



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

283  
184

**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESTACION TERMINAL  
"UNIVERSIDAD" PERTENECIENTE A LA LINEA-3 (SUR)  
DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO**

**DOMINGO TORO D. G. E. - B. C.**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A  
**J O S E L U I S T O R R E S B A R A J A S**

MEXICO, D. F.

1984



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.

Análisis y Diseño Estructural de la Estación Terminal "Universidad" perteneciente a la Línea-3 (Sur) del Metropolitano de la Ciudad de México.

## I N D I C E

I.	INTRODUCCION.	1
II.-	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.	7
III.-	SOLICITACIONES. (cargas que actúan en la estructura).	19
IV.-	ESTRUCTURACION.	28
	a).- Nivel Azotea.	
	b).- Nivel Vestíbulo (N.P.T. 76.321).	
	c).- Nivel andén (N.P.T. 71.421).	
	d).- Cimentación y nivel subrasante (N.T.C. 69.801).	
	e).- Locales Técnicos (N.P.T. 71.421).	
V.-	ANALISIS PRELIMINARES.	31
	a).- Análisis de cargas.	31
	b).- Distribución de cargas en elementos es- tructurales.	36
	c).- Análisis y diseño.	39
VI.-	METODOS DE ANALISIS Y MODELOS MATEMATICOS.	66
VII.-	CRITERIOS DE DISEÑO.	112
VIII.-	CONCLUSIONES.	212
IX.-	BIBLIOGRAFIA.	214

## C A P I T U L O I

INTRODUCCION

La ciudad de México es en la actualidad una de las ciudades con mayor concentración poblacional en el mundo y -- además en ella se centralizan las actividades más importantes del país; los últimos estudios realizados por la O.N.U. (Organización de Naciones Unidas), revelan que si siguen los índices de crecimiento actuales, en el año 2000 será la ciudad -- que con más habitantes cuente, pues su crecimiento es del --- 5.6% anual, del cual el 2% le corresponde a la inmigración; - se prevee que para el año en mención el área metropolitana in- cluyendo a los pobladores de las áreas conurbadas del estado de México se encuentren en el intervalo de 40 millones como - máximo y con un mínimo de 23 millones de habitantes, según se considere la tendencia histórica o la inducida.

Es por eso que han ido en aumento y agudizándose -- más los problemas de vivienda, abastecimiento de agua potable, drenaje, contaminación ambiental y transporte urbano, los que representan un reto que parecen rebasar cualquier capacidad - administrativa o humana.

Por otra parte, el deficiente sistema de transporte- con que se cuenta ha provocado una preocupante explosión auto- movilística, la cual trae consigo una alta contaminación del medio ambiente, verdadero caos en el tráfico, traslados dema- siado lentos en ciertas áreas y horas críticas, un nivel de - ruido muy superior a lo establecido como permisible para el - oído y altas pérdidas en el concepto horas-hombre; en fin se

crean un sinnúmero de problemas que afectan a la población.

Para darnos cuenta del problema descrito anteriormente, se darán algunas cifras que enmarquen el mismo. Si consideramos que en el año de 1979 de los casi 2 millones de vehículos que existían registrados, solamente el 3% eran de transporte colectivo y efectuaban el 70% de los viajes\* que se generaban; en cambio el 97% restante de los vehículos, compuestos básicamente por automóviles particulares, sólo atendían al 21% de los viajes. Se puede decir que aquí radicaba el origen del problema de la vialidad y el tránsito, por lo que, gran parte de la solución consistía en invertir dicha situación.

El 19 de Junio de 1967 se inició la construcción del Sistema de Transporte Colectivo "Metro", en una primera etapa en la cual se construyeron 41.5 Km. en tres Líneas, de las cuales 31.5 Km. son subterráneas y 10 Km. superficiales, y -- de no haberse tomado ésta decisión, es indudable que a la fecha, la ciudad estaría paralizada, en gran parte porque no hubiera existido un medio eficiente para resolver el problema de transportación.

La primera línea empezó a operar a mediados de 1969, las otras dos en 1970.

Conforme iba pasando el tiempo la demanda en el sistema iba incrementándose, por lo que el mismo fue perdiendo algunas de sus cualidades hasta llegar a la saturación. Una solución provisional fue el incremento en el número de carros; sin embargo, no fue suficiente; por lo que resultó evidente la necesidad de hacer ampliaciones al sistema que permitieran cubrir una demanda siempre en aumento.

Así las autoridades del Departamento del Distrito Federal decidieron crear en el mes de Septiembre de 1977, la Co

\* viajes/persona/día.

misión de Vialidad y Transporte Urbano, que para tratar de solucionar este problema elaboró el "Plan Rector de Vialidad y Transporte" cuyo principal objetivo es el de mejorar los servicios que presta el Sistema de Transporte Colectivo.

Desde esta fecha, la Comisión se abocó a la solución del problema de la transportación fundamentalmente en los aspectos siguientes:

- \* La realización del Plan Rector de Vialidad y Transporte.
- \* La construcción de la segunda y tercera etapas del Metro.
- \* La solución a los problemas de vialidad.

El tan mencionado Plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal, que fue sometido a la consideración del C. Presidente de la República en el mes de Mayo de 1980, contempla cuatro planes fundamentales para la solución del problema que se ha estado comentando:

- \* Plan del Metro.
- \* Plan de Vialidad.
- \* Plan de Transporte de Superficie.
- \* Plan de Estacionamiento y Programas complementarios.

Como es bien sabido el Metro está considerado como la columna vertebral del Sistema del Transporte Colectivo y como tal, su ampliación debe de realizarse en forma sistemática y continua, y así podrá cumplir su función articuladora con los otros medios, ya que la experiencia mundial nos señala que no existe un medio de transporte que sea capaz de resolver por sí sólo, el problema urbano respectivo aunque sea el medio más eficiente.

Actualmente se encuentran en construcción la segunda y tercera etapas del Metro; las cuales cuentan con una longitud de 44.62 Km y 25.38 Km. respectivamente, ampliándose las tres líneas anteriores y adicionando cuatro líneas más. Esta segunda y tercera etapa la integrarán los tipos de líneas ya conocidas como son: la subterránea y la superficial y se anexarán dos conceptos nuevos como lo son: la línea elevada y la sección en túnel que es del tipo profundo, lo que incrementará la longitud total de construcción de la red a 111.5 Km.

El número de estaciones aumentará de 48 existentes a 108, de las cuales doce serán de correspondencia entre líneas.

Como se dijo anteriormente, las ampliaciones serán de cuatro tipos: subterráneas, superficiales, elevadas y profundas, para la selección de cada uno de estos tipos, se tomaron en cuenta los siguientes factores:

- a).- Costo de obra civil por kilómetro.
- b).- Tiempo de ejecución de obra civil.
- c).- Obstrucción de la vía pública en la ejecución.
- d).- Interferencias municipales.
- e).- Conservación de obras y equipo.
- f).- Mantenimiento de vía.
- g).- Paisaje urbano: aspecto estético y barrera física.
- h).- Disponibilidad vial superficial futura.
- i).- Libramientos viales perpendiculares inducidos.

El diseño y construcción de la solución subterránea, conocida como "cajón", consiste en una estructura de concreto armado, de sección rectangular y desplantada a la menor profundidad posible. Dadas las características tan particulares de los suelos existentes en el Valle de México, los cajones son de 2 tipos: en aquellas zonas donde el terreno es altamente compresible y se requiere una compensación importante

de cargas, se usa muro milán y muro de acompañamiento, con losas de piso y techo de espesores del orden de 1.0 m.; por otro lado en las zonas donde el terreno es más resistente y no se requiere de grandes compensaciones de peso, se usa el cajón ligero, con muro milan estructural y pisos y techos dimensionados en función de las cargas que deben soportar.

La vía subterránea resulta de evidente aplicación en calles estrechas y en general para cruzar las zonas céntricas de las ciudades, ya que no altera la vialidad ni la fisonomía urbana.

La solución superficial es una solución estructural constituida por una losa de concreto reforzado de 8.0 m. de ancho y dos muretes laterales, la cual es desplantada sobre terreno previamente mejorado. Esta vía resulta conveniente tanto por su costo como por su tiempo de ejecución, en aquellas avenidas con latitud suficiente (40 m. o más) para alojar tanto al sistema "Metro" como a las vialidades adyacentes, cuidando sustancialmente el paisaje urbano.

El problema principal que ocasiona esta vía es la barrera continua que presenta al tránsito transversal, obligando a hacer pasos a desnivel a distancias aproximadas de 1 Km. y tiene el inconveniente de dividir las zonas que cruza, al constituir una barrera física que impide la comunicación vial y peatonal.

La solución elevada está constituida por zapatas macizas de concreto reforzado, apoyadas en pilotes de fricción, una sola hilera de columnas en sentido transversal y vigas de concreto postensado de sección en cajón.

Las ventajas principales que presenta esta solución son: no afecta mayormente a las vialidades transversales y longitudinales y reduce los problemas de interferencias con -



instalaciones municipales subterráneas. Su implementación es tá, sin embargo, restringida a avenidas con ancho no menor - de 30 m. puesto que por el volumen tan considerable que representan las estaciones, desde el punto de vista urbanístico de ben ser cuidadosamente estudiadas para su adecuada integración al contexto urbano.

Debido a la poca experiencia que se tenía con este - tipo de solución, y a que la estructura propuesta es altamente susceptible a los efectos sísmicos, fue necesario llevar - a cabo el estudio de varias alternativas de análisis para de-terminar la más adecuada.

Solución subterránea en túnel (Solución profunda).-- La posibilidad de construcción de ésta vía resultó de una ne cesidad, ya que en las zonas por donde se proyectó dicha solución había avenidas importantes, con una alta densidad vehicular, por lo que la solución subterránea en cajón no era conveniente.

La profundidad de los túneles fue definida principal-mente por dos conceptos interrelacionados: el techo mínimo para llevar a cabo un procedimiento constructivo seguro, según el tipo de suelo; y la ubicación adecuada de los accesos a -- las estaciones, de tal manera que los usuarios no bajaran a - grandes profundidades.

En este escrito se presentan el análisis y el diseño estructural de una de las estaciones que componen el Sistema de Transporte Colectivo "Metro", la cual cae dentro de la clasificación de solución superficial con vestíbulo elevado, y - que se describirá en los capítulos siguientes, ya que es el - motivo fundamental de este trabajo.

## C A P I T U L O   I I

### DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

La funcionalidad de algunos edificios, por su naturaleza y destino, condiciona su aspecto estético formal.

Tal es el caso de los edificios destinados al transporte colectivo de la ciudad de México, de carácter eminentemente utilitario.

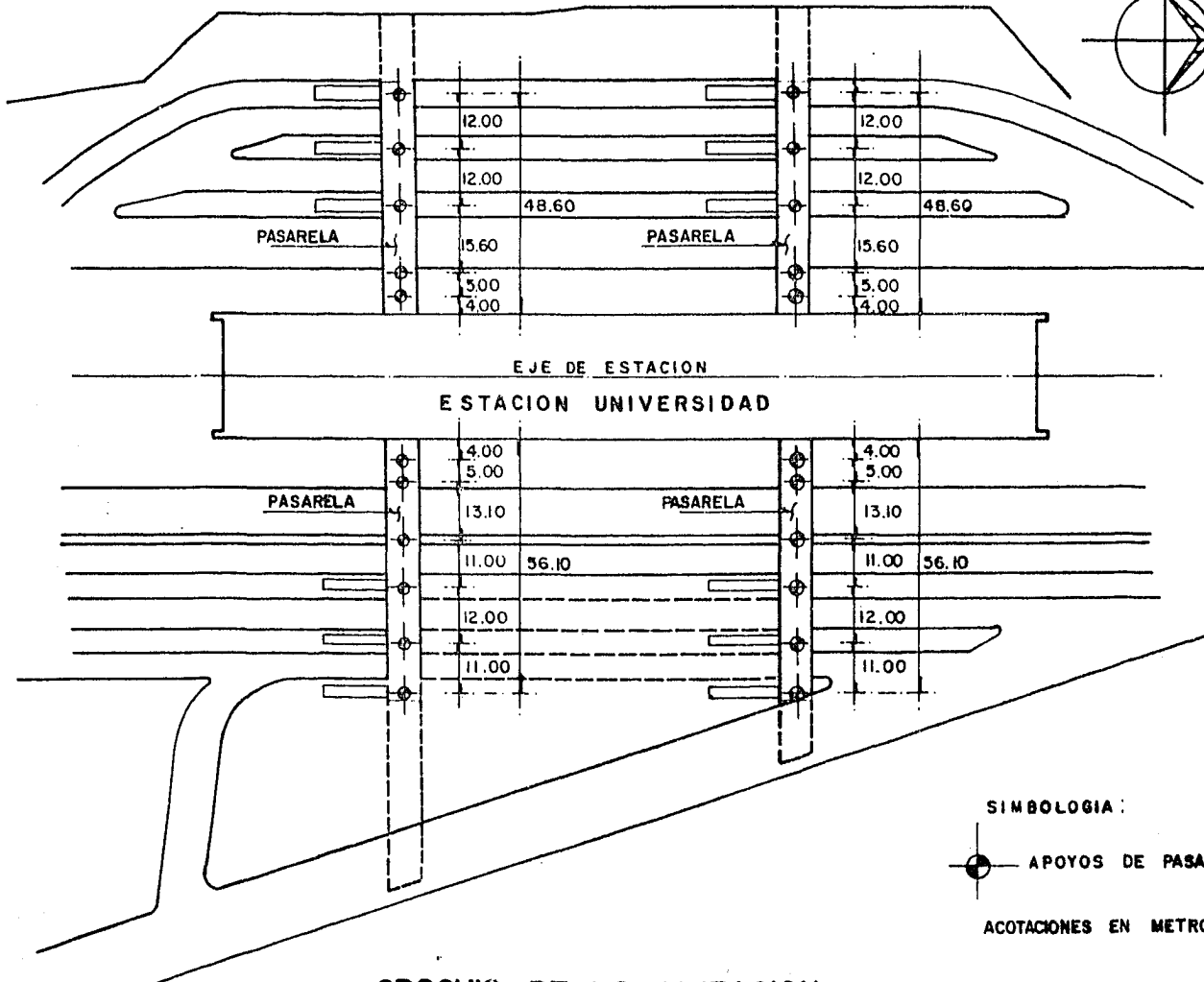
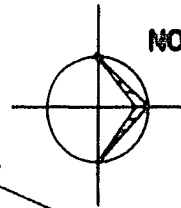
Después de una larga investigación realizada a nivel urbanístico: planeación de líneas, tipos de estaciones, capacidades según demanda, requerimientos técnicos-constructivos, etc. se llegó a la solución final, que aquí se presenta.

Las estaciones superficiales constan de varios elementos estructurados formando un todo: dos cabeceras con forma exterior piramidal unidas estructuralmente por columnas y visualmente por dos faldones metálicos laterales que a su vez ocultan la estructura metálica que sostiene la cubierta y le dan unidad al conjunto (figura No. 1).

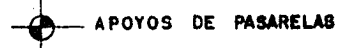
Estos edificios albergan los andenes a los que se --llegan desde vestíbulos elevados, a su vez conectados por pasarelas (accesos) que cruzan las vialidades laterales.

Esta estación se encuentra localizada al extremo sur de la línea 3 del Metro cuyo recorrido es norte-sur, siendo la estación Indios Verdes la terminal norte de la línea.

NORTE



SIMBOLOGIA :



ACOTACIONES EN METROS

CROQUIS DE LOCALIZACION

La estación se caracteriza fundamentalmente por contar con dos andenes superficiales, vestíbulo y pasarelas elevadas (figura No. 1), locales técnicos y subestaciones a nivel superficial localizados en las cabeceras de los andenes - (figura No. 2 y 3). Al oriente y al poniente de la estación se integran en un sólo núcleo los paraderos de autobuses urbanos y suburbanos. La comunicación de ambos paraderos a la estación se obtiene a través de dos pares de pasarelas que se interconectan a los extremos norte y sur del vestíbulo.

La necesidad de conservar la estética de la estación llevó a la decisión de conjuntar elementos esbeltos pero suficientemente seguros para dar solución a la estructura. Se pensó que, dada la geometría de la estación, lo más conveniente era combinar el acero estructural (marcos metálicos) con elementos presforzados (losas), ya que contrariamente al concreto reforzado, el acero y los elementos presforzados tienden a ser más esbeltos.

Una vez definidos los materiales a emplear, se procedió a estructurar y analizar la estación.

Cada una de las zonas mencionadas anteriormente constan y se resolvieron de la manera siguiente: las subestaciones y locales técnicos son a base de muros de carga, de concreto armado con traveses y losas del mismo material. La cubierta de estos locales la constituyen las losas prefabricadas (Dy-core), las cuales se apoyan directamente sobre los marcos metálicos ubicados a todo lo largo de la estación y espaciados a cada 7.5 m. (ver figuras No. 2 y 3).

La zona central corresponde al vestíbulo que es la parte elevada y a los andenes los cuales están apoyados sobre una losa de concreto, que es la encargada de transmitir las cargas al terreno, como son: la carga viva (gente) que transita por los andenes para abordar el convoy, el peso mismo del

andén el cual está integrado con muros de concreto armado y losa del mismo material, las cargas propias del tren y los accesorios necesarios para el funcionamiento del mismo. La cubierta de la parte elevada (vestíbulo) fue a base de una losa tipo sandwich llamada multy-panel, que se apoya sobre unos largueros (monten) los que a su vez se apoyan en los marcos metálicos que sirven de apoyo a la cubierta y al vestíbulo que se resolvió por medio de losas prefabricadas (Dy-core) de 15 cm. de peralte. Estos marcos metálicos son los encargados de transmitir las cargas de la cubierta y el vestíbulo hacia la cimentación (ver figura No. 1).

Los accesos (pasarelas) se caracterizan, al igual que el vestíbulo, por ser la parte de la estación que va elevada y que conjuntamente la cubierta con el piso de los mismos, forman una estructura conocida como péndulo invertido. La cubierta es también de multy-panel y el piso lo conforman al igual que en el vestíbulo losas prefabricadas, pero de un espesor de 30 cm. ya que los marcos que se forman están espaciados hasta 14 metros, por lo que el espesor de las losas tuvo que ser mayor; cabe aclarar que en este trabajo no se llevó a cabo el análisis y el diseño de esta zona, por ser un tema bastante extenso y cuya solución sería tema abundante para otro trabajo.

Como se observa en esta breve descripción, este proyecto contempla toda la gama de materiales más usuales en la construcción como lo son: el concreto reforzado en cimentación, andenes y locales técnicos; el acero estructural en los marcos metálicos así como en las fachadas y cubierta y los prefabricados (losas pretensadas y losa multy-panel) que corresponden a las cubiertas y los pisos de las partes elevadas.

En los capítulos que siguen a continuación se detalla la manera en que se estructuró y la forma de actuar de las cargas sobre los elementos estructurales, así como los es

tudios de Mécanica de Suelos realizados para definir la cimentación de la estructura.

### Mecánica de Suelos.

La cimentación de la estación estará constituida -- por zapatas aisladas de concreto armado para la zona de columnas (marcos metálicos); el cuerpo de la estación se apoyará sobre un pedraplén, constituido por una capa de material rocoso, una capa de transición y una plantilla de concreto simple, el cual se colocará exclusivamente en las depresiones que se localicen en el área a ocupar por dicha estación.

El procedimiento constructivo a emplear será el que a continuación se describe. Antes de iniciar la construcción tanto de las zapatas como del pedraplén, se deberá realizar una quema de toda la materia vegetal que se encuentre en el perímetro de la estación. Una vez que se haya realizado la quema, se procederá a retirar los residuos producto de la misma y posteriormente se deberán rellenar las oquedades, cavernas y fisuras existentes en la roca en un espesor mínimo de 3.0 metros.

#### 1).- Construcción de Zapatas.

a).- En caso de que el desplante de las zapatas se encuentre en zona de depresiones o por encima de la superficie de la roca, será necesario construir una base de mampostería junteada con mortero (figuras -- Nos. 5, 6 y 7).

b).- Cuando la superficie de la roca se encuentre arriba del desplante de la zapata, se deberá demoler la masa de roca que sobresalga hasta alcanzar el nivel de desplante de la plantilla (figura No. 4).

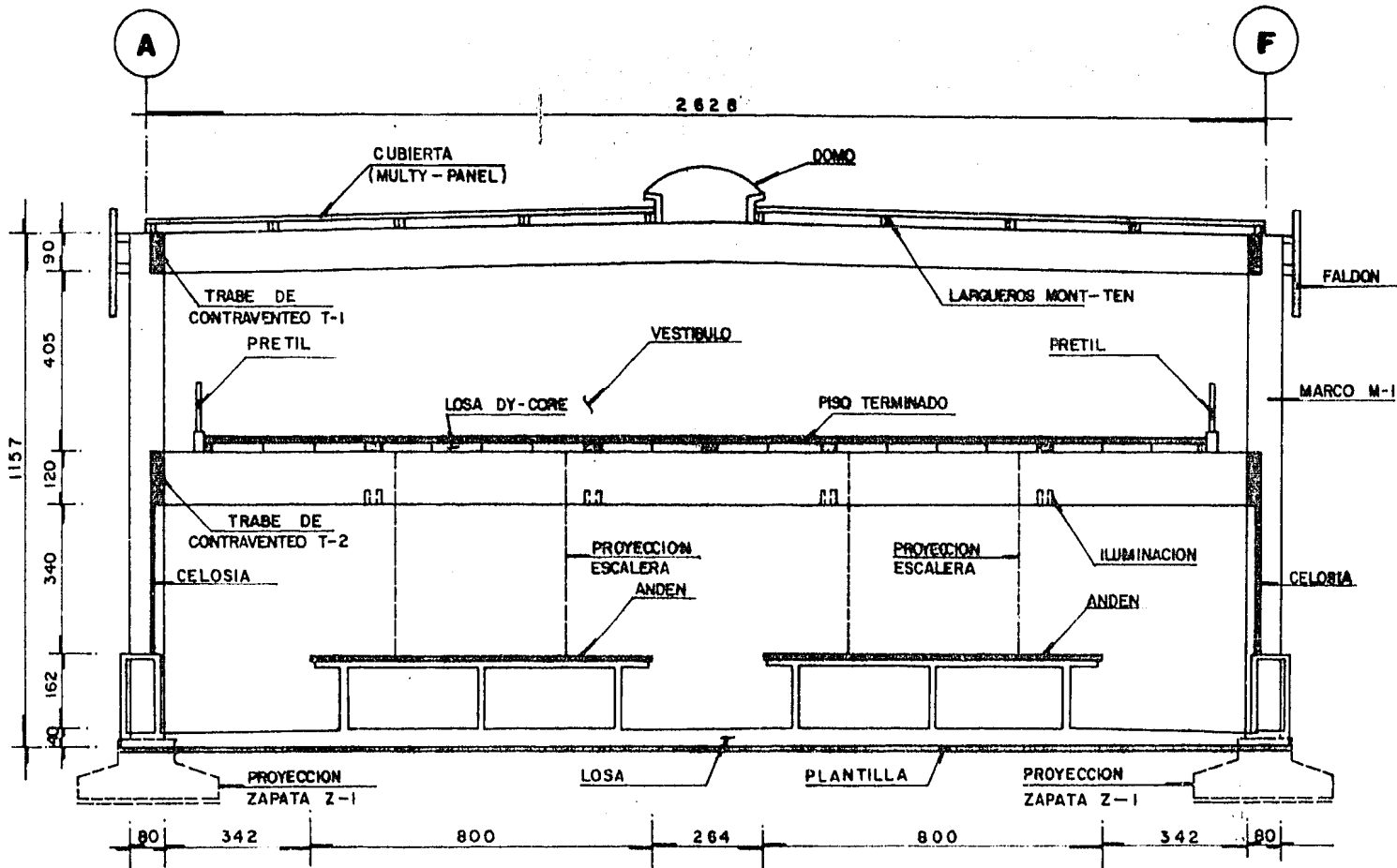
Será importante verificar la presencia de cavernas y de existir estas se tratarán como indiquen los especialistas en Mecánica de Suelos. - Una vez que se hayan construido los cimientos - de mampostería o desplazado la masa de roca se colará una plantilla de 10 cm. de espesor.

## 2).- Construcción del Pedraplén.

Ejecutado lo anterior, se estará en condiciones de iniciar la construcción del cuerpo de pedraplén, cuyo espesor será tal que permita alcanzar el nivel de 70 cm. abajo de la subrasante, a partir del cual se construirá la capa de transición, la plantilla y la losa de andén (figura No. 4).

El material que se emplée para el pedraplén deberá ser producto de la explotación de la roca basáltica existente en la zona, la cual deberá colocarse en capas horizontales que permitan colocar fragmentos de piedra, cuyo tamaño máximo será de 50 cm. o la mitad del espesor del pedraplén según lo permita la configuración del terreno.

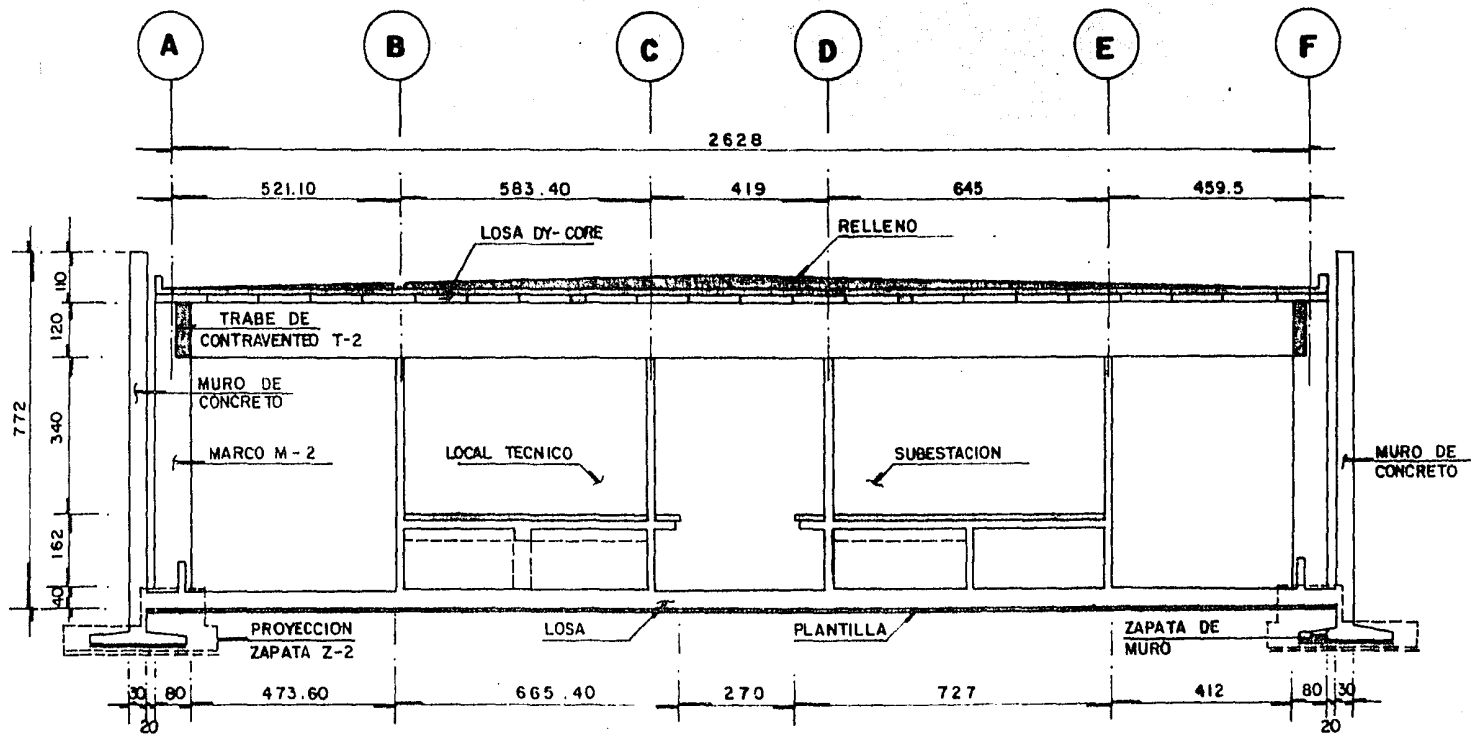
Sobre el pedraplén se colocará un material de transición, cuyo espesor compacto será de 30 cm. y su colocación se hará en 2 capas de 15 cm. de espesor. El material a utilizar podrá ser producto de la rezaga del enrocamiento. Sobre la capa de material de transición se colocará una plantilla de concreto simple de 10 cm. de espesor.



**CORTE TRANSVERSAL (VESTIBULO Y ANDENES)**

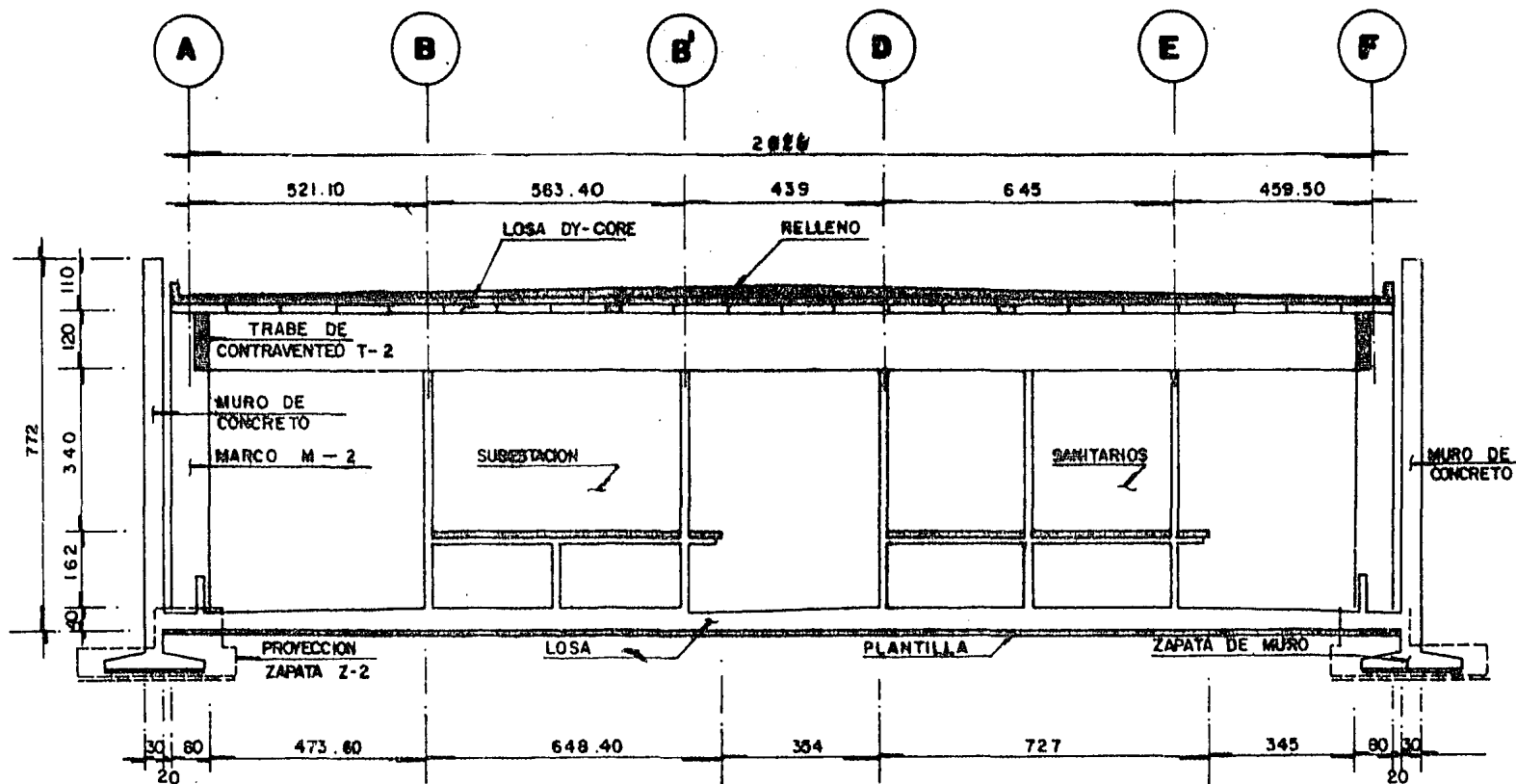
**( FIGURA No. 1 )**





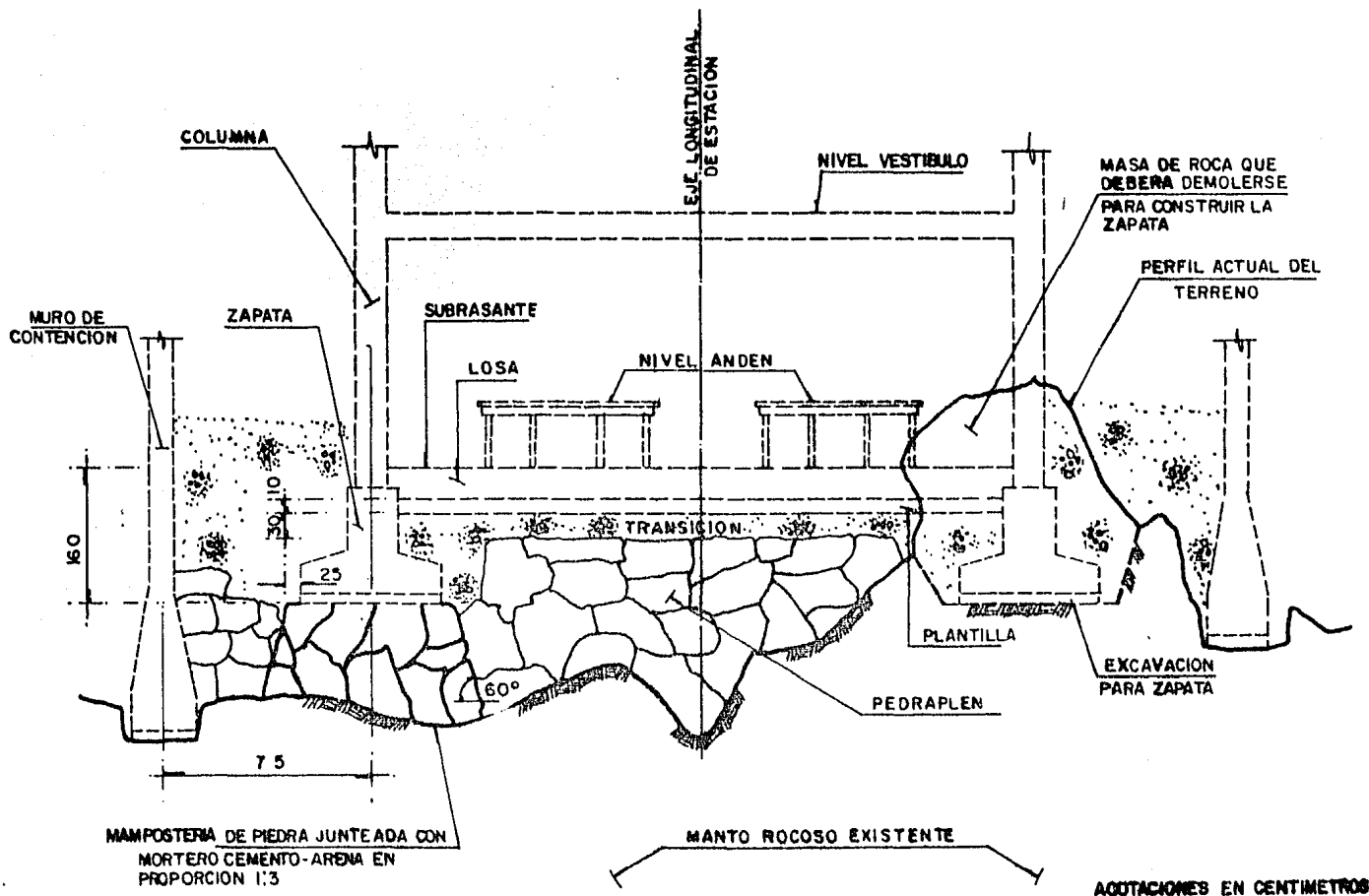
**CORTE TRANSVERSAL ( CABECERA SUR )**

**( FIGURA No. 2 )**

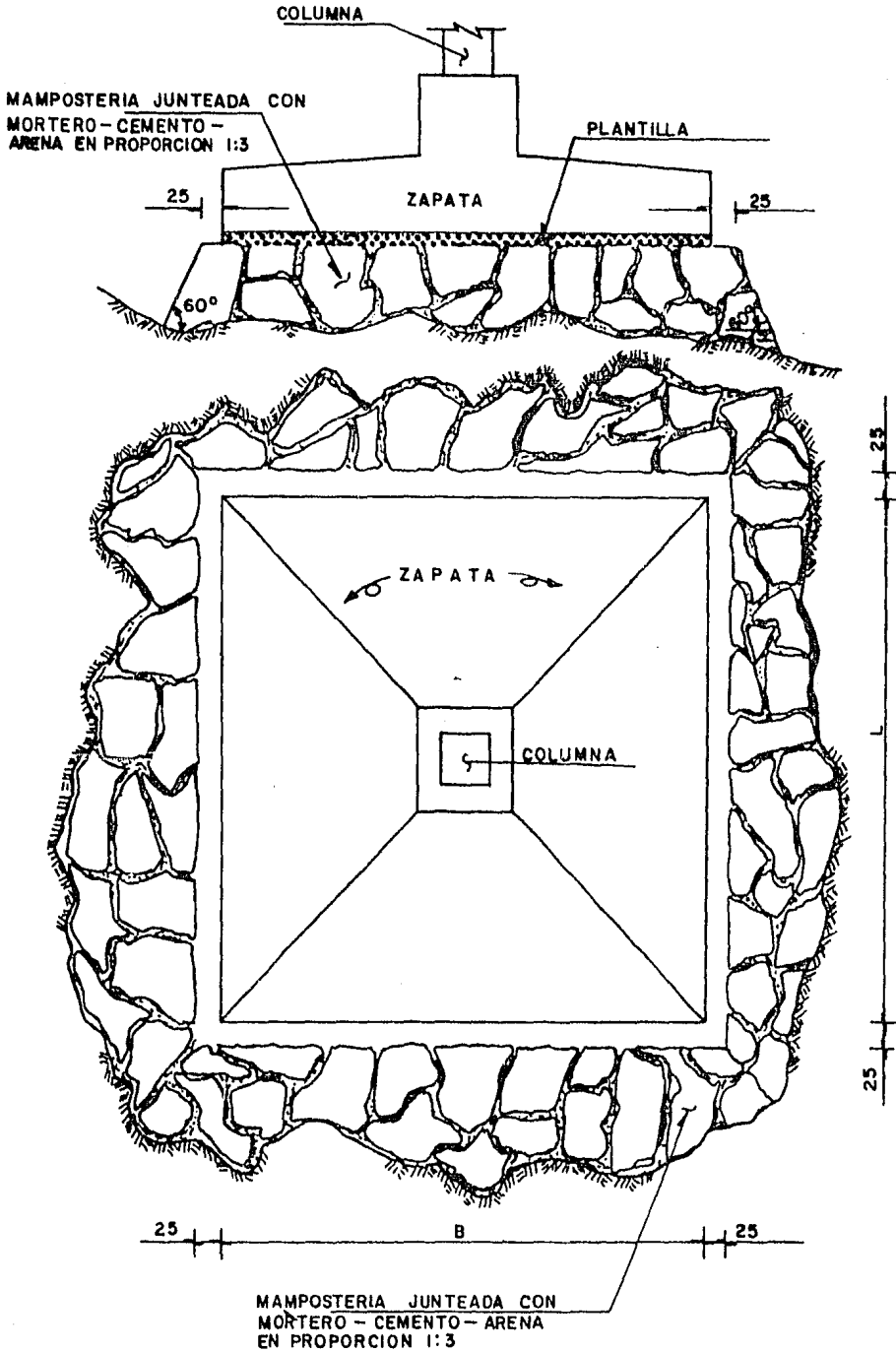


**CORTE TRANSVERSAL (CABECERA NORTE)**

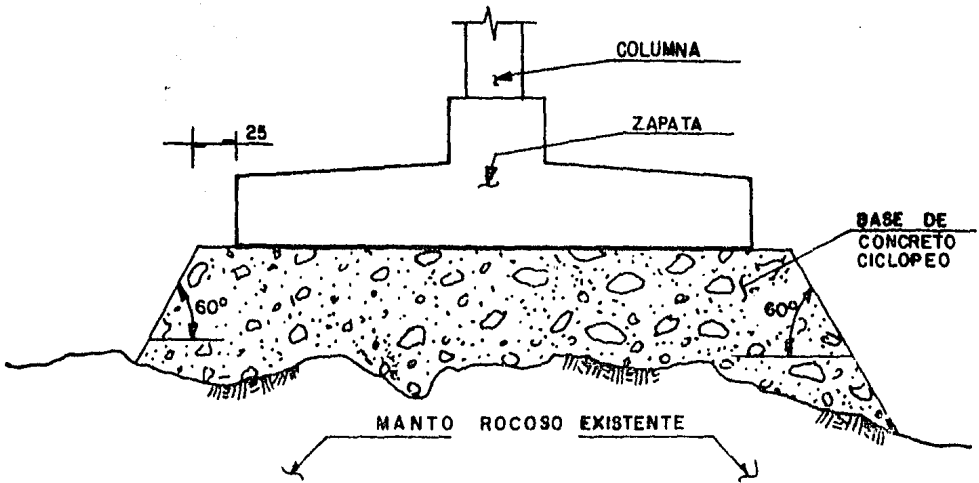
( FIGURA No. 3 )



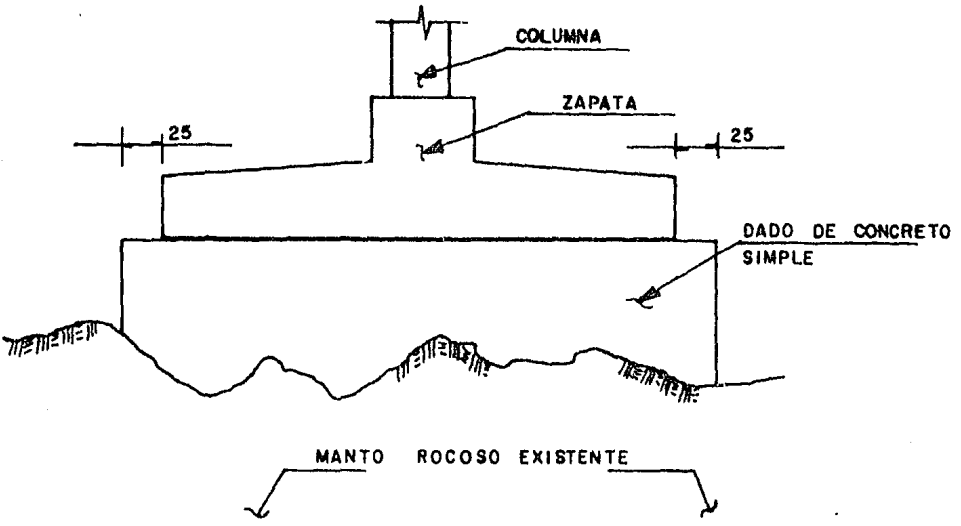
**SECCION TRANSVERSAL**  
**( FIGURA No. 4 )**



**BASE DE APOYO PARA LA ZAPATA**  
**( FIGURA No.5 )**



**BASE DE APOYO DE CONCRETO CICLOPEO**  
( FIGURA No. 6 )



**DADO DE APOYO DE CONCRETO SIMPLE**  
( FIGURA No. 7 )

## C A P I T U L O III

SOLICITACIONES (cargas que actúan sobre la estructura)

Las solicitaciones son aquellas acciones que obran durante la vida de una estructura y que se tienen que considerar en el diseño, para evitar la falla de la misma.

Evidentemente uno de los aspectos principales en el diseño es el conocimiento de las solicitaciones que actuarán sobre las estructuras. Si éste conocimiento no es el adecuado resultarán inútiles todos los refinamientos que puedan obtenerse en el análisis y dimensionamiento.

Las solicitaciones se pueden clasificar en:

Acciones Permanentes.

Esta categoría comprenderá:

## I).- La carga muerta.

Es aquella que actúa en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo; y estará constituida por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales o de relleno: -- tal es el caso del peso de trabes, muros, pisos, instalaciones y equipo que ocupará una posición fija y permanente en la construcción.

II).- El empuje estático de carácter permanente de tierras y de líquidos.

III).- Las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Dentro del concepto de carga muerta, donde -- se incluye el peso de todos los materiales -- necesarios en la construcción de la estructura, se pueden presentar variaciones sumamente importantes con respecto a las cargas de diseño, debido principalmente a variaciones en las dimensiones de los elementos y por lo tanto en los volúmenes de los materiales, -- que se traducen en la aplicación de cargas -- no consideradas originalmente.

Por otro lado las deformaciones excesivas de los sistemas de piso, así como los desplazamientos debidos al presfuerzo, originan rellenos no considerados en el análisis, con el objeto de corregir niveles. Estos casos, al igual que el anterior, nos conducen a un incremento de la carga muerta. Y en ambos -- casos el elemento estructural más afectado -- en una construcción puede ser la cimenta---- ción.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente, tomado de la referencia-1 del Reglamento de Construcciones del -- Distrito Federal.

MATERIAL			PESO VOLUMETRICO (Ton./m <sup>3</sup> )	
			MAXIMO	MINIMO
<b>I</b>	<b>PIEDRAS NATURALES</b>			
	ARENISCAS (CHILUCAS Y CANTERAS)	SECAS	2.45	1.75
		SATURADAS	2.50	2.00
	BASALTOS (PIEDRA BRAZA)	SECOS	2.60	2.35
		SATURADOS	2.65	2.45
	GRANITO		3.20	2.40
	MARMOL		2.60	2.55
	PIZARRAS	SECAS	2.80	2.30
		SATURADAS	2.85	2.35
	TEPETATES	SECOS	1.60	0.75
		SATURADOS	1.95	1.30
	TEZONTLES	SECOS	1.25	0.65
		SATURADOS	1.55	1.15
<b>II</b>	<b>SUELOS</b>			
	ARENA DE GRANO DE TAMAÑO UNIFORME	SECA	1.75	1.40
		SATURADA	2.10	1.85
	ARENA BIEN GRADUADA	SECA	1.90	1.55
		SATURADA	2.30	1.95
	ARCILLA TIPICA DEL VALLE DE MEXICO EN SU CONDICION NATURAL		1.50	1.20
<b>III</b>	<b>PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS</b>			
	CONCRETO SIMPLE CON AGREGADOS DE PESO NORMAL		2.20	2.00
	CONCRETO REFORZADO		2.40	2.20
	MORTERO DE CAL Y ARENA		1.50	1.40
	MORTERO DE CEMENTO Y ARENA		2.10	1.90
	APLANADO DE YESO		1.50	1.10
	TABIQUE MACIZO HECHO A MANO		1.50	1.30
	TABIQUE MACIZO PRENSADO		2.20	1.60
	BLOQUE HUECO DE CONCRETO LIGERO (VOLUMEN NETO)		1.30	0.90
	BLOQUE HUECO DE CONCRETO INTERMEDIO (VOLUMEN NETO)		1.70	1.30
	BLOQUE HUECO DE CONCRETO PESADO (VOLUMEN NETO)		2.20	2.00
	VIDRIO PLANO		3.10	2.60
<b>IV</b>	<b>MADERA</b>			
	CAOBA	SECA	0.65	0.55
		SATURADA	1.00	0.70
	CEDRO	SECO	0.55	0.40
		SATURADO	0.70	0.50
	OYAMEL	SECO	0.40	0.30
		SATURADO	0.65	0.55
	ENCINO	SECO	0.90	0.80
		SATURADO	1.00	0.80
	PINO	SECO	0.65	0.45
		SATURADO	1.00	0.80
<b>V</b>	<b>RECUBRIMIENTOS</b>		PESO EN Kg./m <sup>2</sup>	
	ZULEJO		15	10
	MOSAICOS DE PASTA		35	25
	GRANITO O TERRAZO DE 20 x 20		45	35
	" " " " 30 x 30		55	45
	" " " " 40 x 40		65	55
	LOSETA ASFALTICA O VINILICA		10	5



Los valores mínimos señalados se emplearán, de acuerdo con el artículo 213 del Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

#### Acciones Variables.

Esta categoría comprenderá:

##### I).- La carga viva.

Representa las fuerzas gravitacionales que actúan en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen el carácter de permanente. Estas cargas se consideran esencialmente variables ya que las constituyen el peso de las personas que ocuparán la construcción, los muebles, equipo, máquinas, mercancías, etc.

##### II).- Los efectos causados en las estructuras por los cambios de temperatura y por concentraciones.

##### III).- Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.

##### IV).- Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto y frenaje.

Como puede apreciarse, una persona no tiene un lugar determinado dentro de una habitación o bien los objetos que se almacenan pueden variar tanto en magnitud así como de posición, por lo cual se hace imposible --

considerar una carga determinada y en un lugar dado, - al mismo tiempo que no es ni económico ni posible el - considerar todas las condiciones de carga. En vista - del carácter aleatorio de este tipo de carga, se impo- ne una solución estadística o probabílistica para defi- nir una carga uniforme que dentro de ciertos márgenes de seguridad sea equivalente a la esperanza de cargas, concentradas o repartidas aplicables en la estructura.

Lo que podemos pensar intuitivamente es, que la carga viva dependerá en primer término del destino que vaya a tener la construcción y en el caso de edificios tam- bién dependerá de la magnitud del área tributaria.

Al igual que para las acciones permanentes, el Regla- mento de Construcciones para el Distrito Federal, nos proporciona una tabla de la que, en función del desti- no del piso o de la cubierta en cuestión, se pueden ob- tener las cargas vivas unitarias nominales que obrarán sobre la estructura. Esta tabla se transcribe a conti- nuación.

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA		W CIMENTACION	W <sub>0</sub> SISMO	W <sub>m</sub> DISEÑO ESTRUCTURAL
I	HABITACION (CASAS - HABITACION, APARTAMENTOS, VIVIENDAS, DORMITORIOS, CUARTOS DE HOTEL, INTERNADOS DE ESCUELAS, CARCELES, CORRECCIONALES, HOSPITALES Y SIMILARES); OFICINAS, DESPACHOS Y LABORATORIOS.	70	90	120 + 420/√A
II	COMUNICACION PARA PEATONES (PASILLOS, ESCALERAS, RAMPA, VESTIBULOS Y PASAJES DE ACCESO LIBRE AL PUBLICO).	40	150	150 + 200/√A
	CUANDO SIRVEN A NO MAS DE 200 m <sup>2</sup> DE AREA HABITABLE.	40	150	150 + 400/√A
	CUANDO SIRVEN A UN AREA HABITABLE SUPERIOR A 200 m <sup>2</sup> E INFERIOR A 400 m <sup>2</sup>	40	150	150 + 600/√A
	CUANDO SIRVEN A 400 m <sup>2</sup> O MAS DE AREA HABITABLE O A UN LUGAR DE REUNION.	40	150	150 + 600/√A
III	ESTADIOS Y LUGARES DE REUNION SIN ASIENTOS INDIVIDUALES	40	350	450
IV	OTROS LUGARES DE REUNION (TEMPLOS, CINES, TEATROS, GIMNASIOS, SALONES DE BAILE, RESTAURANTES, BIBLIOTECAS, AULAS, SALAS DE JUEGO Y SIMILARES)	40	250	300
V	COMERCIOS, FABRICAS Y BODEGAS	0.8 W <sub>m</sub> .	0.9 W <sub>m</sub>	W <sub>m</sub> .
	AREA TRIBUTARIA HASTA DE 20 m <sup>2</sup> AREA TRIBUTARIA MAYOR DE 20 m <sup>2</sup>	0.7 W <sub>m</sub> .	0.8 W <sub>m</sub> .	0.9 W <sub>m</sub> .
VI	TANQUES Y CISTERNAS	0.7 W <sub>m</sub> .	0.8 W <sub>m</sub> .	W <sub>m</sub> .
VII	CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE NO MAYOR DEL 5 %.	15	70	100
VIII	CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE MAYOR DEL 5 % Y MENOR DEL 20 %	5	20	60
IX	CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE MAYOR DE 20 %.	5	20	30
X	VOLADOS EN VIA PUBLICA (MARQUESINAS, BALCONES Y SIMILARES.)	15	70	300
XI	GARAJES Y ESTACIONAMIENTOS (PARA AUTOMOVILES EXCLUSIVAMENTE.)	40	100	150
XII	ANDAMIOS Y CIMBRA PARA CONCRETO	15	70	100

### Acciones Accidentales.

Se considerarán acciones accidentales las siguientes:

#### I).- Sismo.

Se conoce más acerca de los efectos producidos por un temblor que las causas que lo producen. Los temblores pueden tener un origen tectónico o volcánico. Según las teorías más razonables, los temblores tectónicos se deben a una acumulación de energía de deformación en los grandes bloques del interior de la corteza terrestre, provocadas por distintas causas.

Las erupciones volcánicas pueden producir temblores; sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónico.

Deberán considerarse fuerzas laterales producidas por los sismos en regiones donde puedan presentarse dichos fenómenos.

Las cargas sísmicas que actúan sobre una estructura durante un terremoto son efectos internos de inercia, que resultan de las aceleraciones a que está sujeta la masa del sistema. Las cargas reales dependen de los siguientes factores:

- a).- Intensidad y carácter del movimiento del suelo, en el lugar en que se origina el temblor, y forma de transmisión a la estructura.
- b).- Propiedades dinámicas de la estructura, tales como sus modos y períodos de vibración además de sus características de amortiguamiento.
- c).- La masa de la estructura como un todo, o de sus componentes.

Para conveniencia de diseño, el efecto de un sismo - se considera como una carga estática equivalente que actúa horizontalmente sobre la estructura.

Aunque no es posible predecir los sismos máximos en una cierta localidad, la historia y la experiencia, - junto con observaciones geológicas, han demostrado - que los sismos máximos probables varían con las dife-  
rentes áreas y que pueden especificarse diferentes - cargas sísmicas de diseño.

En este trabajo las acciones dinámicas o sus equiva-  
lentes estáticas debidas a sismo, se consideraron en la forma que lo especifica el capítulo XXXVI del Re-  
glamento para las construcciones en el Distrito Fede-  
ral.

## II).- Viento.

Esencialmente, el viento es aire en movimiento y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas - presiones y deformaciones sobre los objetos que se - le interponen. Cuando un sólido es colocado en la - corriente de un fluido, las partículas de este últi-  
mo desvían su trayectoria y pasan rozando la superfi-  
cie del sólido. Si la velocidad es muy pequeña, las trayectorias de las partículas envuelven prácticamen-  
te al sólido. Al aumentar la velocidad del aire, -- sus partículas envuelven al sólido en la cara de bar-  
lovento, mientras que en la zona de sotavento, se se-  
paran violentamente, creando una serie de alteracio-  
nes que se traducen en cambios de velocidad y por lo tanto de presión con el tiempo.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido de que son producidas por un fluido en mo-  
vimiento.

En algunos casos bastará con representar la acción - del viento como una fuerza estática de determinadas características. En otros casos esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta además, los efectos dinámicos producidos en el sólido, por una fuerza que es función del tiempo.

En algunas formas estructurales se pueden predecir - los efectos dinámicos producidos por el viento, pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelos físicos, en un túnel de viento.

Al igual que en el capítulo anterior (sismo), los -- efectos producidos por las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento, se determinaron como lo estipula el capítulo XXXVIII del Reglamento de las --- Construcciones para el Distrito Federal.

III).- Otras acciones accidentales. Estas serán explosiones, incendios y otras acciones que puedan ocurrir - en casos extraordinarios. En general no será necesario incluirlas en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar el comportamiento catastrófico de la construcción en caso de ocurrir - tales acciones.

Las cargas que se usarán para ésta estructura en particular, se encuentran perfectamente detalladas para todas y cada una de las zonas que componen la estación en el capítulo número V.

## C A P I T U L O    I V

## ESTRUCTURACION

Es altamente difícil definir lo que es el diseño estructural con unas simples palabras, porque en el proceso de diseñar intervienen variables de distinta naturaleza, lo cual lo hace demasiado complejo; puede ser que alguna de las formas para definir ésta actividad, sea la de tratar de darle forma a la idea creativa que tiene el proyectista para diseñar alguna estructura.

De una manera muy general, el problema consiste en formar una estructura, la cual deberá cumplir con una determinada función, proveyéndola de una seguridad que sea razonable y cuyo comportamiento debe ser adecuado en condiciones normales de servicio. Además de cumplirse otros requisitos tales como el de mantener el costo dentro de límites económicos y el de satisfacer determinadas exigencias estéticas.

No se podrá hablar de una solución que sea única, puesto que el grado de complejidad que se presenta en cada uno de los problemas de diseño nos conduce a obtener una solución que será razonable. Para esto, la labor que desarrolla el ingeniero proyectista tiene algo de arte, así como también de disciplina científica. El ingeniero, sin lugar a dudas, debe aprovechar la vasta información científica de que dispone; pero además tendrá que tomar en cuenta ciertos factores, los cuales están fuera del campo de las matemáticas y de la física.

En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, supuestas ciertas solicitaciones razonables y definidas las dimensiones generales, se hace común el estudiar varias estructuraciones para su solución. La elección de la estructuración más adecuada representa sin duda uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto. La minuciosidad o el refinamiento que se haga después en el dimensionamiento de las secciones son de menor importancia.

En el proceso de estructuración, se escoge el material más adecuado para la construcción de la estructura y además se disponen los materiales o elementos estructurales de tal manera que se obtenga una solución que pueda ser la óptima.

Entre los factores que intervienen para determinar la estructura más adecuada se deben considerar los siguientes:

- a).- Proyecto arquitectónico. Este a su vez regido por la funcionalidad de la construcción.
- b).- Solicitaciones. Las cuales dependen del destino de la construcción, la zona geográfica etc. El tipo, magnitud y distribución de las solicitaciones definirán, en muchos casos, los materiales, la distribución de elementos y la forma estructural.

En el diseño de la estructura se buscará el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las solicitaciones establecidas.

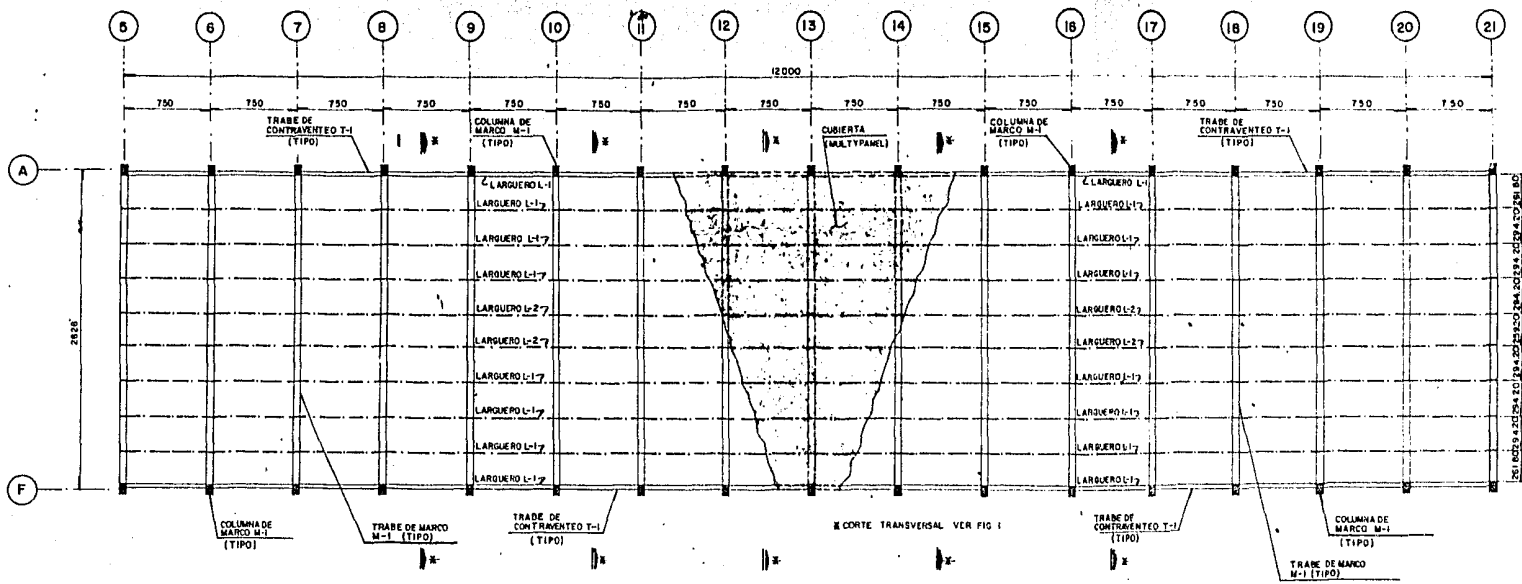
- c).- Economía. Teniendo en cuenta los factores que intervienen en el proyecto estructural, habrá que optimizar la solución. Considerando los -



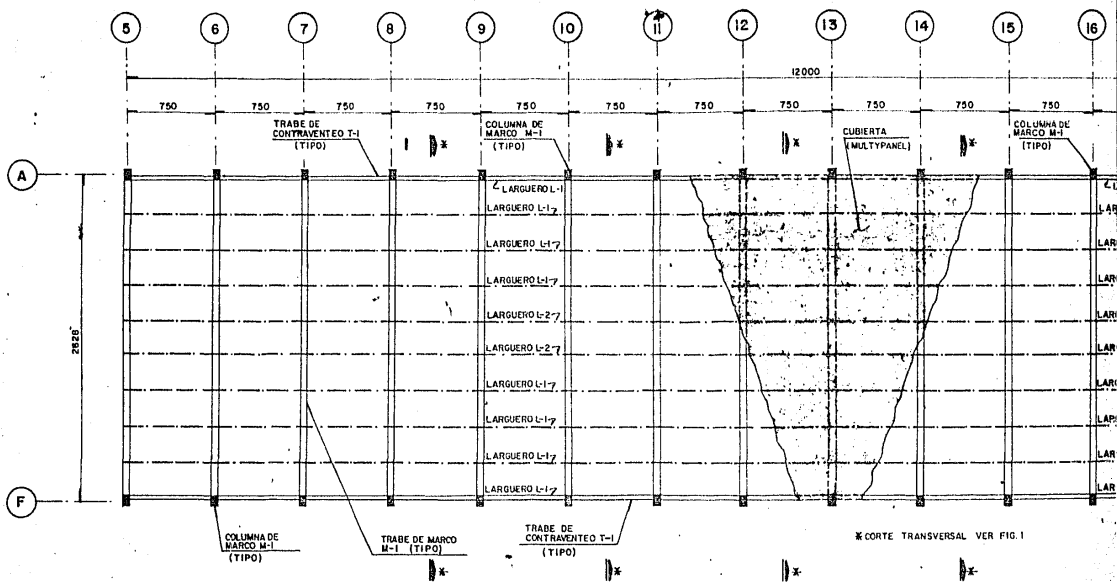
distintos materiales estructurales, posibles - dimensiones de los claros, plazos de ejecución etc.

- d).- Solución constructiva. La solución estructural que se adoptará tendrá que ser fácilmente realizable dentro de las limitaciones propias que haya para la obtención de materiales, disponibilidad de maquinaria y obra de mano, velocidad de ejecución, etc.

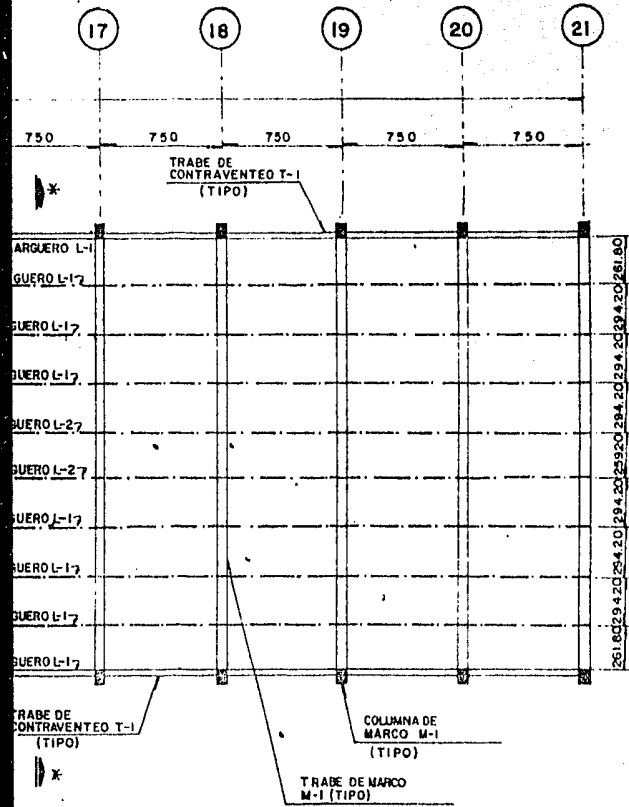
Para una mejor comprensión de la estructuración empleada en este caso en particular, ver la descripción general del proyecto en el capítulo número II, y que conjuntamente con los planos siguientes nos dan una idea de como se llevó a cabo ésta; además en el capítulo número V se amplía esta descripción.



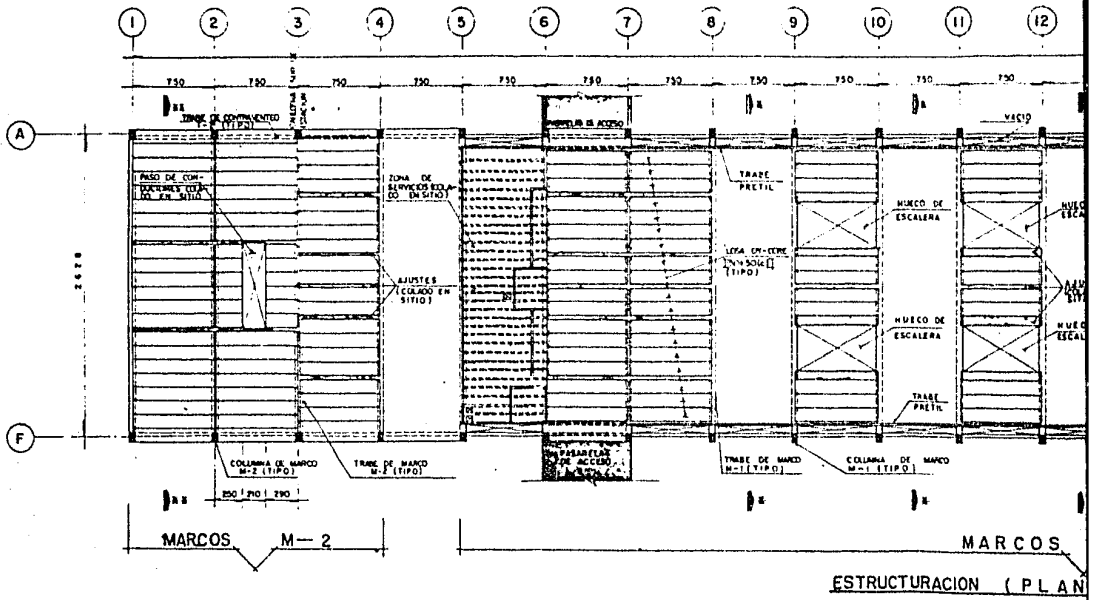
ESTRUCTURACION (PLANTA DE AZOTEA)



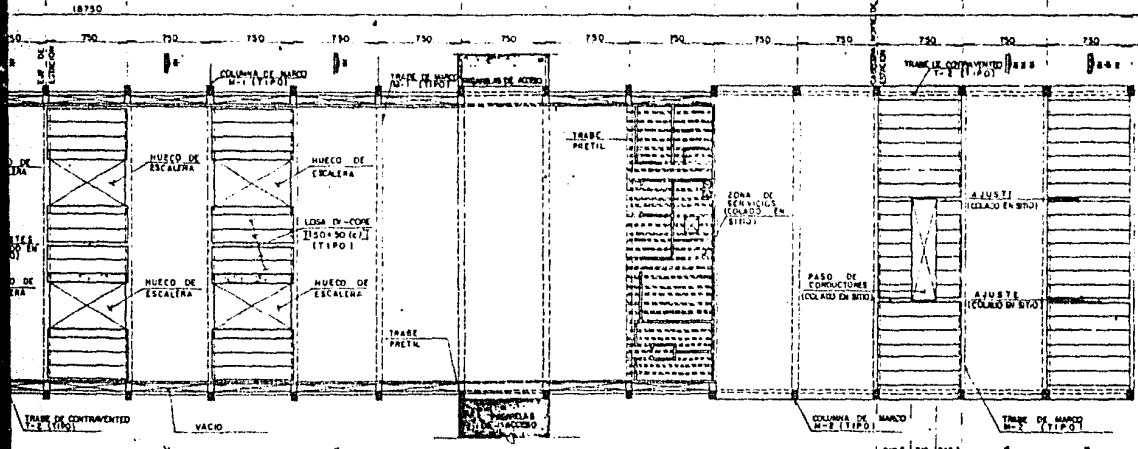
**ESTRUCTURACION (PLANTA DE AZOTE)**



A)



13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26

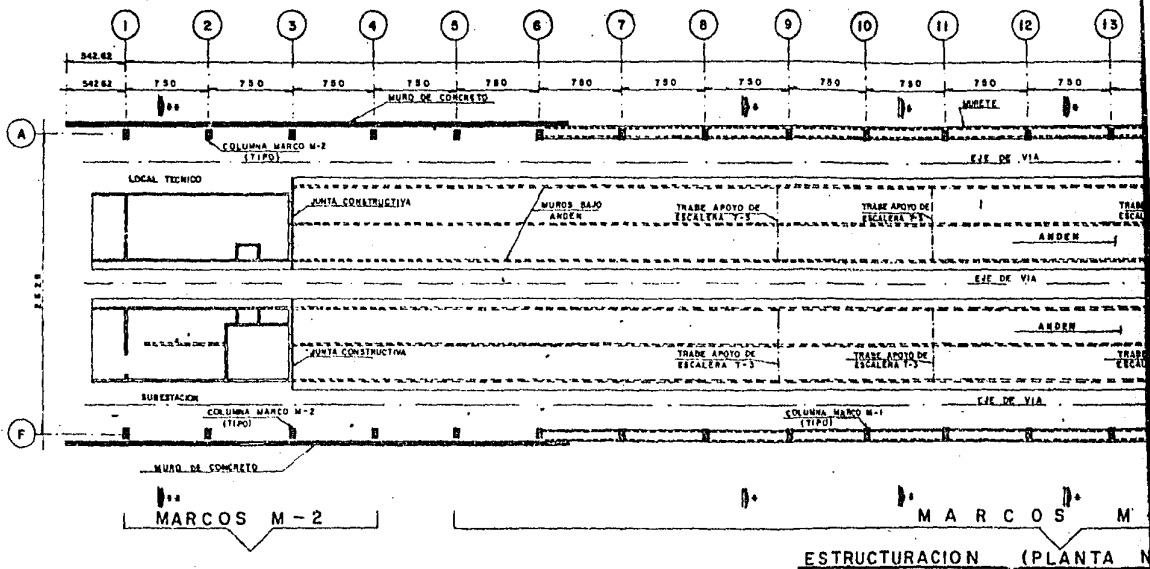


M-1  
M-2

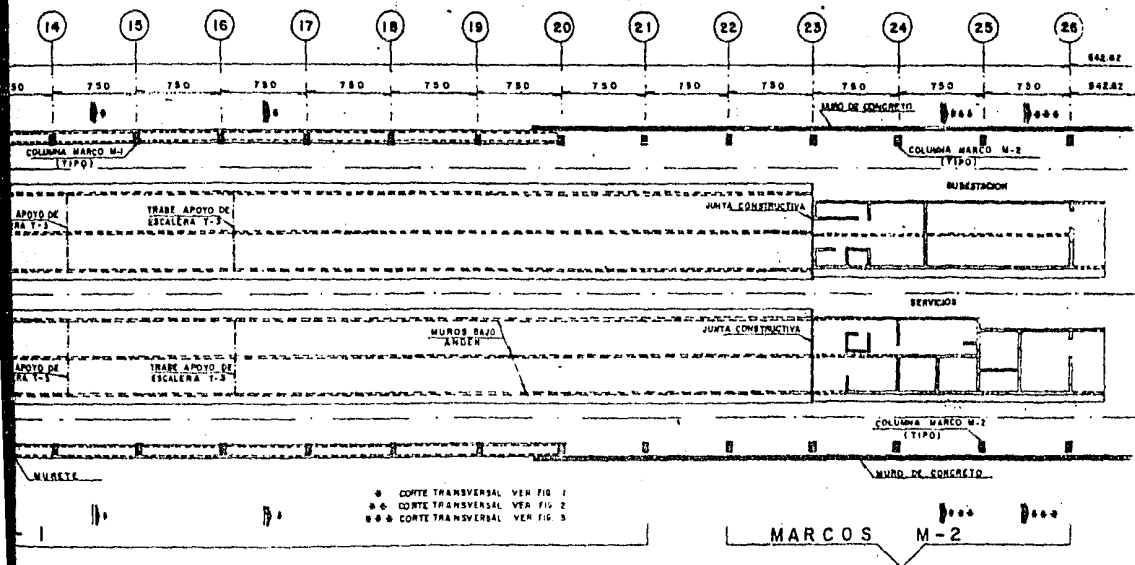
§ CORTE TRANSVERSAL VER FIG 1  
§ § CORTE TRANSVERSAL VER FIG 2  
§ § § CORTE TRANSVERSAL VER FIG 3

MARCOS M-2

T A N. P. T. 76.321 ) VESTIBULO

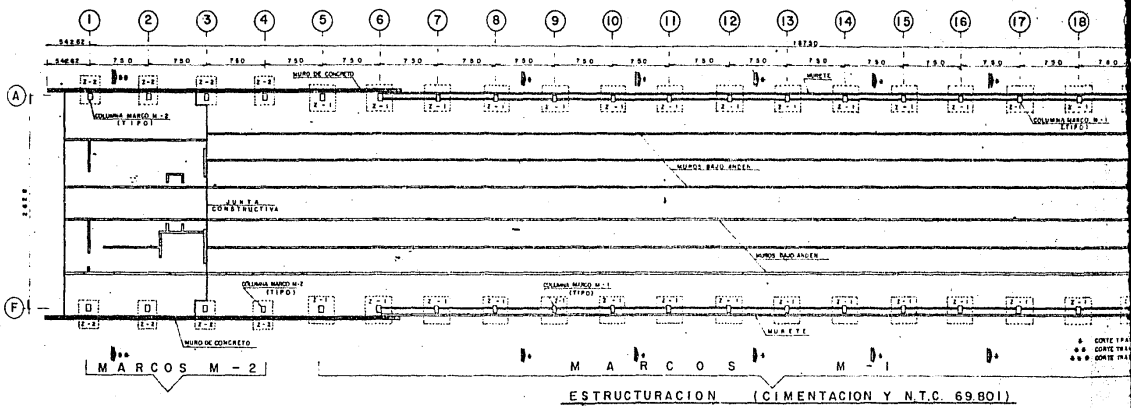


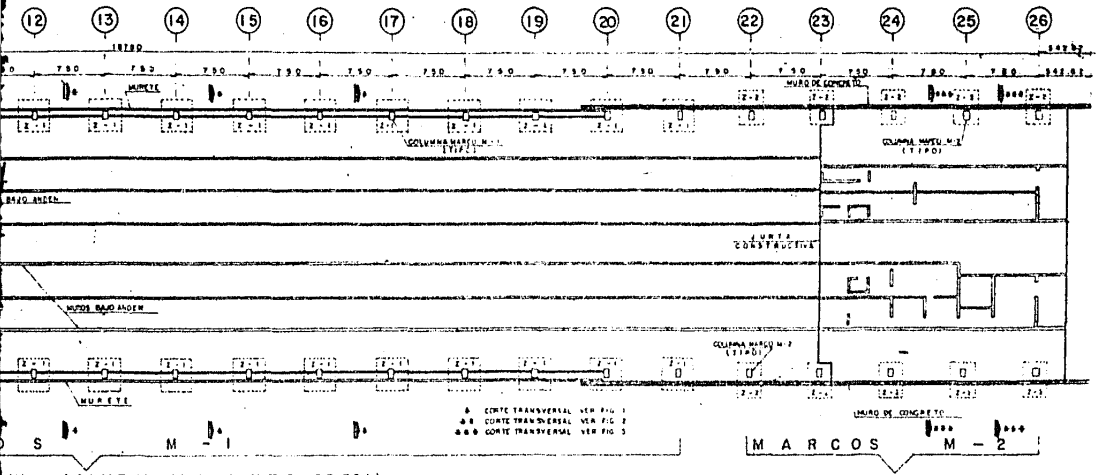
ESTRUCTURACION (PLANTA N)



P.T. 71.421) ANDEN







A CORTE TRANSVERSAL VER FIG. 1  
 B-B CORTE TRANSVERSAL VER FIG. 2  
 C-C CORTE TRANSVERSAL VER FIG. 3

MARCOS M - 2

N (CIMENTACION Y N.T.C. 69 801)

## CAPITULO V

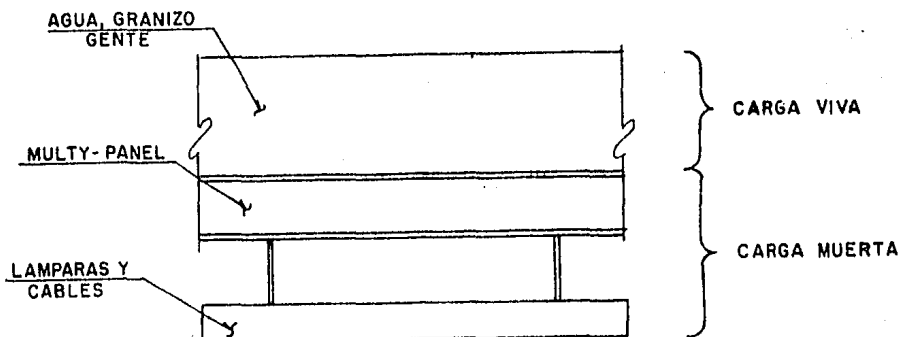
### ANALISIS PRELIMINARES

Una vez tomados en cuenta los factores mencionados - con anterioridad, se llegó a la conclusión de elegir los materiales más convenientes para los fines de la estructura, los cuales se fueron integrando en diversas combinaciones entre - los materiales típicos en la construcción, tales como el concreto, acero y los prefabricados (elementos presforzados).

Se hicieron combinaciones con elementos de acero estructural y concreto reforzado, así como también entre el mismo acero con elementos presforzados; de todos ellos haremos - referencia en los distintos análisis de cargas que a continuación se llevarán a cabo de cada uno de los niveles mostrados en las plantas de referencia (estructuración).

#### ANALISIS DE CARGAS NIVEL AZOTEA

cubierta (multy-panel) $h=6.35$ cm	$= 15$ Kg/m <sup>2</sup>
instalaciones diversas	$= 25$ Kg/m <sup>2</sup>
suma de cargas muertas	$= 40$ Kg/m <sup>2</sup>



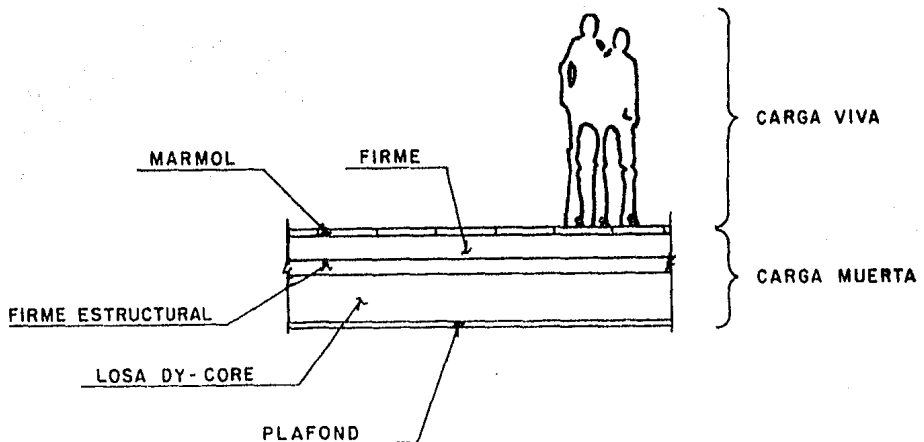
## RESUMEN DE CARGAS

CONCEPTO	DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES	DISEÑO SISMICO	DISEÑO DE CIMENTACION Y ESTIMACION DE ASENTAMIENTO
CARGA MUERTA	40 Kg/m <sup>2</sup>	40 Kg/m <sup>2</sup>	40 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	100 Kg/m <sup>2</sup>	70 Kg/m <sup>2</sup>	15 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA DE DISEÑO	140 Kg/m <sup>2</sup>	110 Kg/m <sup>2</sup>	55 Kg/m <sup>2</sup>

ANALISIS DE CARGAS N.P.T. 76.321 (VESTIBULO)

marmol	0.02x2600	=	52 Kg/m <sup>2</sup>
firme	0.08x2200	=	176 Kg/m <sup>2</sup>
firme estructural	0.05x2400	=	120 Kg/m <sup>2</sup>
losa dy-core(h=15 cm.)		=	196 Kg/m <sup>2</sup>
plafond (acabado inferior)	0.015x1500	=	23 Kg/m <sup>2</sup>

Suma de cargas muertas = 567 Kg/m<sup>2</sup>

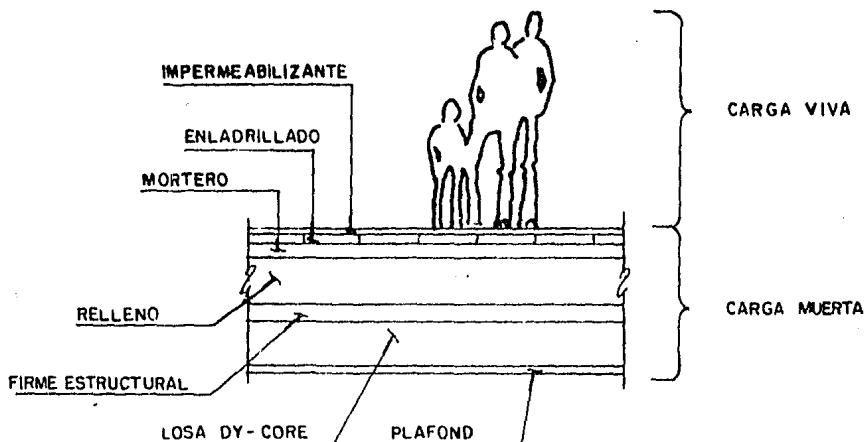


## RESUMEN DE CARGAS

CONCEPTO	DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES	DISEÑO SISMICO	DISEÑO DE CIMENTACION Y ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS
CARGA MUERTA	567 Kg/m <sup>2</sup>	567 Kg/m <sup>2</sup>	567 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	500 Kg/m <sup>2</sup>	350 Kg/m <sup>2</sup>	40 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA DE DISEÑO	1067 Kg/m <sup>2</sup>	917 Kg/m <sup>2</sup>	607 Kg/m <sup>2</sup>

ANALISIS DE CARGAS AZOTEA (CABECERAS)

impermeabilizante	=	20 Kg/m <sup>2</sup>
enladrillado	0.02x1500	= 30 Kg/m <sup>2</sup>
mortero	0.03x2100	= 63 Kg/m <sup>2</sup>
relleno para dar pendiente	0.15x1550	= 233 Kg/m <sup>2</sup>
firme estructural	0.05x2400	= 120 Kg/m <sup>2</sup>
losa dy-core (h=15 cm.).	=	196 Kg/m <sup>2</sup>
plafond (acabado inferior)	0.015x1500	= 23 Kg/m <sup>2</sup>
Suma de cargas muertas	=	685 Kg/m <sup>2</sup>

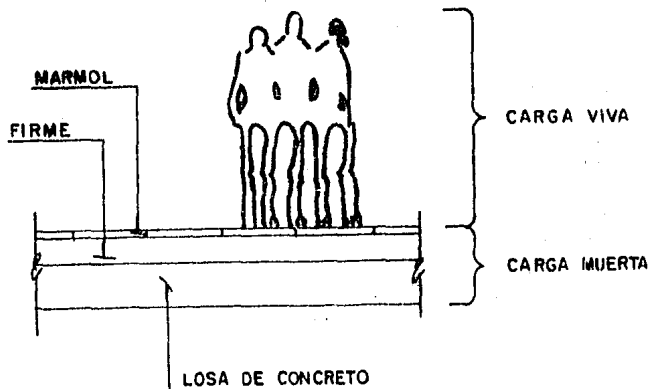


## RESUMEN DE CARGAS

CONCEPTO	DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES	DISEÑO SISMICO	DISEÑO DE CIMENTACION Y ESTIMACION DE ABERTAMIENTOS
CARGA MUERTA	685 Kg/m <sup>2</sup>	685 Kg/m <sup>2</sup>	685 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	100 Kg/m <sup>2</sup>	70 Kg/m <sup>2</sup>	15 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA DE DISEÑO	785 Kg/m <sup>2</sup>	755 Kg/m <sup>2</sup>	700 Kg/m <sup>2</sup>

ANALISIS DE CARGAS N.P.T. 71.421 (ANDEN)

marmol	0.02x2600	=	52 Kg/m <sup>2</sup>
firme	0.08x2200	=	176 Kg/m <sup>2</sup>
losa de concreto	0.15x2400	=	360 Kg/m <sup>2</sup>
Suma de cargas muertas			= 588 Kg/m <sup>2</sup>

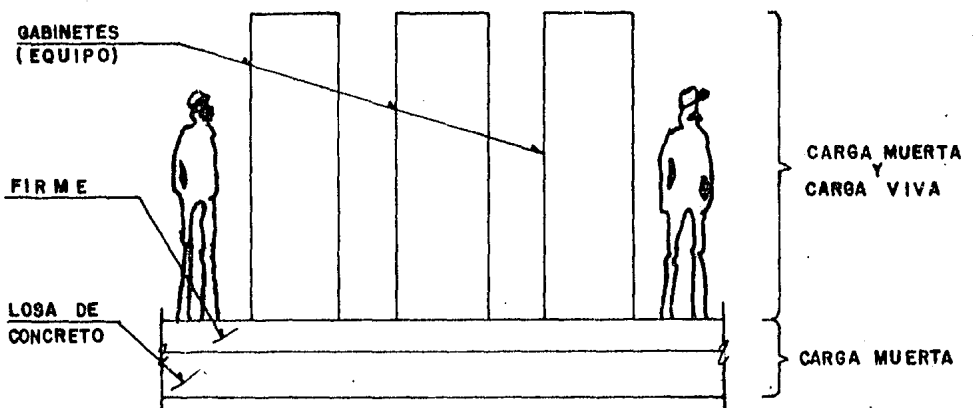


## RESUMEN DE CARGAS

CONCEPTO	DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES	DISEÑO SISMICO	DISEÑO DE CIMENTACION Y ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS
CARGA MUERTA	588 Kg/m <sup>2</sup>	588 Kg/m <sup>2</sup>	588 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	500 Kg/m <sup>2</sup>	350 Kg/m <sup>2</sup>	40 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA DE DISEÑO	1088 Kg/m <sup>2</sup>	938 Kg/m <sup>2</sup>	628 Kg/m <sup>2</sup>

### ANALISIS DE CARGAS N.P.T. 71.421 (LOCALES TECNICOS Y SUBESTACIONES)

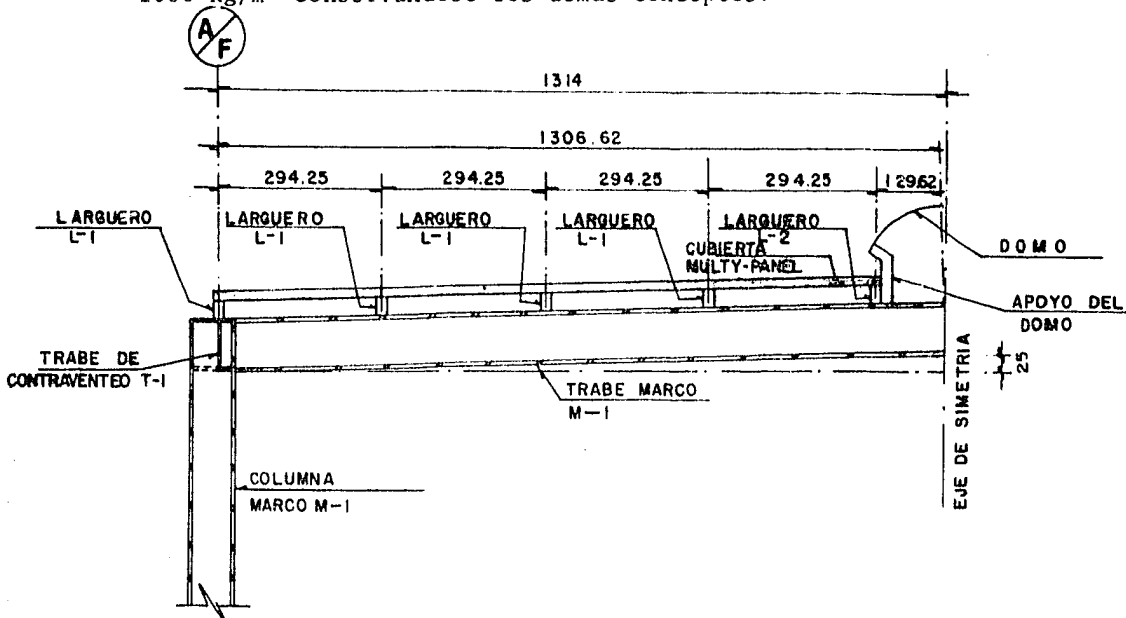
Equipo		=	1500 Kg/m <sup>2</sup>
firme	0.10x2200	=	220 Kg/m <sup>2</sup>
losa de concreto	0.15x2400	=	360 Kg/m <sup>2</sup>
Suma de cargas muertas		=	2080 Kg/m <sup>2</sup>



## RESUMEN DE CARGAS

CONCEPTO	DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES	DISEÑO SISMICO	DISEÑO DE CIMENTACION Y ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS
CARGA MUERTA	2080 Kg/m <sup>2</sup>	2080 Kg/m <sup>2</sup>	2080 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	200 Kg/m <sup>2</sup>	90 Kg/m <sup>2</sup>	70 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA DE DISEÑO	2280 Kg/m <sup>2</sup>	2170 Kg/m <sup>2</sup>	2150 Kg/m <sup>2</sup>

Las cargas en las zonas de subestaciones se disminuirán en 500 Kg/m<sup>2</sup> con respecto a las de locales técnicos, ya que la carga por equipo en dichas subestaciones es de ----- 1000 Kg/m<sup>2</sup> conservándose los demás conceptos.



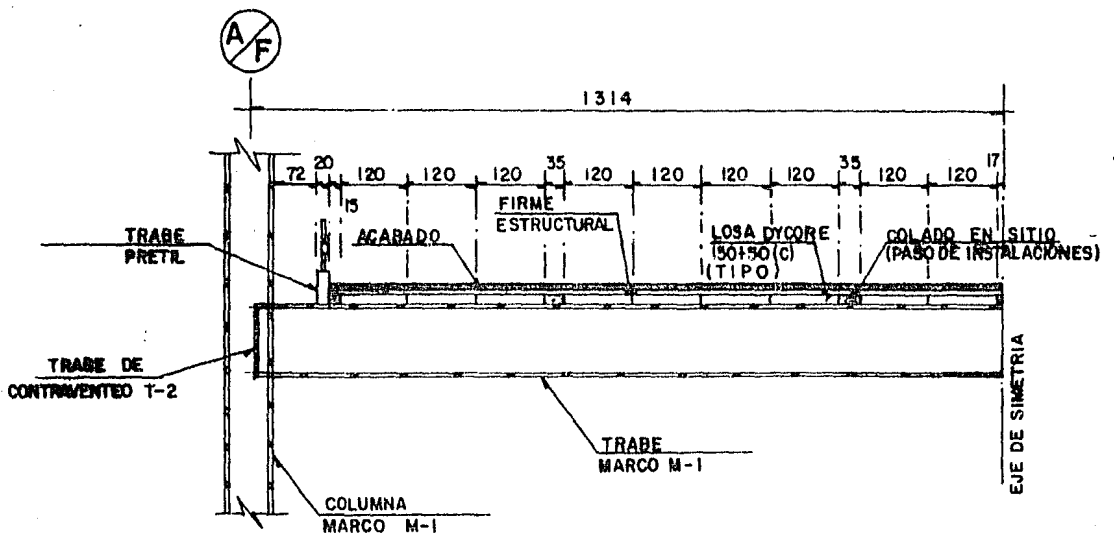
### DISTRIBUCION DE CARGAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES A Z O T E A

Como se observa en la figura la cubierta (multy-panel), se apoya directamente sobre los largueros; los cuales a su vez se apoyan en la trabe del marco, transmitiéndole así la carga que actúa en la cubierta en forma de cargas puntuales a la trabe.



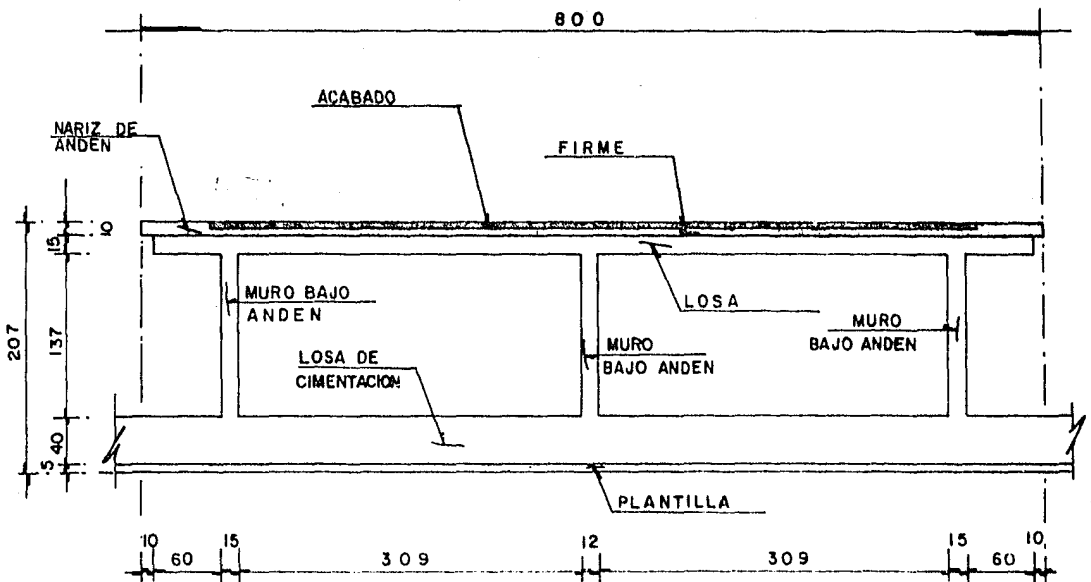
La forma como se distribuye la carga que existe en la cubierta sobre los largueros, es por medio de área tributaria, o sea, cada larguero tomará  $S/2$  de cada uno de los claros contribuyentes; siendo "S" la distancia centro a centro entre largueros.

Ya definida la manera como se cargan los elementos estructurales, se procede al análisis de los mismos.



### DISTRIBUCION DE CARGAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES VESTIBULO ( N.P.T. 76.321 )

Según la forma en que se estructuró este nivel, se aprecia que la losa dy-core transmitirá la carga actuante sobre el vestíbulo en forma uniforme sobre la trabe del marco metálico. Para eso se tomará el ancho tributario de cada uno de los marcos, y que para este caso en especial se torna tipo, ya que la separación entre cada marco es igual en toda la estación, correspondiéndole un ancho tributario de 7.50 metros.



### **DISTRIBUCION DE CARGAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANDÉN (N.P.T. 71.421)**

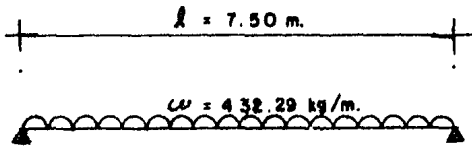
En este caso la losa de andén y los muros conjuntamente forman un marco, y que por las características que presenta se hace necesario tomar un ancho unitario, por lo que la carga que actuará sobre el mismo se traducirá en una uniforme.

En lo que respecta a los locales técnicos y subestaciones, se presentarán casos como el mencionado líneas arriba; también se hará presente el caso de tener tableros definidos por traveses y muros, por lo que la forma de distribuirse la carga en esos elementos es según la teoría de "Marcus" o sea con líneas a  $45^\circ$  a partir de los vértices.

Una vez definida la manera de cargar los elementos estructurales, se procede al análisis y diseño de los mismos.

ANÁLISIS Y DISEÑO

LARGUERO L-1



cargas que actúan sobre el larguero.

 $\omega =$  cubierta + peso propio. $\omega = \omega_D \times b +$  peso propio.

$$\omega = 140 \times \left( \frac{2.9425}{2} + \frac{2.9425}{2} \right) + 10.17 \times 2 = 432.29 \text{ Kg/m}$$

Flexión

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{432.29 \times 7.50^2}{8} = 3039.54 \text{ Kg-m}$$

con 2 CPL-2 8" x 3" cal. 10

S = 78.87 cm<sup>3</sup> por cada CPL-2

esfuerzo permisible

Fb = 2130 Kg/cm<sup>2</sup> (dato del fabricante, ver manual A.H.M.S.A.)

esfuerzo actuante

$$fb = \frac{M}{S} = \frac{303954}{2 \times 78.87} = 1926.93 \text{ Kg/cm}^2$$

el esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo permisible por lo cual los perfiles propuestos son correctos para flexión.

### Cortante

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{432.29 \times 7.50}{2} = 1621.09 \text{ Kg.}$$

esfuerzo permisible

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \times 3550 = 1420 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzo actuante

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{V}{2(\text{exd})} = \frac{1621.09}{2(0.342 \times 20.32)} = 116.63 \text{ Kg/cm}^2$$

el esfuerzo actuante es mucho menor que el esfuerzo permisible, por lo que, también son correctos para cortante.

### Revisión por deformación

$$\text{deformación permisible } \delta_{\text{perm}} = 0.5 \text{ cm.} + \frac{L}{240}$$

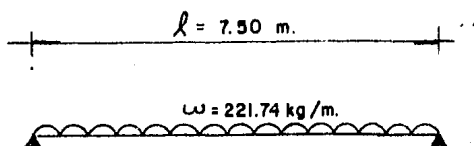
$$\delta_{\text{perm}} = 0.5 + \frac{750}{240} = 3.625 \text{ cm.}$$

deformación máxima.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5 \omega l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 4.3229 \times 750^4}{384 \times 2030000 \times 801.37 \times 2} = 5.47 \text{ cm.} > \delta_{\text{perm.}}$$

Se le dará una contraflecha de 2 cm para limitar las deformaciones totales.

LARGUERO L-2



cargas que actúan sobre el larguero

$$\omega = \text{cubierta} + \text{peso propio}$$

$$\omega = \omega_D \times b + \text{peso propio}$$

$$\omega = 140 \times \frac{2.9425}{2} + 7.88 \times 2 = 221.74 \text{ Kg/m}$$

### Flexión

$$M = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{221.74 \times 7.50^2}{8} = 1559.11 \text{ Kg-m}$$

con 2 CPL-2 8" x 3" cal. 12

$$S = 61.71 \text{ cm}^3 \text{ por cada CPL-2}$$

esfuerzo permisible

$$F_b = 2130 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (dato del fabricante ver manual A.H.M.S.A.)}$$

esfuerzo actuante

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{155911}{2 \times 61.71} = 1263.26 \text{ Kg/cm}^2$$

el esfuerzo actuante es menor que el permisible por lo que --  
los perfiles son aceptables.

### Cortante

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{221.74 \times 7.50}{2} = 831.53 \text{ Kg}$$

esfuerzo permisible

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \times 3550 = 1420 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzo actuante

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{V}{2(\text{exd})} = \frac{831.53}{2(0.266 \times 20.32)} = 76.92 \text{ Kg/cm}^2$$

el esfuerzo actuante es mucho menor que el esfuerzo permisible por lo que se aceptan los perfiles propuestos.

### Revisión por deformación

$$\text{deformación permisible } \delta_{\text{perm}} = 0.5 \text{ cm.} + \frac{L}{240}$$

$$\delta_{\text{perm}} = 0.5 + \frac{750}{240} = 3.625 \text{ cm.}$$

deformación máxima

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5 \omega l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 2.2174 \times \overline{750}^4}{384 \times 2030000 \times 626.99 \times 2} = 3.589 \text{ cm.}$$

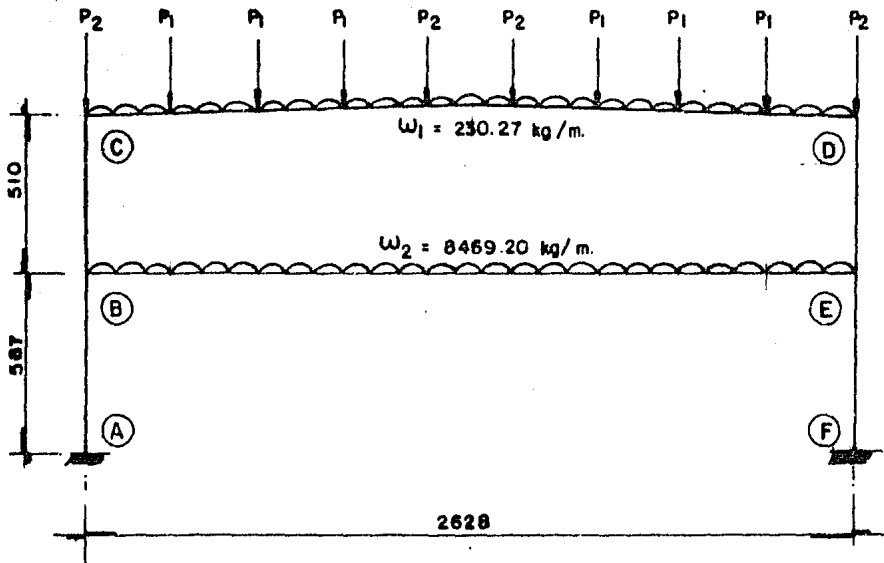
$$\delta_{\text{máx}} < \delta_{\text{permisible}}$$

pasa por deformación con 2 CPL- 2 8" x 3" cal. 12

### MARCO M-1

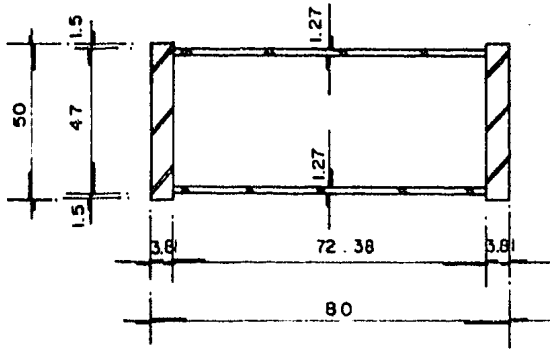
Se hará un análisis preliminar del marco metálico, los métodos que se utilizarán en este análisis serán: el método de Cross, el cual nos proporcionará los elementos mecánicos en el marco debidos a cargas gravitacionales, y el método del factor que por su parte nos proporciona también dichos elementos mecánicos, pero debido a cargas accidentales (sismo). Ambos métodos son de los conocidos como métodos -- aproximados y que nos darán una idea cercana a la realidad de la magnitud de dichos elementos mecánicos. Sin embargo los podemos considerar exactos si se realizan el número de iteraciones suficientes.

Si observamos la figura que a continuación se presenta del marco M-1, éste se está idealizando como si estuviera empotrado en el dado; lo cual no es correcto, ya que el dado puede girar y tener desplazamiento; pero se hace ésta suposición por facilidad en el análisis y así obtener los elementos mecánicos de una manera aproximada a lo que sucederá. Y en el capítulo VI ya se analiza el marco en forma correcta para su diseño definitivo.

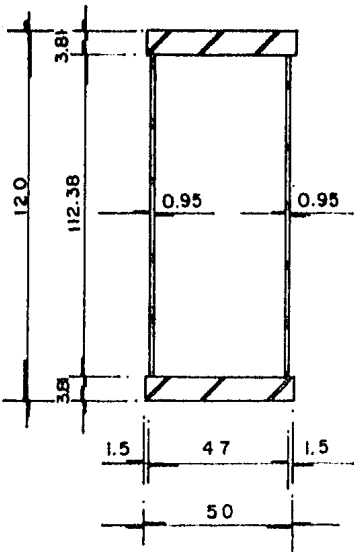


**MARCO M-1 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES (CARGA MUERTA + CARGA VIVA)**

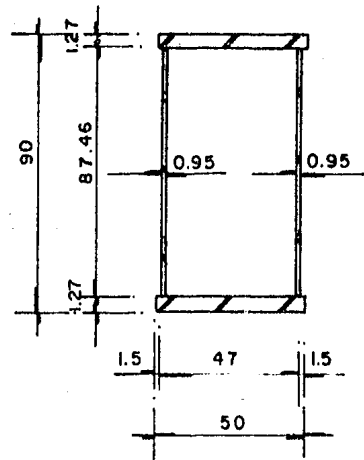
Para el análisis y diseño preliminar se proponen -  
las siguientes secciones.



**SECCION COLUMNA**



**SECCION TRABE ENTREPISO**



**SECCION TRABE AZOTEA**



cargas actuantes sobre las trabes.azotea

como se había mencionado anteriormente los largueros están descargando sobre la trabe, entonces las cargas puntuales serán:

$P_1$  = cortante del larguero L-1, 2 veces

$P_2$  = cortante del larguero L-2, 2 veces

$\omega_1$  = peso propio de la trabe

$P_1 = 1621.09 \times 2 = 3242.18 \text{ Kg.}$

$P_2 = 831.53 \times 2 = 1663.06 \text{ Kg.}$

$\omega_1 = (99.60 \times 0.50)^2 + (74.70 \times 0.8746)^2 = 230.27 \text{ Kg/m}$

entrepiso

la carga que estará actuando será uniforme y valdrá

$\omega_2 = \omega_D \times \text{ancho tributario} + \text{peso propio de la trabe}$

$\omega_2 = 1067 \times 7.50 + (298.80 \times 0.50)^2 + (74.70 \times 1.1238)^2 = 8469.20 \text{ Kg/m}$

Las rigideces relativas del marco serán en todos los casos.



$$k = \frac{4E I}{L}$$

puesto que se supone que es un empotramiento perfecto.

donde:  $k$ , rigidez del elemento.

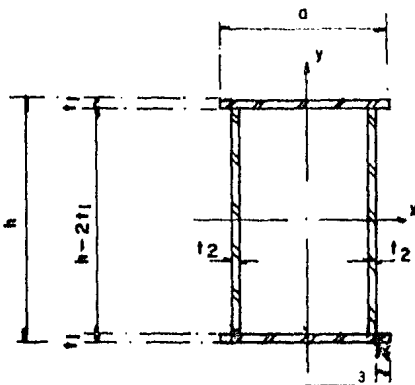
$E$ , módulo de elasticidad.

$I$ , momento de inercia.

$L$ , longitud del elemento.

propiedades de las secciones.

momento de inercia con respecto al eje donde ocurre la flexión.



$$I_{x-x} = \frac{at_1^3}{6} + 2at_1\left(\frac{h-t_1}{2}\right)^2 + \frac{t_2(h-2t_1)^3}{6}$$

$$I_{x-x} \text{ columnas} = \frac{50 \times 3.81^3}{6} + 2 \times 50 \times 3.81 \left(\frac{80-3.81}{2}\right)^2 + \frac{1.27(80-2 \times 3.81)^3}{6}$$

$$I_{x-x} \text{ columnas} = 633640.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{x-x} \text{ trabe entrepiso} = \frac{50 \times 3.81^3}{6} + 2 \times 50 \times 3.81 \left(\frac{120-3.81}{2}\right)^2 + \frac{0.95(120-2 \times 3.81)^3}{6}$$

$$I_{x-x} \text{ trabe entrepiso} = 1511065.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{x-x} \text{ trabe azotea} = \frac{50 \times 1.27^3}{6} + 2 \times 50 \times 1.27 \left(\frac{90-1.27}{2}\right)^2 + \frac{0.95(90-2 \times 1.27)^3}{6}$$

$$I_{x-x} \text{ trabe azotea} = 355910.79 \text{ cm}^4$$

cálculo de las rigideces.

$$k_{B-A} = k_{A-B} = k_{E-F} = k_{F-E} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 633640.82}{587} E = 4317.83 E$$

$$k_{B-C} = k_{C-B} = k_{E-D} = k_{D-E} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 633640.82}{510} E = 4969.73 E$$

$$k_{B-E} = k_{E-B} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 1511065.76}{2628} E = 2299.95 E$$

$$k_{C-D} = k_{D-C} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 355910.79}{2628} E = 541.72 E$$

cálculo de los factores de distribución.

$$F.D. = \frac{k}{\Sigma k}$$

$$F.D._{B-A} = F.D._{E-F} = \frac{k_{B-A}}{k_{B-A} + k_{B-E} + k_{B-C}} = \frac{4317.83 \text{ E}}{4317.83\text{E} + 2299.45\text{E} + 4969.73\text{E}} = 0.37$$

$$F.D._{B-E} = F.D._{E-B} = \frac{k_{B-E}}{k_{B-E} + k_{B-A} + k_{B-C}} = \frac{2299.95 \text{ E}}{2299.95\text{E} + 4317.83\text{E} + 4969.73\text{E}} = 0.20$$

$$F.D._{B-C} = F.D._{E-D} = \frac{k_{B-C}}{k_{B-C} + k_{B-E} + k_{B-A}} = \frac{4969.73 \text{ E}}{4969.73\text{E} + 2299.95\text{E} + 4317.83\text{E}} = 0.43$$

$$F.D._{C-B} = F.D._{D-E} = \frac{k_{C-B}}{k_{C-B} + k_{C-D}} = \frac{4969.73 \text{ E}}{4969.73\text{E} + 541.72\text{E}} = 0.90$$

$$F.D._{C-D} = F.D._{D-C} = \frac{k_{C-D}}{k_{C-D} + k_{C-B}} = \frac{541.72 \text{ E}}{541.72\text{E} + 4969.73\text{E}} = 0.10$$

cálculo de los momentos de empotramiento.

si suponemos que la barra C-D es recta, el momento de empotramiento será el siguiente:

$$M_{C-D} = -M_{D-C} = \frac{\omega L^2}{12} + \Sigma \frac{PAB^2}{L^2}$$

$$M_{C-D} = -M_{D-C} = \frac{0.23027 \times 26.28^2}{12} + \frac{3.24218 \times 3.018 \times 23.262^2}{26.28^2} + \frac{3.24218 \times 5.96 \times 20.32^2}{26.28^2}$$

$$+ \frac{3.24218 \times 8.902 \times 17.378^2}{26.28^2} + \frac{1.66306 \times 11.844 \times 14.436^2}{26.28^2}$$

$$+ \frac{1.66306 \times 14.436 \times 11.844^2}{26.28^2} + \frac{3.24218 \times 17.378 \times 8.902^2}{26.28^2}$$

$$+ \frac{3.24218 \times 20.32 \times 5.96^2}{26.28^2} + \frac{3.24218 \times 23.262 \times 3.018^2}{26.28^2}$$

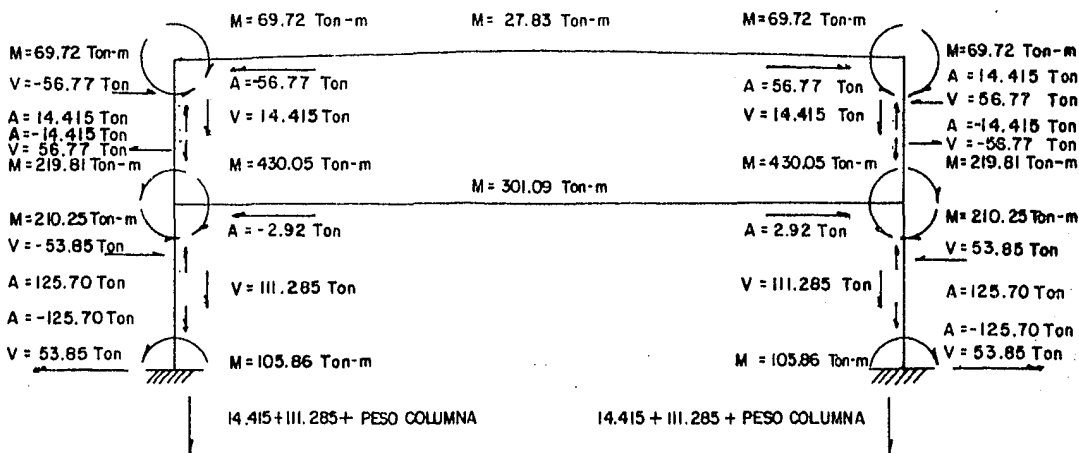
$$M_{C-D} = -M_{D-C} = 66.76 \text{ Ton-m}$$

y para la barra B-E

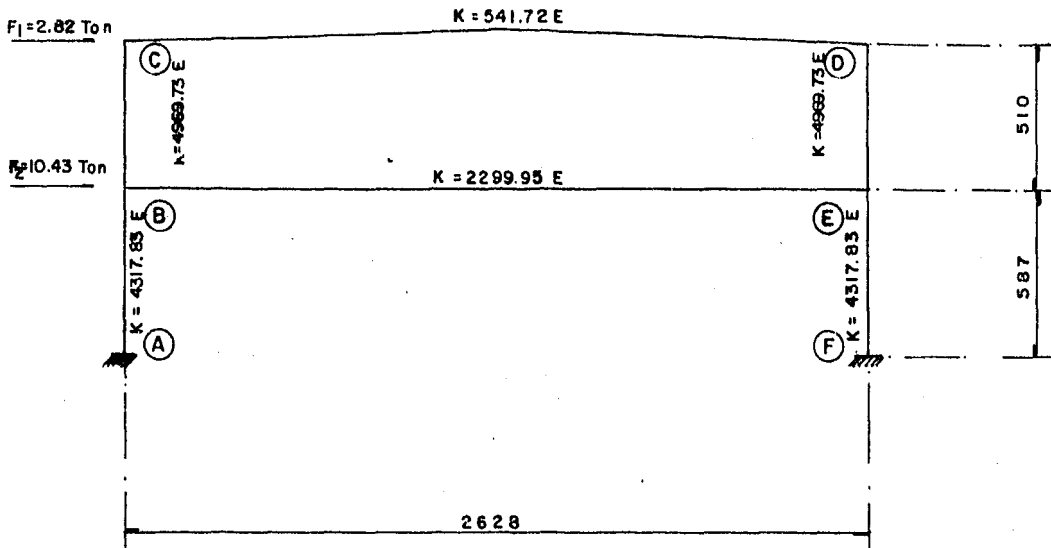
$$M_{B-E} = -M_{E-B} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{8.4692 \times 26.28^2}{12} = 487.43 \text{ Ton-m.}$$

### METODO DE CROSS

NUDO	A		B		C		D		E		F	
BARRA	A-B	B-A	B-E	B-C	C-B	C-D	D-C	D-E	E-D	E-F	F-E	
F. DIST.	1.0	0.37	0.20	0.43	0.90	0.10	0.10	0.90	0.43	0.20	0.37	1.0
M. EMP.			+487.43			+68.76	-66.76			-487.43		
1a. DIST.		-180.35	-97.49	-209.59	-60.08	-6.68	+6.68	+60.08	+209.59	+97.49	+180.35	
TRANSP.	-90.18		+48.75	-30.04	-104.80	+3.34	-3.34	+104.80	+30.04	-48.75		+90.18
2a. DIST.		-6.92	-3.74	-8.05	+91.31	+10.15	-10.15	-91.31	+8.05	+3.74	+6.92	
TRANSP.	-3.46		+1.87	+45.66	-4.03	-5.08	+5.08	+4.03	-45.66	-1.87		+3.46
3a. DIST.		-17.59	-9.51	-20.44	+8.20	+0.91	-0.91	-8.20	+20.44	+9.51	+17.59	
TRANSP.	-8.80		+4.76	+4.10	-10.22	-0.46	+0.46	+10.22	-4.10	-4.76		+8.80
4a. DIST.		-3.28	-1.77	-3.81	+9.61	+1.07	-1.07	-9.61	+3.81	+1.77	+3.28	
TRANSP.	-1.64		+0.89	+4.81	-1.91	-0.54	+0.54	+1.91	-4.81	-0.89		+1.64
5a. DIST.		-2.11	-1.14	-2.45	+2.21	+0.25	-0.25	-2.21	+2.45	+1.14	+2.11	
M.FINAL(-)	-104.80	-210.25	+430.05	-219.81	-69.71	+69.72	-69.72	+69.71	+219.81	-430.05	+210.25	+104.80
V. ISOST.			+111.285			+14.415	+14.415			+111.285		
V. HIPER.	-53.85	+53.85		+56.77	-56.77			-56.77	+56.77		+53.85	-53.85
V.FINAL	-53.85	+53.85	+111.285	+56.77	-56.77	+14.415	+14.415	-56.77	+56.77	+111.285	+53.85	-53.85
M.FINAL(+)			301.09			27.83	27.83			301.09		



MARCO M-1 (ELEVACION)  
 RESUMEN ELEMENTOS MECANICOS  
 CARGAS GRAVITACIONALES (CARGA MUERTA+CARGA VIVA)



**MARCO M-I (ELEVACION)  
CARGAS ACCIDENTALES (CARGA DE SISMO)**

según el Reglamento de las construcciones para el Distrito Federal la construcción pertenece:

grupo A.  
tipo 1  
zona 1 (terreno firme)

Coefficiente sísmico

Se entiende por coeficiente sísmico "C" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso de la misma sobre dicho nivel, y que para este caso según las características antes mencionadas le corresponde un valor de  $c = 0.16$ , pero como cae dentro de las construcciones del grupo A. entonces:

$$c = 0.16 \times 1.3 = 0.208$$

### Reducción por ductilidad.

Para valuar las fuerzas sísmicas, estas se obtienen dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de ductilidad  $Q$  especificado en el reglamento, y que según los requisitos en que es suministrada la resistencia nos proporciona un valor de  $Q = 4$ .

$$C.S. = \frac{c}{Q} = \frac{0.208}{4} = 0.052 > a_0 = 0.03 \times 1.3 = 0.039$$

Para el cálculo de las fuerzas cortantes a diferentes niveles, se supone un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a "h" siendo "h" la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).

### Peso de azotea

$$W \text{ azotea} = 6P_1 + 4P_2 + \omega_1 \times L$$

$$W \text{ azotea} = 6 \times 3242.18 + 4 \times 1663.06 + 230.27 \times 26.28 = 32156.82 \text{ Kg}$$

### Peso de entrepiso

$$W \text{ entrepiso} = \omega_2 \times L$$

$$W \text{ entrepiso} = 8469.20 \times 26.28 = 222570.58 \text{ Kg.}$$

### Peso total

$$W \text{ total} = W \text{ azotea} + W \text{ entrepiso}$$

$$W \text{ total} = 32156.82 + 222570.58 = 254727.4 \text{ Kg.}$$

Cálculo de las fuerzas horizontales

$$F_i = C.S. \times W \text{ total} \frac{W_i \times H_i}{\sum_{i=1-n} W_i \times H_i}$$

**FUERZAS HORIZONTALES**

NIVEL	H <sub>i</sub> (mts)	W <sub>i</sub> (Ton)	W <sub>i</sub> H <sub>i</sub> (Ton-m)	F <sub>i</sub> (Ton)
1	5.87	222.571	1306.49	10.43
2	10.97	32.157	352.76	2.82
SUMA		254.728	1659.25	13.25

Se aplicará el método del factor, las rigideces son las mismas que se obtuvieron para cargas gravitacionales.

Factor Trabe.- Se define como el cociente de las rigideces de las columnas que llegan al nudo, entre la suma de las rigideces de todos los elementos que concurren a dicho nudo.

donde: G<sub>n</sub>, factor de trabe.

k<sub>cn</sub>, rigideces de columnas que llegan al nudo.

k<sub>n</sub>, rigideces de columnas y trabes que concurren al nudo.

$$G_n = \frac{\sum k_{cn}}{\sum k_n}$$

Factor Columna.- Definido como la diferencia del factor trabe con la unidad.

$$C_n = 1 - G_n$$

donde: C<sub>n</sub> = factor columna.

nudos C y D

$$\begin{array}{l} 541.72E \\ \hline 4969.73E \end{array}$$

$$\sum k_n = 4969.73E + 541.72E = 5511.45E$$

$$\sum k_{cn} = 4969.73E$$

$$G_n = 0.90$$

$$C_n = 1 - 0.90 = 0.10$$

nudos B y E

4317.83E  
 4969.73E  
 2299.95E

$$\Sigma kn = 4969.73E + 4317.83E + 2299.95E = 11587.51E.$$

$$\Sigma kcn = 4969.73E + 4317.83E = 9287.56E$$

$$Gn = 0.80.$$

$$Cn = 1 - 0.80 = 0.20$$

$cn_8$	0.10			
$cn_i$	0.10		0.10	
$(cn_8 + cn_i/2)$	0.20		0.20	
$K(cn_8 + cn_i/2)$	993.95E		993.95E	
Mc	3.20		3.20	
Mc	3.99		3.99	
$K(cn_1 + cn_8/2)$	1242.43E		1242.43E	
$(cn_1 + cn_8/2)$	0.25		0.25	
$cn_8/2$	0.05		0.05	
$cn_i$	0.20		0.20	
$cn_8$	0.20		0.20	
$cn_i/2$	0.50		0.50	
$(cn_8 + cn_i/2)$	0.70		0.70	
$K(cn_8 + cn_i/2)$	3022.48E		3022.48E	
Mc	15.12		15.12	
Mc	23.77		23.77	
$K(cn_1 + cn_8/2)$	4749.63E		4749.63E	
$(cn_1 + cn_8/2)$	1.10		1.10	
$cn_8/2$	0.10		0.10	
$cn_i$	1.00		1.00	
			14.362	M = F x H
			77.778	$\Sigma K(cn + cn/2)$
			4472.76E	19844.19E

METODO DEL FACTOR

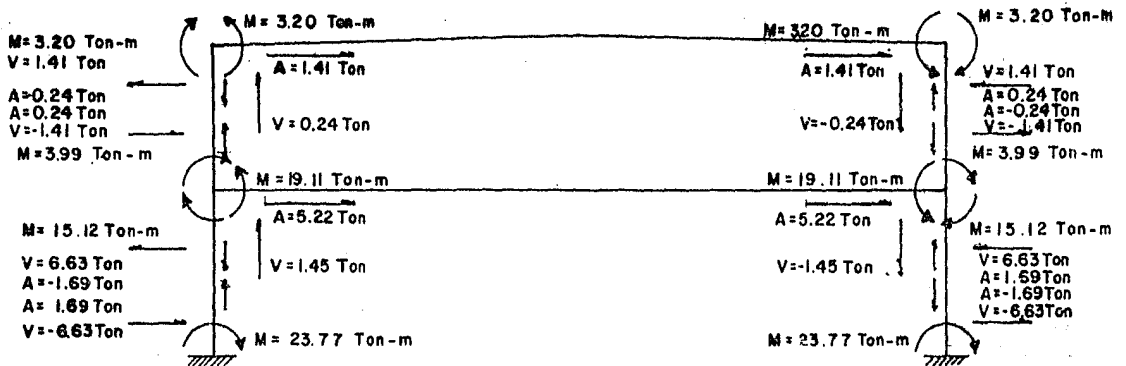


$$\text{fracción de momento } f = \frac{M}{\sum k(C_n + C_n/2)}$$

$$f_1 = \frac{14.382}{4472.76} = 0.003215$$

$$f_2 = \frac{77.778}{15544.188} = 0.005004$$

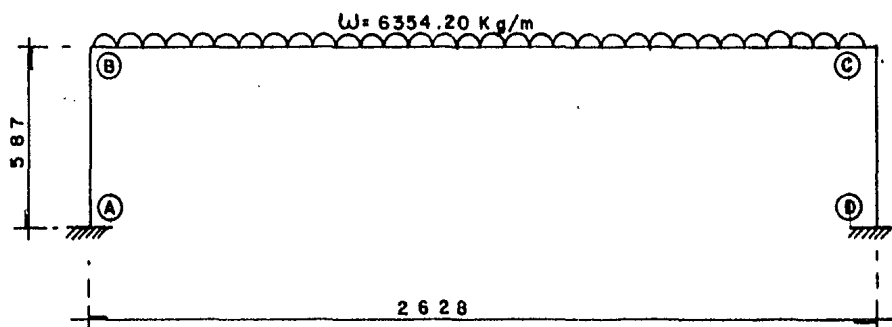
$$\text{momento sobre la columna } M_c = f \times k (C_n + C_n/2)$$



**MARCO M-1 (ELEVACION)**  
**RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (CARGA DE SISMO)**

MARCO M-2

Al igual que en el marco M-1, se hará un análisis -- preliminar del marco M-2; tomando las mismas consideraciones y métodos que el anterior.



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES (CARGA MUERTA + CARGA VIVA)**

La carga que actúa en la trabe es uniforme debido al sistema de piso propuesto, y valdrá.

$\omega = \omega_D \times \text{ancho tributario} + \text{peso propio de la trabe.}$

$$\omega = 785 \times 7.50 + (298.80 \times 0.50)^2 + (74.70 \times 1.1238)^2 = 6354.20 \text{ Kg/m.}$$

Las rigideces relativas del marco serán.

$$k = \frac{4 EI}{L}$$

Cálculo de las rigideces.

$$k_{B-A} = k_{A-B} = k_{C-D} = k_{D-C} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 633640.82}{587} E = 4317.83 E$$

$$k_{B-C} = k_{C-B} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 1511065.76}{2628} E = 2299.95 E$$

Cálculo de los factores de distribución

$$F.D. = \frac{k}{\sum k}$$

$$F.D._{B-A} = F.D._{C-D} = \frac{k_{B-A}}{k_{B-A} + k_{B-C}} = \frac{4317.83E}{4317.83E + 2299.95E} = 0.65$$

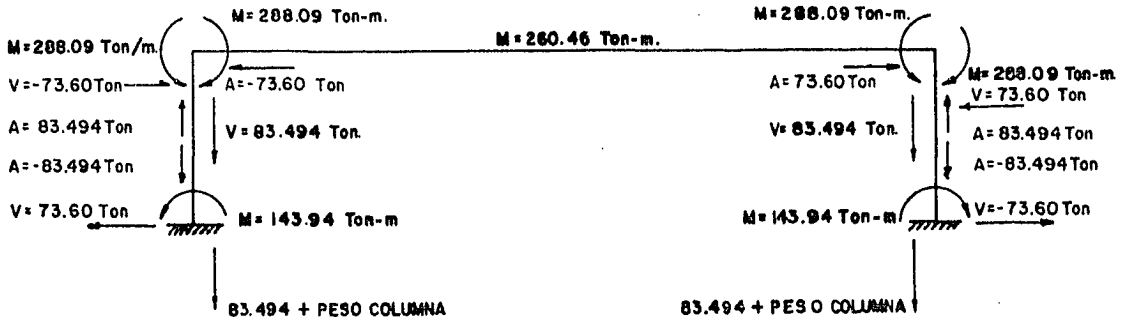
$$F.D._{B-C} = F.D._{C-B} = \frac{k_{B-C}}{k_{B-A} + k_{B-C}} = \frac{2299.95E}{4317.83E + 2299.95E} = 0.35$$

Cálculo de los momentos de empotramiento.

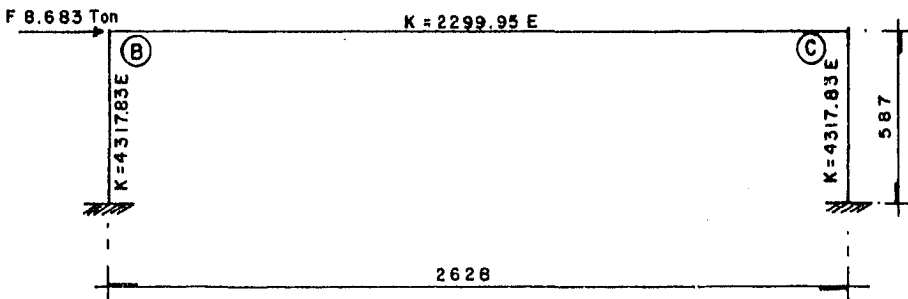
$$M_{B-C} = -M_{C-B} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{6.3542 \times 26.28^2}{12} = 365.70 \text{ Ton-m.}$$

**METODO DE CROSS**

NUDO	A	B	C	D		
BARRA	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
F. DIST.	1.0	0.65	0.35	0.35	0.65	1.0
M. EMP.			+365.70	-365.70		
1º. DIST.		-237.71	-127.99	+127.99	+237.71	
TRANSP.	-118.26		+64.00	-64.00		+118.36
2º. DIST.		-41.60	-22.40	+22.40	+41.60	
TRANSP.	-20.80		+11.20	-11.20		+20.80
3º. DIST.		-7.28	-3.92	+3.92	+7.28	
TRANSP.	-3.64		+1.96	-1.96		+3.64
4º. DIST.		-1.27	-0.69	+0.69	+1.27	
TRANSP.	-0.64		+0.35	-0.35		+0.64
5º. DIST.		-0.23	-0.12	+0.12	+0.23	
M. FINAL(-)	-143.94	-288.09	+288.09	-288.09	+288.09	+143.94
V. ISOST.			+83.494	+83.494		
V. HIPER.	-73.619	+73.619			+73.619	-73.619
V. FINAL	-73.619	+73.619	+83.494	+83.494	+73.619	-73.619
M. FINAL(+)			+260.46	+260.46		



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES (CARGA MUERTA + CARGA VIVA)**



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**CARGAS ACCIDENTALES (CARGA DESISMO)**

Peso Total

$$W = w \times L$$

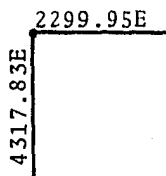
$$W = 6354.20 \times 26.28 = 166988.38 \text{ Kg.}$$

$$F_i = C.S. \times W_T \times \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i}$$

$$i = 1-n$$

$$F = 0.052 \times 166.98838 \frac{166.98838 \times 5.87}{166.98838 \times 5.87} = 8.683 \text{ Ton.}$$

nudos C y D



$$\Sigma kn = 4317.83E + 2299.95E = 6617.78E$$

$$\Sigma kcn = 4317.83E$$

$$Gn = 0.65$$

$$Cn = 1 - 0.65 = 0.35$$

$cn_2$	0.35
$cn_1/2$	0.50
$(cn_2 + cn_1/2)$	0.85
$K (cn_2 + cn_1/2)$	3670.16
$Mc$	10.67
$Mc$	14.81
$K (cn_1 + cn_2/2)$	5095.04
$(cn_1 + cn_2/2)$	1.18
$cn_2/2$	0.18
$cn_1$	1.00

0.35
0.50
0.85
3670.16
10.67
14.81
5095.04
1.18
0.18
1.00

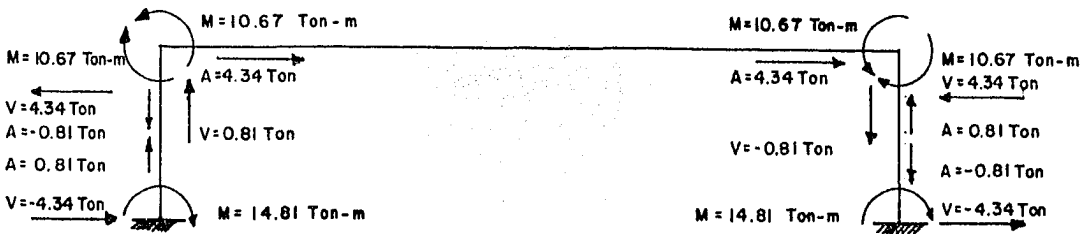
$M = F \times H$
50.969
$\Sigma K (cn + cn/2)$
17530.40

## METODO DEL FACTOR

$$\text{fracción de momento } f = \frac{M}{\Sigma k (Cn + Cn/2)}$$

$$f = \frac{50.969}{17530.40} = 0.002907$$

$$\text{Momento sobre la columna } Mc = f \times k (Cn + Cn/2)$$



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (CARGA DE SISMO)**

**RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS**

CONCEPTO	ELEMENTOS MECANICOS	CARGAS GRAVITACIONALES			CARGAS ACCIDENTALES		
		MOMENTO	CORTANTE	AXIAL	MOMENTO	CORTANTE	AXIAL
		(Ton-m)	(Ton.)	(Ton.)	(Ton-m)	(Ton.)	(Ton.)
TRABE AZOTEA MARCO M-1		69.72	14.418	56.770	3.20	0.244	1.410
TRABE ENTREPISO MARCO M-1		430.05	111.205	2.920	19.11	1.454	5.220
COLUMNA MARCO M-1 (EXTREMO SUPERIOR)		210.25	53.852	125.700	13.12	6.625	1.698
COLUMNA MARCO M-1 (EXTREMO INFERIOR)		105.94			23.77		
TRABE MARCO M-2		288.09	83.494		10.67	0.812	
COLUMNA MARCO M-2 (EXTREMO SUPERIOR)		288.09	73.600	83.494	10.67	4.341	0.812
COLUMNA MARCO M-2 (EXTREMO INFERIOR)		143.94			14.81		

Si comparamos los resultados de los dos análisis -- realizados, se observa claramente que los elementos mecánicos debidos a sismo son con mucho menores que los de cargas gravitacionales; por lo que se puede pensar que el sismo no influye en el diseño y por lo tanto se diseñará con los elementos obtenidos para cargas gravitacionales.

Diseño Preliminar.

Sin meternos a detalle se hará una revisión de los perfiles propuestos con los elementos obtenidos en el análisis preliminar; más adelante una vez que se haya realizado el análisis definitivo, se procederá a diseñar con más precisión.

Trabe Azotea Marco M-1.

M = 69.720 Ton-m.

V = 14.415 Ton.

P = 56.770 Ton.

Revisión de la sección debido a flexocompresión.

Se conoce que el esfuerzo que flexiona la sección a causa de las cargas que actúan sobre de ella es:

$$fb = \frac{M}{I} y ; \frac{I}{y} = S ; f = \frac{M}{S}$$

donde: fb, esfuerzo actuante en Kg/cm<sup>2</sup>  
 M, momento actuante en Kg-cm.  
 S, módulo de sección en cm<sup>3</sup>.  
 I, momento de inercia en cm<sup>4</sup>.  
 y, distancia de la fibra más alejada al centroide en cm.

entonces:

$$fb = \frac{6972000}{7909.129} = 881.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Además el esfuerzo de compresión que actúa en la sección está dado por:

$$fa = \frac{P}{A}$$

donde:  $f_a$ , esfuerzo actuante en  $\text{Kg/cm}^2$   
 $P$ , carga actuante en  $\text{Kg}$ .  
 $A$ , área de la sección que resiste la compresión en  $\text{cm}^2$ .

así

$$f_a = \frac{56770}{293.174} = 193.639 \text{ Kg/cm}^2$$

suponiendo  $K = 1$

la relación de esbeltez será:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 2628}{34.842} = 75.43$$

con este valor vamos a la tabla de la pag. 69 del (manual de Monterrey), y el esfuerzo admisible es:

$$F_a = 1114.56 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo que  $\frac{f_a}{F_a}$  valdrá:

$$\frac{193.639}{1114.56} = 0.174 > 0.15$$

entonces:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} \leq 1.0; F'_e = \frac{10480000}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F'_e = \frac{10480000}{(75.43)^2} = 1841.93 \text{ Kg/cm}^2$$

por ser una sección atiesada lateralmente el esfuerzo permisible máximo a flexión vale  $0.6 F_y$ , si utilizamos acero A-36 entonces  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\text{así: } F_b = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$



por lo tanto

$$0.174 + \frac{1.0 \times 881.51}{\left(1 - \frac{193.639}{1841.93}\right) 1518} = 0.823 < 1.0$$

por lo que la sección propuesta es aceptable para flexocompresión.

Revisión de la sección debido a cortante.

Y el esfuerzo cortante que actúa sobre la sección -- se define como:

$$f_v = \frac{V}{A}$$

donde:  $f_v$ , esfuerzo actuante en Kg/cm<sup>2</sup>  
 $V$ , cortante actuante en Kg.  
 $A$ , área de la sección que resiste el cortante en cm<sup>2</sup>.

entonces:

$$f_v = \frac{14415}{(87.46 \times 0.95)^2} = 86.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Si comparamos el esfuerzo actuante con el esfuerzo -- permisible máximo que es:

$$F_v = 0.4 F_y$$

$$F_v = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

Vemos que  $F_v > f_v$ , por lo tanto la sección también -- se acepta para cortante.

Trabe entrepiso Marco M-1

$$M = 430.050 \text{ Ton-m}$$

$$V = 111.285 \text{ Ton.}$$

$$P = 2.920 \text{ Ton.}$$

Flexión (despreciando la compresión que es pequeña).

Como ya se ha mencionado.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{43005000}{25184.429} = 1707.60 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{y } F_b = 1518 \text{ Kg/cm}^2 < f_b$$

por lo que la sección no es suficiente para flexión.

Cortante.

en lo anterior vimos que:

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{111285}{(112.38 \times 0.95)^2} = 521.19 \text{ Kg/cm}^2$$

en este concepto la sección sí es la apropiada, pero como en flexión está escasa, entonces la sección de la trabe de entrepiso se incrementará.

Columna Marco M-1.

$$M_{sup.} = 210.250 \text{ Ton-m}$$

$$M_{inf.} = 105.860 \text{ Ton-m}$$

$$P = 125.700 \text{ Ton.}$$

$$V = 53.852 \text{ Ton.}$$

Sabemos que cuando un miembro se encuentra sujeto a una combinación de esfuerzos de flexión y compresión axial, se deberá diseñar cumpliendo con las exigencias de las siguientes -

fórmulas:

Cuando la relación de esfuerzo actuante entre el es fuerzo permisible en compresión sea menor o igual a 0.15 se deberá cumplir que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Y cuando esa relación sea mayor de 0.15 entonces:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_c}\right) F_b} \leq 1.0$$

donde:

$F_a$ , esfuerzo axial permitido como si solamente -- existiera dicho esfuerzo, en  $\text{Kg/cm}^2$ .

$F_b$ , esfuerzo de flexión (en compresión) permiti-- do, como si solamente existiera dicho esfuer-- zo, en  $\text{Kg/cm}^2$ .

$$F'_e = \frac{10480000}{(\text{klb}/\text{rb})^2}$$

$C_m$ , coeficiente que depende de las condiciones de apoyo del miembro en cuestión.

Según la relación de esfuerzos que tenemos, veamos en cual de los 2 casos caemos.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{125700}{564.8452} = 222.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.5 \times 587}{33.4932} = 8.76$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 2030000}{2530}} = 125.85$$

$$\frac{KL}{r} < C_c$$

entonces:

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2}\right) F_y}{F.S.}$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3}$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 8.76}{8 \times 125.85} - \frac{(8.76)^3}{8 \times 125.85^3} = 1.6927$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{8.76^2}{2 \times 125.85^2}\right) 2530}{1.6927} = 1491.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{222.54}{1491.03} = 0.149$$

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15$$

se utilizará  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{21025000}{15841.020} = 1327.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{1327.25}{1518} = 0.874$$

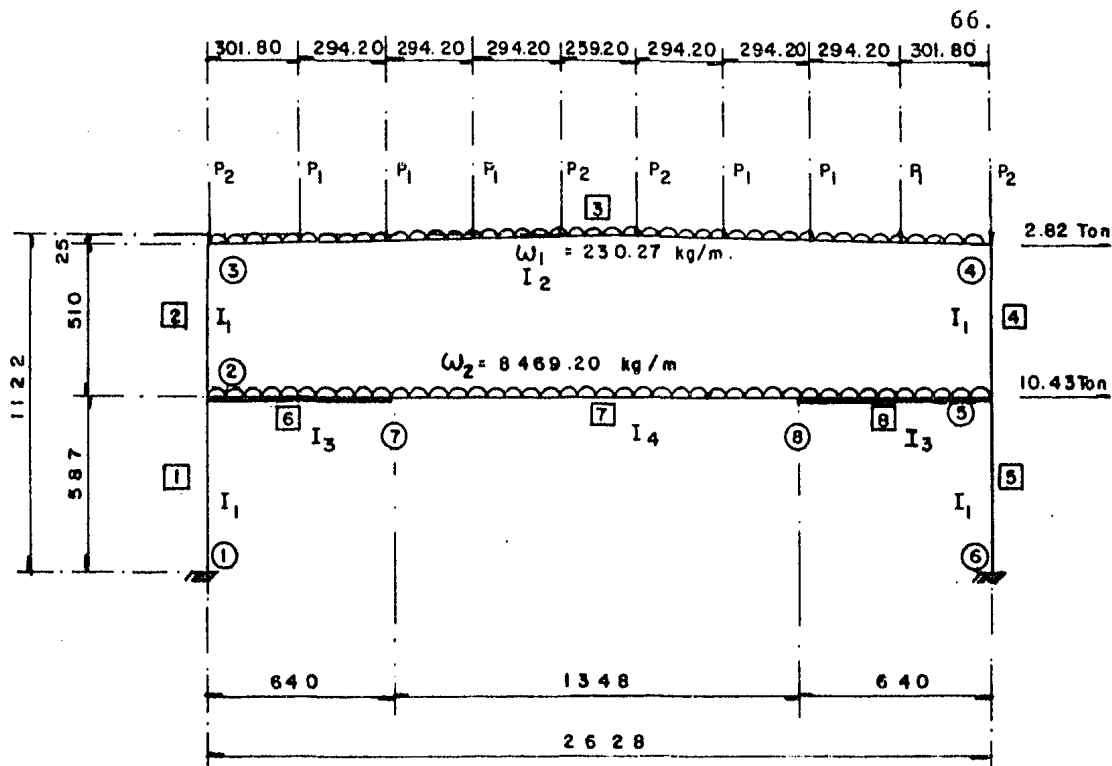
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.149 + 0.874 = 1.023 > 1.0$$

la sección propuesta no es aceptable.

visto el diseño del marco M-1, no nos ocuparemos en este ca-

pítulo del diseño del marco M-2 ya que lo más probable es que lleguemos a la conclusión de que también resultarían escasas las secciones propuestas. Por tanto en el siguiente capítulo donde analizaremos los dos marcos por medio de métodos exactos, llevaremos a efecto el diseño de los mismos con más detalle, considerando mayores las secciones de los miembros que resultaron escasos en esta primera aproximación.

El refuerzo de la trabe de entrepiso se hará en los extremos, ya que la parte central si es aceptable, por lo que la trabe quedará con momento de inercia variable.



### MARCO M-I (ELEVACION)

#### CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE LAS RIGIDECES)

##### 1a. CONDICION ( EMPOTRAMIENTO EN EL DADO)

$$P_1 = 3242.18 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 1663.06 \text{ Kg.}$$

##### Coordenadas de los Nudos

Nudo	x	y
1	0.000	0.000
2	0.000	587.000
3	0.000	1097.000
4	2628.000	1097.000
5	2628.000	587.000
6	2628.000	0.000
7	640.000	587.000
8	1988.000	587.000

Incidencias y Propiedades Geométricas de las Barras.

Barra	Extremo Inicial	Extremo Final	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1	1	2	685.394	786049.248
2	2	3	685.394	786049.248
3	3	4	354.261	471040.162
4	5	4	685.394	786049.248
5	6	5	685.394	786049.248
6	2	7	716.696	1888154.887
7	7	8	594.522	1511065.761
8	8	5	716.696	1888154.887

Vector de Cargas (cargas gravitacionales)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	- 16078.41	- 6676000.00
	4	0.00	- 16078.41	6676000.00
4	5	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
6	2	0.00	- 27101.44	- 2890820.30
	7	0.00	- 27101.44	2890820.30
7	7	0.00	- 57082.41	- 12824514.30
	8	0.00	- 57082.41	12824514.30
8	8	0.00	- 27101.44	- 2890820.30
	5	0.00	- 27101.44	2890820.30

Vector de cargas (cargas accidentales sismo)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	2820.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	5	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
6	2	10430.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00
7	7	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	0.00	0.00
8	8	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00

Cálculo de los momentos de empotramiento y cortantes actuales en las barras 3, 6, 7 y 8, los cuales son datos requeridos en el análisis por medio de la computadora, donde el método de análisis utilizado es el conocido como el método de las rigideces.

Barra 3

Los momentos de empotramiento serán:

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = \frac{\omega L^2}{12} + \Sigma \frac{PAB^2}{L^2}$$

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = 66.76 \text{ Ton-m (ver. pag. 47)}$$



y los cortantes isostáticos son:

$$V_{3-4} = V_{4-3} = \frac{\omega L}{2} + \Sigma \frac{PB}{L}$$

$$\begin{aligned} V_{3-4} = V_{4-3} = & \frac{230.27 \times 26.28}{2} + 1663.06 + \frac{3242.18 \times 23.262}{26.28} + \\ & \frac{3242.18 \times 20.32}{26.28} + \frac{3242.18 \times 17.378}{26.28} + \frac{1663.06 \times 14.436}{26.28} + \\ & \frac{1663.06 \times 11.844}{26.28} + \frac{3242.18 \times 8.902}{26.28} + \\ & \frac{3242.18 \times 5.96}{26.28} + \frac{3242.18 \times 3.018}{26.28} = 16078.408 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

### Barras 6 y 8

momentos de empotramiento.

$$M_{2-7} = -M_{7-2} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{8469.20 \times 6.40^2}{12} = 28908.203 \text{ Kg-m}$$

y los cortantes

$$V_{2-7} = V_{7-2} = \frac{\omega L}{2} = \frac{8469.20 \times 6.40}{2} = 27101.44 \text{ Kg.}$$

### Barra 7

momentos de empotramiento.

$$M_{7-8} = -M_{8-7} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{8469.20 \times 13.48^2}{12} = 128245.143 \text{ Kg-m}$$

y los cortantes

$$V_{7-8} = V_{8-7} = \frac{\omega L}{2} = \frac{8469.20 \times 13.48}{2} = 57082.41 \text{ Kg.}$$

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	3.40376E-03	-.0545394	-2.18937E-03
3	.10433	-.0605214	2.42315E-04
4	-.104333	-.0605215	-2.42313E-04
5	-3.40518E-03	-.0545395	2.18937E-03
6	0	0	0
7	1.90369E-03	-2.77644	-4.79475E-03
8	-1.90511E-03	-2.77644	4.79475E-03

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-127363	59616.5	1.16339E+07
	2	127363	-59616.5	2.33611E+07
2	2	-16078.5	56256.9	2.18414E+07
	3	16078.5	-56256.9	6.84976E+06
3	3	-56256.6	-16078.4	-6.84973E+06
	4	56256.6	-16078.4	6.84973E+06
4	5	-16078.5	-56256.7	-2.18413E+07
	4	16078.5	56256.7	-6.84972E+06
5	6	-127363	-59616.4	-1.16339E+07
	5	127363	59616.4	-2.33611E+07
6	2	-3359.68	-111284	-4.52023E+07
	7	3359.68	57081.4	-8.67486E+06
7	7	-3359.67	-57082.4	8.67454E+06
	8	3359.67	-57082.4	-8.67454E+06
8	8	-3359.68	57081.4	8.67486E+06
	5	3359.68	-111284	4.52023E+07

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-1: C. GRAVITACIONALES

Ja. CONDICION (empotramiento en el dado)

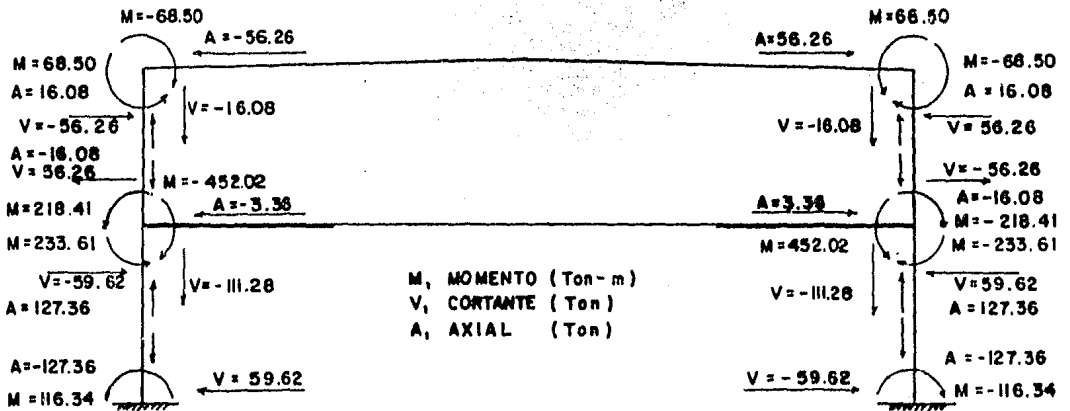
## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	.136039	6.88925E-04	-2.09378E-04
3	.244795	8.04146E-04	-1.82599E-04
4	.238979	-8.04144E-04	-1.97014E-04
5	.126462	-6.88923E-04	-2.0099E-04
6	0	0	0
7	.133929	-.0551866	1.12819E-05
8	.128572	.0509773	1.60479E-05

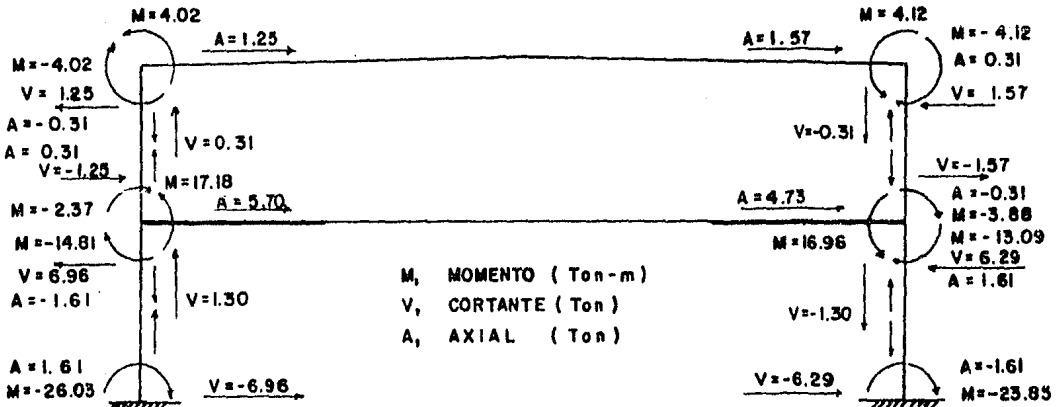
## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	1608.81	-6956.74	-2.60256E+06
	2	-1608.81	6956.74	-1.48104E+06
2	2	309.693	-1251.83	-236646
	3	-309.693	1251.83	-401747
3	3	1251.98	309.69	401765
	4	1568.02	-309.69	412100
4	5	-309.693	-1568.13	-387596
	4	309.693	1568.13	-412109
5	6	-1608.8	-6293.11	-2.38532E+06
	5	1608.8	6293.11	-1.30873E+06
6	2	5704.28	1299.12	1.71771E+06
	7	4725.72	-1299.12	-886277
7	7	-4725.32	1299.1	886275
	8	4725.32	-1299.1	864905
8	8	-4725.66	1299.13	-864904
	5	4725.66	-1299.13	1.69634E+06

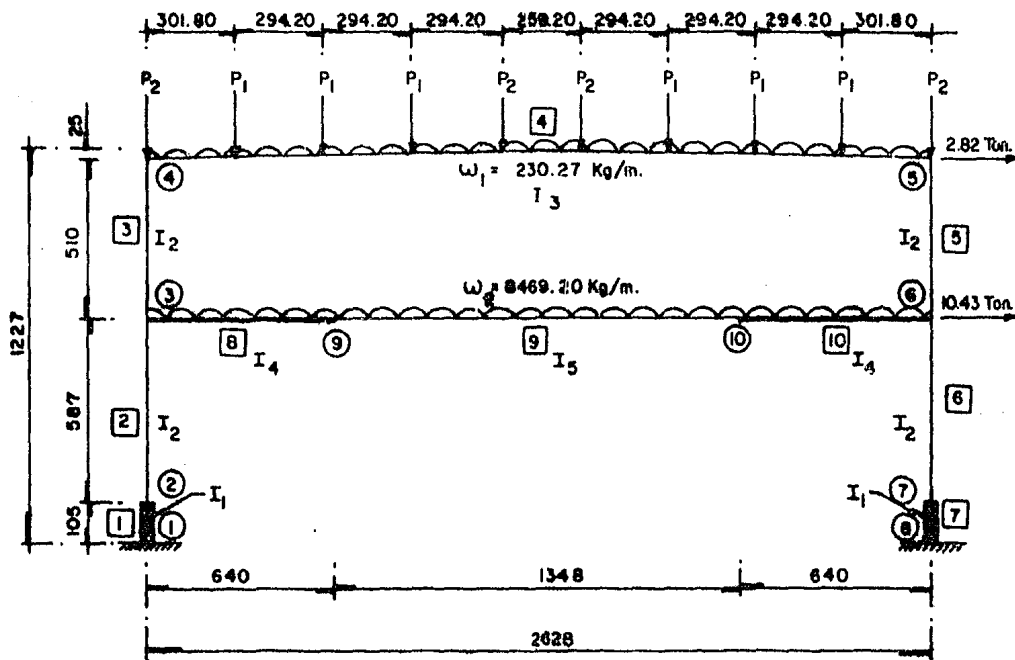
MARCO M-1 : C. ACCIDENTALES (sismo)  
 1a. CONDICION (embotamiento en el dado)



**MARCO M - I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES**  
**1ª CONDICION EMPOTRAMIENTO EN EL DADO**



**MARCO M - I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)**  
**1ª CONDICION EMPOTRAMIENTO EN EL DADO**



**MARCO M-I (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES**  
**ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE RIGIDEZES)**  
**2a. CONDICION (EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA)**

Coordenadas de los Nudos

Nudo	x	y
1	0.000	0.000
2	0.000	105.000
3	0.000	692.000
4	0.000	1202.000
5	2628.000	1202.000
6	2628.000	692.000
7	2628.000	105.000
8	2628.000	0.000
9	640.000	692.000
10	1988.000	692.000

Incidenias y Propiedades Geométricas de las Barras

Barra	Extremo inicial	Extremo final	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1	1	2	13000	18308333.330
2	2	3	685.394	786049.248
3	3	4	685.394	786049.248
4	4	5	354.261	471040.162
5	6	5	685.394	786049.248
6	7	6	685.394	786049.248
7	8	7	13000	18308333.330
8	3	9	716.696	1888154.887
9	9	10	594.522	1511065.761
10	10	6	716.696	1888154.887

Vector de Cargas (cargas gravitacionales)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	4	0.00	- 16078.41	- 6676000.00
	5	0.00	- 16078.41	6676000.00
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
6	7	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
7	8	0.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00
8	3	0.00	- 27101.44	- 2890820.30
	9	0.00	- 27101.44	2890820.30
9	9	0.00	- 57082.41	- 12824514.30
	10	0.00	- 57082.41	12824514.30
10	10	0.00	- 27101.44	- 2890820.30
	6	0.00	- 27101.44	2890820.30

Vector de Cargas (cargas accidentales sismo)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	4	2820.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
6	7	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
7	8	0.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00
8	3	10430.00	0.00	0.00
	9	0.00	0.00	0.00
9	9	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00
10	10	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	-0.0364956	-0.014548	6.30203E-04
3	-0.0134199	-0.0690873	-2.38045E-03
4	.109427	-0.0750693	2.71677E-04
5	-0.109427	-0.0750693	-2.71676E-04
6	.01342	-0.0690873	2.38045E-03
7	0.0364956	-0.014548	-6.30203E-04
8	0	0	0
9	-7.50687E-03	-2.88687	-4.90331E-03
10	7.50694E-03	-2.88687	4.90331E-03

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-127363	45759.7	1.01725E+07
	2	127363	-45759.7	-5.36765E+06
2	2	-127362	45760.7	5.36766E+06
	3	127362	-45760.7	2.1494E+07
3	3	-16078.5	59004.2	2.32214E+07
	4	16078.5	-59004.2	6.87079E+06
4	4	-59004.1	-16078.4	-6.87078E+06
	5	59004.1	-16078.4	6.87078E+06
5	6	-16078.5	-59004.2	-2.32215E+07
	5	16078.5	59004.2	-6.8708E+06
6	7	-127362	-45760.7	-5.36766E+06
	6	127362	45760.7	-2.1494E+07
7	8	-127363	-45759.7	-1.01725E+07
	7	127363	45759.7	5.36765E+06
8	3	13243.3	-111284	-4.47153E+07
	9	-13243.3	57080.9	-9.1616E+06
9	9	13243.4	-57082.4	9.16131E+06
	10	-13243.4	-57082.4	-9.16131E+06
10	10	13243.4	57080.9	9.1616E+06
	6	-13243.4	-111284	4.47153E+07

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-1: C. GRAVITACIONAL

2a. CONDICIÓN (empotramiento en la zapata)



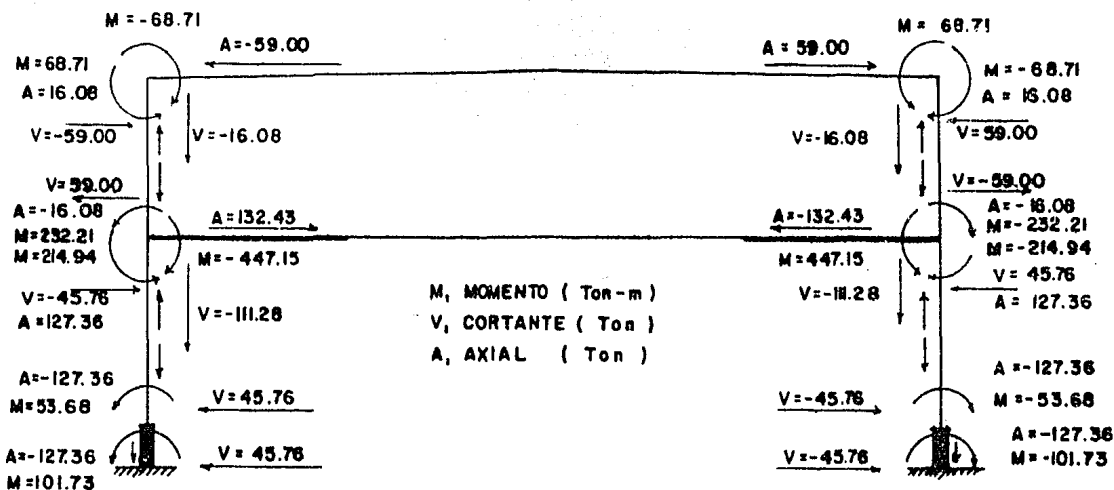
## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	.0111382	2.19594E-04	-2.02449E-04
3	.217528	1.04284E-03	-2.50928E-04
4	.343619	1.17344E-03	-2.08389E-04
5	.337889	-1.17344E-03	-2.22308E-04
6	.207666	-1.04284E-03	-2.45777E-04
7	.0105402	-2.19594E-04	-1.91665E-04
8	0	0	0
9	.215355	-.0653935	1.49066E-05
10	.209838	.0628089	1.78331E-05

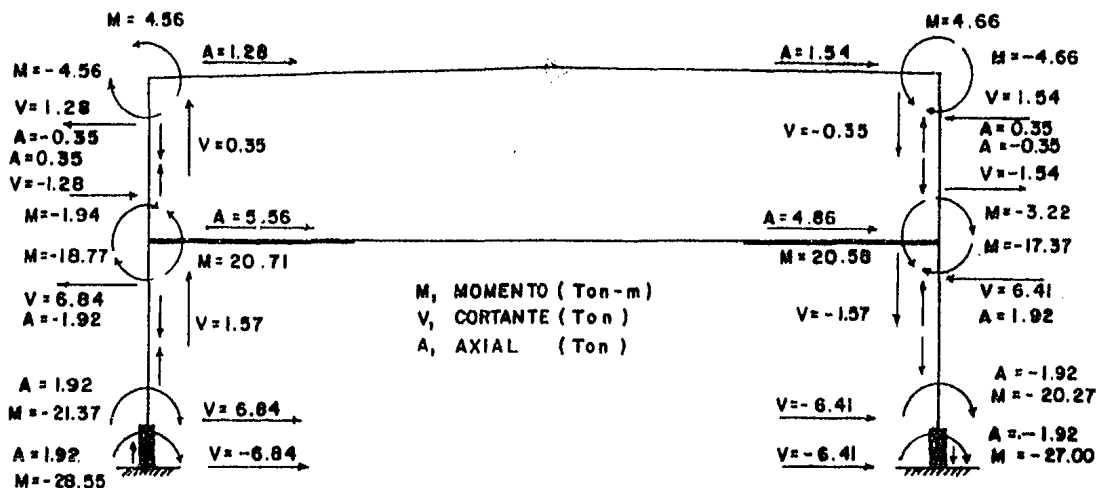
## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	1922.47	-6838.8	-2.85515E+06
	2	-1922.47	6838.8	2.13704E+06
2	2	1922.40	-6838.95	-2.13706E+06
	3	-1922.48	6838.95	-1.87739E+06
3	3	351.03	-1275.06	-193986
	4	-351.03	1275.06	-456243
4	4	1275.16	351.039	456275
	5	1544.84	-351.039	466255
5	6	-351.03	-1544.73	-321536
	5	351.03	1544.73	-466225
6	7	-1922.48	-6411.1	-2.02657E+06
	6	1922.48	6411.1	-1.73673E+06
7	8	-1922.47	-6411.52	-2.69976E+06
	7	1922.47	6411.52	2.02651E+06
8	3	5563.16	1571.43	2.0714E+06
	9	4866.84	-1571.43	-1.06569E+06
9	9	-4866.45	1571.41	1.06569E+06
	10	4866.45	-1571.41	1.05256E+06
10	10	-4864.66	1571.4	-1.05257E+06
	6	4864.66	-1571.4	2.05826E+06

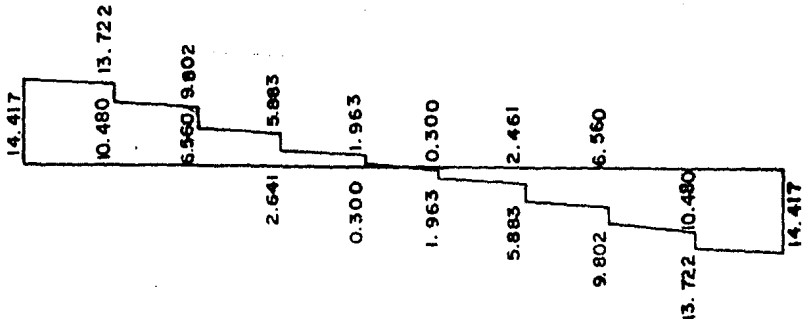
MARCO M-1 : C. ACCIDENTALES (sismo)  
2a. CONDICION (empotramiento en la zapata)



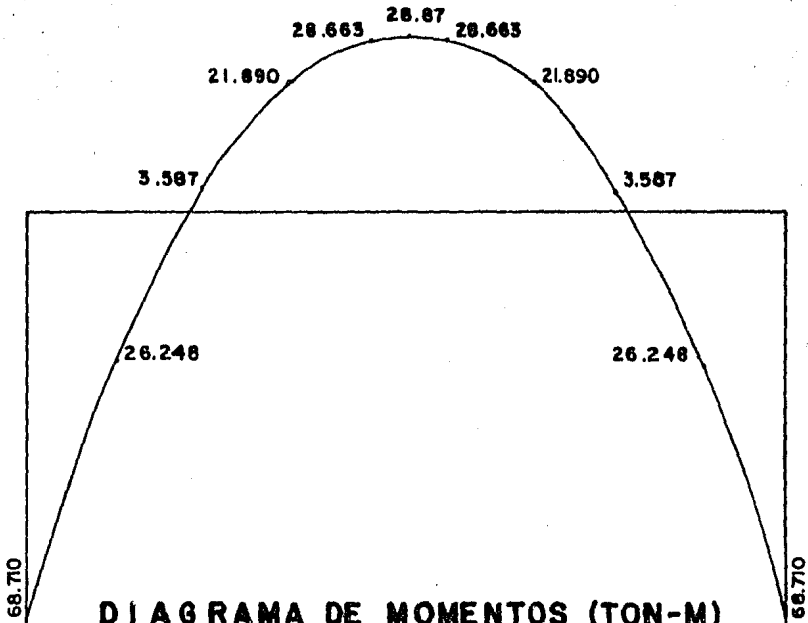
**MARCO M - I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES**  
**2a CONDICION EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA**



**MARCO M - I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)**  
**2a CONDICION EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA**



**DIAGRAMA DE CORTANTES (TON)**  
**( TRABE AZOTEA MARCO M-1 )**



**DIAGRAMA DE MOMENTOS (TON-M)**  
**( TRABE AZOTEA MARCO M-1 )**

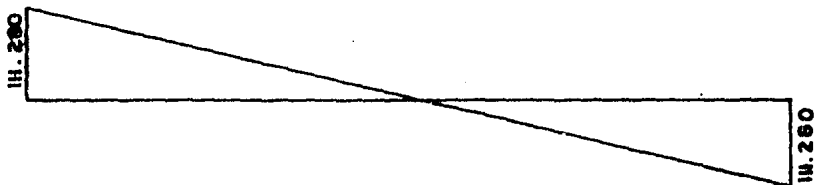


DIAGRAMA DE CORTANTES (TON)  
(TRABE ENTREPISO MARCO M-1)

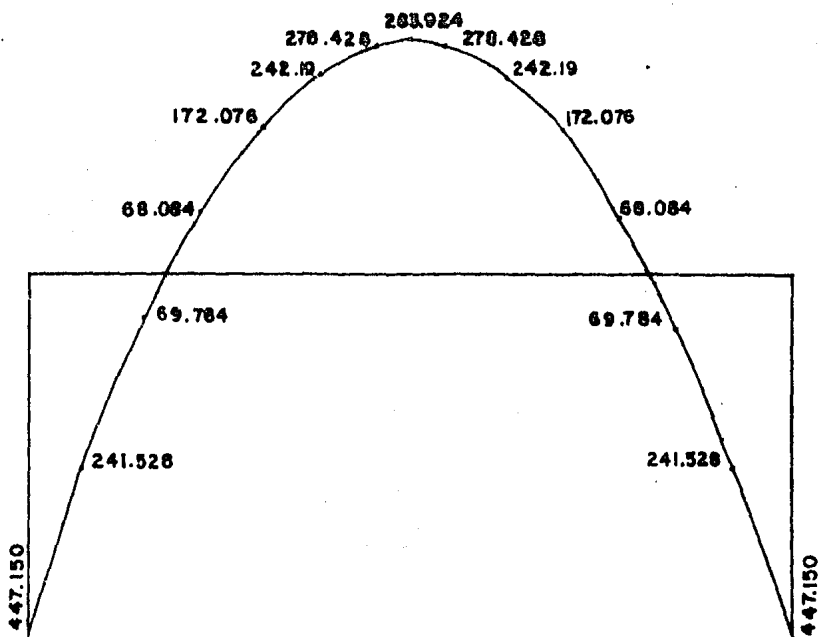


DIAGRAMA DE MOMENTOS (TON-M)  
(TRABE ENTREPISO MARCO M-1)



Coordenadas de los nudos

Nudo	x	y
	0.000	0.000
1	0.000	105.000
2	0.000	692.000
3	0.000	1202.000
4	1314.000	1227.000
5	2628.000	1202.000
6	2628.000	692.000
7	2628.000	105.000
8	2628.000	0.000
9	640.000	692.000
10	1988.000	692.000
11		

Incidencias y Propiedades Geométricas de las Barras

Barra	Extremo Inicial	Extremo Final	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
		2	13000	18308333.300
1	1	3	685.394	786049.248
2	2	4	685.394	786049.248
3	3	5	354.261	471040.162
4	4	6	354.261	471040.162
5	5	6	685.394	786049.248
6	7	6	685.394	786049.248
7	8	7	13000	18308333.330
8	9	8	716.696	1888154.887
9	3	10	594.522	1511065.761
10	10	11	716.696	1888154.887
11	11	7		

Vector de Cargas (cargas gravitacionales)

Barra	Extremo	Fuerza X	Fuerza Y	Momento Z
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	4	0.00	- 7006.30	- 1808295.00
	5	0.00	- 7409.01	1789116.00
5	5	0.00	- 7409.01	- 1789116.00
	6	0.00	- 7006.30	1808295.00
6	7	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
7	8	0.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00
8	9	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	0.00	0.00
9	3	0.00	- 27101.44	- 2890820.00
	10	0.00	- 27101.44	2890820.00
10	10	0.00	- 57082.41	- 12824514.30
	11	0.00	- 57082.41	12824514.30
11	11	0.00	- 27101.44	- 2890820.00
	7	0.00	- 27101.44	2890820.00

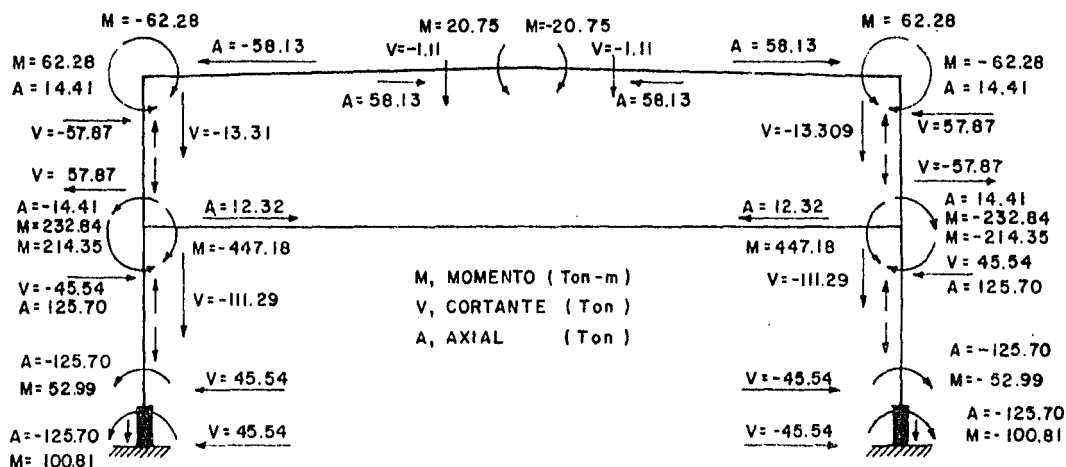
RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	-.03614	-.0143578	6.2374E-04
3	-.0123019	-.0673886	-2.34406E-03
4	.0872609	-.0726717	3.81578E-04
5	-1.16881E-07	-1.07069	-1.30967E-10
6	-.0872611	-.0726717	-3.81577E-04
7	.0123019	-.0673887	2.34406E-03
8	.03614	-.0143578	-6.2374E-04
9	0	0	0
10	-6.88149E-03	-2.84292	-4.83014E-03
11	6.88145E-03	-2.84292	4.83013E-03

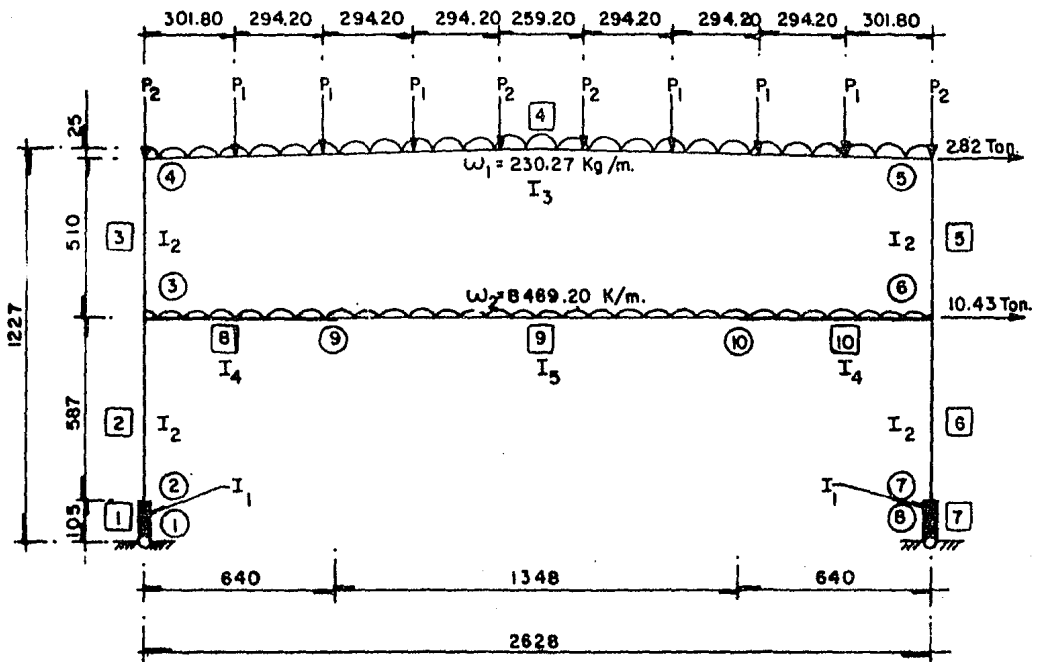
RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-125697	45541.8	1.00813E+07
	2	125697	-45541.8	-5.29941E+06
2	2	-125697	45543.4	5.29943E+06
	3	125697	-45543.4	-2.14347E+07
3	3	-14413.1	57865.5	2.32836E+07
	4	14413.1	-57865.5	-6.22781E+06
4	4	-58129.2	-13309.4	-6.2278E+06
	5	58129.2	-1105.93	-2.07512E+06
5	5	-58129.1	-1105.94	2.07512E+06
	6	58129.1	-13309.4	6.2278E+06
6	7	-14412.8	-57865.5	-2.32836E+07
	6	14412.8	57865.5	-6.22781E+06
7	8	-125698	-45543.4	-5.29943E+06
	7	125698	45543.4	-2.14347E+07
8	9	-125697	-45541.8	-1.00813E+07
	8	125697	45541.8	5.29941E+06
9	3	12322.1	-111285	-4.47183E+07
	10	-12322.1	57082.1	-9.15838E+06
10	10	12322.1	-57082.3	9.15819E+06
	11	-12322.1	-57082.5	-9.15806E+06
11	11	12322.1	57082.6	9.1586E+06
	7	-12322.1	-111285	-4.47184E+07





**MARCO M-1**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES**  
**2a. CONDICION EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA**  
**TRABE EN AZOTEA INCLINADA**



**MARCO M-1 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES**  
**ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE RIGIDECES)**  
**3a CONDICION (ARTICULACION EN LA ZAPATA)**

$$P_1 = 3242.18 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 1663.06 \text{ Kg.}$$

Ver coordenadas, incidencias, propiedades y vectores de carga en análisis anterior.

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	1.43449E-03
2	-.146621	-.0145479	1.32018E-03
3	-.0369519	-.0690872	-2.67457E-03
4	.117451	-.0750692	3.22945E-04
5	-.117424	-.0750694	-3.22955E-04
6	.0369724	-.0690873	2.67455E-03
7	.146625	-.014548	-1.32022E-03
8	0	0	-1.43454E-03
9	-.0206657	-3.03447	-5.07043E-03
10	.0206863	-3.03446	5.07043E-03

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-127362	26846.5	296
	2	127362	-26846.5	2.81906E+06
2	2	-127362	26847.5	-2.81901E+06
	3	127362	-26847.5	1.85786E+07
3	3	-16078.5	63323.4	2.53875E+07
	4	16078.5	-63323.4	6.90753E+06
4	4	-63323.5	-16078.4	-6.90753E+06
	5	63323.5	-16078.4	6.90755E+06
5	6	-16078.8	-63323.3	-2.53875E+07
	5	16078.8	63323.3	-6.90753E+06
6	7	-127362	-26847.4	2.81909E+06
	6	127362	26847.4	-1.85786E+07
7	8	-127363	-26836.8	336
	7	127363	26836.8	-2.81868E+06
8	3	36475.9	-111284	-4.39661E+07
	9	-36475.9	57081.5	-9.91118E+06
9	9	36475.8	-57082.2	9.91075E+06
	10	-36475.8	57082.2	-9.91055E+06
10	10	36475.6	-57080.8	9.91083E+06
	6	-36475.6	-111284	4.3966E+07

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-1 : C. GRAVITACIONALES

3a. CONDICION (articulacion en la zarata)

RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

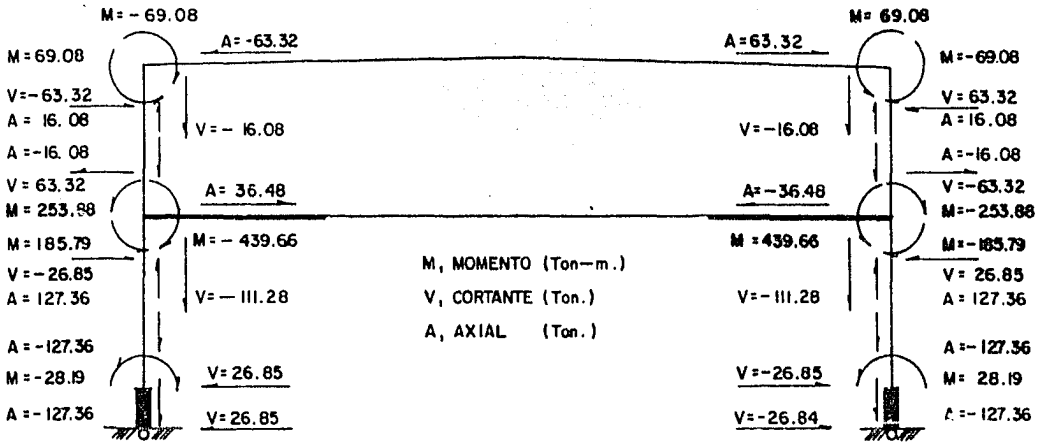
88.

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	-1.56325E-03
2	.163143	4.61034E-04	-1.53474E-03
3	.84346	2.18942E-03	-5.3865E-04
4	1.0869	2.4237E-03	-3.79964E-04
5	1.0813	-2.42371E-03	-3.931E-04
6	.833239	-2.18943E-03	-5.37991E-04
7	.160863	-4.61036E-04	-1.51342E-03
8	0	0	-1.54134E-03
9	.841209	-.13916	3.53528E-05
10	.835491	.138828	3.57279E-05

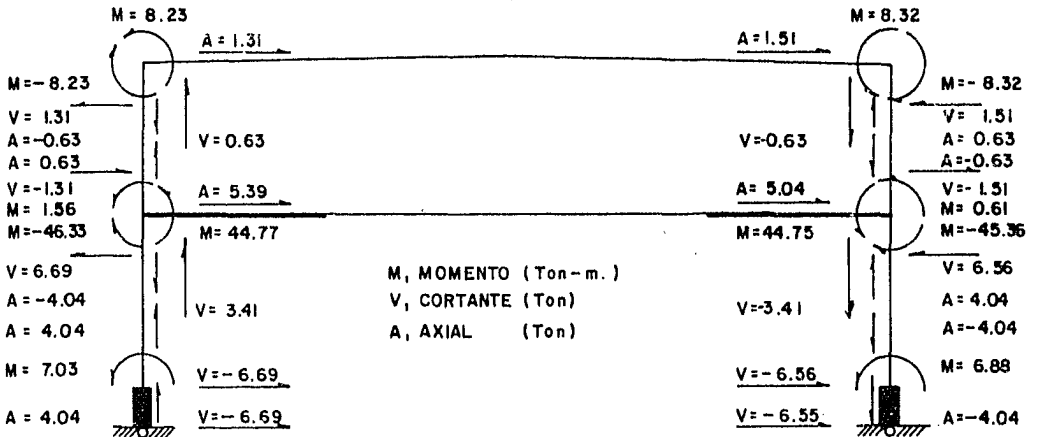
RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	4036.19	-6685	280
	2	-4036.19	6685	-702744
2	2	4036.2	-6694.64	702904
	3	-4036.2	6694.64	-4.63257E+06
3	3	629.702	-1307.59	155774
	4	-629.702	1307.59	-822543
4	4	1310.22	629.69	822702
	5	1509.78	-629.69	832120
5	6	-629.702	-1512.3	61052
	5	629.702	1512.3	-832217
6	7	-4036.22	-6555.66	688358
	6	4036.22	6555.66	-4.53645E+06
7	8	-4036.21	-6545.25	352
	7	4036.21	6545.25	-688128
8	3	5388.63	3406.44	4.47693E+06
	9	5041.38	-3406.44	-2.29682E+06
9	9	-5043.69	3406.47	2.2968E+06
	10	5043.69	-3406.47	2.29511E+06
10	10	-5043.88	3406.62	-2.29509E+06
	6	5043.88	-3406.62	4.47531E+06

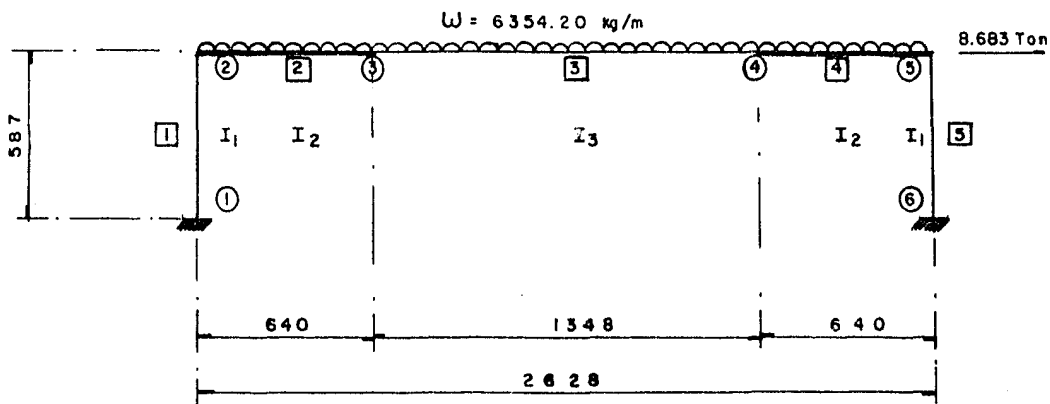
MARCO M-1 : C. ACCIDENTALES (sismo)  
 3a. CONDICION (articulacion en la zapata)



**MARCO M — I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES**  
**3a. CONDICION ARTICULACION EN LA ZAPATA**



**MARCO M — I**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)**  
**3a. CONDICION ARTICULACION EN LA ZAPATA**



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES**  
**ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE LAS RIGIDECES)**  
**1a. CONDICION (EMPOTRAMIENTO EN EL DADO)**

Coordenadas de los Nudos

Nudo	x	y
1	0.000	0.000
2	0.000	587.000
3	640.000	587.000
4	1988.000	587.000
5	2628.000	587.000
6	2628.000	0.000

Incidencias y Propiedades Geométricas de las Barras

Barra	Extremo inicial	Extremo final	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1	1	2	976.884	992285.911
2	2	3	716.696	1888154.887
3	3	4	594.522	1511065.761
4	4	5	716.696	1888154.887
5	6	5	976.884	992285.911

Vector de Cargas (cargas gravitacionales)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	- 20333.44	- 2168900.30
	3	0.00	- 20333.44	2168900.30
3	3	0.00	- 42827.31	- 9621868.50
	4	0.00	- 42827.31	9621868.50
4	4	0.00	- 20333.44	- 2168900.30
	5	0.00	- 20333.44	2168900.30
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00

Vector de Cargas (cargas accidentales sismo)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	8683.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	4	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
5	6	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00

Barras 2 y 4

Los momentos de empotramiento serán:

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{6354.20 \times 6.40^2}{12} = 21689.003 \text{ Kg-m}$$

y los cortantes isostáticos son:

$$V_{2-3} = V_{3-2} = \frac{\omega L}{2} = \frac{6354.20 \times 6.40}{2} = 20333.44 \text{ Kg.}$$

Barra 3

$$M_{3-4} = -M_{4-3} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{6354.20 \times 13.48^2}{12} = 96218.685 \text{ Kg-m}$$

$$V_{3-4} = V_{4-3} = \frac{\omega L}{2} = \frac{6354.20 \times 13.48}{2} = 42827.308 \text{ Kg.}$$



## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	.0795154	-.0250851	-2.5416E-03
3	.0444796	-2.51837	4.10816E-03
4	-.0444795	-2.51837	4.10816E-03
5	-.0795153	-.0250851	2.5416E-03
6	0	0	0

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-83493	78468.8	1.44378E+07
2	2	83493	-78468.8	3.16235E+07
	2	-78469	-83493.9	-3.16238E+07
	3	78469	42827.1	-8.79915E+06
3	3	-78469.1	-42827.2	8.79869E+06
	4	78469.1	-42827.5	-8.79848E+06
4	4	-78469	42825.3	8.79859E+06
	5	78469	-83492.1	3.16232E+07
5	6	-83493	-78468.8	-1.44378E+07
	5	83493	78468.8	-3.16235E+07

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-2: C. GRAVITACIONALES

1a. CONDICION (empotramiento en el lado)

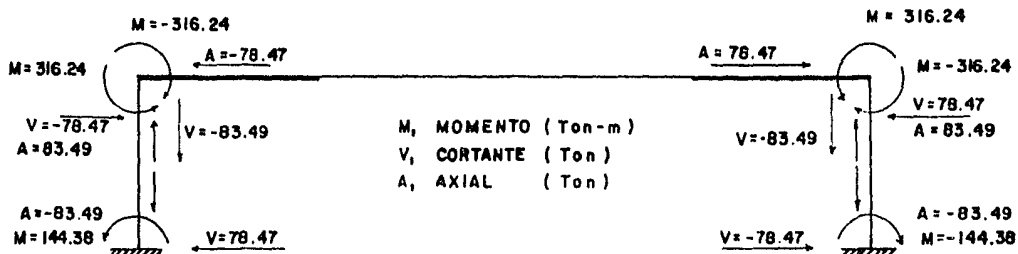
## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	.0730303	2.07248E-04	-1.17888E-04
3	.0711736	-.0328136	2.22796E-06
4	.0664592	.0237196	1.25249E-05
5	.0646025	-2.07247E-04	-9.97663E-05
6	0	0	0

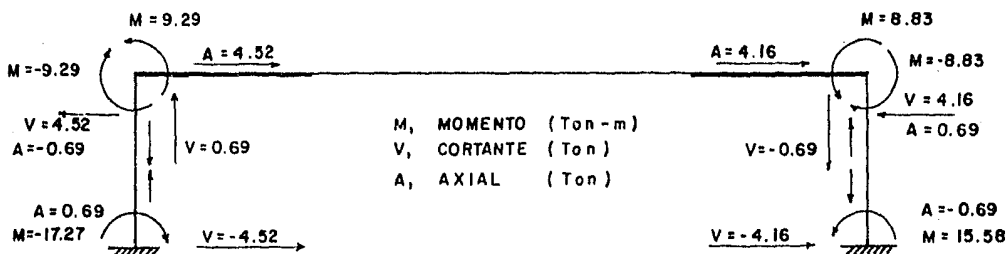
## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	689.802	-4524.83	-1.72661E+06
	2	-689.802	4524.83	-929479
2	2	4524.61	689.796	929471
	3	4158.39	-689.796	-488006
3	3	-4158.48	689.79	488003
	4	4158.48	-689.79	441832
4	4	-4158.42	689.802	-441833
	5	4158.42	-689.802	883304
5	6	-689.799	-4158.76	-1.5579E+06
	5	689.799	4158.76	-883305

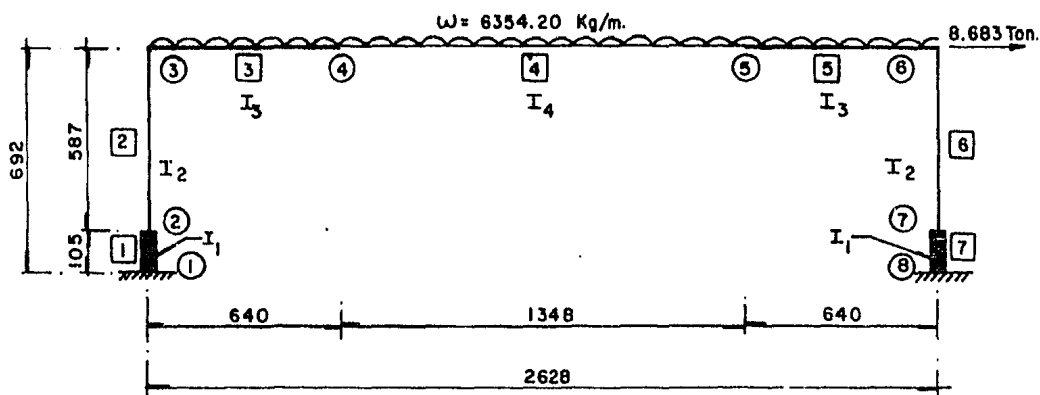
MARCO M-2 : C. ACCIDENTALES (sismo).  
 1a. CONDICION (empotramiento en el dado)



**MARCO M - 2**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS GRAVITACIONALES**  
**1a CONDICION EMPOTRAMIENTO EN EL DADO**



**MARCO M - 2**  
**ELEMENTOS MECANICOS**  
**CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)**  
**1a CONDICION EMPOTRAMIENTO EN EL DADO**



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES**  
**ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE RIGIDEZES)**  
**2a. CONDICION (EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA)**

Coordenadas de los Nudos

Nudo	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	105.00
3	0.00	692.00
4	640.00	692.00
5	1988.00	692.00
6	2628.00	592.00
7	2628.00	105.00
8	2628.00	0.00

Incidencias y Propiedades Geométricas de las Barras

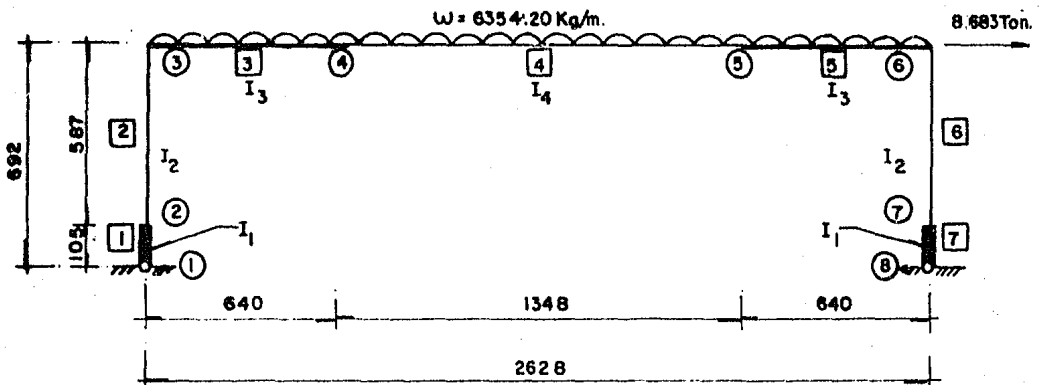
Barra	Extremo inicial	Extremo final	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1	1	2	13000	18308333.330
2	2	3	976.884	992285.911
3	3	4	716.696	1888154.887
4	4	5	594.522	1511065.761
5	5	6	716.696	1888154.887
6	7	6	976.884	992285.911
7	8	7	13000	18308333.330

Vector de Cargas (cargas gravitacionales)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	0.00	- 20333.44	- 2168900.30
	4	0.00	- 20333.44	2168900.30
4	4	0.00	- 42827.31	- 9621868.50
	5	0.00	- 42827.31	9621868.50
5	5	0.00	- 20333.44	- 2168900.30
	6	0.00	- 20333.44	2168900.30
6	7	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
7	8	0.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00

Vector de Cargas (cargas accidentales sismo)

Barra	Extremo	Fuerza X (Kg)	Fuerza Y (Kg)	Momento Z (Kg-cm)
1	1	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
2	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
3	3	8683.00	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00
4	4	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00
5	5	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
6	7	0.00	0.00	0.00
	6	0.00	0.00	0.00
7	8	0.00	0.00	0.00
	7	0.00	0.00	0.00



**MARCO M-2 (ELEVACION)**  
**CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES**  
**ANALISIS DEFINITIVO (METODO DE RIGIDEZES)**  
**3a. CONDICION (ARTICULACION EN LA ZAPATA)**

Ver coordenadas, incidencias, propiedades y vectores de carga en análisis anterior.

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	-.0438047	-9.53702E-03	7.4588E-04
3	.0631763	-.0346221	-2.91447E-03
4	.0353397	-2.71503	-4.32002E-03
5	-.0353397	-2.71503	4.32002E-03
6	-.0631763	-.0346221	2.91447E-03
7	.0438047	-9.53702E-03	-7.4588E-04
8	0	0	0

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-83493.3	62347.2	1.24696E+07
	2	83493.3	-62347.2	-5.92303E+06
2	2	-83492.9	62344.7	5.92299E+06
	3	83492.9	-62344.7	3.06734E+07
3	3	-62345.1	-83493.8	-3.06737E+07
	4	62345.1	42827	-9.74913E+06
4	4	-62345	-42827.3	9.74854E+06
	5	62345	-42827.3	-9.74854E+06
5	5	-62345.1	42827	9.74913E+06
	6	62345.1	-83493.8	3.06737E+07
6	7	-83492.9	-62344.7	-5.92299E+06
	6	83492.9	62344.7	-3.06734E+07
7	8	-83493.3	-62347.2	-1.24696E+07
	7	83493.3	62347.2	5.92303E+06

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-2: C. GRAVITACIONALES  
2a. CONDICION (empotramiento en la zapata)

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

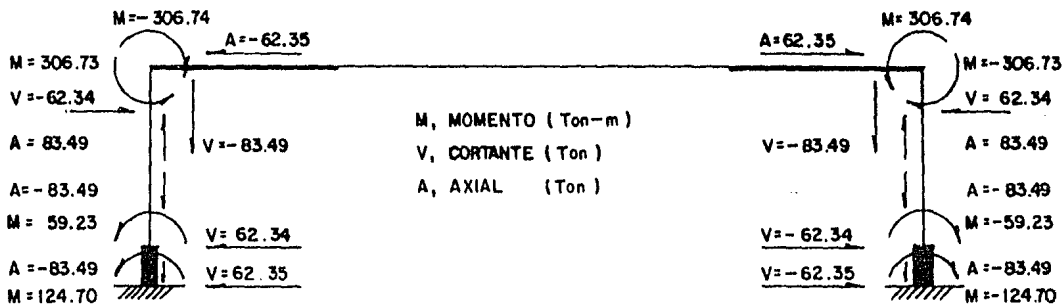
NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	0
2	7.19504E-03	1.05318E-04	-1.3074E-04
3	1.28139	3.82334E-04	-1.52742E-04
4	.126246	-.041341	5.68895E-06
5	.121439	.0341157	1.387E-05
6	.119546	-3.82333E-04	-1.38344E-04
7	6.78188E-03	-1.05318E-04	-1.23159E-04
8	0	0	0

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

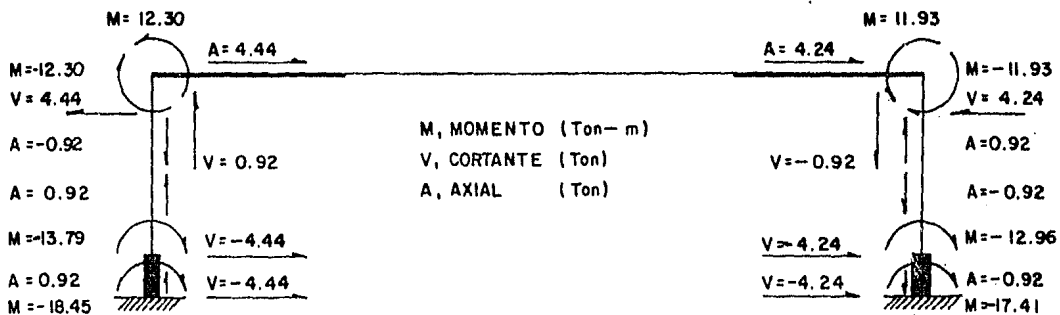
MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	922.022	-4444.29	-1.8453E+06
	2	-922.022	4444.29	1.37862E+06
2	2	922.017	-4443.78	-1.37865E+06
	3	-922.017	4443.78	-1.22987E+06
3	3	4443.28	922.002	1.22985E+06
	4	4239.72	-922.002	-639776
4	4	-4240.16	922.004	639771
	5	4240.16	-922.004	603088
5	5	-4239.72	922.005	-603092
	6	4239.72	-922.005	1.19317E+06
6	7	-922.014	-4240.21	-1.29585E+06
	6	922.014	4240.21	-1.19317E+06
7	8	-922.022	-4240.91	-1.74115E+06
	7	922.022	4240.91	1.29583E+06

MARCO M-2 : C. ACCIDENTALES (sismo)  
 2a. CONDICION (empotramiento en la zapata)

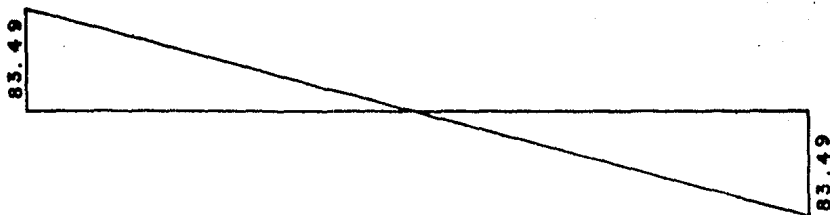




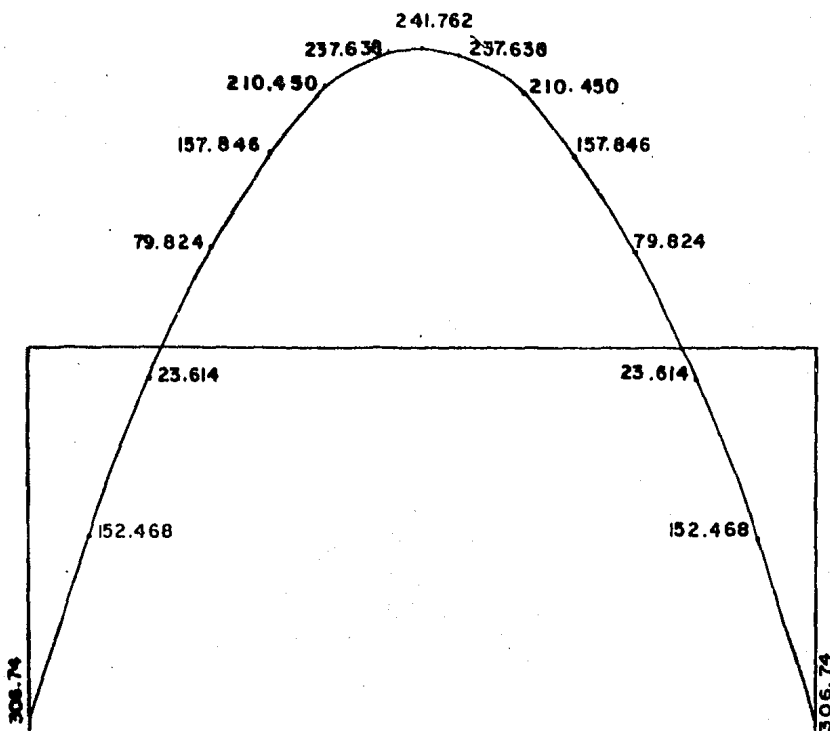
MARCO M — 2  
 ELEMENTOS MECANICOS  
 CARGAS GRAVITACIONALES  
 2a. CONDICION EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA



MARCO M — 2  
 ELEMENTOS MECANICOS  
 CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)  
 2a CONDICION EMPOTRAMIENTO EN LA ZAPATA



**DIAGRAMA DE CORTANTES (TON)**  
**(TRABE MARCO M - 2)**



**DIAGRAMA DE MOMENTOS (TON-M)**  
**(TRABE MARCO M - 2)**

## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	1.69492E-03
2	-.171664	-9.537E-03	1.51483E-03
3	.0428504	.034622	-3.46922E-03
4	.0239721	-2.99341	-4.63523E-03
5	-.0239615	-2.99341	4.63523E-03
6	-.0428398	-.034622	3.46921E-03
7	.171666	-9.537E-03	-1.51485E-03
8	0	0	-1.69495E-03

## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	-83493.1	42296.3	408
	2	83493.1	-42296.3	4.44124E+06
2	2	-83492.7	42281.3	-4.4407E+06
	3	83492.7	-42281.3	2.92601E+07
3	3	-42281.4	-83492.6	-2.92599E+07
	4	42281.4	42281.3	-1.11622E+07
4	4	-42281.3	-42281.3	1.11619E+07
	5	42281.3	-42281.3	-1.11619E+07
5	5	-42281.4	42281.3	1.11623E+07
	6	42281.4	-83493.2	2.92602E+07
6	7	-83492.7	-42281.3	4.44094E+06
	6	83492.7	42281.3	-2.92601E+07
7	8	-83493.1	-42287.5	168
	7	83493.1	42287.5	-4.44091E+06

TESIS PROFESIONAL  
ESTACION UNIVERSIDAD

MARCO M-2 : C. GRAVITACIONALES  
3a. CONDICION (articulacion en la zapata)

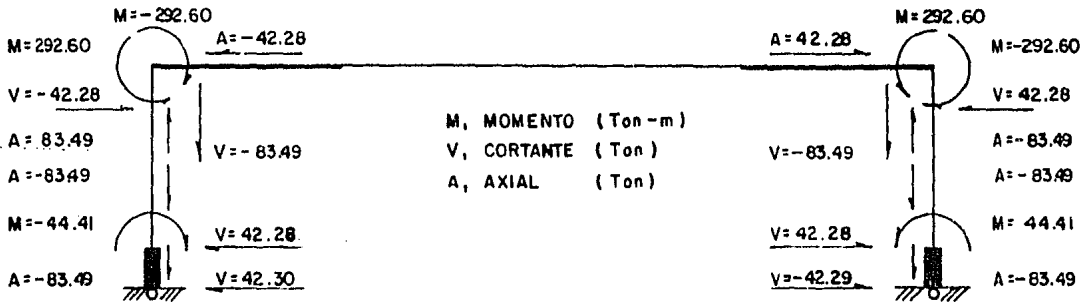
## RESULTADOS FINALES DE LOS DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X DESP.	Y DESP.	Z ROT.
1	0	0	-8.98982E-04
2	.093742	2.61358E-04	-8.80381E-04
3	.496618	9.48805E-04	-3.66065E-04
4	.494688	-.0960775	2.14944E-05
5	.489787	.0911769	2.70433E-05
6	.487856	-9.48804E-04	-3.56299E-04
7	.0922613	-2.61358E-04	-8.6638E-04
8	0	0	-8.84829E-04

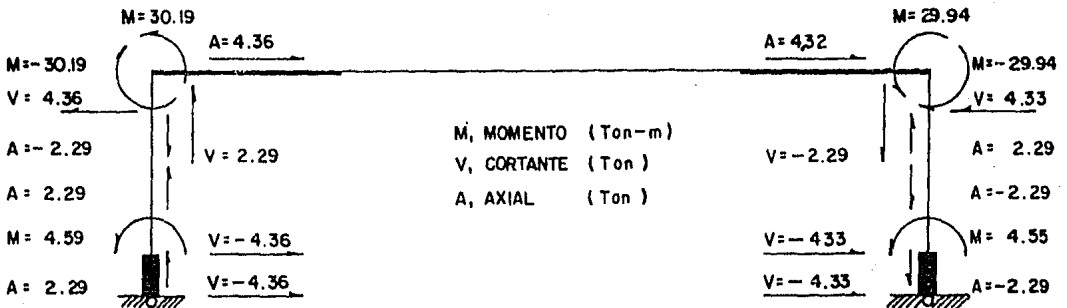
## RESULTADOS FINALES DE LAS FUERZAS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	2288.1	-4364.63	48
	2	-2288.1	4364.63	-458636
2	2	2288.09	-4361.49	458723
	3	-2288.09	4361.49	-3.01896E+06
3	3	4360.38	2288.1	3.01896E+06
	4	4322.63	-2288.1	-1.55459E+06
4	4	-4323.06	2288.06	1.55459E+06
	5	4323.06	-2288.06	1.52971E+06
5	5	-4324.75	2288.07	-1.52971E+06
	6	4324.75	-2288.07	2.99407E+06
6	7	-2288.09	-4325.5	454970
	6	2288.09	4325.5	-2.99408E+06
7	8	-2288.1	-4329.5	16
	7	2288.1	4329.5	-454916

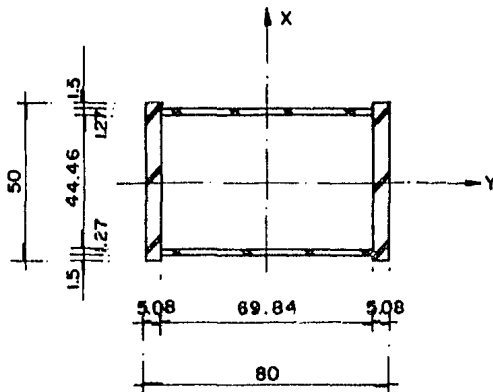
MARCO M-2 : C. ACCIDENTALES (sismo)  
 3a. CONDICION (articulacion en la zapata)



MARCO M — 2  
 ELEMENTOS MECANICOS  
 CARGAS GRAVITACIONALES  
 3a. CONDICION ARTICULACION EN LA ZAPATA



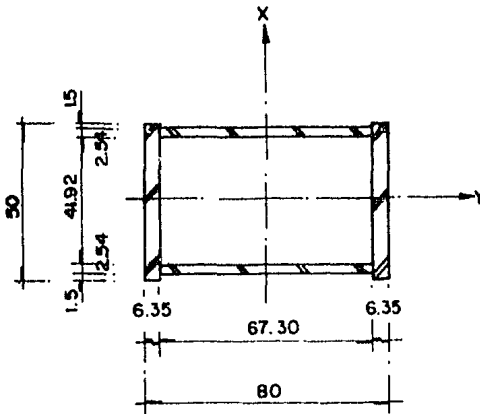
MARCO M — 2  
 ELEMENTOS MECANICOS  
 CARGAS ACCIDENTALES (SISMO)  
 3a. CONDICION ARTICULACION EN LA ZAPATA



**SECCION COLUMNA  
(MARCO M-1)**

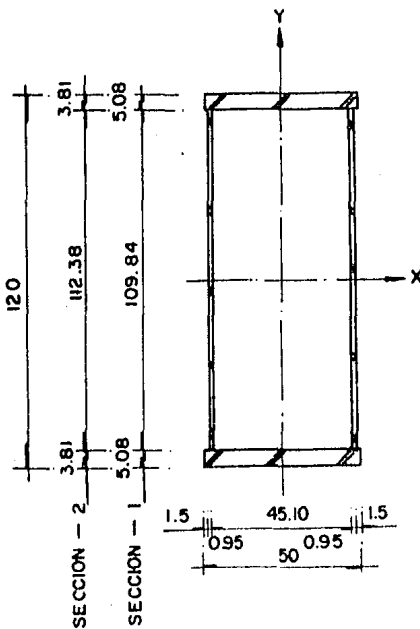
**PROPIEDADES**

- A = 685.394 cm<sup>2</sup>
- Ix = 786049.248 cm<sup>4</sup>
- rx = 33.865 cm.
- Sx = 19651.231 cm<sup>3</sup>
- Zx = 22126.972 cm<sup>3</sup>
- Iy = 198600.010 cm<sup>4</sup>
- ry = 17.022 cm.
- Sy = 8685.765 cm<sup>3</sup>
- Zy = 10406.105 cm<sup>3</sup>



**SECCION COLUMNA  
(MARCO M-2)**

- A = 976.884 cm<sup>2</sup>
- Ix = 992285.911 cm<sup>4</sup>
- rx = 31.871 cm.
- Sx = 24807.148 cm<sup>3</sup>
- Zx = 29136.073 cm<sup>3</sup>
- Iy = 301425.283 cm<sup>4</sup>
- ry = 17.566 cm.
- Sy = 13559.392 cm<sup>3</sup>
- Zy = 15537.581 cm<sup>3</sup>



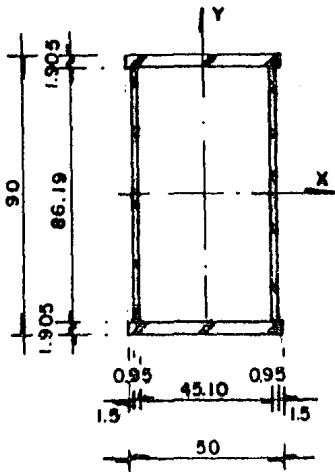
**Sección 2**

- A = 594.522 cm<sup>2</sup>
- Ix = 1511065.761 cm<sup>4</sup>
- rx = 50.415 cm
- Sx = 25184.429 cm<sup>3</sup>
- Zx = 28133.096 cm<sup>3</sup>
- Iy = 192589.880 cm<sup>4</sup>
- ry = 17.998 cm
- Sy = 8364.381 cm<sup>3</sup>
- Zy = 9678.844 cm<sup>3</sup>

**Sección 1**

- A = 716.696 cm<sup>2</sup>
- Ix = 1888154.887 cm<sup>4</sup>
- rx = 51.328 cm.
- Sx = 31469.248 cm<sup>3</sup>
- Zx = 34920.472 cm<sup>3</sup>
- Iy = 216489.344 cm<sup>4</sup>
- ry = 17.380 cm.
- Sy = 9402.360 cm<sup>3</sup>
- Zy = 11155.225 cm<sup>3</sup>

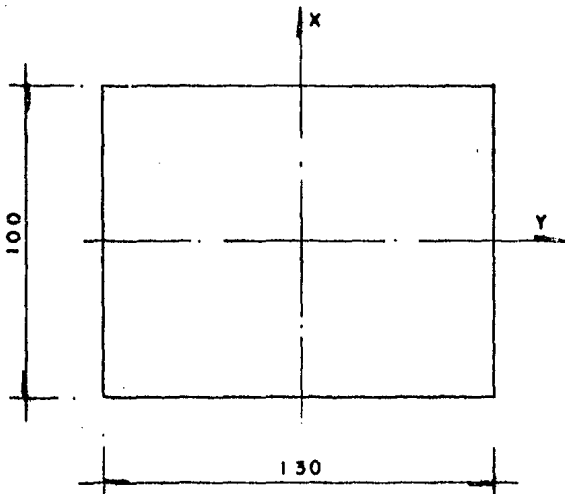
**SECCION TRABE ENTREPISO  
(MARCOS M-1 Y M-2)**



**SECCION TRAPEZ AZOTEA  
(MARCO M-1)**

Propiedades

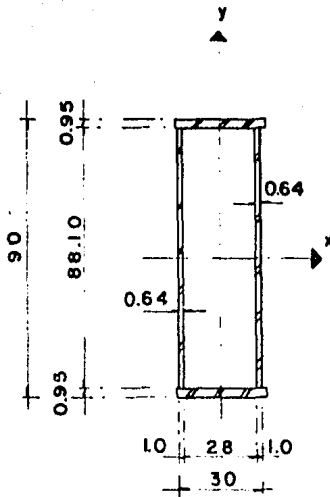
$$\begin{aligned}
 A &= 354.261 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 471040.162 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 36.464 \text{ cm} \\
 S_x &= 10467.559 \text{ cm}^3 \\
 z_x &= 11919.689 \text{ cm}^3 \\
 I_y &= 126517.813 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 18.898 \text{ cm} \\
 S_y &= 5494.802 \text{ cm}^3 \\
 z_y &= 6151.847 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$



**SECCION DADO D-1**

Propiedades

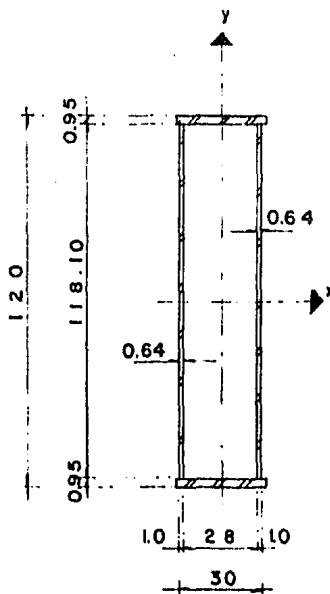
$$\begin{aligned}
 A &= 13000 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 18308333.33 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 10833333.33 \text{ cm}^4 \\
 E &= 5000/\sqrt{f'c} = 70710.68 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



**SECCION TRABE DE  
CONTRAVENTEO T-1**

Propiedades

$$\begin{aligned}
 A &= 168.887 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 185374.00 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 33.13 \text{ cm} \\
 S_x &= 4119.42 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 5002.24 \text{ cm}^3 \\
 I_y &= 25225.22 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 12.22 \text{ cm} \\
 S_y &= 1843.61 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 1958.39 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$



**SECCION TRABE DE  
CONTRAVENTEO T-2**

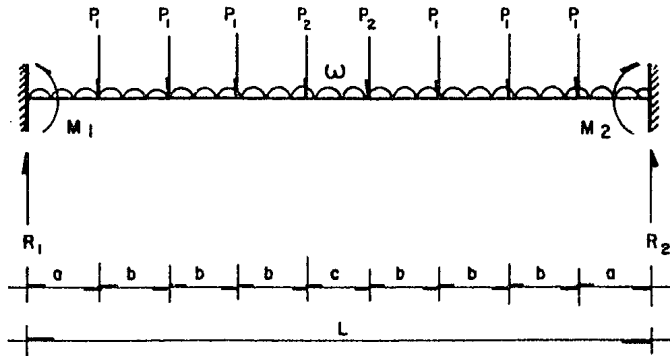
$$\begin{aligned}
 A &= 206.987 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 376298.16 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 42.64 \text{ cm} \\
 S_x &= 6271.64 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 7821.29 \text{ cm}^3 \\
 I_y &= 32359.23 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 12.50 \text{ cm} \\
 S_y &= 2365.01 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 2479.70 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$



Obtención de los momentos máximos positivos que actúan sobre las traveses del marco M-1, para todas las condiciones de apoyo analizadas (cargas gravitacionales).

Se utilizará en todos los casos ecuación de momentos, la --- cual se presenta a continuación:

### Azotea

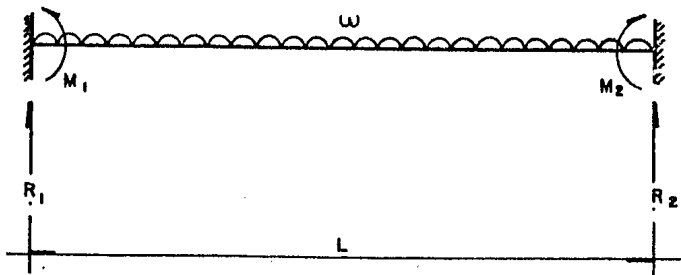


$$Mx = R_1 x - M_1 - \omega x \frac{x}{2} - P_1 (x-a) - P_1 (x-a-b) - P_1 (x-a-2b) - P_2 (x-a-3b) \dots$$

$$Mx = R_1 x - \frac{\omega x^2}{2} - P_1 (x-a) - P_1 (x-a-b) - P_1 (x-a-2b) - P_2 (x-a-3b) - M_1 \dots$$

$$x = L/2$$

### Entrepiso



$$Mx = R_1 x - M_1 - \omega x \frac{x}{2}$$

$$Mx = R_1 x - \frac{\omega x^2}{2} - M_1$$

1a. condiciónAzotea

$$M_{\text{C}} = 16.08 \times 13.14 - \frac{0.23 \times 13.14^2}{2} - 3.242 (13.14 - 3.018) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2.942) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2 \times 2.942) - 1.663 (13.14 - 3.018 - 3 \times 2.942) - 68.50 = 58.13 \text{ Ton-m.}$$

Entrepiso

$$M_{\text{C}} = 111.28 \times 13.14 - \frac{8.469 \times 13.14^2}{2} - 452.02 = 279.07 \text{ Ton-m}$$

2a. condiciónAzotea

$$M_{\text{C}} = 16.08 \times 13.14 - \frac{0.23 \times 13.14^2}{2} - 3.242 (13.14 - 3.018) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2.942) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2 \times 2.942) - 1.663 (13.14 - 3.018 - 3 \times 2.942) - 68.71 = 57.92 \text{ Ton-m.}$$

Entrepiso

$$M_{\text{C}} = 111.28 \times 13.14 - \frac{8.469 \times 13.14^2}{2} - 447.15 = 283.94 \text{ Ton-m}$$

3a. condiciónAzotea

$$M_{\text{C}} = 16.08 \times 13.14 - \frac{0.23 \times 13.14^2}{2} - 3.242 (13.14 - 3.018) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2.942) - 3.242 (13.14 - 3.018 - 2 \times 2.942) - 1.663 (13.14 - 3.018 - 3 \times 2.942) - 69.08 = 57.55 \text{ Ton-m.}$$

Entrepiso

$$M_{\text{C}} = 111.28 \times 13.14 - \frac{8.469 \times 13.14^2}{2} - 439.66 = 291.43 \text{ Ton-m.}$$

y para el marco M-2 la ecuación de momentos será del mismo tipo que la del marco M-1 de entrepiso; por lo tanto los momentos máximos positivos para cada una de las tres condiciones analizadas serán:

1a. condición

$$M_{\underline{G}} = 83.49 \times 13.14 - \frac{6.354 \times 13.14^2}{2} - 316.24 = 232.28 \text{ Ton-m.}$$

2a. condición

$$M_{\underline{G}} = 83.49 \times 13.14 - \frac{6.354 \times 13.14^2}{2} - 306.74 = 241.78 \text{ Ton-m.}$$

3a. condición

$$M_{\underline{G}} = 83.49 \times 13.14 - \frac{6.354 \times 13.14^2}{2} - 292.60 = 255.92 \text{ Ton-m.}$$

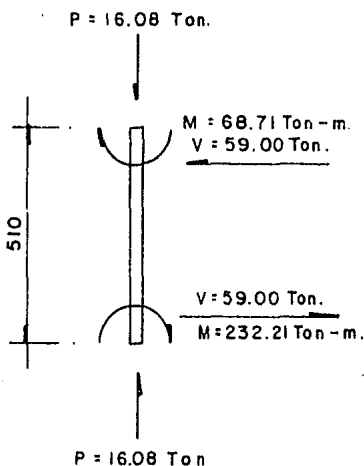
### DISEÑO DE MARCOS

Para el diseño de los marcos metálicos, se tomarán - los elementos mecánicos resultantes de la segunda condición - de apoyo analizada (empotramiento en la zapata), ya que en es - ta podemos garantizar el empotramiento considerado, puesto -- que se tiene más restricción que en la primera condición; en donde la unión de columna con dado puede girar y tener despla - zamientos.

La tercera condición analizada fue con el fin de ver que sucede con la estructura en el caso de que la hipótesis de empotramiento no resultara real, y podemos observar que en algunos elementos hay algunas pequeñas variaciones, las cua - les se pueden absorber, o pueden quedar cubiertas con el dise - ño de la segunda condición.

Como se había hecho la observación con anterioridad, las cargas que rigen en el diseño son las cargas gravitaciona - les; los demás análisis que se hicieron fue con el fin de co - nocer los desplazamientos horizontales ocasionados por el sig - no, y verificar que dichos desplazamientos estuvieran dentro de los permisibles.

#### Columna superior marco M-1.



Como se trata de un miembro sujeto a -- una combinación de esfuerzos de flexión y compresión axial, deberá cumplir con ciertas restricciones dependiendo de la relación de esfuerzos actuantes entre - esfuerzos permisibles.

conocemos que:  $f_a = \frac{P}{A}$

donde:

$f_a$ , esfuerzo actuante en la sección de - bido a la carga de compresión ---- (Kg/cm<sup>2</sup>)

$P$ , carga que comprime a la sección --- (Kg).

$A$ , área de la sección (cm<sup>2</sup>)

$$\text{así, } f_a = \frac{16080}{564.845} = 28.47 \text{ Kg/cm}^2$$

veámos que relación de esbeltez tenemos en la columna, debido a sus condiciones en la unión y a las propiedades de la sección.

$$\frac{KL}{r}$$

donde: K, factor que depende de las restricciones en los extremos de la columna.

L, longitud de la misma (cm)

r, radio de giro de la sección en el plano de flexión (cm)

para conocer K debemos calcular los valores de G. que se define como la relación que existe entre las rigideces de las columnas entre las rigideces de las traveses que se conectan.

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_T}{L_T}}$$

$I_c$ , momento de inercia de las columnas ( $\text{cm}^4$ ).

$L_c$ , Longitud sin arriostrar de la columna (cm).

$I_T$ , momento de inercia de las traveses ( $\text{cm}^4$ ).

$L_T$ , longitud sin arriostrar de la trabe (cm).

Extremo superior.

$$G_A = \frac{\frac{633640.82}{405}}{\left(\frac{185374}{700}\right)^2 + \frac{326368.645}{2548}} = 2.379$$

Extremo inferior.

$$G_B = \frac{\frac{633640.82}{405} + \frac{633640.82}{527}}{\left(\frac{376298.16}{700}\right)^2 + \frac{1888154.887}{2548}} = 1.52.$$

con estos valores entramos al nomograma (pag. 93 manual Monterrey) y nos resulta el valor siguiente para K.

$$K = 1.58$$

por lo tanto la relación de esbeltez resulta de:

$$\frac{1.58 \times 405}{33.493} = 19.11$$

este valor lo comparamos con la relación de esbeltez de la columna que separa el pandeo elástico del inelástico y que es igual a:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

donde: E, módulo de elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>)  
F<sub>y</sub>, esfuerzo de fluencia del material Kg/cm<sup>2</sup>

entonces,

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2030000}{2530}} = 125.85$$

observamos que  $\frac{KL}{r} < C_c$ , por lo tanto el esfuerzo admisible será el dado por la siguiente expresión.

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{F.S.}$$

donde:

$$\text{F.S.} = \text{factor de seguridad} = \frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{KL}{r}\right)}{8 Cc} - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^3}{8 Cc^3}$$

sustituyendo valores.

$$\text{F.S.} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 19.11}{8 \times 125.85} - \frac{(19.11)^3}{8 \times 125.85^3} = 1.723$$

y

$$\text{Fa} = \frac{\left(1 - \frac{(19.11)^2}{2 \times 125.85^2}\right) 2530}{1.723} = 1451.44 \text{ Kg/cm}^2$$

además

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{28.47}{1451.44} = 0.0196 < 0.15$$

como  $\frac{fa}{Fa}$  es menor que 0.15 se deberá cumplir que la suma de las relaciones entre esfuerzos actuantes y esfuerzos permisibles sea menor o igual a la unidad, considerándolos como si estos estuvieran actuando por separado.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.0$$

como ya se obtuvo la primera parte de la expresión anterior procedamos a calcular la segunda parte.

se sabe que  $fb = \frac{M}{S}$

donde  $fb$ , esfuerzo actuante en la sección debido al momento de flexión ( $\text{Kg/cm}^2$ )

$M$ , momento que flexiona a la sección ( $\text{Kg-cm}$ )

$S$ , módulo elástico de la sección ( $\text{cm}^3$ )

$$f_b = \frac{23221000}{15841.020} = 1465.88 \text{ Kg/cm}^2$$

veamos si la sección cumple con las condiciones para una sección compacta.

la relación ancho-espesor de las placas del patín no será mayor que:  $1600/\sqrt{F_y}$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{50}{3.81} = 13.123 \quad , \quad \frac{1600}{\sqrt{2530}} = 31.81 > 13.123$$

La relación peralte-espesor del alma no excederá los valores siguientes:

$$\frac{d}{t} \leq \frac{3540}{\sqrt{F_y}} \quad , \quad \frac{d}{t} \leq \frac{3525 (1 - 1.43 \frac{f_a}{F_a})}{\sqrt{F_y}}$$

$$y \quad \frac{d}{t} \geq \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

sustituyendo valores:

$$\frac{d}{t} = \frac{72.38}{1.27} = 56.99$$

$$\frac{3540}{\sqrt{2530}} = 70.38 \quad , \quad \frac{3525 (1 - 1.43 \times 0.0196)}{\sqrt{2530}} = 68.12$$

$$\frac{2120}{\sqrt{2530}} = 42.15$$

además se deberá cumplir que:



$$\lambda \leq \frac{640 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} \quad \text{y} \quad \lambda \leq 1400000 \frac{A_f}{d F_y}$$

donde;      bf,    ancho del patín (cm)  
               Af,    área del patín en compresión (cm<sup>2</sup>)  
               d,    peralte (cm)  
               λ,    distancia entre arriostramientos del patín de  
                   compresión (cm).

$$\lambda = 405 \text{ cm.}$$

$$\frac{640 \times 50}{\sqrt{2530}} = 636.19$$

$$1400000 \times \frac{50 \times 3.81}{80 \times 2530} = 1317.69$$

como vemos todas las condiciones se cumplen por lo que la --  
 sección se considerará como compacta y su esfuerzo permisi--  
 ble vale:

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 0.66 \times 2530 = 1669.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{por lo que} \quad \frac{f_b}{F_b} = \frac{1465.88}{1669.80} = 0.878$$

$$\text{y } 0.0196 + 0.878 = 0.8976 < 1.0$$

por lo tanto la sección propuesta de columna es aceptable.

Revisión por fuerza cortante.

El esfuerzo que actúa en la sección de la columna - lo conocemos por medio de la siguiente fórmula.

$$fv = \frac{V}{A}$$

donde:  $fv$ , esfuerzo cortante actuante ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
 $V$ , fuerza cortante ( $\text{Kg}$ ).  
 $A$ , área de los elementos que soportan la ----- fuerza cortante ( $\text{cm}^2$ ).

$$fv = \frac{59000}{(1.27 \times 72.38)^2} = 320.92 \text{ Kg/cm}^2$$

y el esfuerzo permisible está dado por la fórmula siguiente:

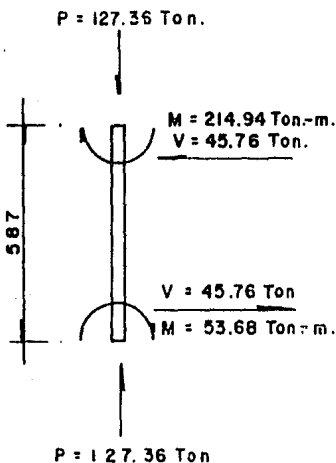
$$Fv = 0.4 Fy$$

$$Fv = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fv > fv$$

por lo que la sección es aceptable para cortante.

Columna inferior marco M-1



Tenemos el mismo caso que la anterior por lo que seguiremos la misma secuencia, pero en este caso omitiremos definiciones.

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{127360}{564.845} = 225.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$GA = \frac{\frac{633640.82}{405} + \frac{633640.82}{527}}{\left(\frac{376298.16}{700}\right)^2 + \left(\frac{1888154.887}{2548}\right)} = 1.52$$

$$G_B = 10 \text{ (ver pag. 93 manual de -- Monterrey).}$$

$$K = 2.01$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.01 \times 527}{33.493} = 31.63 < C_c$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 31.63}{8 \times 125.85} - \frac{(31.63)^3}{8 \times 125.85^3} = 1.759$$

$$F_a = \frac{(1 - \frac{31.63^2}{2 \times 125.85^2}) \times 2530}{1.759} = 1392.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{225.48}{1392.89} = 0.162 > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F'_e}) F_b} \leq 1.0$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{21494000}{15841.020} = 1356.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_e = \frac{10480000}{(\frac{KL_b}{r_b})^2}$$

$$F'_e = \frac{10480000}{(31.63)^2} = 10475.21$$

$$\frac{1.0 \times 1356.86}{(1 - \frac{225.48}{10475.21}) 1669.80} = 0.83$$

$$0.162 + 0.83 = 0.992 < 1.0$$

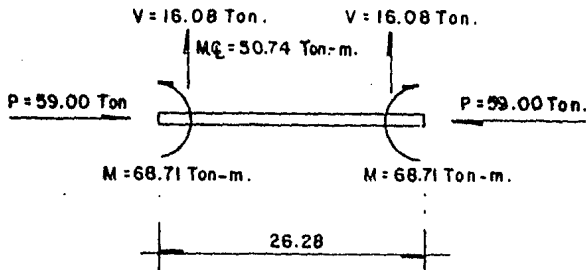
se acepta la sección propuesta.

Revisión por fuerza cortante.

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{45760}{(1.27 \times 72.38)^2} = 248.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

también es aceptable por cortante.

Trabe de azotea marco M-1.

Se trata también de un miembro sujeto a flexocompresión por lo tanto el diseño es el siguiente:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{59000}{277.782} = 212.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_A = G_B = \frac{\frac{326368.645}{2548}}{\left(\frac{185374}{700}\right)^2 + \frac{633640.82}{405}} = 0.061$$

$$K = 1.02$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.02 \times 2548}{34.277} = 75.82 < C_c$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 75.82}{8 \times 125.85} - \frac{75.82^3}{8 \times 125.85^3} = 1.865$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{75.82^2}{2 \times 125.85^2}\right) 2530}{1.865} = 1110.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{212.40}{1110.38} = 0.191 > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F'_e}) F_b} \leq 1.0$$

$$F'_e = \frac{10480\ 000}{(\frac{K L_b}{r_b})^2}$$

$$F'_e = \frac{10480000}{(75.82)^2} = 1823.03$$

$$\frac{1.0 \times 947.38}{(1 - \frac{212.40}{1823.03}) 1518} = 0.706$$

$$\frac{b}{t} = \frac{50}{1.110} = 45.05 > 31.81$$

$$\frac{d}{t} = \frac{87.78}{0.95} = 92.40 > 70.38$$

no cumple con condiciones de una sección compacta.

entonces:

$$F_b = 0.6 F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6871000}{7252.637} = 947.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.191 + 0.706 = 0.897 < 1.0$$

la sección se acepta.

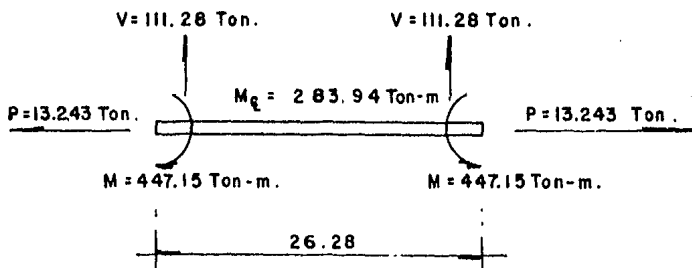
Revisión por fuerza cortante.

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{16080}{(0.95 \times 87.78)^2} = 96.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

También pasa por cortante.

Trabe de entrepiso marco M-1.



Se trata de un elemento el cual se encontrará trabajando con esfuerzos de flexotensión, y se diseñará de tal manera de que cumpla con los requisitos que le impone la fórmula que a continuación se transcribe.

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

donde:  $f_b$ , es el esfuerzo calculado de tensión producido por la flexión ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

$F_b$ , es el esfuerzo permitido a tensión en flexión ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

#### Sección extrema.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13243}{716.696} = 18.478 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{44715000}{31469.248} = 1420.91 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{así: } \frac{18.478}{0.6 \times 2530} + \frac{1420.91}{0.6 \times 2530} = 0.948 < 1.0$$

La sección propuesta de trabe nos resulta satisfactoria.

#### Revisión por fuerza cortante.

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{111280}{(0.95 \times 109.84)^2} = 533.22 < 1012 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

la sección se acepta por cortante.

Se revisará la parte central de la trabe, ya que ésta varía en su sección.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13243}{594.522} = 22.275 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{28392400}{21933.449} = 1294.48 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto

$$\frac{22.275}{1518} + \frac{1294.48}{1518} = 0.867 < 1.0$$

la sección es correcta, no se revisará por cortante puesto - que tiene la misma área que el anterior y menos cortante, -- por lo que se dan por buenas las secciones.

Columna marco M-2

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{83490}{862.787} = 96.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_A = \frac{\frac{858154.211}{527}}{\left(\frac{376298.16}{700}\right)^2 + \left(\frac{1511065.761}{2548}\right)} = 0.98$$

$$G_B = 10 \text{ (ver pag. 93 manual Monterey).}$$

$$K = 1.90$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.90 \times 527}{31.538} = 31.75 < C_c$$

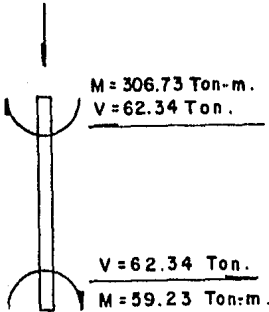
$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 31.75}{8 \times 125.85} - \frac{31.75^3}{8 \times 125.85^3} =$$

$$1.759$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{31.75^2}{2 \times 125.85^2}\right) 2530}{1.759} =$$

$$1392.54 \text{ Kg/cm}^2$$

P = 83.49 Ton.



P = 83.49 Ton.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{96.77}{1392.54} = 0.07 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{30673000}{21453.855} = 1429.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{1429.72}{1669.80} = 0.856$$

$$0.07 + 0.856 = 0.926 < 1.0$$

se acepta la sección.

Revisión por cortante.

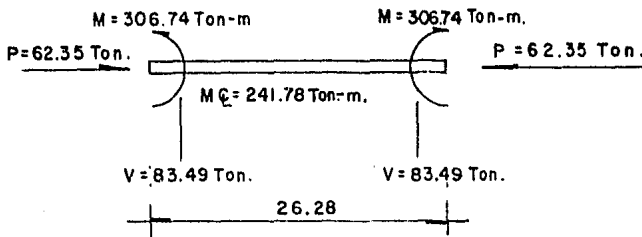
$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{62340}{(2.54 \times 69.84)^2} = 175.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

la sección es correcta para cortante.

Trabe marco M-2

Sección extrema.





$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{62350}{594.522} = 104.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_A = G_B = \frac{\frac{1511065.761}{2548}}{\left(\frac{376298.16}{700}\right)^2 + \frac{858154.211}{527}} = 0.22$$

$$K = 1.09$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.09 \times 2548}{50.415} = 55.09 < C_c$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 55.09}{8 \times 125.85} - \frac{55.09^3}{8 \times 125.85^3} = 1.82$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{55.09^2}{2 \times 125.85^2}\right) 2530}{1.82} = 1256.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{104.87}{1256.92} = 0.083 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{30674000}{25184.429} = 1217.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{1217.97}{1518} = 0.802$$

$$0.083 + 0.802 = 0.885 < 1.0$$

Revisión por fuerza cortante.

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{83490}{(0.95 \times 112.38)^2} = 391.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv < Fv$$

pasa por cortante

Sección central.

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{62350}{533.435} = 116.88$$

$$\frac{fa}{Fa} = \frac{116.88}{1256.92} = 0.093 < 0.15$$

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.0$$

$$fb = \frac{M}{S} = \frac{24178000}{21933.449} = 1102.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fb}{Fb} = \frac{1102.33}{1518} = 0.726$$

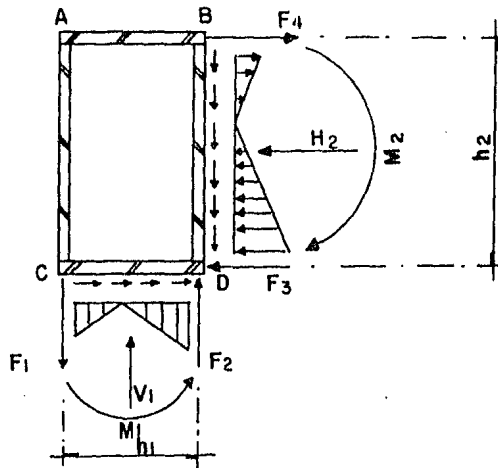
$$0.093 + 0.726 = 0.819 < 1.0$$

se acepta la sección propuesta.

## DISEÑO DE RODILLAS

En el diseño de marcos rígidos, se presenta un problema especial que es el diseño de la rodilla, la cual transmite cortante, carga axial y momento flexionante y ésta puede ser atiesada o sin atiesar.

Los esfuerzos en la rodilla pueden obtenerse con suficiente exactitud por medio del cálculo de los esfuerzos convencionales, normales y de corte, en la periferia formada por los puntos ABCD, que resultan de las fuerzas de los patines -----  $F = (P/\lambda + MC/I)AF$  y de los esfuerzos en el alma, según se muestra en la figura. El efecto combinado de los esfuerzos normales y cortantes en el alma de la columna y de la trabe, fuera de la rodilla, no debe exceder los valores permisibles.



Se obtiene una aproximación sencilla y ligeramente conservadora de los esfuerzos cortantes en el alma de la rodilla suponiendo que el momento flexionante y la carga axial que existen en los miembros son resistidos solamente por los patines, mientras que el alma resiste solamente los cortantes. Así de la figura anterior tenemos:

$$F_1 = \frac{M_1}{h_1} - \frac{V_1}{2}$$

$$F_2 = \frac{M_1}{h_1} + \frac{V_1}{2}$$

$$F_3 = \frac{M_2}{h_2} + \frac{H_2}{2}$$

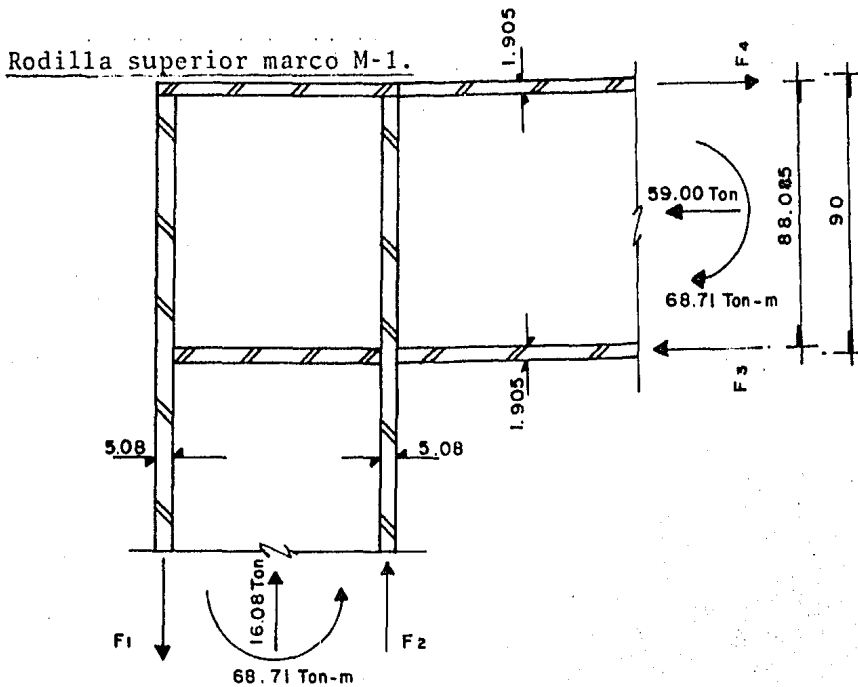
$$F_4 = \frac{M_2}{h_2} - \frac{H_2}{2}$$

y por lo tanto;

$$fv_1 = \frac{F_1}{h_2 t}$$

$$fv_2 = \frac{F_4}{h_1 t}$$

Cuando el esfuerzo cortante calculado según las expresiones mencionadas con anterioridad excede el valor permisible  $F_v$ , se usan placas de refuerzo adosadas al alma o atiesadores diagonales.



$$F_1 = \frac{68.71}{0.7492} - \frac{16.08}{2} = 83.67 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = \frac{68.71}{0.7492} + \frac{16.08}{2} = 99.75 \text{ Ton.}$$

$$F_3 = \frac{68.71}{0.88095} + \frac{59.00}{2} = 107.50 \text{ Ton.}$$

$$F_4 = \frac{68.71}{0.88095} - \frac{59.00}{2} = 48.50 \text{ Ton}$$

Esfuerzo cortante permisible.

$$F_v = 0.4 F_y$$

$$F_v = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

con placas de espesor  $e = 1.27 \text{ cm.}$

$$fv_1 = \frac{83670}{88.095 \times 1.27} = 747.85 \text{ Kg/cm}^2$$

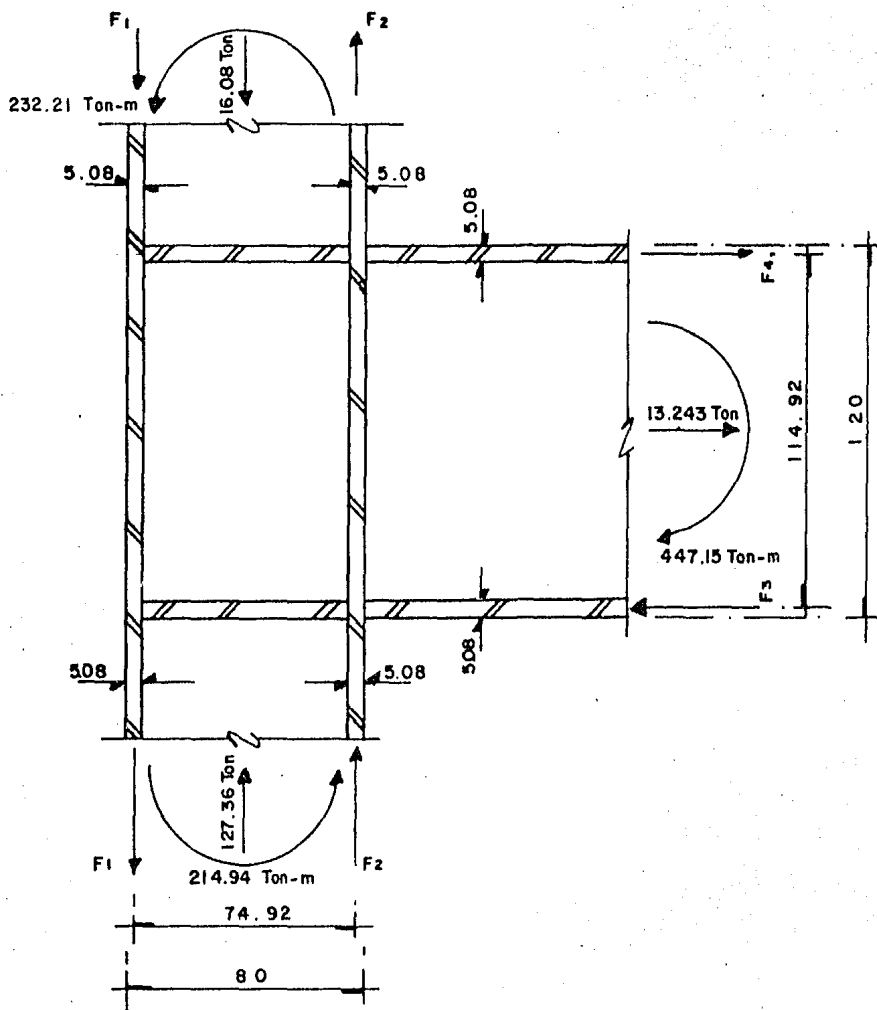
$$fv_2 = \frac{48500}{74.92 \times 1.27} = 509.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv_1 < F_v$$

$$fv_2 < F_v$$

por lo tanto se acepta el alma de espesor  $e = 1.27 \text{ cm.}$  que --- traemos en la columna.

Rodilla inferior marco M-1



Obtenemos las fuerzas que están actuando sobre los patines de trabe y columna siguiendo la secuencia que llevamos para la rodilla superior.

$$F_1 = \frac{232.21}{0.7492} + \frac{16.08}{2} + \frac{214.94}{0.7492} - \frac{127.36}{2} = 541.20 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = \frac{232.21}{0.7492} - \frac{16.08}{2} + \frac{214.94}{0.7492} + \frac{127.36}{2} = 652.48 \text{ Ton.}$$

$$F_3 = \frac{447.15}{1.1492} - \frac{13.243}{2} = 382.48 \text{ Ton.}$$

$$F_4 = \frac{447.15}{1.1492} + \frac{13.243}{2} = 395.72 \text{ Ton.}$$

si proponemos las placas que traemos de alma en la columna -- (e=1.27 cm) entonces:

$$fv_1 = \frac{541200}{1.27 \times 114.92} = 3708.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv_2 = \frac{395720}{1.27 \times 74.92} = 4158.98 \text{ Kg/cm}^2$$

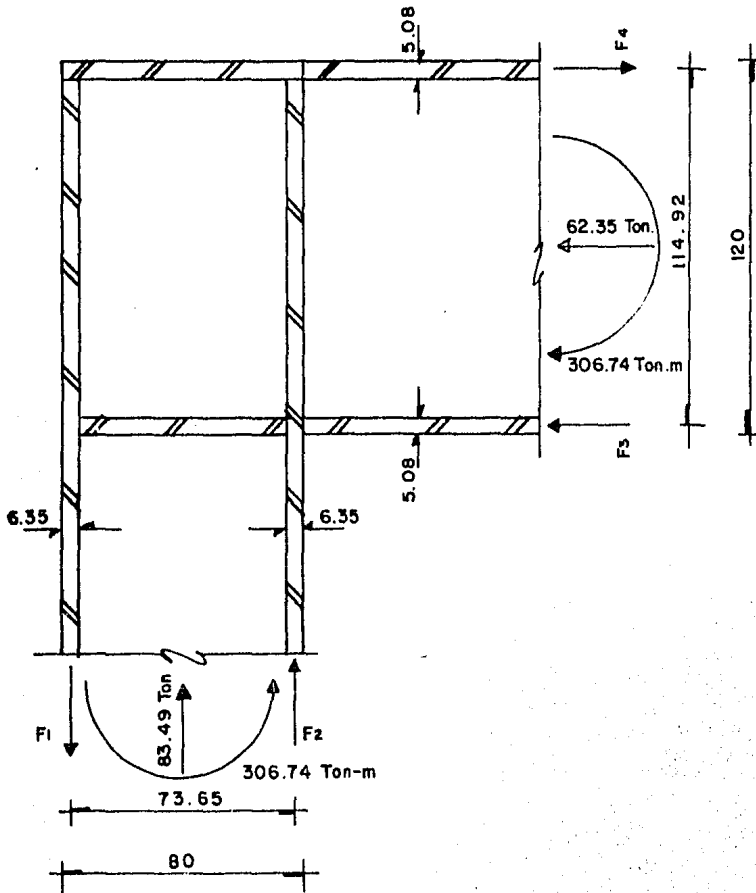
ambos valores son mayores que  $F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$ . Por lo que se tendrán que adosar placas al alma para que la rodilla pueda soportar los esfuerzos actuantes en ella.

si proponemos placa de 2" (5.08 cm).

$$fv_1 = \frac{541200}{5.08 \times 114.92} = 927.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv_2 = \frac{395720}{5.08 \times 74.92} = 1039.74 \text{ Kg/cm.}$$

se observa que  $fv_2$  es ligeramente mayor que  $F_v$ , pero no es de masiado por lo que, se puede dar como bueno dicho valor y se aprobará la placa de 5.08 cm. de espesor.

Rodilla marco M-2.

Cálculo de las fuerzas.

$$F_1 = \frac{306.74}{0.7365} - \frac{83.49}{2} = 374.74 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = \frac{306.74}{0.7365} + \frac{83.49}{2} = 458.23 \text{ Ton.}$$



$$F_3 = \frac{306.74}{1.1492} + \frac{62.35}{2} = 298.09 \text{ Ton.}$$

$$F_4 = \frac{306.74}{1.1492} - \frac{62.35}{2} = 235.74 \text{ Ton.}$$

Sí continuamos las placas que tenemos de almas en la columna, los esfuerzos serán:

$$fv_1 = \frac{374740}{2.54 \times 114.92} = 1283.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fv_2 = \frac{235740}{2.54 \times 73.65} = 1260.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambos esfuerzos exceden al permisible, por lo cual se incrementará el espesor de las placas a 3.81 cm.

$$fv_1 = \frac{374740}{3.81 \times 114.92} = 855.87 \text{ Kg/cm}^2 < Fv$$

$$fv_2 = \frac{235740}{3.81 \times 73.65} = 840.11 \text{ Kg/cm}^2 < Fv$$

Se acepta placa de espesor  $e = 3.81 \text{ cm.}$

### DISEÑO DE SOLDADURAS

En primer término se calculará la soldadura requerida para la unión entre sí de los elementos que componen las secciones de los marcos (unión patín-alma), de cada uno de los miembros que integran los marcos M-1 y M-2. Y a continuación se diseñarán las conexiones de las mismas, las cuales formarán los marcos rígidos.

La resistencia requerida de una soldadura continua -- por centímetro, está dada por la siguiente expresión:

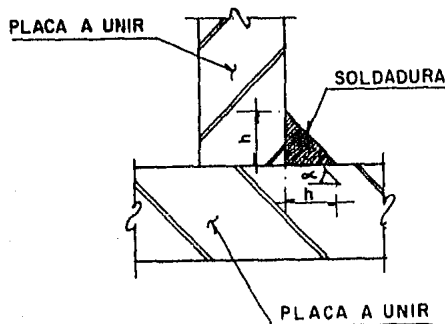
$$q = \frac{QV}{I}$$

donde: Q, es el momento estático respecto al eje neutro de una parte de la sección transversal (cm<sup>3</sup>).  
 V, cortante vertical en la sección elegida (Kg).  
 I, momento de inercia de la sección transversal -- completa con respecto al eje neutro (cm<sup>4</sup>).

y la capacidad de la soldadura de filete es:

$$C.S. = f_{ss} \times h \times \text{sen } \alpha$$

donde:  $f_{ss}$ , es el esfuerzo permisible de la soldadura --- (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 h, menor espesor de soldadura (cm).  
 $\alpha$ , 45°



Las reglas de la Sociedad Americana de Soldadura --- (A.W.S.) se han adoptado para el diseño de la mayoría de las estructuras convencionales y se han incorporado a las especificaciones A.I.S.C. para el diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios y a las del Reglamento de -- Construcciones para el Distrito Federal.

Los esfuerzos permisibles para soldaduras de filete se toman de un 65 a un 72% del esfuerzo permisible a tensión para el metal base; en este caso en el que se está utilizando acero A-36 se tiene que, el esfuerzo permisible para soldaduras de filete hechas con electrodos de las series E-70 es de 1100 Kg/cm<sup>2</sup> y de 950 Kg/cm<sup>2</sup> en las que se utilizan electrodos de la serie E-60; que representan el 72 y 65% respectivamente.

Soldadura en columna de marco M-1.

$$V = 59.0 \text{ Ton}$$

el momento estático será: (ver sección en pag. 106)

$$Q = Axd = (5.08 \times 50) \times 37.46 = 9514.84 \text{ cm}^3$$

por lo tanto.

$$q = \frac{9514.84 \times 59000}{2 \times 786049.248} = 357.09 \text{ Kg/cm.}$$

la capacidad de la soldadura con electrodo E-70 y proponiendo h=0.95 cm. es

$$C.S. = 1100 \times 0.95 \times \text{sen } 45^\circ = 738.93 \text{ Kg/cm}$$

si proponemos cordones de soldadura de 10 cm. de longitud entonces la fuerza que nos resiste la soldadura es.

$F = C.S \times \text{longitud del cordón.}$

$$F = 738.93 \times 10 = 7389.30 \text{ Kg.}$$

y el espaciamiento entre cordón y cordón será el siguiente:

$$e = \frac{F}{q}$$

$$e = \frac{7389.30}{357.09} = 20.69 \text{ cm.}$$

se quedará soldadura de filete de  $h=0.95$  cm. con cordones de 10 cm. espaciados a cada 20 cm.



Soldadura en trabe de azotea marco M-1.

$$V = 16.08 \text{ Ton.}$$

el momento estático será (ver sección en pag. 107)

$$Q = Axd = (1.905 \times 50) \times 44.0475 = 4195.52 \text{ cm}^3$$

por lo tanto

$$q = \frac{4195.52 \times 16080}{2 \times 471040.162} = 71.61 \text{ Kg/cm}$$

la capacidad de la soldadura con electrodo E-70 y proponiendo  $h=0.635$  cm. es:

$$C.S. = 1100 \times 0.635 \times \text{sen } 45^\circ = 493.91 \text{ Kg/cm}$$

si proponemos cordones de soldadura de 5 cm. de longitud entonces la fuerza que nos resiste la soldadura es:

$$F = C.S. \times \text{longitud del cordón.}$$

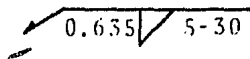
$$F = 493.91 \times 5 = 2469.55 \text{ Kg.}$$

y el espaciamiento entre cordón y cordón será el siguiente:

$$e = \frac{F}{q}$$

$$e = \frac{2469.55}{71.61} = 34.49 \text{ cm.}$$

se quedará soldadura de filete de  $h=0.635$  cm. con cordones de 5 cm. espaciados a cada 30 cm.



Soldadura en trabe de entrepiso marco M-1.

$$V = 111.28 \text{ Ton}$$

$$Q = (5.08 \times 50) \times 57.46 = 14594.84 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{14594.84 \times 111280}{2 \times 1888154.887} = 430.08 \text{ Kg/cm}$$

con  $h = 0.95$  cm y E-70

$$C.S. = 738.93 \text{ Kg/cm}$$

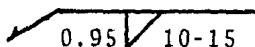
si la longitud del cordón es de 10 cm.

$$F = 738.93 \times 10 = 7389.30 \text{ Kg.}$$

y el espaciamiento será:

$$e = \frac{7389.30}{430.08} = 17.18 \text{ cm.}$$

soldadura de filete de  $h=0.95$  cm. con cordones de 10 cm. espaciados a cada 15 cm.



Soldadura en columna marco M-2.

$$V = 62.34 \text{ Ton.}$$

$$Q = (6.35 \times 50) \times 36.825 = 11691.94 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{11691.94 \times 62340}{2 \times 992285.911} = 36.27 \text{ Kg/cm.}$$

con  $h = 0.95 \text{ cm.}$  y E-70

$$C.S. = 738.93 \text{ Kg/cm}$$

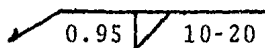
si proponemos cordones de 10 cm.

$$F = 738.93 \times 10 = 7389.30 \text{ Kg.}$$

y el espaciamiento quedará:

$$e = \frac{7389.30}{367.27} = 20.12 \text{ cm.}$$

llevará filete de  $h=0.95 \text{ cm.}$ , cordones de 10 cm. a cada 20 cm. entre sí.



En la trabe del marco M-2, se quedará la misma soldadura calculada para la trabe de entrepiso del marco M-1.

En el diseño de marcos rígidos se supone comúnmente que las conexiones son capaces de transmitir tanto momento flexionante como fuerza cortante. En estas conexiones se supone que el momento es resistido por los patines de la sección con las car

gas de tensión y compresión iguales al momento actuante entre el peralte de la sección  $M/h$ , y la carga de corte se supone -- uniformemente distribuída entre los sujetadores.

Los esfuerzos permisibles para soldaduras a tope (en este caso bisel), que se someten a cargas estáticas son usualmente las mismas que para el metal base, por lo que las soldaduras requeridas en este caso son las siguientes:

La fuerza de tensión o compresión que actúa en los patines está dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{M}{d}$$

donde:  $M$ , momento flexionante en la sección (ton-m).  
 $d$ , distancia centro a centro de gravedad de los patines (m).

El esfuerzo en la soldadura será:

$$f_{\text{sold.}} = \frac{F}{A} = \frac{F}{b \times e}$$

donde:  $A$ , área requerida de soldadura ( $\text{cm}^2$ )  
 $b$ , ancho del elemento que se unirá (cm)  
 $e$ , tamaño requerido del bisel a usar (cm).

Y para la soldadura requerida para cortante se tiene la expresión siguiente:

$$L = \frac{V}{\text{C.S.}}$$

donde:  $L$ , longitud requerida de soldadura (cm)  
 $V$ , fuerza cortante en la sección.  
 $\text{C.S.}$  capacidad de la soldadura ( $\text{Kg/cm}$ ) definida anteriormente.

Por lo tanto, el requerimiento de soldadura para cada una de las conexiones será el siguiente:

Unión trabe columna azotea marco M-1.

$$M = 68.71 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 16.08 \text{ Ton.}$$

La fuerza de tensión y compresión que actúa en los patines de la trabe es:

$$F = \frac{68.71}{0.88095} = 77.995 \text{ Ton.}$$

el espesor requerido de soldadura de bisel será:

$$e = \frac{F}{b \times f_{\text{sold.}}}$$

$$f_{\text{sold.}} = 0.6 \times f_y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = \frac{77995}{50 \times 1518} = 1.028 \text{ cm.}$$

Se requiere únicamente 1.028 cm. de espesor de soldadura, pero se hará el bisel a 45° del espesor de la placa o sea de 1.905 cm.

y la soldadura por cortante es:

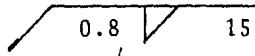
si ponemos soldadura de filete de 0.800 cm, la longitud del cordón sera:

$$C.S. = 1100 \times 0.800 \times \text{sen } 45^\circ = 622.25 \text{ Kg/cm.}$$

$$L = \frac{16080/2}{622.25} = 12.92 \text{ cm.}$$



quedará soldadura de filete de  $e = 0.800$  cm. y 15 cm. de longitud.



Unión trabe columna entrepiso marco M-1.

$$M = 447.15 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 111.28 \text{ Ton.}$$

$$F = \frac{447.15}{1.1492} = 389.097 \text{ Ton.}$$

$$e = \frac{389097}{50 \times 1518} = 5.126 \text{ cm} \approx \text{espesor del patín.}$$

se quedará soldadura de bisel de 5.08 cm. a  $45^\circ$  que es el espesor de la placa.

y para cortante con filete de 0.800 cm. de espesor.

$$L = \frac{111280/2}{622.25} = 89.42 \text{ cm.}$$

Se soldará toda el alma de la trabe a la columna con filete de 0.800 cm. de espesor.

Unión columna placa de base.

$$M = 53.68 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 45.76 \text{ Ton.}$$

$$F = \frac{53.68}{0.7492} = 71.65 \text{ Ton.}$$

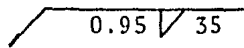
$$e = \frac{71650}{50 \times 1518} = 0.944 \text{ cm.}$$

Se propone soldadura de bisel de 0.95 cm. de espesor.

la soldadura para cortante es:

$$L = \frac{45760/2}{738.93} = 30.96 \text{ cm.}$$

se queda soldadura de filete de  $e = 0.950$  cm y 35 cm. de longitud.



Unión trabe columna marco M-2.

$$M = 306.74 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 83.49 \text{ Ton.}$$

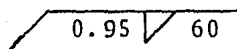
$$F = \frac{306.74}{1.1492} = 266.92 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{266920}{50 \times 1518} = 3.517 \text{ cm.}$$

se queda soldadura de bisel de  $e = 3.81$  cm. de espesor

el cortante se tomará con soldadura de filete de  $e = 0.950$  y longitud de:

$$L = \frac{83490/2}{738.93} = 56.494 \text{ cm.}$$



Unión columna placa base.

$$M = 59.23 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 62.34 \text{ Ton.}$$

$$F = \frac{59.23}{0.7365} = 80.42 \text{ Ton.}$$

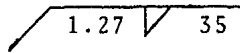
$$e = \frac{80420}{50 \times 1518} = 1.059 \text{ cm.}$$

quedará soldadura de bisel de espesor igual a 1.27 cm.

por cortante será:

$$L = \frac{62340/2}{987.83} = 31.55 \text{ cm.}$$

por lo que la soldadura será de filete de 1.270 cm. de espesor y 35 cm. de longitud.



### DISEÑO DE ANCLAS Y PLACAS DE BASE

Las placas de base son elementos que forman parte de la superestructura, las cuales tienen que ser lo suficientemente adecuadas para poder transmitir las cargas de las columnas y momentos flexionantes (si existen), a los pedestales y cimentaciones. Cuando una columna se encuentra sujeta solamente a carga directa no presenta problemas especiales. Por lo general se usa una placa de acero para distribuir la carga de la columna en un área suficiente, que nos permita mantener dentro de los límites permisibles el esfuerzo de aplastamiento de la cimentación de concreto. Por otro lado cuando la columna transmite momento flexionante, tenemos que usar además de la placa que distribuye la carga; elementos que sirvan de anclaje y que tienen como función la de evitar que la columna se levante (anclas).

Los problemas principales que se presentan en el diseño de las placas de base, son el de determinar el tamaño y espesor de las mismas. El tamaño lo podemos encontrar con el área de apoyo requerida sobre la cimentación y el espesor se obtiene de tal forma que el esfuerzo de flexión en la placa no rebase el valor permisible.

En el cálculo de la placa de base y de las anclas necesarias para sujetar las columnas de los marcos M-1 y M-2 nos apoyaremos en las expresiones siguientes:

La ecuación cúbica, la cual resulta del equilibrio conjunto de los elementos mecánicos actuantes y las propiedades de los materiales utilizados en la base, además de los esfuerzos tanto en las anclas como en el concreto.

$$k^3 + 3\left(\frac{e}{\lambda t} - \frac{1}{2\lambda}\right)k^2 + 6np\left(\frac{e}{\lambda t} - \frac{1}{2\lambda} + 1\right)k - 6np\left(\frac{e}{\lambda t} - \frac{1}{2\lambda} + 1\right) = 0$$

$$f_s = \frac{P}{\left(\frac{k^2}{2n(1-k)} - p\right) bd}$$

$$f_c = \frac{k f_s}{n(1-k)}$$

$$f_{si} = \frac{d_i - kd}{d - kd} f_s$$

donde:

- $e = \frac{M}{P}$  ,      excentricidad (cm).  
 $\lambda t = d$  ,      distancia del canto de la placa al centroide de las anclas (cm).  
 $n = \frac{E_s}{E_c}$  ,      relación de módulos de elasticidad.  
 $E_s$  ,      módulo de elasticidad del acero ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
 $E_c$  ,      módulo de elasticidad del concreto ( $\text{Kg/cm}^2$ ).  
 $p = \frac{A_s t}{b x d}$  ,      porcentaje de acero.  
 $A_s t$  ,      área de acero de anclas ( $\text{cm}^2$ )  
 $b$  ,      ancho de la placa (cm).  
 $f_s$  ,      esfuerzo promedio en las anclas ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
 $P$  ,      carga axial (Kg).  
 $M$  ,      momento flexionante ( $\text{Kg-cm}$ ).  
 $f_c$  ,      esfuerzo de aplastamiento en el concreto --- ( $\text{Kg/cm}^2$ ).  
 $f_{si}$  ,      esfuerzo en la línea de anclas  $i$  ( $\text{Kg/cm}^2$ ).  
 $d_i$  ,      distancia del canto de la placa al centroide de la línea  $i$  de anclas (cm).  
 (ver referencia 20)

Al igual que para los elementos anteriormente diseñados en el cálculo de la placa de base y las anclas se hicieron varios cálculos antes de llegar al definitivo. Por comodidad y espacio aquí se presentarán los últimos tanto para la columna del marco M-1 como para la del marco M-2.

Placa de base y anclas de columna marco M-1.

El momento y la carga que actúan sobre la base son:

$$M = 53.68 \text{ Ton-m.}$$

$$P = 127.36 \text{ Ton.}$$

Los datos que se tienen son los siguientes:

$$\text{concreto } f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'c} = 5000 \sqrt{200} = 70710.68 \text{ Kg/cm}^2$$

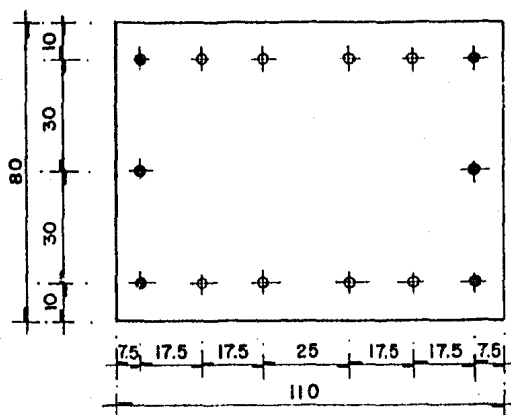
y los esfuerzos permisibles.

$$F_s = 0.5 F_y \text{ (anclas)}, F_s = 0.50 \times 2530 = 1265 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s = 0.75 F_y \text{ (placa base)}, F_s = 0.75 \times 2530 = 1897.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.45 f'c, \quad F_c = 0.45 \times 200 = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

La placa y distribución de anclas que se proponen, -- son las que se muestran en la siguiente figura.



$$\bullet 6 \text{ anclas } \phi = 3/4''$$

$$A_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\circ 8 \text{ anclas } \phi = 3/4''$$

$$A_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

Ast = número de anclas x área.

$$A_{st} = 2.87 \times 3 + 2.87 \times 4 = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{102.5 \times 3 + 85 \times 2 + 67.5 \times 2}{7} = 87.50 \text{ cm.}$$

$$\text{si } d = \lambda t ; \lambda = \frac{d}{t} = \frac{87.50}{110} = 0.7954$$

entonces el porcentaje quedará de la siguiente forma:

$$P = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{20.09}{80 \times 87.50} = 0.00287$$

y la relación de módulos de elasticidad es

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{5000\sqrt{200}} = 28.284$$

por último la excentricidad será:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{5368000}{127360} = 42.148 \text{ cm.}$$

sustituyendo valores en la ecuación cúbica y resolviendo ésta.

$$k^3 + 3\left(\frac{42.148}{87.50} - \frac{1}{2 \times 0.7954}\right)k^2 + 6 \times 28.284 \times 0.00287 \times \left(\frac{42.148}{87.50} - \frac{1}{2 \times 0.7954} + 1\right)k - 6 \times 28.284 \times 0.00287 \times \left(\frac{42.148}{87.50} - \frac{1}{2 \times 0.7954} + 1\right) = 0$$

$$k^3 - 0.4408 k^2 + 0.4155 k - 0.4155 = 0$$

$$k = 0.698$$

por lo tanto kd vale  $0.698 \times 87.50 = 61.075$  cm.

y el esfuerzo promedio en las anclas.

$$f_s = \frac{127360}{\left(\frac{0.698^2}{2 \times 28.284(1-0.698)}\right)^{-0.00287} 80 \times 87.50} = 709.36 \text{ Kg/cm}^2 < F_s$$

el esfuerzo en el concreto es

$$f_c = \frac{0.698 \times 709.36}{28.284(1-0.698)} = 57.97 \text{ Kg/cm}^2 < F_c$$

se checarán los esfuerzos en las anclas para cada una de las hi  
leras.

para la primera.

$$f_{s1} = \frac{102.5 - 61.075}{87.50 - 61.075} \times 709.36 = 1112.02 \text{ Kg/cm}^2 < f_s$$

en la segunda.

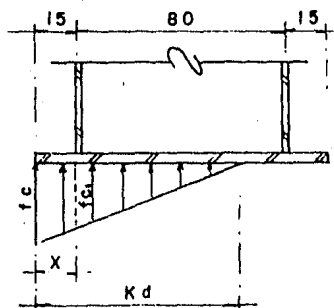
$$f_{s2} = \frac{85 - 61.075}{87.50 - 61.075} \times 709.36 = 642.25 \text{ Kg/cm}^2 < f_s$$

y la tercera.

$$f_{s3} = \frac{67.50 - 61.075}{87.50 - 61.075} \times 709.36 = 172.47 \text{ Kg/cm}^2 < f_s$$

por lo que las anclas propuestas son aceptables.

el espesor de la placa será el siguiente:





$$f_{c1} = \frac{f_c(kd-x)}{kd} = \frac{57.97(61.075-15)}{61.075} = 43.73 \text{ Kg/cm}^2$$

el momento en el paño de la columna vale

$$M = \frac{f_{c1} x^2}{2} + \frac{(f_c - f_{c1}) x^2}{3}$$

$$M = \frac{43.73 x 15^2}{2} + \frac{(57.97 - 43.73)x15^2}{3} = 5987.63 \text{ Kg-cm.}$$

entonces el espesor de la placa queda

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5987.63}{1897.50}} = 4.35 \text{ cm.}$$

se quedará placa de 2" de espesor (5.08 cm).

la soldadura que unirá las anclas con la placa de base sera:

para las anclas de  $\phi = 3/4"$  (1.905 cm).

la soldadura desarrolla un perímetro de  $P = \pi d$

$$P = \pi \times 1.905 = 5.98 \text{ cm.}$$

si la tensión máxima que se puede desarrollar es

$$T = F_s A_s = 0.5 \times 2530 \times 2.87 = 3630.55 \text{ Kg.}$$

la capacidad de la soldadura se define como

$$C.S. = \frac{T}{P} = \frac{3630.55}{5.98} = 607.12 \text{ Kg/cm.}$$

con esto el peralte del cordón de soldadura que necesitamos está dado por.

$$h = \frac{C.S.}{f_{ss} \text{sen } 45^\circ} = \frac{607.12}{1100 \times 0.707} = 0.78 \text{ cm.}$$

por último la longitud de desarrollo que requieren las anclas viene dada por las expresiones siguientes:

$$L_{db} = 0.06 \times \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

donde:

- $L_{db}$ , es la longitud de desarrollo de la barra ---- (cm).
- $a_s$ , el área de acero de la barra (cm<sup>2</sup>)
- $f_y$ , es el esfuerzo a la fluencia (Kg/cm<sup>2</sup>)
- $f'_c$ , la resistencia a compresión del concreto ---- Kg/cm<sup>2</sup>.
- $d_b$ , es el diámetro de la barra (cm).

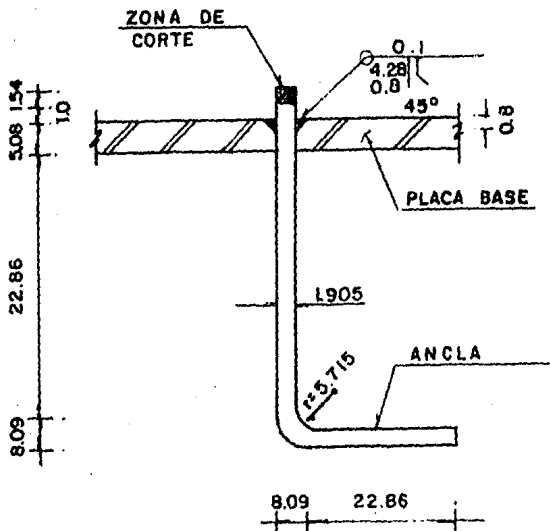
$$0.006 \times 1.905 \times 2530 = 28.92 \text{ cm.}$$

$$L_{db} = 0.06 \times \frac{2.87 \times 2530}{\sqrt{200}} = 30.81 \text{ cm.}$$

como se trata de varilla lisa entonces la longitud de desarrollo será 2 veces  $L_{db}$

$$L_{db} = 30.81 \times 2 = 61.62 \text{ cm.}$$

La geometría y dimensiones de la placa de base, así como las anclas calculadas. Son como se muestran en la figura que a continuación se presenta.



Como los rasos a seguir para el diseño de la placa de base y las anclas de la columna del marco M-2 son iguales que los realizados para los del marco M-1, entonces no se llevará a cabo puesto que no tiene caso repetir lo anterior con otros datos; por lo tanto se seguirá adelante con el diseño de la cimentación.

## DISEÑO DE LA CIMENTACION

Podemos definir a la cimentación de una estructura - como aquella parte de la misma que está en contacto directo - con el terreno y le trasmite la carga.

Los objetivos de esta son proporcionar apoyo a la estructura, distribuyendo las descargas de tal forma que produzcan al terreno un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad, limitar los asentamientos uniformes o diferenciales para evitar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Los diversos tipos de cimentaciones existentes se pueden clasificar en dos grandes grupos. Las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas, y las que nos ocuparán en este trabajo caen dentro del grupo de las superficiales.

Los tipos de cimentación que se presentarán en el diseño de la estación son:

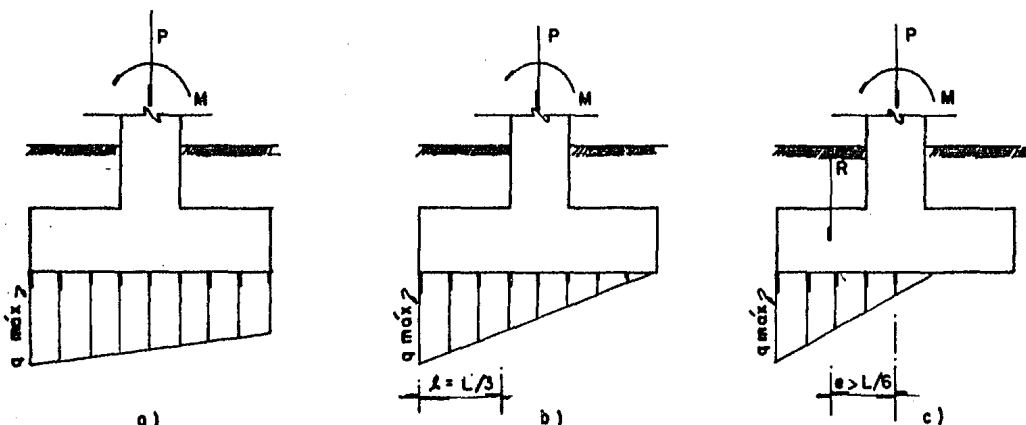
- 1.- Zapatas aisladas en los marcos metálicos, que pueden consistir en una losa simple circular, cuadrada o rectangular, de espesor uniforme o variable.
- 2.- Zapatas corridas en los muros de las fachadas de las cabeceras, y que al igual que las anteriores pueden ser de espesor uniforme o variable.
- 3.- Losa de cimentación a lo largo de toda la estación, sobre la cual se apoyan los andenes y el tren.

En los diseños prácticos se recomiendan las hipótesis siguientes:

- a).- La distribución de presiones es lineal.
- b).- La losa de la zapata se considera rígida.
- c).- No se admiten tensiones en el terreno.

Tanto para la zapata Z-1 como para la zapata Z-2, se hicieron varios cálculos hasta llegar a las secciones que --- aquí se proponen, por lo tanto como se observa en los dos diseños se parte de una geometría y unas secciones previamente estudiadas, y que por comodidad no se presentan dichos cálculos, sino los definitivos.

Para el caso de las zapatas de los marcos e inclusive en las de los muros de las fachadas, las cuales van a estar sometidas a cargas excéntricas, se pueden presentar los siguientes diagramas de presiones:



- a).- La resultante está situada en el tercio central de la zapata  $e < \frac{L}{6}$
- b).- La resultante pasa por el borde del tercio central de la zapata.  $e = \frac{L}{6}$
- c).- La resultante se encuentra situada fuera del tercio central de la zapata  $e > \frac{L}{6}$

La presión máxima "q" en los tres casos la proporciona la fórmula de la escuadría (ver definición en ref. 10, 11 y 14) Salvo que, para el caso (C) aparecen tensiones en la base las cuales no pueden ser absorbidas; por lo que el ancho de la zapata no es

el mismo, sino que se trabaja con una reducción para que exista el equilibrio. En ningún caso la presión máxima debe ser mayor que la admisible.

### Zapata para Marco M-1.

#### DATOS

$$P = 127.36 \text{ Ton} + P_o.P_o \text{ columna}$$

$$M = 53.68 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 45.76 \text{ Ton}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

dado de 100x130 cm.

$$\sigma_{\text{admissible}} = 40 \text{ Ton/m}^2$$

#### MATERIALES

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

#### CONSTANTES

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{peso de la columna} = (5.87 + 5.10) \times 0.50 \times 2 \times 398.4 + (5.87 + 5.10) \times 0.70 \times 2 \times 99.6$$

$$\text{peso de columna} = 5900.10 \text{ Kg.}$$

La carga total en el terreno es:

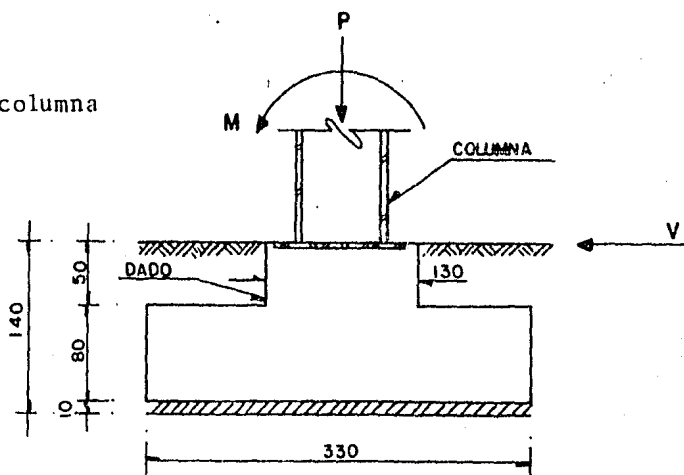
$$P_T = P + \text{Peso del dado} + \text{Peso del relleno} + \text{peso de la zapata.}$$

$$P_T = 127.36 + 5.90 + 1.0 \times 1.30 \times 0.50 \times 2.4 + (3.3 \times 3.3 - 1.0 \times 1.30) \times 0.50 \times 1.8 + 3.30 \times 3.30 \times 0.80 \times 2.4 = 164.36 \text{ Ton.}$$

el momento en la base de la zapata será:

$$M_T = M + V \times h$$

$$M_T = 53.68 + 45.76 \times 1.30 = 113.168 \text{ Ton-m.}$$



Veamos donde cae la resultante de  $P_T$  y  $M_T$ .

$$e = \frac{M_T}{P_T} = \frac{113.168}{164.360} = 0.689 \text{ m.}$$

$$\frac{\ell}{6} = \frac{3.30}{6} = 0.55 \text{ m.}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{164.360}{3.3 \times 3.30} = 15.093 \text{ Ton/m}^2$$

$$\frac{M}{I} y = \frac{113.168}{\frac{3.30 \times 3.30}{12}} \times \frac{3.30}{2} = 18.894 \text{ Ton/m}^2$$

como  $e > \frac{\ell}{6}$

y  $\frac{P}{A} < \frac{M}{I} y$

quiere decir que la resultante está situada fuera del tercio central de la base, lo que indica que se producirán tensiones bajo dicha base; sin embargo, de hecho, no puede aparecer tensión alguna debido a que no existe adherencia entre la base y el terreno, por lo tanto el cimiento se despegando ahí de trabajar.

Para que exista equilibrio se necesita que la resultante del bloque de esfuerzos sea igual a la resultante de  $P$  y  $M$  y de sentido contrario, para conseguirlo nos apoyamos en la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{2 P}{3\left(\frac{\ell}{2} - e\right) B} \quad (\text{ver deducción en referencias 10, 11 y 14.})$$

donde;  $P$ , carga actuante sobre la zapata (Ton)  
 $\ell$ , longitud de la zapata (m)



e, excentricidad debido al momento (m).

B, ancho de la zapata (m).

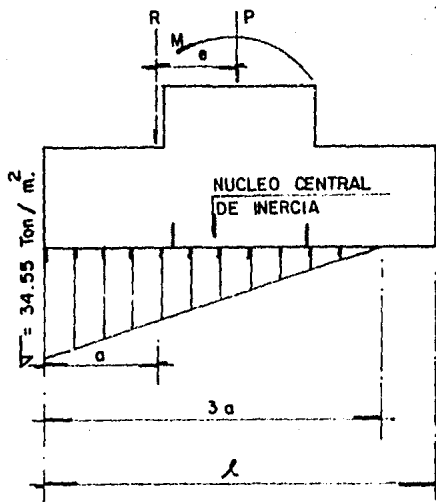
Los esfuerzos calculados con la expresión anterior no deben ser mayores que los esfuerzos que permita el terreno.

Por lo tanto el bloque de esfuerzos en la zapata será el siguiente:

$$\sigma = \frac{2 \times 164.36}{3\left(\frac{3.30}{2} - 0.689\right)3.30} = 34.55 \text{ Ton/m}^2$$

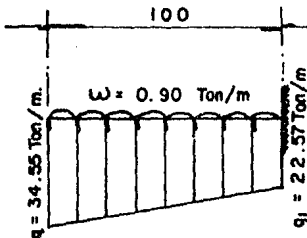
que es menor que el esfuerzo admisible que vale 40 Ton/m<sup>2</sup>

#### DIAGRAMA DE ESFUERZOS.



FLEXION

El diseño por flexión se hará suponiendo un ancho unitario y se considera como una viga en voladizo con empotramiento en el dado.

Cargas.

$$q = \sigma \times b = 34.55 \times 1.0 = 34.55 \text{ Ton/m}$$

$$q_1 = \sigma_1 \times b = 22.57 \times 1.0 = 22.57 \text{ Ton/m}$$

$\omega$  = Peso del relleno

$$\omega = 0.50 \times 1.0 \times 1.8 = 0.9 \text{ Ton/m}$$

El momento en la sección crítica está dado por.

$$M = \frac{q_1 \times l^2}{2} + \frac{(q - q_1)l}{2} \times \frac{2}{3} l - \frac{\omega l^2}{2}$$

$$M = \frac{q_1 l^2}{2} + \frac{(q - q_1)l^2}{3} - \frac{\omega l^2}{2}$$

Sustituyendo valores.

$$M = \frac{22.57 \times 1.0^2}{2} + \frac{(34.55 - 22.57) 1.0^2}{3} - \frac{0.90 \times 1.0^2}{2} = 14.828 \text{ Ton-m}$$

debemos cumplir que:

$$\text{As mín.} = \frac{0.7 \sqrt{F'c}}{F_y} bd$$

$$\text{As mín.} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4000} bd = 0.00247 bd$$

y

$$\text{As máx.} = 0.75 \frac{f''c}{F_y} \frac{4800}{F_y + 6000} bd$$

$$A_s \text{ máx.} = 0.75 \frac{136}{4000} \frac{4800}{4000 + 6000} bd = 0.01224 bd$$

El momento resistente en una sección rectangular está dado por la fórmula siguiente:

$$M.R. = F.R. bd^2 f''c q (1 - 0.5q)$$

$$M.R. = F.C. \times M$$

donde: M momento actuante (Kg-cm).

b ancho de la sección (cm).

d peralte efectivo (cm.)

F.C factor de carga = 1.5

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

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

F.R. factor de reducción de resistencia a flexión = 0.9

A<sub>s</sub> área del refuerzo de tensión.

Sustituyendo estos valores en la fórmula del momento resistente y despejando el porcentaje, se tiene que para concreto con  $f''c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y acero del refuerzo de  $F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 F.C. M}{F.R. f''c bd^2}}$$

Por lo que el porcentaje de acero para el momento -- obtenido con anterioridad es

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 14.828 \times 10^5}{0.9 \times 136 \times 100 \times 75^2}} = 0.00112 < P \text{ min}$$

se pondrá acero mínimo

$$A_s = P bd = 0.00247 \times 100 \times 75 = 18.525 \text{ cm}^2$$

Sí usamos varilla del número 6 ( $\phi = 3/4''$ ) la separación entre varilla y varilla será:

$$\text{Sep.} = \frac{A_v \times 100}{A_s}$$

$$\text{Sep.} = \frac{2.87 \times 100}{18.525} = 15.49 \text{ cm.}$$

Se quedará varilla del número 6 a cada 15 centímetros en ambos sentidos.

El acero de refuerzo en el lecho superior de la zapata será el que se obtenga por cambios volumétricos (temperatura), y que está dado por:

$$a_s = \frac{450 \times x_1}{F_y (x_1 + 100)}$$

donde:  $a_s$       área transversal del refuerzo ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ )  
 $x_1$       dimensión mínima del miembro (cm)

$$\text{Así} \quad a_s = \frac{450 \times 80}{4000 (80 + 100)} = 0.05 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Si usamos varilla del número 4 ( $\phi = 1/2''$ ) la separación quedará como sigue:

$$\text{Sep.} = \frac{1.27 \times 100}{0.05 \times 100} = 25.4 \text{ cm.}$$

#### Revisión por cortante (tensión diagonal).

Revisión como viga ancha (la sección crítica se encuentra a un peralte  $d$ , del paño de la columna.

$$V_d = \frac{q + q_1}{2} \ell$$

$$V_d = \frac{34.55 + 31.55}{2} \times 0.25 = 8.262 \text{ Ton.}$$

$$V_u = V_d \times F.C. = 8.262 \times 1.5 = 12.39 \text{ Ton.}$$

y la fuerza cortante que toma el concreto es:

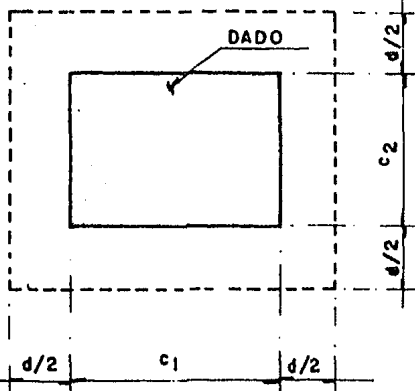
$$V_{CR} = F.R. \cdot b d (0.2 + 30P) \sqrt{f'c}$$

F.R. factor de reducción de resistencia a  
cortante = 0.8

$$\text{entonces } V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 75 (0.2 + 30 \times 0.00247) \sqrt{160} = 20802.73 \text{ Kg}$$

como  $V_{CR} > V_u$ , la sección es aceptable para cortante.

Revisión por penetración.



$$C_1 = 130 \text{ cm}$$

$$C_2 = 100 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm.}$$

$$c_1 + d = 130 + 75 = 205 \text{ cm}$$

$$c_2 + d = 100 + 75 = 175 \text{ cm}$$

Fracción de momento que debe transmitirse por esfuerzos cortantes y torsión.

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{205}{175}}} = 0.4203$$

$$\alpha M_u = (0.4203 \times 113.168) \cdot 1.5 = 71.347 \text{ Ton-m.}$$

$$V_u = P_u - A_{crit.} \times \text{oprom.}$$

$$Vu = (164.36 \times 1.5) - 2.05 \times 1.75 \times \frac{34.55}{2} = 184.566 \text{ Ton.}$$

$$vu = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\alpha Mu C_{AB}}{Jc}$$

$$Ac = [(C_1 + d) + (C_2 + d)] 2xd = (205 + 175) 2 \times 75 = 57000 \text{ cm}^2$$

$$Jc = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$Jc = \frac{75(205)^3}{6} + \frac{(205)75^3}{6} + \frac{75(175)(205)^2}{2} = 397892187.5 \text{ cm}^4$$

y sustituyendo.

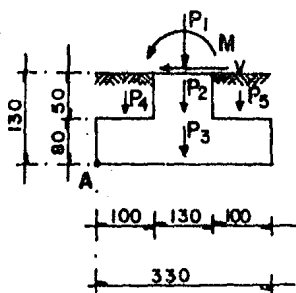
$$vu = \frac{184566}{57000} + \frac{7134700 \times \frac{205}{2}}{397892187.5} = 5.076 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = F.R. \sqrt{f'c}$$

$$v_{CR} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$v_{CR} > vu$  la sección se acepta por penetración.

### Revisión de la zapata por volteo.



El momento de volteo de la zapata será:

$$Mv = M + v_h$$

$$Mv = 53.68 + 45.76 \times 1.30 = 113.168 \text{ Ton-m}$$

y el momento resistente lo darán las cargas P por el brazo de palanca respectivo hacia el punto A. (despreciando la presión del suelo contra la cara vertical del cimiento).

$$M_R = P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 d_4 + P_5 d_5 + P_6 d_6$$

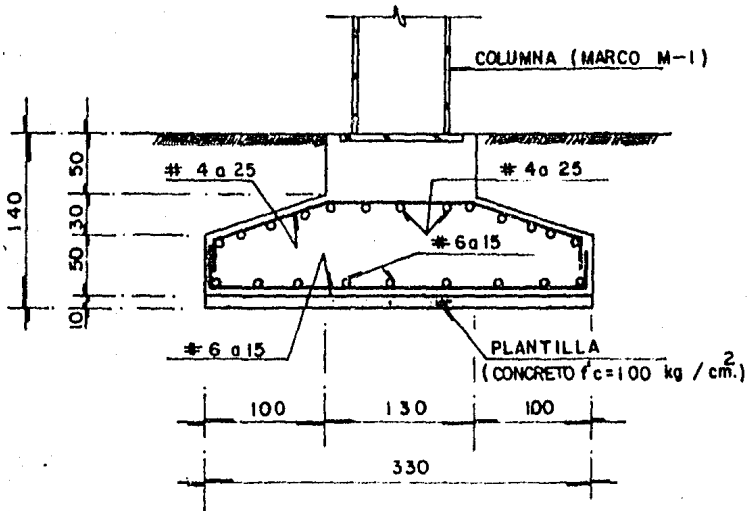
así

$$M_R = 133.26 \times 1.65 + (1.0 \times 1.30 \times 0.50 \times 2.4) 1.65 + \\ (3.30 \times 3.30 \times 0.80 \times 2.4) 1.65 + (3.30 \times 1.0 \times 0.50 \times \\ 1.80) 0.50 + (3.30 \times 1.0 \times 0.50 \times 1.80) 2.80 + (1.15 \times 1.30 \times \\ 0.50 \times 1.80) 2 \times 1.65$$

$$M_R = 271.194 \text{ Ton-m.}$$

$$F.S. = \frac{M_R}{M_V} = \frac{271.194}{113.168} = 2.396 > 1.5$$

por lo tanto la zapata es aceptable por volteo.



ZAPATA Z-1 (ARMADO)

ZAPATA PARA MARCO M-2

Los elementos mecánicos aquí mostrados son los producidos por la condición de carga más desfavorable, que fue la de cargas gravitacionales; ya que los producidos por las cargas accidentales (viento y sismo) fueron menores.

DATOS

$$\begin{aligned}
 P &= 83.49 \text{ ton} + P_o P_c \text{ columna} \\
 M &= 59.23 \text{ Ton-m.} \\
 V &= 62.34 \text{ Ton} \\
 \gamma &= 1.8 \text{ Ton/m}^3 \\
 \sigma_{adm.} &= 40 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

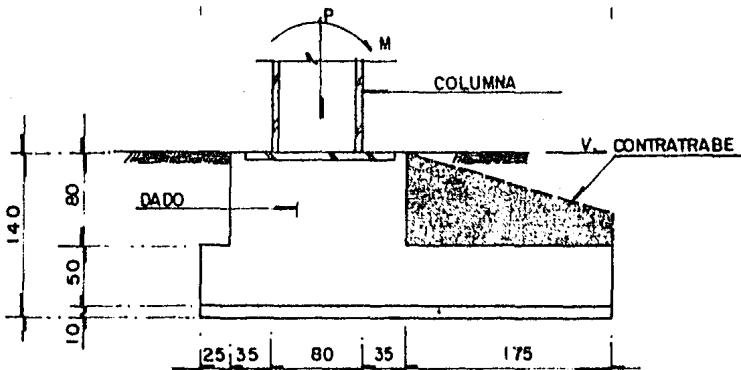
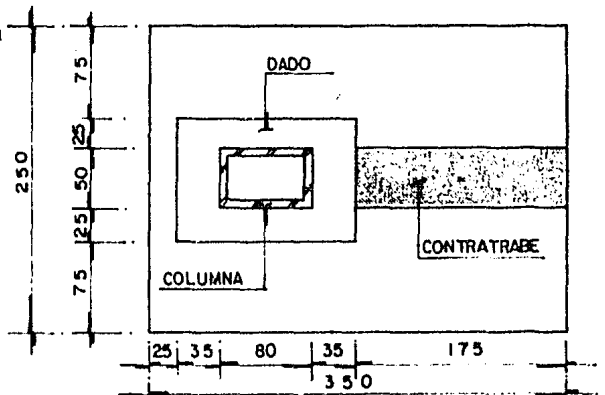
MATERIALES

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 F_y &= 4000 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

CONSTANTES

$$f^*c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\text{peso de la columna} = 5.87 \times 0.50 \times 2 \times 498 + 5.87 \times 0.673 \times 2 \times 199.2$$

$$\text{peso de la columna} = 4497.14 \text{ Kg.}$$

la carga total en el terreno es:

$$P_T = P + \text{Peso del dado} + \text{peso del relleno} + \text{peso de la zapata.}$$

$$\begin{aligned}
 P_T &= 83.49 + 4.5 + 1.0 \times 1.50 \times 0.80 \times 2.4 + (2.50 \times 3.50 - 1.0 \times 1.50) \times 0.80 \times 1.8 + \\
 & 2.50 \times 3.50 \times 0.50 \times 2.4 = 111.81 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$



el momento en la base de la zapata será:

$$M_T = M + vh$$

$$M_T = 59.23 + 62.34 \times 1.30 = 140.272 \text{ Ton-m.}$$

si la columna estuviera al centro de la zapata la resultante de  $P_T$  y  $M_T$  estará situada en:

$$e = \frac{M_T}{P_T} = \frac{140.272}{111.81} = 1.254 \text{ m.}$$

$$\frac{l}{6} = \frac{3.50}{6} = 0.583 \text{ m}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{111.81}{2.50 \times 3.50} = 12.778 \text{ Ton/m}^2$$

$$\frac{M}{I} y = \frac{140.272}{\frac{2.50 \times 3.50^3}{12}} \times \frac{3.50}{2} = 27.482 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{como } e > \frac{l}{6}$$

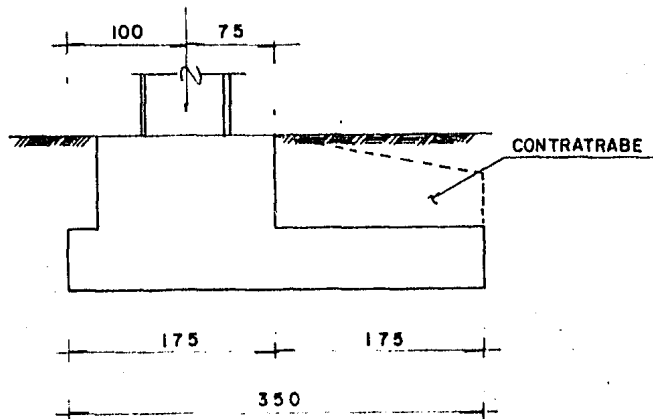
$$\text{y } \frac{P}{A} < \frac{M}{I} \text{ y}$$

Indica que la resultante está situada fuera del tercio central de la base, por lo tanto existirían tensiones las cuales como vimos anteriormente no pueden tomarse.

Como se vio en el caso anterior la zapata Z-1 se resolvió tomando un ancho efectivo de la misma, lo cual hace que se incremente el bloque de presiones que actúa sobre la zapata, haciendo que la resultante de dicho bloque coincida con la resultante de las acciones externas, lo cual conduce al equilibrio.

La zapata Z-2 pudo haberse resuelto igual que la zapata Z-1, pero como los elementos mecánicos son un poco mayo

res, se optó por la solución de colocar la columna fuera del centro de la base, de tal forma que la resultante de la carga axial y el momento flexionante, pasara por el centroide de la base. De este modo no se tendrían excentricidades de carga en la cimentación y las presiones serían uniformemente distribuidas al no existir dicha excentricidad; lo cual resulta ventajoso, pero como para lograr esto se necesitaría una zapata demasiado grande, lo que se hizo fue una combinación, o sea sacar la columna del centroide de la base e incrementar el bloque de esfuerzos.



Proponiendo un brazo de palanca de 75 cm. del centroide de la base a la carga, veamos que excentricidad resulta de la diferencia de momentos ó sea del momento centroidal.

$$M_{CZ} = M_T - P_T d$$

$$M_{CZ} = 140.272 - 111.81 \times 0.75 = 56.4145 \text{ Ton-m.}$$

y la excentricidad es:

$$e = \frac{M_{CZ}}{P_T} = \frac{56.4145}{111.81} = 0.5045 \text{ m.}$$

$$\frac{l}{6} = \frac{3.50}{6} = 0.5833 \text{ m} > e$$

Y como ya se había mencionado el esfuerzo actuante en la zapata es.

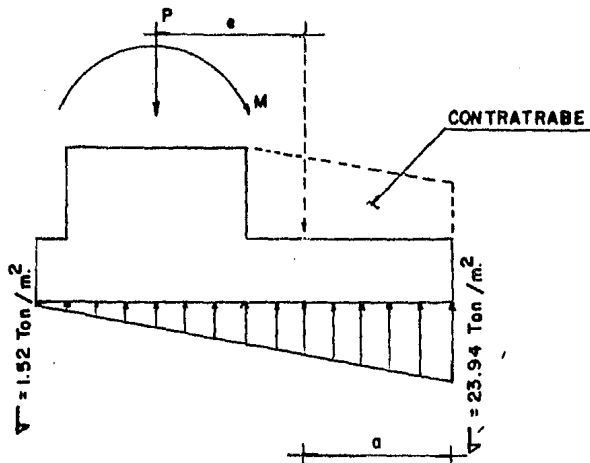
$$\sigma = \frac{2 P}{3 \left( \frac{b}{2} - e \right) B}$$

así

$$\sigma = \frac{2 \times 111.81}{3 \left( \frac{3.50}{2} - 0.5045 \right) 2.50} = 23.94 \text{ Ton/m}^2$$

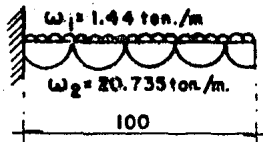
que resulta menor que el esfuerzo admisible.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS.



### Flexión

Como está estructurada la zapata, el diseño por flexión se considerará como si fuera una viga en doble voladizo, actuando en el sentido corto de la zapata y se tomará un ancho unitario de un metro.

Cargas.

$\omega$  = promedio de esfuerzos

$$\omega = \frac{17.53 + 23.94}{2} = 20.735 \text{ Ton/m}$$

$\omega_1$  = peso del relleno.

$$\omega_1 = 1.0 \times 0.80 \times 1.8 = 1.44 \text{ Ton/m}$$

el momento en la sección crítica es:

$$M = \frac{\omega l^2}{2} - \frac{\omega_1 l^2}{2}$$

$$M = \frac{20.735 \times 1.0^2}{2} - \frac{1.44 \times 1.0^2}{2} = 9.6475 \text{ Ton-m}$$

el porcentaje de acero es:

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 96475 \times 10^5}{0.9 \times 136 \times 100 \times 47^2}} = 0.00187 < P_{\min.}$$

se pondrá acero mínimo.

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 45 = 11.115 \text{ cm}^2$$

La separación entre varillas si usamos del número 6 -----  
( $\phi=3/4''$ ) será:

$$\text{Sep} = \frac{2.87 \times 100}{11.115} = 25.82 \text{ cm.}$$

se quedará varilla del número 6 a cada 25 centímetros y el re  
fuerzo en el lecho superior es:

$$A_s = \frac{450 \times 50}{4000(50+100)} = 0.0375 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

con varilla del número 4 ( $\phi=1/2''$ ) la separación quedará de la  
siguiente forma.

$$S_{cp} = \frac{1.27 \times 100}{0.0375 \times 100} = 33.87 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante (tensión diagonal).

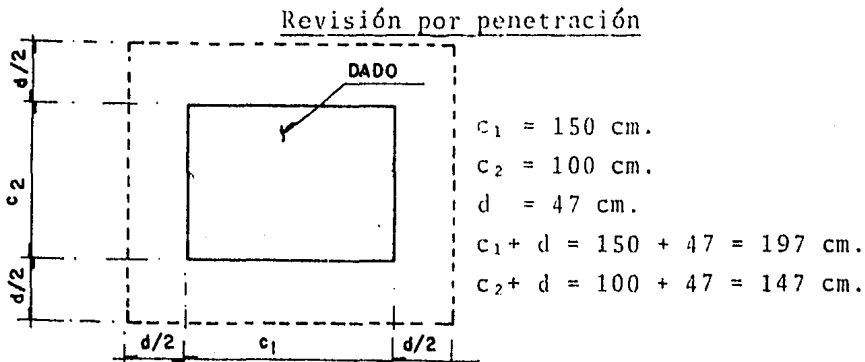
el cortante a un peralte del paño es:

$$V_d = \omega_x - \omega_1 x = 20.735 \times 0.53 - 1.44 \times 0.53 = 10.23 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 10.23 \times 1.5 = 15.345 \text{ Ton.}$$

el cortante que toma la sección de concreto es:

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 47(0.2 + 30 \times 0.00247) \sqrt{160} = 13037.29 \text{ Kg} = V_u$$



fracción de momento que debe transmitirse por esfuerzos cortantes y torsión.

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{197}{147}}} = 0.4368$$

$$\alpha M_u = (0.4368 \times 140.272) 1.5 = 91.906 \text{ Ton-m.}$$

$$V_u = (111.81 \times 1.5) - 1.97 \times 1.47 \times \frac{1.52 + 23.94}{2} =$$

$$130.85 \text{ Ton.}$$

$$A_c = (197 + 147) 2 \times 47 = 32336 \text{ cm}^2$$

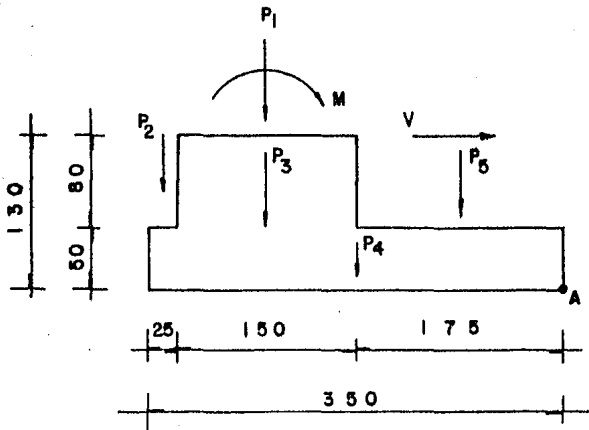
$$J_c = \frac{47 (197)^3}{6} + \frac{197 \times 47^3}{6} + \frac{47 \times 147 \times 197^2}{2} = 197363300.8 \text{ cm}^4$$

$$v_u = \frac{130850}{32336} + \frac{9190600 \times \frac{197}{2}}{197363300.8} = 8.633 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = 10.12 \text{ Kg/cm}^2 > v_u.$$

la sección es aceptable para penetración.

Revisión de la zapata a volteo.



El momento de volteo de la zapata es:

$$M_v = M + v_h = 59.23 + 62.34 \times 1.30 = 140.272 \text{ Ton.}$$

El momento resistente está dado por los momentos obtenidos de multiplicar las cargas por su brazo de palanca - respectivo con respecto al punto A y este vale:

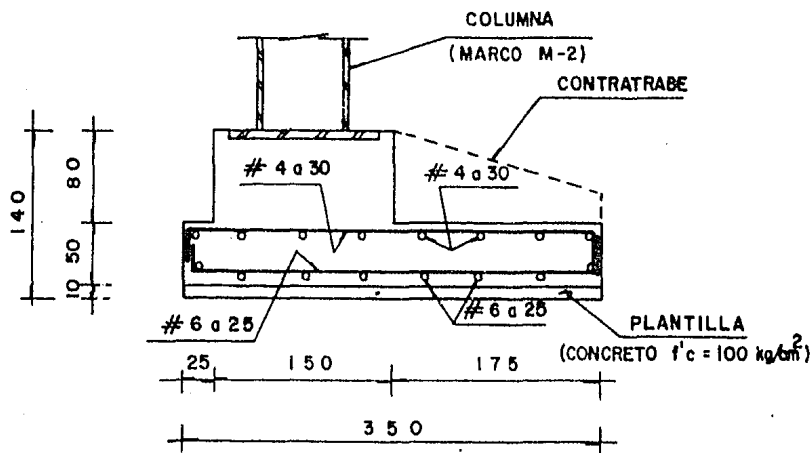
$$M_R = P_1d_1 + P_2d_2 + P_3d_3 + P_4d_4 + P_5d_5$$

$$M_R = 87.99 \times 2.50 + 0.25 \times 2.50 \times 0.80 \times 1.8 \times 3.375 + 1.50 \times 0.75 \times 0.80 \times 1.80 \times 2.50 \times 2 + 1.50 \times 1.0 \times 0.80 \times 2.4 \times 2.5 + 2.50 \times 3.50 \times 0.50 \times 2.4 \times 1.75 + 1.75 \times 1.0 \times 0.80 \times 1.80 \times 0.875 \times 2 + 1.75 \times 0.50 \times \frac{0.30 + 0.80}{2} \times 2.4 \times 0.875 = 262.108 \text{ Ton-m.}$$

el factor de seguridad será entonces:

$$F.S. = \frac{262.108}{140.272} = 1.868 > 1.5$$

por lo que la zapata no se voltea y se acepta la sección de la misma.



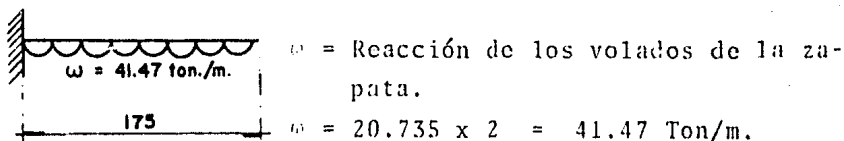
**ZAPATA Z-2 (ARMADO)**

#### ANALISIS DE CONTRATRABE.

La contratrabe como se puede observar en la planta de la zapata, es un elemento que está apoyado en el dado (empotrado) y las acciones que están actuando sobre ella, son las reac

ciones de los volados de la zapata; por lo tanto ésta se analizará como una viga en voladizo con una carga uniformemente distribuida.

Cargas.



El momento máximo es:

$$M = \frac{wL^2}{2} = \frac{41.47 \times 1.75^2}{2} = 63.50 \text{ Ton-m.}$$

y el cortante a un peralte del paño será:

$$V = wx = 41.47 \times 0.725 = 30.07 \text{ Ton.}$$

el porcentaje del acero es:

$$p = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 6350000}{0.9 \times 136 \times 50 \times 120}} = 0.003898$$

y el área de acero resulta.

$$As = 0.003898 \times 50 \times 120 = 23.388 \text{ cm}^2$$

la cantidad de varillas necesarias si colocamos del número 6 ( $\phi = 3/4''$ ) es:

$$\text{No. Var.} = \frac{As}{Av}$$

donde:  $As$ , Area requerida ( $\text{cm}^2$ )  
 $Av$ , Area de la varilla ( $\text{cm}^2$ )



entonces:

$$\text{No. Var.} = \frac{23.388}{2.87} = 8.149 \text{ varillas.}$$

Se armará con 8 varillas del número 6 en donde existe la flexión y en el lecho contrario se colocarán 4 varillas del número 6.

El cortante último es:

$$V_u = 30.07 \times 1.5 = 45.105 \text{ Ton.}$$

El cortante resistido por la sección corresponde a:

$$V_{CR} = 0.8 \times 50 \times 95(0.2 + 30 \times 0.003898) \sqrt{160} = 15234.23 \text{ Kg.}$$

Si se arma la sección con 4 ramas de estribos del número 3 la separación de estos será:

$$\text{Sep} = \frac{\text{F.R. } A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{CR}}$$

donde: F.R. Factor de reducción que vale 0.8

$A_v$  Area de la varilla (cm)

$f_y$  Esfuerzo de fluencia de la varilla (Kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  Peralte efectivo de la sección (cm).

$\theta$  Angulo que forman los estribos según su colocación.

por lo tanto:

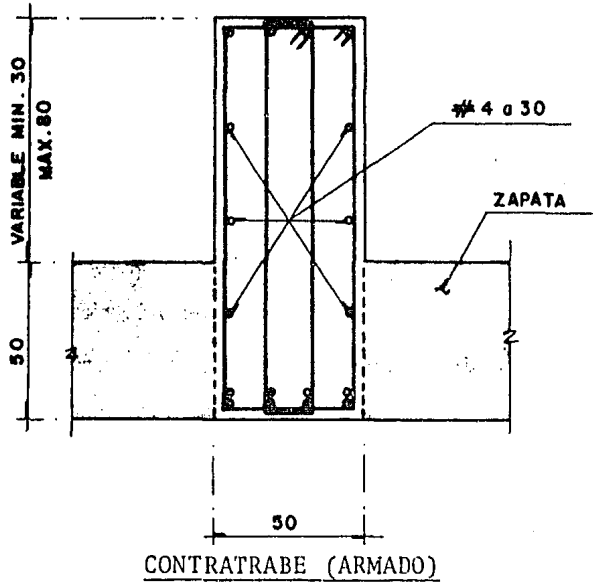
$$\text{Sep.} = \frac{0.8 \times 4 \times 0.71 \times 4000 \times 95 \times 1}{45105 - 15234} = 28.90 \text{ cm.}$$

los estribos se pondrán del número 3 en cuatro ramas a cada 30 cm. y el refuerzo por temperatura será:

$$A_s = \frac{450 \times 50}{4000 (50 + 100)} = 0.0375 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

con varillas del número 4 ( $\phi = \frac{1}{2}$ ").

$$\text{Sep} = \frac{1.27 \times 100}{0.0375 \times 100} = 33.87 \text{ cm.}$$



### ANALISIS Y DISEÑO DE ESCALERAS.

Las cargas que están actuando sobre la escalera son las que a continuación se describen:

#### Cargas muertas.

- a).- El marmol que recubrirá el escalón y que pesa  $0.025 \times 2600 = 65 \text{ Kg/m}^2$ .
- b).- El mortero que unirá el marmol al escalón y es:  
 $0.025 \times 2100 = 52.5 \text{ Kg/m}^2$ .

c).- El peso del escalón el cual es.

$$\frac{0.175}{2} \times 2400 = 210 \text{ Kg/m}^2$$

d).- El peso propio de la rampa de escalera que será de:

$$0.30 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

e).- Y por último el acabado inferior (plafond de yeso) para este concepto de cargas muertas.

$$0.02 \times 1500 = 30 \text{ Kg/m}^2.$$

La suma de todas estas cargas nos da el total de carga muerta que actúa sobre la escalera.

$$w_{c.m.} = 65 + 52.5 + 210 + 720 + 30 = 1077.5 \text{ Kg/m}^2.$$

Y la carga viva que actuará en la escalera es la que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y que al igual que los pesos volumetricos de los materiales se mencionaron en el capítulo número tres.

$$w_{c.v.} = 150 + 600 A^{-\frac{1}{2}}$$

$$\text{el área es } A = 4.0 \times 4.50 = 18.0 \text{ m}^2$$

Entonces la carga viva será de:

$$w_{c.v.} = 150 + \frac{600}{\sqrt{18}} = 291.42 \text{ Kg/m}^2$$

Como se trata de un lugar donde habrá aglomeración de personas, en lugar de la carga calculada anteriormente; se considerará la carga que también marca el Reglamento para lugares de reunión sin asientos individuales y que es de ----- 450 Kg/m<sup>2</sup>.

Por lo tanto la carga total sobre la escalera será la siguiente:

$$\omega_T = \omega_{c.m.} + \omega_{c.v.}$$

$$\omega_T = 1077.5 + 450 = 1527.5 \text{ Kg/m}^2$$

El análisis que se llevará a cabo será suponiendo una viga de un ancho unitario, cuyos claros tendrán las longitudes de las proyecciones horizontales; por tanto la carga que actúa verticalmente se proyectará al plano de escalera.

La carga proyectada valdrá.

$$\omega = \frac{\omega_T}{\cos \alpha} = \frac{1527.5}{\cos 30^\circ} = 1763.81 \text{ Kg/m}$$

Se analizará la viga con una carga de 1765 Kg/m.

	501		493	
	$\omega = 1.765 \text{ Ton/m}$			
F. D.		0.496	0.504	
M. E.		-5.54	+5.36	
DIST.		+0.09	+0.09	
TRANSP.		—	—	
M. F. (-)		-5.45	+5.45	
V. I.	+4.421	+4.421	+4.351	+4.351
V. H.	-1.088	+1.088	+1.105	-1.105
V. F.	+3.333	+5.509	+5.456	+3.246
M. F. (+)		3.15		2.98

Flexión.

Momento máximo positivo = 3.15 Ton-m.

entonces el porcentaje de acero será:

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.5 \times 2 \times 315000}{0.9 \times 136 \times 100 \times 27^2}} = 0.00185$$

$$P < P_{\text{mín.}}$$

Por lo tanto se tiene que utilizar el porcentaje mínimo por reglamento, y el área de acero será la siguiente:

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 27 = 6.67 \text{ cm}^2$$

Sí se arma con varilla del #5 ( $\phi = 5/8''$ ) la separación entre varillas quedará como sigue:

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 1.99}{6.67} = 29.84 \text{ cm.}$$

Se armará la losa en su lecho inferior con varilla del número cinco a cada 25 centímetros.

momento máximo negativo = 5.45 Ton-m.

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.5 \times 2 \times 545000}{0.9 \times 136 \times 100 \times 27^2}} = 0.00327$$

$$A_s = 0.00327 \times 100 \times 27 = 8.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 1.99}{8.83} = 22.54 \text{ cm.}$$

y el lecho superior llevará varilla del número cinco a cada 20 centímetros.

El armado por temperatura en ambos lechos será con varilla del número tres ( $\phi = 3/8''$ ) y la separación quedará como sigue:

$$A_s = \frac{450 \times 30}{4000 (30 + 100)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71}{100 \times 0.02596} = 27.35 \text{ cm.}$$

### Cortante.

fuerza cortante máxima  $V_d = 5.032 \text{ Ton.}$

el cortante último es  $V_u = V_d \times F.C.$

$$V_u = 5.032 \times 1.5 = 7.548 \text{ Ton.}$$

y la fuerza cortante que es capaz de tomar la sección de concreto está dada por:

$$V_{C.R} = 0.8 \times 100 \times 27 (0.2 + 30 \times 0.00327) \sqrt{160} = 8144.71 \text{ Kg.}$$

que es mayor a la fuerza cortante última; por lo que no se requiere acero de refuerzo por cortante.

### Revisión por deformación.

La deformación máxima que ocurrirá en la escalera está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta m = \frac{5 \ell^2}{48 EI} [M_m - \frac{1}{10} (M_1 + M_2)] \text{ (ver deducción referencia 8.)}$$

donde:

- $\Delta_m$  Deflexión en el centro del claro (cm).
- $l$  Longitud del claro (cm.).
- $E$  Módulo de elasticidad del concreto ( $\text{Kg/cm}^2$ )
- $I$  Momento de inercia de la sección ( $\text{cm}^4$ )
- $M_m$  Momento máximo positivo ( $\text{Kg-cm}$ ).
- $M_1$  y  $M_2$  Momento en los apoyos izquierda y derecha respectivamente ( $\text{Kg/cm}^2$ ).

Aunque rigurosamente deberíamos de trabajar con el momento de inercia de la sección transformada y agrietada, aquí tomaremos la sección gruesa.

por lo tanto la deformación es:

$$\Delta_{\text{máx.}} = \frac{5 \times 501^2}{48 \times 141421.36 \times 225000} [315000 - \frac{1}{10}(0 + 545000)]$$

$$\Delta_{\text{máx.}} = 0.214 \text{ cm.}$$

Y la deformación que ocurriría a largo plazo debido a variaciones en la edad del concreto; el Reglamento la define como un porcentaje de la deformación máxima calculada y la cual está dada por la siguiente fórmula:

$$\Delta_{\text{L.P.}} = \Delta_{\text{máx.}} (2 - 1.2 \frac{A's}{A_s})$$

donde:

- $\Delta_{\text{L.P.}}$  Deformación a largo plazo (cm.).
- $\Delta_{\text{máx.}}$  Deformación máxima calculada (cm.).
- $A's$  Area de acero a compresión.
- $A_s$  Area de acero a tensión.

$$(2 - 1.2 \frac{9.95}{7.96}) = 0.5 < 0.6$$

$$\Delta_{L.P.} = 0.214 (0.6) = 0.128$$

la deformación total en el centro del claro es.

$$\Delta_{total} = \Delta_{m\acute{a}x} + \Delta_{L.P.}$$

$$\Delta_{total} = 0.214 + 0.128 = 0.342 \text{ cm.}$$

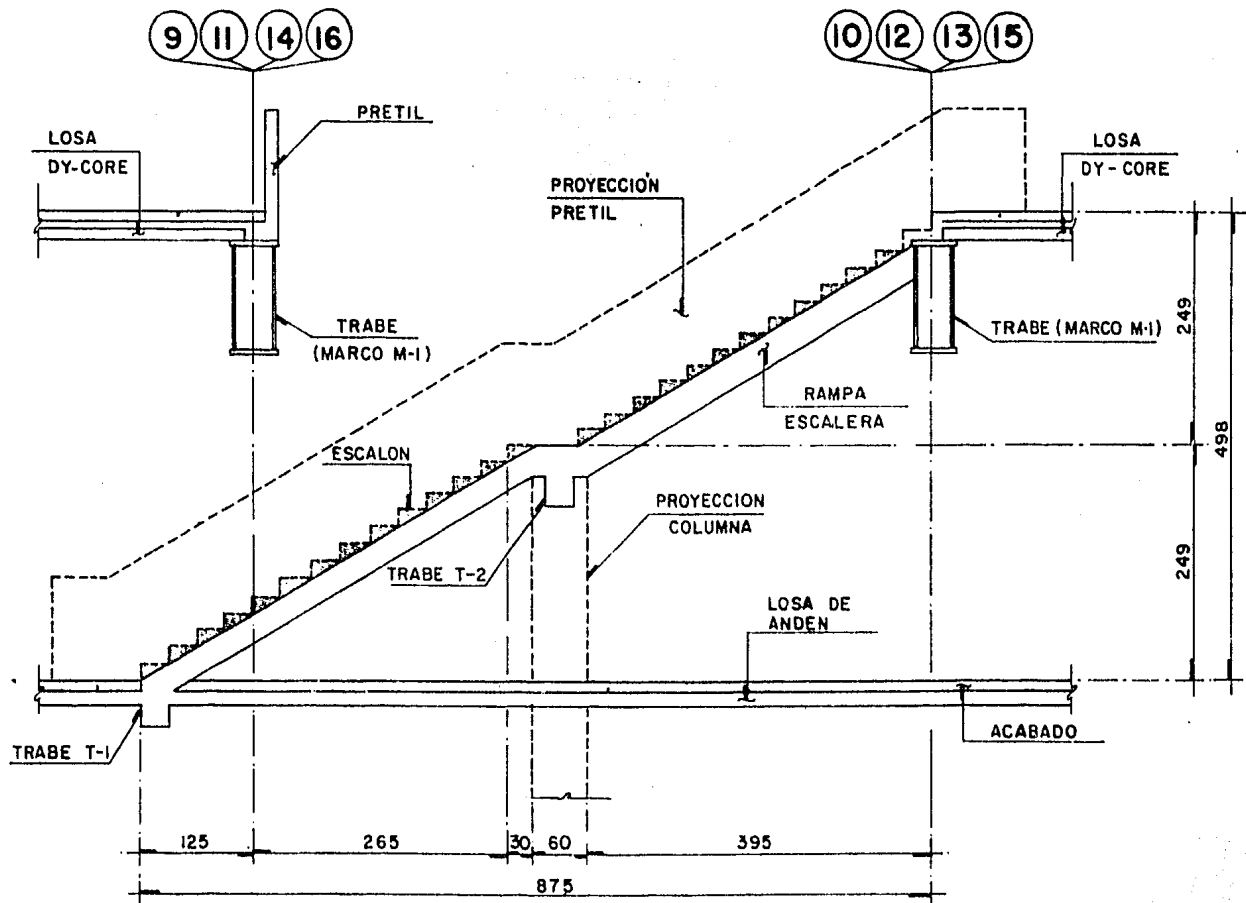
por otro lado la deformación permisible es:

$$\Delta_{perm.} = 0.5 + \frac{L'}{240}$$

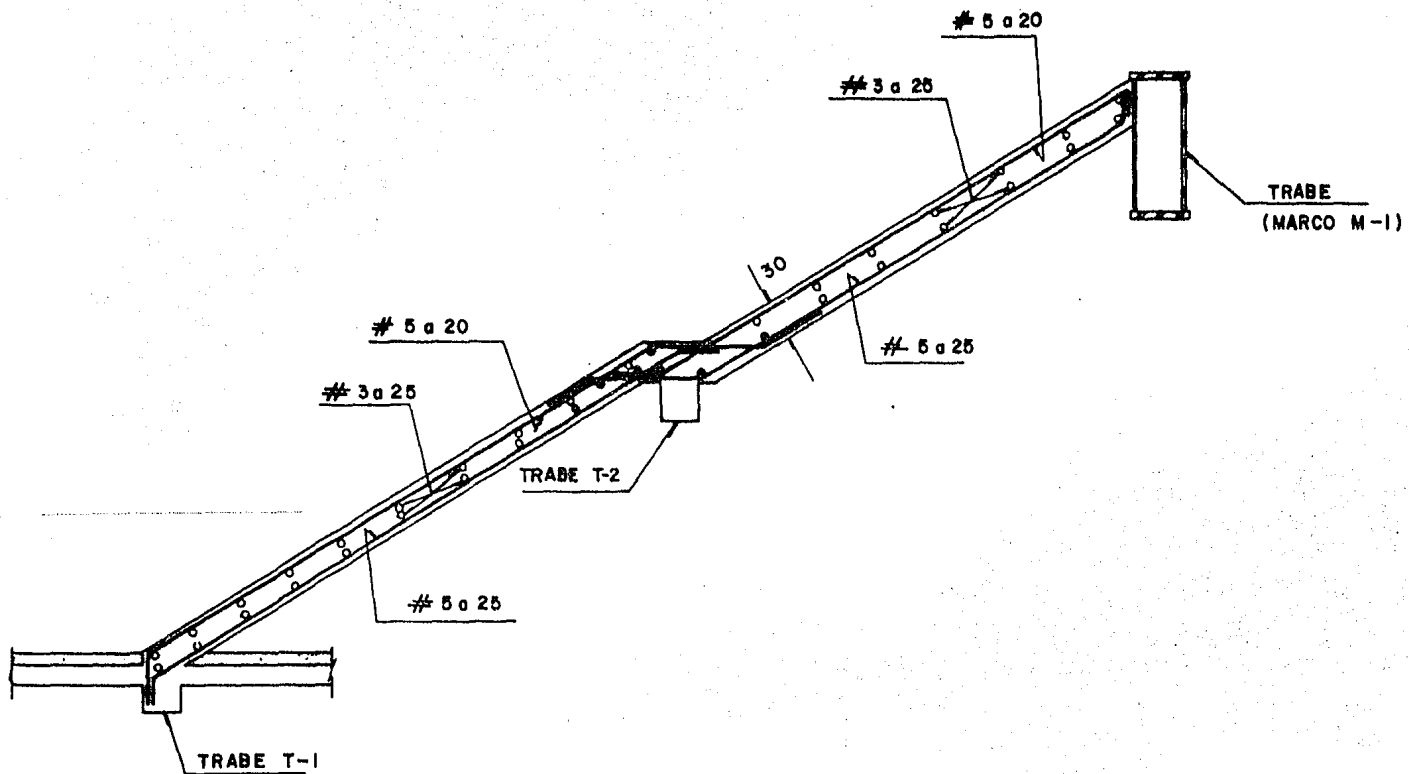
$$\Delta_{perm.} = 0.5 + \frac{0.75 \times 501}{240} = 2.065 \text{ cm.}$$

Como se observa la deformación total es mucho menor - que la deformación permisible, por lo que no existe ningún problema por este concepto.





**CORTE ESCALERA (TIPO)**



RAMPA DE ESCALERA (ARMADO)

DISEÑO DE LAS TRABES DE APOYO DE LA ESCALERA

TRABE T-1

La trabe T-1 es donde tiene el arranque la escalera, por lo tanto una de las cargas que actúan en ella es precisamente la reacción de la escalera; además de su peso propio y el área tributaria de la losa de andén así la trabe T-1 estará cargada de la siguiente forma:

$$\omega = \text{Reacción escalera} + \text{Losa} + \text{Losa} + \text{Peso propio.}$$

$$\omega = 3.333 + 2 \left( \frac{\omega S}{3} \right) + b \times h \times \gamma$$

$$\omega = 3.333 + \frac{1.088 \times 3.225}{3} \times 2 + 0.50 \times 0.50 \times 2.4 =$$

$$6.03 \text{ Ton/m.}$$

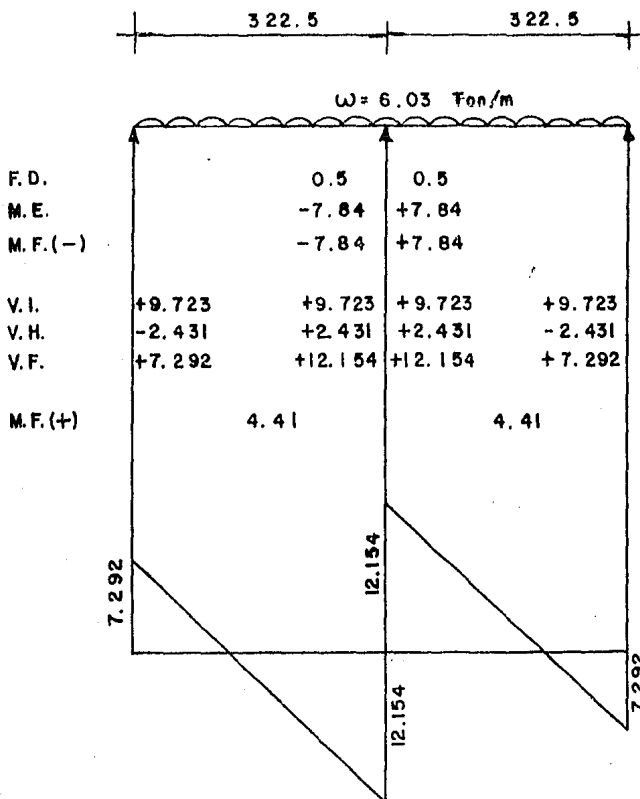
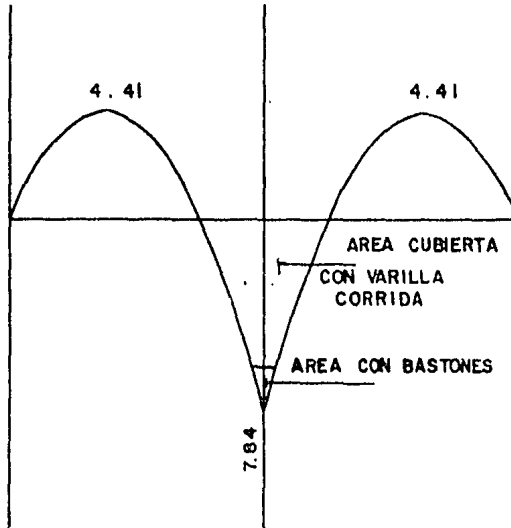


DIAGRAMA DE CORTANTES

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



Cálculo de los porcentajes de acero.

$$P(-) = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.5 \times 2 \times 784000}{0.9 \times 136 \times 30 \times 47^2}} = 0.00535$$

$$P(+) = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.5 \times 2 \times 441000}{0.9 \times 136 \times 30 \times 47^2}} = 0.002896$$

entonces las áreas de acero requeridas serán:

$$As(-) = 0.00535 \times 30 \times 47 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 0.002896 \times 30 \times 47 = 4.08 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el momento negativo se colocarán 2 varillas del número seis ( $\phi = 3/4''$ ) corridas, y se pondrán 2 bastones con varillas del número cuatro ( $\phi = 1/2''$ ).

Para el momento positivo se pondrán 4 varillas del número cuatro ( $\phi = 1/2''$ ) corridas.

La longitud del anclaje de los bastones será la dada por la siguiente expresión:

$$L_{db} = 0.06 \frac{as \cdot fy}{\sqrt{f'c}} \geq 0.006 d_b \cdot fy$$

donde:

$L_{db}$  Longitud de desarrollo de la barra (cm)

$as$  Area transversal de la barra (cm<sup>2</sup>)

$d_b$  Diámetro de la barra (cm).

$$L_{db} = 0.06 \frac{1.27 \times 4000}{\sqrt{200}} = 21.55 \text{ cm} < 30.48$$

$$0.006 \times 1.27 \times 4000 = 30.48 \text{ cm.}$$

Como son barras horizontales en las cuales se colarán más de 30 cm. de concreto bajo ellas, entonces la longitud de anclaje será:

$$L_{db} = 30.48 \times 1.4 = 42.67 \text{ cm.}$$

El área de momento cubierta con las dos varillas del número seis es la indicada en el diagrama, por tanto la longitud total de los bastones será la longitud de anclaje calculada más la longitud horizontal del área de momento negativo no cubierta por el acero antes mencionado.

$$\text{longitud de bastones} = 35 + 42.67 \times 2 = 120.34 \text{ cm.}$$

con 65 cm. a cada lado del eje cubriremos con bastones.

Cálculo del refuerzo por esfuerzo cortante.

los cortantes a un peralte del paño serán los siguientes:

$$V_{1d} = 4.01 \text{ Ton}$$

$$V_{2d} = 8.96 \text{ Ton}$$

y los últimos son:

$$V_{1u} = 4.01 \times 1.5 = 6.015 \text{ Ton}$$

$$V_{2u} = 8.96 \times 1.5 = 13.44 \text{ Ton}$$

los cortantes que resiste la sección de concreto serán:

$$VCR_1 = 0.8 \times 30 \times 47 (0.2 + 30 \times 0.002896) \sqrt{160} = 4093.26 \text{ Kg.}$$

$$VCR_2 = 0.8 \times 30 \times 47 (0.2 + 30 \times 0.00535) \sqrt{160} = 5143.68 \text{ Kg.}$$

y la separación de los estribos si se arma con varilla del número 2.5 en dos ramas.

$$Sep_1 = \frac{0.8 \times 0.49 \times 2 \times 4000 \times 47}{6015 - 4093.26} = 76.70 \text{ cm.}$$

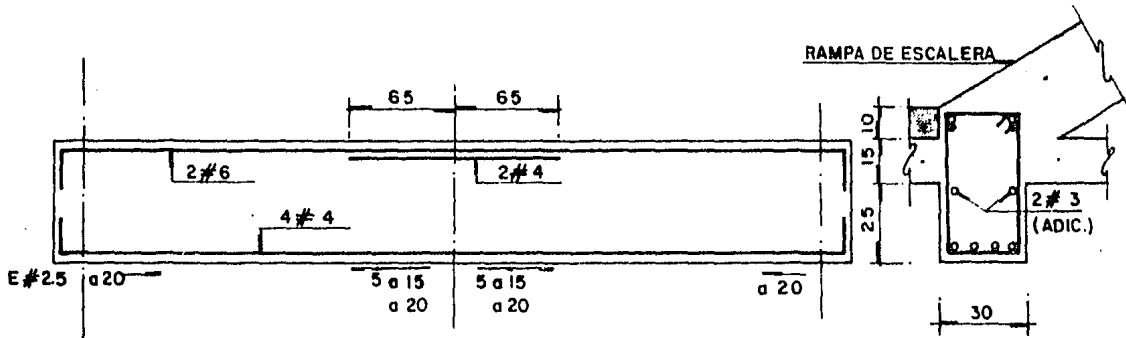
$$Sep_2 = \frac{0.8 \times 0.49 \times 2 \times 4000 \times 47}{13440 - 5143.68} = 17.77 \text{ cm.}$$

pero el reglamento nos dice que si  $V_u > VCR$  pero  $V_u \leq 1.5 F.R.$  -  $bd \sqrt{f^*c}$  entonces la separación no deberá ser mayor que  $0.5 d$ , - por lo tanto.

$$1.5 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times \sqrt{160} = 21402.3 \text{ Kg.} > V_u$$

$$\text{entonces } 0.5 d = 0.5 \times 47 = 23.5 \text{ cm.}$$

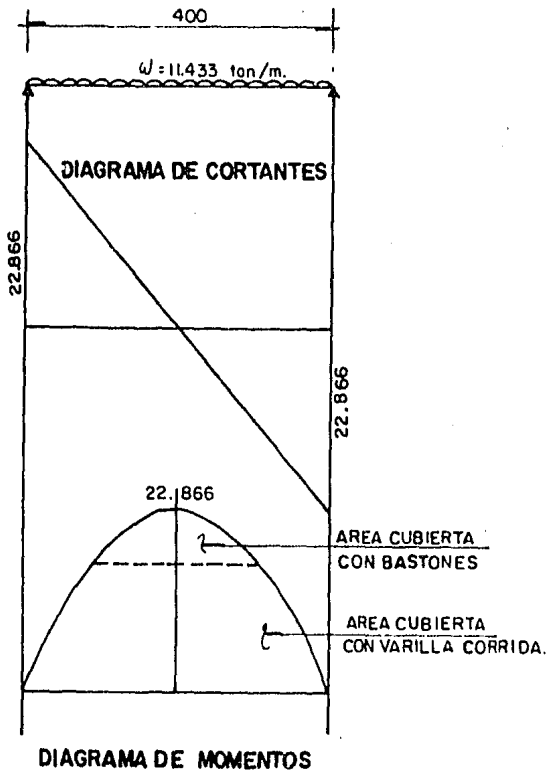
por lo que en los extremos de la trabe se colocarán estribos - del número 2.5 a cada 20 cm. y del centro hacia los extremos - se pondrán 5 estribos a cada 15 cm. y los demás a cada 20 cm.



## TRABE T-1 (ARMADO)

### TRABE T-2

Así como la trabe T-1 se analizó con una de las reacciones de la escalera, la trabe T-2 se analizará y diseñará suponiendo que es una viga simplemente apoyada, con la carga correspondiente a las reacciones producidas por la escalera - en la parte central de la misma además de su peso propio; por lo tanto se tendrá lo siguiente



$$\omega = V_1 \text{ esc.} + V_2 \text{ esc.} + P_o P_o$$

$$\omega = 5.509 + 5.456 + 0.30 \times 0.65 \times 2.4$$

$$\omega = 11.433 \text{ Ton/m.}$$

el momento máximo vale

$$M_{\text{máx.}} = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{11.433 \times 4.0^2}{8} = 22.866 \text{ Ton-m.}$$

y el cortante máximo será:

$$V_{\text{máx.}} = \frac{\omega l}{2}$$

$$V_{\text{máx.}} = \frac{11.433 \times 4.0}{2} = 22.866 \text{ Ton.}$$

Toda vez que se han obtenido los elementos mecánicos se procede al diseño

### Flexión.

El porcentaje de acero para el momento máximo es:

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 2286600}{0.9 \times 136 \times 30 \times 60^2}} = 0.0104178 < P_{\text{máx.}}$$

el área de acero será:

$$A_s = 0.0104178 \times 30 \times 60 = 18.75 \text{ cm}^2$$

Requiere de 2 varillas del número 8 más una del número seis corridas y de 2 varillas del número seis bastoneadas.

$$2 \text{ var. \# 8} = 2 \times 5.08 = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ var. \# 6} = 3 \times 2.87 = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{suma} = 18.77 \text{ cm}^2 \text{ que es el área de acero requerida.}$$

### Cortante.

El cortante a un peralte del paño es:

$$V_d = 14.863 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 14.863 \times 1.5 = 22.295 \text{ Ton.}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 60 \sqrt{160} = 9107.36 \text{ Kg}$$

con estribos del número 3 en dos ramas.



$$\text{Sep.} = \frac{0.8 \times 0.71 \times 2 \times 4000 \times 60}{22295 - 9107.36} = 20.67 \text{ cm.}$$

Revisión por deformación.

$$\Delta_{\text{máx.}} = \frac{5 \omega l^4}{384 EI}$$

$$\Delta_{\text{máx.}} = \frac{5 \times 114.33 \times 400^4}{384 \times 141421.36 \times 686562.5} = 0.593 \text{ cm.}$$

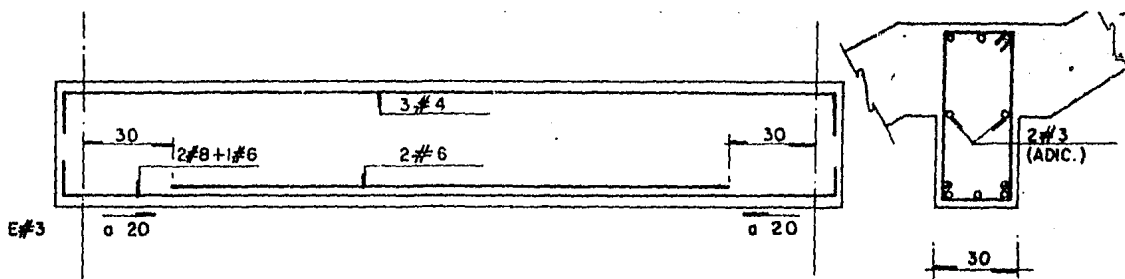
$$\Delta_{\text{L.P.}} = 0.393 \left( 2 - 1.2 \frac{3.81}{18.77} \right) = 0.690 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 0.393 + 0.690 = 1.083 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{perm.}} = 0.5 + \frac{400}{240} = 2.167 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{perm.}} > \Delta_{\text{total.}}$$

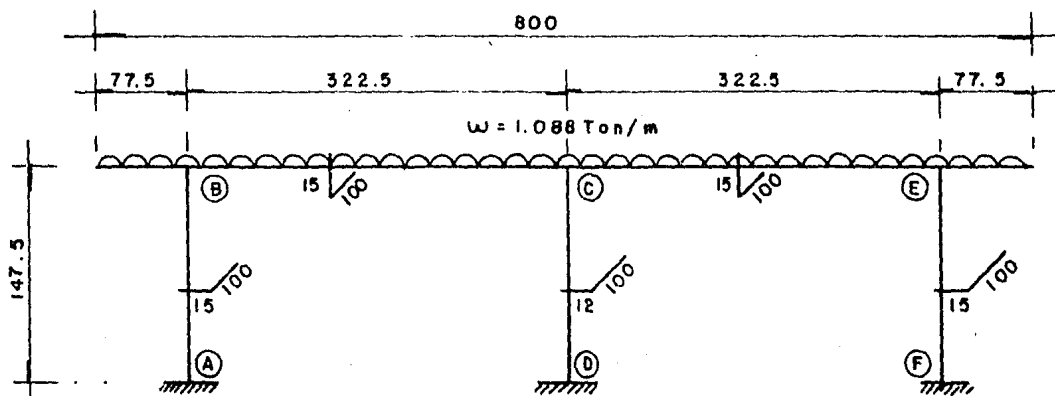
por lo que la deformación es aceptable.



**TRABE T-2 (ARMADO)**

### DISEÑO DE LOS ANDENES

Como lo habíamos mencionado en el capítulo V el andén tiene la configuración de un marco, el cual se analizará para cargas verticales o gravitacionales en un ancho unitario, por lo que el marco nos resultaría de la siguiente forma:



Para el análisis requerimos calcular las propiedades del marco, por lo tanto:

$$\text{Inercia de muros laterales. } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia del muro intermedio. } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 12^3}{12} = 14400 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de la losa. } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

y como ya se había definido la rigidez relativa en capítulos anteriores, tenemos que:

$$K_{B-A} = K_{E-F} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 28125}{144.5} E = 778.55 E$$

$$K_{C-D} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 14400}{144.5} E = 398.62 E$$

$$K_{B-C} = K_{C-B} = K_{C-E} = K_{E-C} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 \times 28125}{322.5} = 348.84 E$$

Los factores de distribución serán:

$$F.D._{B-A} = F.D._{E-F} = 0.69$$

$$F.D._{B-C} = F.D._{E-C} = 0.31$$

$$F.D._{C-B} = F.D._{C-E} = 0.32$$

$$F.D._{C-D} = 0.36$$

Los momentos de empotramiento serán los siguientes:

$$M_{\text{volado}} = \pm \frac{\omega l^2}{2} = \frac{1.088 \times 0.775^2}{2} = \pm 0.327 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{B-C} = -M_{C-B} = M_{C-E} = -M_{E-C} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{1.088 \times 3.225^2}{12} = 0.943 \text{ Ton-m.}$$

## METODO DE CROSS

NUDO	A		B		C			D	E			F
BARRA	A-B	B-A	B-V	B-C	C-B	C-E	C-D	D-C	E-C	E-V	E-F	F-E
F. D.	1.0	0.69	0	0.31	0.32	0.32	0.36	1.0	0.31	0	0.69	1.0
MEMP			-0.327	+0.943	-0.943	+0.943			-0.943	+0.327		
la. DIST.		-0.425		-0.191					+0.91		+0.425	
TRANSP.	-0.213				-0.096	+0.096						+0.213
M. F. (-)	-0.213	-0.425	-0.327	+0.752	-1.035	+1.039			-0.752	+0.327	+0.425	+0.213
V. I.				+1.7544	+1.7544	+1.7544			+1.7544			
V. H.				-0.0890	+0.0890	+0.0890			-0.0890			
V. F.				+1.6654	+1.8434	+1.8434			+1.6654			
M. F. (+)				0.523	0.523	0.523			0.523			

Diseño de la losa de andén.Flexión.

Momentos negativos 0.752 Ton-m en el extremo del andén.

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 75200}{0.9 \times 136 \times 100 \times 13.5^2}} = 0.001765 < P_{\text{mín.}}$$

se pondrá acero mínimo.

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 13.5 = 3.33 \text{ cm}^2$$

con varilla del número 3 la separación será:

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71}{3.33} = 21.32 \text{ cm}^2$$

En el lecho superior de los extremos del andén se colocará varilla del #3 a cada 20 cm. de separación.

El momento negativo en el centro del andén es 1.039 Ton-m.

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 103900}{0.9 \times 136 \times 100 \times 13.5^2}} = 0.00247$$

Por lo que quedará con la misma separación que en el extremo; como el momento máximo positivo es menor que los dos antes presentados, el refuerzo también será el mismo en el lecho inferior de la losa.

Cortante.

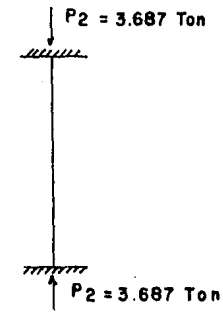
El cortante máximo a un peralte del paño es 1.631 Ton.

$$Vu = 1.631 \times 1.5 = 2.446 \text{ Ton.}$$

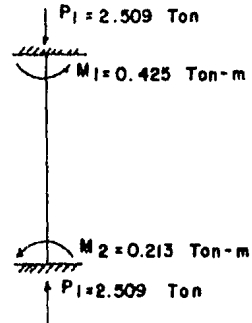
$$VCR = 0.8 \times 100 \times 13.5 (0.2 + 30 \times 0.00247) \sqrt{160} = 3744.49 \text{ Kg.}$$

VCR > Vu por tanto no existen problemas debido a es fuerza cortante.

### DISEÑO DE MUROS BAJO ANDEN.



**MURO CENTRAL**



**MURO EXTREMO**

Muro extremo.

#### Datos.

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 2.509 \text{ Ton.}$$

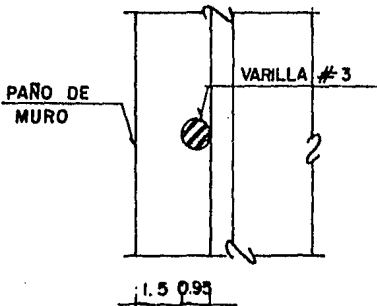
$$M_{sup.} = 0.425 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{inf.} = 0.213 \text{ Ton-m.}$$

#### Parámetros para cálculo de la resistencia

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2$$



$$r = 1.5 + 0.95/2 = 1.975 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm.}$$

$$d = h - r = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$d/h = \frac{13}{15} = 0.867$$

Elementos mecánicos últimos.

$$P_u = P \times F.C. = 2.509 \times 1.5 = 3.7635 \text{ Ton.}$$

$$M_u = M \times F.C. = 0.425 \times 1.5 = 0.6375 \text{ Ton-m.}$$

la excentricidad será como sigue:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.6375}{3.7635} = 0.169 \text{ m.}$$

y la relación e/h resulta.

$$e/h = \frac{0.169}{0.15} = 1.127.$$

Cálculo de los parámetros K y R, que nos servirán para utilizar las gráficas de interacción de columnas de concreto; las cuales se definen a continuación:

$$K = \frac{P_u}{F.R. \cdot bh \cdot f''c}$$

y

$$R = \frac{M_u}{F.R. \cdot bh^2 \cdot f''c}$$

sustituyendo valores tenemos que:

$$K = \frac{3763.5}{0.75 \times 100 \times 15 \times 136} = 0.0246$$

$$R = \frac{63750}{0.75 \times 100 \times 15^2 \times 136} = 0.0278$$

Con estos valores se entra a la gráfica No. 3 del artículo publicado en 1980 por el ingeniero Roberto Melí (ver referencias) las cuales darán el valor de "q" por lo tanto.

$q \neq 0.0$  si se continuara la gráfica.

se utilizará el valor mínimo que da el reglamento que es:

$$\frac{20}{f_y} \leq A_s \leq 0.08$$

$$\frac{20}{4200} = 0.00476$$

$$A_s = 0.00476 \times 100 \times 15 = 7.14 \text{ cm}^2$$

y la separación con varilla número 3 ( $\phi$  3/8") será:

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71}{7.14} = 9.94 \text{ cm.}$$

se quedará varilla del No. 3 a cada 10 cm.

El acero por temperatura quedará de la siguiente forma:

$$A_s = \frac{450 (15)}{4000 (100 + 15)} = 0.0147 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

con varilla del número 2.5 ( $\phi$  = 5/16") la separación será:

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 0.49}{100 \times 0.0147} = 33.33 \text{ cm.}$$

#### DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO

Esta losa es la encargada de soportar el peso de los andenes, las escaleras, los accesorios necesarios para que -- transite el tren y el peso del mismo. Esta tiene contacto directo con el terreno y le trasmite la carga de los conceptos antes mencionados.

Para analizar esta losa, se consideró como si se tratara de una viga continua de un ancho unitario; actuando sobre ella una carga uniforme debida a la reacción del terreno producida por la acción de los elementos mencionados líneas arriba. En adelante se procederá a calcular dicha reacción y a continuación se analizará y diseñará la losa en cuestión.

### REACCION EN EL TERRENO

#### Losa de andén

$$W = (1.088 \times 8.0 \times 150) \times 2 = 2611.20 \text{ Ton.}$$

#### Losa en muretes

$$W = (0.340 \times 0.90 \times 150) \times 2 = 91.80 \text{ Ton.}$$

#### Muros b = 15 cm.

$$W_1 = (0.15 \times 1.37 \times 150) \times 4 \times 2.4 = 295.92 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = (0.15 \times 1.595 \times 150) \times 4 \times 2.4 = 344.52 \text{ Ton.}$$

#### Muros b = 12 cm.

$$W = (0.12 \times 1.37 \times 150) \times 2 \times 2.4 = 118.37 \text{ Ton.}$$

#### Balasto y durmientes.

$$W_1 = (0.45 \times 4.04 \times 150) \times 1.6 = 436.32 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = (0.45 \times 4.22 \times 150) \times 2 \times 1.6 = 911.52 \text{ Ton.}$$

#### Cables, barragua y rieles.

$$W = 150 \times 6 \times 0.43 = 387.00 \text{ Ton.}$$



Para analizar esta losa, se consideró como si se tratara de una viga continua de un ancho unitario; actuando sobre ella una carga uniforme debida a la reacción del terreno producida por la acción de los elementos mencionados líneas arriba. En adelante se procederá a calcular dicha reacción y a continuación se analizará y diseñará la losa en cuestión.

### REACCION EN EL TERRENO

#### Losa de andén

$$W = (1.088 \times 8.0 \times 150) \times 2 = 2611.20 \text{ Ton.}$$

#### Losa en muretes

$$W = (0.340 \times 0.90 \times 150) \times 2 = 91.80 \text{ Ton.}$$

#### Muros b = 15 cm.

$$W_1 = (0.15 \times 1.37 \times 150) \times 4 \times 2.4 = 295.92 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = (0.15 \times 1.595 \times 150) \times 4 \times 2.4 = 344.52 \text{ Ton.}$$

#### Muros b = 12 cm.

$$W = (0.12 \times 1.37 \times 150) \times 2 \times 2.4 = 118.37 \text{ Ton.}$$

#### Balasto y durmientes.

$$W_1 = (0.45 \times 4.04 \times 150) \times 1.6 = 436.32 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = (0.45 \times 4.22 \times 150) \times 2 \times 1.6 = 911.52 \text{ Ton.}$$

#### Cables, barragüia y rieles.

$$W = 150 \times 6 \times 0.43 = 387.00 \text{ Ton.}$$

Tres trenes.

$$W = 15.86 \times 4 \times 9 \times 3 = 1712.88 \text{ Ton.}$$

Escaleras.

$$W = (3.33 + 5.509 + 5.456) 4 \times 8 = 457.44 \text{ Ton.}$$

Columnas.

$$W = (0.20 \times 0.60 \times 4.11) 2.4 \times 16 = 18.94 \text{ Ton.}$$

Trabes T-1.

$$W = (0.30 \times 0.50 \times 6.60) 2.4 \times 8 = 19.01 \text{ Ton.}$$

Trabes T-2.

$$W = (0.30 \times 0.65 \times 4.0) 2.4 \times 8 = 14.98 \text{ Ton.}$$

$$W \text{ Total} = 7419.90 \text{ Ton.}$$

Area.

$$A = 150 \times 27.48 = 4122 \text{ m}^2$$

Reacción en el Terreno.

$$q = \frac{W \text{ total}}{A}$$

$$q = \frac{7419.90}{4122} = 1.80 \text{ Ton/m}^2$$

La carga sobre la viga es:

$$\omega = 1.80 \times 1.0 = 1.80 \text{ Ton/m.}$$

Como se observa (fig. 1) los tramos B-C, E-F y H-I son sec ciones variables por lo que, las rigideces, los factores de-----

transporte y los momentos de empotramiento varían con respecto a los de una sección constante. Para el cálculo de los mismos nos auxiliaremos con las gráficas que resultan de aplicar el método de Newmark.

Cálculo de las rigideces

$$K_{B-A} = K_{I-J} = \frac{3 EI}{L} = \frac{3 \times 100 \times 32.5^3}{75 \times 12} E = 11442.71 E$$

$$K_{B-C} = K_{I-H} = K \frac{EI}{L} = \frac{4.70 \times 100 \times 32.5^3}{437 \times 12} E = 3076.70 E$$

$$K_{C-B} = K_{H-I} = K \frac{EI}{L} = \frac{6.45 \times 100 \times 32.5^3}{437 \times 12} E = 4222.28 E$$

$$K_{C-D} = K_{D-C} = K_{D-E} = K_{E-D} = K_{F-G} = K_{G-F} = K_{G-H} = K_{H-G} = \frac{4 EI}{L} =$$

$$\frac{4 \times 100 \times 40^3}{322.5 \times 12} E = 6614.99 E$$

$$K_{E-F} = K \frac{EI}{L} = \frac{4.70 \times 100 \times 32.5^3}{419 \times 12} E = 3208.87 E$$

$$K_{F-E} = K \frac{EI}{L} = \frac{6.45 \times 100 \times 32.5^3}{419 \times 12} E = 4403.67 E$$

con esto los factores de distribución serán como siguen:

$$F.D._{B-A} = F.D._{I-J} = 0.79$$

$$F.D._{B-C} = F.D._{I-H} = 0.21$$

$$F.D._{C-B} = F.D._{H-I} = 0.39$$

$$F.D._{C-D} = F.D._{H-G} = 0.61$$

$$F.D._{D-C} = F.D._{G-H} = 0.50$$

$$F.D._{D-E} = F.D._{G-F} = 0.50$$

$$F.D._{E-D} = 0.67$$

$$F.D._{E-F} = 0.33$$

$$F.D._{F-E} = 0.40$$

$$F.D._{F-G} = 0.60$$

En cuanto a los factores de transporte son los siguientes:

$$F.T._{B-C} = F.T._{I-H} = 0.58$$

$$F.T._{C-B} = F.T._{H-I} = 0.43$$

$$F.T._{E-F} = 0.58$$

$$F.T._{F-E} = 0.43$$

Y por último los momentos de empotramiento son:

$$M_{B-A} = -M_{I-J} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{1.80 \times 0.75^2}{8} = 0.127 \text{ Ton-m.}$$

$$-M_{B-C} = M_{I-H} = C \omega l^2 = 0.0735 \times 1.80 \times 4.37^2 = 2.527 \text{ Ton-m}$$

$$M_{C-B} = -M_{H-I} = C \omega l^2 = 0.0945 \times 1.80 \times 4.37^2 = 3.248 \text{ Ton-m.}$$

$$-M_{C-D} = M_{H-G} = M_{D-C} = -M_{G-H} = -M_{D-E} = M_{G-F} = M_{E-D} = -M_{F-G} =$$

$$\frac{\omega l^2}{12} = \frac{1.80 \times 3.225^2}{12} = 1.56 \text{ Ton-m.}$$

$$-M_{E-F} = C \omega l^2 = 0.0735 \times 1.80 \times 4.19^2 = 2.323 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{F-E} = C \omega l^2 = 0.0945 \times 1.80 \times 4.19^2 = 2.986 \text{ Ton-m.}$$

2733

75

437

322.5

322.5

419

322.5

322.5

437

75

	A	B	PEND.		C	1.80 Ton/m		D	PEND.		E	PEND.		F	PEND.		G	PEND.		H	PEND.		I	J		
F.T.		0.58	0.43	0.50	0.50	0.50	0.50	0.58	0.43	0.50	0.50	0.50	0.50	0.43	0.50	0.50	0.43	0.50	0.50	0.43	0.50	0.50	0.43	0.50	0.50	
F.D.	0.79	0.21	0.39	0.61	0.50	0.50	0.67	0.33	0.40	0.60	0.50	0.50	0.61	0.59	0.21	0.79										
M.E.	+0.13	-2.53	+3.25	-1.56	+1.56	-1.56	+1.56	-2.32	+2.99	-1.56	+1.56	-1.56	+1.56	-3.25	+2.53	-0.13										
1a. DIST.	+1.90	+0.50	-0.66	-1.03		+0.51	+0.25	-0.57	-0.86					+1.03	+0.66	-0.50	-1.90									
TRANSP.		-0.28	+0.29		-0.52	+0.26		-0.25	+0.15				-0.43	+0.52		-0.29	+0.28									
2a. DIST.	+0.22	+0.06	-0.11	-0.18	+0.13	+0.13	+0.17	+0.08	-0.06	-0.09	-0.05	-0.05	+0.18	+0.11	-0.06	-0.22										
TRANSP.		-0.05	+0.03	+0.07	-0.09	+0.09	+0.07	-0.03	+0.05	-0.03	-0.05	+0.09	-0.03	-0.03	+0.05											
3a. DIST.	+0.04	+0.01	-0.04	-0.06			-0.03	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	+0.04	+0.02	+0.01	-0.04										
M.F(-)	+2.29	-2.29	+2.76	-2.76	+1.08	-1.08	+2.28	-2.28	+2.55	-2.55	+1.01	-1.02	+2.78	-2.78	+2.29	-2.29										
	+0.675																								+0.675	
V.I.	+0.675	+3.933	+3.933	+2.903	+2.903	+2.903	+2.903	+3.771	+3.771	+2.903	+2.903	+2.903	+2.903	+3.933	+3.933	+0.675										+0.675
	-3.053																									+3.053
V.H.	+3.053	-0.108	+0.108	+0.521	-0.521	-0.372	+0.372	-0.064	+0.064	+0.478	-0.478	-0.546	+0.546	+0.112	-0.112	-3.053										+3.053
	-2.378																									+2.378
V.F.	3.728	+3.825	+4.041	+3.424	+2.382	+2.531	+3.275	+3.707	+3.835	+3.381	+2.425	+2.357	+3.449	+4.045	+3.821	-2.378										
M.F(+)			1.77		0.50		0.70		1.54		0.63		0.52		1.77											

El momento máximo es 2.78 Ton-m, el porcentaje de --  
acero que le corresponde es:

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 278000}{0.9 \times 136 \times 100 \times 37^2}} = 0.000857 < P_{\text{mín.}}$$

Como el porcentaje es menor que el mínimo, entonces--  
se armará toda la losa con acero mínimo en donde exista la --  
flexión. Y en el sentido longitudinal llevará armado por tem  
peratura.

así

$$As = 0.00247 \times 100 \times 37 = 9.139 \text{ cm}^2$$

la separación entre varillas del número 4 será:

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 1.27}{9.139} = 13.896 \text{ cm.}$$

se quedará armado con varilla del número 4 a cada 13 centíme--  
tros en ambos lechos en el sentido transversal.

El acero requerido por temperatura es el siguiente--  
con varilla del número 4 ( $\phi = \frac{1}{2}$ " )

$$As = \frac{450 \times 40}{4000(40 + 100)} = 0.03214 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 1.27}{100 \times 0.03214} = 39.51 \text{ cm.}$$

Se revisará el esfuerzo cortante en la zona más críti--  
ca y que corresponde al tramo H-I, la fuerza cortante que ac--  
túa a un peralte del paño vale:

$$Vd = 3.244 \text{ Ton.}$$

y el cortante último será:

$$V_u = 3.244 \times 1.5 = 4.866 \text{ Ton.}$$

el cortante que resiste la sección de concreto es:

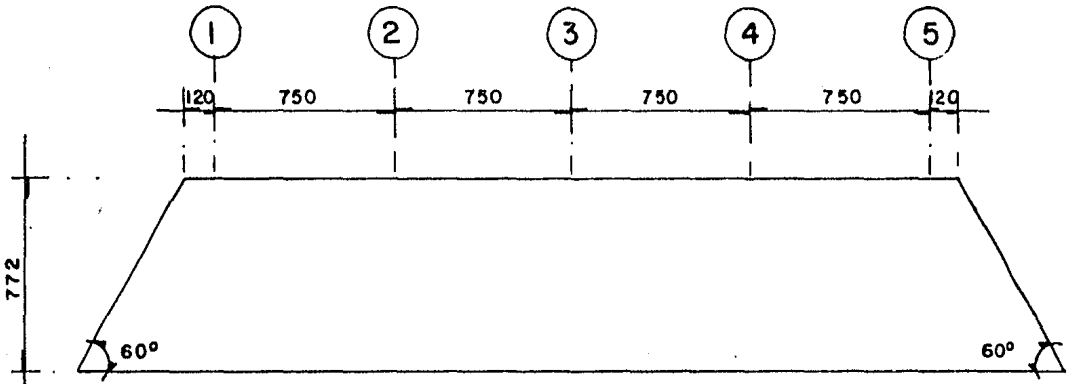
$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 37 (0.2 + 0.00247 \times 30) \sqrt{160} = 10262.68 \text{ Kg.}$$

Como se observa el cortante que es capaz de tomar la -  
sección es mayor que el cortante actuante último por lo que la  
sección propuesta es apta para este concepto.

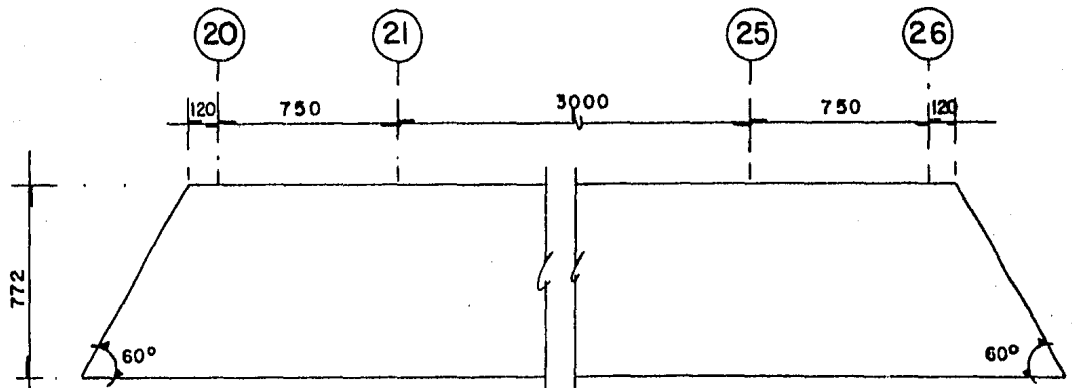
DISEÑO DEL MURO DE FACHADA EN CABECERAS

Por último se hará el diseño de los muros que corresponden a las fachadas en las cabeceras norte y sur de la estación; por las características propias de la estructura, el viento y el sismo son los fenómenos que deben de marcar el rumbo en el diseño, por lo cual se analizará la estructura para las dos condiciones y se diseñará con la condición que resulte más desfavorable.

En las figuras siguientes se muestran las dimensiones y configuración de estos.



C A B E C E R A   S U R



C A B E C E R A   N O R T E



Análisis por sismo.

Construcción grupo B  
 tipo 1  
 zona I

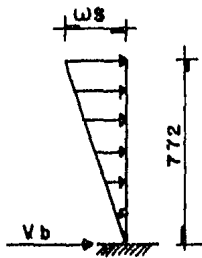
Dadas estas características, el coeficiente sísmico sin reducción por factor de ductilidad es igual a :  $c = 0.16$  y el factor de reducción por ductilidad es  $Q = 2$  por lo tanto:

$$\frac{c}{Q} = \frac{0.16}{2} = 0.08 > a_0 = 0.03$$

Si hacemos un análisis por ancho unitario y considerando el espesor del muro de 30 cm. el peso del mismo será:

$$W = 1.0 \times 0.30 \times 7.72 \times 2.4 = 5.558 \text{ Ton.}$$

El cortante en la base del muro está dado por:



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

$$V_b = 0.08 \times 5.558 = 0.445 \text{ Ton.}$$

de la figura

$$V_b = \frac{\omega s L}{L} \text{ despejando } \omega s$$

$$\omega s = \frac{2 V_b}{L}$$

$$\text{así } \omega s = \frac{2 \times 0.445}{7.72} = 0.115 \text{ Ton/m.}$$

con esto el momento en la base del muro es el siguiente:

$$M_b = \frac{\omega s L}{2} \frac{2}{3} L = \frac{\omega s L^2}{3}$$

$$M_b = \frac{0.115 \times 7.72^2}{3} = 2.285 \text{ Ton-m.}$$

Análisis por viento.

Construcción grupo B  
 tipo 2  
 zona I

La velocidad de diseño que marca el reglamento es ---  
 $V = 110 \text{ Km/hr.}$  y por ser estructura clasificada en el tipo 2,  
 la velocidad de diseño se incrementará en un 30% que toma en  
 cuenta los efectos estáticos y dinámicos producidos por turbu-  
 lencia por lo que la velocidad de diseño quedará.

$$V = 110 \times 1.30 = 143 \text{ Km/hr.}$$

y el coeficiente de empuje será con la suma de los efectos de  
 succión y presión es decir.

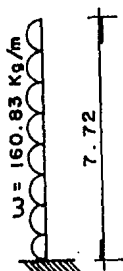
$$C = 0.68 + 0.75 = 1.43$$

La presión que actúa sobre la superficie está dada --  
 por la siguiente expresión:

$$p = 0.0055 \cdot cv^2$$

siendo  $p$ , Presión o succión del viento ( $\text{Kg/m}^2$ )  
 $c$ , Factor de empuje.  
 $v$ , velocidad de diseño ( $\text{Km/hr.}$ ).

por lo tanto



$p = 0.0055 \times 1.43 \times 143^2 = 160.83 \text{ Kg/m}^2$   
 haciendo el análisis en un ancho unita--  
 rio.

$$\omega = 160.83 \times 1.0 = 160.83 \text{ Kg/m.}$$

el momento en la base es el que sigue

$$M_b = \frac{\omega l^2}{2}$$

$$M_b = \frac{0.16083 \times 7.72^2}{2} = 4.793 \text{ Ton-m.}$$

Donde se observa que el momento por viento es mayor que el producido por sismo, por lo que el diseño se hará por efectos de viento.

El momento en la base del muro fue de 4.793 Ton-m, - con sección de 100 x 30 el porcentaje de acero quedará de la forma siguiente:

$$p = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.1 \times 2 \times 479300}{0.9 \times 136 \times 100 \times 27^2}} = 0.002072 < P_{\text{mín.}}$$

se armará con acero mínimo.

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 27 = 6.669 \text{ cm}^2$$

Con varilla del número 4 ( $\phi = 1.27$ ) la separación nos resulta de

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 1.27}{6.669} = 19.04 \text{ cm.}$$

El refuerzo por temperatura es:

$$A_s = \frac{450 (30)}{4000 (100 + 30)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Con varilla del número 3 ( $\phi = 0.95$ )

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71}{100 \times 0.02596} = 27.35 \text{ cm.}$$

Revisión por deformación.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{\omega l^4}{8 E I}$$

$$I = \frac{100 \times 30^3}{12} = 225000 \text{ cm}^4$$

$$E = 10000 \sqrt{f'c} = 10000 \sqrt{200} = 141421.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{1.6083 \times 772^4}{8 \times 141421.36 \times 225000} = 2.244 \text{ cm.}$$

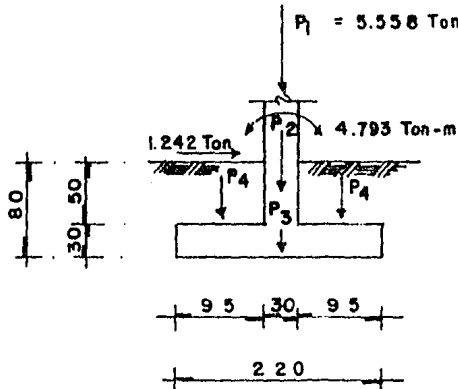
y la deformación permisible está dada por:

$$\Delta_{\text{perm.}} = \frac{1}{250} h$$

$$\Delta_{\text{perm.}} = 0.004 \times 772 = 3.088 \text{ cm} > \Delta_{\text{máx.}}$$

### DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO

Como se está restringido en profundidad y en ancho por motivo de las zapatas principales (de columnas), se propone la siguiente:



Se verá primero si con estas dimensiones de zapata y profundidad de desplante, no existe problema de volteo.

$$P_2 = 0.30 \times 0.50 \times 1.0 \times 2.4 = 0.360 \text{ Ton.}$$

$$P_3 = 0.30 \times 2.20 \times 1.0 \times 2.4 = 1.584 \text{ Ton.}$$

$$P_4 = 0.50 \times 0.95 \times 1.0 \times 1.6 = 0.760 \text{ Ton.}$$

El momento de volteo en cualquiera de las dos esquinas es:

$$Mv = 4.793 + 1.242 \times 0.80 = 5.787 \text{ Ton-m.}$$

y el momento que debe resistir el volteo es:

$$MR = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) \frac{L}{2}$$

$$MR = (5.558 + 0.360 + 1.584 + 0.760) \frac{2.20}{2} = 9.088 \text{ Ton-m.}$$

Entonces el factor de seguridad contra volteo será:

$$F.S. = \frac{MR}{Mv}$$

$$F.S. = \frac{9.088}{5.787} = 1.57 > 1.5$$

Por lo tanto se aceptan las dimensiones de la zapata y la profundidad de desplante de la misma.

Se compararán las relaciones existentes entre elementos mecánicos y propiedades de la zapata, para ubicar en donde se encuentra la resultante de cargas con respecto a la base de la zapata.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{5.787}{8.262} = 0.70 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.20}{6} = 0.367 \text{ m} < e$$

$$\frac{P}{A} = \frac{8.262}{2.2 \times 1.0} = 3.756 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

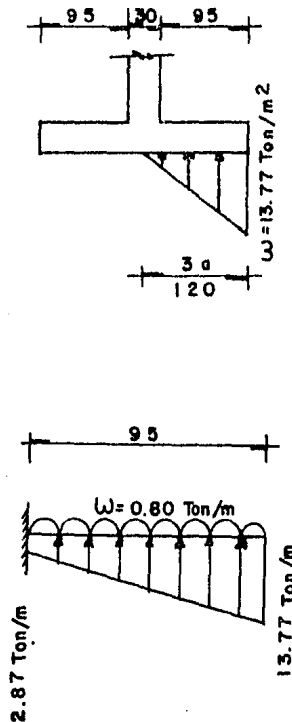
$$\frac{Mc}{I} = \frac{6 \times 5.787}{1.0 \times 2.20^2} = 7.174 \text{ Ton/m}^2 > \frac{P}{A}$$

Lo que quiere decir que la resultante cae fuera del tercio medio, y que existen tensiones, pero como ya se vió - las tensiones no pueden ser absorbidas. Lo que haremos será incrementar el bloque de esfuerzos para que exista equilibrio, así el esfuerzo será:

$$\sigma = \frac{2 P}{3a} = \frac{2 P}{3 \left(\frac{b}{2} - e\right)}$$

$$\sigma = \frac{2 \times 8.262}{3 \left(\frac{2.2}{2} - 0.70\right)} = 13.77 \text{ Ton/m}^2 < \sigma \text{ admisible}$$

Diagrama de esfuerzos.



El momento es:

$$M = \frac{2.87 \times 0.95^2}{2} + \frac{(13.77 - 2.87) \times 0.95}{2} \times \frac{2}{3} \times 0.95 - \frac{0.80 \times 0.95^2}{2}$$

$$M = 4.213 \text{ Ton-m.}$$

El porcentaje será:

$$P = 0.034 - 0.034 \sqrt{1 - \frac{1.1 \times 2 \times 421300}{0.9 \times 136 \times 100 \times 27}} = 0.00181 < P_{\text{mín.}}$$

entonces:

$$A_s = 0.00247 \times 100 \times 27 = 6.669 \text{ cm}^2$$

La separación entre varillas si ésta es del número 4 ( $\phi = 1.27$ ).

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 1.27}{6.669} = 19.04 \text{ cm.}$$

Y por temperatura si ésta es del número 3 ( $\phi = 0.95$ )

$$A_s = \frac{450 (30)}{4000 (100 + 30)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 0.71}{100 \times 0.02596} = 27.35 \text{ cm.}$$

el cortante a un peralte del paño es:

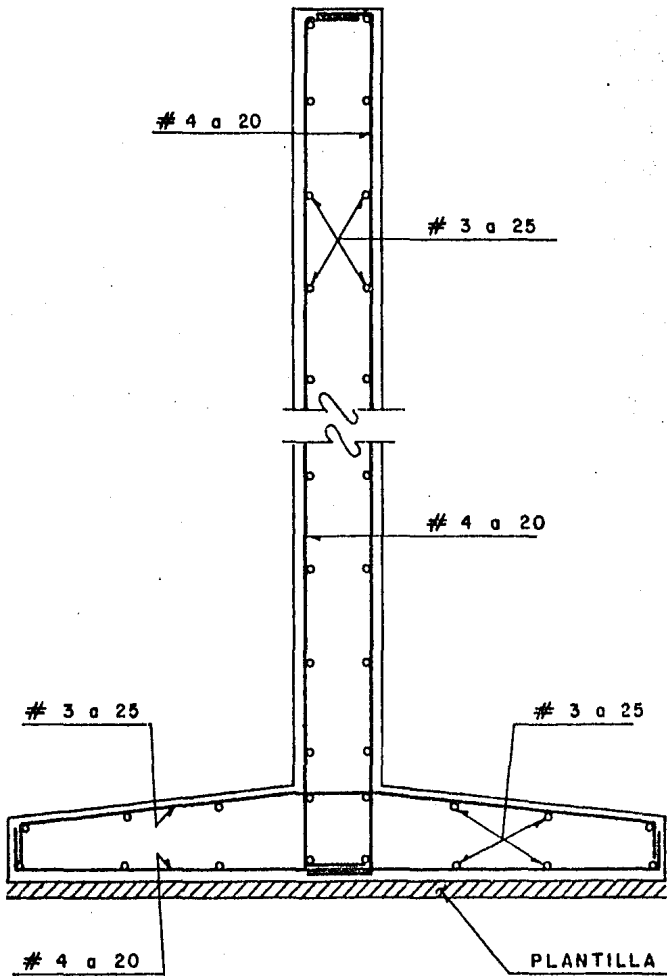
$$V = \frac{5.97 + 13.77}{2} \times 0.68 = 6.712 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 6.712 \times 1.1 = 7.383 \text{ Ton.}$$

lo que resiste la sección

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 27 (0.2 + 30 \times 0.00247) \sqrt{160} = 7488.98 \text{ Kg} > V_u$$

no tiene problema por cortante.



ARMADO DEL MURO



## CONCLUSIONES

- 1.- Dada la importancia de la estructura, se estudiaron las diferentes condiciones de apoyo que pudieran presentarse, lo que condujo al análisis de tres alternativas.
- 2.- La primera hipótesis en el análisis del marco considerando la columna empotrada en el dado, fue con el fin de facilitar el diseño preliminar y presentar dos de los métodos de análisis que existen para la solución de este tipo de estructuras. Ya que como se mencionó en su oportunidad esta hipótesis no es real, puesto que el dado puede girar y tener desplazamiento.
- 3.- Suponer que el empotramiento se presenta en la zapata es más realista; pues la rigidez de ésta y la restricción que le impone el terreno, limita las deformaciones evitando así los giros y los desplazamientos.
- 4.- El tercer análisis; se llevo a cabo para que en el supuesto caso de que la estructura no se comportara como se supuso, ver que sucedía con la misma. Y se observó que existen pequeñas variaciones en los elementos mecánicos, los cuales no son de importancia, quedando cubiertas esas variaciones con el diseño de la segunda condición.
- 5.- De los tres puntos anteriores y por la cantidad de marcos que componen la estación se creyó conveniente y --

así lo reflejaba el análisis, el hacer la trabe de entrepiso de sección variable; o sea, en los extremos -- donde los elementos mecánicos eran más considerables -- hacer mas resistente la sección y en el centro menos resistente, pero conservando el peralte y el ancho de la misma, lo que hace que aumente a su vez la rigidez angular en los extremos, atrayendo mayores momentos.

- 6.- Por último, se analizó el marco M-1 con la trabe de -- azotea inclinada y resultó que los elementos mecánicos se reducían, por lo que no se tomó en cuenta para el - diseño ya que la consideración como trabe horizontal - es más desfavorable.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 400 del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1977.
- 2.- Diseño y Construcción de estructuras de concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 401 -- del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1977.
- 3.- Diseño y Construcción de estructuras metálicas. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 402 -- del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1977.
- 4.- Diseño y Construcción de cimentaciones. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 405 -- del Instituto de Ingeniería, UNAM. Julio 1977.
- 5.- Manual de diseño por Sismo. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 406 del Instituto de Ingeniería, UNAM. Julio 1977.
- 6.- Manual de diseño por Viento. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 407 del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1977.

- 7.- Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado.  
Roberto Meli, Mario Rodríguez. Publicación 428 del Instituto de Ingeniería UNAM. Septiembre 1980.
- 8.- Deflexiones de estructuras de concreto reforzado y presforzado.  
Dan E. Branson.  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- 9.- Mecánica y Resistencia de Materiales.  
Harry Parker.  
Editorial LIMUSA 1979.
- 10.- Diseño y Construcción de cimientos.  
M.J. Tomlinson.  
Ediciones URMO.
- 11.- Cimentaciones Superficiales.  
Carlos Magdaleno, Rafael Rojas, Carlos Ferregut.
- 12.- Aspectos fundamentales del concreto reforzado.  
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles, Juan Casillas G. Roger Díaz de Cosío.  
Editorial LIMUSA
- 13.- Apuntes de Diseño Estructural.  
Fernando Arean, Oscar de Buen, Luis Esteva, Alberto Gutiérrez, Carlos Olagaray, Francisco de Pablo, Francisco Robles, Daniel Ruíz.  
Publicación de la Facultad de Ingeniería UNAM Octubre -- 1969.
- 14.- Teng. W.C. Foundation Design. Prentice-Hall, Inc. 1962.

- 15.- Memorias de los trabajos realizados por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Departamento del Distrito Federal 1977-1982.
- 16.- Manual para Constructores.  
Fundidora Monterrey. Septiembre 1979.
- 17.- Diseño de estructuras de acero.  
Boris Bresler, T.Y. Lin, John B. Scalzi.  
Editorial LIMUSA 1978.
- 18.- Manual AHMSA. "Construcción de Acero".  
Altos Hornos de México, S.A. Junio 1977.
- 19.- Folleto Complementario Diseño Sísmico de edificios.  
Emilio Rosenblueth, Luis Esteva.  
Ediciones Ingeniería, 1969.
- 20.- Design of welded structures  
Omer W. Blodgett  
The James F. Lincoln Arc. Welding Foundation.