

01121  
132



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“CRITERIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN ESTRIBO DE  
CONCRETO ARMADO. APUNTES PARA CLASE DE PUENTES”**

**T R A B A J O   E S C R I T O  
Q U E   P A R A   O B T E N E R   E L   T Í T U L O   D E  
I N G E N I E R O   C I V I L  
P R E S E N T A  
K A R L A   S O T O   M É R I D A**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA 11  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/175/02

Señorita  
KARLA SOTO MÉRIDA  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como trabajo escrito de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"CRITERIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO, APUNTES PARA CLASE DE PUNTES"**

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ESTUDIOS PREVIOS
- III. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL ESTRIBO
- IV. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN
- IV. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 7 Enero 2003.  
EL DIRECTOR

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

B

**A Dios porque nunca me ha dejado sola.**

**A mis padres y hermano por todo su amor y apoyo incondicional que me han dado.**

**Agradezco a la empresa CAXCAN especialmente al Ing. Javier Montero y Raúl Suárez por haberme transmitido sus conocimientos y ayuda.**

**A mi director de tesis el Dr. Roberto Gómez Martínez, con aprecio tanto por su paciencia y valiosa dirección, como por su gran entusiasmo que me transmitió en la realización y terminación de esta tesis.**

C

**ÍNDICE**

D

	<u>PÁGINA</u>
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	8
Estudios previos	
• Localización	9
• Topográficos	9
• De Cimentación	10
• De Tránsito	16
CAPÍTULO II	18
Análisis y Diseño del Estribo	
• Características del Puente	19
• Características del Estribo	23
• Combinación de Cargas y Fuerzas	30
• Dimensiones Propuestas	31
• Grupo I	33
• Grupo III	50
• Grupo VII	67
• Refuerzo del estribo	82
CAPÍTULO III	93
Procedimiento de construcción	
• Lista de actividades	94
• Programa general de trabajo	100
• Presupuesto general de la obra	101
CAPÍTULO IV	102
Conclusiones	
BIBLIOGRAFÍA	104

# INTRODUCCIÓN

## INTRODUCCIÓN

Las comunicaciones terrestres son una base sólida para la realización del desarrollo integral de cualquier país; permiten un mayor acercamiento entre las comunidades rurales y las grandes concentraciones urbanas.

La evolución de los medios de transporte ha logrado satisfacer las necesidades primarias, como son: el alimento y el vestido. Así mismo, ha permitido la introducción de los últimos adelantos de la civilización, educación, servicios asistenciales, incorporación de nuevos bienes y métodos de producción. Con la elaboración y consumo de estos productos en las ciudades y comunidades haciendo crecer su economía. También, las comunicaciones han favorecido la integración de los medios de difusión y la mayor movilidad de éstos.

Un puente es una estructura en una vía de comunicación, que sirve para salvar un curso de agua (río, canal, etc.), una depresión de terreno u otra vía de comunicación. También un puente une caminos logrando que la vía de comunicación, a la que nos referimos, sea continua y eficiente.

Existen diferentes tipos de puentes, según las necesidades y características del entorno; por ejemplo, qué tipo de transporte vehicular pasará sobre el puente, qué velocidad se necesitará, si es un puente principal o secundario, la frecuencia de los vehículos, también es necesario saber las características del terreno en donde se va a desplazar el puente, su humedad, precipitaciones anuales en el área del puente, etc.

Un puente está constituido de dos partes, la superestructura y la subestructura, donde la cimentación forma parte de la subestructura.

La superestructura está formada de la parte superior del puente; placa de apoyos, trabes, zoclo, losa, carpeta, guarnición o banqueta y parapeto.

La subestructura son los apoyos: los estribos y caballete son los apoyos extremos de los puentes y la pila es el apoyo intermedio del puente. Ver figura I.1.

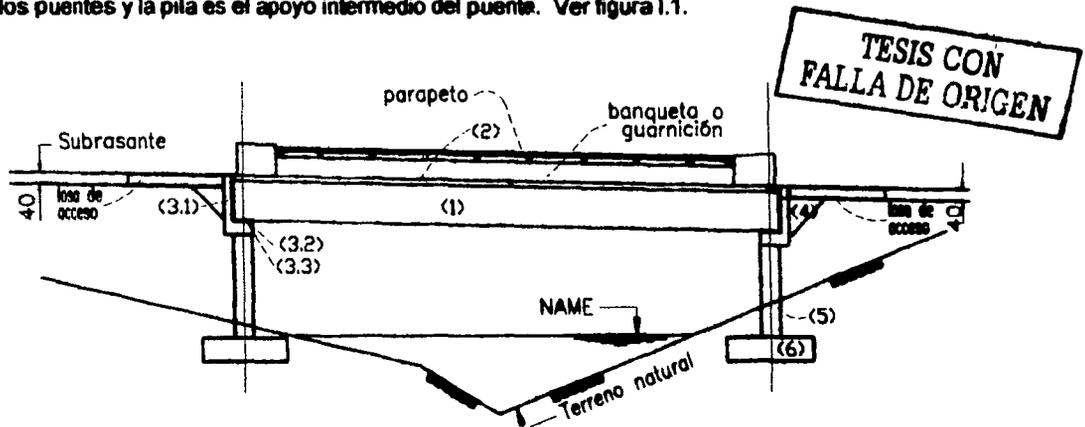
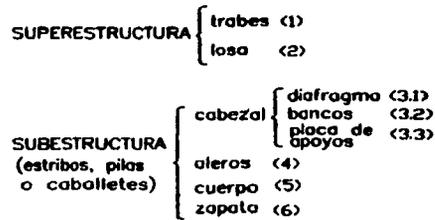


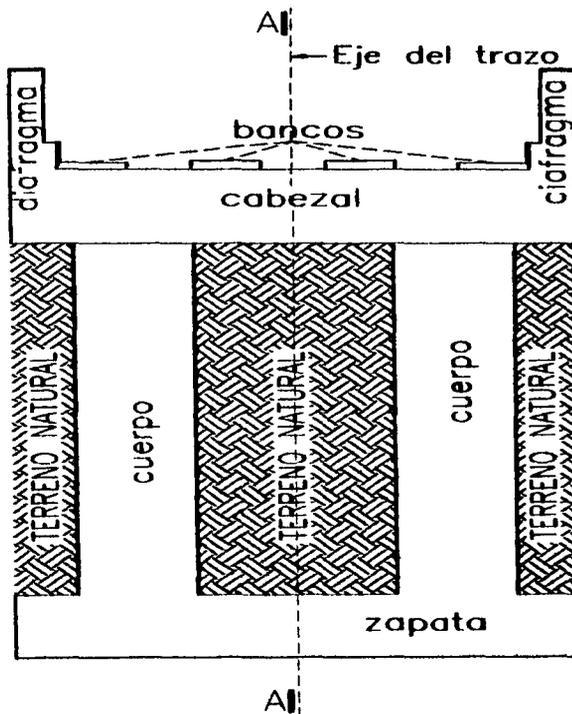
FIGURA I.1. Puente: superestructura y subestructura

Donde identificamos los elementos del puente:



Los apoyos extremos que se ven en la figura 1.1 marcan la unión entre la superestructura y el camino.

Los caballetes se proyectan para resistir las mismas fuerzas que los estribos, salvo que no retienen el terraplén, por lo que los empujes los resisten las columnas o pilotes que forman el cuerpo del caballete. Ver figura 1.2 y 1.3.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 1.2. Elevación de un caballete.

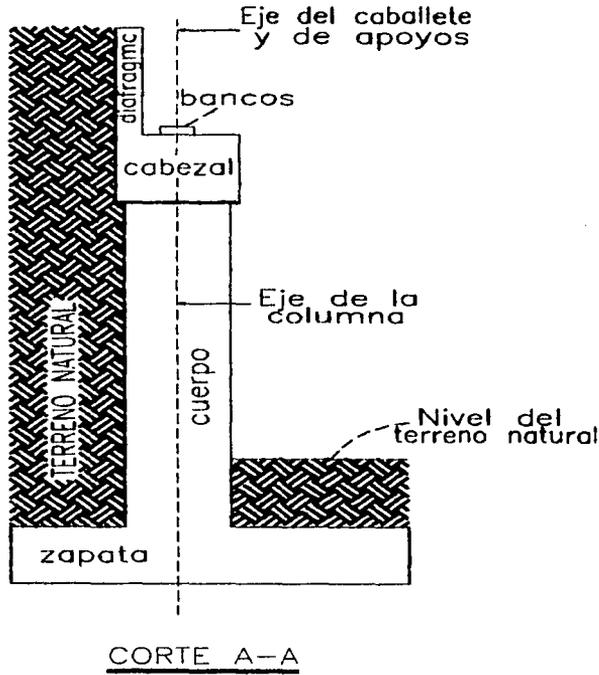


FIGURA I.3. Corte transversal de un caballete.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se le llama estribo al elemento que sirve y da apoyo a la superestructura, y además transmite las cargas uniformemente repartidas al cimiento, o bien, si es de una sola pieza, directamente al estrato firme del terreno natural. Otra característica muy importante del estribo es que detiene la tierra que está en la parte de la carretera, para que el área inferior del puente esté limpia y libre de obstáculos.

Analizando la estructura y su comportamiento, se puede decir, que los estribos se proyectan para resistir: el empuje de la tierra, el peso propio del estribo y de la superestructura, la carga viva sobre cualquier porción de la superestructura o terraplén de acceso, fuerzas debidas al viento, la fuerza longitudinal cuando los apoyos son fijos y las fuerzas longitudinales debidas a la fricción o al esfuerzo cortante que se desarrolla en los apoyos. En el desarrollo que presentará se analizará cualquier combinación de estas fuerzas que puedan producir la condición más desfavorable de carga.

Las partes de las que se componen los estribos son:

La corona, que es una trabe transversal al sentido del eje de la carretera y sirve para soportar los elementos de la superestructura, logrando nivelar las cargas y transmitiéndolas uniformemente al cuerpo del estribo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En la corona tenemos tres elementos fundamentales para el funcionamiento correcto: el diafragma, el banco y los topes. El primero sirve para evitar que el terraplén de acceso invada la superficie de la superestructura, la cual se separa de la losa por medio de una junta de dilatación que a su vez, evita la filtración de material perjudicial para ambos. El banco, ayuda a nivelar la corona a la superestructura. Y los topes, son para evitar que la losa o travesaños tengan movimientos laterales. Ver figura 1.3.

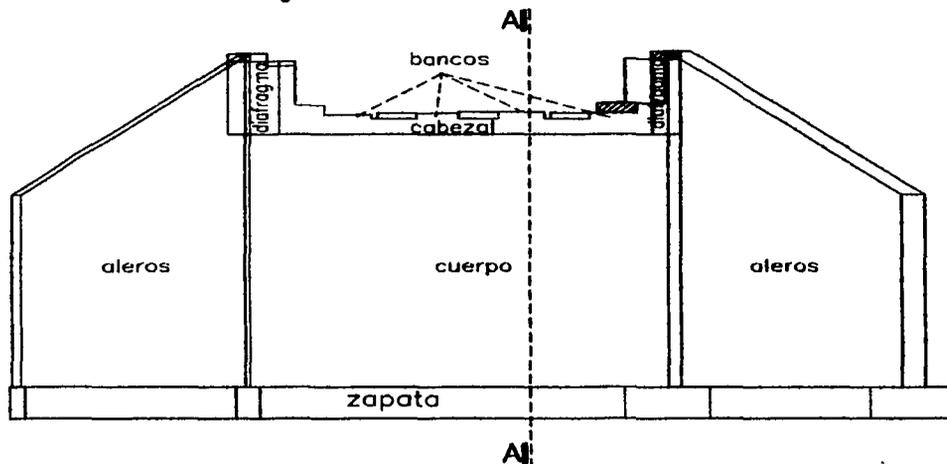


FIGURA 1.4. Elevación del estribo

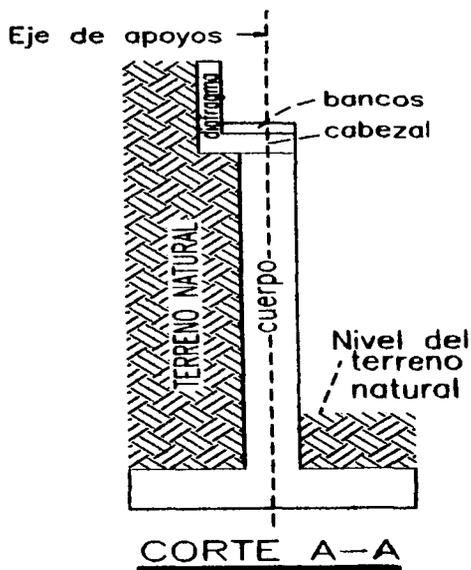


FIGURA 1.5. Sección transversal del estribo

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El empuje de tierras es muy desfavorable al funcionamiento del estribo, ya que puede deslizar el apoyo, porque las fuerzas más grandes son de sentido longitudinal, es decir, perpendicular al apoyo. El hecho que se evite que la tierra entre en los elementos de la corona es para que no deteriore los materiales con los que está formada la corona, como el concreto reforzado y puedan trabajar de la mejor forma.

El estribo es un muro de contención en cantilever con sobrecarga, donde la presión atrás del muro se incrementa linealmente con la profundidad del muro y esto produce una fuerza horizontal que presiona contra el muro. El efecto combinado de estas fuerzas horizontal y vertical debido al peso del muro y al peso del suelo descansando sobre el talón del mismo, produce una presión de cimentación que varía linealmente. El peso del suelo empuja el talón que provee la resistencia contra el deslizamiento, mientras que la punta le proporciona una mayor estabilidad contra el volteo.

Esta tesis tratará sobre el proyecto de un Puente Vehicular en el municipio de Zapopan, Jal. El puente se va a construir para unir dos conjuntos habitacionales de alto nivel económico. Es un puente privado sobre el que sólo van a transitar automóviles particulares, taxis, camiones de basura y de mudanza.

El objetivo del puente es evitar la destrucción de un parque que separa a los dos conjuntos habitacionales y al mismo tiempo servir de comunicación entre ambos conjuntos. El parque es un área verde muy importante para los habitantes de los dos conjuntos habitacionales. También el objetivo del puente es que el transporte vehicular sea más eficiente, o sea, que haga una función de libramiento.

El puente está bien definido y cruza en forma normal al parque. El perfil del terreno donde cruzará el puente desciende paulatinamente de 10 a 20 metros y después de unos 120 metros de distancia a lo largo del perfil del terreno, recupera el nivel del terreno. Ver figura 1.4.

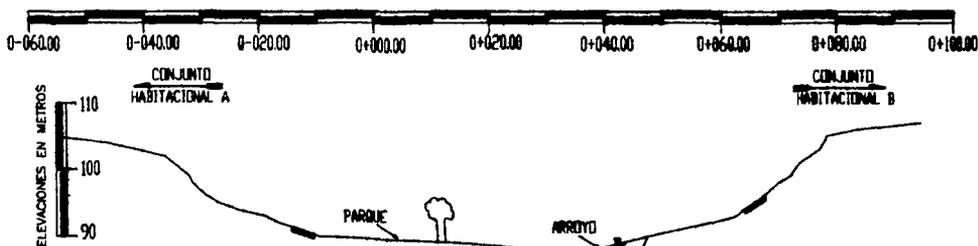


FIGURA 1.4. Croquis del terreno.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Además, el proyecto del puente deberá respetar el arroyo que pasa a un lado del parque aunque sea de poca importancia, ya que es parte del mismo y tiene un área considerable. El arroyo está bien definido, es recto, limpio y normal al eje del puente.

Debido a la forma del terreno y el claro del puente en proyecto, este camino es costoso y por este motivo se estudiaron las alternativas más económicas.

La tesis se enfocará exclusivamente al diseño y estructuración del Estribo No. 1. del puente en estudio. En nuestro caso, por el tipo de terreno, por la altura y porque se quiere un estribo esbelto, se hará de concreto reforzado. Los estribos pueden estar hechos de mampostería, concreto ciclópeo, concreto simple, concreto reforzado o de tierra armada. Se eligen según las necesidades del puente.

Se muestra a continuación un esquema en planta de la ubicación del puente. Ver figura 1.5.

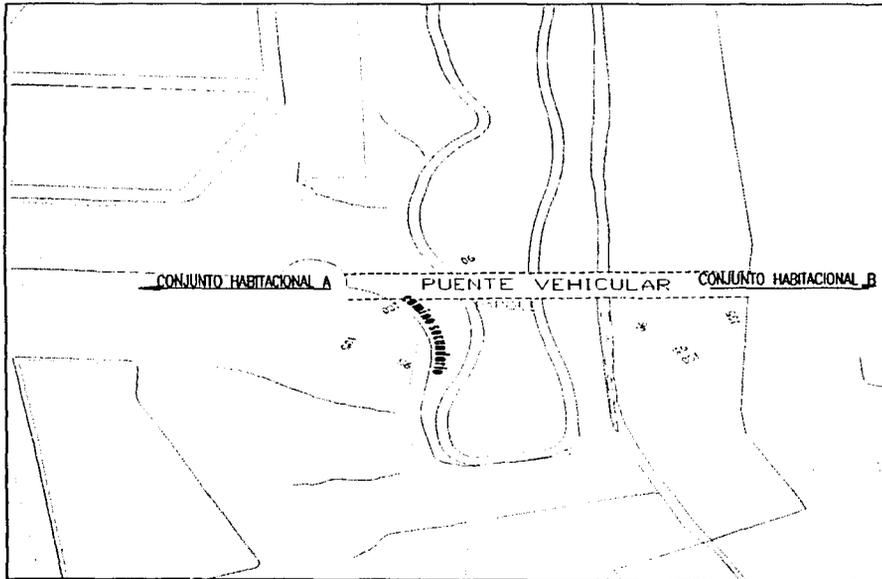


FIGURA 1.5. Planta topográfica

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**CAPÍTULO I**  
**ESTUDIOS PREVIOS**

Localización  
Topográficos  
De Cimentación  
De Tránsito

## ESTUDIOS PREVIOS

Para el proyecto y construcción del puente que cumplirá con las necesidades existentes en la zona, se requieren realizar los siguientes estudios:

- Localización
- Topográficos
- De Cimentación
- De Tránsito

Estos estudios se realizaron cuando se determinó la selección del trazo definitivo del camino.

## LOCALIZACIÓN

Nuestro accidente topográfico en estudio se localiza en el camino Coronilla Virreyes, que unirá el Conjunto Habitacional A con el Conjunto Habitacional B.

## TOPOGRÁFICOS

Se hicieron varios levantamientos topográficos en la zona donde cruzará el puente. Se generaron dos tipos de planos: el perfil topográfico y la planta topográfica de la zona. Estos se observan a continuación, ver figuras II.1 y II.2.

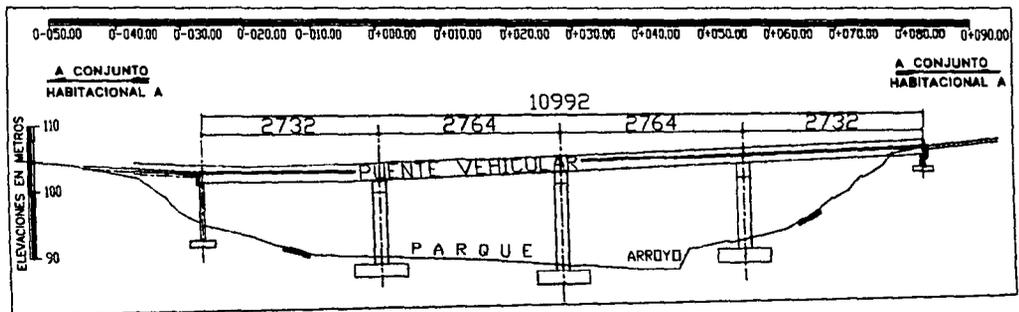


FIGURA II.1. Perfil topográfico con puente vehicular propuesto

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

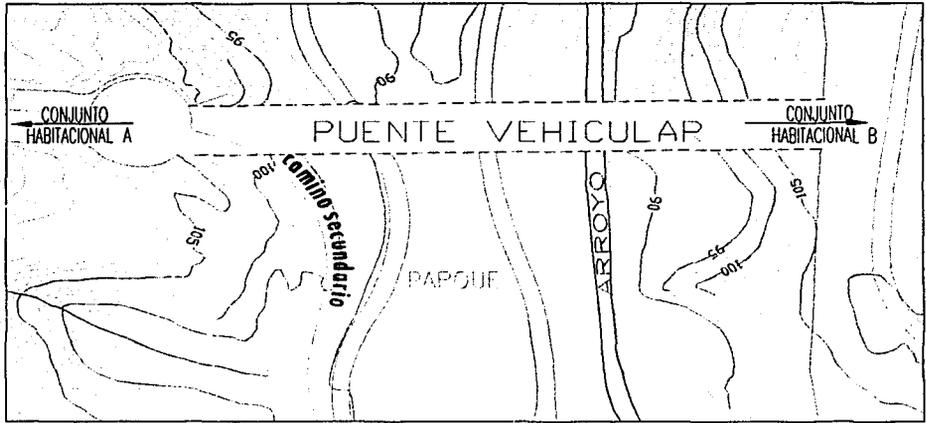


FIGURA II.2. Planta topográfica con puente vehicular propuesto

### DE CIMENTACIÓN (REFERENCIAS)

Para llevar a cabo el estudio de cimentación se realizaron dos pruebas de penetración estándar por el perfil del puente. Los dos sondeos se muestran a continuación:

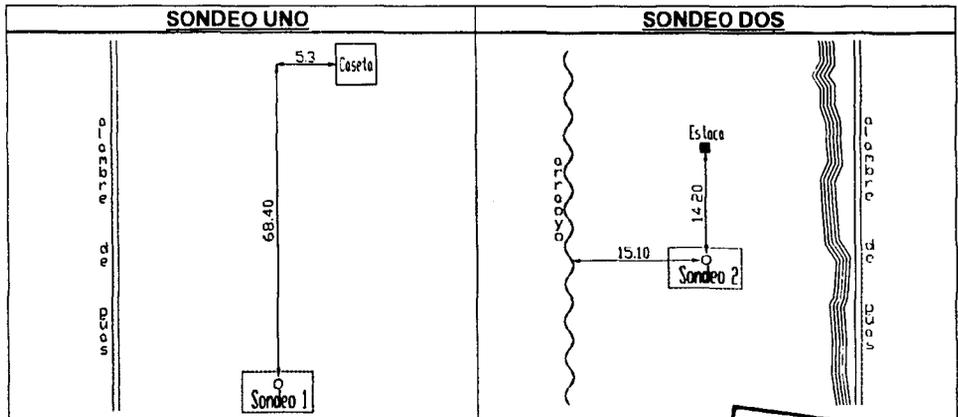


FIGURA II.3. Croquis de sondeos sobre el perfil del terreno

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN

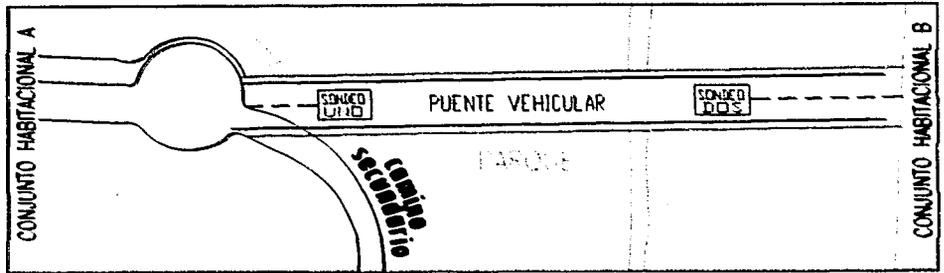


FIGURA II.4. LOCALIZACIÓN DE SONDEO UNO Y DE SONDEO DOS.

El sondeo uno se ubica en la parte alta del predio, el sondeo dos se encuentra en la parte baja, se tiene aproximadamente un desnivel de 1.50m entre los dos sondeos.

#### EXPLORACIÓN

El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30cm. En cada avance de 30 cm se retira el penetrómetro y se mueve el suelo interior para obtener una muestra de suelo. En la tabla II.1, se muestran los sondeos de las dos zonas.

TABLA II.1. Resultado de ambos sondeos

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO UNO No. DE GOLPES	SONDEO DOS No. DE GOLPES
0.00-0.30	se usó barreta	se usó barreta
0.30-0.60	8	2
0.60-0.90	14	2
0.90-1.20	22	2
1.20-1.50	35	2
1.50-1.80	36	5
1.80-2.10	37	7
2.10-2.40	40	12
2.40-2.70	45	20
2.70-3.00	45	36
3.00-3.30	54	30
3.30-3.60	59	37
3.60-3.90	60	46
3.90-4.20	64	62
4.20-4.50	70	70

TESIS CON  
FALLA DE JUREN

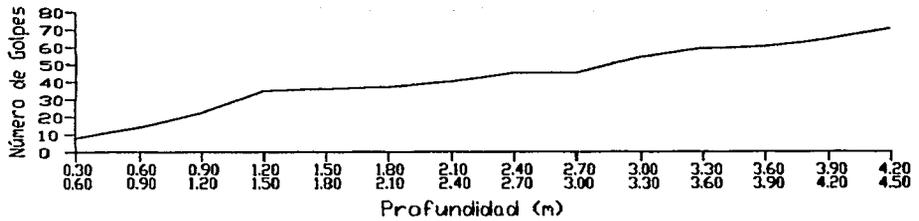


FIGURA II.5. Curva de número de golpes del sondeo uno

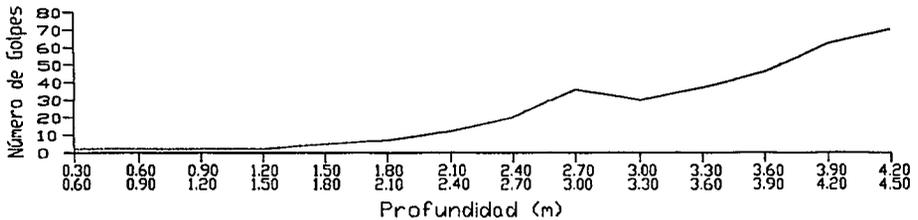


FIGURA II.6. Curva de número de golpes del sondeo dos

#### TIPO DE MATERIAL

Los tipos de suelo encontrados en este lote se clasifican como una arena limosa (S) y arena con material pumítico (SM). Este último suelo fue el que ofreció más de 50 golpes al estar hincando el equipo de penetración estándar. En el sondeo dos, en los primeros estratos de 0.00 a 0.90m de profundidad, se encontró material suelo producido de la erosión. Las estratigrafías correspondientes se muestran en la figuras II.6 y II.7.

TABLA II.2. Tipo de suelo de ambos sondeos

PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SUELO SONDEO UNO	TIPO DE SUELO SONDEO DOS
0.00-0.90	S	SM
0.90-1.50	S	S
1.50-1.80	S	S
1.80-2.70	S	S
2.70-3.60	S	S
3.60-4.50	S	S

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Profundidad (mts)	Tipo de material	Humedad (%)
0.00	S arena fina con material punitico	30
0.90	S arena fina con material punitico	30
1.80	S arena fina con material punitico	26
2.70	S arena fina con material punitico	30
3.60	S arena fina con material punitico	31
4.50	S arena fina con material punitico	

FIGURA 11.7. Estratigrafía del sondeo uno.

Profundidad (mts)	Tipo de material	Humedad (%)
0.00	SM arena limosa con material punitico	23
0.90	S arena fina con material punitico	25
1.80	S arena fina con material punitico	28
2.70	S arena fina con material punitico	25
3.60	S arena fina con material punitico	30
4.50	S arena fina con material punitico	

FIGURA 11.8. Estratigrafía del sondeo dos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPACIDAD DE CARGA

Se observa en los dos sondeos que a partir de una cierta profundidad el terreno tiene la capacidad de carga alta. Esto se debe a la arena fina con material pumítico de origen volcánico que se encuentra en esta zona. Cuando este suelo se encuentra erosionado, baja considerablemente la capacidad de carga admisible, como se puede observar en los primeros estratos del sondeo dos. Los resultados se muestran en la tabla II.3 y las figuras II.8 y II.9.

TABLA II.3. Capacidad de carga de ambos sondeos

PROFUNDIDAD (m)	C. CARGA ton/m <sup>2</sup> SONDEO UNO	C.CARGA ton/m <sup>2</sup> SONDEO DOS
0.00-0.30	se usó barreta	se usó barreta
0.30-0.60	7.5	1.0
0.60-0.90	13.8	1.0
0.90-1.20	18.9	1.0
1.20-1.50	22.7	1.0
1.50-1.80	25.1	3.3
1.80-2.10	25.5	6.2
2.10-2.40	27.3	12.0
2.40-2.70	28.6	18.0
2.70-3.00	28.6	25.1
3.00-3.30	31.7	22.9
3.30-3.60	32.8	25.5
3.60-3.90	33.0	28.9
3.90-4.20	33.9	33.5
4.20-4.50	35.0	35.0

 Capacidad Alta.

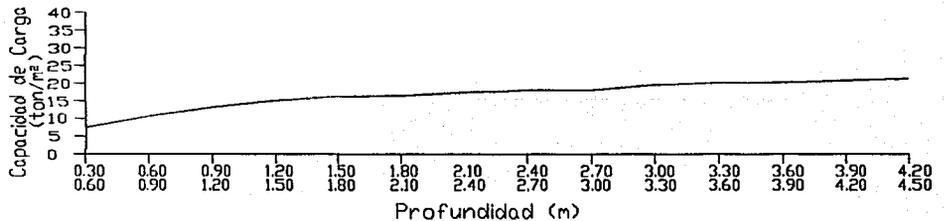


FIGURA II.9. Curvas de la capacidad de carga del sondeo uno.

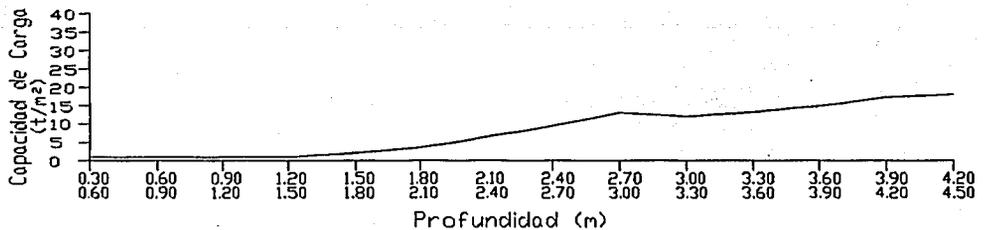


FIGURA II.10. Curvas de la capacidad de carga del sondeo dos.

### EROSIÓN

En la zona donde se encuentra arena fina con material pumítico, como se puede observar en los dos sondeos, la capacidad de carga del suelo aumenta con la profundidad. Sin embargo, el agua que escurre por la superficie, erosiona el suelo principalmente en las pendientes. Esto se observó en una zona del predio donde se encontraron grietas con una profundidad de 2m a 5m, indicando con esto, que el material fino es el que se pierde produciendo un desgajamiento, por lo que se recomienda tener las consideraciones pertinentes cuando se rellenen las grietas, ya que este tipo de material es muy permeable.

El tipo de material para relleno, por lo general, tiene que importarse de bancos, en cuyo caso, el mejor material es aquel que contiene las partículas bien graduadas, es decir, que existan partículas finas medias y gruesas, sin que predomine notablemente alguna de éstas. Se tendrán las debidas precauciones al rellenar las grietas requeridas, para evitar la pérdida de material fino, ya que esta pérdida ocasiona grietas y asentamientos.

### REGIÓN SÍSMICA

La República Mexicana se encuentra en la zona conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico, cuyo nombre se debe al alto grado de sismicidad y volcanismos presentes. Estas manifestaciones son consecuencias de la interacción entre dos placas tectónicas. El sitio de construcción del puente en cuestión se encuentra en la zona "C" de las regiones sísmicas de México, que se considera como "riesgo considerable" ya que la aceleración del suelo puede llegar al 70% de la gravedad.

Se recomienda tomar las consideraciones pertinentes en el cálculo estructural, así como en el método constructivo y tipo de material.

Sabemos que la magnitud de sismos en el estado de Jalisco es mayor de 6.5, como nos podemos dar cuenta en la tabla II.4.

TABLA II.4.

Registro de sismos en Jalisco

Año	Mes	Día	Tiempo (horaGMT)	Latitud	Longitud	Prof.	Mag.	Zona
1900	1	20	06:33:30	20.000	-105.000	33	7.4	Costa Jal - Nay.
1900	5	16	20:12:00	20.000	-105.000	33	6.9	Costa Jal - Nay.
1925	8	7	07:47:48	19.000	-102.000	100	6.7	Mich - Nay.
1931	1	2	09:49:02	19.000	-107.000	0	6.7	Costa Jalisco
1932	6	3	10:36:52	19.570	-104.420	33	8.2	Costa Jal - Col.
1932	6	18	10:12:10	19.500	-103.500	33	7.8	Jalisco - Colima
1932	6	22	12:59:28	18.740	-104.680	33	6.9	Costa Colima
1932	12	7	16:22:09	19.000	-104.000	33	6.8	Costa Jal. - Col.
1934	11	30	02:05:16	19.000	-105.310	33	7.0	Costa Jalisco
1950	9	29	06:32:20	19.000	-107.000	60	7.0	Costa Jalisco
1972	10	20	08:17:46	18.700	-106.756	10	6.6	Costa Jalisco
1989	8	29	04:16:26	18.016	-105.674	27	6.5	Costa Colima
1995	10	9	15:35:54	18.993	-104.245	25	8.0	Costa Colima

#### DE TRANSITO

Este aspecto se refiere a las necesidades del propio puente, del camino, cargas y tráfico. Las especificaciones del puente son:

- a) Ancho de calzada del puente: 10.50 m
- b) Ancho del camino: 13.60 m
- c) Carga de proyecto HS 15
- d) Requiere banquetas para peatones.

En la construcción de este nuevo puente vehicular, que unirá los dos conjuntos habitacionales se tendrá que modificar el camino secundario que lleva a uno de los conjuntos. Esta modificación se hace para que el entronque del camino secundario y el puente sea más fluido y la desviación no cause problemas de vialidad. Se recomendó recorrer la entrada del camino secundario, como se ve las figuras II.10 y II.11.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

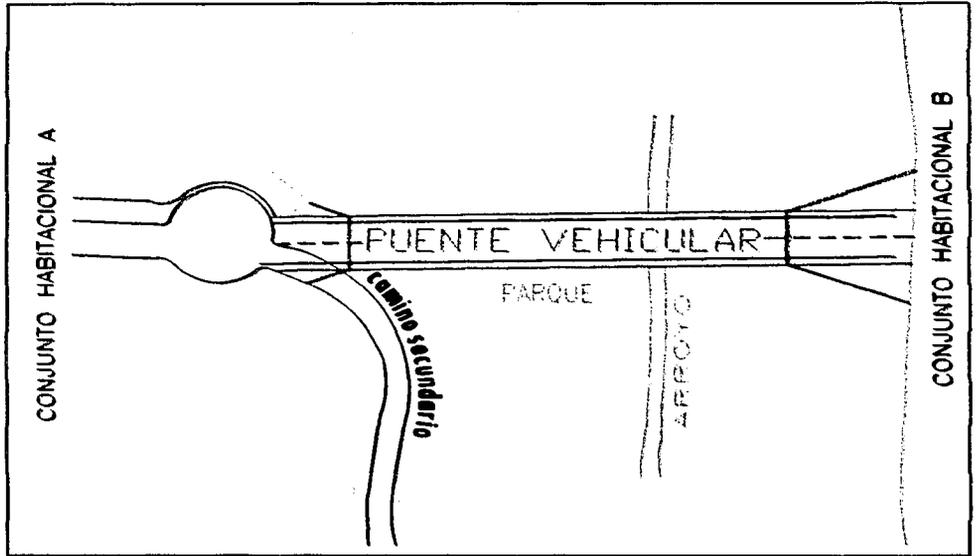


FIGURA II.11. Propuesta inicial (sin modificar el camino secundario)

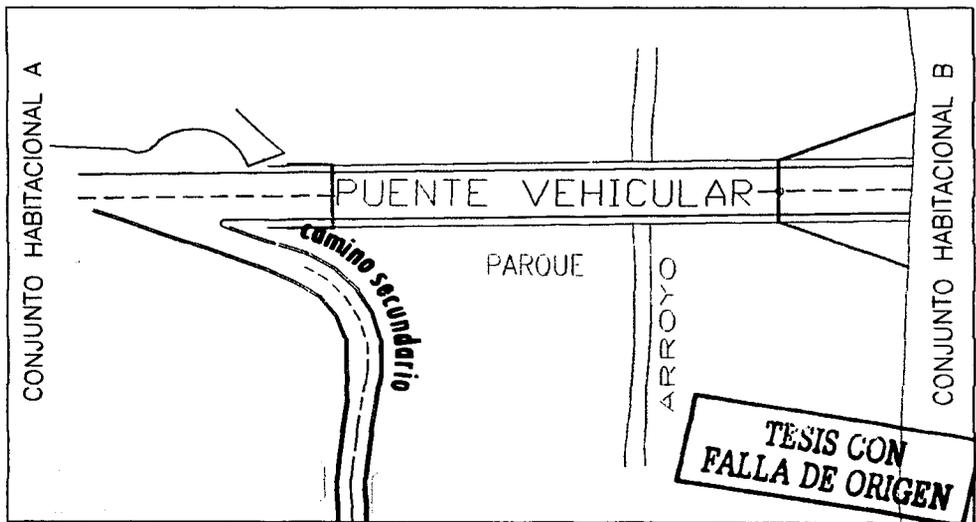


FIGURA II.12. Propuesta definitiva (modificado el camino secundario)

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## **CAPÍTULO II ANÁLISIS Y DISEÑO**

Características del Puente  
Características del Estribo  
Combinación de Cargas y Fuerzas  
Dimensiones Propuestas

Grupo I  
Grupo III  
Grupo VII  
Refuerzo del estribo

## ANÁLISIS Y DISEÑO CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

Para analizar y proyectar estructuralmente el Estribo No. 1 tenemos que saber las características del puente.

Este análisis se basó en las teorías correspondientes, aprobadas por la Comisión de Puentes y Estructuras de la American Association State Highway Officials (AASHO).

- Superestructura

Geometría del puente:

El claro del Puente Vehicular es de 109.92m. Los dos tramos de losa plana de concreto reforzado en los extremos son de 27.32m cada uno y los dos tramos de losa plana de concreto reforzado intermedios son de 27.64m cada uno. Estas características las podemos ver la FIGURA III.1.

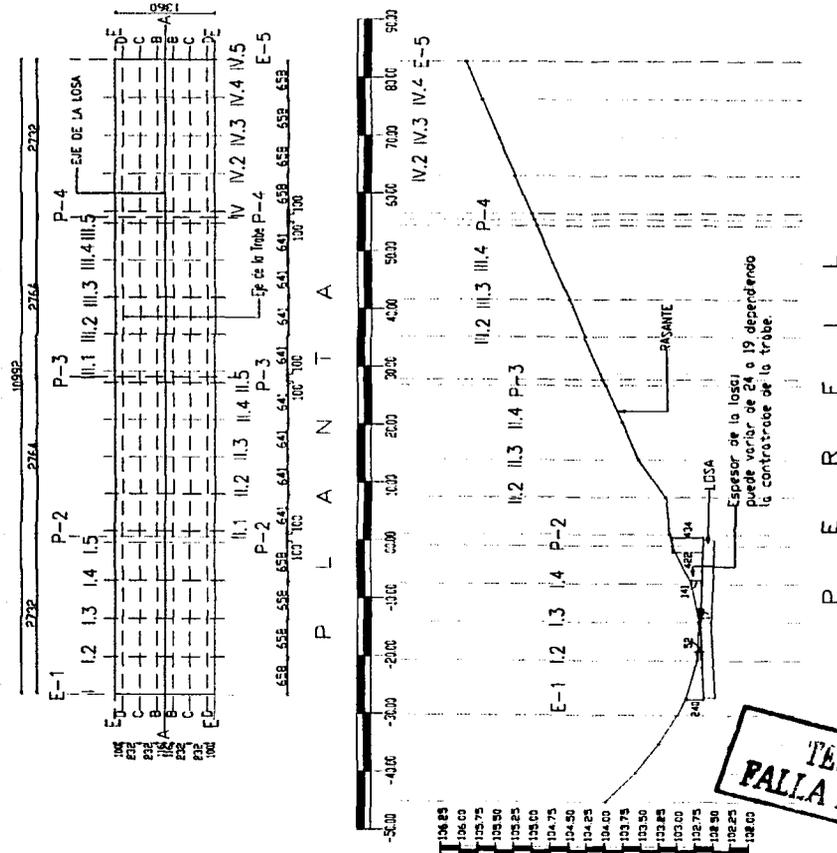


FIGURA III.1. Geometría del puente

Sección transversal del puente:

El ancho total de calzada es de 13,60m, guarniciones de 0,30m y parapeto de 1,25m. La losa es de concreto reforzado de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con acero de refuerzo. Esta losa tiene losas precoladas, las cuales las sostienen 6 traveses TIPO IV de concreto presforzado, pretensadas. Ver FIGURA III.2.

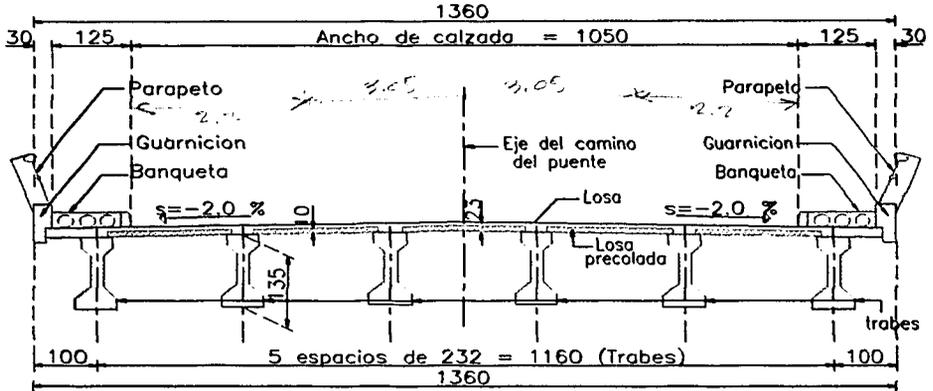


FIGURA III.2. Sección transversal del puente

- Subestructura

El puente será de cuatro claros de losa, con dos estribos y tres pilas, de concreto reforzado de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , con cimentación superficial.

TABLA III.1. Rasantes y Desplantes de la subestructura

Concepto	Estación	Elevación rasante (m)	Elevación de desplante (m)
Estribo No.1	km: 0+027.00	102.88	91.38
Pila No. 1	km: 0+000.32	103.07	86.15
Pila No. 2	km: 0+027.96	104.03	84.53
Pila No. 3	km: 0+055.60	104.98	88.02
Estribo No.2	km: 0+082.92	105.93	102.3

TESIS CON  
FAYDA DE ORIGEN

En la FIGURA III.3, se observa el terreno y el eje de los apoyos, los cuales se tomaron con la siguiente distribución para librar el arroyo que existe entre la Pila No. 3 y la Pila No. 4.

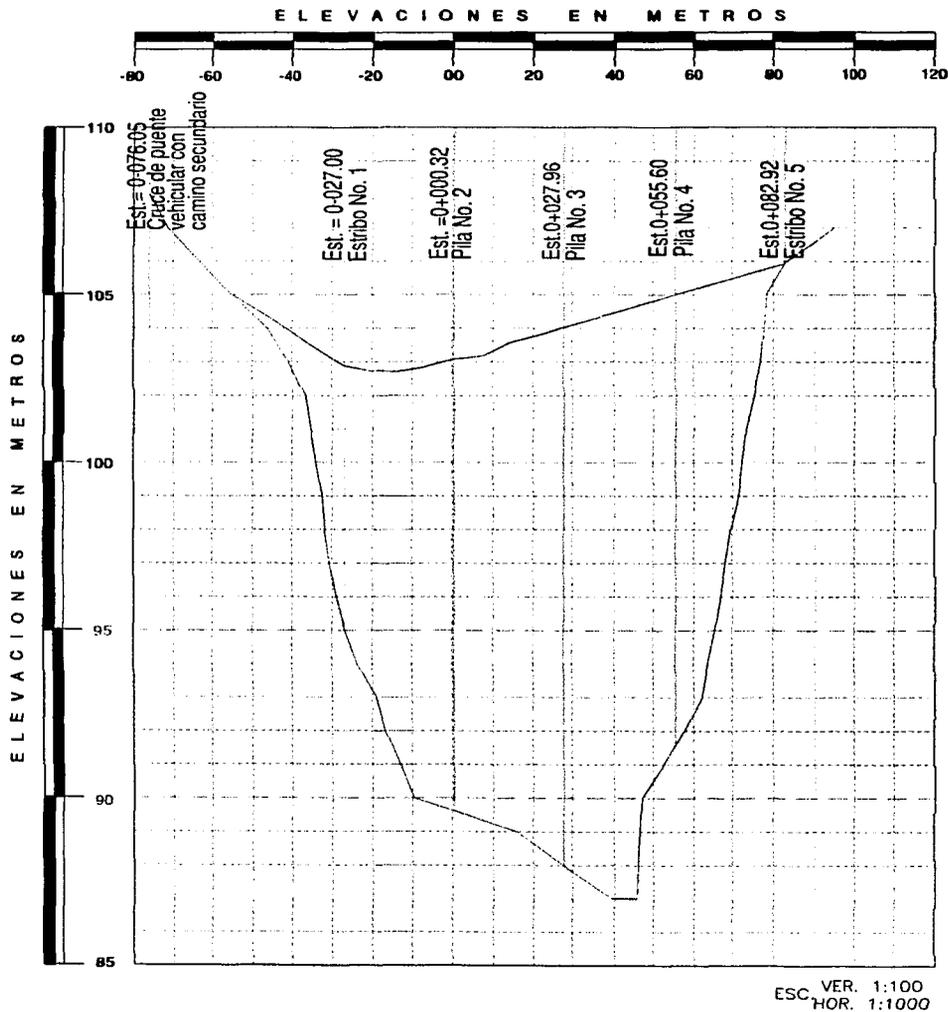


FIGURA III.3. Terreno, pilas y estribos.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Los estribos o muros de contención son los elementos estructurales más empleados en las construcciones hechas por el hombre. Las solicitaciones a que se ven sometidos con mayor frecuencia son:

- Cargas Verticales
- Cargas Horizontales (fuerza cortante): en su plano o perpendicularmente a su plano
- Flexiones: en su plano o perpendicularmente a su plano.

Las cargas verticales son producidas, en general, por cargas gravitacionales transmitidas al muro a través de sistema de piso o techo, además de las debidas a su peso propio.

La transmisión excéntrica de las cargas verticales puede producir flexión y cortante en el plano del muro o en un plano diferente. Sin embargo, la principal fuente de flexiones y cortantes, tanto en el plano del muro, como en planos normales a éste es la aplicación de cargas laterales debidas a empuje de tierras o líquidos, empuje de viento, o efectos sísmicos.

La mayor eficiencia de los muros como elementos estructurales sometidos a cargas laterales se logra para solicitaciones en su plano; en muchas construcciones se emplean combinaciones de muros orientados (aleros) en dos direcciones ortogonales para lograr que siempre haya muros capaces de tomar las cargas laterales de la manera más eficiente, puesto que los muros son mucho más rígidos en su plano que en dirección perpendicular a éste y las fuerzas son absorbidas por los elementos más rígidos de cada dirección.

El caso de muros de retención o bardas aisladas la flexión producida por cargas laterales debe ser absorbida por el muro flexionado alrededor de su eje de menor momento de inercia, lo que en ocasiones obliga a reforzarlo como se indica más adelante.

Dependiendo del tipo y de la intensidad de las cargas a que estarán sometidos, podrá seleccionarse el material para fabricar los muros, los refuerzos que deben usarse y la forma en que deben apoyarse para que sean capaces de resistir dichas cargas.

La forma de apoyo de los muros dependerá de las condiciones del terreno en que vayan a desplantarse y de la estructuración general que se tenga.

En suelos rocosos o muy firmes pueden desplantarse directamente o sobre un ligero ensanchamiento de la base; sin embargo, si hay flexiones importantes en dirección normal al muro será necesaria una ampliación importante de la base o el uso de zapatas corridas bajo el muro para garantizar la seguridad contra volteo.

En suelos menos firmes se requiere en general ensanchamiento en la base o zapatas corridas bajo el muro para transmitir las cargas adecuadamente.

Si el suelo es muy blando y las cargas son elevadas, puede ser necesario el uso de pilas o pilotes para soportar adecuadamente el muro.

El soporte lateral (aleros) de los muros puede hacerse con muros perpendiculares o con refuerzo.

El estribo se dimensionará por flexocompresión, como si fuera columna, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

- Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento.
- El factor de resistencia se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

## CARACTERÍSTICAS DEL ESTRIBO

El estribo que se diseñará en esta tesis estará formado de concreto reforzado con aleros, coronas y diafragmas.

A continuación se darán las características necesarias para diseñar el estribo.

- 1) Localización: Estación: km: 0-027.00
- 2) Tránsito: Carga móvil tipo HS.15 en tres bandas de circulación
- 3) Esviajamiento: Nulo (puente normal)
- 4) Elevaciones: Rasante; Elev.=102.88m  
Espesor de la superestructura:  
Desplante; Elev.= 91.38m
- 5) Esfuerzos permisibles: La capacidad de carga es de 3.0 kg/cm<sup>2</sup> en todos los apoyos
- 6) Esfuerzos en los materiales del estribo. Tomaremos los siguientes pesos volumétricos dados por la A.S.S.H.O.
  - a) Concreto (simple o reforzado) = 2400 kg/m<sup>3</sup> = 2.4 ton/m<sup>3</sup>
  - b) Arena, tierra o grava, suelta = 1600 kg/m<sup>3</sup> = 1.6 ton/m<sup>3</sup>
  - c) Pavimento (excluyendo adoquín de madera) = 2400 kg/m<sup>3</sup> = 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- 7) Coeficientes de seguridad:
  - a) Coeficiente de fricción = 0.6
  - b) Coeficiente de volteo  $\geq$  2.0
  - c) Coeficiente de deslizamiento  $\geq$  2.0

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

8) Cargas:

La estructura se proyectará considerando las siguientes cargas y fuerzas:

- a) Carga Muerta
- b) Carga Viva
- c) Impacto o efecto dinámico de la carga viva
- d) Empuje de Tierras
- e) Esfuerzos por sismo
- f) Viento sobre la estructura
- g) Carga de viento sobre carga viva
- h) Frenaje
- i) Fricción

El cálculo de cargas y fuerzas se utilizarán para el diseño del estribo.

a) Carga Muerta (CM): constituida por el peso de la superestructura ya terminada.

- Banqueta:  $W \text{ (ton)} = \text{área}_{\text{banqueta}} \text{ (m}^2\text{)} \times \text{claro (m)} \times \text{P.V. concreto (ton/m}^3\text{)}$   
 $W = 0.22 \times 27.30 \times 2.4$   
 $W = 28.8288 \text{ ton}$
- Parapeto:  $W \text{ (ton)} = \text{área}_{\text{parapeto}} \text{ (m}^2\text{)} \times \text{claro (m)} \times \text{P.V. parapeto (ton/m}^3\text{)}$   
 $W = 0.039 \times 27.30 \times 2.0$   
 $W = 2.1294 \text{ ton}$
- Guarnición:  $W \text{ (ton)} = \text{área}_{\text{guarnición}} \text{ (m}^2\text{)} \times \text{claro (m)} \times \text{P.V. guarnición (ton/m}^3\text{)}$   
 $W = 0.576 \times 27.30 \times 2.0$   
 $W = 31.4496 \text{ ton}$
- Losa:  $W \text{ (ton)} = \text{espesor}_{\text{losa}} \text{ (m)} \times \text{claro (m)} \times \text{ancho}_{\text{calzada}} \text{ (m)} \times \text{P.V. concreto (ton/m}^3\text{)}$   
 $W = 0.22 \times 27.30 \times 13.00 \times 2.4$   
 $W = 187.3872 \text{ ton}$
- Trabes:  $W \text{ (ton)} = \text{No. de trabes} \times \text{claro (m)} \times \text{área}_{\text{trabe}} \text{ (m}^2\text{)} \times \text{P.V. concreto (ton/m}^3\text{)}$   
 $W = 6 \times 27.30 \times 0.4974 \times 2.4$   
 $W = 195.5379 \text{ ton}$

El peso total de las cargas muertas es la suma del peso de la banqueta del parapeto, de la guarnición, de la losa y de las trabes

Peso Total <sub>superestructura</sub> 445.3329 ton

Como calculamos el peso de la superestructura que hay entre el Estribo No. 1 y la Pila No. 2, sabemos que el Estribo No.1 sólo carga la mitad del peso total de la carga muerta y la otra mitad la carga la Pila No. 2. Para nuestro diseño sólo nos interesa el peso que carga el estribo No. 1.

$$\text{Peso que carga solo el estribo} = \frac{445.3329}{2} = 222.6665 \text{ ton}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

b) Carga Viva (CV).

La carga viva consiste en el peso de la carga móvil en el puente, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

Nuestro puente como se ve en la FIGURA III.2. será de tres carriles, cada uno de 3.05m de ancho, según las especificaciones del A.A.S.H.O. para claros de 27.00m se usará la carga HS-15, la que consiste en un camión tractor con semiremolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril.

Los esfuerzos cortantes de la carga H-20 es de 29.205 ton por carril, las A.A.S.H.O. dice que la carga HS-15 constituye el 75% de la carga H-20.

$$\text{Carga}_{HS-15} = 75\% \text{ Carga}_{H-20}$$

$$\text{Carga}_{HS-15} = (0.75) 29.205 = 21.92 \text{ ton} \rightarrow \text{Así obtenemos el esfuerzo cortante de la carga HS-15 por carril.}$$

Para tres carriles solo se tomará el 90% de carga viva, ya que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas en los tres carriles.

$W$  (ton) = esfuerzo cortante  $_{HS-15}$  (ton) x No. Carriles x Probabilidad de coincidencia

$$W = 21.92 \times 3 \times 0.9$$

$$W = 59.184 \text{ ton}$$

c) Impacto o efecto dinámico de la carga viva (I).

A los esfuerzos por carga viva producidos por la carga HS-15 se les incrementa el efecto dinámico.

Carga Viva + Impacto

Con la siguiente fórmula tomada de las A.A.S.H.O. del inciso 1.2.12 (impacto), obtendremos el incremento por carga viva. La cantidad máxima que se incrementa a los esfuerzos es del 30%.

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{\text{claro} + 38.1} = \frac{15.24}{27 + 38.1} = 0.23 < 0.30 \therefore \text{se utilizará el 23\% de impacto}$$

$$\text{Carga Viva} + \text{Impacto} = 59.184 \times 1.23 = 72.80 \text{ ton}$$

De acuerdo con la sección de IMPACTO de las A.A.S.H.O.; el impacto sólo se aplicará en la carga viva, ya que es Grupo A, y en el estribo no se aplicará por ser uno de los elementos del Grupo B.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### d) Empuje de Tierras (ET)

Este empuje se determina mediante la aplicación de la fórmula de Rankine.

$$E = \frac{W}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} h(h + 2h')$$

en donde:

W = Peso volumétrico de la terracería

$\phi$  = ángulo de reposo de la terracería

h = altura del terraplén

h' = altura de sobrecarga

El ángulo de reposo de la tierra compactada está entre 35° a 40° según el punto 1.4.3 de A.A.S.H.O.

Empuje de tierras debido a la carga viva. (Criterio del Departamento de Puentes).

Para el análisis de secciones localizadas debajo de la subcorona de los estribos, se usará una sobrecarga de 0.60m, actuando hasta una profundidad de 4.0m a partir de la rasante. Esta fuerza se tomará en cuenta para calcular las secciones que se encuentren a mayor profundidad.

Se considera una sobrecarga debido a las presiones que ejerce la carga viva. Por especificación a mayor profundidad la sobrecarga disminuye. El valor nulo de la sobrecarga se considera a una altura de 7.00m.

$$F = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} wh = \frac{1 - 0.555}{1 + 0.555} (1.6)h$$

$$F = 0.458h$$

$$E_{\text{Con sobrecarga}} = 0.458 \times \text{sobrecarga} \times \text{profundidad}$$

$$E_{\text{Sin sobrecarga}} = \frac{0.458h}{2} h = 0.229h^2$$

#### e) Esfuerzos por sismo\* (TT)

En estructuras regulares con miembro de apoyo de rigidez aproximadamente igual pueden calcularse los efectos del sismo para diseño aplicando una fuerza estática horizontal equivalente S, actuante en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y de los miembros de apoyo, las restricciones en los estribos y la posición deformada de la estructura.

El valor S se obtendrá de la siguiente manera:

$$S = \frac{cW}{Q}$$

S = fuerza estática horizontal equivalente aplicada en el centro de gravedad de la estructura (ton)

W = peso total de la estructura (ton)

c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.

Q = factor de comportamiento sísmico.



El Manual de Diseño por Sismo de la C.F.E especifica el valor del Factor de Comportamiento Sísmico (Q):

- ❖ Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastoméricos tipo Neopreno. Q = 4
- ❖ Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura: en elementos tipo muro Q = 2

El factor Q aplicado en el diseño de la subestructura se mantiene para el diseño de la cimentación.

Para estructuras localizadas en la zona sísmica denominada como "C" según el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la C.F.E. y considerando como tipo de suelo I se tiene una ordenada máxima del espectro sísmico de 0.36.

El cociente  $\frac{c}{Q}$  no debe ser menor que  $a_0$ , ordenada al origen del espectro  $a_0$ , lo podemos observar en la tabla de Espectros de Diseño para Estructuras Comunes, la cual también se encuentra en el Manual de Diseño Sísmico de la C.F.E.

Haciendo las operaciones observamos que  $\frac{c}{Q} = \frac{0.36}{4} = 0.09$  y que  $a_0 = 0.36$  como  $\frac{c}{Q} < a_0$  se utilizara  $a_0$ .

Con fines de diseño sísmico clasificamos este puente como importante ya que son todos los puentes vehiculares que se ubican en o sobre las carreteras troncales de 4 carriles y autopistas.

El Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la C.F.E. dice que para los puentes importantes el coeficiente C de los espectros de la tabla ya mencionada se multiplicarán por 1.5, así se obtendrá un coeficiente sísmico:

$$cS = 0.36 \times 1.5 = 0.54$$

Utilizando un coeficiente de reducción por ductilidad:

- Para la superestructura  $\rightarrow Q = 4$
- Para la subestructura  $\rightarrow Q = 2$

\*Nota: El criterio se basa en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (1993).

**ANÁLISIS CON  
FACTORES DE ORIGEN**

f) Viento sobre la estructura (VE)

Fuerzas debidas por la presión del viento, por un metro cuadrado de área expuesta de la superestructura.

Trabe	= 1.35m
Losa	= 0.23m
Guarnición	= 0.80 m
Altura total	= 2.38 m de la superestructura.

El área expuesta será la altura total por la longitud de la superestructura entre el Estribo No. 1 y la Pila No. 2.

$$\text{Área expuesta} = 2.38 \times 27.30 = 64.974 \text{ m}^2$$

Según las A.A.S.H.O, en puentes comunes de losa sobre traveses pueden usarse las siguientes cargas por viento.

Para fuerzas transversales	→ 244 kg/m <sup>2</sup>
Para fuerzas longitudinales	→ 59 kg/m <sup>2</sup>

Entonces se calculará el Viento sobre la estructura (VE) de la siguiente forma, recordando que se utiliza el 30% en cada dirección por el área expuesta con la fuerza correspondiente.

$$\begin{aligned} 30\% \text{ VE}_{\text{Transversal}} &= 0.3 \times 64.974 \times 0.244 = 4.7561 \text{ ton} \\ 30\% \text{ VE}_{\text{Longitudinal}} &= 0.3 \times 64.974 \times 0.059 = 1.1500 \text{ ton} \end{aligned}$$

g) Carga de viento sobre la carga viva (VCV)

En las especificaciones del A.A.S.H.O., se puede usar las siguientes cargas por viento para claros no mayores de 38.10m.

Para fuerzas transversales	→ 149 kg/m
Para fuerzas longitudinales	→ 60 kg/m

Esta carga se está utilizando en el tramo de la superestructura que se encuentra entre el Estribo No. 1 y la Pila No. 2 con las fuerzas correspondientes.

$$\begin{aligned} \text{VCV}_{\text{Transversal}} &= 27.3 \times 0.1490 = 4.0677 \text{ ton} \\ \text{VCV}_{\text{Longitudinal}} &= 27.3 \times 0.0600 = 1.6380 \text{ ton} \end{aligned}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

h) Frenaje (FL)

Según las especificaciones del A.A.S.H.O. del inciso 1.2.13, deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al tránsito en una misma dirección, en un metro lineal de estribo:

$$5\%CV = 0.05 \times \frac{72.80}{13.60} = 0.2676ton$$

i) Fricción (F)

Según las especificaciones del A.A.S.H.O., se tomará el 5% de la carga muerta en un metro de estribo:

$$5\%CM = 0.05 \times \frac{222.6665}{13.60} = 0.8525ton$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## COMBINACIÓN DE CARGAS Y FUERZAS

Las especificaciones A.A.S.H.O. proponen varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá ser sometida la estructura. En este caso se calculará el estribo por tres combinaciones de cargas y fuerzas.

	Porcentaje de esfuerzos unitarios
Grupo I = CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
Grupo III = Gpo I + FL + F + 30%VE + VCV + FC	125 %
Grupo VII = CM + ET + S + PC + TT	133 %

Donde:

CM	→	Carga Muerta
CV	→	Carga Viva
I	→	Impacto por Carga Viva
ET	→	Empuje de Tierra
S	→	Supresión
PC	→	Presión de la Corriente
FL	→	Fuerza longitudinal por carga viva
F	→	Fuerza longitudinal debida a la fricción o resistencia a la fuerza cortante (apoyos de elastómero)
VE	→	Viento sobre la Estructura
VCV	→	Presión del Viento sobre la Carga Viva
FC	→	Fuerza Centrifuga
TT	→	Sismo

La Supresión (S) y la Presión de la Corriente (PC) no se tomarán en cuenta, ya que no hay un río que afecte el suelo dónde se desplanta el estribo. Tampoco se tomará en cuenta la Fuerza Centrifuga (FC), ya que en nuestro puente no hay curva.

Por lo tanto nuestras combinaciones quedan de la siguiente forma:

	Porcentaje de esfuerzos unitarios
Grupo I = CM <sub>(Carga Muerta)</sub> + CV <sub>(Carga Viva)</sub> + I <sub>(Impacto)</sub> + ET <sub>(Empuje de Tierra)</sub>	100 %
Grupo III = Gpo I + FL <sub>(Frenaje)</sub> + F <sub>(Fricción)</sub> + 30%VE <sub>(Viento sobre la estructura)</sub> + VCV <sub>(Presión del Viento sobre la CV)</sub>	125 %
Grupo VII = CM <sub>(Carga Muerta)</sub> + ET <sub>(Empuje de Tierra)</sub> + TT <sub>(Sismo)</sub>	133 %

A continuación se calculará el Estribo No. 1 con las dimensiones propuestas para cada uno de los grupos, con el fin de obtener los resultados menos satisfactorios para poder reforzar el estribo de la forma más optima.

133 %

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

### DIMENSIONES PROPUESTAS

Para el puente vehicular se propone un estribo de concreto reforzado con las siguientes dimensiones, ver FIGURA III.4.

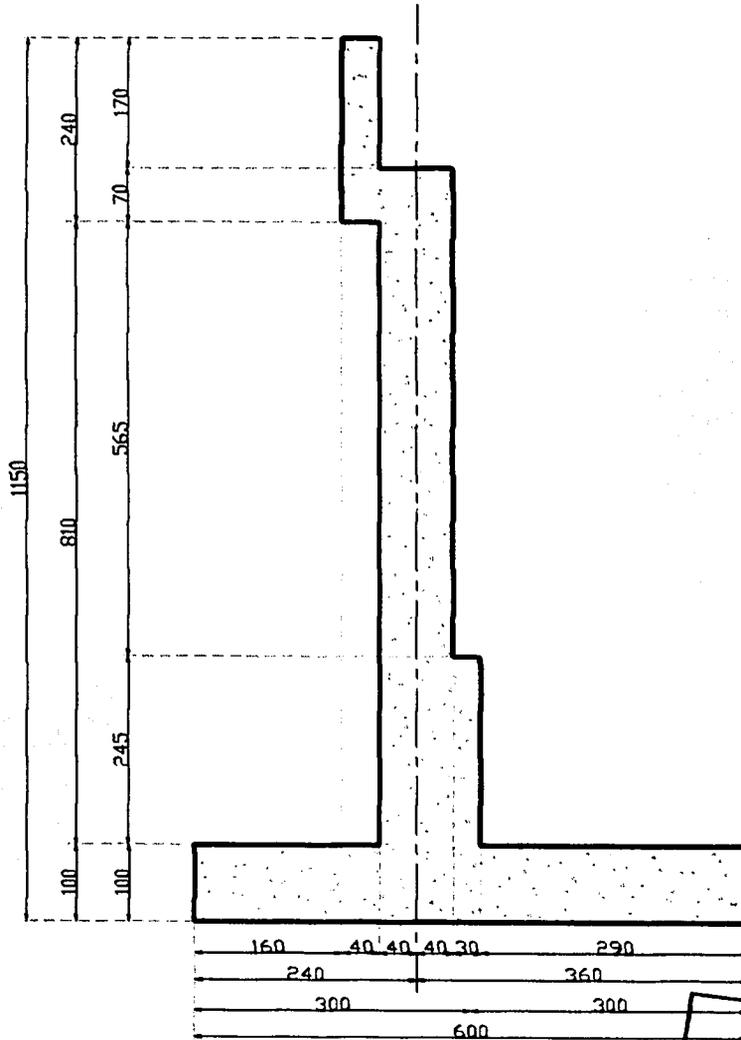


FIGURA III.4

Propuesta del Estribo No. 1

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El estribo se revisará en varias secciones, con el fin de que se analice lo más completo posible. La FIGURA III.5 nos lo muestra.

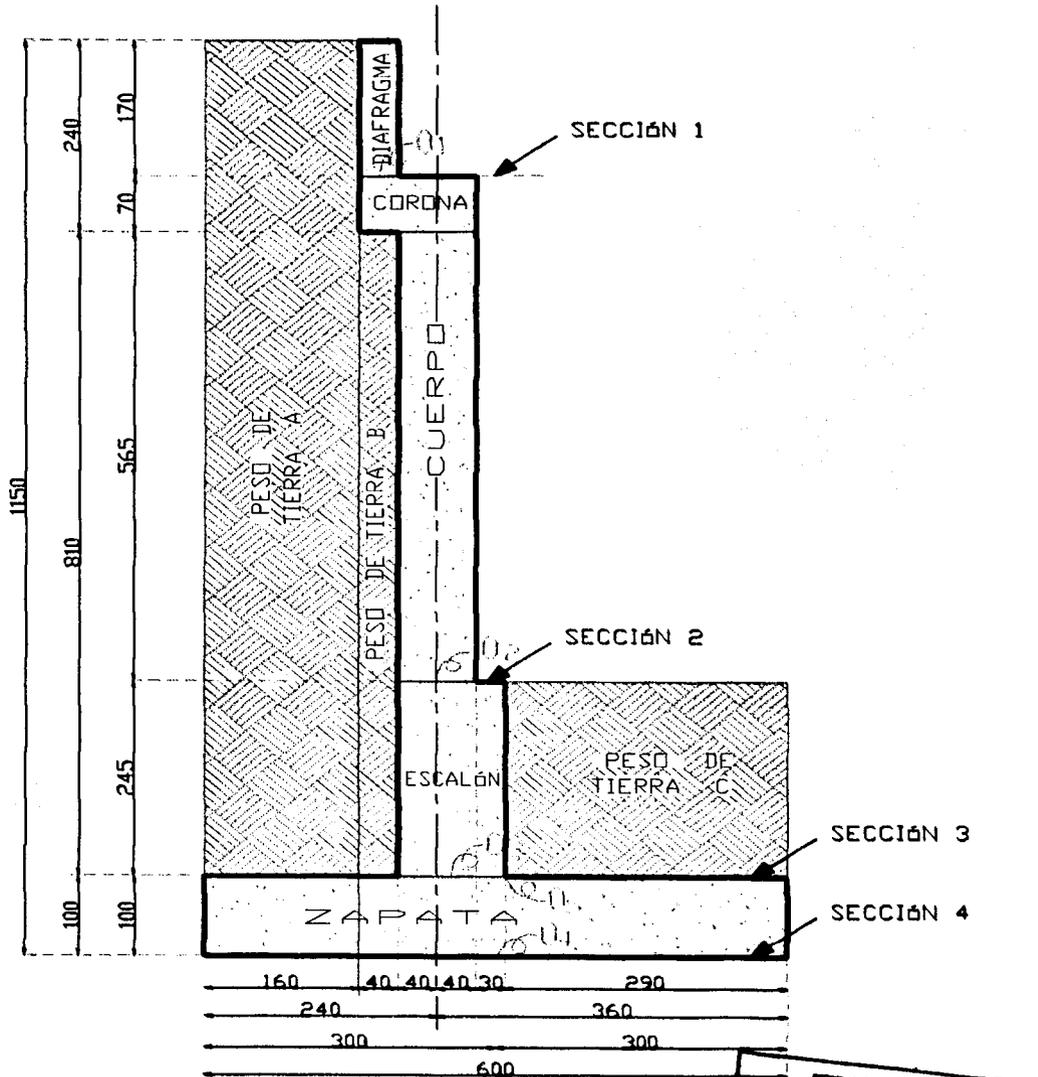


FIGURA III.5

Secciones, figuras y puntos de origen con respecto a las secciones del GRUPO I.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Iniciaremos con la primera combinación:

## GRUPO I

$$CM_{\text{(Carga Muerta)}} + CV_{\text{(Carga Viva)}} + I_{\text{(Impacto)}} + ET_{\text{(Empuje de Tierra)}}$$

### **CM**<sub>(Carga Muerta)</sub>

Carga muerta es la carga que recibe el estribo verticalmente. Para nuestro análisis necesitamos saber la carga vertical que ejerce en el estribo en un metro lineal.

La carga muerta es el peso de la mitad de la superestructura, el peso propio del estribo y el peso de la tierra que carga la zapata del estribo. En un metro lineal.

$$CM = (\text{Peso superestructura} + \text{Peso Propio estribo} + \text{Peso tierra}) / \text{un metro de estribo}$$

- Peso de la superestructura, se divide entre la longitud de la sección transversal del puente para que ejerza en un metro lineal de estribo.

$$\text{Peso superestructura} = \frac{222.6665 \text{ ton}}{13.60 \text{ m}} = 16.3725 \text{ ton/m}$$

- Peso propio del estribo en un metro y
- Peso de la tierra en un metro.

TABLA III.2. Pesos por partes del estribo y tierra

	FIGURA	ANCHO (m)	ALTURA (m)	PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m <sup>3</sup> )	PESO ton
PESO DE PESO PROPIO DELESTRIBO	Diafragma	0.40	1.70	1.00	2.40	1.6320
	Cabezal	1.20	0.70	1.00	2.40	2.0160
	Cuerpo	0.80	5.65	1.00	2.40	10.8480
	Escalón	1.10	2.45	1.00	2.40	6.4680
	Zapata	6.00	1.00	1.00	2.40	14.4000
PESO DE TIERRA	P.T. A	1.60	10.50	1.00	1.60	26.8800
	P.T. B	0.40	8.10	1.00	1.60	5.1840
	P.T. C	2.90	2.45	1.00	1.60	11.3680

### **CV**<sub>(Carga Viva)</sub> + **I**<sub>(Impacto)</sub>

Carga viva más el impacto se analizará en un metro lineal. Como ya se había calculado, la carga viva es la carga móvil que se está aplicando en el estribo y el impacto son los efectos dinámicos de la carga viva. Se divide entre la longitud de la sección transversal de puente para que ejerza en un metro lineal.

$$CV + I = \frac{72.90 \text{ ton}}{13.60 \text{ m}} = 5.3529 \text{ ton/m}$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**ET**(Empuje de Tierra)

Empuje de tierra se analizará por cada sección propuesta en la FIGURA III.5. con la aplicación de la fórmula de Rankine que ya se había visto.

- Sección 1  
(La sección 1 abarca el diafragma y el empuje de tierra correspondiente)

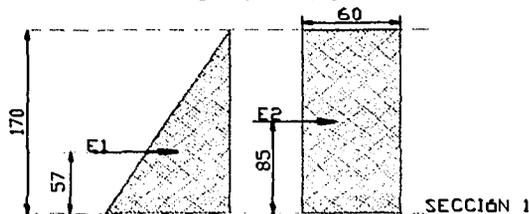


FIGURA III.6 Empujes de tierra y brazos en la parte inferior del diafragma.

Empuje de Tierra Sin Sobrecarga	Empuje de Tierra Con Sobrecarga
$E1 = 0.229 (1.70)^2 = 0.6618 \text{ ton/m}$	$E2 = 0.458 \times 0.6 \times 1.7 = 0.4672 \text{ ton/m}$
Brazo = 0.57m	Brazo = 0.85m

- Sección 2  
(La sección 2 abarca el diafragma, la corona y el cuerpo, se analiza con el empuje de tierra correspondiente).

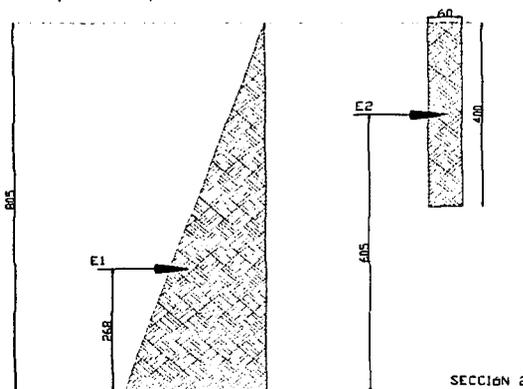


FIGURA III.7 Empujes de tierra y brazos en la parte inferior del cuerpo.

Empuje de Tierra Sin Sobrecarga	Empuje de Tierra Con Sobrecarga
$E1 = 0.229 (8.05)^2 = 14.8398 \text{ ton/m}$	$E2 = 0.458 \times 0.6 \times 4.0 = 1.1 \text{ ton/m}$
Brazo = 2.68m	Brazo = 6.05m

**TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN**

- Sección 3  
(La sección 3 abarca el diafragma, la corona, el cuerpo y el escalón, se analiza con el empuje de tierra correspondiente)

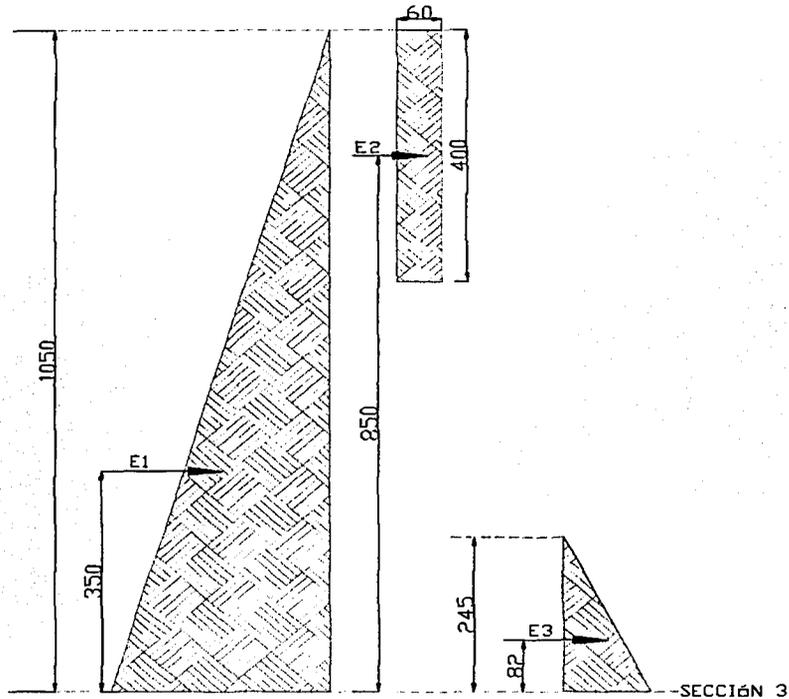


FIGURA III.8 Empujes de tierra y brazos en la parte inferior del escalón.

El empuje pasivo es tres veces el empuje normal.

Empuje de Tierra Sin Sobrecarga	Empuje de Tierra Con Sobrecarga	Empuje de Tierra Pasivo Sin Sobrecarga
$E1 = 0.229(10.50)^2 = 25.2473 \text{ ton/m}$ Brazo = 3.50 m	$E2 = 0.458 \times 0.6 \times 4.0 = 1.1 \text{ ton/m}$ Brazo = 8.50 m	$E3 = 0.229(2.45)^2 = 1.3746 \text{ ton/m}$ Pasivo = $E3 \times 3 = -4.1237 \text{ ton/m}$ Brazo = 0.82 m

**TESIS CON  
FACULTAD DE ORIGEN**

- Sección 4  
(La sección 4 abarca todo el estribo con el empuje de tierra correspondiente)

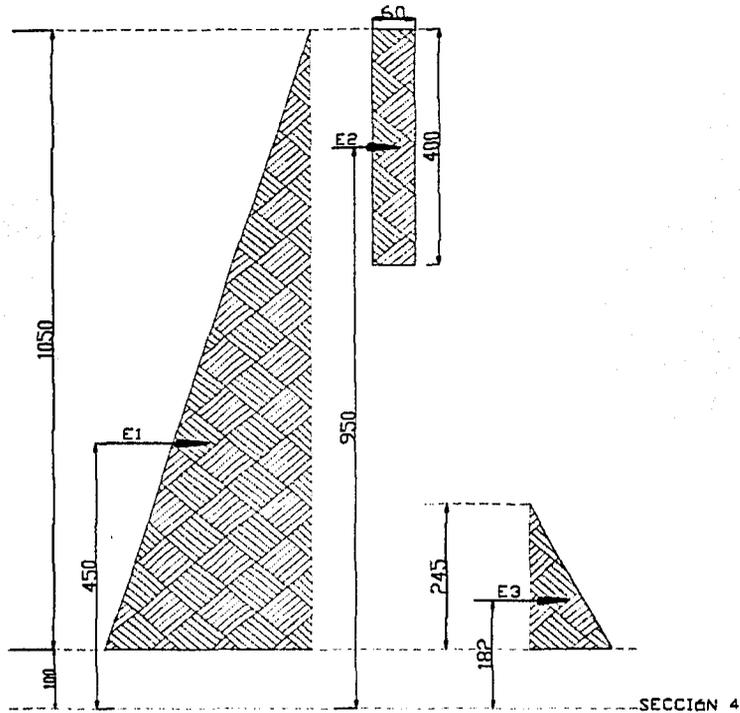


FIGURA III.9 Empujes de tierra y brazos de la parte inferior del estribo (zapata).

El empuje pasivo es tres veces el empuje normal.

Empuje de Tierra Sin Sobrecarga	Empuje de Tierra Con Sobrecarga	Empuje de Tierra Pasivo Sin Sobrecarga
$E1 = 0.229(10.50)^2 = 25.2473 \text{ ton/m}$ Brazo = 4.50 m	$E2 = 0.458 \times 0.6 \times 4.0 = 1.1 \text{ ton/m}$ Brazo = 9.50m	$E3 = 0.229(2.45)^2 = 1.3746 \text{ ton/m}$ Pasivo = $E3 \times 3 = -4.1237 \text{ ton/m}$ Brazo = 1.82 m

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se analizará cada sección para saber si las dimensiones que se proponen son adecuadas. Para esto utilizaremos la carga muerta, la carga viva más el impacto y el empuje de tierra correspondiente a cada sección.

- Sección 1

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Diafragma.

TABLA III.3 Fuerzas, brazos y momentos para la Sección 1

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	16.3725	0.55	—	9.0049
CV + I	—	5.3529	0.55	—	2.9441
E1	0.6618	—	0.57	0.3772	—
E2	0.4672	—	0.85	0.3971	—
FIG 1	—	1.6320	0.00	—	0
SUMA	1.1290	23.3574	—	0.7743	11.9490

BRAZO\* : ( $O_1$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.5.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = 11.949 + 0.7743 = 12.7233 \text{ ton.m/m}$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

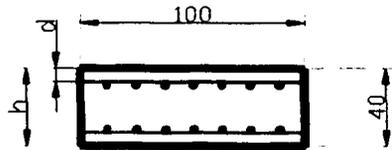


FIGURA III.10. Dimensiones del diafragma.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{6}{40} = 0.15$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{12.7233}{23.3574} = 0.5447m$$

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{40}{54.47} = 0.7343$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 11.8$ , por lo que:

$$f_c \text{ máx} = \frac{CM_r}{bh^2} = \frac{11.8 \times 12.7233}{1.00 \times 0.40^2} = 938.3434 \text{ ton/m}^2 \\ = 93.83 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_{c \text{ permisible}} = 0.4 f'_c \\ f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

PASA

Revisión por cortante.

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{1129}{100 \times 40} = 0.2823 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2823 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

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

PASA

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

- Sección 2

Se analizará el cuerpo para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos la carga muerta, la carga viva más el impacto y el empuje de tierra correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Cuerpo.

TABLA III.4 Fuerzas, brazos y momentos para la Sección 2

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	16.3725	0.00	—	0.0000
CV +I	—	5.3529	0.00	—	0.0000
E1	14.8398	—	2.68	39.7707	—
E2	1.1	—	6.05	6.6550	—
FIG 1	—	1.6320	-0.60	—	-0.9792
FIG 2	—	2.0160	-0.20	—	-0.4032
FIG 3	—	10.8480	0.00	—	0
SUMA	15.9398	36.2214	—	46.4257	-1.3824

BRAZO\* : ( $O_2$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.5.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\text{Momento Total } M_T = 46.4257 - 1.3824 = 45.0433 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

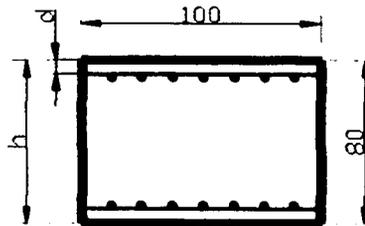


FIGURA III.11. Dimensiones del cuerpo.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{8}{80} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{45.0433}{36.2214} = 1.2435m$$

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{80}{131.99} = 0.6061$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.4$ , por lo que:

$$f_c \text{ máx} = \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{10.4 \times 45.0433}{1.00 \times 0.80^2} = 731.9500 \text{ ton/m}^2 \\ = 73.2 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_c \text{ permisible} = 0.4 f_c \\ f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{15939.8}{100 \times 80} = 1.99 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.99 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } v \text{ permisible} = 0.3 \sqrt{f'c} \\ f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

PASA

- Sección 3

Se analizará el escalón para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos la carga muerta, la carga viva más el impacto y el empuje de tierra correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Escalón.

TABLA III.5 Fuerzas, brazos y momentos para la Sección 3

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	16.3725	-0.15	—	-2.4559
CV +I	—	5.3529	-0.15	—	-0.8029
E1	25.2473	—	3.50	88.3656	—
E2	1.1	—	8.50	9.3500	—
E3	-4.1237	—	0.82	-3.3814	—
FIG 1	—	1.6320	-0.75	—	-1.224
FIG 2	—	2.0160	-0.35	—	-0.7056
FIG 3	—	10.8480	-0.15	—	-1.6272
FIG 4	—	6.4680	0.00	—	0
SUMA	22.2236	42.6894	—	94.3341	-6.8156

BRAZO\* : ( $O_3$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.5.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\text{Momento Total} \quad M_T = 94.3341 - 6.8154 = 87.5185 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

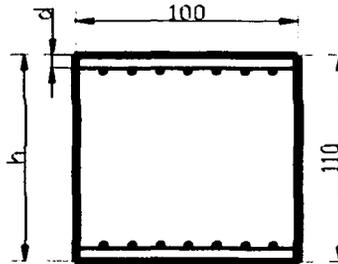


FIGURA III.12. Dimensiones de la escalón.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{11}{110} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{87.5185}{42.6894} = 2.0501m$$

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{110}{236.94} = 0.46$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.3$ , por lo que:

$$f_c \text{ máx} = \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{10.3 \times 87.5185}{1.00 \times 1.10^2} = 744.9900 \text{ ton/m}^2$$

$$= 74.5 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_c \text{ permisible} = 0.4 f_c$$

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

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{22223.6}{100 \times 110} = 2.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.02 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } v_{\text{permisible}} = 0.3 \sqrt{f'c}$$

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

PASA

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

• Sección 4

Se analizará la zapata para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos la carga muerta, la carga viva más el impacto y el empuje de tierra correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento de la Zapata.

TABLA III.6 Fuerzas, brazos y momentos para la Sección 4

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	16.3725	-0.60	—	-9.8235
CV + I	—	5.3529	-0.60	—	-3.2117
E1	25.2473	—	4.50	113.6129	—
E2	1.1	—	1.37	1.5121	—
E3	-4.1237	—	1.82	-7.5051	—
FIG 1	—	1.6320	-1.20	—	-1.9584
FIG 2	—	2.0160	-0.80	—	-1.6128
FIG 3	—	10.8480	-0.60	—	-6.5088
FIG 4	—	6.4680	-0.45	—	-2.9106
FIG 5	—	14.4000	0.00	—	0
FIG 6	—	26.8800	-2.20	—	-59.136
FIG 7	—	5.1840	-1.20	—	-6.2208
FIG 8	—	11.3680	1.55	—	17.6204
SUMA	22.2236	100.5214	—	107.6198	-73.7622

BRAZO\* : (O<sub>i</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.5.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = 107.6198 - 73.7622 = 33.8610 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

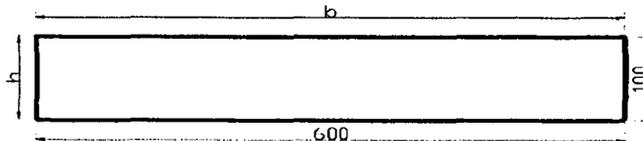


FIGURA III.13. Dimensiones de la figura 4.

Obtenemos el área de la sección

$$A = bh = 6 \times 1 = 6 \text{ m}^2$$

Tenemos el momento de inercia

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 6^3}{12} = 18 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{b}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

### A) Revisión de Esfuerzos

Para verificar esta condición se aplica la Fórmula de la Escuadría.

$$\sigma = \frac{FV}{A} \pm \frac{M_{Ty}}{I}$$

$$\sigma = \frac{100.5214}{6} \pm \frac{33.8610 \times 3}{18} = 16.7536 \pm 5.6435$$

Calculamos el esfuerzo máximo y mínimo los cuales nos indican las compresiones y las tensiones a los que se expone el suelo.

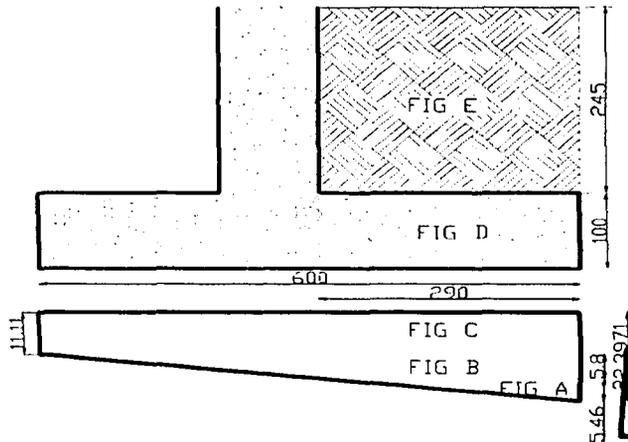
$$\sigma_{m\acute{a}x} = 22.3971 \text{ ton} / \text{m}^2 < 30 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 11.110 \text{ ton} / \text{m}^2$$

(No hay tensiones)

### B) Diseño de la zapata por flexión positiva.

Se muestra el diagrama de los esfuerzos del estribo sobre el suelo. Ponemos el esfuerzo máximo del lado derecho y el mínimo del lado izquierdo, porque nuestro momento total es positivo. Esto indica que la nariz derecha de la zapata está resistiendo un esfuerzo mayor, así que se calculará el momento que se forma de ese lado.



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

FIGURA III.14. Zapata con diagrama de esfuerzos.

Se necesita calcular la altura de la FIG A para obtener su fuerza, por triángulos semejantes obtenemos:

$$\frac{600}{11.2870} = \frac{290}{\text{altura}} \rightarrow \text{altura} = 5.4554 \text{ ton} / \text{m}^2$$

A continuación calculamos las fuerzas y momentos de la parte afectada del estribo para saber si el diseño del peralte de la zapata es el óptimo.

TABLA III.7 Fuerzas, brazos y momentos del diagrama de esfuerzos

FIG	FZA (ton)	BRAZO* (m)	MOMENTO** (ton.m)
A	$5.4554 \times 2.9 \times 0.5 = 7.9$	1.93	15.2470
B	$5.8316 \times 2.9 = 16.9116$	1.45	24.5248
C	$11.1101 \times 2.9 = 32.2193$	1.45	46.7180
D	$1.00 \times 2.9 \times 2.4 = -6.9600$	1.45	-10.0920
E	$2.45 \times 2.9 \times 1.6 = -11.368$	1.45	-16.4836
SUMA	33.0189	---	59.9142

BRAZO\*: ( $O_5$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.14.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Calcularemos la distancia necesaria de la altura menos el recubrimiento, para saber si la zapata está bien diseñada.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kh}} \quad \text{donde } M : \text{ es el momento total que existe en la zapata}$$

$$K : \text{ es una constante de concreto reforzado}$$

$$\text{para } f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h : \text{ altura de la zapata}$$

$$d = \sqrt{\frac{5991420}{13.69 \times 100}} = 66.155 \text{ cm}$$

Se propuso una altura menos el recubrimiento de:

$$h_{zapata} - d_{recubrimiento} = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces observamos:} \quad 66.155 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{22223.6}{100 \times 600} = 0.3704 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.3704 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } v_{permisible} = 0.3 \sqrt{f'_c}$$

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

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

PASA

## DISEÑO DE LAS VARILLAS DEL GRUPO I

Para el diafragma, cuerpo y escalón, el área de acero se calcula con el porcentaje de acero propuesto en la sección correspondiente. Se revisa si resiste la tensión debida a la flexión.

$$A_s = \text{porcentaje} \cdot \text{base} \cdot \text{área}$$

Para obtener en todas las secciones la distancia necesaria entre cada varilla, para el área de acero requerido en la sección correspondiente, se utiliza la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\text{área}_{\text{varilla}} \times 1m}{A_s}$$

En las siguientes tablas se proponen varios diámetros de varilla corrugada para diferentes distancias de separación entre varillas, en una distancia de un metro con respecto a la sección. Se elige la separación más conveniente para la sección correspondiente con relación a las otras del estribo.

- Sección 1 (Diafragma)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 40 \times 100 = 16\text{cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.8. Varillas, áreas y separación para el diafragma

VARILLA	AREA varilla (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	16	7.94 → 7 cm
5C	1.98	100	16	12.38
6C	2.85	100	16	17.81
8C	5.07	100	16	31.69

- Sección 2 (Cuerpo)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 80 \times 100 = 32\text{cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.9. Varillas, área y separación para el cuerpo

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	32	3.97
5C	1.98	100	32	6.19
6C	2.85	100	32	8.91
8C	5.07	100	32	15.84 → 14 cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Sección 3 (Escalón)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 110 \times 100 = 44 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.10. Varillas, área y separación para el escalón

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACIÓN (cm)
4C	1.27	100	44	2.89
5C	1.98	100	44	4.50
6C	2.85	100	44	6.48
8C	5.07	100	44	11.52

- Sección 4 (Zapata)

Para la zapata, el área de acero se calcula para resistir la tensión debida a la flexión, con la siguiente formula:

$$A_s = \frac{M_T}{f_s \cdot j \cdot d}$$

Donde M : es el momento resistente de diseño en la sección de la zapata, tabla II.7.

f<sub>s</sub> : esfuerzo especificado de fluencia del acero kg/cm<sup>2</sup>

d : distancia del la altura diseñada de la zapata menos el recubrimiento

$$A_s = \frac{5991420}{2000 \times 0.9 \times 90} = 36.9841 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.11. Varillas, área y separación para la zapata

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACIÓN (cm)
4C	1.27	100	37	3.43
5C	1.98	100	37	5.35
6C	2.85	100	37	7.70
8C	5.07	100	37	13.70

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Por temperatura (En todo el estribo)

Para prevenir la formación de grietas causadas por cambios de temperatura y contracciones, se pondrá un refuerzo mínimo horizontal.

$A_s = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$  ← área de acero que requiere por metro.

TABLA III.12. Varillas, área y separación para todo el estribo por temperatura.

VARILLA	AREA ( $\text{cm}^2$ )	1 m (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	6	21.17
5C	1.98	100	6	33.00
6C	2.85	100	6	47.50
8C	5.07	100	6	84.50

→ 30cm

Separación de varillas:

El cuerpo y zapata se propone que la separación sea de 14 cm, para que cuando se arme el estribo las varillas queden con la misma distribución.

El diafragma y escalón donde nos damos cuenta que es el más susceptible nos daría una separación de 7 cm, para igualar la separación se hacen paquetes de dos varillas con una separación de 14 cm.

La separación por temperatura se pondrá de 30 cm, ya que es un número más sencillo que 33, a parte porque 30 cm es la máxima separación que puede tener un armado.

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN

La propuesta de varillas en el estribo del GRUPO I, se muestra en la siguiente figura:

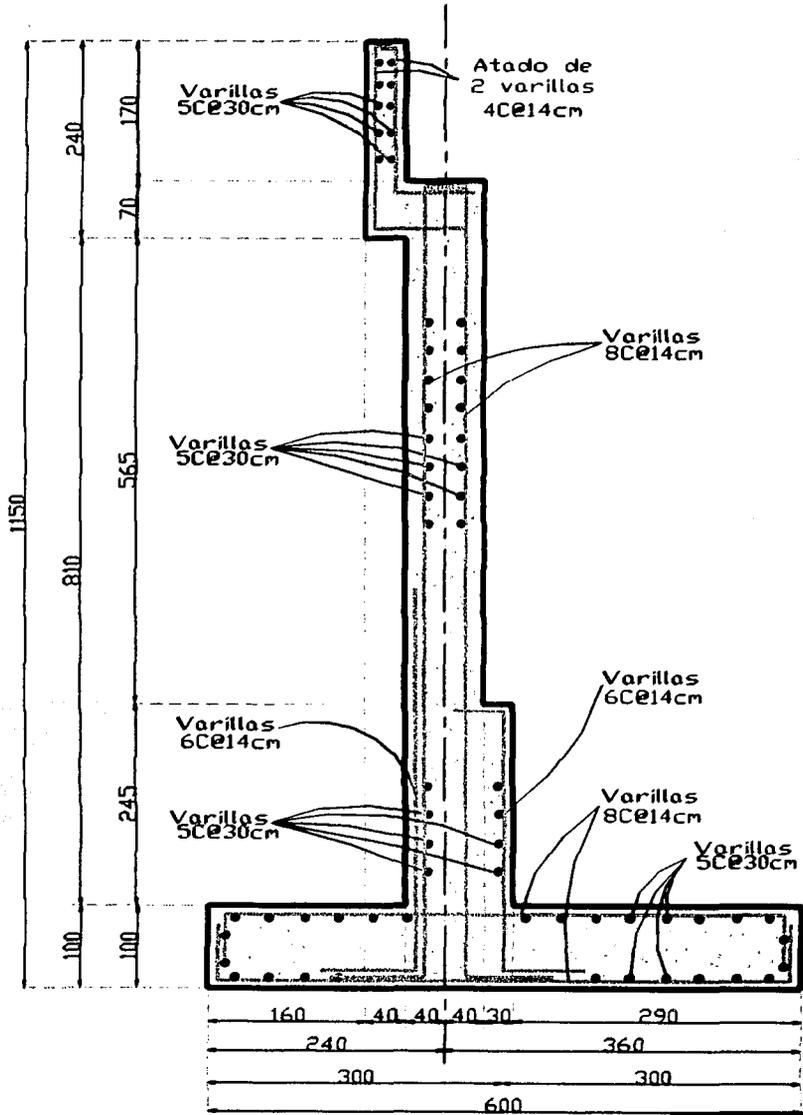


Figura III.15. Estribo con varillas del GRUPO I

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

### **GRUPO III**

**GPO I + FL** (Frenaje) + **F** (Fricción) + **30%VE** (Viento sobre la estructura) + **VCV** (Presión del Viento sobre la Carga Viva)

Como observamos en el Grupo I, se utilizó la Carga Muerta, Carga Viva más Impacto y el Empuje de Tierras lo cual no se volverá a calcular ya que son las mismas dimensiones de la propuesta de estribo para el Grupo III, por esto se tomarán las cantidades del Grupo I.

Con respecto al Frenaje, Fricción, Viento Sobre la Estructura y a la Presión del Viento Sobre la Carga Viva, ya se había calculado en los incisos del cálculo de cargas y fuerzas.

**FL** (Frenaje)

$$\text{Frenaje} = 0.2676 \text{ ton}$$

**F** (Fricción)

$$\text{Fricción} = 5\% \text{CM} = 0.8525 \text{ ton}$$

**30%VE** (Viento sobre la estructura)

Viento sobre la estructura

$$30\% \text{VE}_{\text{Transversal}} = 4.7561 \text{ ton}$$

$$30\% \text{VE}_{\text{Longitudinal}} = 1.1500 \text{ ton}$$

**VCV** (Presión del Viento sobre la Carga Viva)

Carga de viento sobre la carga viva

$$\text{VCV}_{\text{Transversal}} = 4.7561 \text{ ton}$$

$$\text{VCV}_{\text{Longitudinal}} = 1.6380 \text{ ton}$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

El estribo se calculará en varias secciones y figuras, con el fin de que se analice lo más completo posible. La FIGURA III.14 nos muestra el estribo para el GRUPO III.

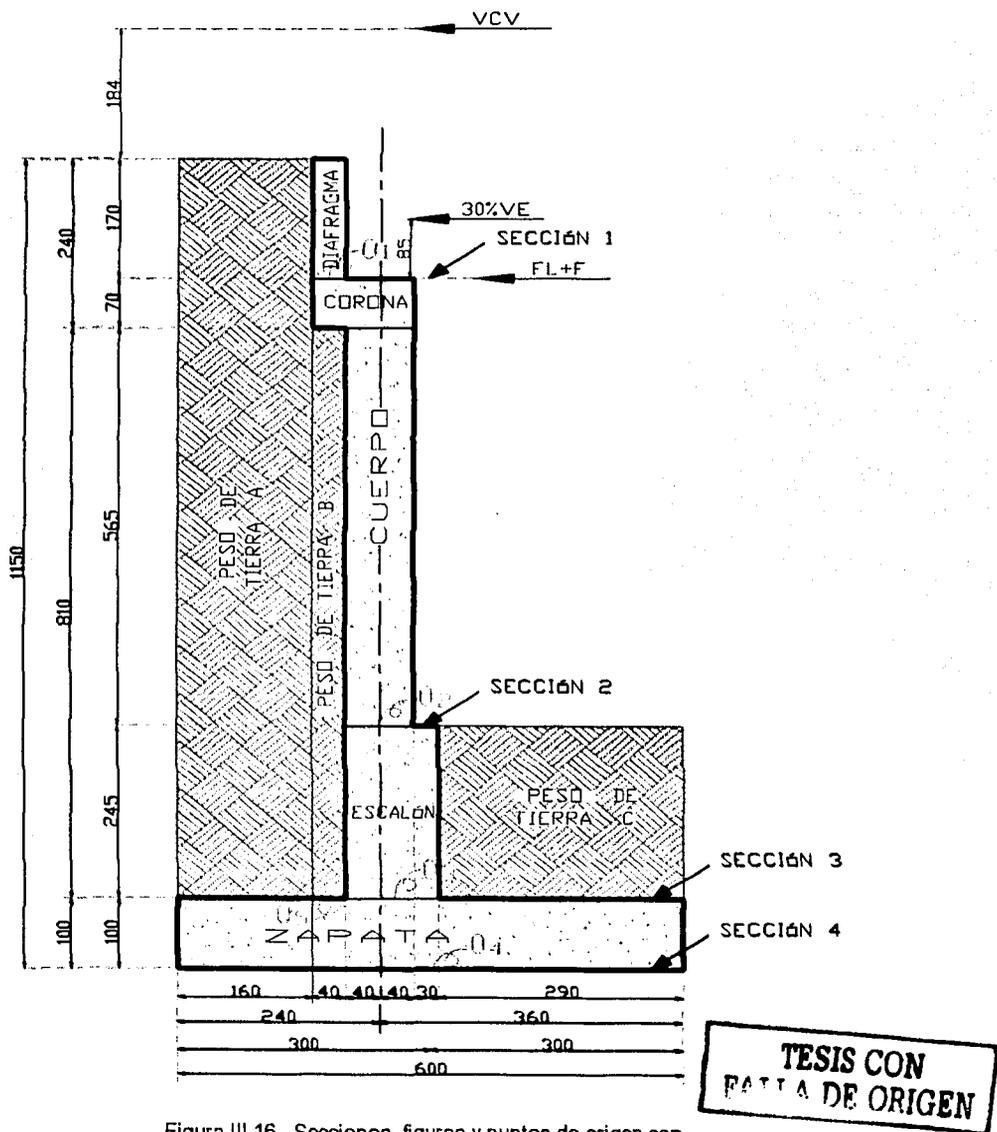


Figura III.16. Secciones, figuras y puntos de origen con respecto a las secciones del GRUPO III.

**TESIS CON  
PATA DE ORIGEN**

Se analizará cada sección para saber si la dimensión que se propuso es la necesaria, para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta, la carga viva más impacto y el empuje de tierra), la fricción, frenaje, viento sobre la estructura y presión del viento sobre la carga viva, correspondiente a cada sección.

- Sección 1

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Diafragma.

TABLA III.13 Fuerzas, brazos y momentos para la Sección 1

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
GPO I	1.1290	23.3572	—	0.7743	11.9490
FRICCIÓN	0.8525	—	0.00	0.0000	—
FRENAJE	0.2676	—	0.00	0.0000	—
30%VEL	1.1500	—	-0.85	-0.9775	—
30%VE T	4.7561	—	-0.85	-4.0427	—
VCV L	1.6380	—	-3.55	-5.8149	—
VCV T	4.0677	—	-3.55	-14.4403	—
SUMA	13.8609	23.3572	—	-24.5011	11.9490

BRAZO\*: (O<sub>1</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.16.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = -24.5011 + 11.9490 = -12.5521 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

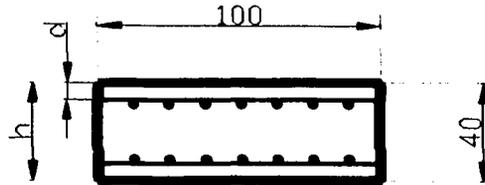


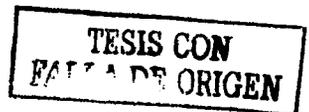
FIGURA III.17. Dimensiones del diafragma.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{6}{40} = 0.15$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{12.5521}{23.3574} = 0.5374m$$



Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{40}{53.74} = 0.7443$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 11.4$ , por lo que:

$$f_c \text{ máx} = \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{11.4 \times 12.5521}{1.00 \times 0.40^2} = 894.337 \text{ ton/m}^2 \\ = 89.44 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_c \text{ permisible} = (0.4f_c) 125\% \\ f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

PASA

Revisión por cortante.

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{13860.9}{100 \times 40} = 3.4652 \text{ kg/cm}^2 \\ 3.4652 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } v_{\text{permisible}} = 0.3\sqrt{f'c} \\ f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

PASA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

• Sección 2

Se analizará el cuerpo para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta, la carga viva más impacto y el empuje de tierra), la fricción, frenaje, viento sobre la estructura y presión del viento sobre la carga viva, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Cuerpo.

TABLA III.14. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 2

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
GPO I	15.9398	36.2214	—	46.4257	1.3824
FRICCIÓN	0.8525	—	-6.35	-5.4134	—
FRENAJE	0.2676	—	-6.35	-1.6993	—
30%VE L	1.1500	—	-7.20	-8.2800	—
30%VE T	4.7561	—	-7.20	-34.2439	—
VCV L	1.6380	—	-9.90	-16.2162	—
VCV T	4.0677	—	-9.90	-40.2702	—
SUMA	28.6717	36.2214	—	-59.6973	1.3824

BRAZO\* : (O<sub>2</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.16.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\text{Momento Total } M_T = -59.6973 + 1.3824 = -58.3089 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

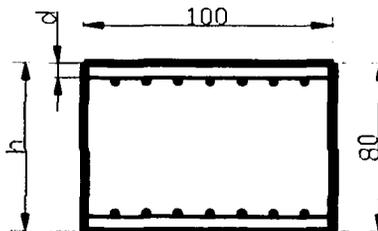


FIGURA III.18. Dimensiones del cuerpo.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{8}{80} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{58.3089}{36.2214} = 1.6098m$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{80}{161} = 0.4969$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.2$ , por lo que:

$$\begin{aligned} f_{c \text{ máx}} &= \frac{CM_r}{bh^2} = \frac{10.2 \times 58.3089}{1.00 \times 0.80^2} = 929.2980 \text{ ton/m}^2 \\ &= 92.93 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } f_{c \text{ permisible}} &= (0.4f_c) 125\% \\ f_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$\begin{aligned} v &= \frac{FH}{bh} = \frac{28671.7}{100 \times 80} = 3.584 \text{ kg/cm}^2 \\ 3.584 \text{ kg/cm}^2 &< 4.74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } v_{\text{permisible}} &= 0.3\sqrt{f'_c} \\ f_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PASA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

• Sección 3

Se analizará el escalón para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta, la carga viva más impacto y el empuje de tierra), la fricción, frenaje, viento sobre la estructura y presión del viento sobre la carga viva, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Escalón.

TABLA III.15. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 3

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
GPO I	22.2236	42.6894	—	94.3340	-6.8156
FRICCIÓN	0.8525	—	-8.80	-7.5020	—
FRENAJE	0.2676	—	-8.80	-2.3549	—
30%VE L	1.1500	—	-9.65	-11.0975	—
30%VE T	4.7561	—	-9.65	-45.8964	—
VCV L	1.6380	—	-12.35	-20.2293	—
VCV T	4.0677	—	-12.35	-50.2361	—
SUMA	34.9555	42.6894	—	-42.9821	-6.8156

BRAZO\* : (O<sub>3</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, , ver Figura III.16.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total

$$M_T = -42.9821 - 6.8156 = -49.7977 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

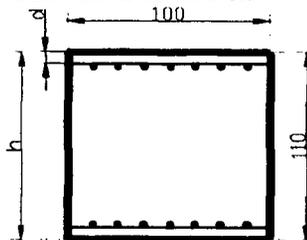


FIGURA III.19. Dimensiones del escalón.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{11}{110} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{49.7977}{42.6894} = 1.1665$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{110}{116.7} = 0.9426$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.2$ , por lo que:

$$f_{c \text{ máx}} = \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{10.2 \times 49.7977}{1.00 \times 1.10^2} = 419.7822 \text{ ton/m}^2 \\ = 41.98 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_{c \text{ permisible}} = (0.4f_c) \text{ 125\%} \\ f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

PASA

#### Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{34955.5}{100 \times 110} = 3.177 \text{ kg/cm}^2 \\ 3.177 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

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

PASA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

• Sección 4

Se analizará la zapata para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta, la carga viva más impacto y el empuje de tierra), fricción, frenaje, viento sobre la estructura y presión del viento sobre la carga viva, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento de la Zapata.

TABLA III.16. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 4

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
GPO I	22.2236	100.5214	—	107.6198	-73.7622
FRICCIÓN	0.8525	—	-9.80	-8.3545	—
FRENAJE	0.2676	—	-9.80	-2.6225	—
30%VE L	1.1500	—	-10.65	-12.2475	—
30%VE T	4.7561	—	-10.65	-50.6525	—
VCV L	1.6380	—	-13.35	-21.8673	—
VCV T	4.0677	—	-13.35	-54.3038	—
SUMA	34.9555	100.5214	—	-42.4282	-73.7622

BRAZO\* : ( $O_4$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, , ver Figura III.16

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = -42.4282 - 73.7622 = -116.1904 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

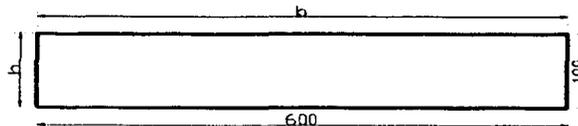


FIGURA III.20. Dimensiones de la zapata.

Obtenemos el área de la sección:

$$A = bh = 6 \times 1 = 6 \text{ m}^2$$

Tenemos el momento de Inercia:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 6^3}{12} = 18 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{b}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

A) Revisión de Esfuerzos.

Para verificar esta condición se aplica la Fórmula de la Escuadría.

$$\sigma = \frac{FV}{A} \pm \frac{M_T y}{I}$$

$$\sigma = \frac{100.5214}{6} \pm \frac{116.1904 \times 3}{18} = 16.7536 \pm 19.3651$$

Calculamos el esfuerzo máximo y mínimo los cuales nos indican las compresiones y las tensiones a los que se expone al suelo.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 36.1187 \text{ ton} / \text{m}^2 < 37.5 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Ya que para el Grupo III tenemos 125% de esfuerzos unitarios, por lo tanto tenemos:

$$\sigma_{permisible} = 30 \times 1.25 = 37.5 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = -2.6115 \text{ ton} / \text{m}^2$$

(Hay tensiones)

Observamos que existen tensiones y sabemos que el terreno no soporta tensiones.

Para solucionar el problema de las tensiones se tiene que rediseñar la zapata, aumentando sus dimensiones para que las tensiones desaparezcan o bien reducir teóricamente la zapata, en la cual todo el esfuerzo se represente en compresión.

Primeramente se tratará de reducir la sección, para las tensiones, comprobando si pasa esta propuesta o requiere más área la zapata.

Se muestra el diagrama que los esfuerzos del estribo se transmiten al suelo. Ponemos el esfuerzo máximo del lado izquierdo y el mínimo del lado derecho, porque nuestro momento total es negativo.

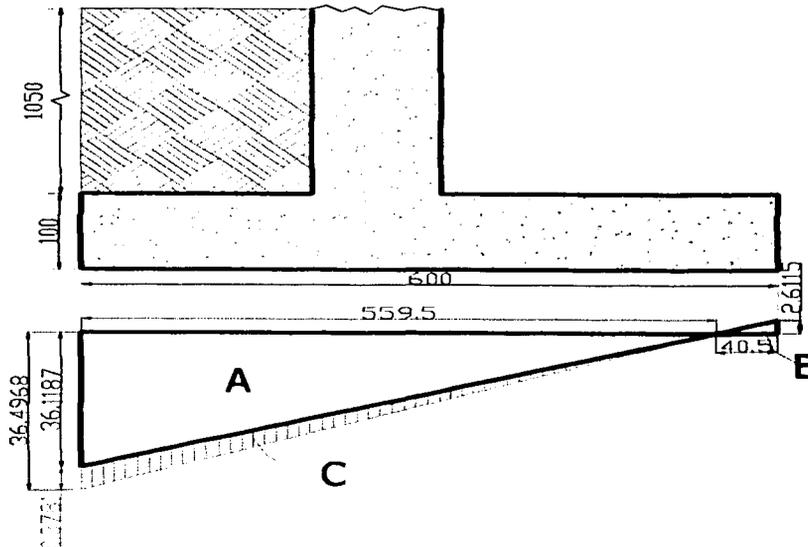


FIGURA III.21.

Diagrama de esfuerzos (supuesto)

Por triángulos semejantes obtenemos la distancia horizontal que forma el triángulo B, para que después podamos tener la distancia del triángulo A.

$$\frac{(36.1187 + 2.6115)}{600} = \frac{2.6115}{\text{distancia}} \rightarrow \text{distancia} = 40.4568 \text{ cm}$$

La distancia del triángulo B es de 32cm y del triángulo A es de:

$$600 - 10.5 = 589.5 \text{ cm}$$

Teniendo las distancias se calculará el volumen del triángulo B, que son las tensiones.

$$\text{Volumen de esfuerzos a tensión} = \frac{\sigma \cdot h}{2} = \frac{2.6115 \times 40.5}{2} = 105.7658 \text{ m}^3$$

Se distribuirá el volumen de esfuerzos a tensión en la sección teóricamente reducida de la zapata.

Sabemos que el volumen se calcula de la siguiente forma

$$V = \frac{\sigma \cdot h}{2}, \text{ y}$$

nos interesa saber la altura que tendrá el triángulo C que es el triángulo de la compensación a compresión, entonces se despeja la fórmula y la altura nos queda de la siguiente forma:

$$\sigma = \frac{2 \cdot V}{b}$$

$$\text{Compensando a compresión} = \frac{2 \times 105.7658}{559.5} = 0.3781 \text{ kg/cm}^2$$

Así que se sumarán los esfuerzos a compresión:

$$36.1187 + 0.3781 = 36.4968 \text{ kg/cm}^2$$

$$36.4968 \text{ kg/cm}^2 < 37.5 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que para el Grupo III tenemos 125% de esfuerzos unitarios,

$$\text{por lo tanto tenemos } \sigma_{\text{permisible}} = 30 \times 1.25 = 37.5 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto se puede aceptar la sección reducida

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## B) Diseño de la zapata

Se muestra el diagrama de los esfuerzos en la zapata teóricamente de sección reducida sobre el suelo. Ponemos el esfuerzo máximo del lado izquierdo y el mínimo del lado derecho, porque nuestro momento total es negativo. Esto indica que la nariz izquierda de la zapata está resistiendo un esfuerzo mayor, así que se calculará el momento que se forma de ese lado.

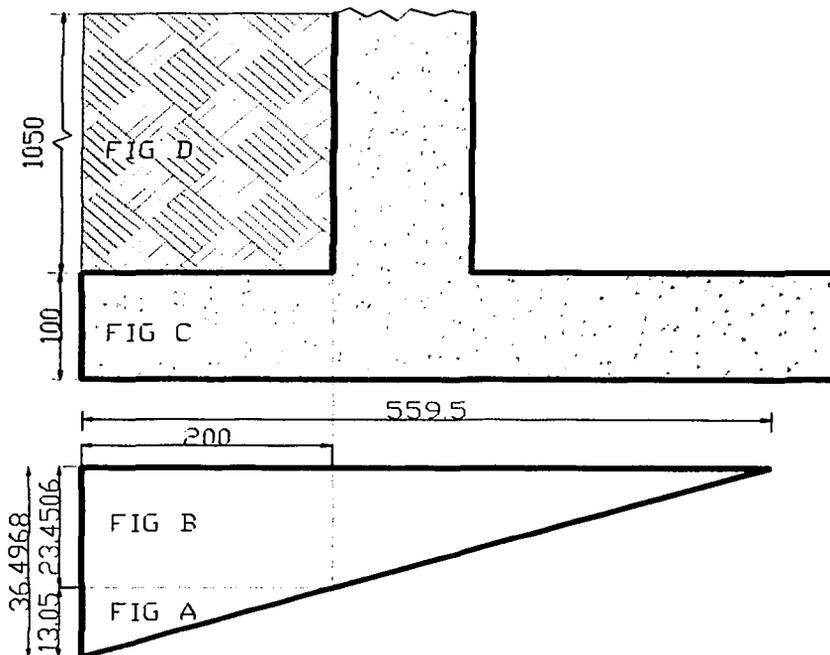


FIGURA III.22. Zapata con diagrama de esfuerzos.

Se necesita calcular la altura de la FIG A para obtener su fuerza, por triángulos semejantes obtenemos:

$$\frac{568}{35.6268} = \frac{200}{\text{altura}} \rightarrow \text{altura} = 12.5446 \text{ ton/m}^2$$

A continuación las fuerzas y momentos de la parte afectada del estribo para saber si el diseño del peralte de la zapata es el óptimo.

TABLA III.17. Fuerzas, brazos y momentos del diagrama de esfuerzos.

FIG	FZA (ton)	BRAZO* (m)	MOMENTO** (ton.m)
A	$13.0462 \times 2.0 \times 0.5 = 13.0462$	1.33	17.3514
B	$23.4506 \times 2.0 = 46.9012$	1.00	46.9012
C	$1.00 \times 2.0 \times 2.4 = -4.80$	1.00	-4.8000
D	$10.50 \times 2 \times 1.6 = -33.6$	1.00	-32.0640
SUMA	21.8448	--	27.3886

BRAZO\*: (O<sub>s</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.16.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Calcularemos la distancia necesaria de la altura menos el recubrimiento, para saber si la zapata está bien diseñada.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kh}} \quad \text{donde } M : \text{ es el momento total que existe en la zapata}$$

K : es una constante de concreto reforzado para  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

h : altura de la zapata

$$d = \sqrt{\frac{2738860}{13.69 \times 100}} = 44.7284\text{cm}$$

Se propuso una altura menos el recubrimiento de:

$$h_{\text{zapata}} - d_{\text{recubrimiento}} = 100 - 10 = 90\text{cm}$$

$$\text{Entonces observamos:} \quad 44.7284\text{cm} < 90\text{cm}$$

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{34955.5}{100 \times 600} = 0.5826\text{kg/cm}^2$$

$$0.5826\text{kg/cm}^2 < 4.74\text{kg/cm}^2$$

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

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

PASA

### DISEÑO DE LAS VARILLAS DEL GRUPO III

Para el diafragma, cuerpo y escalón, el área de acero se calcula con el porcentaje de acero propuesto en la sección correspondiente. Se revisa si resiste la tensión debida a la flexión.

$$A_s = \text{porcentaje} \cdot \text{base} \cdot \text{área}$$

Para obtener en todas las secciones la distancia necesaria entre cada varilla, para el área de acero requerido en la sección correspondiente, se utiliza la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\text{área}_{\text{varilla}} \cdot 1m}{A_s}$$

En las siguientes tablas se proponen varios diámetros de varilla corrugada para diferentes distancias de separación entre varillas, en una distancia de un metro con respecto a la sección. Se elige la separación más conveniente para la sección correspondiente con relación a las otras del estribo.

- Sección 1 (Diafragma)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 30 \times 100 = 12 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.18. Varillas, área y separación para el diafragma.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	12	10.58
5C	1.98	100	12	16.50
6C	2.85	100	12	23.75
8C	5.07	100	12	42.25

→ 10cm

- Sección 2 (Cuerpo)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 80 \times 100 = 32 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.19. Varillas, área y separación para el cuerpo.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	32	3.97
5C	1.98	100	32	6.19
6C	2.85	100	32	8.91
8C	5.07	100	32	15.84

→ 10cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Sección 3 (Escalón)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 110 \times 100 = 44 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.20. Varillas, área y separación para el escalón.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACIÓN (cm)
4C	1.27	100	44	2.89
5C	1.98	100	44	4.50
6C	2.85	100	44	6.48
<b>8C</b>	<b>5.07</b>	<b>100</b>	<b>44</b>	<b>11.52</b>

→ 8cm

- Sección 4 (Zapata)

Para la zapata, el área de acero se calcula para resistir la tensión debida a la flexión, con la siguiente formula:

$$A_s = \frac{M_r}{f'_s \cdot j \cdot d}$$

Donde M : es el momento resistente de diseño en la sección de la zapata, tabla II.7.

f's : esfuerzo especificado de fluencia del acero kg/cm<sup>2</sup>

d : distancia de la altura diseñada de la zapata menos el recubrimiento

$$A_s = \frac{2738860}{2000 \times 0.9 \times 90} = 16.9065 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.21. Varillas, área y separación para la zapata.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACIÓN (cm)
4C	1.27	100	17	7.47
5C	1.98	100	17	11.65
<b>6C</b>	<b>2.85</b>	<b>100</b>	<b>17</b>	<b>16.76</b>
8C	5.07	100	17	29.82

→ 16cm

- Por temperatura (En todo el estribo)

Para prevenir la formación de grietas causadas por cambios de temperatura y contracciones, se pondrá un refuerzo mínimo horizontal.

$A_s = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$  ← área de acero que requiere por metro.

TABLA III.22. Varillas, área y separación para todo el estribo por temperatura.

VARILLA	AREA ( $\text{cm}^2$ )	1 m (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	6	21.17
<b>5C</b>	<b>1.96</b>	<b>100</b>	<b>6</b>	<b>33.00</b>
6C	2.85	100	6	47.50
8C	5.07	100	6	84.50

→ 30cm

#### Separación de varillas:

El diafragma, cuerpo y zapata se propone que la separación sea de 16 cm, para que cuando se arme el estribo las varillas queden con la misma distribución.

El escalón donde nos damos cuenta que es el más susceptible nos daría una separación de 8 cm, para igualar la separación se hacen paquetes de dos varillas con una separación de 16 cm.

La separación por temperatura se pondrá de 30 cm, ya que es un número más sencillo que 33, a parte porque 30 cm es la máxima separación que puede tener un armado.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

La propuesta de varillas en el estribo del GRUPO III, se muestra en la siguiente figura:

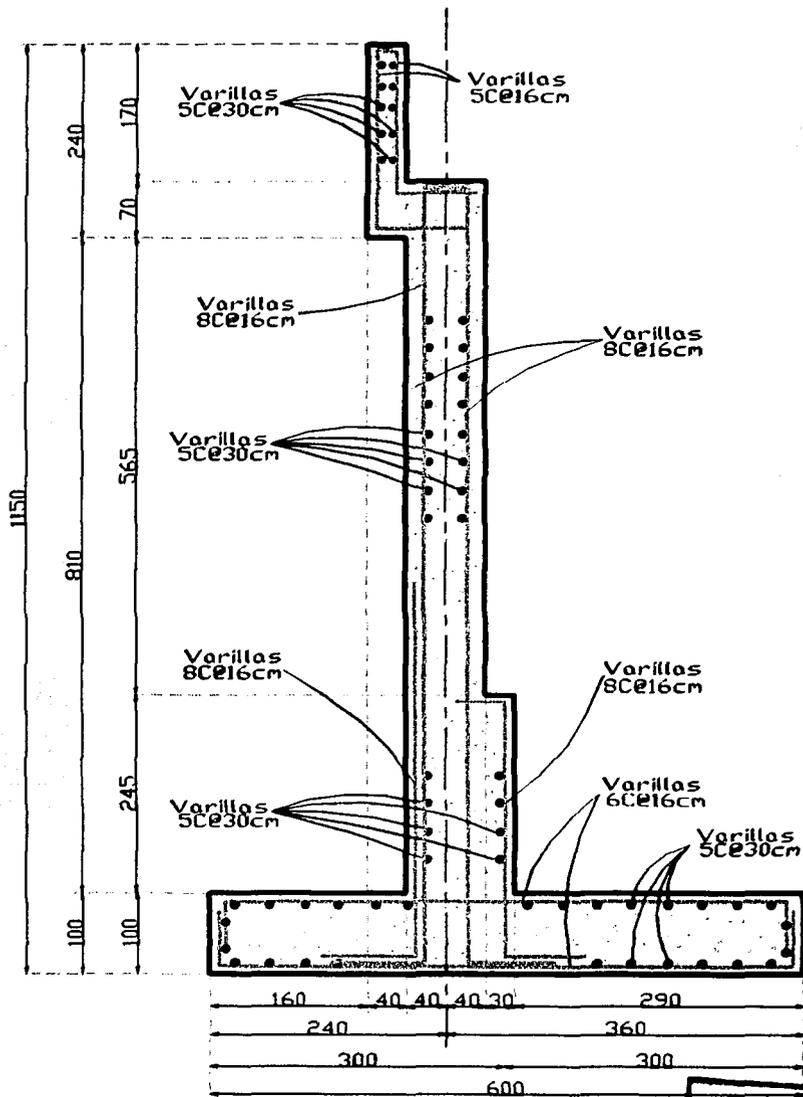


Figura III.23. Estribo con varillas del GRUPO III

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

## GRUPO VII

**CM** (Carga Muerta) + **ET** (Empuje de Tierra) + **TT** (Sismo)

En el Grupo I, se utilizó la Carga Muerta y Empuje de Tierras entre otras lo cual no se volverá a calcular ya que son las mismas dimensiones de la propuesta de estribo para el Grupo VII, por esto se tomarán las cantidades del Grupo I.

Con respecto al Sismo ya se había calculado en los incisos del cálculo de cargas y fuerzas, por lo tanto solo se calculará específicamente para la superestructura y la subestructura.

TT, Sismo.

$$CS = 0.36 \times 1.5 = 0.54$$

Utilizando un coeficiente de reducción por ductilidad:

❖ Para la superestructura → Q = 4

$$CM = \frac{222.6665}{13.60} = 16.3725 \text{ ton.m / m}$$

$$CM_{\text{sismo}} = \frac{16.3725 \times 0.54}{4} = 2.2103 \text{ ton}$$

❖ Para la subestructura → Q = 2

$$\text{DIAFRAGMA} = \frac{1.632 \times 0.54}{2} = 0.4406 \text{ ton}$$

$$\text{CORONA} = \frac{2.016 \times 0.54}{2} = 0.5443 \text{ ton}$$

$$\text{CUERPO} = \frac{10.848 \times 0.54}{2} = 2.9289 \text{ ton}$$

$$\text{ESCALÓN} = \frac{6.468 \times 0.54}{2} = 1.7464 \text{ ton}$$

$$\text{ZAPATA} = \frac{14.4 \times 0.54}{2} = 3.888 \text{ ton}$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

El estribo se calculará en varias secciones y figuras, con el fin de que se analice lo más completo posible. La FIGURA III.24 nos muestra el estribo para el GRUPO VII.

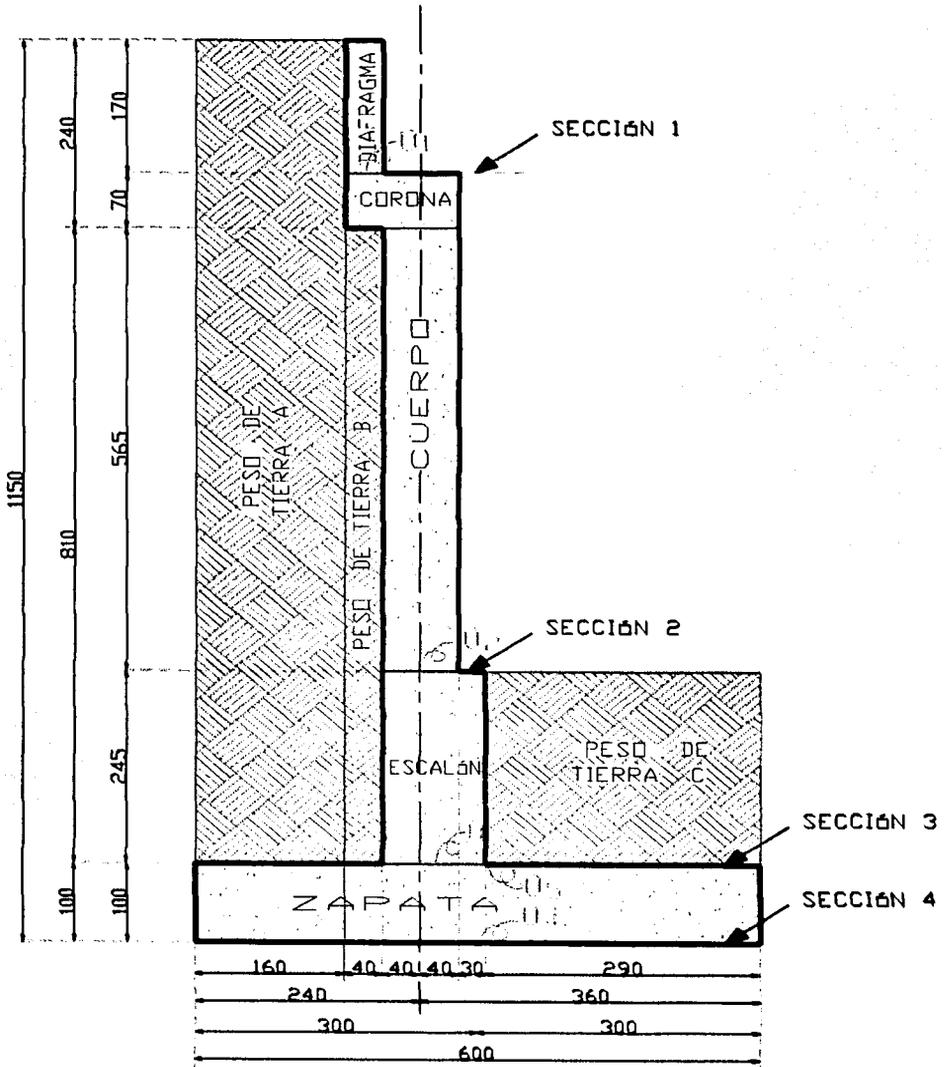


Figura III.24. Secciones, figuras y puntos de origen con respecto a las secciones del GRUPO VII.

Se analizará cada sección para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta y el empuje de tierra) y el sismo, correspondiente a cada sección.

- Sección 1

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Diafragma.

TABLA III.23. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 1

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	2.2103	0.55	—	1.2157
E1	0.6618	—	0.57	0.3772	—
E2	0.4672	—	0.85	0.3971	—
FIG 1	—	0.4406	0.00	—	0
SUMA	1.1290	2.6509	—	0.7743	1.2157

BRAZO\*: (O:) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.24.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = 0.7743 + 1.2157 = 1.9900 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

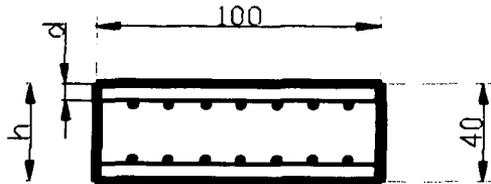


FIGURA III.25. Dimensiones del diafragma.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{6}{40} = 0.15$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{1.9900}{2.6509} = 0.7507m$$

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{40}{75.07} = 0.5328$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 11.6$ , por lo que:

$$\begin{aligned} f_c \text{ máx} &= \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{11.6 \times 1.9900}{1.00 \times 0.40^2} = 144.275 \text{ ton/m}^2 \\ &= 14.43 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } f_c \text{ permisible} &= (0.4f'_c) 133\% \\ f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PASA

#### Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$\begin{aligned} v &= \frac{FH}{bh} = \frac{1129}{100 \times 40} = 0.2823 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2823 \text{ kg/cm}^2 &< 4.74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } v \text{ permisible} &= 0.3\sqrt{f'_c} \\ f_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

PASA

• Sección 2

Se analizará el cuerpo para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta y empuje de tierra) y el sismo, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Cuerpo.

TABLA III.24. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 2

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	2.2103	0.00	—	0.0000
E1	14.8398	—	2.68	39.7707	—
E2	1.1	—	6.05	6.6550	—
FIG 1	—	0.4406	-0.60	—	-0.26436
FIG 2	—	0.5443	-0.20	—	-0.10886
FIG 3	—	2.9289	0.00	—	0
SUMA	15.9398	6.1241	—	46.4257	-0.3732

BRAZO\* : ( $O_2$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.24.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\text{Momento Total} \quad M_T = 46.4257 - 0.3732 = 46.0525 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

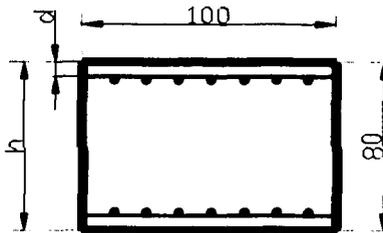


FIGURA III.26. Dimensiones del cuerpo.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{8}{80} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{46.0525}{6.1241} = 7.5199m$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{80}{751.99} = 0.1063$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de  $n$  es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente  $C$ . Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.1$ , por lo que:

$$\begin{aligned} f_c \text{ máx} &= \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{10.1 \times 46.0525}{1.00 \times 0.80^2} = 726.7660 \text{ ton} / m^2 \\ &= 72.7 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } f_c \text{ permisible} &= (0.4f'_c) 133\% \\ f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PASA

#### Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación según las especificaciones de las A.A.S.H.O. 1.5.21 (cortante).

$$\begin{aligned} v &= \frac{FH}{bh} = \frac{15939.8}{100 \times 80} = 1.99 \text{ kg} / \text{cm}^2 \\ 1.99 \text{ kg} / \text{cm}^2 &< 4.74 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{siendo } v \text{ permisible} &= 0.3 \sqrt{f'_c} \\ f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PASA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

• Sección 3

Se analizará el escalón para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta y empuje de tierra) y el sismo, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento del Escalón.

TABLA III.25. Fuerzas, brazos y momentos con respecto para la sección 3

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	2.2103	-0.15	—	-0.3315
E1	25.2473	—	3.50	88.3656	—
E2	1.1	—	8.50	9.3500	—
E3	-4.1237	—	0.82	-3.3814	—
FIG 1	—	0.4406	-0.75	—	-0.33045
FIG 2	—	0.5443	-0.35	—	-0.190505
FIG 3	—	2.9289	-0.15	—	-0.439335
FIG 4	—	1.7464	0.00	—	0
SUMA	22.2236	7.8705	—	94.3341	-1.2918

BRAZO\* : ( $O_3$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, , ver Figura III.24.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Momento Total  $M_T = 94.3341 - 1.2918 = 93.0423 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

Utilizando las gráficas Southerland and Reese se obtiene el esfuerzo del concreto a flexión y se compara con el esfuerzo máximo del concreto.

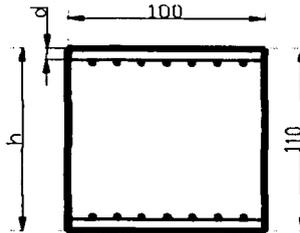


FIGURA III.27. Dimensiones del escalón.

Para esto se necesita obtener la relación entre el recubrimiento con el peralte de la sección.

$$\frac{d}{h} = \frac{11}{110} = 0.10$$

La excentricidad del diafragma se obtiene de la siguiente forma:

$$e = \frac{M_T}{FV} = \frac{93.0423}{7.8705} = 11.8217m$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Con la cual se calcula la relación del peralte de la sección con la excentricidad:

$$\frac{h}{e} = \frac{110}{1182.17} = 0.093$$

El porcentaje de acero que se pondrá por norma según el inciso 1.5.9 (F) (1) de las A.A.S.H.O. (refuerzo longitudinal) será de 0.8% como máximo, así que el porcentaje equivalente por cada cara de la sección será de 0.4%.

El valor de n es la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto, esta relación es igual a 9, indicadas en A.A.S.H.O. en el inciso 1.5.2 (4), para un  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas a los 28 días.

Con el porcentaje de acero requerido en una cara de la sección multiplicado por la relación del módulo de elasticidad del acero con el módulo de elasticidad del concreto obtenemos en las gráficas Southerland and Reese el coeficiente C. Finalmente con las mismas gráficas obtenemos el esfuerzo ( $f_c$ ) máximo de la sección calculada.

$$pn = 0.004 \times 9 = 0.036$$

Con este valor y las gráficas de Southerland and Reese se obtiene  $C = 10.1$ , por lo que:

$$f_c \text{ máx} = \frac{CM_T}{bh^2} = \frac{10.1 \times 93.0423}{1.00 \times 1.10^2} = 776.634 \text{ ton/m}^2$$

$$= 77.66 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } f_c \text{ permisible} = (0.4f'c) 133\%$$

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

PASA

#### Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{22223.6}{100 \times 110} = 2.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.02 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{siendo } v \text{ permisible} = 0.3\sqrt{f'c}$$

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

PASA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

• Sección 4

Se analizará la zapata para saber si las dimensiones que se propusieron son adecuadas. Para esto utilizaremos el GRUPO I (carga muerta y empuje de tierra) y el sismo, correspondiente a cada sección.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para definir la fuerza y el momento de la Zapata.

TABLA III.26. Fuerzas, brazos y momentos para la sección 4

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	2.2103	-0.60	—	-1.3262
E1	25.2473	—	4.50	113.6129	—
E2	1.1	—	1.37	1.5121	—
E3	-4.1237	—	1.82	-7.5051	—
DIAFRAGMA	—	0.4406	-1.20	—	-0.52872
CABEZAL	—	0.5443	-0.80	—	-0.43544
CUERPO	—	2.9269	-0.60	—	-1.75734
ESCALON	—	1.7464	-0.45	—	-0.78588
ZAPATA	—	3.8880	0.00	—	0
Peso de Tierra A	—	26.8800	-2.20	—	-59.136
Peso de Tierra B	—	5.1840	-1.20	—	-6.2208
Peso de Tierra C	—	11.3680	1.55	—	17.6204
SUMA	22.2236	55.1905	—	107.6198	-52.5700

BRAZO\* : ( $O_4$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.24.

MOMENTO\*\* : el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\text{Momento Total} \quad M_T = 107.6198 - 52.5700 = 55.0498 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

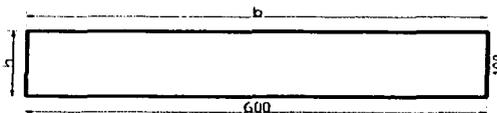


FIGURA III.28. Dimensiones de la figura 4.

Obtenemos el área de la sección:

$$A = bh = 6 \times 1 = 6 \text{ m}^2$$

Tenemos el momento de Inercia:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 6^3}{12} = 18 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{b}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

A) Revisión de Esfuerzos.

Para verificar esta condición se aplica la Fórmula de la Escuadría.

$$\sigma = \frac{FV}{A} \pm \frac{M_T \cdot y}{I}$$

$$\sigma = \frac{55.1905}{6} \pm \frac{55.0498 \times 3}{18} = 9.1984 \pm 9.1749$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Calculamos el esfuerzo máximo y mínimo los cuales nos indican las compresiones y las tensiones a los que se expone al suelo.

$$\sigma_{máx} = 18.3733 \text{ ton} / \text{m}^2 < 39.9 \text{ ton} / \text{m}^2$$

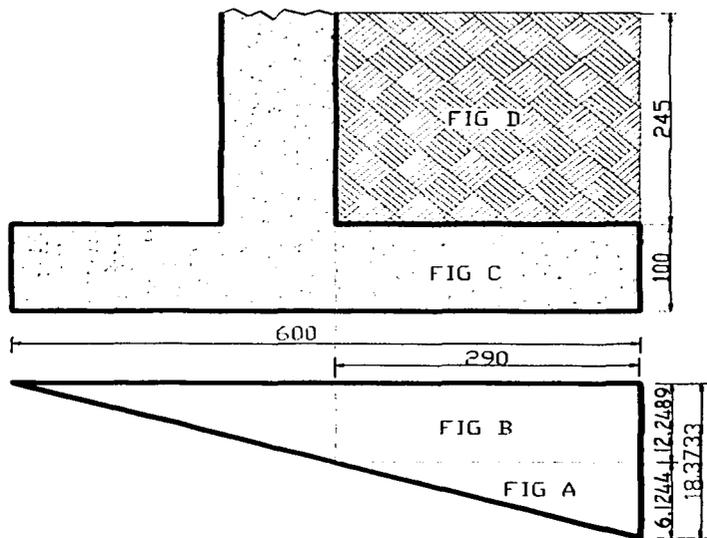
Ya que para el Grupo VII tenemos 133% de esfuerzos unitarios, por lo tanto tenemos:

$$\sigma_{permisible} = 30 \times 1.33 = 39.9 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{mín} = -0.0235 \text{ ton} / \text{m}^2 \approx 0 \text{ ton} / \text{m}^2 \text{ (No hay tensiones)}$$

### B) Diseño de la zapata

Se muestra el diagrama de los esfuerzos del estribo sobre el suelo. Ponemos el esfuerzo máximo del lado derecho y el mínimo del lado izquierdo, porque nuestro momento total es positivo. Esto indica que la nariz derecha de la zapata está resistiendo un esfuerzo mayor, así que se calculará el momento que se forma de ese lado.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FIGURA III.29. Zapata con diagrama de esfuerzos.

Se necesita calcular la altura de la FIG A para obtener su fuerza, por triángulos semejantes obtenemos:

$$\frac{600}{18.3733} = \frac{290}{altura} \rightarrow altura = 6.1244 \text{ ton} / \text{m}^2$$

A continuación calculamos las fuerzas y momentos de la parte afectada del estribo para saber si el diseño del peralte de la zapata es el óptimo.

TABLA III.27 Fuerzas, brazos y momentos del diagrama de esfuerzos

FIG	FZA (ton)	BRAZO* (m)	MOMENTO** (ton.m)
A	$6.1244 \times 2.9 \times 0.5 = 8.8804$	1.93	17.1391
B	$8.3926 \times 2.9 = 35.5218$	1.45	51.5066
C	$1.00 \times 2.9 \times 2.4 = -6.9600$	1.45	-10.0920
D	$2.45 \times 2.9 \times 1.6 = -6.728$	1.45	-9.7556
SUMA	30.7142	—	48.7981

BRAZO\*: (O<sub>s</sub>) el punto con respecto al cual se toma el momento, ver Figura III.14.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

Calcularemos la distancia necesaria de la altura menos el recubrimiento, para saber si la zapata está bien diseñada.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kh}} \quad \text{donde } M : \text{ es el momento total que existe en la zapata}$$

K : es una constante de concreto reforzado  
para  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
h : altura de la zapata

$$d = \sqrt{\frac{4879810}{13.69 \times 100}} = 59.7035 \text{ cm}$$

Se propuso una altura menos el recubrimiento de:

$$h_{\text{zapata}} - d_{\text{recubrimiento}} = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

Entonces observamos:  $59.7 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$

PASA

Revisión por cortante

El esfuerzo cortante se calculará con la siguiente ecuación tomada de las especificaciones A.A.S.H.O. 1.5.21.

$$v = \frac{FH}{bh} = \frac{22223.6}{100 \times 600} = 0.3704 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.3704 \text{ kg/cm}^2 < 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

siendo  $v_{\text{permisible}} = 0.3 \sqrt{f'c}$   
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

PASA

**RESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## DISEÑO DE LAS VARILLAS DEL GRUPO VII

Para el diafragma, cuerpo y escalón, el área de acero se calcula con el porcentaje de acero propuesto en la sección correspondiente. Se revisa si resiste la tensión debida a la flexión.

$$A_s = \text{porcentaje} \cdot \text{base} \cdot \text{área}$$

Para obtener en todas las secciones la distancia necesaria entre cada varilla, para el área de acero requerido en la sección correspondiente, se utiliza la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\text{área}_{\text{varilla}} \times 1\text{m}}{A_s}$$

En las siguientes tablas se proponen varios diámetros de varilla corrugada para diferentes distancias de separación entre varillas, en una distancia de un metro con respecto a la sección. Se elige la separación más conveniente para la sección correspondiente con relación a las otras del estribo.

- Sección 1 (Diafragma)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 30 \times 100 = 12 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.28. Varillas, área y separación para el diafragma.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	12	10.58
<b>5C</b>	<b>1.98</b>	<b>100</b>	<b>12</b>	<b>16.50</b>
6C	2.85	100	12	23.75
8C	5.07	100	12	42.25

→ 16cm

- Sección 2 (Cuerpo)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 80 \times 100 = 32 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.29. Varillas, área y separación para el cuerpo.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	32	3.97
5C	1.98	100	32	6.19
6C	2.85	100	32	8.91
<b>8C</b>	<b>5.07</b>	<b>100</b>	<b>32</b>	<b>15.84</b>

→ 16cm

- Sección 3 (Escalón)

Se propuso el 0.40% de acero por cara, así que:

$$A_s = 0.004 \times 110 \times 100 = 44 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.30. Varillas, área y separación para el escalón.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	44	2.89
5C	1.98	100	44	4.50
6C	2.85	100	44	6.48
<b>8C</b>	<b>5.07</b>	<b>100</b>	<b>44</b>	<b>11.52</b>

→ 8cm

- Sección 4 (Zapata)

Para la zapata, el área de acero se calcula para resistir la tensión debida a la flexión, con la siguiente formula:

$$A_s = \frac{M_r}{f_s \cdot j \cdot d}$$

Donde M : es el momento resistente de diseño en la sección de la zapata, tabla II.7.

f<sub>s</sub> : esfuerzo especificado de fluencia del acero kg/cm<sup>2</sup>

d : distancia del la altura diseñada de la zapata menos el recubrimiento

$$A_s = \frac{4879810}{2000 \times 0.9 \times 90} = 30.1222 \text{ cm}^2/\text{m} \leftarrow \text{área de acero que requiere por metro.}$$

TABLA III.31. Varillas, área y separación para la zapata.

VARILLA	AREA (cm <sup>2</sup> )	1 m (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	SEPARACION (cm)
4C	1.27	100	30	4.23
5C	1.98	100	30	6.60
6C	2.85	100	30	9.50
<b>8C</b>	<b>5.07</b>	<b>100</b>	<b>30</b>	<b>16.90</b>

→ 16cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE  
POR LA BIBLIOTECA

- Por temperatura (En todo el estribo)

Para prevenir la formación de grietas causadas por cambios de temperatura y contracciones, se pondrá un refuerzo mínimo horizontal.

$A_s = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$  ← área de acero que requiere por metro.

TABLA III.32 . Varillas, área y separación para todo el estribo por temperatura.

VARILLA	AREA ( $\text{cm}^2$ )	1 m (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	SEPARACIÓN (cm)
4C	1.27	100	6	21.17
5C	1.98	100	6	33.00
6C	2.85	100	6	47.50
8C	5.07	100	6	84.50

→ 30cm

#### Separación de varillas:

El diafragma, el cuerpo y la zapata se propone que la separación sea de 16 cm, para que cuando se arme el estribo las varillas queden con la misma distribución.

En el escalón donde nos damos cuenta que es el más susceptible nos daría una separación de 8 cm, para igualar la separación se hacen paquetes de dos varillas con una separación de 16 cm.

La separación por temperatura se pondrá de 30 cm, ya que es un número más sencillo que 33, a parte porque 30 cm es la máxima separación que puede tener un armado.

La propuesta de varillas en el estribo del GRUPO VII, se muestra en la siguiente figura:

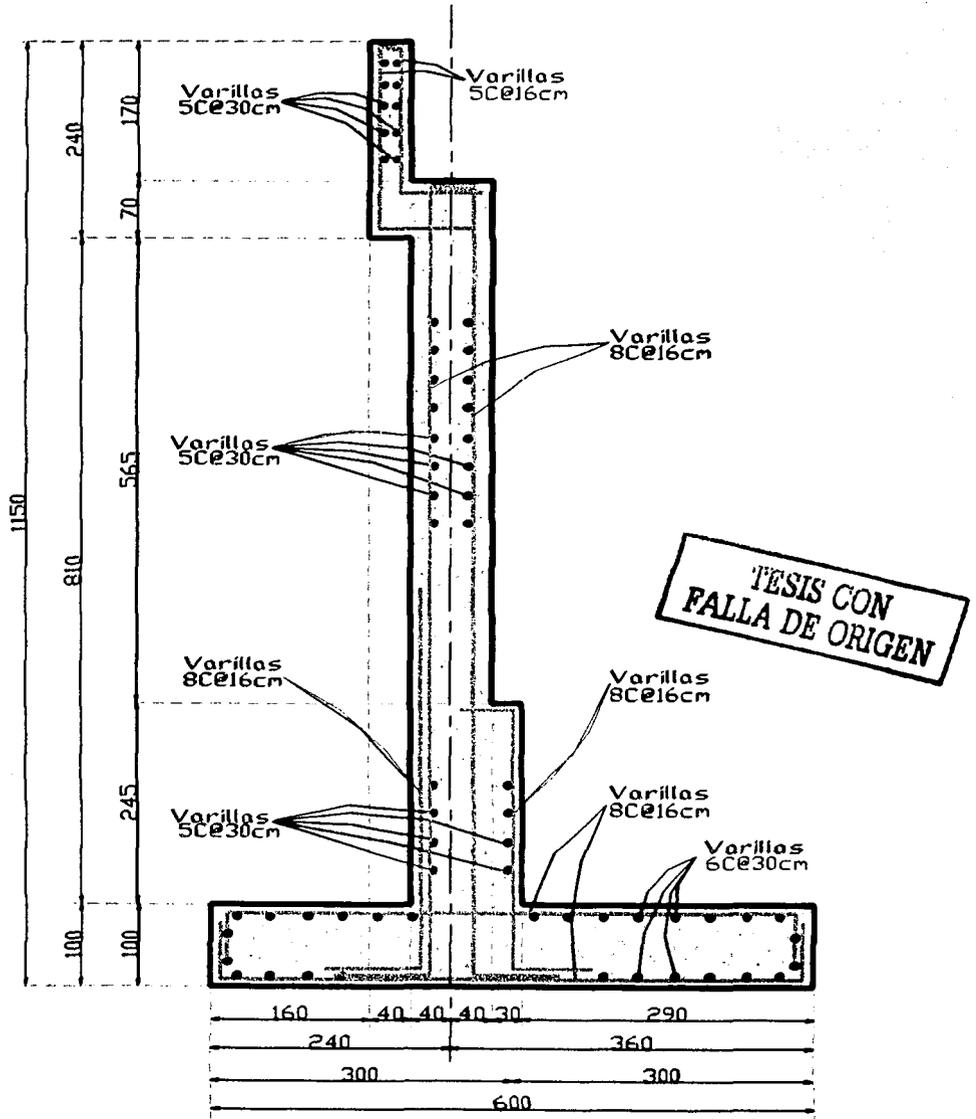


Figura III.30. Estribo con varillas del GRUPO VII

## REFUERZO DEL ESTRIBO

Observamos que de las tres combinaciones que se hicieron de cargas y fuerzas, la más desfavorable fue el Grupo I, porque requiere más acero en los elementos del estribo, por lo cual se tomarán y se trabajarán con los resultados del Grupo.

La siguiente figura, será el estribo definitivo y se analizará el estribo por deslizamiento y por volteo.

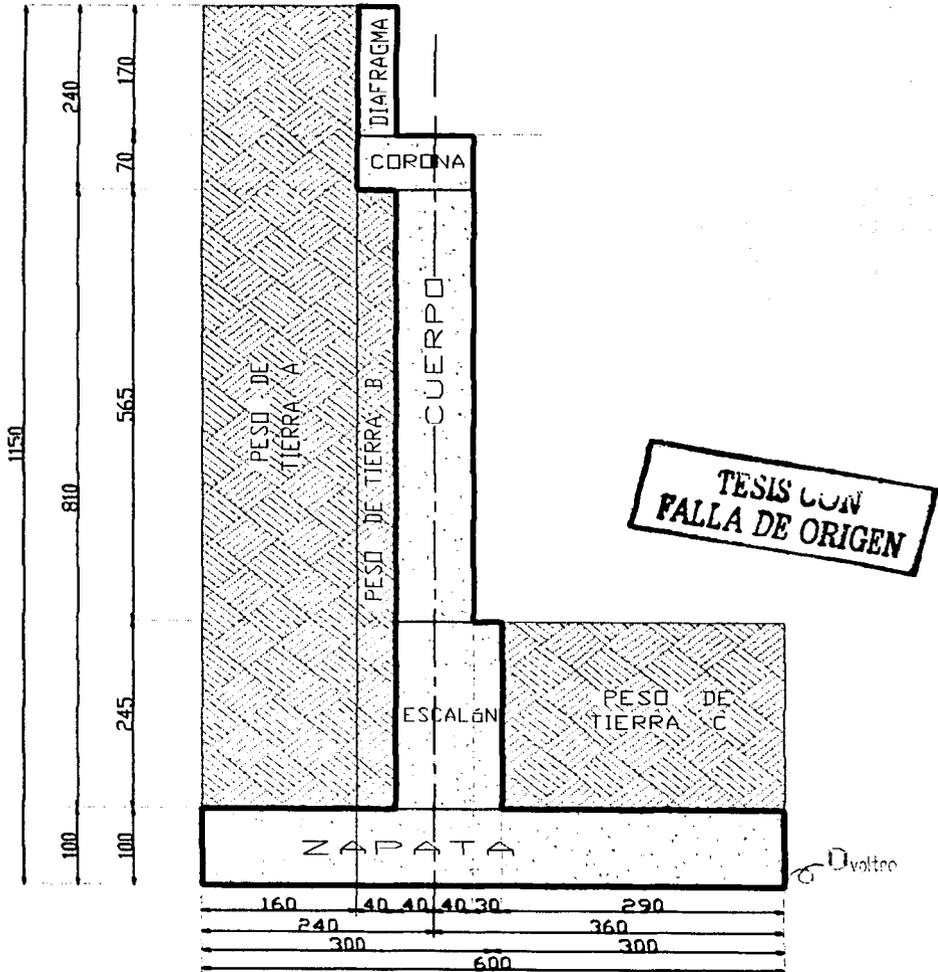


Figura III.31. Estribo con punto de referencia para la Condición de Volteo.

Condición por Deslizamiento:

De la tabla TABLA III.6, obtenemos las sumatoria de fuerzas horizontales y verticales del Grupo I de la sección 4.

$$\frac{\mu \sum FV}{\sum FH} \geq 2 \quad \text{donde } \mu=0.6$$

$$\frac{0.6 \times 100.5214}{22.2236} = 2.7 > 2$$

PASA

Condición de Volteo

Como ya lo hemos visto el empuje de tierra es grande, por lo tanto también se revisará el estribo por volteo. Con la siguiente tabla, podremos observar si el estribo fallará por volteo, poniendo el punto de referencia para el brazo en el lugar más desfavorable para voltear y con la siguiente fórmula observamos el comportamiento; en donde se divide la suma del momento a favor (MV) entre la suma del momento en contra (MH), si este valor es mayor o igual a dos, nos indica que no voltea, de lo contrario volteará y se tendría que rediseñar el estribo.

TABLA III.33. Fuerzas, brazos y momentos para la condición de volteo.

CONCEPTO	INTENSIDAD		BRAZO*	MOMENTO**	
	FH	FV		MH	MV
CM	—	16.3725	-3.60	—	-58.9410
CV +I	—	5.3529	-3.60	—	-19.2704
E1	25.2473	—	4.50	113.6129	—
E2	1.1	—	1.37	1.5121	—
E3	-4.1237	—	1.82	-7.5051	—
FIG 1	—	1.6320	-4.20	—	-6.8544
FIG 2	—	2.0160	-3.80	—	-7.6608
FIG 3	—	10.8480	-3.60	—	-39.0528
FIG 4	—	6.4680	-3.45	—	-22.3146
FIG 5	—	14.4000	-3.00	—	-43.2
FIG 6	—	26.8800	-5.20	—	-139.776
FIG 7	—	5.1840	-4.20	—	-21.7728
FIG 8	—	11.3680	-1.45	—	-16.4836
SUMA	22.2236	100.5214	—	107.6198	-375.3264

BRAZO\*: ( $O_{\text{volteo}}$ ) el punto con respecto al cual se toma el momento para volteo.

MOMENTO\*\*: el momento será positivo si va en dirección de las manecillas del reloj.

$$\frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 2$$

$$\frac{375.3264}{107.6198} = 3.4875 > 2$$

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

PASA

El concreto reforzado es un material de construcción ideado para que la combinación de acero y concreto trabajen como unidad estructural, con lo que se aprovechan de la mejor manera posible las propiedades de cada uno de estos materiales.

El acero y el concreto trabajan juntos exitosamente porque:

- Al endurecerse el concreto se contrae y aprisiona firmemente al acero, cuando en esta unidad estructural se aplican cargas los dos materiales actúan como si fueran uno solo.
- El concreto protege al acero de refuerzo contra la corrosión. Al espesor de concreto que existe sobre el acero se le conoce como recubrimiento. El concreto es un buen aislante que protege al refuerzo de la pérdida de resistencia.

Las siguientes figuras muestran las dimensiones y el refuerzo del estribo en tres cortes.

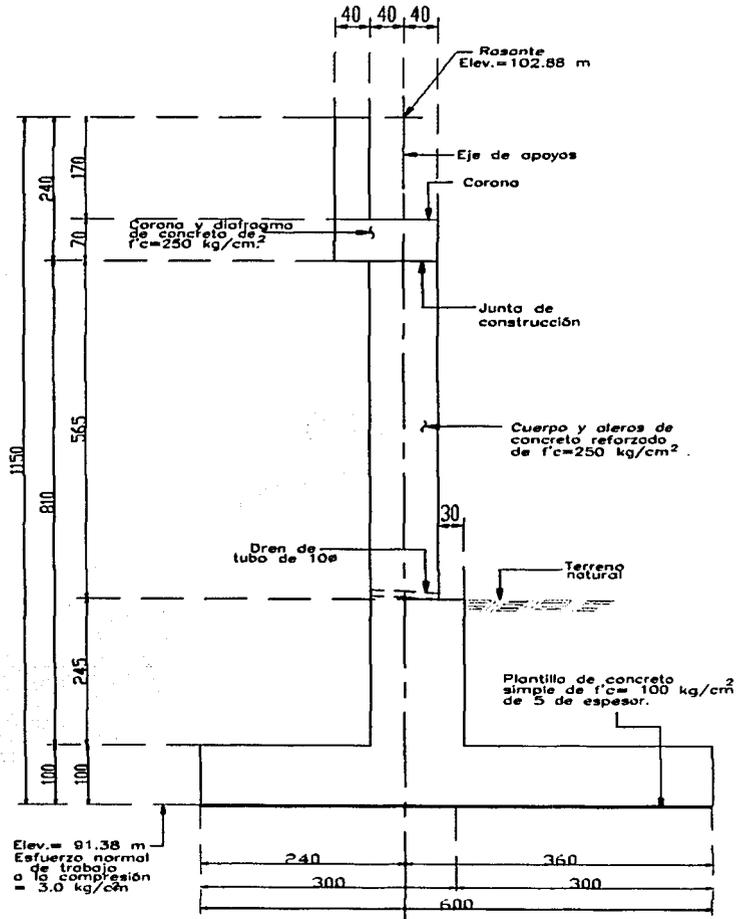


Figura III.32.

Dimensiones del estribo definitivo del proyecto, en corte.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

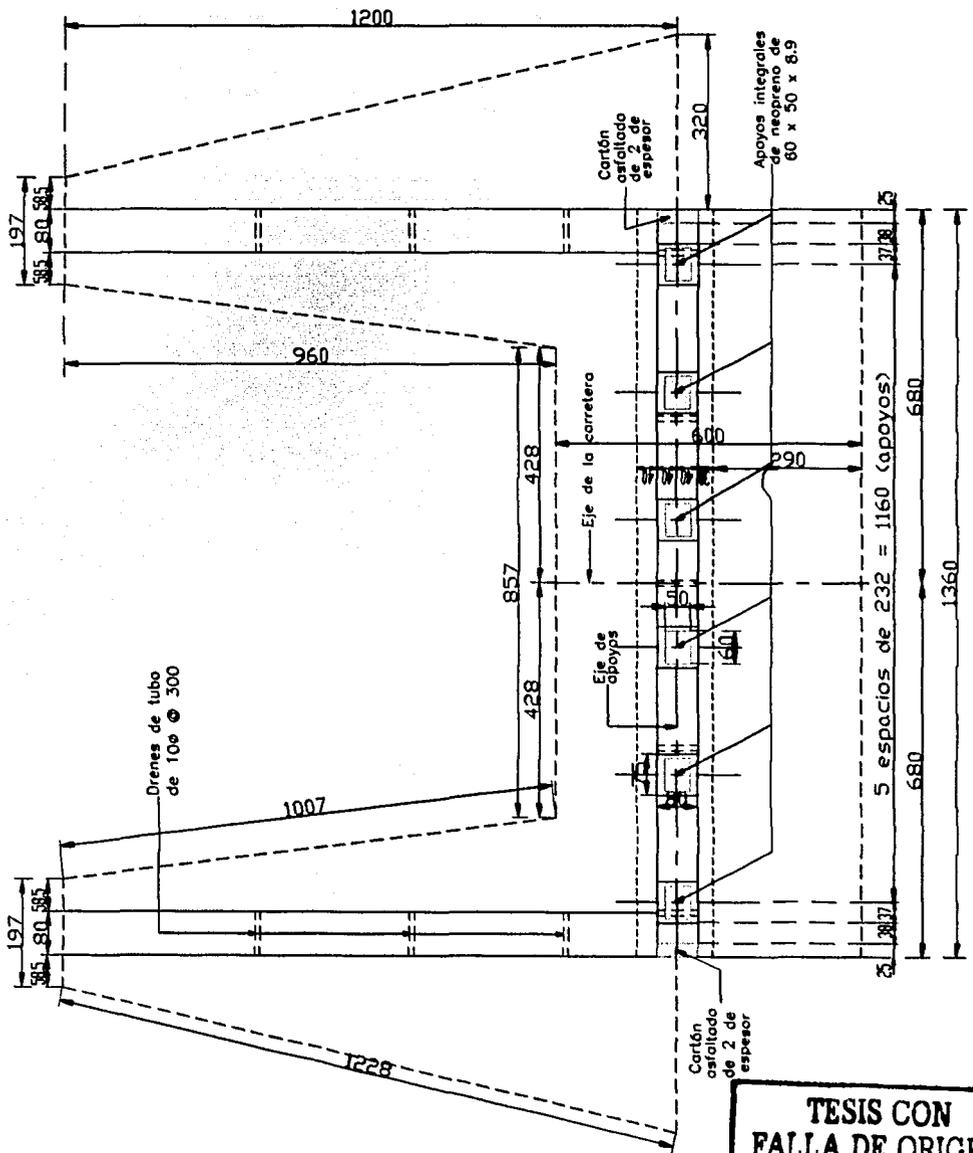


Figura III.33. Dimensiones del estribo definitivo del proyecto, en planta.



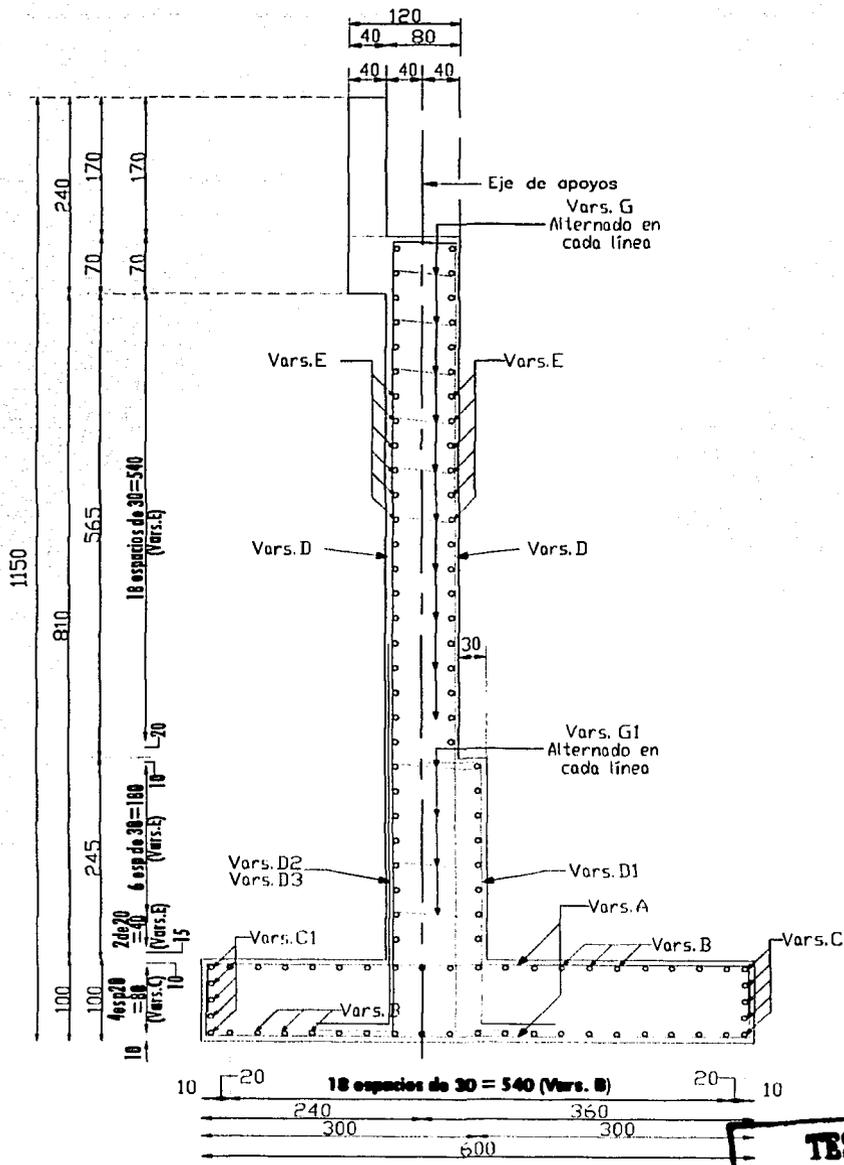


Figura III.35. Refuerzo del estribo, en corte.

**TESIS CON  
FAY LA DE ORIGEN**

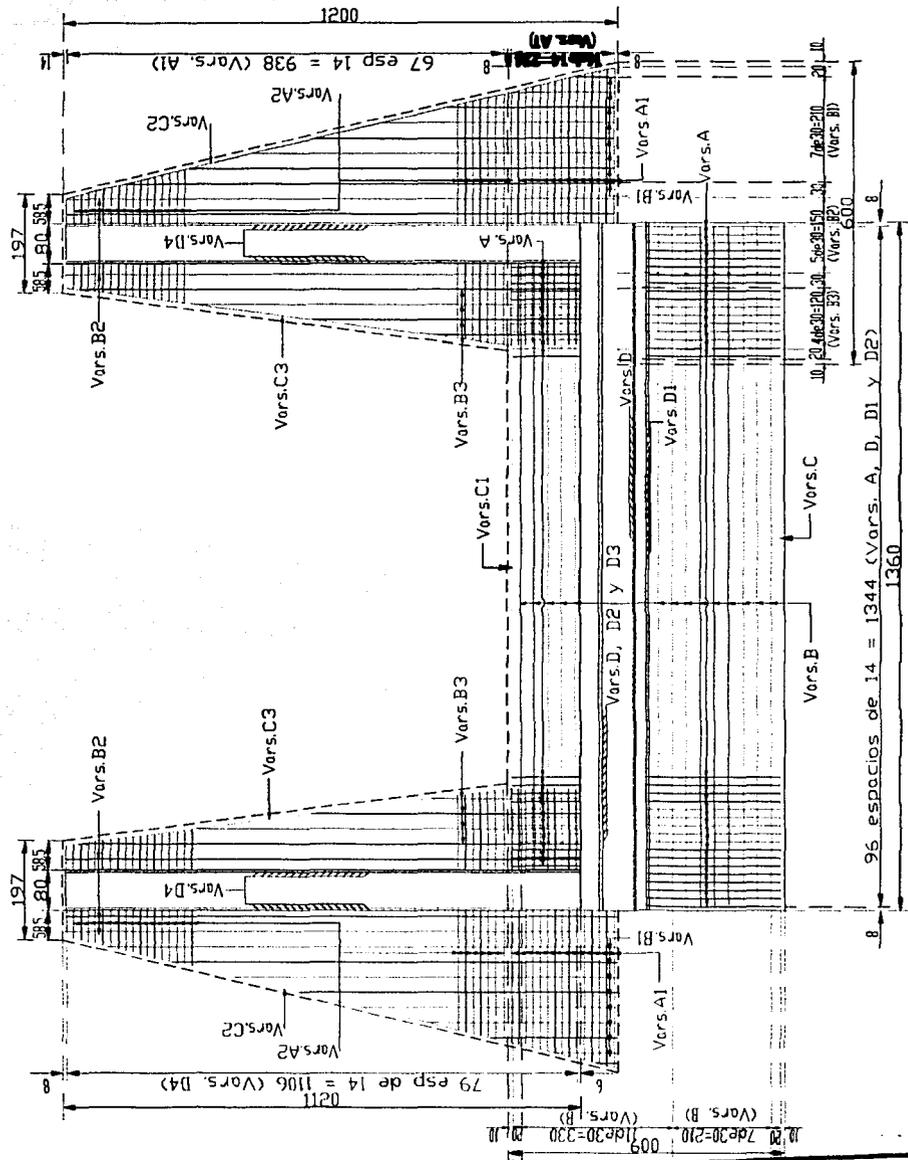


Figura III.36. Refuerzo del estribo, en planta.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**



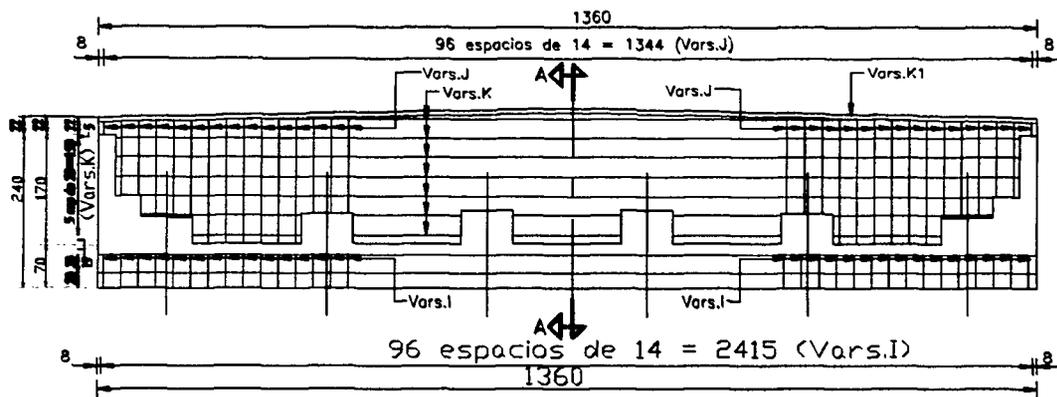


Figura III.38. Refuerzo de la corona en elevación

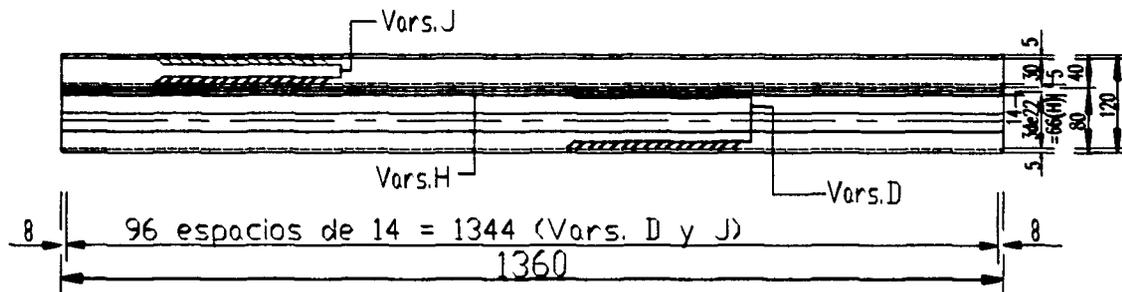


Figura III.39. Refuerzo de la corona en planta

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN



LISTA DE VARILLAS								
LOC.	VARS.	DIAM.	NUM.	LONG. TOTAL	CROQUIS.	a	b	PESO (Kg.)
CUERPO Y ALEROS	D	8C	194	1062		308	45	8241
	D1	6C	97	470		307	55	1026
	D2	6C	48	565		466	90	610
	D3	6C	49	625		526	90	689
	D4	8C	4 Jgs. de 80=320	M=1355 m=1267 Δ=90°		M=1192 m=1104 Δ=90°	45	16781
	E	5C	56	1426		1328	40	1246
	E1	5C	70	1266		1168	40	1382
	E2	5C	4 Jgs. de 3=12	M=1074 m=153 Δ=90°		M=976 m=55 Δ=90°	40	129
	F	5C	4	1660		1234	50	104
	G	3C	743	102		60	10	424
CABEZAL Y DIAFRAGMAS LATERALES	H	5C	14	1340		1340	-	293
	I	4C	97	248		74	50	241
	J	4C	194	228		158	15	442
	K	5C	10	1340		1340	-	209
	K1	5C	2	1340		1340	-	42
	L	4C	6 Jgs. de 6=36	M=217 m=187 Δ=90°		67	M=75 m=60 Δ=90°	73
	L1	4C	2 Jgs. de 6=12	M=228 m=198 Δ=90°		28	M=100 m=85 Δ=90°	26
	M	4C	6 Jgs. de 6=36	174		74	50	63
	M1	4C	2 Jgs. de 3=6	174		74	50	10
	N	4C	4	517		210	17	21

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

### **CAPÍTULO III**

## **PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN**

Lista de actividades  
Programa general de trabajo  
Presupuesto general de la obra

**FALLA DE ORIGEN**

93

## **PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN**

### **LISTA DE ACTIVIDADES**

En este capítulo se describen los lineamientos y recomendaciones a seguir para la ejecución de la obra. Estas consideraciones deberán respetarse hasta donde sea posible, o modificarse convenientemente a juicio del Residente, teniendo en cuenta todas las fases de la construcción, pues estas son básicas en el costo de la obra y de que existan o no demoras y peligro en el trabajo por desarrollar.

Las diversas etapas de construcción del estribo, están sujetas a normas generales de construcción y aplicadas a condiciones particulares de disponibilidad, calidad, costos de los materiales, clima, mano de obra, transporte, localización de bancos de materiales para los terraplenes, mampostería y concretos.

Con respecto al tiempo en que debe terminarse la obra, este depende además de factores de orden social y políticos, que pueden ser determinantes, por lo que los métodos de construcción se tratarán de una forma general.

Las especificaciones o reglas generales para la construcción están basadas en series de estudios, comparaciones, experiencias y recopilaciones reunidas con amplio criterio por instituciones debidamente capacitadas y acreditadas en el ramo.

### **ÁREA DE TRABAJO.**

Para poder iniciar la ejecución del estribo, es necesario construir previamente una oficina para el residente y bodega para materiales y equipo, ya que debido a la magnitud de la obra y a la cercanía de la ciudad de Guadalajara, no se requieren mayores instalaciones. Se acondicionarán áreas de maniobras y rutas de acceso para no interferir en la zona de trabajo. Teniendo lo anterior se procede al desmonte y limpia del terreno para tener buenas condiciones de trabajo y seguridad.

### **LOCALIZACIÓN Y TRAZO**

Contando con los estudios de campo, y teniendo perfectamente localizado el eje del camino revisado y aprobado por los supervisores de la Secretaría de Obras Públicas, se fijarán los puntos donde indiquen la localización del estribo y nivelarán en las mojoneras de concreto para tener puntos fijos y permanentes. Estos monumentos de concreto servirán de base posteriormente, para rectificar periódicamente el trazo, alineamiento y nivelación de la estructura

Esta etapa debe realizarse con la mayor precisión posible, ya que la exactitud de los trabajos posteriores, dependerá de la buena ejecución de esta.

La construcción del estribo, se iniciará una vez terminadas las obras auxiliares, ya que son las bodegas y los cuartos de trabajo para el ingeniero encargado de la obra.

## EXCAVACIONES.

Se colocarán puntos de referencias para marcar el trazo de la excavación, cuidando que en la parte superior sea lo suficiente amplio de manera que, respetando el talud que se recomienda para el material, se tenga en el nivel de desplante, el espacio suficiente para alojar la cimentación y se permita trabajar al personal que habrá de elaborarla.

Las excavaciones podrán hacerse manualmente o con equipo, o combinación de ambos, según convenga a la residencia y al contratista. Las excavaciones serán las mínimas posibles y el producto de ellas, se depositará en donde lo indique la residencia, para su uso posterior en los rellenos y terraplenes. El nivel de desplante, será el indicado en los planos respectivos.

Si la altura del estribo para cumplir los requisitos de desplante difiere en más de 30 cm, se deberá elaborar un nuevo proyecto.

En caso de que la altura difiera de la de proyecto en menos de 30cm, se adaptará este, conservando las mismas dimensiones de la corona y los mismos taludes de los paramentos del cuerpo.

Cuando se alcance el nivel de la subcorona, se tendrá cuidado en dejar una superficie rugosa para lograr una buena adherencia con el concreto de la corona.

Los drenes se colocarán lo más bajo posible construyendo, en caso necesario, drenes ciegos en la desembocadura.

Se dejarán pasar por lo menos, cinco días entre la conclusión de una parte de los estribos y la iniciación del relleno de las excavaciones, pero no se rellenará la parte posterior de los estribos hasta alcanzar la rasante, sino hasta que esté colada y recibida la superestructura en el estribo.

La longitud precisa de cada alero de los estribos se determinará de tal manera que el coronamiento de su extremo quede al nivel del terreno natural.

## ACERO

La procedencia del acero de refuerzo deberá ser de un fabricante aprobado previamente, generalmente los proveedores surten el acero en tramos de 9 y 12 metros.

El acero de refuerzo debe protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Se colocarán separadores entre cada una de las capas sobre puestas de acero a una distancia tal que el acero no sufra deformaciones excesivas.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos en el acero dudoso.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Al efectuar el colado, el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el director de la obra permita calentamiento; no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, siletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

La corrugación es una de las características más importantes del acero debido a que con ésta determinamos el grado de adherencia que tendrá con el concreto que conjuntamente con el acero, definirán la seguridad de la estructura.

La corrugación puede estar definida con distintas maneras geométricas (cruces, triángulos, diagonales, etc.) a lo largo de toda la varilla. Lo importante de ésta corrugación es que sea lo suficientemente marcada como para asegurar una adherencia adecuada.

## COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Para la zapata, el escalón y el cuerpo se utiliza concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y la colocación del refuerzo es muy importante.

El acero de refuerzo deberá colocarse firmemente y mantenerse fijo durante el colado del concreto en la sección.

Una vez que esté terminado el armado, se efectuará la revisión correspondiente, siendo responsable de su aprobación para procesar al colado.

El acero que estará soportado directamente en el suelo deberá apoyarse en bloques que garanticen su apoyo y le den el recubrimiento necesario al acero mismo. Los apoyos serán de concreto.

Las varillas paralelas a la superficie exterior de un miembro quedarán protegidas por recubrimiento de concreto, de espesor no menor a su diámetro, pero en ningún caso será menor a 2.5 cm, al colocarse deberán hallarse libres de oxidación, tierra, aceite o cualquier otra sustancia extraña, para lo cual deberán limpiarse de acuerdo al procedimiento que indique.

## CONCRETO

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia y durabilidad necesarias.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Deberá concordar con el valor especificado en cada caso.

El control del concreto se basará en las resistencias a compresión axial de cilindros fabricados en la obra, cuando llega el concreto; los cuales se prueban en el laboratorio, para confirmar la resistencia deseada que en este caso es  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

## JUNTAS DE COLADO

La losa de base, es decir, la zapata debe ser colada primero, y entre ésta y el muro debe haber una junta de construcción capaz de resistir el cortante horizontal.

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

## JUNTAS DE ACERO DE REFUERZO

Todas las juntas en el acero de refuerzo se harán por medio de traslapes con una longitud igual a 40 diámetros de la varilla que resulte de mayor diámetro entre las dos empalmadas, salvo indicación de lo contrario.

Los empalmes no deben hacerse en las secciones de máximo esfuerzo, salvo indicación de lo contrario y tomando en cuenta las precauciones debidas, tales como aumentar la longitud de traslape o usar como refuerzo adicional estribos en toda la longitud y alrededor de dicho traslape.

En ningún caso deberá traslaparse ni soldarse más del 50% del acero de refuerzo en una misma sección.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## RELLENOS.

Se harán con el producto aprovechable de las excavaciones. En caso de que se puedan recurrir al banco de préstamos que apruebe el laboratorio.

El relleno de las excavaciones, se hará por capas horizontales de espesor no mayor de 30cm, compactadas con los aparatos correspondientes y proporcionando mediante riegos el contenido óptimo de agua. De esta manera se logra una mejor y más efectiva compactación.

## CORONAS y DIAFRAGMAS.

Para las coronas y diafragmas se empleará concreto de  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> con revenimiento de 8 cm y tamaño máximo del agregado grueso de 4 cm, empleando vibrador al colocarlo. Primero se colocará la corona hasta su enrase y posteriormente el diafragma.

Deberá tenerse especial cuidado, en que el contacto entre la superestructura y el estribo se verifique exclusivamente a través de los dispositivos de apoyo localizados en la corona.

La cimbra de los diafragmas se retirará como mínimo a los cuatro días de efectuado el colado.

La construcción de los terraplenes de acceso sobre el nivel de las coronas se podrá iniciar a los catorce días del colado de los diafragmas si se usó cemento tipo III, o a los veintiocho días si se empleó cemento tipo I y se encuentre descimbrada la superestructura.

## CIMBRADO Y DESCIMBRADO.

Un aspecto constructivo muy importante, constituye la obra falsa, que consiste en los trabajos y elementos destinados a soportar el peso de la subestructura, antes de que sea capaz de trabajar por sí sola, es decir, mientras se lleva a cabo el fraguado del concreto.

Las formas se sujetarán rigidamente en su posición correcta, para evitar las deformaciones debidas a la presión resultante del colado, el efecto del vibrado del concreto y las demás cargas y operaciones correlativas al vaciado.

Las posibles aberturas que se presenten en los moldes deberán sellarse correctamente para evitar pérdida del mortero de concreto.

La madera que estará en contacto con el concreto se impregnará previamente con aceite mineral, para evitar que absorba agua del concreto durante el fraguado.

Con lo anterior, se logra un buen descimbrado y una mejor conservación en madera.

ESTAS OBRAS  
FALLA DE ORIGEN

El bombeo de la losa se dará con la cimbra, con el objeto de tener un espesor uniforme en la losa.

La cimbra se diseñará para quitarla fácilmente sin martillar o palanquear sobre el concreto y de tal manera que permita al concreto tomar su carga uniforme gradualmente.

En la maniobra de descimbrado se pondrá especial cuidado en que no se produzcan deformaciones excesivas ni daños ni fracturas en el concreto.

Los moldes deberán limpiarse perfectamente antes de una nueva utilización.

Antes de empezar el colado, se verificará que el fiero y la cimbra, estén libres de polvo y desperdicios.

#### LIMPIEZA.

La obra deberá quedar libre de escombros, desperdicios, etc; para entregarse en condiciones de ser puesta en servicio; asimismo el terreno deberá quedar libre de obstáculos que impidan el correcto funcionamiento del estribo y por lo consiguiente del puente.

#### FORMA DE TRABAJO.

Para que la obra se desarrolle en las mejores condiciones de economía y tiempo, debe elaborarse un programa de trabajo, al cual el constructor debe apegarse hasta donde sea posible; además se llevará un registro de avances reales en las actividades, para poder comparar con el programa y determinar así, los atrasos o adelanto en la realización de la obra.

Se presenta a continuación un diagrama de barras con las diferentes actividades y tiempos estimados.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO**

CONCEPTO	PRIMER MES				SEGUNDO MES				TERCER MES				CUARTO MES			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Instalación de campamento																
Desmante, Localización y trazo.		■														
Excavaciones																
Obra falsa y Armado (zapata)																
Colado y Descimbrado																
Obra falsa y Armado (cuerpo)																
Colado y Descimbrado																
Obra falsa y Armado (corona)																
Colado y Descimbrado																
Obra falsa y Armado (diafragma)																
Colado y Descimbrado																
Reellenos																
Levantamiento de campamento																
Limpieza																

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

### PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA.

Para este presupuesto final, las cantidades y precios unitarios se han tomado lo más aproximado a la realidad.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Concreto $f_c = 250\text{kg/cm}^2$	507.684	$\text{m}^3$	1165.64	591776.778
Acero $LE \geq 4000\text{kg/cm}^2$	46.722	ton	4600	214921.2
Excavaciones, Carga y Acarreo	2060.8	$\text{m}^3$	103.5	213292.8
SUMA				1019990.78
10% ADMINISTRACIÓN				101999.078
IMPORTE TOTAL				<b>1121989.86</b>

**TESIS CON  
PATA DE ORIGEN**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**CAPÍTULO IV  
CONCLUSIONES**

De un modo general esta tesis tiene por objeto servir de apoyo como material didáctico a estudiantes de Ingeniería Civil, de la asignatura de Temas Especiales de Ingeniería Civil III (Puentes). En el trabajo se presenta el diseño de un estribo de 11.5 m de altura de un puente que mide 109.92 m de largo, mostrando las características del estribo y del puente.

Para realizar el trabajo se explican detalladamente las diferentes etapas de análisis y diseño: estudios previos, análisis de combinaciones de fuerzas y cargas, y diseño estructural del estribo. Lo anterior con el objeto de que se comprendiera lo mejor posible y con claridad se observe el análisis y diseño de esta clase de estribos de concreto armado.

Se mostró que los estudios previos son los estudios de campo que se realizan para la determinación del trazo definitivo del puente. Los estudios que aquí se presentaron fueron los siguientes: localización, topográficos y de cimentación. Estos estudios tiene como fin indicar el lugar donde estará desplantado el estribo, la altura que necesitará el estribo para que el puente pueda apoyarse correctamente y el tipo de material que rodeará el estribo, así como sus características (resistencia y humedad). Por otro lado, también los estudios previos nos indican el tipo de sismicidad en la zona de construcción del estribo.

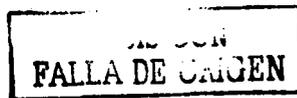
Tanto los estudios previos como las diferentes etapas de análisis se realizaron con información actualizada del puente, y con base en las normas de la Comisión de Puentes y Estructuras de la American Association State Highway Officials (AASHO) del año 1978.

El análisis del estribo se realizó tomando en cuenta todas las posibles cargas, la revisión de los esfuerzos de tensión, compresión y cortante, y estudiando sus magnitudes o valores con el fin de producir un elemento estructural óptimo. Se presentó el análisis bajo tres grupos de combinaciones de fuerzas y cargas a las que se sometió el estribo, con el fin de encontrar cuál de los tres era el más desfavorable. Después, con los datos de este grupo se definió el acero de refuerzo y la distribución de las varillas en las partes que integran el estribo, así como sus aleros.

Por lo anterior, cada etapa de análisis y diseño son factores para la realización del diseño del estribo, pero considero que los estudios previos, son los más importantes, ya que con ellos podemos definir el tipo de estribo, sus dimensiones y los factores físicos que afectarán al puente y al estribo. Esta etapa se tiene que tratar con mucha delicadeza ya que puede existir riesgos en sus estudios de campo, ya que pueden existir errores humanos.

Por último en el Capítulo III, se describieron los lineamientos y recomendaciones a seguir para la planeación y ejecución de la obra. Se propusieron indicaciones para el manejo y conservación de los materiales, así como para una buena colocación de los mismos en la obra. También se mostró, grosso modo, los pasos a seguir en la construcción del estribo, ya que estos conceptos inciden en el costo de la obra y en el tiempo para su ejecución.

En la tesis fue se mostró cómo se realiza un proyecto completo desde su inicio hasta su terminación, además de muchos más detalles que rodean a cada concepto que se trató y que por obvias razones no se pueden describir en su totalidad.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## BIBLIOGRAFÍA

1. Structural Steel Design  
Joseph E. Bowles  
McGRAW-HILL BOOK COMPANY  
3ra edición 1985
2. Especificaciones para Proyecto de Puentes  
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas  
Subsecretaría de Obras Públicas  
Dirección General de Servicios Técnicos  
México 1978
3. Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo.  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones Eléctricas.  
México, D.F., 1993
4. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto  
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de  
Construcciones para el Distrito Federal.  
Facultad de Ingeniería – UNAM
5. Costos de Construcción Pesada y Edificación  
Ing. Leopoldo Gabriel Varela Alonso  
Editorial COMPUOBRAS S.A. de C.V. , 7ª. Edición  
Enero 1986, México D.F.
6. Colocación del Concreto por Métodos de Bombeo  
(Reporte preparado por el comité ACI-304)  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.  
La impresora Azteca, México 1989
7. Práctica Recomendable para la Medición,  
Mezclado, Transporte y Colocación del Concreto.  
(Revisión del documento ACI 614-59, por el comité ACI-304)  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.  
La impresora Azteca, México 1989
8. El Concreto en la Obra  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.  
Editorial Limusa, México 1989

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN