sup>	F=M/S <sub>i</sub> Ton/m <sup>2</sup>	ACUM Ton/m <sup>2</sup>	S <sub>s</sub> m <sup>3</sup>	F=M/S <sub>s</sub> Ton/m <sup>2</sup>	ACUM Ton/m <sup>2</sup>
PRESFUERZO			$\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} (11.36)(N^{\circ} \text{torones}) =$ -2253.37			F <sub>s</sub> =321.69	
PESO PROPIO	156.38	0.192	814.48	-1438.89	0.271	-577.05	-255.36
LOSA + DIAFRAGMA	113.70	0.192	592.19	-846.70	0.271	-419.56	-674.92
CARGA MUERTA SERVICIO	68.63	0.235	292.04	-554.66	0.739	-92.87	-767.79
CARGA VIVA	47.90	0.235	203.83	-350.83	0.739	-64.82	-832.61

Esfuerzos permisibles de Concreto (Ton / m<sup>2</sup>).

a) Al tensar (transferencia del presfuerzo).

$$\begin{aligned} \text{Compresión} &= 6.00 f'_{ci} = -2040.00 \text{ Ton / m}^2 \\ &= 0.6(0.85)(f'c)(10)(-1) = -2040 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tensión} = 16.0 \sqrt{f'_{ci}} = 295.03 \text{ Ton / m}^2$$

b) En operación (etapa de servicio)

$$\text{Compresión} = 4.0 f'c = -1600.00 \text{ Ton / m}^2$$

$$\text{Tensión} = 8.00 \sqrt{f'c} = 160.00 \text{ Ton / m}^2$$

$$\text{PÉRDIDAS TOTALES} = 2710.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N/\text{Torón} = 11.39 \text{ Ton.}$$

$$f_i = + \frac{263.33}{0.192} + \frac{225.8}{0.238} - \frac{N}{0.579} - \frac{Nx0.67}{0.192} = +150 \text{ ton / m}^2 .$$

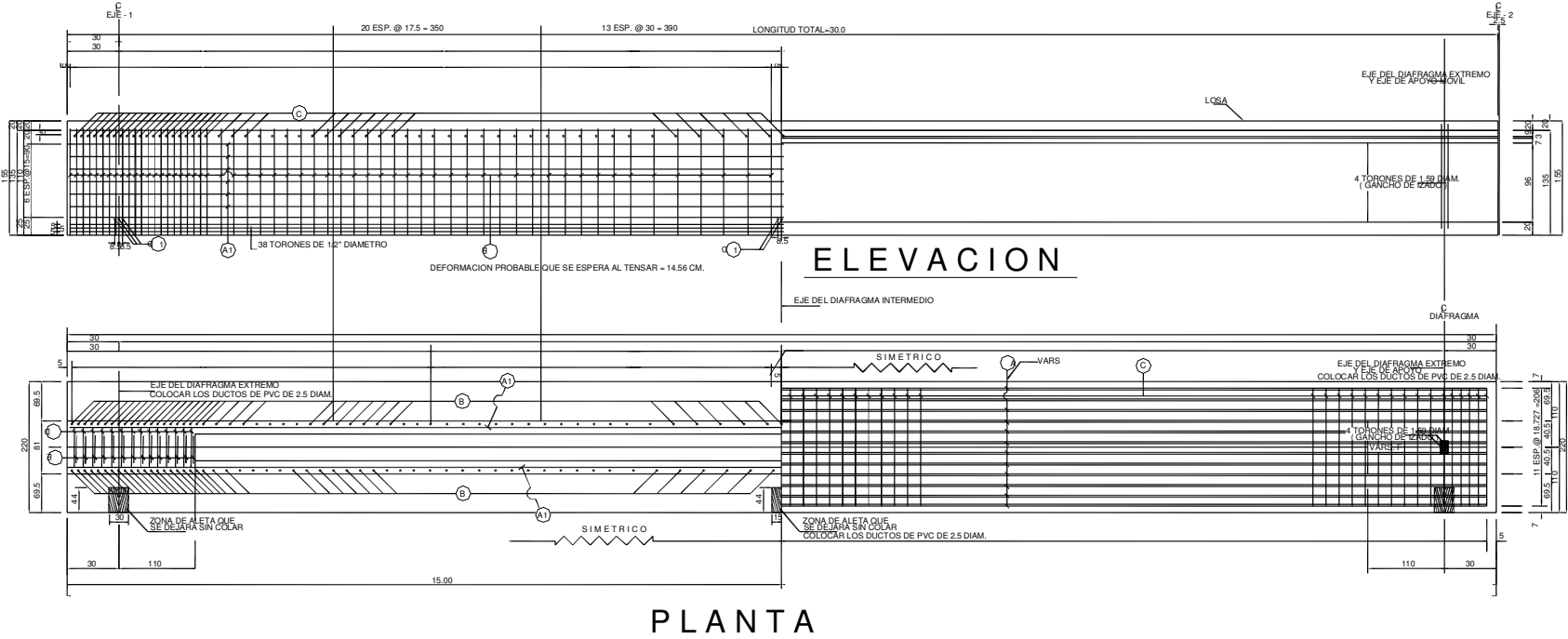
$$N = \frac{2170.25}{5.22} = 415.76 \text{ ton} ; \quad \text{No Torones} = \frac{415.76}{11.39} = 36.5 \rightarrow 38 \text{ torones}$$

$$f_i = 151 < 295 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{N}{A} + \frac{N \times e}{S_s}$$

$$f_s = -\frac{432.82}{0.579} + \frac{432.82 \times 0.67}{0.271}$$

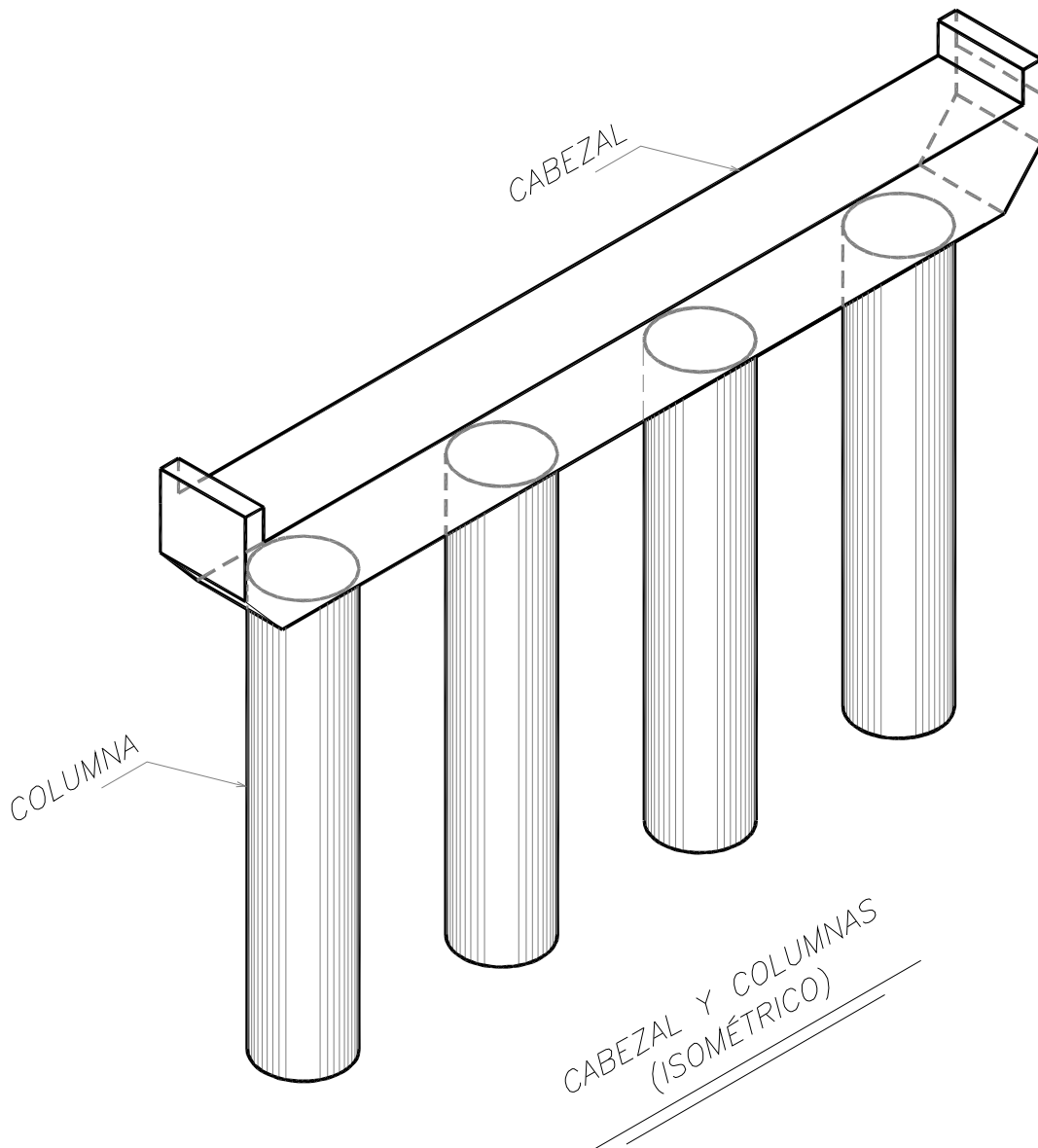
$$f_s = 322.54 < 2040 \quad \text{Ton / m}^2 \quad \text{OK}$$

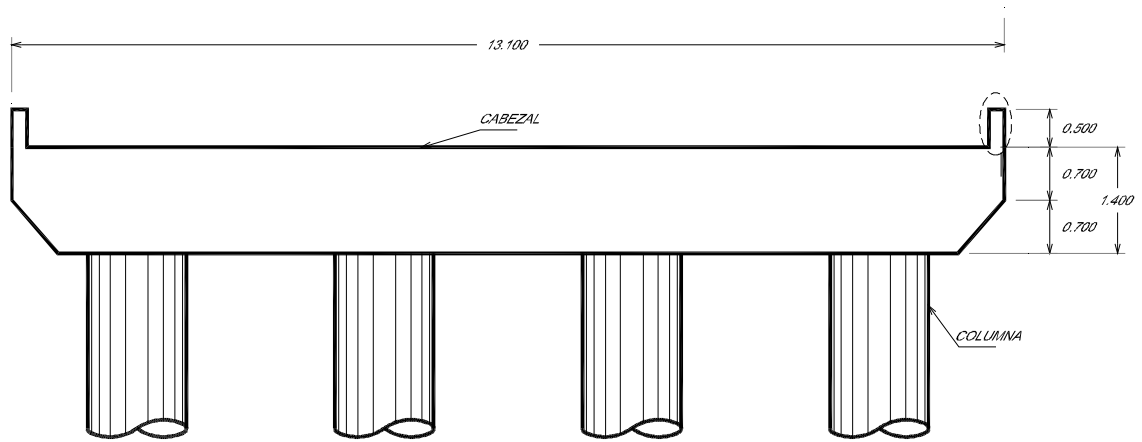




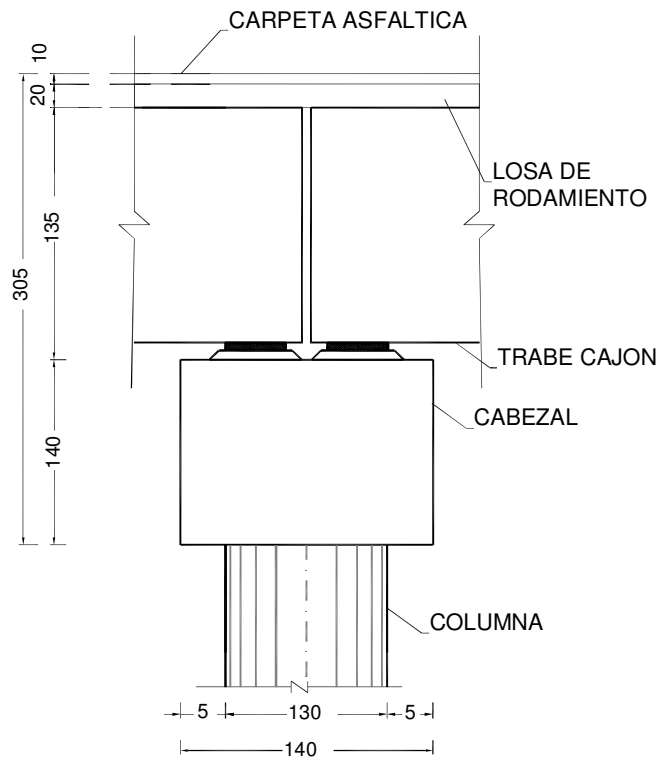
## 2.5.-CÁLCULO DE CABEZAL

El cabezal es el elemento estructural sobre el cual se apoya toda la superestructura, como lo son las traveses, losa y diafragmas que transmiten su carga al cabezal, así mismo está apoyado sobre las columnas que forman parte de la subestructura.





SECCIÓN LONGITUDINAL



SECCIÓN TRANSVERSAL

Considerando dos claros de longitud  $L = 30.00$  m para la bajada de cargas:

1,- Reacciones por carga viva, de acuerdo al siguiente tipo de camión:

1 HS-20 =29.563 ton.

1 T3-S2-R4 =54 ton.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1}$$

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.1} = 22\%$$

$$I = 0.223$$

Sumando las reacciones producidas por el camión más impacto, se tiene:

$$\text{SUMA} = (29.56 + 54) \times 1.22 = 102.249 \text{ ton}$$

$$R_{cv} + I = 102.249 \text{ ton}$$

Vías de circulación (nº de carriles)=3

$$R. = 102.24 \times 3 = 306.749 \text{ ton}$$

R.=306.74 ton primer claro

R= 306.74 ton segundo claro

2,- Reacciones por carga permanente:

### Losa

Claro =30.0 m

Espesor de losa=0.2m

Ancho de losa=13.1m

$$\gamma_{con} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$W = 30 \times 0.2 \times 13.1 \times 2.4 = 188.64 \text{ ton}$$

### Trabes

Claro= 30.0 m

$$\text{Área} = 0.579 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{con} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Nº de trabes=7

$$W = 30 \times 0.579 \times 7 \times 2.4 = 291.816 \text{ ton}$$

### Carpeta asfáltica

Espesor=0.10m (para fines de diseño)

Ancho=13.11m

Claro=30.0m

$\gamma_{asfalto} = 2.2 \text{ ton/m}^3$

$W=13.11 \times 0.10 \times 30 \times 2.2 = 86.526 \text{ ton}$

### Diafragmas

Ancho= 1.22 m

Peralte =1.09m<sup>2</sup>

Espesor=0.3m

Nº.de diafragmas=18

$\gamma_{con} = 2.4 \text{ ton/m}^3$

$W=1.22 \times 1.09 \times 0.3 \times 18 \times 2.4 = 17.234 \text{ ton}$

### Guarnición

Claro= 30.0 m

Guarnición=0.912 ton / ml

Nº de guarniciones =2

$W=30 \times 0.912 \times 2 = 54.69 \text{ ton}$

### Parapeto

Claro= 30.0 m

Parapeto=0.22 2 Kgs / ml

Nº de parapeto = 2

$W=30 \times 0.22 \times 2 = 13.22 \text{ ton}$

Suma de W=188.64+291.816+86.526+17.23+54.6+13.2=652.012 ton

$W/2=652.012 / 2 = 326.0 \text{ ton}$

R=V=326.0      primer claro

R=V=326.0      segundo claro

Factor de reducción =0.7 por tener tres carriles

Reacción total=CV+I = DOS APOYOS =  $613.530 \times 0.7 = 429.47 \text{ ton}$

Suma =CM + CV+I =326.0+326.0+429.47=1081.47 ton

Se proponen las siguientes dimensiones para el cabezal:

Ancho=1.4m

Altura=1.4m

$\gamma_{con} = 2.4 \text{ ton/m}^3$

$$C = 0.3$$

$$a_0 = 0.08$$

$$t_a = 0.3$$

$$t_b = 1.5$$

$$r = 2/3 = 0.667$$

$$Q = 2$$

$$F_s = 1.5$$

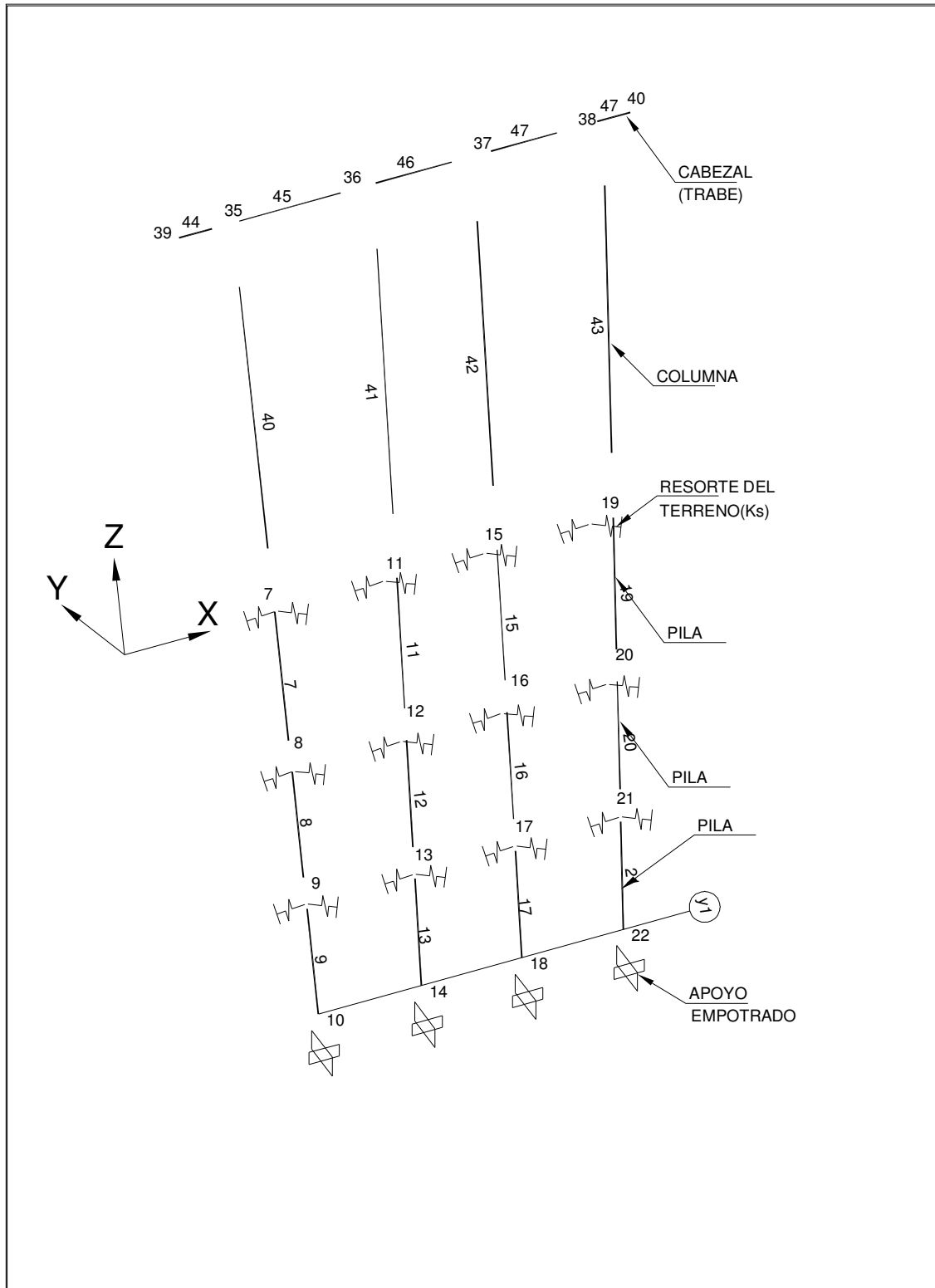
$$C_s = C \frac{F_s}{Q} = 0.3 \frac{1.5}{2} = 0.225$$

Con estos datos de la bajada de cargas, se procede hacer el análisis de la estructura empleando el programa de computo SAP2000 V11, obteniéndose los siguientes resultados:

## TABLA DE RESULTADOS

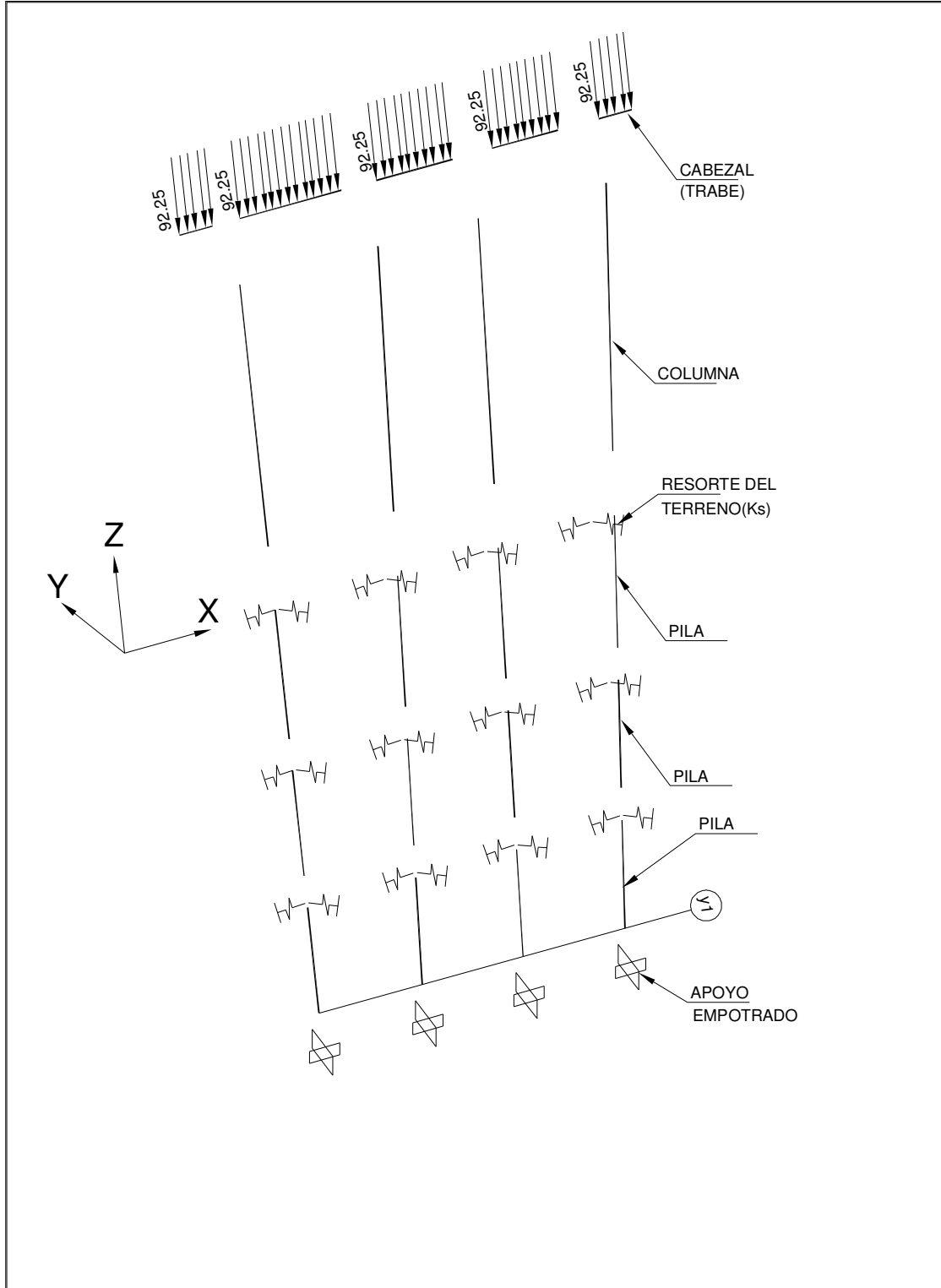
APOYO	ALTURA DE COLUMNA	ALTURA DE PILAS	CARGA UNIFORME EN APOYOS (t/m)	DIÁMETRO DE PILAS	ANCHO DE CALZADA	Vtotal(t)	NIVEL DE DESPLANTE	DEFORMACIÓN LATERAL "X"(cm)	DEFORMACIÓN LATERAL "Y"(cm)
1	2.55	27.45	35.4	1.2	13.1	463.74	2224	0.103	0.0852
2	5.76	22.593	85.85	1.3	13.1	1124.64	2224	0.8694	0.8639
3	6.72	22.55	107.58	1.3	13.1	1409.3	2224	1.514	1.5443
4	8.058	22.51	105.5	1.3	13.1	1382.05	2224	2.2435	2.3446
5	9.423	22.47	103.41	1.3	13.1	1354.67	2224	3.1593	3.3558
6	9.47	23.11	103.41	1.3	13.1	1354.67	2224	3.2163	3.4187
7	11.21	23.07	97.83	1.3	13.1	1281.57	2224	4.5912	4.9507
8	11.62	23.04	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	4.7269	4.9632
9	10.187	26.98	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	3.4207	3.6598
10	10.516	26.92	925.25	1.3	13.1	1208.48	2224	3.6903	3.9589
11	10.428	26.99	101.25	1.3	13.1	1629.59	2224	3.8405	3.9361
11-A	10.253	26.88	101.15	1.3	13.1	1625.39	2224	3.7613	3.8762
12	9.78	27.36	107.92	1.3	13.1	792.03	2224	3.4746	3.5329
13	9.77	27.34	60.46	1.3	13.1	1056.91	2224	2.0276	2.1614
14	9.61	27.32	80.68	1.3	13.1	1221.44	2224	2.5977	2.7648
15	9.4	27.09	93.24	1.3	13.1	1308.82	2224	2.8482	3.0254
16	9.287	26.52	99.91	1.3	13.1	1215.03	2224	2.9672	3.1482
17	8.48	26.4	92.75	1.3	13.1	1208.48	2224	2.231	2.3456
18	7.43	26.33	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	1.611	1.6658
19	6.15	26.29	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	1.0757	1.0819
20	4.84	26.26	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	0.6587	0.6307
21	3.78	26.23	92.25	1.3	13.1	1208.48	2224	0.4257	0.3809
22	3.08	26.26	34.9	1.2	13.1	457.19	2224	0.1355	0.121

SAP2000



SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-3D View-Ton,m, C Units

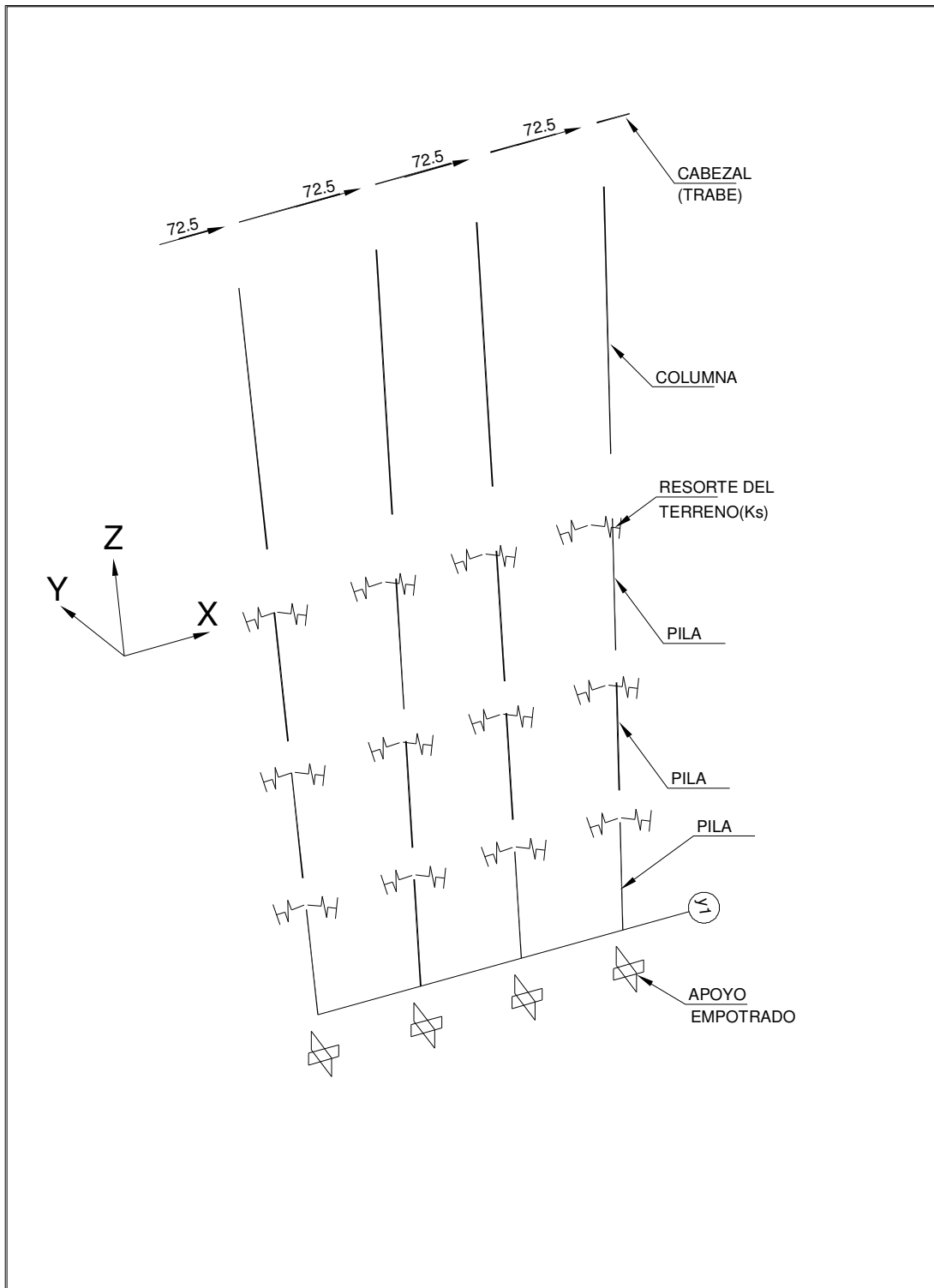
SAP2000



SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Frame Span Loads (DEAD)(As Defined)-Ton,m, C Units

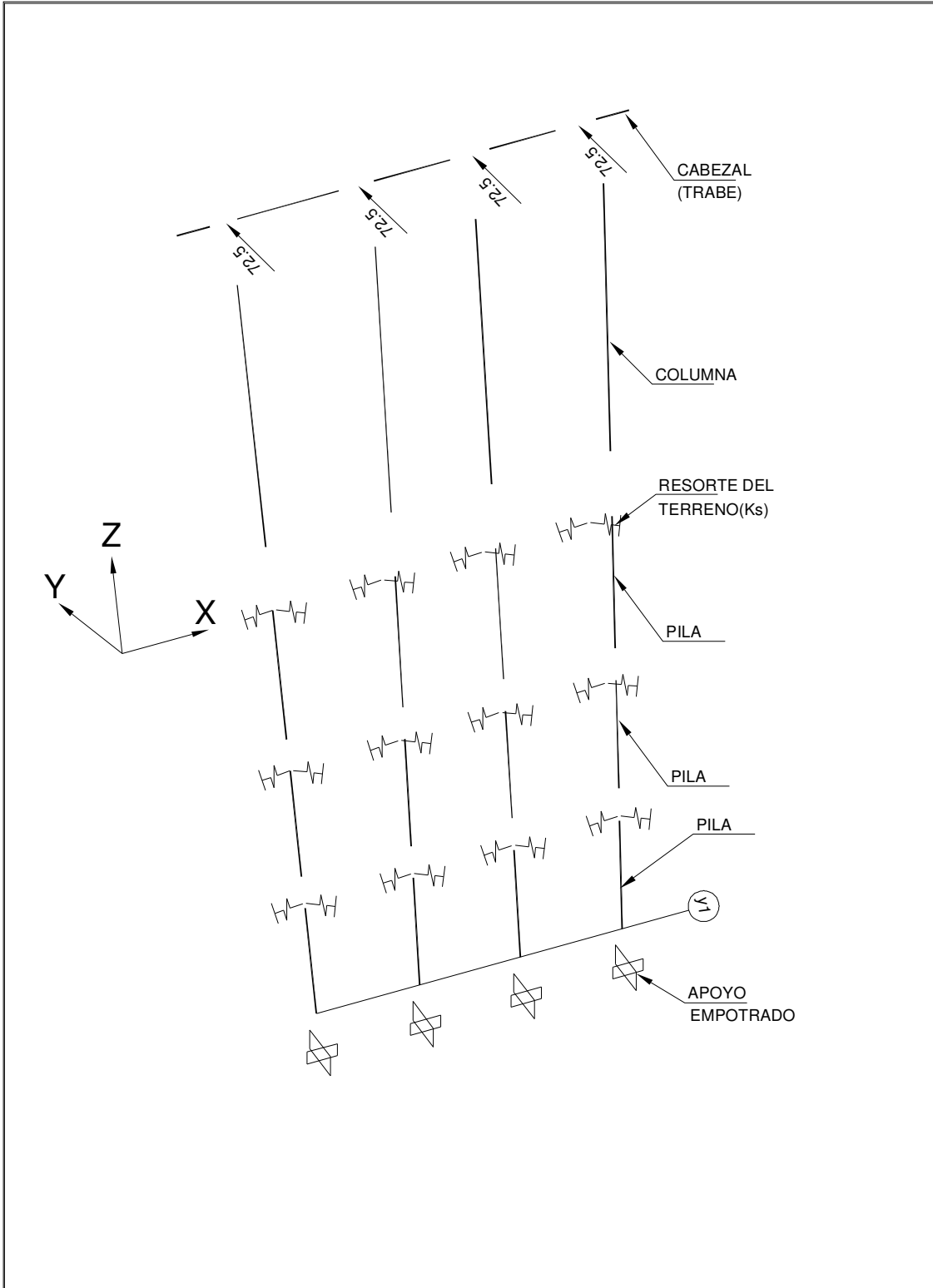


SAP2000



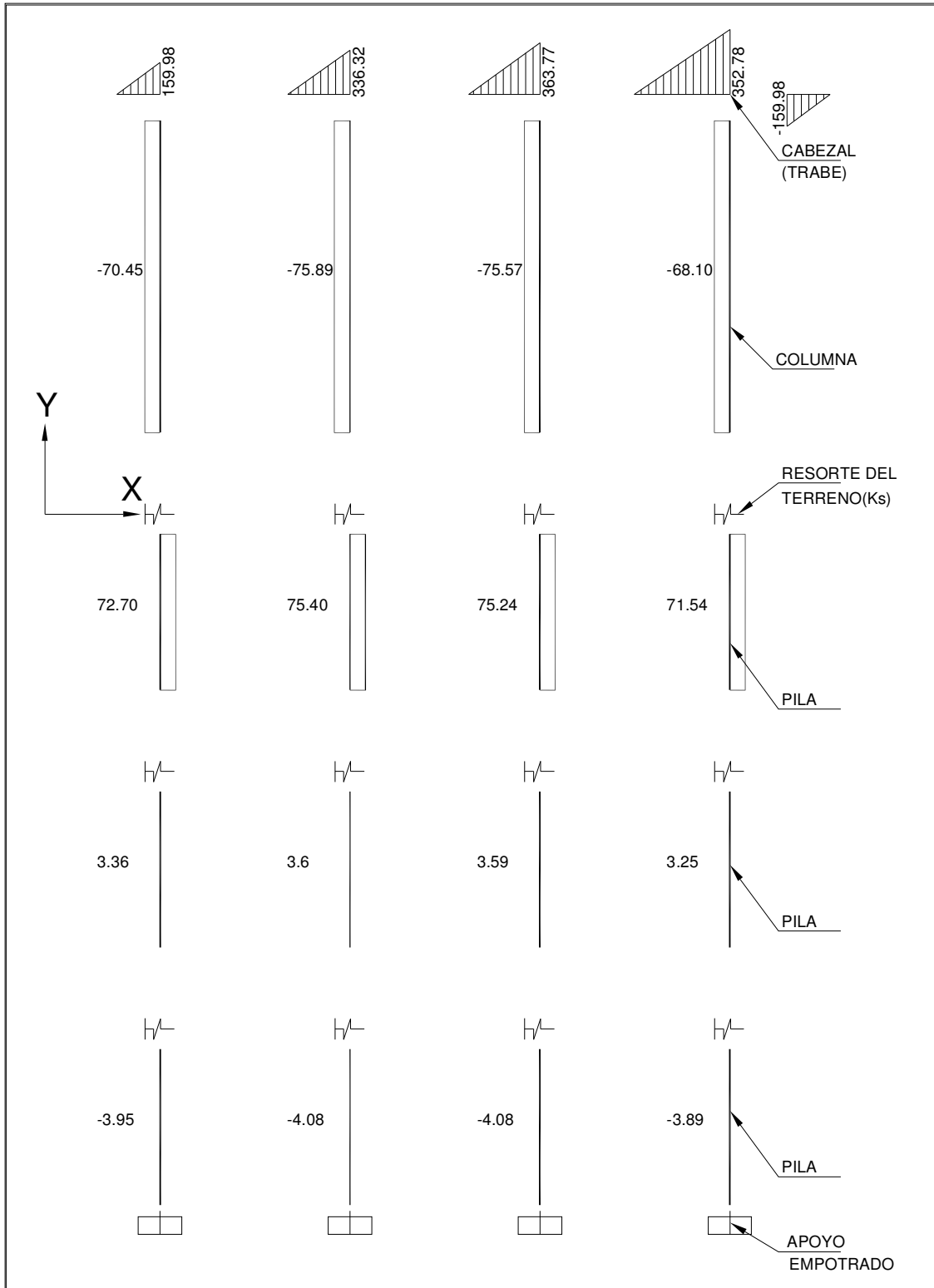
SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Joint Loads (X) (As Defined)-Ton,m, C Units

SAP2000



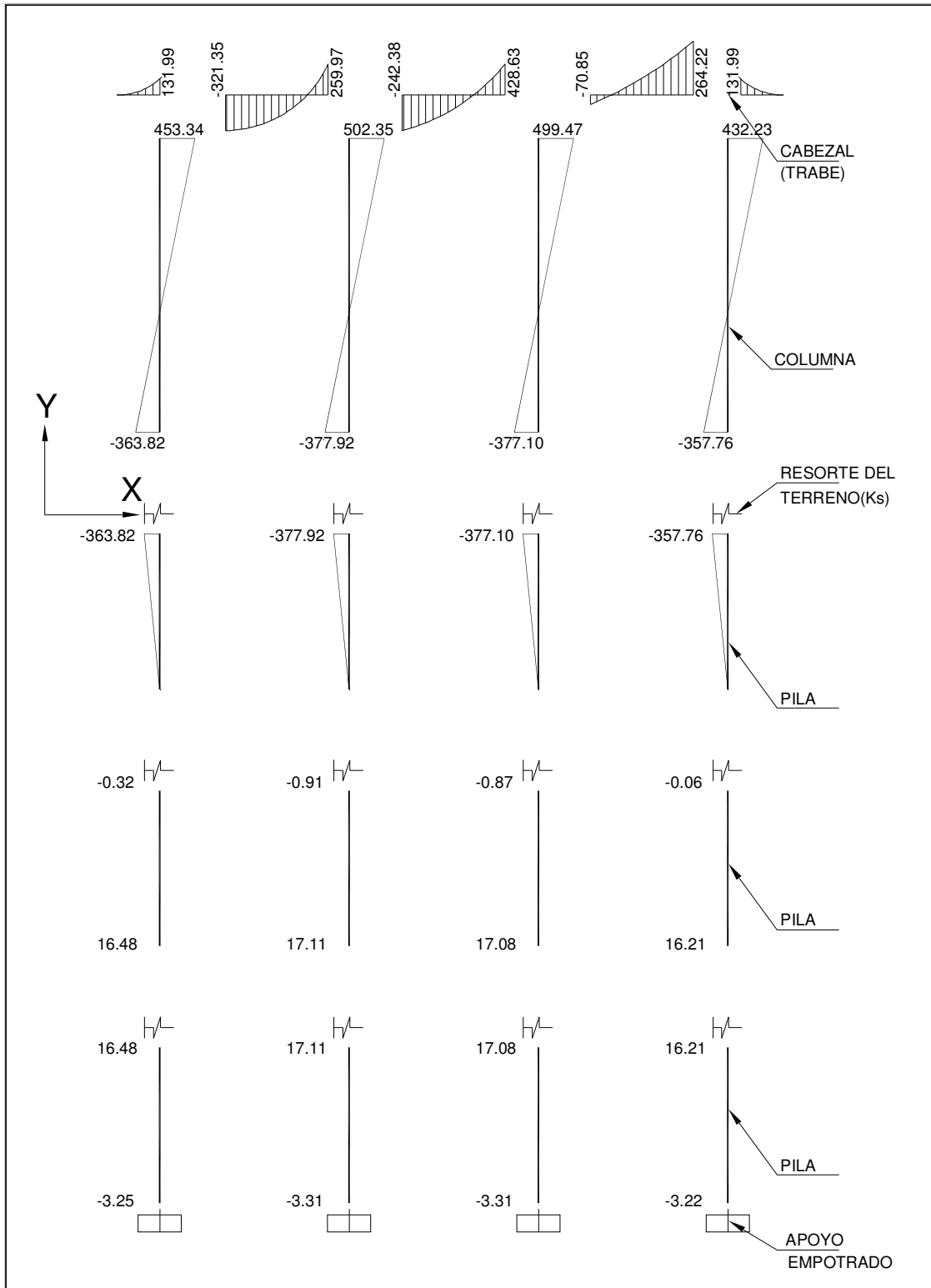
SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Joint Loads (Y) (As Defined)-Ton,m, C Units

SAP2000



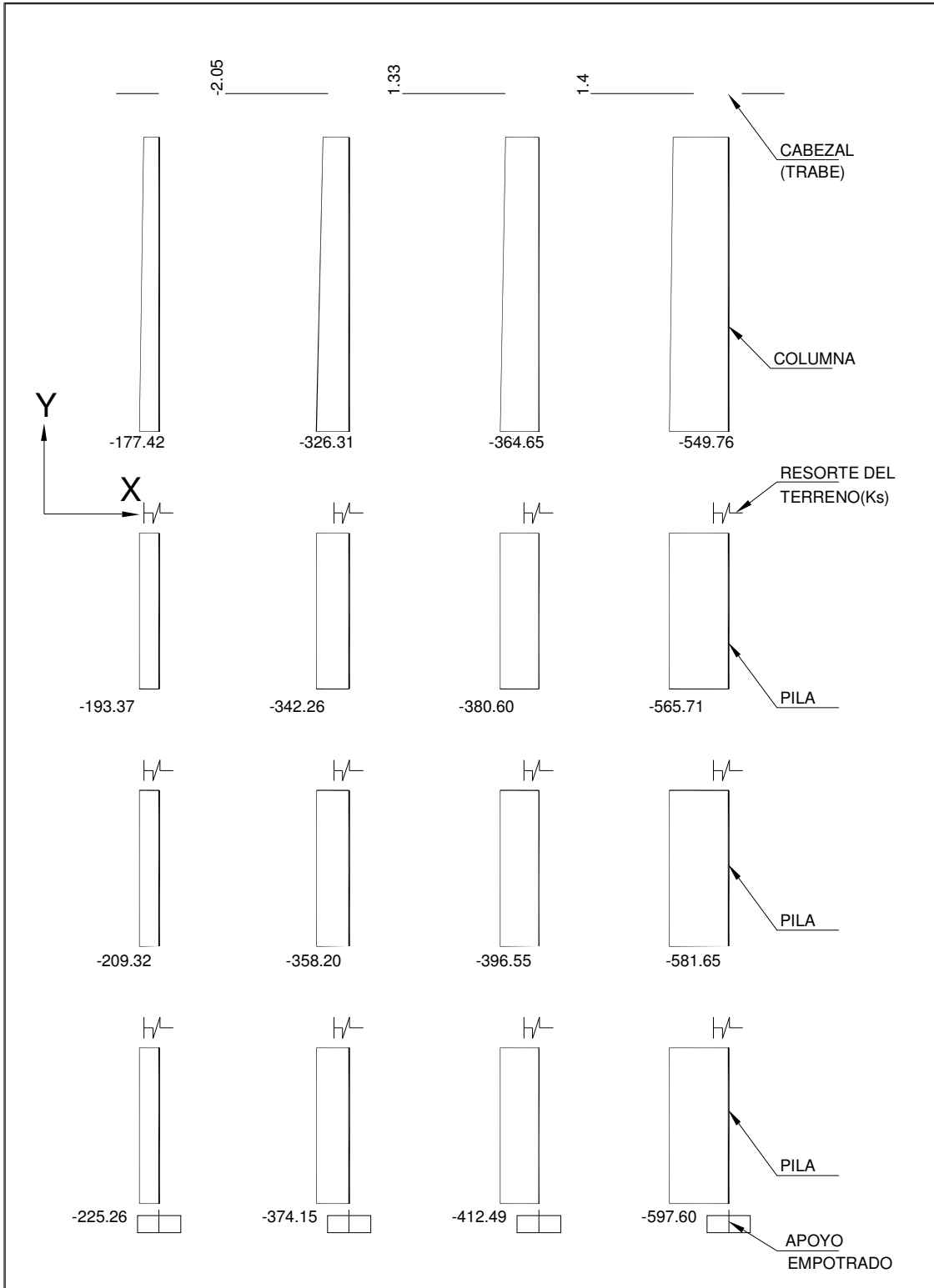
SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Shear Force 2-2 Diagram (SISMOX)-Ton,m, C Units

SAP2000



SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Moment 3-3 Diagram (SISMOX)-Ton,m, C Units

SAP2000



SAP2000v11.0.0-File:apoyo 8-Axial Force Diagram (SISMOX)-Ton,m, C Units

Diseño de la estructura (cabezal)

Para el diseño se empleará el método de factores de carga.

De la gráfica de momento obtenida del análisis, se toma el mayor momento para fines de diseño, el cual es:  $M_A=502.35 \text{ ton-m}$

$$M_U = M_A(F_C)$$

$$F_C = 1.1 \text{ (sismo)}$$

$$M_U = 502.35 \times 1.1 = 552.58 \text{ ton-m}$$

Cálculo de constantes:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8f'_c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85f^*_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$q_{\min} = \rho_{\min} \frac{f_y}{f''_c} = 0.0026 \frac{4200}{170} = 0.064$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d = 0.0026 \times 140 \times 135 = 49.14 \text{ cm}^2$$

$$MR_{\min} = FR b d^2 f''_c q_{\min} (1 - 0.5q_{\min})$$

$$MR_{\min} = 0.9 \times 140 \times 135^2 \times 170 \times 0.064 (1 - 0.5 \times 0.064)$$

$$MR_{\min} = 22,426,000 \text{ kg-cm} = 224.26 \text{ ton-m}$$

$$P_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000\beta}{f_y + 6000}$$

$$P_b = \frac{170}{4200} \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} = 0.0202$$

si  $f'_c < 350 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$

$$\rho_{\max} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.0202 = 0.0152$$

$$q_{\max} = \rho_{\max} \frac{f_y}{f''_c}$$

$$q_{\max} = 0.0152 \frac{4200}{170} = 0.375$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} bd = 0.0152 \times 140 \times 135 = 287.28 \text{ cm}^2$$

$MR_{\max}$  como simplemente armada

$$MR_{\max} = FRbd^2 f''_c q_{\max} (1 - 0.5q_{\max})$$

$$MR_{\max} = 0.9 \times 140 \times 135^2 \times 170 \times 0.375 (1 - 0.5 \times 0.375)$$

$$MR_{\max} = 118,943,753.0 \text{ kg} - \text{cm} = 1189.43 \text{ ton} - \text{m} > Mu = 552.58 \text{ ton-m}$$

Cantidad de acero necesario:

Acero negativo  $A_s (-)$   $\text{cm}^2$

$$A_s(-) = bd \frac{f''_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f''_c}} \right] (\text{cm}^2)$$

$$A_s(-) = 140 * 135 \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 55,258,500}{0.9 * 140 * 135^2 * 170}} \right]$$

$$A_s(-) = 117.27 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del #8  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{117.27}{5.07} = 20.5 \approx 21 \text{ vs \#8}$$

Acero positivo (+)  $\text{cm}^2$

$$MR_{\min} = 224.26 \text{ ton-m}$$

$$Mu(+) = 70.85 \text{ ton-m}$$

$$Mu < MR_{\min}$$

Como el momento actuante es menor que el momento resistente, se tomará en cuenta al acero mínimo.

$$A_s(+) = A_{s_{\min}}$$

$$A_s(+) = 49.14 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del #8  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{50.96}{5.07} = 10.05 \approx 10 \text{ vs \#8}$$

**Revisión por cortante.**

$$V_U \leq V_R$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Donde:

$V_U$  = Cortante último de la sección.

$V_R$  = Cortante resistente.

$V_{CR}$  = Resistencia del concreto a cortante.

$V_{SR}$  = Resistencia del refuerzo transversal a cortante.

$$P_{tensión} = \frac{A_s}{bd}$$

$$P_{tensión} = \frac{117.27}{140 \times 135} = 0.0062$$

Como  $P_{tensión}$  es menor que 0.015 se aplica la siguiente fórmula:

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 20P) \sqrt{f * c}$$

$$F_R = 0.8$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 140 \times 135 (0.2 + 20 \times 0.0062) \sqrt{200} = 69,280.62 \text{ kg}$$

Ahora se revisará si se admite la sección propuesta mediante la siguiente condición:

$$V_U \leq 2.5 F_R bd \sqrt{f * c}$$

$$2.5 F_R bd \sqrt{f * c} = 2.5 \times 0.8 \times 140 \times 135 \sqrt{200} = 534,572.72 \text{ kg}$$

Del resultado del análisis de la gráfica de cortante se tiene  $V = 363.77 \text{ ton}$ .

$$V_U = 363.77 \times 1.1 = 400.147 \text{ ton}$$

Por lo que  $V_U = 400.147 < 534.572 \text{ ton}$ . SI PASA.

Cálculo de acero transversal necesario:

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{135}{2} = 67.5 \text{ cm}$$

Se proponen 5 Estribos #4 (10 ramas)



$$S = \frac{F_R A_V f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$A_v = \text{Diámetro del estribo} (a_s = 1.27 \text{ cm}^2)$

$$A_v = 10 \times 1.27 = 12.7 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8 \times 12.7 \times 4200 \times 135}{400,147.0 - 692880.62} = 17.41 \text{ cm}$$

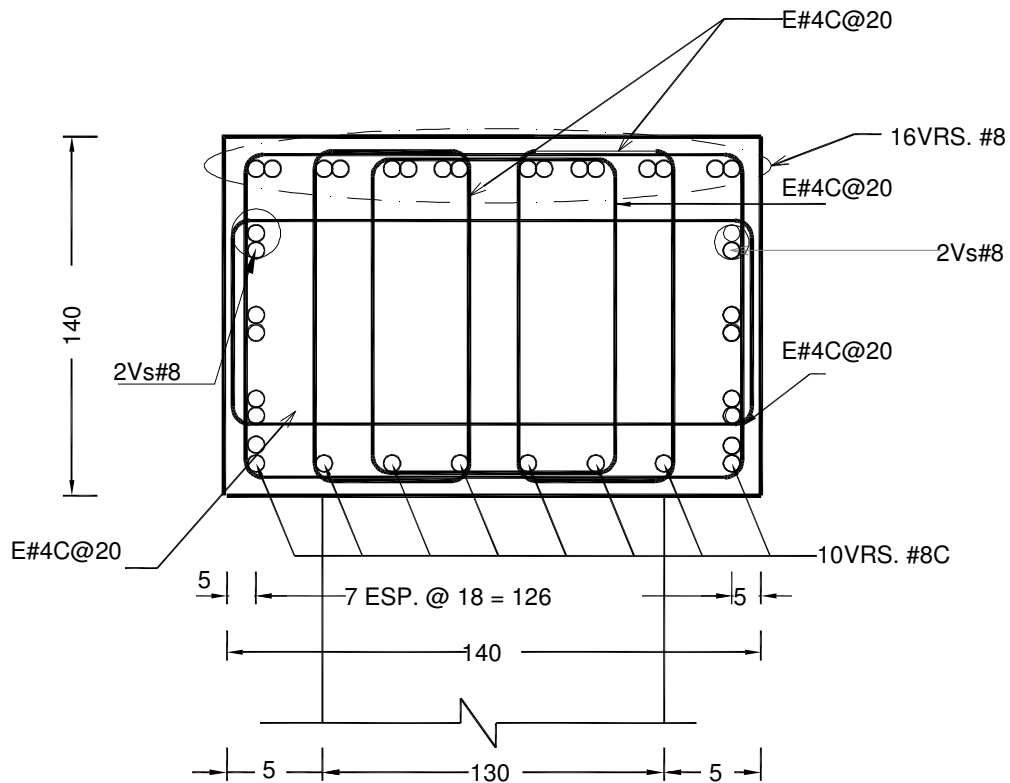
$$S = 20 \text{ cm}$$

E#4@20cm

El elemento estructural (cabezal) quedará armado de la siguiente manera:

- (-) 16 Vs # 8
- (+) 8 Vs # 8
- (+) 8 Vs # 8

Se dejará E # 4 @ 20



## REFUERZO DE CABEZAL (SECCIÓN TRANSVERSAL)

## 2.6.-CÁLCULO DE COLUMNA

De los resultados del análisis, del diagrama de carga axial y momento flexionante se tiene:

$$M=502.35 \text{ ton-m}$$

$$M_u=502.35 \times 1.1=552.58 \text{ ton-m}$$

$$P=549.76 \text{ ton}$$

$$P_u=549.76 \times 1.1=604.736 \text{ ton}$$

$$e_x = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e_x = \frac{552.58 \text{ ton-m}}{604.736 \text{ ton}} = 0.91 \text{ m} = 91 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{116}{130} = 0.9$$

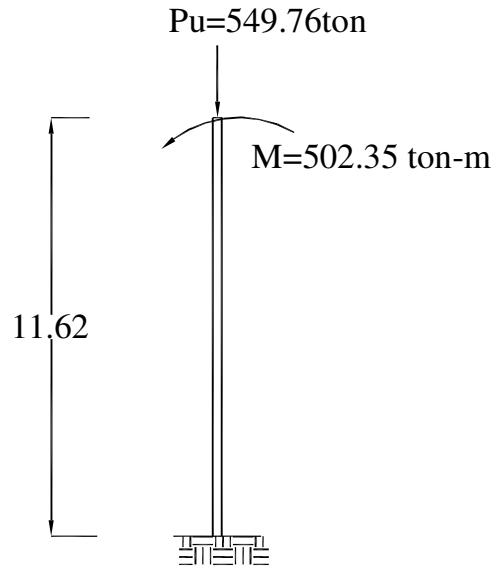
$$\text{recubrimiento } r=7 \text{ cm}$$

$$d=D-(7+7)=116 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0.91}{130} = 0.7$$

$$K = \frac{P_u}{F_R D^2 x f'' c}$$

$$K = \frac{604,736.0}{0.7 \times 130^2 \times 170} = 0.30$$



Con estos valores y consultando las gráficas de las ayudas de diseño (fig 12) de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Diseño y construcción de estructuras de concreto). Se tiene:

$$q=0.64$$

$$P = q \frac{f'' c}{f_y}$$

$$P = 0.64 \frac{170}{4200} = 0.0259$$

Área de acero necesaria ( $A_s$ )  $\text{cm}^2$

$$A_s = p A_g \text{ (cm}^2\text{)}$$

$A_g$ = área de la sección circular

$$A_g = \frac{\Pi D^2}{4} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_g = \frac{\Pi(130)^2}{4} = 13,273.22\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.0259 \times 13,273.22 = 343.77\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.01 \times 13,273.22 = 132.73\text{cm}^2$$

Proponiendo varillas de #10

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{343.77}{7.92} = 43$$

Revisión por cortante

De acuerdo a la gráfica de cortante se tiene:

$$V = 75.89\text{ton} = 75,890.0\text{kg}$$

$$V_u = 75.89 \times 1.1 = 83.479\text{ton} = 83,479.0\text{kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

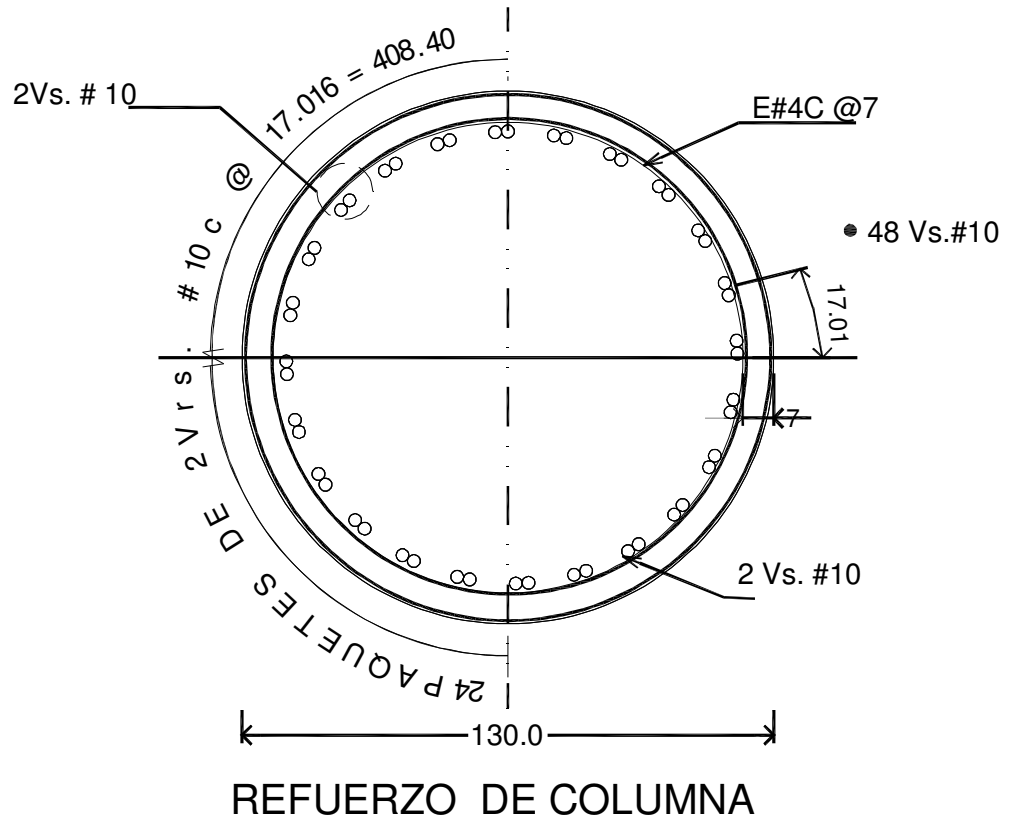
$$V_{CR} = 0.2 A_g (\sqrt{f'c})$$

$$V_{CR} = 0.2 \times 13,273.22 (\sqrt{250}) = 41,972.91\text{kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 1.27 \times 4200 \times 116}{83479 - 41972.91} = 11.9\text{cm}$$

Se hace la consideración que para columnas zunchadas, la distancia libre entre dos vueltas consecutivas o entre dos estribos, no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor que 70mm.

Por lo tanto, se colocará E#4@7cm en espiral.



## 2.7.-CÁLCULO DE CIMENTACIÓN (PILA)

De los resultados del análisis, del diagrama de carga axial y momento flexionante en la pila se tiene:

$$M=377.1 \text{ ton-m}$$

$$M_u=377.1 \times 1.1=414.7 \text{ ton-m}$$

$$P=364.65 \text{ ton}$$

$$P_u=364.65 \times 1.1=401.115 \text{ ton}$$

$$e_x = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e_x = \frac{414.7 \text{ t-m}}{401.115 \text{ ton}} = 1.03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{116}{130} = 0.9$$

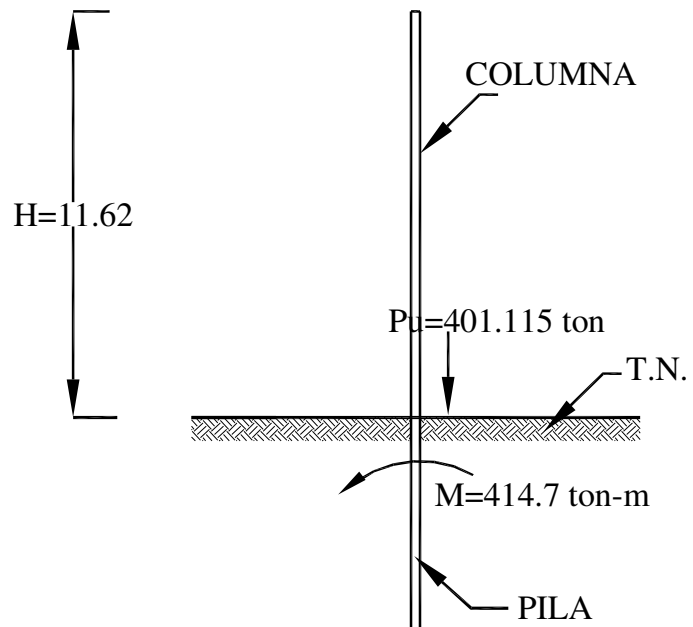
$$\text{recubrimiento } r=7 \text{ cm}$$

$$d=D-(7+7)=116 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{103}{130} = 0.79$$

$$K = \frac{P_u}{F_R D^2 x f'' c}$$

$$K = \frac{401.115}{0.7 \times 130^2 \times 170} = 0.19$$



Con estos valores y consultando las gráficas de las ayudas de diseño (fig12) de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Diseño y construcción de estructuras de concreto). Se tiene:

$$q=0.43$$

$$P = q \frac{f'' c}{f_y}$$

$$P = 0.43 \frac{170}{4200} = 0.0174$$

Área de acero necesaria ( $A_s$ )

$$A_s = \rho A_g \text{ (cm}^2\text{)}$$

$A_g$  = área de la sección circular

$$A_g = \frac{\Pi D^2}{4} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_g = \frac{\Pi(130)^2}{4} = 13,273.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.0174 \times 13,273.22 = 231.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 \times 13,273.22 = 132.73 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas de #10

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{231.01}{7.92} = 29.6 \approx 30 \text{ vs \#10}$$

Se dejará el mismo armado que en la columna, que son 48Vs#10

Revisión por cortante

De acuerdo a la gráfica de cortante se tiene:

$$V = 75.40 \text{ ton} = 75,400.0 \text{ kg}$$

$$V_u = 75.40 \times 1.1 = 82.94 \text{ ton} = 82,940.0 \text{ kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \text{ (cm)}$$

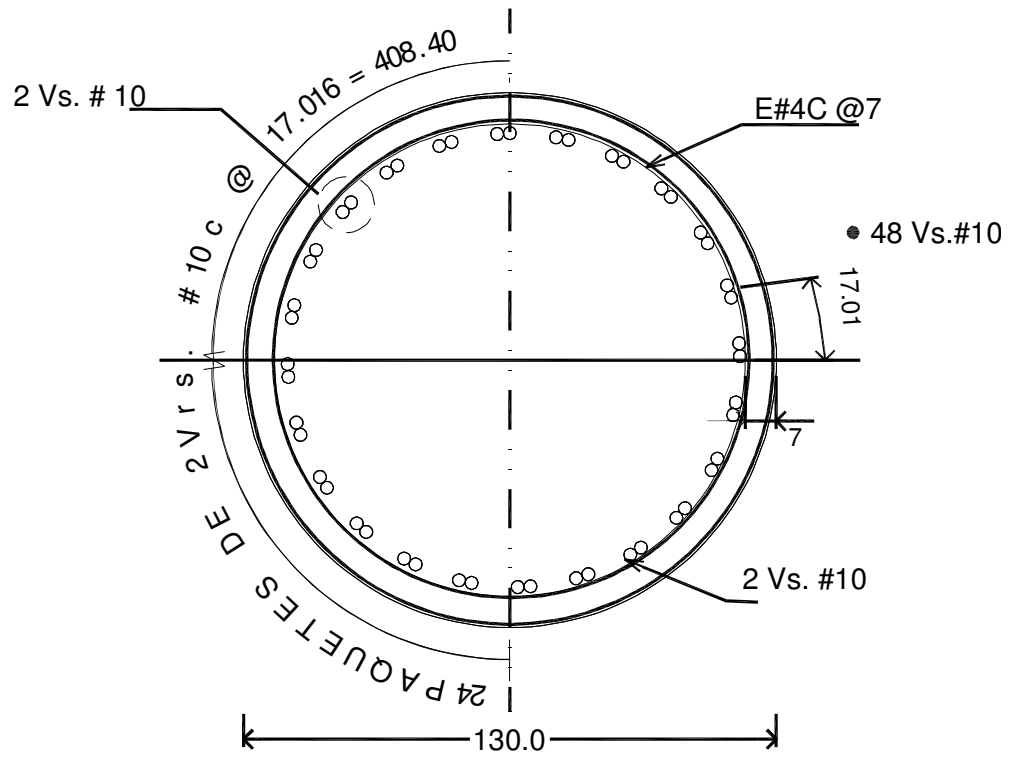
$$V_{CR} = 0.2 A_g (\sqrt{f'c})$$

$$V_{CR} = 0.2 \times 13,273.22 (\sqrt{250}) = 41,972.91 \text{ kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 1.27 \times 4200 \times 116}{82,940 - 41,972.91} = 12.08 \text{ cm}$$

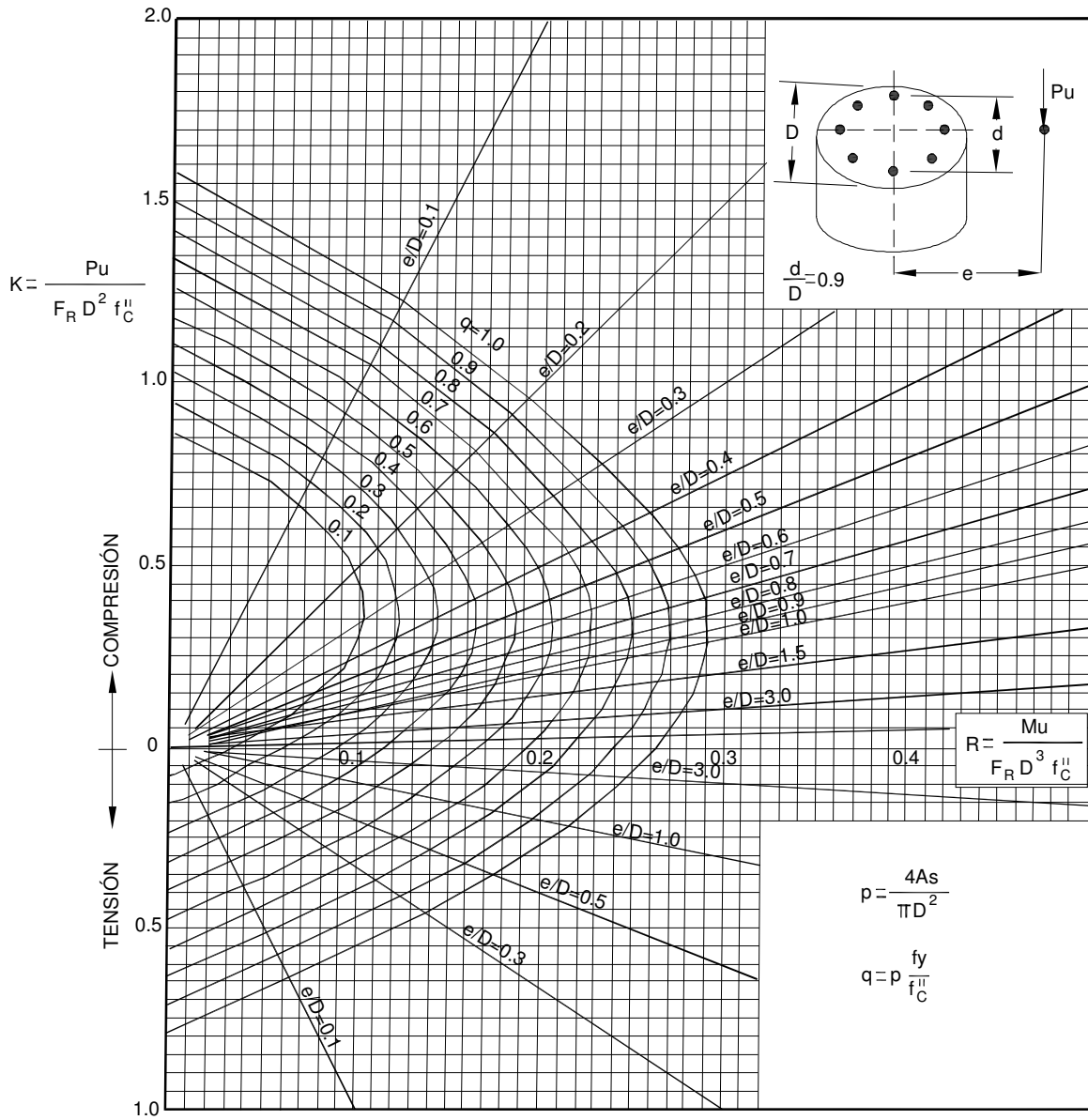
Para la pila se aplicará el mismo criterio de estribos usado en la columna, quedando la separación entre zunchos a 7cm.

Por lo tanto, se colocará E#4@7 en espiral



**REFUERZO DE PILA**





$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $M_u$  = Momento flexionante de diseño  
 $P_u$  = Carga axial de diseño  
 $f'_c = 0.85f_c$  si  $< 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1250}\right) f_c$  si  $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

Fig.12

# **CAPÍTULO 3**

# **PROCEDIMIENTO**

# **CONSTRUCTIVO**

## CAPÍTULO 3: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo que a continuación se describe, será en forma general desde la subestructura (cimentación, columnas y cabezal), hasta la superestructura (trabe cajón, losa de rodamiento, carpeta asfáltica y parapeto).

### 3.1.- EXCAVACIÓN

La excavación requerida será básicamente para la cimentación correspondiente a las pilas coladas en sitio.

Primeramente se retirará toda la capa de tierra vegetal existente en el área de trabajo.

Posteriormente, se iniciará la excavación, la cual consistirá en una perforación de sección transversal circular de diámetro  $\varnothing=1.3\text{m}$  (este diámetro es el correspondiente al diámetro de la pila), con un equipo de perforación de pilas circulares de cucharón giratorio montado sobre camión, dichos equipos llevan un inclinómetro con el fin de disminuir las desviaciones de la perforación, con una capacidad de perforación de hasta 80 mts. en turnos de 24 horas, y en diámetros de hasta 2.10 mts. Este equipo puede utilizarse tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos, aún bajo el nivel freático.

Para garantizar la estabilidad de la perforación y evitar que las paredes de la excavación caigan, se empleará lodo bentonítico, consistente en una mezcla de bentonita (arcilla) con agua. La aplicación de este lodo será la siguiente: durante la perforación se irá rellenando con lodo, ya que este se comporta como un fluido que al paso de un tiempo la viscosidad de los lodos bentoníticos aumenta, adquiriendo la resistencia necesaria para evitar que las paredes de la excavación caigan.

El material producto de la excavación será colocado a un costado de la obra



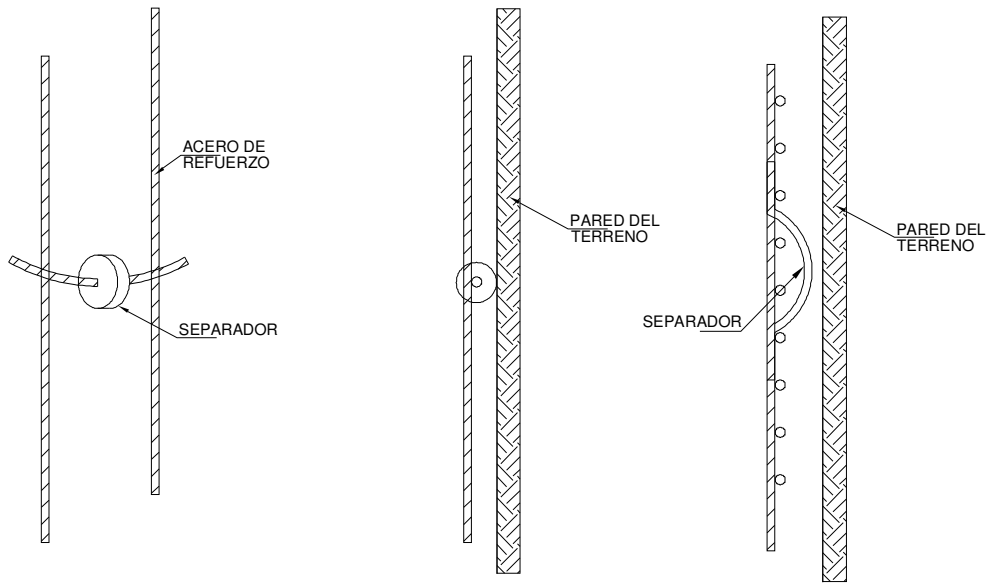
### **3.2.- CIMENTACIÓN**

#### **CIMENTACIÓN (PILAS)**

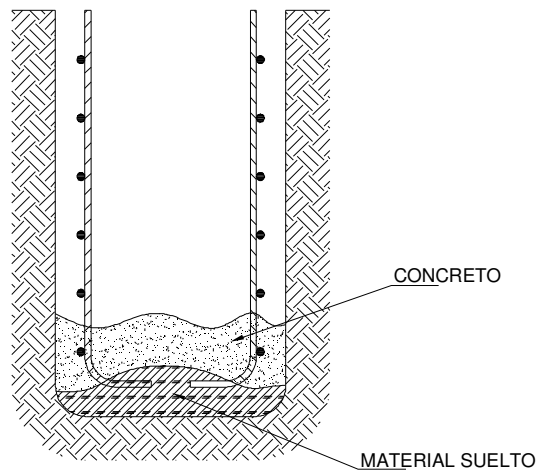
El diámetro de las pilas debe ser de  $\varnothing=1.30\text{m}$ , colados en el lugar dentro de una perforación previa del mismo diámetro. El concreto empleado tendrá una resistencia a la compresión de  $f'c=250\text{ kg/cm}^2$  y el acero un límite de fluencia de  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ , obteniendo un revenimiento de 14 (catorce) a 18 (dieciocho) centímetros, para facilitar que éste fluya libremente.

Para su colado se procederá de la siguiente manera:

- a) Una vez hecha la excavación y al llegar la perforación a la profundidad de desplante indicada en los planos de proyecto, se retirarán de ésta todos los materiales sueltos empleando un bote de desazolve.
- b) No se dejará transcurrir más de tres horas entre el término de la perforación y el inicio del colado de la pila. En caso contrario, previamente al colado de la pila, deberá repetirse la operación de desazolve.
- c) Cuando se haya desazolado la perforación y realizado el habilitado y armado de la pila-columna con Vs.#10 y E#4 en forma helicoidal con una separación de 7cm, este armado se introducirá en la perforación con sus separadores correspondientes y se procederá al colado empleando un camión con bomba telescópica y manguera flexible,  
El acero para concreto hidráulico, deberá estar libre de oxidación, exento de aceite o de cualquier otra sustancia extraña y de deformaciones de sección protegiéndolo contra la humedad y alteración química. Las varillas de refuerzo, se doblarán lentamente en frío, para darles la forma que fije el proyecto, cualquiera que sea su diámetro.
- d) La manguera flexible ya introducida en el fondo de la pila, se irá retirando de la perforación conforme avance el colado, de tal manera que la punta de ésta quede dentro del concreto una longitud mínima de 1 m, esto con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto.
- e) El colado de la pila se suspenderá hasta llegar a 1.0m antes de comenzar con la columna, con la finalidad de dejar preparada la unión entre la pila y la columna.



### ELEMENTOS PARA RECUBRIMIENTOS EN PILAS



### CONCRETO CONTAMINADO EN EL FONDO DE LA PILA

### 3.3 ESTRUCTURAS

#### **COLUMNA**

Cuando se esté colando la pila de cimentación, al mismo tiempo otra brigada de personal, estará haciendo el corte y habilitado del acero para la columna, para que cuando se termine de colar la pila y haya fraguado el concreto, se proceda a armar la columna, este armado, deberá ser del mismo tipo que se utilizó en la pila de cimentación.

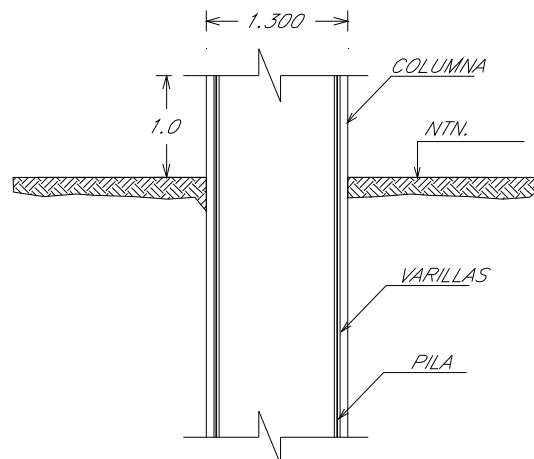
El concreto tendrá una resistencia a la compresión de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y el acero un límite de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , obteniendo un revenimiento de 14 (catorce) a 18 (dieciocho) centímetros, para facilitar que éste fluya libremente.

Al colocar el acero de la columna, se deberá cuidar la verticalidad del acero mediante equipo topográfico, para estar en condiciones de ser cimbrado.

La cimbra empleada para las columnas será del tipo recuperable de acero inoxidable.

De la misma manera que en la pila, el concreto deberá ser vaciado mediante la manguera flexible introducida en la columna, la manguera se irá retirando conforme avance el colado, de tal manera que la punta de ésta quede dentro del concreto una longitud mínima de 1 m

El colado de la columna se suspenderá hasta llegar a 1.0m antes de comenzar con el cabezal, con la finalidad de dejar preparada la unión entre la columna y el cabezal y así obtener una mayor rigidez de los elementos.



DETALLE DE UNIÓN DE LA  
PILA-COLUMNA

## CABEZAL

Para la elaboración del cabezal, se deberá contar primeramente con una obra falsa consistente en una armadura de acero levantada hasta el nivel del cabezal para poder hacer el cimbrado.

La cimbra estará diseñada para soportar, con la seguridad adecuada, la carga muerta del concreto así como la adicional producida por las operaciones de colado. Así mismo, deberá ser capaz de mantener el concreto en estado plástico en su alineación recta para lo cual se darán contra-flechas cuando sea necesario. Se preverán además cuñas y dispositivos para compensar por hundimientos que se presenten durante los colados.

El diseño de la cimbra tomará particularmente en cuenta los siguientes factores:

- a) Velocidad y método de colocación del concreto.
- b) Cargas vivas, laterales e impactos.
- c) Materiales y esfuerzos permisibles.
- d) Deflexiones, contraflechas del concreto, excentricidades y presiones ascendentes.
- e) Contraventeo.
- f) Empalmes.

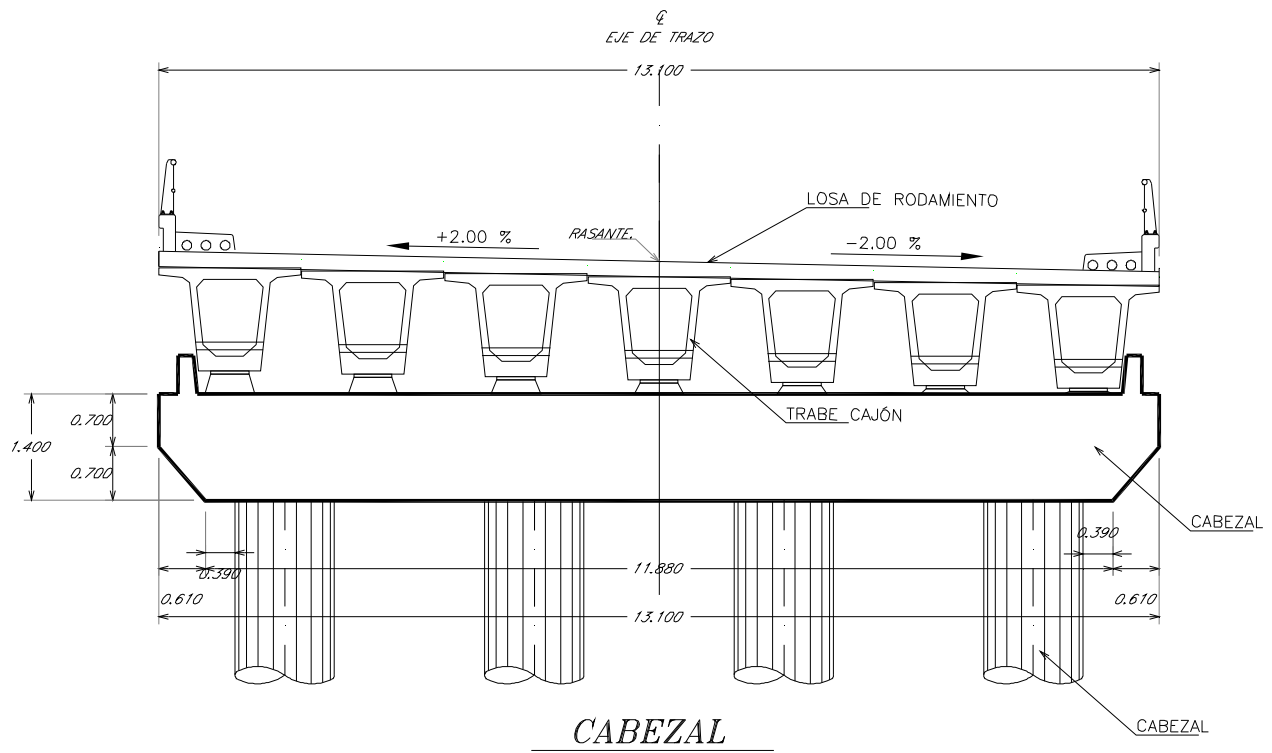
Una vez terminado el corte, habilitado y armado del acero de refuerzo, se procederá a la colocación de la cimbra. Posteriormente, se hará el colado del cabezal de la siguiente manera:

- a) El colado se iniciará con la colocación del concreto por el perímetro. Se empezará colocando el concreto en los extremos de la sección respectiva y progresando hacia el centro.
- b) El colado se efectuará con una rapidez tal que el concreto esté en todo momento en estado plástico y fluya fácilmente en los espacios entre las varillas del refuerzo.
- c) No se permitirá que el concreto caiga libremente desde una altura mayor de 1.20 metros, cuando se requieran alturas mayores se usarán series de embudos.

d) El concreto se depositará por capas horizontales no mayores de 45 cm. de espesor, compactando cada capa, pero el colado se llevará a cabo a una velocidad tal que al colocar la siguiente capa puedan ser vibradas conjuntamente. El concreto fresco no se depositará sobre concreto que haya endurecido lo suficiente como para causar formación de grietas y planos de debilidad de la sección.

e) Todo el concreto se compactará por vibración y se picará y moverá con herramientas adecuadas haciéndolo fluir completamente alrededor del refuerzo y elementos empotrados y hacia las esquinas y lugares remotos de la cimbra a manera de eliminar bolsas de aire o aglomeraciones de agregado grueso.

f) Se utilizarán vibradores mecánicos de un tipo aprobado por la dirección de la obra, de inmersión de amplitud pequeña y de una frecuencia no menor de 6000 R.P.M (Revoluciones Por Minuto).





## DESCIMBRADO

Una vez fraguado el concreto y pasado el tiempo mínimo de 3 días, se procederá a la recuperación de la cimbra, evitando en lo más posible dañar el elemento estructural.

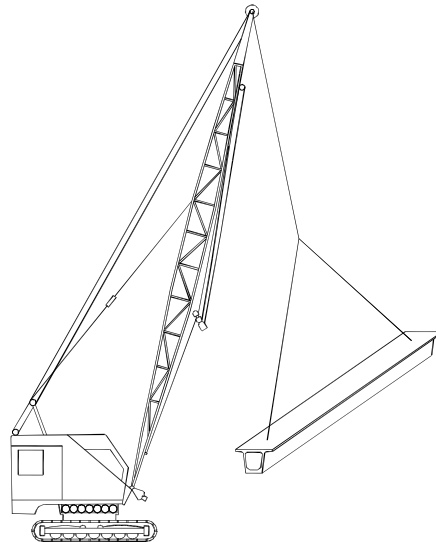
## MONTAJE DE TRABES CAJÓN

Las traveses empleadas en este proyecto serán del tipo cajón con un ancho  $B=2.00\text{m}$  y un peralte de  $h=1.35\text{m}$  (TC 200/135) la longitud máxima es de 30m y la mínima de 25m

Una vez que el concreto del cabezal alcance su resistencia de  $f'c=250\text{kg/cm}^2$  y se terminen de colar los bancos de apoyo y haber colocado los apoyos de neopreno sobre los bancos, se procederá a colocar las traveses cajón.

La colocación será siguiendo la numeración de cada trabe indicada en los planos de proyecto, con la finalidad de llevar un mejor control y evitar una mala colocación de una trabe.

El montaje se hará empleando una grúa de 80 ton, con plumas rígidas de 18m de largo aproximadamente, que cuenten con un sistemas de malacates, cables y ganchos, para así poder levantar la trabe sobre los ganchos de izado que se dejan sobre la trabe, maniobrando de tal forma que queden colocados exactamente sobre los apoyos de neopreno. Todo esto no sin antes haber desviado el tránsito y es recomendable no hacerlo en horas pico.



GRÚA MONTANDO UNA TRABE CAJÓN

---

---

## MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO Y RAMPA DE ACCESO

### DEFINICION:

Son muros de tierra, estabilizados mecánicamente y son estructuras que sirven para la contención y estabilización de taludes así como para formar parte integral de vías de comunicación. La cara de muro tendrá un acabado aparente, empleando paneles de concreto.

Los elementos principales que forman la estructura con acabado aparente son:

\*Paneles de concreto armado, para conformar la cara del muro.

\*Rellenos con material compactado, para conformar el cuerpo del muro.

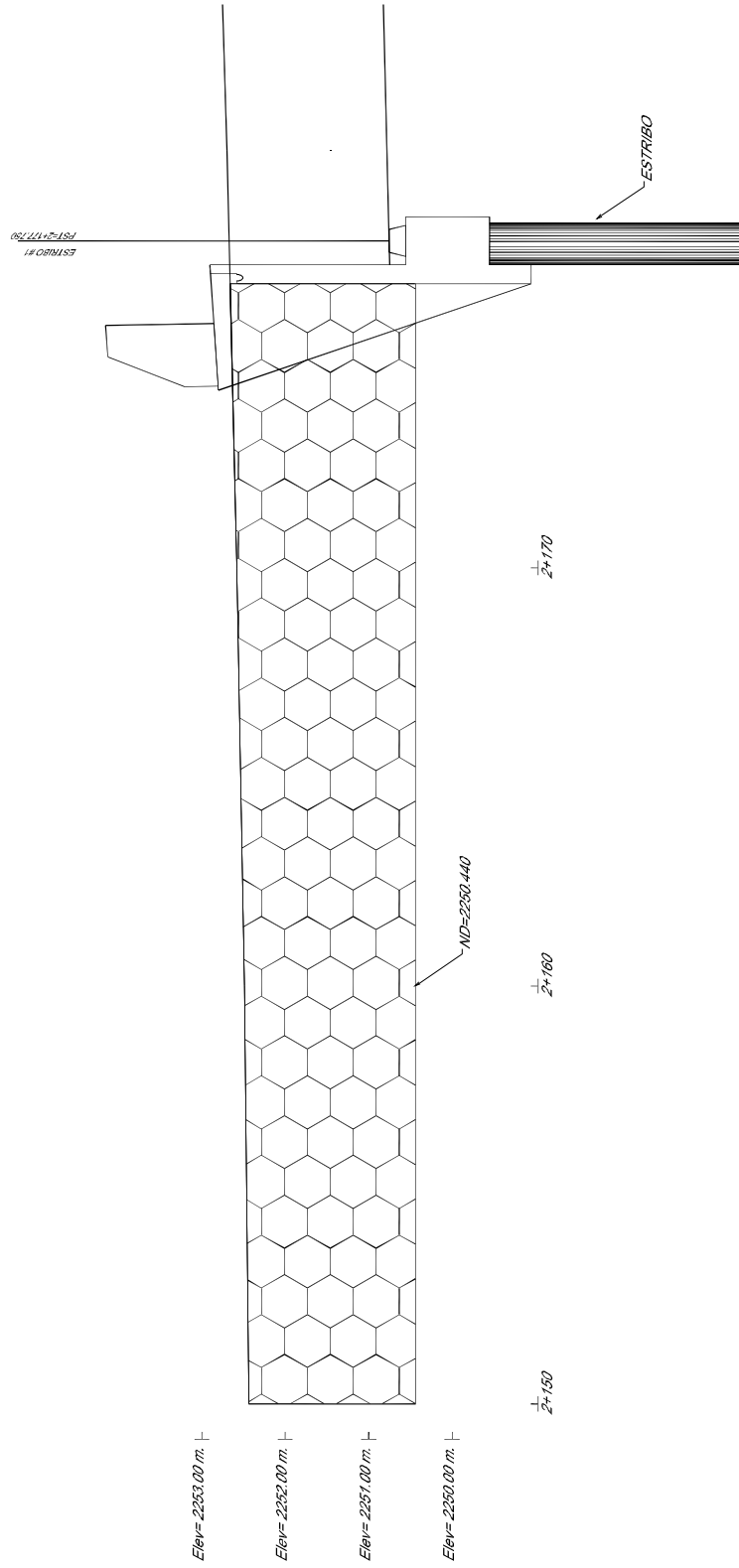
### PANEL DE CONCRETO: (ACABADO APARENTE)

En los paneles de concreto armado, prefabricados, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y el acero un límite de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , 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, montados unos sobre otros, alineados por dos barras (escantillones), que se colocan en los espacios dejados durante el colado del panel.

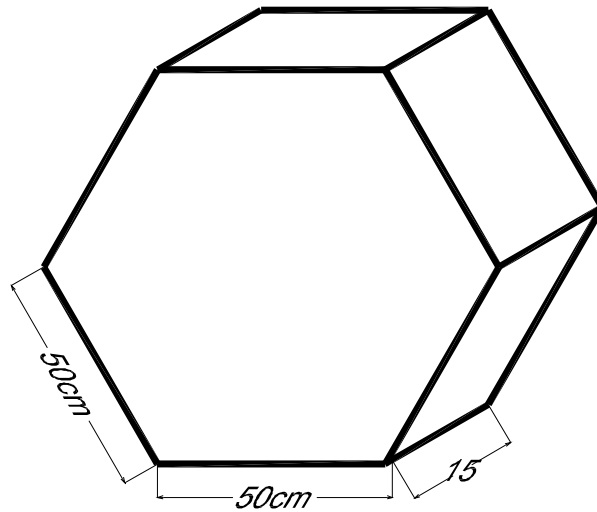
Durante la instalación de los paneles, en las juntas horizontales se colocará un neopreno para dar la holgura necesaria para absorber los asentamientos diferenciales que pudiesen ocurrir y en las juntas verticales se colocará un geotextil para evitar la salida de partículas finas.

La primer fila de paneles se apoyarán sobre una cadena de desplante de concreto simple con una  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  con un ancho mínimo de 0.35 m. y una altura de 0.15 m. bien nivelada, con pendiente del 0.0 %.

Para el refuerzo del terraplén, dentro de la masa del suelo del macizo, se colocará una geomalla y polímeros en refuerzos extendibles.



***RAMPA DE ACCESO CON MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO***



### PANEL DE CONCRETO

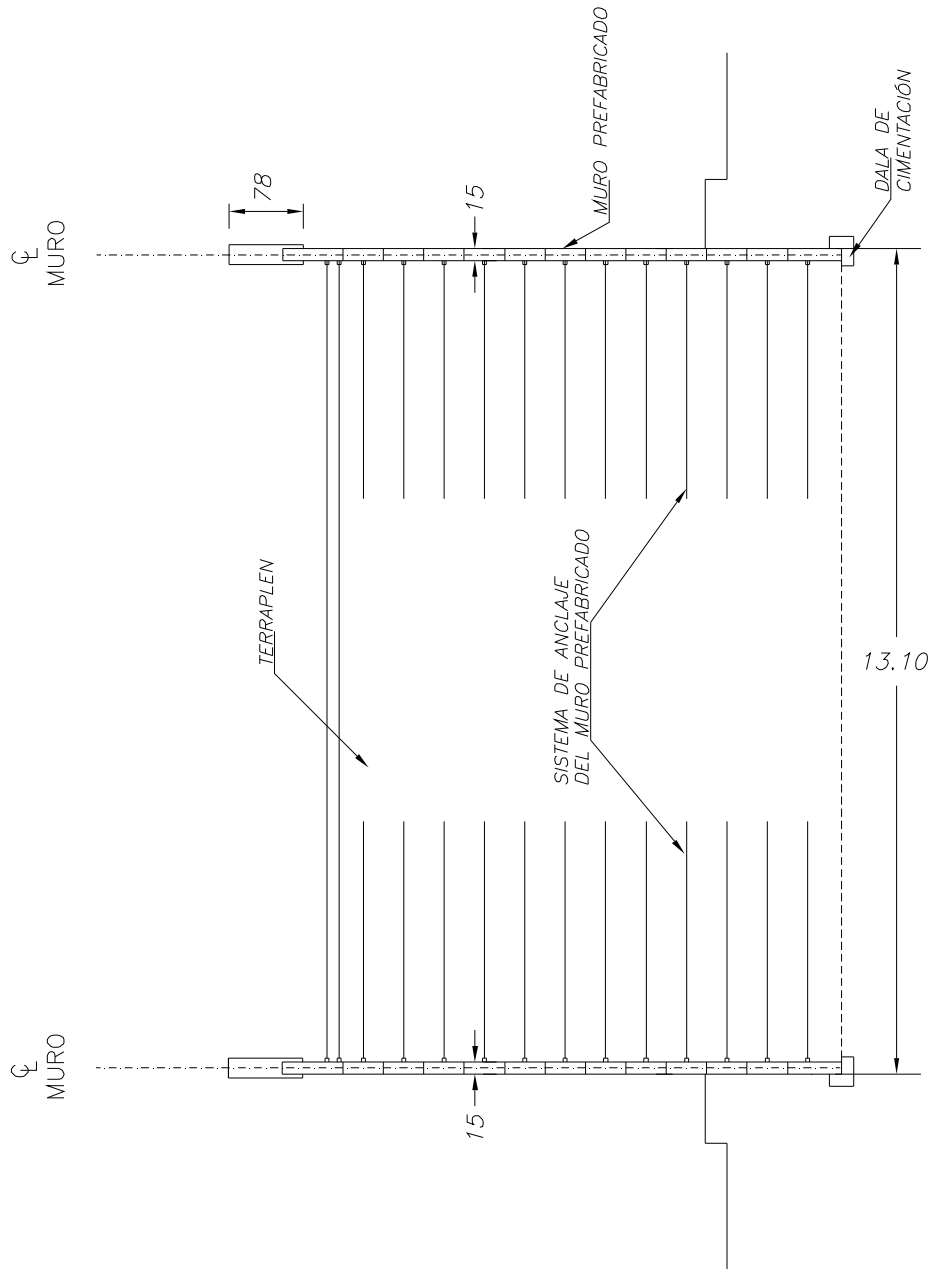
#### **CARACTERÍSTICAS DE RELLENO:**

A continuación se indicarán los grados de compactación para el terraplen:

1. La franja cercana a la cara del muro (60 cm.) deberá tener por lo menos el 90 % de su p.v.s.m. (proctor).
2. El resto del terraplen del muro deberá tener una compactación mayor o igual al 95 % de su p.v.s.m. (proctor ó porter).

El relleno será ejecutado por capas horizontales, paralelas al desplante cuyo espesor no debe ser mayor de 0.30 m. para muros de acabado aparente y de 0.46 m. para muros de acabado metálico.

No se debe emplear maquinaria de orugas en contacto directo con los elementos del armado del muro.



VISTA FRONTAL DEL TERRAPLEN(RELLENO)

## LOSA DE CALZADA

Cuando se termine el montaje de las traveses al 100%, y se esté realizando el muro mecánicamente estabilizado, en este momento, se estará haciendo al corte y habilitado del acero para formar la losa de rodamiento, la cual tendrá las siguientes características:

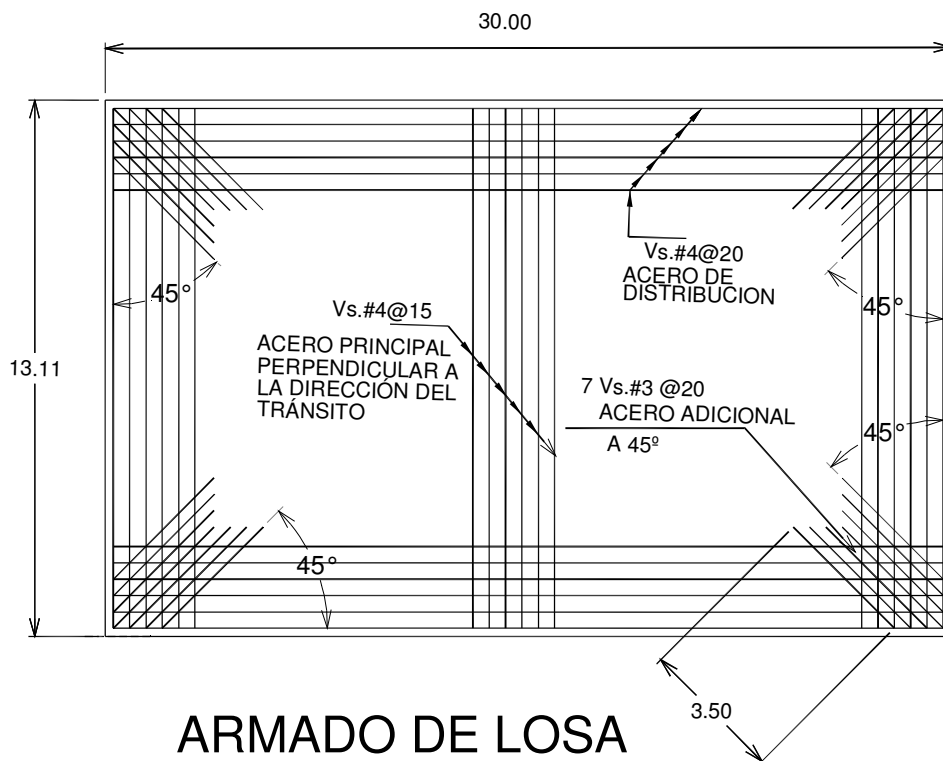
1.- La sección será de forma rectangular de 13.1 x 30 m (ancho =13m y claro de 30m), y espesor de 0,20m.

2.-Concreto reforzado con una resistencia de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y el acero un limite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,

Para el colado de la losa no será necesario el empleo de cimbra, ya que las traveses cajón están colocadas de tal forma que casi no exista separación entre una y otra.

Para la colocación del concreto se empleará nuevamente un camión con bomba telescópica y manguera flexible.

La separación entre losas será de 5cm, debiendo de rellenar esta separación mediante una junta de dilatación, empleando a base de placas de acero A-36 relleno con Sikaflex de  $e = 5 \text{ cm}$



### Parapeto vehicular

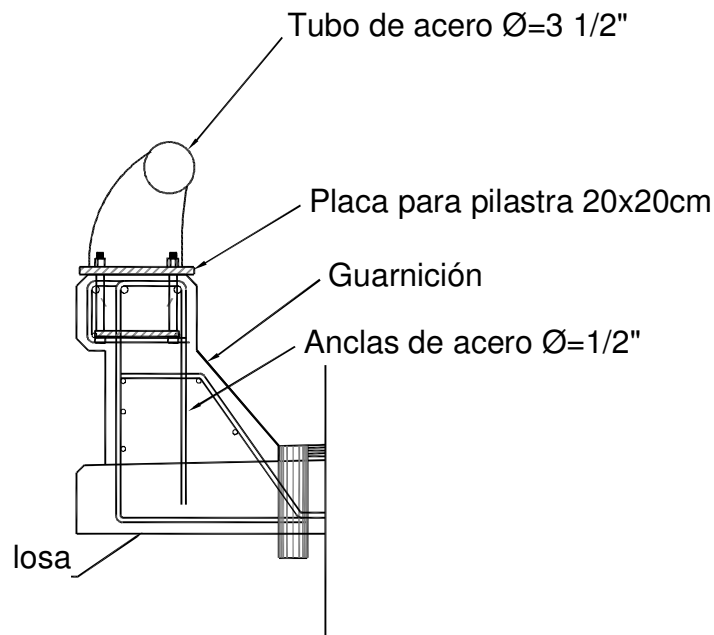
Antes de hacer el colado de la losa, se procederá al corte y habilitado del acero para la guarnición sobre el cual irá el parapeto, de tal forma que el acero quede anclado en la losa. Cuando el concreto de la losa haya fraguado, se procederá a la colocación de la cimbra para formar la guarnición.

El concreto reforzado tendrá una resistencia de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y el acero un límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando se haya terminado de cimbrar y colocar el acero, se procederá a colocar las anclas de acero de  $\text{Ø}=1/2''$  sobre las cuales se apoyará la placa de acero de  $20 \times 20 \text{ cm}$  que unirá a la pilastra del parapeto.

Una vez fijados estos elementos se procederá al vaciado del concreto hasta el nivel de la placa del parapeto.

Posteriormente se hará el corte y colocación de los tubos de acero galvanizado de  $\text{Ø}=3 \frac{1}{2}''$  para formar el parapeto. Estos tubos irán soldados a la pilastra en tramos de 20 a 30m según el claro de la losa sobre la que se esté apoyando el parapeto.



## PARAPETO

## **CARPETA ASFÁLTICA**

La carpeta asfáltica será colocada una vez que se haya terminado el colado de la losa de rodamiento, el espesor de esta carpeta será de 5cm, empleando un riego de impregnación de fraguado medio del tipo fm-1, a razón de aproximadamente uno punto dos (1.2) litros por metro cuadrado.

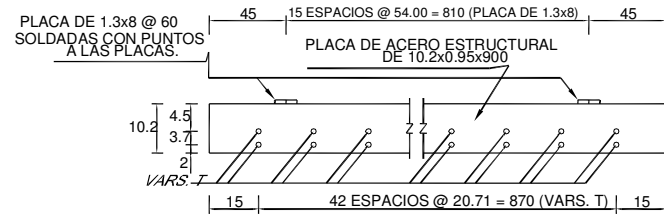
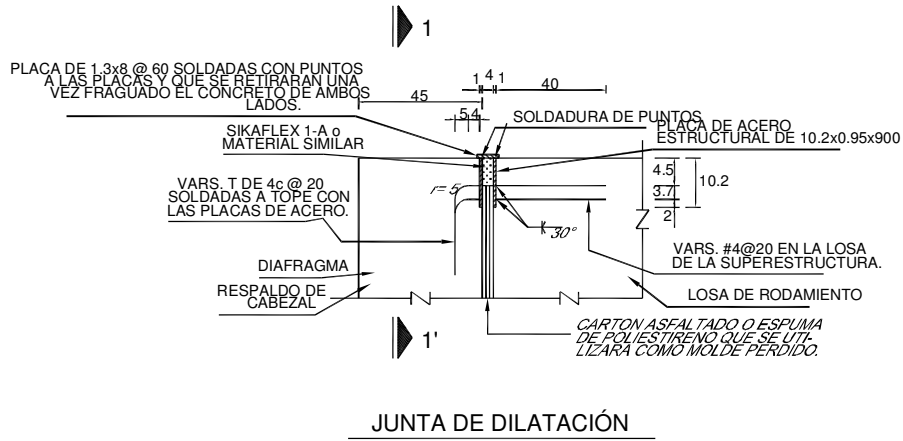
## **JUNTA DE DILATACIÓN**

La junta de dilatación tiene la función de disminuir los esfuerzos generados por un movimiento sísmico a la losa, para que estas no lleguen a colapsarse.

El material empleado será de cartón asfaltado, espuma de poliestireno o celotex con un espesor de  $e=4\text{cm}$  ( no importa el número de capas hasta alcanzar los 4cm necesarios). La colocación del cartón asfaltado será colocado como cimbra entre el cabezal de respaldo y la losa de rodamiento donde se indica la junta de dilatación, para evitar que el sikaflex se derrame.

Para sujetar el cartón asfaltado a ambas caras de concreto se empleara resistol tipo 5000.





### **LIMPIEZA GENERAL**

Finalmente, la limpieza general se hará en todas las zonas donde se ejecuten los trabajos referentes a la reparación del puente, al inicio y al final de la ejecución de los trabajos, dejando el área de trabajo completamente limpia de materiales, escombros, desperdicios, etc.

# CAPÍTULO 4

# PRESUPUESTO

# BASE

## 4.- PRESUPUESTO BASE

### 4.1 CONCEPTOS BÁSICOS

Para la obtención del presupuesto base, es necesario conocer los costos unitarios de la maquinaria, equipo y materiales, de los cuales se analizarán algunos.

A continuación se darán algunas definiciones para el análisis de precios unitarios:

**Costo unitario:** Es la cantidad de dinero o valor que va a costar desarrollar una unidad de algún concepto de obra.

**Precio unitario (PU):** Es la remuneración o pago total que el contratante otorga al contratista por cada unidad de cualquier concepto de obra que ejecute.

$$PU=CD + CI +CF+ U$$

Donde:

PU= Precio Unitario

CD= Costo Directo

CI= Costo Indirecto

CF=Costo Financiero

U= Utilidad

**Costo Directo:** Son aquellos gastos que tienen aplicación a un producto determinado, tales como: gastos de material, mano de obra y equipo necesario para la realización de una unidad de obra.

**Costo Indirecto:** Son aquellos gastos que no pueden tener aplicación a un producto determinado, como lo es: gastos técnico-administrativo (administración, financiamiento, seguros, imprevistos, etc.).

**Costo Financiero:** Es un gasto originado de un programa de obra y pagos fijados al contratista, para lo cual se deben analizar los egresos e ingresos de una empresa constructora.

**Utilidad:** Es el objeto y la razón de toda obra ejecutada por el hombre. La obra útil requiere el aprovechar al máximo los recursos disponibles tanto humanos como materiales y financieros. Es necesario recordar que también la utilidad estará sujeta a la ley de la oferta y la demanda.

**4.2.-CATÁLOGO DE CONCEPTOS**

El catálogo de conceptos es un listado en el que se registran, describen y ordenan los conceptos de una obra determinada.

<b>CATÁLOGO DE CONCEPTOS</b>		FECHA		OBRA: PUENTE VEHICULAR "IZTACALA" AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC		NOMBRE DE LA EMPRESA O PERSONA FISICA		
				NOMBRE DEL SIGNATARIO		FIRMA		
<b>CONCEPTOS</b>				UNIDAD	CANTIDAD	<b>PRECIO UNITARIO</b>		IMPORTE
No.	ESPECIFICACION	DESCRIPCION				CON LETRA	CON NUMERO	
		<b>ESTRUCTURAS Y OBRASS DE DRENAJE, ALCANTARILLADO PLUVIAL, MUROS DE CONTENCIÓN Y LOSAS de CIMENTACION</b>						
		Excavación para estructuras cualquier tipo de material a cualquier profundidad. Excavado con máquina, cuando no se requiera bombeo, depositando el producto en la orilla de la excavación. Incluye: maquinaria, equipo, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución		M3	115.00		\$55.00	\$6,325.00
		Excavado cualquiera que sea su clasificación y profundidad		ML	2,268.60		\$190.00	\$431,034.00
		Excavado en pilastrones Ø=1.30m						
		<b>CONCRETO HIDRAULICO BORDILLOS</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco, de f'c = 150 kg/cm2 en bordillo. Incluye: cimbra y descimbra, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.. No incluye bombeo.		M3	1.00		\$1,650.00	\$1,650.00
		<b>LAVADERO</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco, de f'c = 150 kg/cm2 en lavadero. Incluye: cimbra y descimbra, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.. No incluye bombeo.		M3	1.00		\$1,650.00	\$1,650.00
		<b>PARAPETO Y REMATES</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco, de f'c = 250 kg/cm2 en parapeto y remates. Incluye: cimbra y descimbra, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.. No incluye bombeo.		M3	3.00		\$1,890.00	\$5,670.00
		<b>LOSAS Y DIAFRAGMAS</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco, de f'c = 250 kg/cm2 en losas y diafragmas. Incluye: cimbra y descimbra, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.. No incluye bombeo.		M3	1,575.00		\$2,015.50	\$3,174,412.50
		<b>CABEZAL, BANCOS, TOPES</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco, de f'c = 250 Kg/cm2 en cabezales, bancos, topes, diafragmas, y pantallas de caballete. Incluye: cimbra y descimbra, bombeo hasta 8.00 m de altura, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.		M3	575.78		\$2,015.50	\$1,160,484.59
		<b>COLUMNAS</b>						
		Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase II (Puzolanico), colado en seco, de f'c= 250 Kg/cm2 en columnas ø = 130. Incluye: cimbra y descimbra, curado, bombeo hasta 8.00 m de altura, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.		M3	992.39		\$2,116.63	\$2,100,522.45

CATÁLOGO DE CONCEPTOS					OBRA: PUENTE VEHICULAR "IZTACALA" AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC		NOMBRE DE LA EMPRESA O PERSONA FISICA	
			FECHA				NOMBRE DEL SIGNATARIO	FIRMA
CONCEPTOS			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE	
No.	ESPECIFICACION	DESCRIPCION			CON LETRA	CON NUMERO		
		<b>PILAS</b> Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase II (Puzolanico) , colado en sitio, de f'c= 250 Kg/cm2 en pilas de 130 cm de diám . Incluye: Impermeabilizante integral en proporción de 2kg por 50 kg. de cemento, cono, bombeo materiales, equipo , herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	M3	3,079.07		\$2,116.63	\$6,517,251.93	
		<b>BANQUETAS</b> Suministro y colocación de concreto hidráulico simple clase I, colado en seco. de f'c = 250 kg/cm2 en guarnición, incluye: cimbra y descimbra, curado, materiales, equipo menor, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.. No incluye bombeo.	M3	250.00		\$1,890.00	\$472,500.00	
		<b>ACERO PARA CONCRETO</b> <b>GUARNICION</b> Suministro de acero de refuerzo, varillas de límite elástico igual a 4,200 kg/cm2. Incluye: Adquisición, almacenamiento, flete al almacén de obra, manejo, descarga, desperdicios, traslapes y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. (En banquetas).	KG	36,945.00		\$21.17	\$782,125.65	
		<b>PARAPETO Y REMATE DE PARAPETO</b> Suministro de acero de refuerzo, varillas de límite elástico igual a 4,200 kg/cm2. Incluye: Adquisición, almacenamiento, flete al almacén de obra, manejo, descarga, desperdicios, traslapes y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. (En parapeto y remates, banquetas).	KG	340.00		\$21.17	\$7,197.80	
		<b>LOSAS Y DIAFRAGMAS</b> Suministro de acero de refuerzo, varillas de límite elástico igual a 4,200 kg/cm2. Incluye: Adquisición, almacenamiento, flete al almacén de obra, manejo, descarga, desperdicios, traslapes y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. (En losas y diafragmas).	KG	148,508.00		\$21.17	\$3,143,914.36	
		<b>CABEZAL, BANCOS, TOPES, COLUMNAS Y PILAS</b> Suministro de acero de refuerzo, varillas de límite elástico igual a 4,200 kg/cm2. Incluye: Adquisición, almacenamiento, flete al almacén de obra, manejo, descarga, desperdicios, traslapes y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. (En cabezal, bancos, topes, columnas y pilas).	KG	1,446,060.00		\$21.17	\$30,613,090.20	
		<b>ESTRUCTURAS</b> <b>ESTRUCTURAS DE ACERO</b> Suministro, fabricación y montaje de: Estructura con pernos de 2.54 cm de diámetro, con tuerca. 1) Placas de acero estructural A-36 en pilastras de parapeto. Incluye: aplicación de primario anticorrosivo, materiales, mano de obra, equipo y herramienta y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	KG	8,375.00		\$35.00	\$293,125.00	

CATÁLOGO DE CONCEPTOS			FECHA		OBRA: PUENTE VEHICULAR "IZTACALA" AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC		NOMBRE DE LA EMPRESA O PERSONA FISICA	
					NOMBRE DEL SIGNATARIO		FIRMA	
CONCEPTOS			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		IMPORTE	
No.	ESPECIFICACION	DESCRIPCION			CON LETRA	CON NUMERO		
		Suministro y colocación de juntas de dilatación de acero estructural A - 36. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.(placa de 30x20.5x1.27 en parapeto).	KG	3,590.00		\$28.00	\$100,520.00	
		Suministro, fabricación y montaje de: Estructura soldada a base de tubo de acero galvanizado con costura, cédula 40. Incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. Tubo de acero de 3 1/2" (10.2cm ) ced. 40 (13.57kg/m).	KG	16,485.00		\$35.00	\$576,975.00	
		Suministro, fabricación y montaje de: Estructura soldada a base de tubo de acero galvanizado con costura, cédula 40. Incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T. Tubo de acero de 3" (8.9 cm ) ced. 40 (72 juntas) 11.29 (kg/m).	KG	3,400.00		\$35.00	\$119,000.00	
		<b>ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADAS</b>						
		Fabricación de Trabes presforzadas tipo Cajón. Incluye: Suministro y colocación de concreto hidráulico simple, colado en seco . de f'c= 400 Kg/cm2, cimbra y descimbra, curado, equipo, herramienta y mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	M3	2,220.00		\$4,300.00	\$9,546,000.00	
		Suministro habilitado, armado y colocacion de acero de refuerzo varillas de límite elástico igual a 4,000 kg/cm2. Incluye: Adquisición, almacenamiento, filete al almacén de obra, manejo, descarga, desperdicios y traslapes y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	KG	249,128.29		\$12.00	\$2,989,539.47	
		Transporte y Montaje de Trabes presforzadas tipo Cajón. Incluye: Traslado de la planta a la obra, maniobras de carga, descarga y montaje, mano de obra, equipo y herramienta y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	M3	220.00		\$730.00	\$160,600.00	
		<b>CARPETA ASFÁLTICA</b> Carpeta asfáltica por unidad de obra terminada. (Inciso 03.081-H.02) Compactada al 95% (Noventa y cinco por ciento).	M3	395.00		\$1,200.00	\$474,000.00	

CATÁLOGO DE CONCEPTOS			FECHA		OBRA: PUENTE VEHICULAR "IZTACALA" AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC		NOMBRE DE LA EMPRESA O PERSONA FISICA	
					NOMBRE DEL SIGNATARIO		FIRMA	
C O N C E P T O S			UNIDAD	CANTIDAD	P R E C I O U N I T A R I O		I M P O R T E	
No.	ESPECIFICACION	D E S C R I P C I O N			CON LETRA	CON NUMERO		
		<b>ACARREOS PARA OBRAS DE DRENAJE, ESTRUCTURAS Y TRABAJOS DIVERSOS.</b>						
		Sobreacarreo para los materiales sobrantes producto de la excavación para estructuras y zanjas para subdrenes, para los materiales producto de sus derrumbes, azolves y para los materiales obtenidos de prestamos que se empleen en los rellenos y en la capa impermeable, sub-bases, bases Para los kilómetros subsecuentes al primero. Medido compacto (incluye abudamiento ) y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	M3	3,068.61		\$46.50	\$142,690.37	
		Kilómetros subsecuentes (12 KM)	M3/KM	36,823.32		\$6.00	\$220,939.92	
		Suministro y colocación de Apoyos de neopreno,. A) móviles. de 40 x 50 x 5.7 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	PZA	150.00		\$1,850.00	\$277,500.00	
		Suministro y colocación de Apoyos de neopreno, . A) fijos de 40 x 50 x 4.1 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	PZA	138.00		\$1,455.00	\$200,790.00	
		Suministro y colocación de Juntas de dilatación, de sikaflex 1-A o material similar de 4 cm de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	DM3	4,550.00		\$108.00	\$491,400.00	
		Suministro y colocación de Juntas de dilatación,; de celotex de 10 X15 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta, acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	ML	328.00		\$105.00	\$34,440.00	
		Suministro y colocación de Juntas de dilatación, de cartón asfaltado, de 4.0 cm de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo hasta el lugar de su colocación y todo lo necesario para su correcta ejecución P.U.O.T.	M2	50.00		\$100.00	\$5,000.00	



<b>CATÁLOGO DE CONCEPTOS</b>			FECHA		OBRA: PUENTE VEHICULAR "IZTACALA" AUTOPISTA LOS REMEDIOS-ECATEPEC		NOMBRE DE LA EMPRESA O PERSONA FISICA	
					NOMBRE DEL SIGNATARIO		FIRMA	
C O N C E P T O S			UNIDAD	CANTIDAD	P R E C I O U N I T A R I O		I M P O R T E	
No.	ESPECIFICACION	D E S C R I P C I O N			CON LETRA	CON NUMERO		
		Limpieza general a la terminacion de la obra.  NOTA. Claves y especificaciones de la S.C.T.,	Ha.	2.00		\$20,000.00	\$40,000.00	
<b>SUMA</b>							<b>\$64,090,348.23</b>	

**4.3.-NÚMEROS GENERADORES**

Los números generadores son la cuantificación estructurada de cada uno de los volúmenes de obra que se van a realizar en un proyecto.

A continuación se muestra los números generadores de la excavación y concreto para las pilas-columnas.

OBRA: PUENTE VEHICULAR IZATACALA	FECHA:
CONTRATO:	PERIODO DE EJECUCION:
LUGAR:IZTACALA, EDO. DE MEXICO	HOJA:1 DE 1

## NUMEROS GENERADORES

CONCEPTO							UNIDAD	CROQUIS
EXCAVACIÓN EN PILA-COLUMNA (PERFORACIÓN CON MEDIOS MECÁNICOS)								
No.	APOYO	ALTURA (H)	DIAMETRO		PZAS	UNIDAD	VOLUMEN	
		(m)	(m)					
	1	22.45	1.2		4	ML	89.80	
	2	22.593	1.3		4	ML	90.37	
	3	22.55	1.3		4	ML	90.20	
	4	22.51	1.3		4	ML	90.04	
	5	22.47	1.3		4	ML	89.88	
	6	23.117	1.3		4	ML	92.47	
	7	23.079	1.3		4	ML	92.32	
	8	23.044	1.3		4	ML	92.18	
	9	26.98	1.3		4	ML	44.80	
	10	26.92	1.3		4	ML	107.68	
	11	26.99	1.3		4	ML	107.96	
	11A	26.8	1.3		4	ML	107.20	
	12	27.36	1.3		4	ML	109.44	
	13	27.34	1.3		4	ML	109.36	
	14	27.32	1.3		4	ML	109.28	
	15	27.092	1.3		4	ML	108.37	
	16	26.521	1.3		4	ML	106.08	
	17	26.405	1.3		4	ML	105.62	
	18	26.337	1.3		4	ML	105.35	
	19	26.29	1.3		4	ML	105.16	
	20	26.263	1.3		4	ML	105.05	
	21	26.238	1.3		4	ML	104.95	
	22	26.26	1.2		4	ML	105.04	
TOTAL =							2268.60	

ELABORO:	REVISO:	OBSERVACIONES:
SUPERVISOR DE OBRA	JEFE DE SUPERVISION	

OBRA: PUENTE VEHICULAR IZTACALA	FECHA:
CONTRATO:	PERIODO DE EJECUCION:
LUGAR: IZTACALA, EDO. DE MEXICO	HOJA: 1 DE 1

NUMEROS GENERADORES

CONCEPTO							UNIDAD	CROQUIS
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO DE f'c=250 kg/cm2 EN PILA								
No.	APOYO	H tot. (m)	DIAMETRO (m)	AREA (A) (m2)	PZAS	UNIDAD	VOLUMEN (V=AXH)	
	1	27.45	1.2	1.131	4	m3	124.18	
	2	22.593	1.3	1.327	4	m3	119.95	
	3	22.55	1.3	1.327	4	m3	119.72	
	4	22.51	1.3	1.327	4	m3	119.51	
	5	22.47	1.3	1.327	4	m3	119.30	
	6	23.11	1.3	1.327	4	m3	122.70	
	7	23.07	1.3	1.327	4	m3	122.49	
	8	23.04	1.3	1.327	4	m3	122.33	
	9	26.98	1.3	1.327	4	m3	143.25	
	10	26.92	1.3	1.327	4	m3	142.93	
	11	26.99	1.3	1.327	4	m3	143.30	
	11A	26.8	1.3	1.327	4	m3	142.29	
	12	27.36	1.3	1.327	4	m3	145.26	
	13	27.34	1.3	1.327	4	m3	145.16	
	14	27.32	1.3	1.327	4	m3	145.05	
	15	27.09	1.3	1.327	4	m3	143.83	
	16	26.52	1.3	1.327	4	m3	140.80	
	17	26.4	1.3	1.327	4	m3	140.17	
	18	26.33	1.3	1.327	4	m3	139.79	
	19	26.29	1.3	1.327	4	m3	139.58	
	20	26.26	1.3	1.327	4	m3	139.42	
	21	26.23	1.3	1.327	4	m3	139.26	
	22	26.26	1.2	1.131	4	m3	118.80	
TOTAL =							3079.07	

ELABORO:	REVISO:	OBSERVACIONES
SUPERVISOR DE OBRA	JEFE DE SUPERVISION	

OBRA: PUENTE VEHICULAR IZTACALA	FECHA:
CONTRATO:	PERIODO DE EJECUCION:
LUGAR: IZTACALA, EDO. DE MEXICO	HOJA: 1 DE 1

NUMEROS GENERADORES

CONCEPTO							UNIDAD	CROQUIS
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO DE f'c=250 kg/cm2 EN COLUMNA								
No.	APOYO	COLUMNA	DIAMETRO	AREA (A)	PZAS	UNIDAD	VOLUMEN	
		(m)	(m)	(m2)			(V=AXH)	
1	2.55	1.2	1.131	4	m3	11.54		
2	5.76	1.3	1.327	4	m3	30.58		
3	6.72	1.3	1.327	4	m3	35.68		
4	8.058	1.3	1.327	4	m3	42.78		
5	9.423	1.3	1.327	4	m3	50.03		
6	9.47	1.3	1.327	4	m3	50.28		
7	11.21	1.3	1.327	4	m3	59.52		
8	11.62	1.3	1.327	4	m3	61.69		
9	10.187	1.3	1.327	4	m3	54.09		
10	10.516	1.3	1.327	4	m3	55.83		
11	10.428	1.3	1.327	4	m3	55.37		
11A	10.2	1.3	1.327	4	m3	54.15		
12	9.78	1.3	1.327	4	m3	51.92		
13	9.77	1.3	1.327	4	m3	51.87		
14	9.61	1.3	1.327	4	m3	51.02		
15	9.4	1.3	1.327	4	m3	49.91		
16	9.287	1.3	1.327	4	m3	49.31		
17	8.48	1.3	1.327	4	m3	45.02		
18	7.43	1.3	1.327	4	m3	39.45		
19	6.15	1.3	1.327	4	m3	32.65		
20	4.84	1.3	1.327	4	m3	25.70		
21	3.78	1.3	1.327	4	m3	20.07		
22	3.08	1.2	1.131	4	m3	13.93		
TOTAL =							992.39	

ELABORO:	REVISO:	OBSERVACIONES
SUPERVISOR DE OBRA	JEFE DE SUPERVISION	

**4.4.-PROGRAMA DE OBRA**

El programa de obra, es la elaboración de tablas o gráficas que indiquen los tiempos de inicio y terminación que deducen la duración de cada una de las actividades que formarán el proceso en forma independiente.

PROGRAMA DE OBRA																																	
CONSTRUCCION DEL PUENTE VEHICULAR IZTACALA																																	
CONCEPTOS	S E M A N A S																																
	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	
DESMONTE Y DESPALME DEL TERRENO	█																																
TRAZO Y NIVELACION DEL TERRENO		█	█	█																													
PERFORACION DEL TERRENO PARA PILAS DE Ø=1.3M			█	█	█	█																											
APLICACION DE LODO BENTONITICO PARA EL COLADO DE LAS PILAS			█	█	█	█																											
CORTE Y HABILITADO DEL ACERO PARA PILAS			█	█	█	█																											
CONCRETO DE f'c=250kg/cm2 EN PILAS				█	█	█	█																										
CORTE Y HABILITADO DEL ACERO PARA COLUMNAS					█	█	█	█																									
COLOCACION DE CIMBRA METALICA PARA COLADO DE LA COLUMNA						█	█	█	█																								
CONCRETO DE f'c=250kg/cm2 EN COLUMNAS							█	█	█	█																							
DECIMBRADO DE LA COLUMNA								█	█	█	█																						
CORTE Y HABILITADO DEL ACERO PARA CABEZALES									█	█	█	█																					
COLOCACION DE CIMBRA METALICA PARA COLADO DE LOS CABEZALES										█	█	█	█																				
CONCRETO DE f'c=250kg/cm2 EN CABEZALES											█	█	█	█																			
DECIMBRADO DE CABEZALES												█	█	█	█																		
COLOCACION DE TRABES PREFORZADAS TIPO CAJÓN													█	█	█	█																	
CORTE Y HABILITADO DEL ACERO PARA DIAFRAGMAS														█	█	█	█																
CONCRETO DE f'c=250kg/cm2 EN DIAFRAGMAS															█	█	█	█															
DECIMBRADO DE LOS DIAFRAGMAS																█	█	█	█														
CORTE Y HABILITADO DEL ACERO PARA LOSA DE RODAMIENTO																	█	█	█	█													
CONCRETO DE f'c=250kg/cm2 EN LOSA DE RODAMIENTO																		█	█	█	█												
COLOCACION DE JUNTAS DE DILATACION																			█	█	█	█											
COLOCACION DE CARPETA ASFALTICA																					█	█	█	█									
COLOCACION DE PARAPETO																						█	█	█	█								
LIMPIEZA GENERAL																																	█

**4.5.-COSTO HORARIO**

El costo horario es la comprensión de la estructura y los cargos que forman parte del análisis de la maquinaria de construcción, así como de las consideraciones para su estimación real, tomando en cuenta los factores que afectan el cálculo de la eficiencia de una máquina y la medición de la producción horaria.

DATOS GENERALES						
MAQUINA:	REVOLVEDORA DE 1 SACO DE 8 H.P.					
MODELO:						
CAPACIDAD:						
PRECIO DE ADQUISICION:	\$18,250.00	VIDA ECONOMICA EN AÑOS:	.50			
PRECIO JUEGO LLANTAS:	\$00.00	HORAS POR AÑO (Hea):	20,000 HRS.			
EQUIPO ADICIONAL:		VIDA ECONOMICA (Ve):	10,000 HRS.			
VIDA ECONOMICA DE LLANTAS:	HRS.	POTENCIA NOMINAL 8 HP				
PRECIO PZAS ESPECIALES. (Pa):	\$00.00	COSTO COMBUSTIBLE: GASOLINA MAGNA	\$7.66 / LTS.			
VIDA ECONOMICA PZAS ESPEC.(Va):	HRS.					
VALOR DE LA MAQUINA (Vm):	\$18,250.00	COSTO LUBRICANTE: ACEITE	\$48.00 / LTS.			
VALOR DE RESCATE (Vr):	20% \$3,650.00	FACTOR DE OPERACION (Fo):	80.00%			
TASA DE INTERES (i):	20%	POTENCIA DE OPERACION (Fo*HP):	6.40			
PRIMA DE SEGUROS (s):	10%	FACTOR DE MANTENIMIENTO (Ko):	0.8			
		<b>ACTIVA</b>	<b>%</b>	<b>ESPERA</b>	<b>%</b>	<b>RESERVA</b>
<b>CARGOS FIJOS</b>						
a).- DEPRECIACION	$D = (Vm - Vr) / Ve =$	\$1.46	100.00%	\$1.46	100.00%	\$1.46
b).- INVERSION	$Im = [(Vm + Vr) / 2Hea]$	\$0.11	100.00%	\$0.11	100.00%	\$0.11
c).- SEGUROS	$Sm = [Vm + Vr / 2Hea]s$	\$0.05	100.00%	\$0.05	100.00%	\$0.05
d).- MANTENIMIENTO	$M = Ko * D =$	\$1.17	75.00%	\$0.88	15.00%	\$0.18
<b>SUMA CARGOS FIJOS</b>		<b>\$2.79</b>		<b>\$2.50</b>		<b>\$1.80</b>
<b>CONSUMOS</b>						
a).- COMBUSTIBLES	$Co = Gh * Pc =$					
GASOLINA MAGNA: Co= 0.1 * 6.4 HP op. * \$ 7.66 /Lt.		\$4.90	15.00%	\$0.73	0.00%	\$0.00
b).- OTRAS FUENTES DE ENERGIA:						
: = 0 * 0 = \$0		\$0.00	15.00%	\$0.00	0.00%	\$0.00
c).- LUBRICANTES:	$Lb = (Ah + Ga) * Pa$					
CAPACIDAD CARTER:	C = 2 Lt.					
CAMBIOS DE ACEITE:	T = 250 Hr.					
$Lb = [C/T + (0.001 * 6.4HP op.)] * \$48/Lt.$		\$0.69	15.00%	\$0.10	0.00%	\$0.00
d).- LLANTAS:	$N = Pn/Vn = \$0 / 0$	\$0.00	0.00%	\$0.00	0.00%	\$0.00
e).- PIEZAS ESPECIALES:	$Ae = Pa/Va = \$0 / 0$	\$0.00	0.00%	\$0.00	0.00%	\$0.00
<b>SUMA DE CONSUMOS:</b>		<b>\$5.59</b>		<b>\$0.74</b>		<b>\$0.00</b>
<b>OPERACION</b>	$Po = Sr / (Ht)$					
OPERADOR DE MAQ. MENOR JOR	\$280.5/8	\$35.06				
OPERACION:		\$35.06	100.00%	\$35.06	100.00%	\$35.06
<b>SUMA DE OPERACION</b>		<b>\$35.06</b>		<b>\$35.06</b>		<b>\$35.06</b>
<b>COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA</b>		<b>\$43.44</b>		<b>\$38.30</b>		<b>\$36.86</b>

**4.6.-PRECIO UNITARIO**

El precio unitario es el importe total de la venta de cada unidad de concepto de obra que integra un proyecto.

<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS</b>				
<b>CONCEPTO: Concreto de f'c=250 kg/cm2 en columnas circulares, incluye: carga, acarreo, material y colocacion. P.U.O.T.</b>				
	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>				
Concreto premezclado	m3	1	930.5	930.50
Fluidizante Fester	lt	3.3	23.92	78.94
Cimbra metálica	m2	3.5	94.15	329.53
Subtotal				1338.96
<b>MANO DE OBRA</b>				
Oficial	jor	0.5	284.75	142.38
Peón	jor	0.5	157.54	78.77
Cabo	jor	0.05	599.36	29.97
Subtotal				251.11
<b>HERRAMIENTA, MAQUINARIA Y EQUIPO</b>				
Herramienta menor	%MO	0.05	296.76	14.84
Costo horario de bomba para concreto		0.07	317.53	22.23
Costo horario de vibrador		0.07	50.7	3.55
Subtotal				40.61
<b>COSTO DIRECTO</b>				1630.69
<b>COSTO INDIRECTO</b>				18% 293.52
<b>COSTO FINANCIERO</b>				2.5% 40.77
SUBTOTAL				1964.98
<b>UTILIDAD BRUTA (CD+CI+CF)</b>				10% 196.50
SUBTOTAL				2161.48
<b>IMPUESTOS</b>				45% 972.66
<b>TOTAL</b>				<b>3134.14</b>

# CAPÍTULO 5

# CONCLUSIONES



---

---

## CONCLUSIONES

En lo que respecta al análisis sísmico, es importante hacer notar que en comparación al análisis de una estructura común como lo es un edificio a un puente vehicular, en el primero, se diseña con un mismo factor de comportamiento sísmico  $Q$ , ya que estos contienen elementos no estructurales como muros divisorios, ventanas y fachadas que brindan resistencia y que no se toman en cuenta en el análisis y diseño. Los puentes no cuentan con estos elementos, puesto que la estructura pocas veces forma un marco con las pilas y más bien descansa sobre apoyos que la aíslan de la superestructura, por lo que puede considerarse distintos valores de  $Q$ .

Ahora bien, en lo que respecta a los resultados del análisis sísmico, y al diseño de los elementos como lo es el cabezal, las dimensiones son aceptables, ya que no sobrepasan los esfuerzos permisibles.

Se pudo observar que los desplazamientos laterales en las columnas (4.9cm) no sobrepasan los permitidos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (6cm), lo que indica que estamos dentro de la seguridad.

También se consideró aceptable un desplazamiento de hasta 5.0cm, que es el espacio que se le da a la separación entre losas, correspondiente a la junta de dilatación, evitando así el colapso de la estructura.

El motivo por el cual se hizo el empleo de las trabes cajón y no trabes AASHTO, fue por que la trabe cajón debido a su sección transversal tiene mayor rigidez torsional, que evita en la mayoría de los casos el uso de diafragmas intermedios y cuenta con un ancho inferior para colocar más torones y así proporcionar mayor excentricidad al presfuerzo, aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección. Otro aspecto considerable es que también cuenta con la presencia de aletas que eliminan el uso de cimbra para la colocación de la losa de rodamiento y permite el empleo de un menor peralte de la misma (15cm), comparado con el requerido para una viga AASHTO (18cm).

La elección de cimentación a base de pila-columna, fue por economía y procedimiento constructivo, toda vez que los pilotes colados en el lugar presentan ventajas, tales como: alta capacidad de punta en arcillas duras; se pueden usar con longitudes variables en diámetros hasta de 2.5m y para cargas hasta 2000 ton; se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo y se eliminan los daños al concreto durante el colado.

## BIBLIOGRAFÍA

- Normativa para la infraestructura del transporte.  
S.C.T.
- Normas de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)1994.
- Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas (ANIPPAC).
- Consulta de isoyetas de intensidad, duración y frecuencia.  
S.C.T.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.  
Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez.  
Editorial Trillas.  
Reimpresión 2007.
- Manual de diseño por sismo.  
C.F.E. 1993
- Manual de cimentaciones profundas.  
Sociedad mexicana de mecánica de suelos A.C.
- Tiempos y costos en edificación.  
Carlos Suárez Salazar.  
Editorial Limusa.
- Diseño y construcción de estructuras de concreto (Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal)  
Instituto de Ingeniería UNAM.