

300615



**UNIVERSIDAD LA SALLE**

8

**Escuela de Ingeniería  
Incorporada a la U.N.A.M.**

**ANALISIS COMPARATIVO EN LA SUPERESTRUCTURA DE UN  
EDIFICIO DISEÑANDO SUS ELEMENTOS EMPLEANDO EL  
METODO ELASTICO DE DISEÑO Y EL METODO PLASTICO**

# **Tesis Profesional**

**Que para obtener el Título de  
INGENIERO CIVIL  
P r e s e n t a**

**HUMBERTO \SANCHEZ SALAZAR**

2002

**TESIS CON  
CALLE DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



**LA SALLE**

Al Pasante Señor **HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR.**

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Ud., a continuación, el Tema que aprobado por esta Dirección, propuso el Señor **ING. GERARDO PASTRANA MONDRAGON.** para que lo desarrolle como Tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

**"ANALISIS COMPARATIVO EN LA SUPER-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO - DISEÑANDO SUS ELEMENTOS, EMPLEANDO EL METODO ELASTICO DE DISEÑO Y EL METODO PLASTICO."**

Con el siguiente índice:

- I INTRODUCCION.**
- II DESCRIPCION DEL PROYECTO.**
- III ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.**
- IV DISEÑO POR EL METODO PLASTICO.**
- V DISEÑO POR EL METODO ELASTICO.**
- VI ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.**
- VII CONCLUSIONES.**

Ruego a Ud., tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar - Servicio Social como requisito indispensable para sustentar - Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la Tesis, el título - del trabajo realizado.



**INGENIERIA**

**A T E N T A M E N T E.**

**INDIVISA MANEJA**  
México, D.F. a 29 de Marzo de 1985.  
**ESCUELA DE INGENIERIA.**

**ING. ARTURO ROSAS DE BENGARDI.**  
**D I R E C T O R**

**UNIVERSIDAD LA SALLE**

BENJAMIN FRANKLIN 47, TEL. 516-98-80 MEXICO 06140 D. F.

**GRACIAS A DIOS:**

Por haber puesto en mi camino, todos los medios necesarios para ser lo que ahora soy, por haberme ayudado en todo momento a salir adelante, y sobre todo, por permitir mi existencia y la de toda la gente que me rodea, para poder alcanzar todos aquellos objetivos que me he fijado a lo largo de toda mi vida, tal como lo es la culminación en forma satisfactoria del presente trabajo.

**A MIS PADRES:**

**HUMBERTO SANCHEZ VAZQUEZ  
MA ELENA SALAZAR TORRES**

Porque gracias a ellos he llegado a fincar una de las metas más importantes en mi vida, como lo es mi carrera profesional, y he podido, con su ayuda, su apoyo y su constante motivación, salir adelante en forma un tanto especial en todo aquello que me he propuesto, porque gracias a ellos soy lo que ahora soy. :  
Agradezco de manera especial los conocimientos brindados por mi padre para la realización del presente trabajo.

**A MIS HERMANAS:**

**MA. ELENA Y MA. TERESA SANCHEZ SALAZAR**

Porque siempre fueron para mí un gran ejemplo a seguir a lo largo de toda mi vida, por todos sus logros obtenidos.

**A MI NOVIA:**

**LAURA LARA VIGUERAS**

Porque fue siempre una gran motivación para salir adelante, y a pesar de una serie de tropiezos sufridos en la realización de este trabajo, estuvo siempre conmigo para impulsarme a terminarlo lo más pronto posible.

**A MI DIRECTOR DE TESIS:**

**ING. GERARDO PASTRANA MONDRAGON**

Por todos los conocimientos que tuvo a bien compartir conmigo y que fueron de gran valía para poder llevar a cabo la presente tesis.

A MIS MAESTROS, A TODOS  
MIS COMPAÑEROS Y A MIS  
AMIGOS.

AL COLEGIO FRANCO INGLES

A LA UNIVERSIDAD LA SALLE

Indice.-	pag.
<b>CAPITULO 1.- INTRODUCCION</b>	
1.1.- Objetivo	2
1.2.- Breve descripción del Método Plástico	3
1.3.- Breve descripción del Método Elástico	5
<b>CAPITULO 11.- DESCRIPCION DEL PROYECTO</b>	
2.1.- Generalidades	9
2.2.- Instalaciones y Especificaciones	9
<b>CAPITULO 111.- ANALISIS DE LA ESTRUCTURA</b>	
3.1 <b>Análisis de Cargas</b>	
3.1.1   Proposición del Peralte para losa aligerada.	19
3.1.2   Análisis de Cargas Losa Entrepiso	21
3.1.3   Análisis de Cargas Losa Azotea	22
3.1.4   Análisis de Cargas en muros	23
3.1.5   Análisis de Cargas Trabes	24
3.1.6   Análisis de Cargas Columnas	24
3.1.7   Descargas de Losas a Trabes	28
3.1.8   Descargas complementarias de losas, muros inferiores, etc.	30
3.1.9   Descargas totales a ejes	34
3.1.10   Descargas de trabes secundarias a - principales.	38
3.2 <b>Análisis de la Estructura por Carga Vertical</b>	
3.2.1   Algoritmo de Cálculo	39
3.2.2   Rigideces relativas de trabes y columnas.	42
3.2.3   Análisis de Marcos representativos.	43



		pag.
3.3	Análisis Sísmico	
3.3.1	Diseño por Sismo: Notación	58
3.3.2	Algoritmo de Cálculo	59
3.3.3	Determinación de los pesos por piso	65
3.3.4	Rígideces de Piso: Fórmulas de Wilbur	66
3.3.5	Descargas en columnas por nivel y <u>des</u> cargas acumuladas.	69
3.3.6	Índice de Rotación Nodal	79
3.3.7	Desplazamiento horizontal en la es- trutura.	80
3.3.8	Cálculo de Cortantes Sísmicos por el Metodo de San Francisco	81
3.3.9	Cortante por torsión y su superposi- ción con el de traslación para obtener el cortante total en la estructura.	82
3.3.10	Solución de los Marcos por el Metodo de Bowman para obtener los elementos - mecánicos.	85
CAPITULO	IV.- DISEÑO POR EL METODO PLASTICO	
4.1	Superposición de Elementos Mecánicos por Carga Vertical y Sismo y obtención de Elementos Mecá- nicos de diseño.	
4.1.1	Algoritmo	91
4.1.2	Superposición de Efectos	93
4.1.3	Revisión de las Secciones propuestas y obtención de las secciones de diseño.	102
4.2	Diseño de Trabes	
4.2.1	Cortante de Diseño	106
4.2.2	Flexión	106
4.2.3	Cortante	107
4.2.4	Refuerzo por Tensión Diagonal	108
4.2.5	Diseño de vigas representativas	109
4.2.6	Diagramas de Momento para corte de barras	120
4.2.7	Diseño de Vigas Secundarias.	123

	Pag.
4.2.8 Corte de Barras y requisitos de anclaje en una viga continua.	127
4.3 Diseño de Columnas	
4.3.1 Fuerzas Internas de Diseño	131
4.3.2 Efectos de Esbeltez	
4.3.2.1 Revisión por Movimiento General	132
4.3.2.2 Revisión Local de la columna su poniendo sus extremos restringi <u>dos lateralmente.</u>	133
4.3.3 Dimensionamiento	
4.3.3.1 Flexocompresión	134
4.3.3.2 Cortante	136
4.3.3.3 Requisitos para el Refuerzo Trans <u>versal.</u>	136
4.3.4 Diseño de una columna representativa.	138
4.4 Diseño de Losas	
4.4.1 Peralte de la Losa para omitir el cálculo - de deflexiones.	147
4.4.2 Cargas de Diseño y Constantes.	148
4.4.3 Diseño Losa Azotea.	
4.4.3.1 Revisión por flexión del peralte propuesto.	148
4.4.3.2 Revisión por Cortante del peralte propuesto.	149
4.4.3.3 Análisis y Dimensionamiento por - flexión.	150
4.4.3.4 Cálculo de Momentos	152
4.4.3.5 Momentos Desequilibrados en los - bordes de los tableros.	154
4.4.3.6 Distribución de Momentos	155
4.4.4 Diseño de Losa Entrepiso.	
4.4.4.1 Revisión por Flexión del peralte propuesto.	158
4.4.4.2 Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto	159

	pag.	
4.4.4.3	Análisis y Dimensionamiento - por flexión.	159
4.4.4.4	Cálculo de Momentos	160
4.4.4.5	Momentos desequilibrados en - los bordes de los tableros.	161
4.4.4.6	Distribución de Momentos.	162
4.4.4.7	Ancho de franjas centrales y extremas y cortes.	165
4.5	Planos Resultantes.	172
4.6	Cuantificación	183
4.7	Presupuesto.	186
CAPITULO	V DISEÑO POR EL METODO ELASTICO.=	
5.1	Superposición de elementos mecánicos por Carga - Vertical y Sismo y obtención de elementos Mecáni- cos de Diseño.	
5.1.1	Algoritmo	196
5.1.2	Superposición de efectos.	198
5.1.3	Revisión de las secciones propuestas y - obtención de las secciones de diseño.	208
5.2	Diseño de Trabes.-	
5.2.1	Constante de Diseño	210
5.2.2	Flexión	210
5.2.3	Cortante	211
5.2.4	Refuerzo por tensión diagonal	212
5.2.5	Diseño de vigas representativas	215
5.2.6	Diagramas de Momento para corte de barras	224
5.2.7	Diseño de vigas secundarias.	227
5.3	Diseño de Columnas.-	
5.3.1	Flexocompresión	231
5.3.2	Cortante	231

	pag.	
5.3.3	Valores de "Y" para la obtención del coeficiente "K" al considerar los -- efectos de esbeltez en el diseño.	232
5.3.4	Efectos de esbeltez y dimensionamien <u>to</u> en las direcciones "X" y "Y" .	233
5.3.5	Estribos.	239
5.4	Diseño de Losas.-	
5.4.1	Peralte de la losa para omitir el -- cálculo de deflexiones.	241
5.4.2	Diseño Losa Azotea	
5.4.2.1	Revisión por flexión del - peralte supuesto.	242
5.4.2.2	Revisión por cortante del peralte supuesto.	243
5.4.2.3	Análisis y Dimensionamien <u>to</u> por flexión.	243
5.4.2.4	Cálculo de Momentos.	245
5.4.2.5	Momentos Desequilibrados en los bordes de los <u>table</u> ros.	246
5.4.2.6	Distribución de Momentos.	247
5.4.3	Diseño Losa Entrepiso.-	
5.4.3.1	Revisión por flexión del - peralte supuesto.	250
5.4.3.2	Revisión por cortante del peralte supuesto.	250
5.4.3.3.	Análisis y dimensionamien <u>to</u> por flexión.	251
5.4.3.4	Cálculo de Momentos.	252
5.4.3.5	Momentos desequilibrados en los bordes de los <u>tablero</u> s.	253
5.4.3.6	Distribución de Momentos.	254
5.4.3.7	Cortes.	257

		pag.	
	5.5	Planos Resultantes.	262
	5.6	Cuantificación.	265
	5.7	Presupuesto	268
CAPITULO	VI.-	ANALISIS COMPARATIVOS DE RESULTADOS.-	
	6.1	Análisis comparativo de Materiales	277
	6.2	Análisis comparativo de Costos	282
CAPITULO	VII.-	CONCLUSIONES	
	7.1	Conclusiones del Trabajo.	
		TABLAS Y GRAFICAS PARA DISEÑO	
		BIBLIOGRAFIA.	

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

## CAPITULO 1

### INTRODUCCION

#### 1.1- OBJETIVO

El objeto del presente trabajo es el de llevar a cabo una comparación entre los dos métodos de diseño existentes: "El Diseño por Valores Admisibles" ó "Método Elástico" y "El Diseño al Limite" ó "Método Plástico".

En base a un cálculo de la estructura a nivel de análisis preliminar se obtendrán los elementos mecánicos en la estructura, bajo la acción de carga muerta, carga viva y carga accidental, que para este caso será la de sismo.

Con ellos, se procederá al diseño de los elementos principales de la Estructura, como son vigas, losas y columnas, aplicando las normas vigentes para cada método de diseño, según el Reglamento de Construcciones del D. F.

Una vez teniendo diseñados y cuantificados los miembros de la estructura bajo ambos métodos, se llevará a cabo lo que sería lo más importante del presente trabajo, que sería realizar una comparación cuantitativa de los materiales básicos en cada diferente elemento de la estructura, como son el concreto, el acero de refuerzo y la cimbra de contacto, así como una comparación económica de los mismos materiales, obtenidos con ambos métodos. En cada precio unitario se especificará a que se refiere y que es lo que incluye.

Ambas comparaciones se efectuarán obteniendo resultados y totales por cada nivel de la estructura, desde el nivel Planta Baja hasta el nivel Azotea, de tal forma que se obtendrá un resultado por cada nivel y finalmente se obtendrá un resultado global de la estructura para cada mé

todo de diseño para de esa forma poder saber el ahorro conseguido con el empleo de un método u otro, y así poder obtener las conclusiones pertinentes, según el caso.

## 1.2 Breve descripción del Método Plástico.

Tanto el Método Plástico como el Método Elástico son dos métodos que se utilizan para el dimensionamiento de elementos de concreto reforzado. Para esto, se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales -- así como la cantidad y posición del acero de refuerzo.

El Método Plástico, también llamado de Resistencia o de Resistencia - Última, consiste en definir las acciones interiores, correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, que puede ser constante ó variable, según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga puede introducirse también incrementando las acciones exteriores y realizando después un análisis -- elástico de la estructura. El dimensionamiento se hace entonces con -- las hipótesis del comportamiento inelástico.

La determinación de la resistencia de diseño se obtiene basado en las siguientes hipótesis:

- a). La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la -- sección transversal de un elemento es plana.
- b). Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c). El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d). La deformación Unitaria del concreto en compresión cuando se al--



- alcanza la resistencia de la sección es 0.003
- e.) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es - 0.8 veces la del eje neutro, definido este de acuerdo con las hipótesis anteriores.

#### Características en la Zona Plástica.

- 1.- Resistencia Plástica
- 2.- Ductilidad
- 3.- Tenacidad

La resistencia plástica es la máxima resistencia que puede ofrecer un material. Cuando se retira la carga y se vuelve a aplicar, se conservan - las mismas relaciones de esfuerzo deformación. El material ya no regresa a su estado original.

Ductilidad es la capacidad del material de tener grandes deformaciones - antes de la ruptura. Esta se refiere a cargas a tensión pues cuando son a compresión se llama maleabilidad.

Sin embargo, la mayor parte de los materiales que son dúctiles son maleables.

El comportamiento contrario a la ductilidad es la fragilidad, que se presenta en materiales que no admiten grandes deformaciones antes de la ruptura. El comportamiento dúctil ayuda para el diseño de elementos sujetos a concentraciones en los esfuerzos, como conexiones ó piezas con cambios bruscos de sección.

Tenacidad es la capacidad de un material de absorber energía en la zona plástica. Un material muy tenaz es aquel difícilmente deformable, por lo que absorbe mucha energía.

### 1.3 Breve descripción del Método Elástico.

Este procedimiento de dimensionamiento, llamado también diseño - por Valores Admisibles, y basado en los esfuerzos de trabajo consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas sollicitaciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero. Se supone que así se logra a la par, un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El factor de seguridad de los elementos de una estructura dimensionados por este método, no es uniforme ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles. En otras palabras la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y su sollicitación de servicio.

En este Método los esfuerzos se calculan en base a las condiciones de equilibrio e hipótesis siguientes:

- a). La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la - sección transversal de un elemento es plana.
- b). Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c). El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d). Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias -- características del comportamiento Elástico: Son básicamente 3 características:

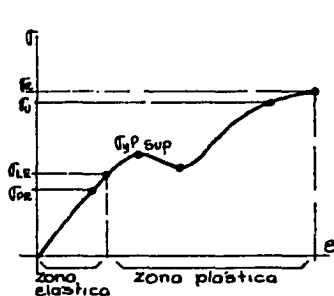
1.- Resistencia Elástica

2.- Rfidez

3.- Recilencia

La resistencia elástica es la resistencia que ofrece un material a ser deformado elásticamente.

La rigidez es la medida de la resistencia del material a deformarse en la zona elástica y la recilencia es la capacidad del material de absorber energía en la zona elástica.



Gráfica de esfuerzo deformación del acero dulce.

Fig. No. 1

$\sigma_{LE}$  = Límite elástico = Esfuerzo máximo de comportamiento elástico, si se retira la carga la estructura recupera su dimensión original

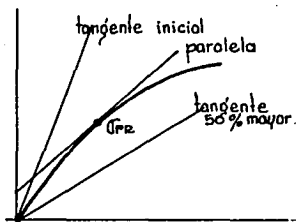
$\sigma_U$  = Límite de resistencia última = Esfuerzo máximo que resiste el material.

$\sigma_R$  = Límite de ruptura = Esfuerzo de ruptura.

$\sigma_{PR}$  = Límite proporcional = El valor máximo de esfuerzo en donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones.

$\sigma_P$  = Límite de fluencia = Es el valor mínimo de esfuerzo donde el material se deforma sin incremento de carga.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



$\sigma_{PE}$  = Límite elástico aparente = Se -  
obtiene al considerar un valor arbitra-  
rio de un 50% más de pendiente, a la --  
tangente inicial de la curva esfuerzo -  
deformación.

Gráfica de esfuerzo defor-  
mación del concreto.

Fig. No. 2

Todas las disposiciones y normas empleadas en este trabajo están basadas en la Publicación "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", que son normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

8

C A P I T U L O 11

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

## CAPITULO - II

## DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA.

## 2.1 GENERALIDADES

El Edificio que se trata en esta tesis se encontrará ubicado en la calle de Bosque de la Asunción # 13, junto al Fraccionamiento Bosque de la Herradura.

Se trata de un edificio de departamentos de lujo de 8 niveles y 3 cruces en el cual cada departamento ocupa un nivel. Consta además de un sótano que servirá para estacionamiento de 20 vehículos, considerando 2 vehículos promedio por cada departamento, teniendo este además un sanitario y una caseta de control.

El edificio constará entonces de sótano, planta baja ocupado por el primer departamento y otros 6 departamentos idénticos al primero, caseta de elevadores, cuarto de máquinas y azotea.

Para apreciar detalladamente el contenido, localización, funcionamiento y dimensiones de las plantas, deberán consultarse los planos Arquitectónicos adjuntos.

Así mismo, daremos una breve explicación de sus instalaciones:

- A) Aire Acondicionado
- B) Instalación Eléctrica
- C) Instalación Hidráulica y Sanitaria
- D) Elevadores

## 2.2 INSTALACIONES Y ESPECIFICACIONES

## A) AIRE ACONDICIONADO:

El sistema de aire acondicionado esta dividido en:

Extracción de aire en sótano y Acondicionamiento de aire del 1ro. al 8vo. piso.

- a) Extracción de aire en sótano:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se instaló un sistema de ductos perimetrales colgados al techo de la losa superior, alimentados y conectados por ductos verticales que ex traerán el aire desde 30 cms. del piso hasta la parte posterior.

b) Acondicionamiento de aire del 1ro. al 8vo. piso.

Se consideró para el sistema de aire acondicionado a prueba de intem perie, tomando las siguientes temeperaturas como norma (Grados Fah-- renheit)

Exterior:

Verano 85°F D B, 61% GMB

Invierno 85°F D B, 80% RH

Espacios Interiores:

Verano 75°F D B, 40% RH (Promedio)

Invierno 72°F D B, (Promedio)

Se instalará un sistema "ducto doble" de alta velocidad con 2 esta-- ciones de manejo de aire, la estación # 1 en la azotea y la # 2 en el sótano, los equipos para generar aguas refrigeradas y calientes (una máquina enfriadora de agua y una caldera de baja presión), serán ins-- taladas en el sótano y abastecerán a las 2 estaciones, la torre de en friamiento será colocada en la azotea.

Cada planta se dividirá en zonas de acondicionamiento, según la orien tación exterior y cada zona será provista de una serie de cajas de -- mezcla "carrier" en las cuales se reducirán la velocidad y presión -- del aire hasta un grado normal; se proporcionarán el aire caliente y frfo hasta llenar las necesidades particulares de cada zona, controla do por un termostato por cada caja mezcladora.

Desde cada una de las estaciones de manejo (una arriba y otra abajo) se correrá un ducto de alta velocidad de aire caliente y uno de alta velocidad de aire frfo, hasta conectarse con cada caja mezcladora en donde el aire será balanceado automáticamente.

B) INSTALACION ELECTRICA:

Las especificaciones siguientes, se hicieron de acuerdo con el Código Nacional Eléctrico en vigor y cubren la instalación eléctrica del edificio de departamentos en cuestión.

- 1.- Alimentadores de Servicio incluyendo tableros generales.
- 2.- Sistemas de distribución para alumbrado, incluyendo los alimentadores secundarios necesarios, tableros parciales, circuitos derivados, apagadores, contactos y placas.
- 3.- Sistema de distribución para fuerza, incluyendo los alimentadores necesarios y los interruptores.
- 4.- Sistema de doble ducto para contactos y teléfonos de piso en las plantas de 1º al 8º piso

#### C) INSTALACION HIDRAULICA Y SANITARIA:

El sistema de alimentación de agua potable consta de las siguientes partes:

Una cisterna de 10,000 Lts. ubicada en el sótano, 2 bombas Centrífugas Horizontales con succión de 63m.m. (2 1/2") y descarga de 51m.m.- montada en base de fierro y operada con motor eléctrico horizontal de 10 H P y 2850 rpm para CA de 50 ciclos, 3 fases y 220 volt.

Contará con un sistema hidroneumático para el abastecimiento de agua a presión a todos los muebles sanitarios de todos los niveles, funcionando de acuerdo con las siguientes especificaciones:

Carga Mínima: 50.80 m                      Carga Máxima : 61.60m  
 Gasto : 590 lpm                                  Potencia Máxima: 10 H P

Este sistema está considerado para los siguientes servicios:

Alimentación de agua fría y caliente a todos los muebles sanitarios,  
 Alimentación a la caldera, mantener a presión al sistema de contra-incendio y alimentación al equipo para aire acondicionado.

FALLA DE ORIGEN



**D) ELEVADORES:**

La máquina sera de tipo de tracción directa sin engranes y que consiste de una polea tractora, una armadura de baja velocidad con tambor para freno, montado directamente sobre la flecha de la armadura, el freno cerrará por medio de resortes y abrirá electrónicamente y tendrá suficiente amplitud para detener el carro con sus cargas máximas.

Características de los elevadores que se instalarán:

Capacidad	:	600 Kg ( 8 Personas )
Velocidad	:	2.5m por segundo
Plataforma de	:	2.13m de frente y 1.52m de fondo
Recorrido	:	Ambos elevadores servirán desde el sótano hasta el 7º. piso.

Los elevadores serán provistos de nivelación automática de manera que sin la intervención de ningún elevadorista, el carro detenga a nivel del piso. Esta nivelación automática corregirá la nivelación cuando el carro se pase del nivel y también cuando el desnivel sea originado por alargamiento de los cables.

Los elevadores estarán equipados con dispositivos automáticos que de manera efectiva, detengan el carro en sus trámites de recorrido independientemente de los dispositivos normales de manejo.

Interruptores adicionales de límites de recorrido serán instalados para que el carro no pueda iniciar su viaje cuando se ha pasado de los límites normales de su recorrido.

**MATERIALES DE CONSTRUCCION QUE SE UTILIZARAN EN EL PROYECTO.**

**CONCRETO:**

Todo el concreto será Portland (tipo 1) Normal y será preparado con revolvedora elaborado en planta, para su elevación con bomba, con el fin de evitar la colocación de concretos de resistencias ó trabajabilidad

insuficiente, se llevará a cabo y registrará una prueba de revenimiento cada vez que se inicie un colado y se descartará aquel cuyo revenimiento esté fuera de los límites que especifica la siguiente tabla:

ELEMENTOS	REVENIMIENTOS
Columnas	8 - 11
Muros	8 - 11
Trabes y vigas	* 15 - 20
Losas	* 15 - 20

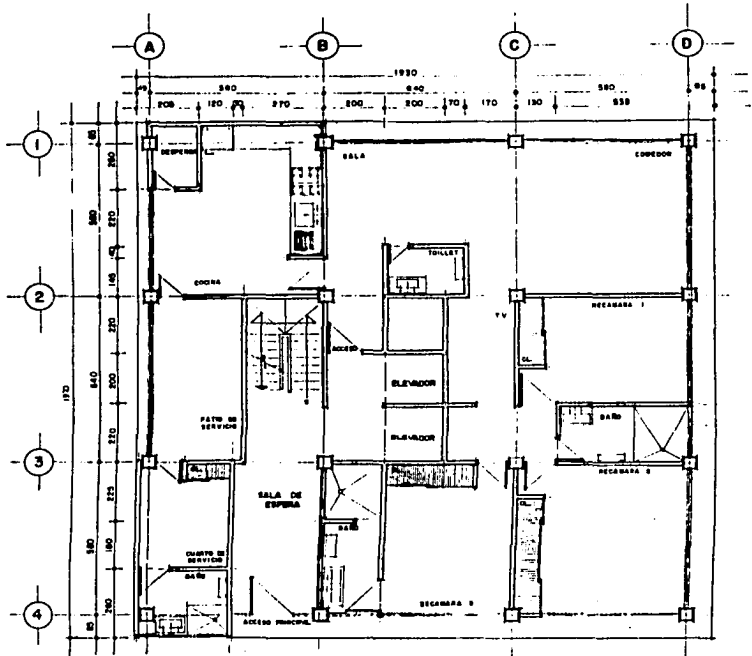
\* Elaborado en planta, elevado con equipo de bombeo.

Las resistencias y pesos volumétricos se controlarán mediante el ensayo de un mínimo de 3 cilindros standard de 15x30cm (6"x 12") tomados en la obra por cada día de colado, pero no menos de 1 cilindro por cada 20m<sup>3</sup> o fracción, ni menos de 1 cilindro por cada colado. Los cilindros estarán inequívocamente identificados de manera que se puedan relacionar a los miembros estructurales correspondientes.

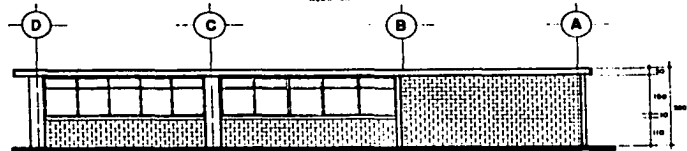
Así mismo, todo el concreto se curará durante un mínimo de 7 días - -- consecutivos, manteniéndolo constantemente húmedo durante dicho período.

#### ACERO DE REFUERZO:

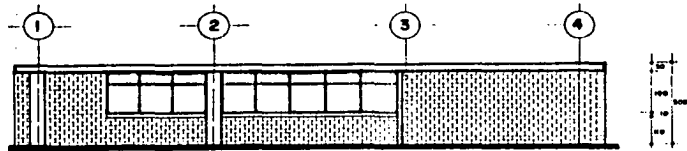
Se usarán para el armado varillas corrugadas de acero de lingote con 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> de Resistencia Mínima a la fluencia para refuerzo en concreto (ASTM A 432 ).



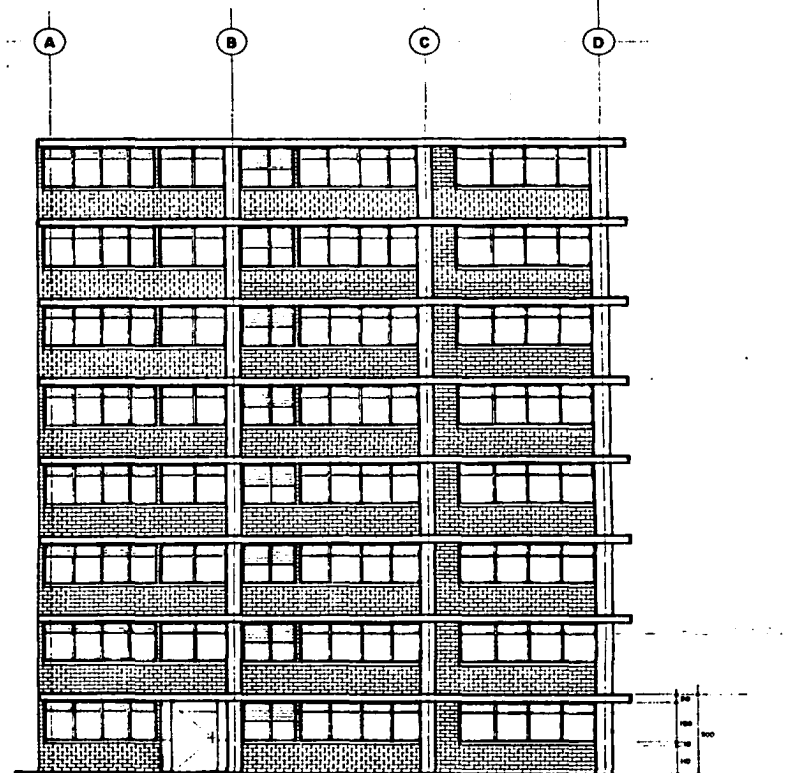
PLANTA TIPO  
ESC. 1/75  
ACOT. 1/20



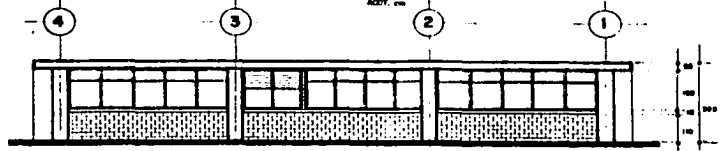
FACHADA ANTERIOR  
ESC. 1/75  
ACOT. 1/20



FACHADA LATERAL IZQUIERDA  
ESC. 1/75  
ACOT. 1/20



FACHADA PRINCIPAL  
ESC. 1/75  
ACOT. 1/20



FACHADA LATERAL DERECHA  
ESC. 1/75  
ACOT. 1/20

TESISSCON  
FALLADEORIGEN

U. L. S. A.	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR	
PLANTA ARQUITECTONICA Y FACHADAS	E-C

C A P I T U L O

1 1 1

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

CAPITULO 111.-  
ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.-

En este capítulo se calculará el edificio a manera de un preanálisis únicamente para poder saber si las secciones propuestas en un principio, al hacer el análisis de cargas, son escasas, aceptables ó sobradas. En caso de que no sean aceptables con el momento actuante se puede calcular una sección para que lo sean, pero si hubiesen cambiado mucho, hubiera sido conveniente volver a efectuar el preanálisis, hecho que no fue necesario en este caso.

Este preanálisis se desarrolló de la siguiente manera:

Una vez contando con el proyecto arquitectónico completo, se realizó la estructuración del edificio, decidiendo que los entrepisos tendrían traveses y tableros de losa, a base de losa aligerada con casetones de poliestireno.

Entonces se analizó un tablero representativo y se diseñó para poder asegurar su espesor. Esto se hizo igualando el momento de inercia de una losa maciza con el momento de inercia de la losa aligerada y así poder obtener su peralte, equivalente al de una losa maciza de cierto espesor.

Enseguida se efectuó el análisis de cargas, en la losa tipo que abarcaba del nivel 1 al nivel 7 y en la losa de azotea con su respectivo relleno, firme, enladrillado, etc. y se hizo el análisis de los pesos de los muros-, según el acabado y el material que llevarán en cada caso.

Se propusieron las secciones de traveses y columnas, calculando sus pesos respectivos y se obtuvieron los pesos de pretiles, elevadores, tinacos, etc.

Una vez teniendo todos los pesos de los elementos del edificio, se dispuso a llevar las descargas de losas, traveses, muros, etc. a los ejes, tanto en la losa de azotea, como en la losa tipo y se obtuvieron las descargas de las traveses secundarias sobre las traveses ó ejes principales para que de este modo, disponerse a analizar los marcos de cada eje y en cada dirección.

Todos los calculos realizados se presentan en las páginas subsecuentes.

18

**3.1 ANALISIS**

**DE**

**CARGAS**

## 3.1.1 Proposición del peralte para losa aligerada.

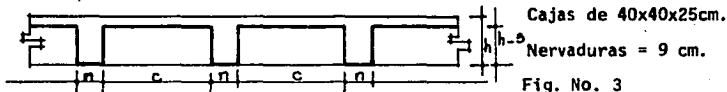


Fig. No. 3

Espesor limitado por dimensiones del tablero

$$\text{Espesor losa maciza} = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

$$I \text{ losa maciza} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times \text{esp}^3}{12} \text{ losa maciza}$$

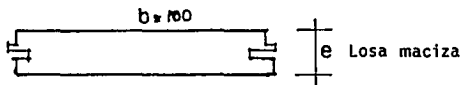


Fig. No. 4

Tomando como base los apuntes de Estructuras de Concreto:

Momento de inercia losa aligerada:

$$N^{\circ} \text{ nervaduras/m} = \frac{100}{n+c}$$

$$\text{Ancho de nervaduras/m} = \left( \frac{100}{n+c} \right) \times (n)$$

$$I \text{ losa aligerada} = \frac{\left( \frac{100n}{n+c} \right) h \text{ alig.}^3}{12}$$

I losa aligerada = I losa maciza

$$\frac{\left( \frac{100n}{n+c} \right) h \text{ alig.}^3}{12} = \frac{100 \text{ Esp. losa maciza}^3}{12}$$

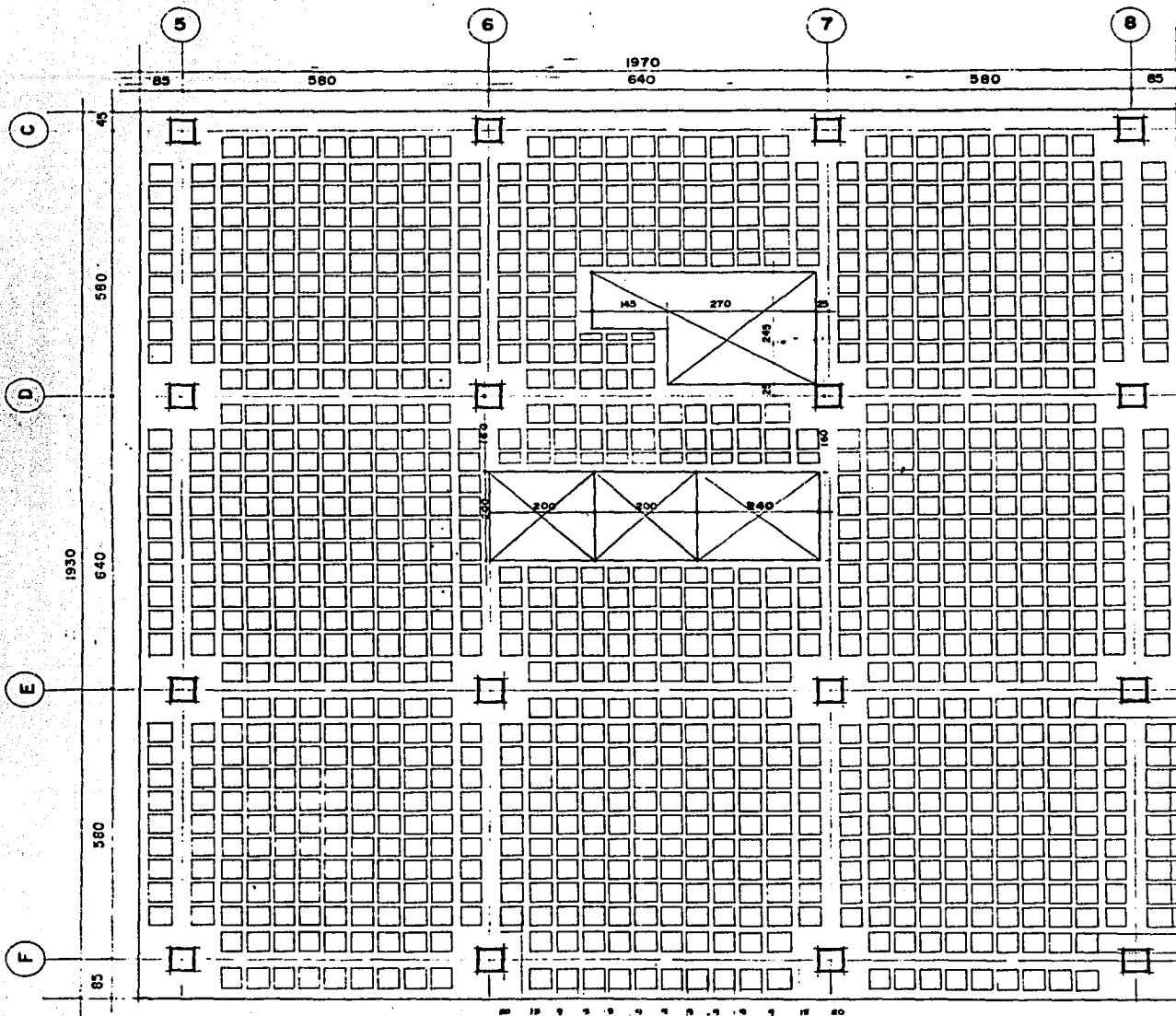
$$h \text{ alig.} = \sqrt[3]{\frac{12(n+c)}{100n} \times \frac{100 \text{ Esp. losa maciza}^3}{12}}$$

$$h \text{ alig.} = \sqrt[3]{\frac{(n+c)}{n} \times (\text{Esp. losa maciza})^3}$$

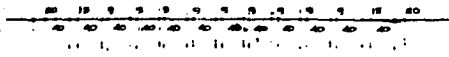
Para nuestro caso:



PROPOSICION LOSA Y ANCHO DE NERVADURAS



TESIS CON  
... A DE ORICAM



ESC: 1:50  
Cotas en cm.

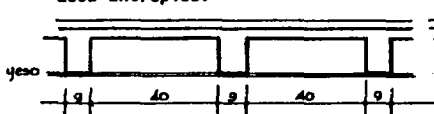
$$\text{Espesor losa maciza} = \frac{2(640+640)}{180} = 14.22\text{cm}$$

$$h \text{ alig.} = \sqrt{\frac{(9+40) \times 14.22^3}{9}} = 25.02 \text{ cm. min.}$$

Se propone losa aligerada de  $h=30\text{cm}$  con 5 cm. de capa de compresión para losa azotea y losa entrepiso.

### 3.1.2 Análisis de Cargas.

#### Losa Entrepiso.



Cajas de  $40 \times 40 \times 25\text{cm}$ .  
Y serán de espuma de Polies-  
tireno.  $\rho = 20 \text{ Kg/m}^3$ .

Fig. No. 5

1.- Volumen ocupado por las cajas:

a) N°. de cajas/ $\text{m}^2$

$$\text{N}^\circ \text{ cajas/m}^2 = \frac{100}{n+c} = \frac{100}{9+40} = 4.2 \text{ cajas/m}^2$$

b) Volumen de cada caja

$$\text{Vol. 1 caja} = (c^2) \cdot h \text{ caja} = 0.40^2 \times 0.25 = 0.040 \text{ m}^3 / \text{caja}$$

c) Volumen de cajas/ $\text{m}^2$  losa

$$\text{Vol. cajas/m}^2 \text{ losa} = (\text{Vol. 1 caja}) (\text{N}^\circ \text{ cajas/m}^2) = 0.04 \times 4.2 = 0.168 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

2.- Volumen ocupado por el concreto en  $1 \text{ m}^2$ .

a) Volumen total de losa por  $\text{m}^2$ . (cajas + concreto/ $\text{m}^2$ )

$$\text{Vol. tot./m}^2 = 1.00 \times 1.00 \times 0.30 = 0.30 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{Vol. concreto/m}^2 = \text{Vol. tot./m}^2 - \text{Vol. cajas/m}^2 = 0.30 - 0.168 = 0.132 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

Es decir equivale a tener una losa de 13 cm de espesor.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Concepto	e	$\delta$	w
Concreto	0.132	2400	317 Kg/m <sup>2</sup>
Block de cajas	0.168	20	4 Kg/m <sup>2</sup>
Piso	0.05	2000	100 Kg/m <sup>2</sup>
Yeso	0.015	1500	23 Kg/m <sup>2</sup>

Carga viva =  $120 + 420A^{-1/2}$   
Según Artículo 227

Carga Muerta = 444 Kg/m<sup>2</sup>

"Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras"  
Para una Construcción destinada a -  
habitación u oficinas.

Carga Viva = 200 Kg/m<sup>2</sup>

A =  $6.40 \times 6.40 = 40.96$   $wv = 185.6 = 200$

W Total: = 644 Kg/m<sup>2</sup>

### 3.1.3 Análisis de Cargas Losa Azotea. - Kg/m<sup>2</sup>

Losa Azotea



$$L = \sqrt{9^2 + 9^2} = 12.73 \text{ m.}$$

Fig. No. 6

Relleno de Tezontle para pendiente hidráulica 2.0 %

$$h \text{ relleno} = \frac{0.02 L}{2} = \frac{0.02 \times 12.73}{2} = 0.127 \text{ m}$$

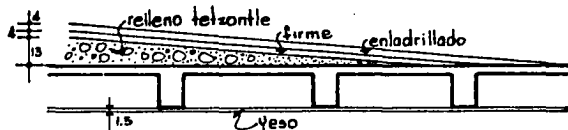


Fig. No. 7

Concepto	e (m)	$\delta$ (Kg/m <sup>3</sup> )	w (Kg/m <sup>2</sup> )
Concreto	0.132	x 2400	= 317
Block de Poliestireno	0.168	x 20	= 4
Tezontle	0.127	x 900	= 114
Firme	0.04	x 2000	= 80

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Enladrillado	0.04	x	2000	=	80
Yeso	0.015	x	1500	=	23
Carga viva para azoteas con pendiente mayor de 5% a 100 Kg/m <sup>2</sup>			W Total	=	718 Kg/m <sup>2</sup>

### 3.1.4 Análisis de Cargas Muros.-

Pesos Unitarios en Kg/m<sup>2</sup> de los materiales en muros:

Concepto	Espesor	x	γ	Peso Unitario
Muro de tabique rojo	0.14	x	1500	210 Kg/m <sup>2</sup>
Muro de tabicón ó block	0.14	x	900	126 Kg/m <sup>2</sup>
Recubrimiento de yeso	0.015		1500	23 Kg/m <sup>2</sup>
Recubrimiento de Azulejo con pega mármol	0.04		2000	80 Kg/m <sup>2</sup>
Recubrimiento de mezcla	0.03	x	2000	60 Kg/m <sup>2</sup>
Recubrimiento	Muro de tabique rojo recocido h=2.40 m			
Yeso y Yeso	(210 + 23 + 23) = 256 Kg/m <sup>2</sup> x h = 614 Kg/m			
Mezcla y Mezcla	(210 + 60 + 60) = 330 Kg/m <sup>2</sup> x h = 792 Kg/m			
Azulejo y Azulejo	(210 + 80 + 80) = 370 Kg/m <sup>2</sup> x h = 888 Kg/m			
Yeso y Mezcla	(210 + 23 + 60) = 293 Kg/m <sup>2</sup> x h = 703 Kg/m			
Yeso y Azulejo	(210 + 23 + 80) = 313 Kg/m <sup>2</sup> x h = 751 Kg/m			
Mezcla y Azulejo	(210 + 60 + 80) = 350 Kg/m <sup>2</sup> x h = 840 Kg/m			
Herrerfa y Vidrio	= 100 Kg/m <sup>2</sup>			

Muros de tabique con ventana

Yeso y Yeso	256	x	1.20	+	120	=	427 Kg/m
Mezcla y Mezcla	330	x	1.20	+	120	=	516 Kg/m
Azulejo y Azulejo	370	x	1.20	+	120	=	564 Kg/m
Yeso y Mezcla	293	x	1.20	+	120	=	472 Kg/m

Yeso y Azulejo	313 x 1.20 + 120	=	496 Kg/m
Mezcla y Azulejo	350 x 1.20 + 120	=	540 Kg/m

### 3.1.5 Peso propio de trabes. -

$$0.25 \times 0.60 \times 2400 - (0.30 \times (317+4)) = 360 - 96 = 267 \text{ Kg/m}$$

Trabes Secundarias:

$$0.20 \times 0.40 \times 2400 - (0.10 \times (321)) = 160 \text{ Kg/m}$$

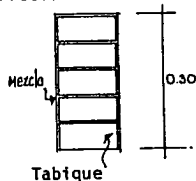
Trabe de 4.40 m de long. entre ejes 6 y 7

$$0.25 \times 0.45 \times 2400 - (0.15 \times (321)) = 222 \text{ Kg/m}$$

### 3.1.6 Peso propio de Columnas. -

Niveles	0 - 1		
	1 - 2	$0.55 \times 0.55 \times 2.70 \times 2400$	$= 1960 \text{ Kg/pza.}$
Niveles	2 - 3		
	3 - 4	$0.50 \times 0.50 \times 2.70 \times 2400$	$= 1620 \text{ Kg/pza.}$
Niveles	4 - 5		
	5 - 6	$0.45 \times 0.45 \times 2.70 \times 2400$	$= 1312 \text{ Kg/pza.}$
Niveles	6 - 7		
	7 - Az.	$0.40 \times 0.40 \times 2.70 \times 2400$	$= 1037 \text{ Kg/pza.}$

Pretil en Azotea



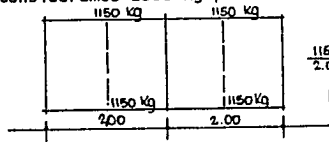
$$W \text{ pretil} = (210+60+60) \times 0.30$$

$$W \text{ pretil} = 99 \text{ Kg/m}$$

Fig. No. 8

Peso de los 2 Elevadores. -

Consideramos 2300 Kg por elevador



$$\frac{1150}{2.00} = 675 \text{ Kg/m.}$$

Fig. No. 9

Peso de los tinacos:

Consideraremos 2000 Kg por cada tinaco. (Incluye peso propio y peso de las cadenas y castillos de la base de apoyo) y será un tinaco por cada departamento, siendo 7 en total.

P. total = 14000 Kg.

El eje 6 y el eje 7 tomarán

7000 Kg c/u + 5.80m igual a

1,207 Kg/m.

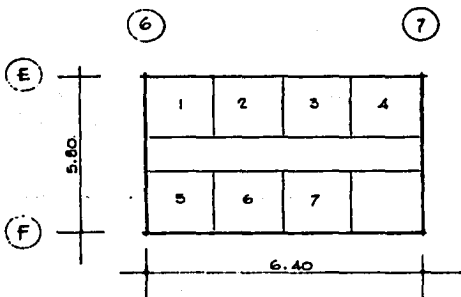
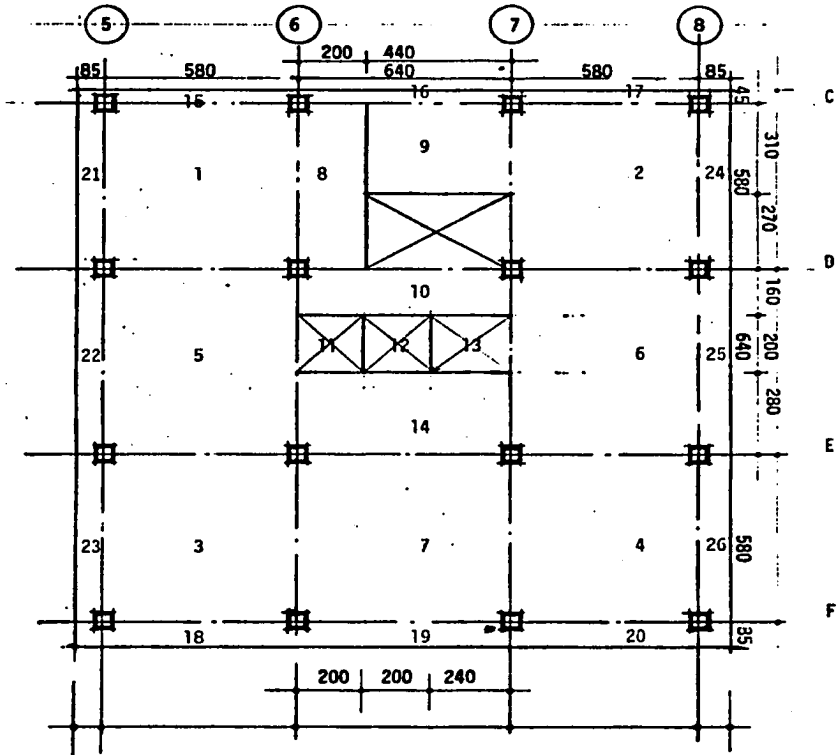


Fig. N° 10

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

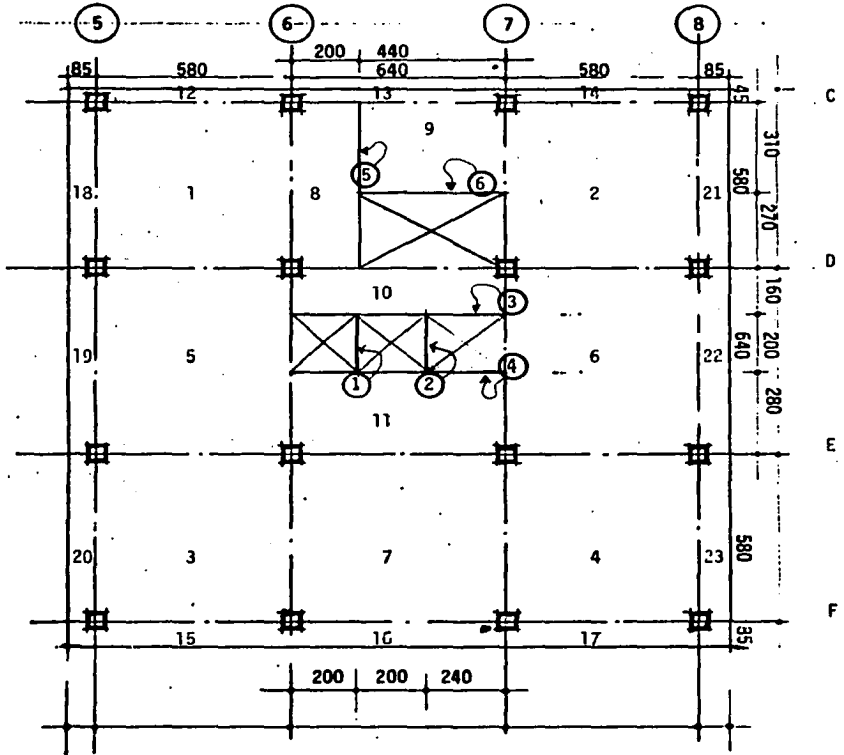
## LOSA AZOTEA.

Numeración de tableros para descarga de losas a traves.



### LOSA ENTREPISO

Numeración de tableros para descarga de losas a traves y numeración de traves secundarias.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



3.1.7 Descargas de losas a Trabes.-

						Lado Corto		Lado Largo	
						Flexión	Cortante	Flexión	Cortante
Nivel	Tablero	w losa	S	L	m	$\frac{ws}{3}$	$\frac{ws}{4}$	$(\frac{3-mL}{2}) (\frac{wS}{3})$	$(2-m) \frac{wS}{4}$
Azotea	1,2,3,4	718	5.80	5.80	1	1388	1041	1388	1041
	5,6,7	718	5.80	6.40	0.906	1388	1041	1512	1139
	8	718	2.00	5.80	0.345	479	359	690	594
	9	718	3.10	4.40	0.705	742	556	929	721
	10	718	1.60	6.40	0.25	383	287	562	503
	11,12	718	2.00	2.00	1	479	359	479	359
	13	718	2.00	2.40	0.833	479	359	552	419
	14	718	2.80	6.40	0.438	670	503	941	785
	15,16,17	718	0.45	Volado	---	323	323	---	---
	18,19,20	718	0.85	Volado	---	610	610	---	---
	21,22,23		0.85	Volado	---	610	610	---	---
	24,25,26		0.85	Volado	---	610	610	---	---

						Lado Corto		Lado Largo	
						Flexión $\frac{ws}{3}$	Cortante $\frac{ws}{4}$	Flexión $(\frac{3-m}{2})(\frac{ws}{3})$	Cortante $(2-m) \frac{ws}{4}$
Nivel	Tablero	w losa	S	L	m				
7,6,5	1,2,3,4	644	5.80	5.80	1	1245	934	1245	934
4,3,2	5,6,7	644	5.80	6.40	0.906	1245	934	1356	1021
1,P.B	8	644	2.00	5.80	0.345	429	322	618	533
	9	644	3.10	4.40	0.705	665	499	833	647
	10	644	1.60	6.40	0.25	343	258	504	451
	11	644	2.80	6.40	0.438	601	451	844	704
	13,14,15	644	0.45	Volado	---	290	290	---	---
	16,17,18	644	0.85	Volado	---	547	547	---	---
	19,20,21	644	0.85	Volado	---	547	547	---	---

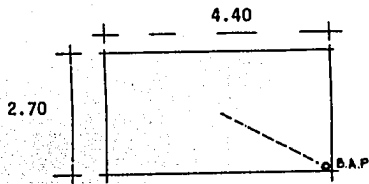
## 3.1.8 Descargas Complementarias.-

Losas en azotea para cubrir escalera:

10 cm de espesor.

$$\text{w concreto} = 0.10 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Yeso} = 0.015 \times 1500 \text{ Kg/m}^3 = 23 \text{ Kg/m}^2$$



$$L = \sqrt{2.2^2 + 1.35^2} = 2.58\text{m}$$

Pendiente hidráulica = 2 %

$$h \text{ relleno} = \frac{0.02L}{2} = \frac{0.02 \times 2.58\text{m}}{2} = 0.0258\text{m}$$

Losas cuarto, maquinaria de elevadores:

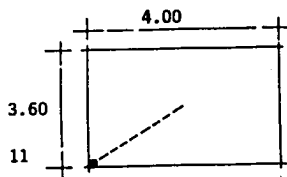


Fig. No. 11

$$L = \sqrt{2^2 + 1.80^2} = 2.41\text{M}$$

Es el mismo relleno, que se usa para la losa que cubre la escalera.

Tezontle	:	0.0258x	900	=	23 Kg/m <sup>2</sup>
Firme	:	0.04	x	2000	= 80 Kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado	:	0.04	x	2000	= 80 Kg/m <sup>2</sup>
w viva				=	100 Kg/m <sup>2</sup>
					<hr/>
					546 Kg/m <sup>2</sup>

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

W	S	L	M	LADO CORTO		LADO LARGO	
				CORTANTE	FLEXION	CORTANTE	FLEXION
				$ws/4$	$ws/3$	$(2-m)\frac{ws}{4}$	$(3-m^2)\frac{ws}{2}$
546	2.70	4.40	0.614	369	491	511	645
<b>Losa para cuarto de maquinaria elevadores:</b>							
546	3.60	4.00	0.9	491	655	541	717

**Peso Escalera:**

$$w \text{ escalera} = 800 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Descarga en Ejes} = \frac{wL}{2} = \frac{800 \times 4.40}{2} = 1760 \text{ Kg/m}$$

Muros entre tableros:

Tablero 1.  
 $2.60 \times 751 \text{ Kg/m} + 2.00 \times 751 \text{ Kg/m} + 4.00 \times 614 \text{ Kg/m} = \frac{5910.6}{5.80 \times 5.80} = 176 \text{ Kg/m}^2$

Tablero 2.  
 $3.30 \times 614 \text{ Kg/m} + 1.20 \times 614 = \frac{2763}{5.80 \times 5.80} = 82 \text{ Kg/m}^2$

Tablero 5.  
 $4.40 \times 751 + 564 \times 1.00 = \frac{3868.4}{5.80 \times 6.40} = 104 \text{ Kg/m}^2$

Tablero 6.  
 $5.70 \times 751 = \frac{4280.7}{5.80 \times 6.40} = 115 \text{ Kg/m}^2$

Tablero 7.  
 $5.20 \times 751 + 1.00 \times 614 = \frac{4519.2}{5.80 \times 6.40} = 122 \text{ Kg/m}^2$

Tablero 8.  
 $2.00 \times 614 = \frac{1228}{2.00 \times 5.80} = 106 \text{ Kg/m}^2$

					LADO CORTO		LADO LARGO	
					CORTANTE	FLEXION	CORTANTE	FLEXION
Tablero					ws/4	ws/3	(2-m)ws/4	(3-m <sup>2</sup> )ws/3
1	176	5.80	5.80	1	255	340	255	340
2	82	5.80	5.80	1	119	159	119	159
5	104	5.80	6.40	0.906	151	201	165	219
6	115	5.80	6.40	0.906	167	222	182	242
7	122	5.80	6.40	0.906	177	236	193	257
8	106	2.00	5.80	0.345	53	71	88	102

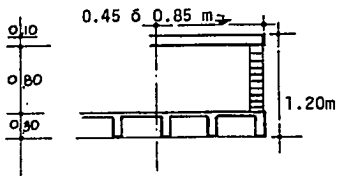
Muro y Losa en Volado :

Fig. No. 12

Para volados = 0.85 m

$$w \text{ Losa} = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.10 \times 0.85 = 204 \text{ Kg/m}$$

$$w \text{ Losa inf.} = 644 \text{ Kg/m}^2 \times 0.85 = 547 \text{ Kg/m}$$

$$w \text{ muro} = 293 \text{ Kg/m}^2 \times 0.80 = 234 \text{ Kg/m}$$

---

 985 Kg/m

Para Sismo

204

471

234

---

 909 Kg/m

Para volados = 0.45 m

$$w \text{ losa} = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.10 \times 0.45 = 108 \text{ Kg/m}$$

$$w \text{ losa inf.} = 644 \text{ Kg/m}^2 \times 0.45 = 290 \text{ Kg/m}$$

$$w \text{ muro} = 293 \text{ Kg/m}^2 \times 0.45 = 132 \text{ Kg/m}$$

---

 530 Kg/m

108

241

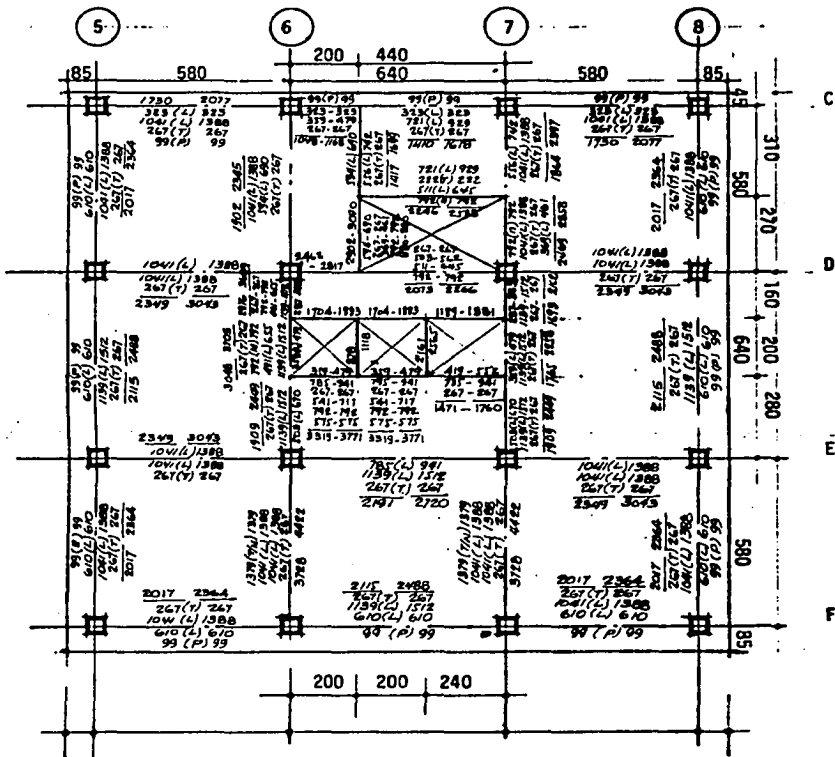
132

---

 289 Kg/m

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

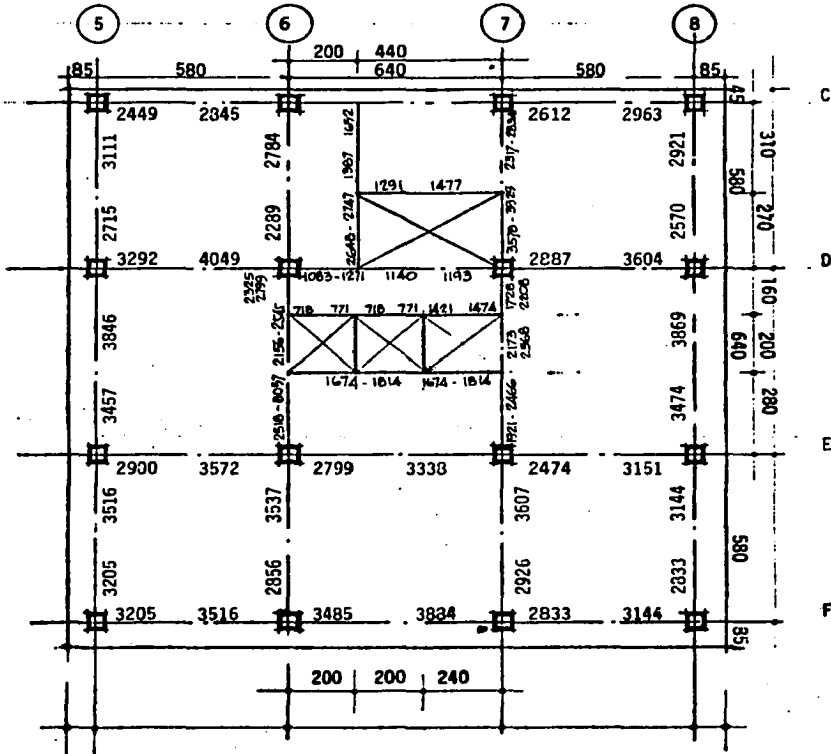
## 3.1.9 LOSA AZOTEA.- Descargas Totales a Ejes.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## LOSA ENTREPISO

DESCARGAS TOTALES A EJES. NIVELES 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1, P.B.

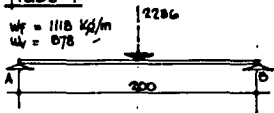


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



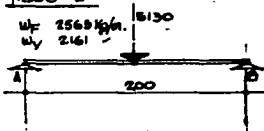
3.1.10 Descargas de traves secundarias a principales  
En losa de azotea

Trabe 1



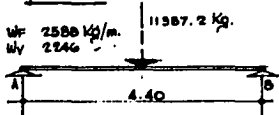
$$R_a = R_b = 1118 \text{ Kg.}$$

Trabe 2



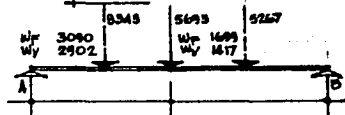
$$R_a = R_b = 2565 \text{ Kg.}$$

Trabe 6



$$R_a = R_b = 5693.6 \text{ Kg.}$$

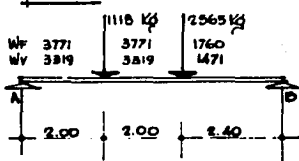
Trabe 5



$$R_a = 10851.8 \text{ Kg.}$$

$$R_b = 8482 \text{ Kg.}$$

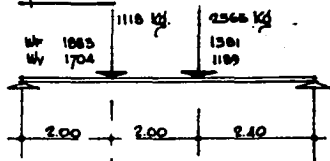
Trabe 4



$$R_a = 12892 \text{ Kg.}$$

$$R_b = 10098 \text{ Kg.}$$

Trabe 3



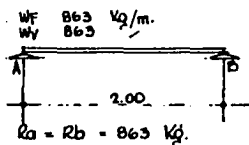
$$R_a = 7530 \text{ Kg.}$$

$$R_b = 6999 \text{ Kg.}$$

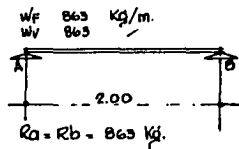
TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Descarga de traveses secundarios a principales  
En losa de entrepiso.

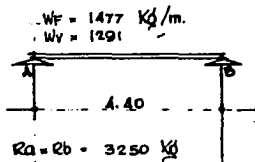
Trabe 1



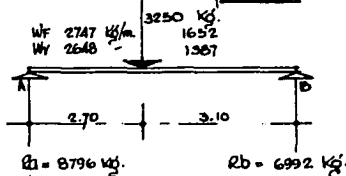
Trabe 2



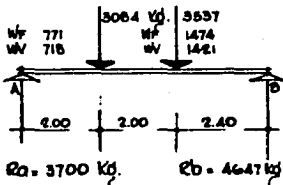
Trabe 6



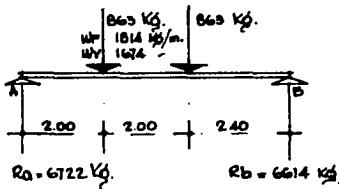
Trabe 5



Trabe 3



Trabe 4



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 3.2 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

POR CARGA

VERTICAL

### 3.2.1 Algoritmo de Cálculo.-

En este inciso se desarrolló todo el cálculo de los marcos para obtener los elementos mecánicos correspondientes.

Una vez teniendo todos los marcos con sus cargas correspondientes se procedió al análisis de los entrepisos representativos y se llegó a la conclusión de colocar dentro de un mismo grupo a los marcos en los ejes 5, 8 y F, por tener cargas bastantes parecidas y las mismas dimensiones, tomándose como base para el cálculo el marco en el eje F por tener las condiciones de carga más desfavorables.

En este proyecto se decidió también poner dentro de un mismo grupo a todas las trabes de los niveles 7, 6, 5 y 4 así como en otro grupo a las de los niveles 1, 2 y 3, siendo los niveles 4 y 1 los representativos, pues serán los más cargados.

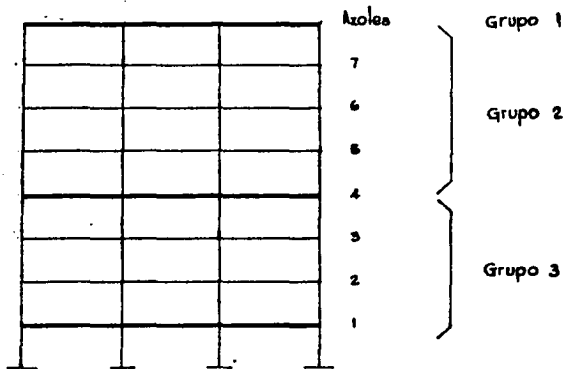


Fig. No. 12

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La solución de los marcos se llevó a cabo mediante la utilización del Método Hardy Cross, analizándose como elementos continuos.

El marco se puede resolver de 3 maneras diferentes:

- A) Marco Completo
- B) Marcos parciales por piso, considerando las columnas empotradas en los niveles adyacentes.
- C) Marcos parciales por piso, considerando las columnas articuladas en los puntos de inflexión dados en el Método de Bowman.

En este caso los marcos se resolverán empleando el procedimiento del inciso ( B ) , ya que es el más apegado a la realidad y es el más práctico también.

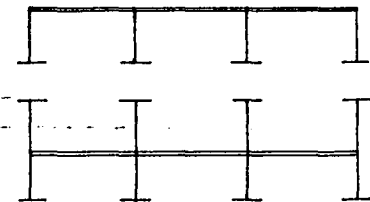


Fig. No. 13

El método consiste en esencia - en suponer una estructura virtual cuyos nudos son absolutamente rígidos; en otras palabras no se admiten desplazamientos ni giros en las extremidades de las piezas que concurren en los nudos y después se llega a la estructura real permitiendo

sucesivamente giros y desplazamientos, deshaciendo paulatinamente la rigidez supuesta.

Al aplicarse a un nudo, al cual concurren varias piezas, un momento equilibrante cuyo valor absoluto sea igual a la suma algebraica de los momentos que se presentan en los extremos que se juntan en el nudo, considerando las piezas como doblemente empotradas, cada extremo concurrente - absorberá una cantidad del momento equilibrante proporcional a su rigi-

dez y hará aparecer en su extremo opuesto un momento cuya intensidad será igual al momento absorbido, multiplicado por el factor de transporte que en vigas de sección constante y eje recto es igual a  $1/2$ . El Método de Cross, puede en esencia reducirse a los siguientes pasos.

- 1°.) Calcular momentos de empotramiento en los extremos de cada pieza de la estructura, considerándolas como doblemente empotradas.
- 2°.) Sumar algebraicamente los valores de los momentos de empotramiento de los extremos de las piezas que concurren en un nudo.
- 3°.) Distribuir entre las piezas que concurren en el nudo proporcionalmente a las rigideces de éstas, la suma algebraica de los momentos existentes en los extremos concurrentes con signo contrario. (Cambiar signo tiene por objeto anular el momento desequilibrado).
- 4°.) Transportar a los extremos opuestos de las piezas que concurren en el nudo, la mitad del momento que se obtuvo en la distribución.
- 5°.) Repetir los pasos 3 y 4 cuantas veces se crea conveniente teniendo en cuenta la aproximación deseada.

En seguida se muestran algunos ejemplos de vigas calculadas con el Método de Cross, para la estructura en cuestión.

## 3.2.2 Rigideces relativas de Trabes y Columnas.-

Trabes.

Sección : 25 x 60 cm

$$K = \frac{1}{L}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 25 \times 60^3 = 450\,000 \text{ cm}^4$$

Trabe de 5.80m

$$K = \frac{450\,000 \text{ cm}^4}{580 \text{ cm}} = 0.776 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

Trabe de 6.40m

$$K = \frac{450\,000 \text{ cm}^4}{640 \text{ cm}} = 0.703 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

COLUMNAS

L = 2.70 m

SECCION	MOMENTO DE INERCIA cm <sup>4</sup>	RIGIDEZ RELATIVA cm <sup>3</sup>
40 x 40	213 333.33	0.79 x 10 <sup>3</sup>
45 x 45	341 718.75	1.266 x 10 <sup>3</sup>
50 x 50	520 833.33	1.929 x 10 <sup>3</sup>
55 x 55	762 552.08	2.824 x 10 <sup>3</sup>

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

42-A

3.3 A N A L I S I S

S I S M I C O

PALE



## 3.2.3 Análisis de Marcos Representativos.-

MARCO 5 ENTRE EJES C Y F CARGA VERTICAL

	(F)	(E)	(D)	(C)
	580	640	580	
Azotea	wf= 2364Kg/m wv= 2017Kg/m	wf= 2488Kg/m wv= 2115Kg/m	wf= 2364 Kg/m wv= 2017 Kg/m	
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40
7	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60 0.79x10 <sup>3</sup> 40x40
6	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45
5	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111 Kg/m wv=2715 Kg/m	
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60 1.266x10 <sup>3</sup> 45x45
4	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50
3	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60 1.929x10 <sup>3</sup> 50x50
2	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55
1	wf=3516Kg/m wv=3205Kg/m	wf= 3846Kg/m wv= 3457Kg/m	wf=3111Kg/m wv=2715Kg/m	
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60 2.824x10 <sup>3</sup> 55x55
P.B.				

NOTA: Todas las traves de igual longitud tienen la misma - rigidez relativa.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

MARCO 8 ENTRE EJES C Y F CARGA VERTICAL

	( F )	( E )	( D )	( C )
	580	640	580	
Azotea	wf=2364Kg/m wv=2017Kg/m	wf= 2488Kg/m wv= 2115Kg/m	wf= 2364Kg/m wv= 2017Kg/m	
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	25x60	25x60	25x60
	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40
7	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	25x60	25x60	25x60
	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40
6	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	25x60	25x60	25x60
	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45
5	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	25x60	25x60	25x60
	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45
4	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	25x60	25x60	25x60
	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50
3	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	25x60	25x60	25x60
	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50
2	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	25x60	25x60	25x60
	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55
1	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m	wf= 3869Kg/m wv= 3474Kg/m	wf= 2921Kg/m wv= 2570Kg/m	
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	25x60	25x60	25x60
	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55
P.B.				

NOTA: Todas las traves de igual longitud tienen la misma - rigidez relativa.

TESIS CON  
 ALLA DE ORIGEN

MARCO F ENTRE EJES 5 Y 8 CARGA VERTICAL

	5	6	7	8		
	580		640		580	
Azotea	wf= 2364Kg/m wv= 2017Kg/m	wf= 2488Kg/m wv= 2115Kg/m	wf= 2364Kg/m wv= 2017Kg/m			
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	25x60	25x60	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	300
7	wf= 3516Kg/m wv= 3203Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	25x60	25x60	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	300
6	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	25x60	25x60	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	300
5	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	25x60	25x60	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	300
4	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	25x60	25x60	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	300
3	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	25x60	25x60	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	300
2	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	25x60	25x60	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	300
1	wf= 3516Kg/m wv= 3205Kg/m	wf= 3884Kg/m wv= 3485Kg/m	wf= 3144Kg/m wv= 2833Kg/m			
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	25x60	25x60	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	300
P.B.						

NOTA: Todas las traves de igual longitud tienen la misma - rigidez relativa.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco F Entre Ejes 5 y 8 Nivel Azotea

	5	6	7	8
	580	640	580	
	Wf= 2964	Wf= 2488	Wf= 2964	
	WV= 2017	WV= 2115	WV= 2017	
	25x60	25x60	25x60	
	$K=0.776 \times 10^3$	$0.703 \times 10^3$	$0.776 \times 10^3$	
	40x40	40x40	40x40	40x40
		Eje. de Simetria		
f <sub>d</sub>	0.52	0.52	0.25	
Me	-6.62	+6.62	-8.49	
	+3.44	+1.72	+0.03	
		+0.07		
-M	-3.18	+8.41	-8.46	
Mcol.	+3.18	+0.05		
V <sub>i</sub>	5.84	5.84	6.76	
V <sub>h</sub>	-0.90	0.90	0	
ΣV	4.94	6.74	6.76	
R	4.94	13.50		
+M		+2.88	+2.34	
K. Cols.				
	40x40	--	$0.79 \times 10^3$	
	45x45	--	$1.266 \times 10^3$	
	50x50	--	$1.929 \times 10^3$	
	55x55	--	$2.824 \times 10^3$	

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco F Entre Ejes 5 y 8 Nivel 4

	5	6	7	8
	580	640	580	
	$W_f = 3516$ $W_v = 3205$	$W_f = 3884$ $W_v = 3485$	$W_f = 3144$ $W_v = 2835$	
	$25 \times 60_3$ $0.776 \times 10^3$	$25 \times 60_3$ $0.703 \times 10^3$	$25 \times 60_3$ $0.776 \times 10^3$	
fd	0.19	0.16 0.15	0.15 0.16	0.19
Me	-9.85	+9.85 -13.25	+13.25 -8.81	+8.81
	+1.87 →	+0.93	-0.63 ←	-1.67
	+0.20	+0.39 +0.37	+0.19	-0.30
	-0.03		-0.57 -0.60	+0.05
-M	-7.81	+11.17 -12.87	+12.87 -10.24	+6.82
M.Col.a	+3.04	+0.66	-1.02	-2.68
M.Col.b	+4.77	+1.03	-1.60	-4.21
v <sub>i</sub>	9.29	9.29 11.15	11.15 8.21	8.21
v <sub>h</sub>	-1.34	1.34 0	0 0.57	-0.57
ΣV	7.95	10.63 11.15	11.15	7.64
R	7.95	21.78	19.93	7.64
+M.	+2.04	+4.96	+3.42	

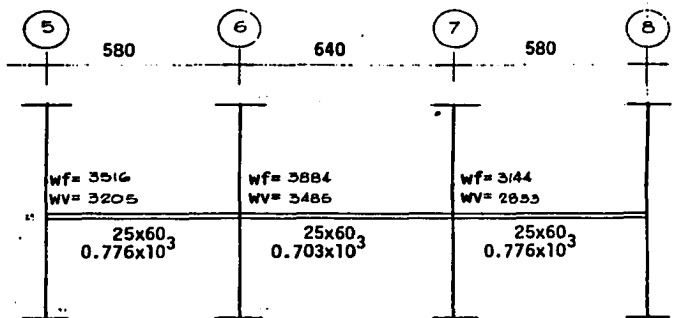
K. Cols.

40x40	—	$0.79 \times 10^3$
45x45	—	$1.266 \times 10^3$
50x50	—	$1.929 \times 10^3$
55x55	—	$2.824 \times 10^3$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco F Entre Ejes 5 y 8 Nivel 1



Id	0.12	0.10	0.09	0.09	0.10	0.12
Me	-9.85	+9.85	-13.25	+13.25	-8.81	+8.81
	+1.18	+0.59		-0.52		-1.05
	-0.14	-0.28	-0.25	-0.12		
	+0.01		-0.17	-0.24	-0.38	-0.19
		+0.02	+0.02			+0.02

-M	-8.80	+10.18	-13.65	+12.79	-9.71	+7.99
M. Col. a	+4.40	+1.73		-1.54		-3.79
M. Col. b	+4.40	+1.73		-1.54		-3.79
V <sub>i</sub>	9.29	9.29	11.15	11.15	8.21	8.21
V <sub>h</sub>	-0.25	0.23	0.13	-0.13	0.36	-0.36
ΣV	9.06	9.52	11.28	11.02	8.57	7.85
R	9.06	20.80		19.59		7.85
+M	+4.00		+4.63		+3.29	

K. Col.

40x40	— 0.79x10 <sup>3</sup>
45x45	— 1.266x10 <sup>3</sup>
50x50	— 1.929x10 <sup>3</sup>
55x55	— 2.824x10 <sup>3</sup>

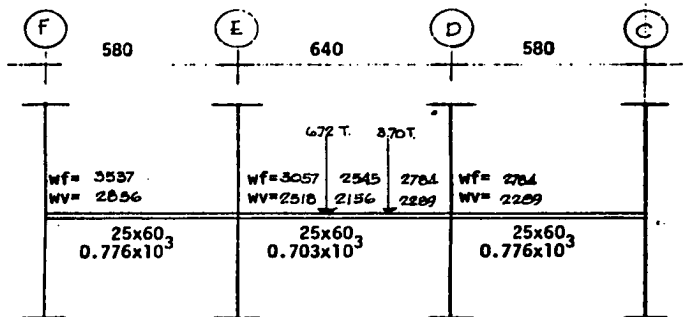
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN







## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco G Entre Ejes C y F Nivel 4

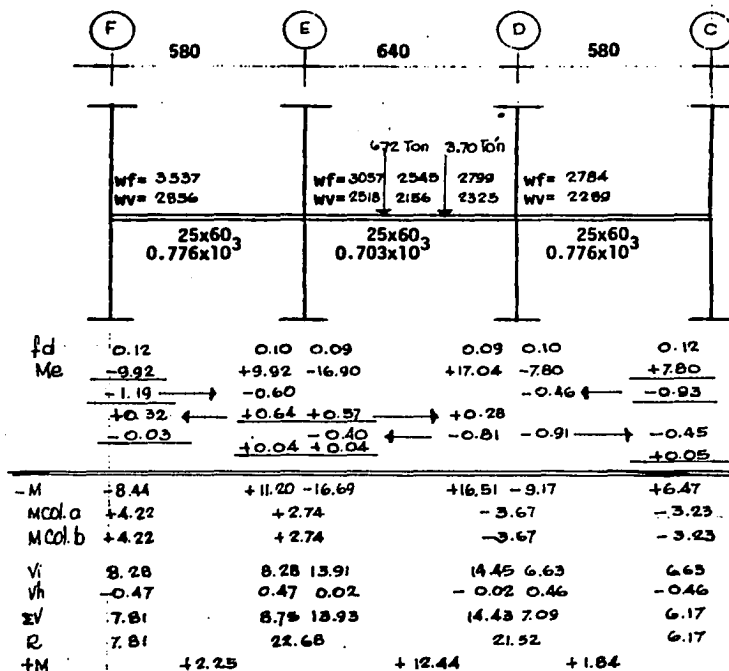
f/d	0.19	0.16	0.15	0.15	0.16	0.19
Me	-9.92	+9.92	-16.90	+17.04	-7.80	+7.80
	+1.88	+0.94			-0.74	-1.48
	+0.36	+0.72	+0.68	+0.34		
	-0.06	-0.03	-0.66	-1.32	-1.41	-0.70
		+0.11	+0.10			+0.13
-M.	-7.74	+11.66	-16.78	+16.06	-9.95	+5.75
Mcol. a	-3.07	+1.99		-2.56		-2.24
Mcol. b	-4.67	+3.13		-3.73		-3.51
v <sub>i</sub>	8.28	8.28	13.91	14.45	-6.63	6.63
v <sub>h</sub>	-0.67	0.67	0.11	-0.11	0.72	-0.72
ΣV	7.61	8.95	14.02	14.34	7.35	5.91
E	7.61		22.97		21.69	5.91
+M.		+2.41		+12.60		+1.89

K. cols.

40x40	—	0.79x10 <sup>3</sup>
45x45	—	1.266x10 <sup>3</sup>
50x50	—	1.929x10 <sup>3</sup>
55x55	—	2.824x10 <sup>3</sup>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco G Entre Ejes C y F Nivel 1

K. Cols.

40x40	—	$0.79 \times 10^3$
45x45	—	$1.266 \times 10^3$
50x50	—	$1.929 \times 10^3$
55x55	—	$2.824 \times 10^3$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

MARCO E ENTRE EJES 5 Y 8 CARGA VERTICAL

	580		640		580		
Azotea	wf= 3043Kg/m wv= 2349Kg/m		wf=2720Kg/m wv=2191Kg/m		wf=3043Kg/m wv= 2349Kg/m		
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	300
7	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338 Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474kg/m		
0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	25x60	0.79x10 <sup>3</sup> 40x40	300
6	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	300
5	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	25x60	1.266x10 <sup>3</sup> 45x45	300
4	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	300
3	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	25x60	1.929x10 <sup>3</sup> 50x50	300
2	wf= 3572Kg/m wv= 2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	300
1	wf=3572Kg/m wv=2900Kg/m		wf= 3338Kg/m wv= 2799Kg/m		wf=3151Kg/m wv=2474Kg/m		
2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	25x60	2.824x10 <sup>3</sup> 55x55	300
P.B.							

NOTA: Todas las traveses de igual longitud tienen la misma - rigidez relativa.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco E Entre Ejes 5 y 8 Nivel Azotea

	5	6	7	8
	580	640	580	
	Wf= 3043	Wf= 2720	Wf= 3043	
	WV= 2349	WV= 2191	WV= 2349	
	25x60	25x60	25x60	
	$K=0.776 \times 10^3$	$0.703 \times 10^3$	$0.776 \times 10^3$	
	40x40	40x40	40x40	40x40
fd	0.52	0.52	0.25	
Me	-8.52	+8.52	-9.28	
	+4.45 →	+2.22		
	-0.38 ←	-0.75	-0.35	
	+0.19	+0.10		
		-0.05	-0.02	
-M	-4.28	+10.04	-9.62	
M Col	+4.28	-0.41		
V <sub>i</sub>	6.81	6.81	7.01	
V <sub>h</sub>	1.00	1.00		
ΣV	5.81	7.81	7.01	
R	5.81	14.82		
+M	+2.90		+1.59	
K. Cols.				
	40x40 -- $0.79 \times 10^3$			
	45x45 -- $1.266 \times 10^3$			
	50x50 -- $1.929 \times 10^3$			
	55x55 -- $2.824 \times 10^3$			

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco E Entre Ejes 5 y 8 Nivel 4

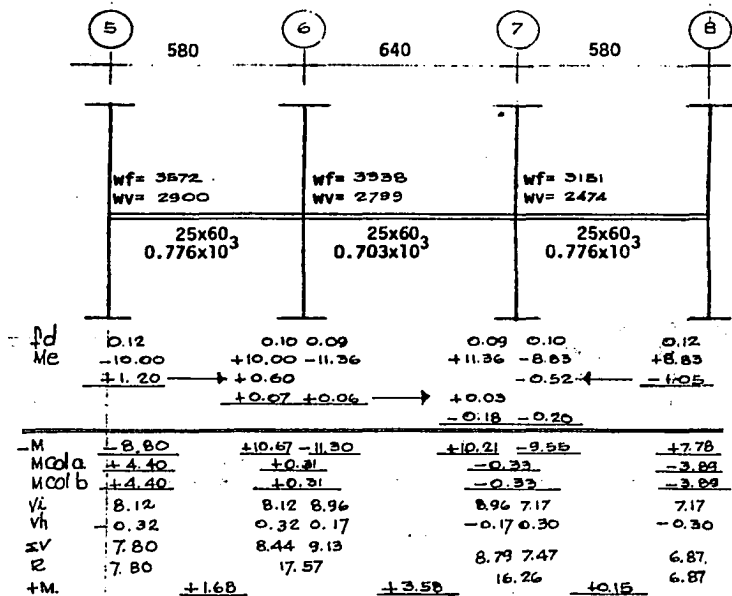
	5	6	7	8
	580	640	580	
	$w_f = 3572$ $w_v = 2900$	$w_f = 3998$ $w_v = 2799$	$w_f = 3151$ $w_v = 2474$	
	$25 \times 60^3$ $0.776 \times 10^3$	$25 \times 60^3$ $0.703 \times 10^3$	$25 \times 60^3$ $0.776 \times 10^3$	
fd.	0.19	0.16 0.15	0.15 0.16	0.19
Me.	-10.00	+10.00 -11.96	+11.96 -8.83	+8.83
	+1.90	+0.95	-0.83	-1.67
		+0.06 +0.06	+0.03	
		-0.12	-0.25 -0.27	
		+0.01 +0.01		+0.02
M	-8.10	+11.02 -11.42	+11.13 -9.93	+7.05
Mcol. a	+3.15	+0.15	-0.46	-2.74
Mcol. b	+4.95	+0.25	-0.74	-4.31
V <sub>i</sub>	10.35	10.35 8.96	8.96 7.17	7.17
V <sub>h</sub>	-0.50	0.50 0.04	-0.04 0.49	-0.49
ΣV	9.85	10.85 8.96	8.96 7.66	6.68
R	9.85	19.85	16.58	6.68
+M	+8.62	+2.72	+0.44	

k. cols.

40x40	—	0.79x10 <sup>3</sup>
45x45	—	1.266x10 <sup>3</sup>
50x50	—	1.929x10 <sup>3</sup>
55x55	—	2.824x10 <sup>3</sup>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANALISIS POR CARGA VERTICAL USANDO EL METODO DE CROSS.

Marco E Entre Ejes 5 y 8 Nivel 1

K. Cols.

40x40 —  $0.79 \times 10^3$   
 45x45 —  $1.266 \times 10^3$   
 50x50 —  $1.929 \times 10^3$   
 55x55 —  $2.824 \times 10^3$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Falta Página**

**57**

## 3.3.1 Diseño por Sismo.- Notación

$C_s$	=	Coefficiente sísmico
$Q$	=	Factor de ductilidad
$K$	=	Rigidez de entrepiso
$E$	=	Modulo de Elasticidad
$h_i$	=	Altura de entrepiso $i$ (m)
$K_c$	=	Rigidez de columna
$K_t$	=	Rigidez de trabe
$W$	=	Peso de cada nivel
$\alpha$	=	Aceleración unitaria relativa = $h_i/H_{tot}$
$V_{Si}$	=	Cortante sísmico, será la acumulación de las fuerzas sísmicas arriba del nivel considerado (ton).
$F_{Si}$	=	Fuerza sísmica en el nivel $i$ (ton)
$Y$ y $X$	=	Distancia del centro de torsión al marco en cuestión, para distribución de cortantes.
$y$ y $x$	=	Distancia entre el centro de torsión y centro de gravedad de la estructura.
$V_t$	=	Cortante de traslación
$V_T$	=	Cortante de Torsión
$M_T$	=	Momento de Torsión
$J_c$	=	Momento polar de inercia .



### 3.3.2 Algoritmo de Cálculo.-

La estructura a tratar en la presente tesis, dado que se trata de un edificio de departamentos, se halla clasificada, por este uso, dentro del grupo B; el reglamento agrupa las estructuras en su Art. 232 en los grupos A, B y C.

El grupo B abarca construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de -- magnitud intermedia, como bodegas ordinarias, Gasolineras, Bodegas, - Bancos, Edificio de habitación, como es nuestro caso y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo ó del grupo A.

El reglamento, en su artículo 233, también clasifica a las construcciones según su estructuración y las sub-divide en los grupos 1,2,3 y 4. Nuestro edificio se halla ubicado dentro del grupo I, pues se incluyen en este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventados ó no, por diafragmas ó muros ó por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Ahora bien, cada estructura tiene también un determinado coeficiente 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 "W" de la misma, sobre dicho nivel.

El valor del coeficiente sísmico "C" que le corresponde según la zona - en que se halla ubicada será de 0.16 (zona I: Terreno firme) según el - artículo 234 del manual de Diseño por Sismo.

El coeficiente sísmico de diseño se debe reducir, según el artículo 235 dividiéndolo entre el factor  $Q'$  que es función del factor de ductilidad  $Q$  y que a su vez depende del tipo de estructura del edificio.

En nuestro caso Q tendrá un factor de ductilidad igual a 4 debido a que el edificio se halla dentro del caso 2 que señala que: la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera ó acero con ó sin zona de fluencia definida así como por marcos contraventeados ó con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros ó contravientos sea cuando menos el 25% del total.

Normalmente, Q' se toma igual a Q. El coeficiente sísmico de diseño será entonces igual a  $0.16 + 4 = 0.04$ .

Una vez clasificada la estructura se procede al análisis sísmico, -- propiamente dicho, la estructura se analizará bajo la acción de 2 -- componentes horizontales ortogonales, del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes se combinarán con los del análisis por carga vertical y esta combinación en cada sección crítica se hará sumando vectorialmente los efectos por carga vertical, los de una componente del movimiento del terreno y cuando sea significativo 0.3 de los efectos del otro. Este análisis se hará a manera de un pre-análisis.

Para tal efecto, se calcularon los pesos de cada nivel, utilizando la respectiva carga viva de reglamento para diseño por sismo. Esta carga viva fué de 110 Kg/m<sup>2</sup>.

Con las fórmulas de Wilbur, que más adelante se presentan, se calcularon las rigideces de entrepiso para cada nivel. Estas rigideces -- sirvieron para calcular los desplazamientos de cada nivel, dividiendo el cortante sísmico entre la rigidez y checar que los desplazamientos estén dentro de las especificaciones que señala el reglamento.

Este señala en el artículo 242 que las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces, - la diferencia de elevaciones correspondientes.

En el Artículo 244 se especifica que la construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel aumentado - en 0.001 de su altura.

Con este análisis resultó que esta distancia será de :

$$16.29 + 0.001 ( 2400 ) = 18.69 = 20 \text{ cm.}$$

Después se calculó el centro de torsión en cada nivel y debido a que todos los marcos del edificio tienen las mismas secciones en vigas ó columnas (Así se ha supuesto) en cada nivel, el centro de torsión -- coincidirá con el centro de figura de la estructura.

Se obtuvieron las descargas acumuladas en las columnas de cada nivel para poder de esta manera sacar los centros de carga de cada nivel y saber así la excentricidad existente en la estructura, entre el centro de gravedad de cargas y el centro de torsión.

Estos datos se obtuvieron para efectuar la distribución de cortantes en cada nivel y en las 2 direcciones principales del edificio.

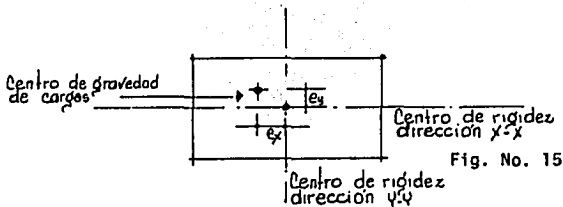
La fuerza sísmica  $F$  sí actúa en el centro de carga de cada nivel.

Centro de carga es el centro de las fuerzas que actúan sobre un nivel determinado (posición de la resultante de cargas en el piso).

Centro de torsión es el centro de rigidez en dos direcciones ortogonales de la estructura. El piso tiende a girar horizontalmente alrededor del centro de torsión.

Centro de rigidez es el centro de capacidad resistente de la estructura bajo la acción de cargas horizontales.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



Existirá a la vez una excentricidad accidental que establece el reglamento.

$$e_x \text{ total} = e_x + e \text{ accidental}$$

Excentricidad accidental:

La excentricidad de diseño no será menor que la excentricidad calculada más una accidental igual a  $0.05h \cong 2\text{cm}$ , donde  $h$  es la dimensión de la sección en la dirección en la que se considera la flexión. La excentricidad accidental se tomará con su signo más desfavorable.

Las fuerzas cortantes y los cortantes por piso se obtuvieron con la utilización del Método Estático de San Francisco.

La obtención del cortante por torsión y la distribución de cortantes se hizo de la siguiente manera:

Marco	nivel $V_n$					
	sismo dirección x-x					
R	y	Ry	Ry <sup>2</sup>	V Torsión	V Traslación	$\Sigma V$

En donde  $R$  = Rigidez de piso de los marcos paralelos al eje x.x

"y" distancia del centro de torsión al marco en cuestión.

V Torsión =  $\frac{MT}{J}$  K.y; MT =  $V_n \cdot e_y$  ;  $V_n$  = Cortante sísmico en el nivel --

que se considera.

$J = K_x^2 + K_y^2$ ;  $e_y$  = distancia entre el centro de torsión y el centro de gravedad.

V Traslación =  $\frac{R}{\Sigma K} V_n$  (Se repartira  $V_n$  proporcionalmente a la rigidez de cada marco).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para el cálculo de  $e_x$  ó  $e_y$ , se tomará en cuenta el incremento por - seguridad que especifica el reglamento sísmico.

Una vez teniendo los cortantes sísmicos de diseño en cada dirección y en cada marco, se procedió a la obtención de los elementos mecánicos utilizando para ello el Método de Bowman, que consiste en:

- 1.- Suponer los puntos de inflexión en las columnas;
  - para el primer piso a  $0.65 h$ .
  - para el último piso a  $0.35 h$ .
  - para el penúltimo piso a  $0.40 h$ .
  - para el antepenúltimo piso a  $0.45 h$ .
  - para todos los demás pisos a  $0.50 h$ .

Siendo  $h$  la altura de entrepiso (Ver figura N° 16 )

- 2.- Calcular el cortante que toman las columnas y las vigas en cada - piso con las siguientes expresiones:

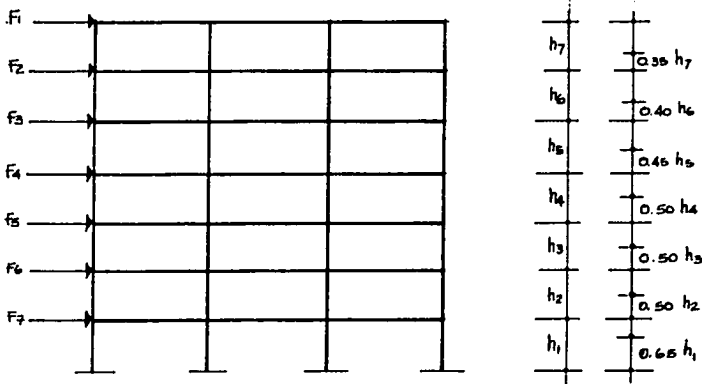


Fig. No. 16

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Cortante que toman las columnas en el primer piso

$$V_{c_1} = \frac{N^{\circ} \text{ claros} - 1/2}{N^{\circ} \text{ Columnas}} V_1$$

Cortante que toman las vigas en el primer piso

$$V_{T_1} = V_1 - V_{c_1}$$

Cortante que toman las columnas en el 2º, 3º, 4º etc.

$$V_{c_n} = \frac{N^{\circ} \text{ claros} - 2}{N^{\circ} \text{ Columnas}} V_n$$

Cortante que toman las vigas en el nivel 2º, 3º, 4º, n. etc.

$$V_{T_n} = V_n - V_{c_n}$$

- 3.- Para conocer el cortante que toma cada columna, se distribuye - el cortante  $V_c$  proporcionalmente a las rigideces de las columnas.
- 4.- Igualmente para conocer el cortante que toma cada viga, se distribuye el cortante  $V_T$  proporcionalmente a las rigideces de las vigas.
- 5.- El cortante que toman las vigas se transporta a las columnas -- por partes iguales, esto es:

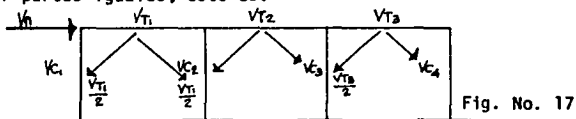


Fig. No. 17

- 6.- Se calculan los momentos en los extremos de las columnas multiplicando el valor del cortante en las columnas por la distancia del punto de inflexión a los extremos de las mismas.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

7.- Conocidos los momentos en los extremos de las columnas se procede a calcular los momentos en las vigas equilibrando los nodos - proporcionalmente a las rigideces de las mismas.

### 3.3.3 Determinación de los pesos por piso.-

#### NIVEL AZOTEA

Losa :            19.70x19.30x728 = 276793 Kg  
 Muros :           (2.70+2.70+4.40+4.40)x792 + (2.00+2.00+2.00+3.60+2.00+  
 1.60+2.00)x792 = 23285 Kg  
 Tinacos :        8 x 2000 = 16,000 Kg  
 Pretfl :        (19.70 x 2 + 19.30 x 2 ) 99 = 7722 Kg.  
 Total :           323,800 Kg

#### NIVEL ENTREPISO 7

Losa :            18x18x(644-90)+6.25x0.45(554)+5.80x0.45x554 = 182500 Kg.  
 Columnas :      16 x 1037 Kg/pza. = 16592 Kg.  
 Volado :        (19.70+12.20+12.20) 909 Kg/m+(6.40+6.65) 489 = 46468 Kg.  
 Muros en :      703x5.80+472x6.40+472x5.80+751x5.80+422x4.40+466x5.80+  
 Ejes :            422x4.40+703x2.40+703x4.00+703x2.40+614x5.80+614x5.80+  
 172x5.80+472x5.80+472x6.40+100x5.80+472x5.80+472x6.40+  
 712x5.80+544x5.80+614x2.80+703x2.00+614x2.00+212x5.80+  
 703x2.00+703x2.00+614x5.80+703x2.00+498x5.80+100x5.80+  
 472x6.40+703x5.80 = 78,225 Kg.

Muros dentro de tableros:

5911+2763+3868+4281+4519+1228 = 22,570 Kg

Total Muros = 100,795 Kg.

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN

**Escalera:**

$$800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 4.40 \times 2.70\text{m} = 9504 \text{ Kg}$$

**Elevadores:**

$$2300 \text{ Kg} \times 2 = 4600 \text{ Kg.}$$

Total + Columnas

$$= 343867 \text{ Kg.}$$

$$+ \underline{16592 \text{ Kg.}}$$

$$360459 \text{ Kg.}$$

		TOTAL	+	COLUMNAS	=	GRAN TOTAL
NIVEL	6	343 867	+	(16 x 1037)	=	360 459 Kg.
NIVEL	5	343 867	+	(16 x 1312)	=	364 859 Kg.
NIVEL	4	343 867	+	(16 x 1312)	=	364 859 Kg.
NIVEL	3	343 867	+	(16 x 1620)	=	369 787 Kg.
NIVEL	2	343 867	+	(16 x 1620)	=	369 787 Kg.
NIVEL	1	343 867	+	(16 x 1960)	=	375 227 Kg.

**3.3.4 Rigideces de Piso.-**

Formulas de Wilbur.

$$K_1 = \frac{48 E}{h \left( \frac{4h_1}{Kc_1} + \frac{h_1}{Kt_1} + \frac{h_2}{Kc_2} \right)}$$

$$K_2 = \frac{48 E}{h_2 \left( \frac{4h_2}{Kc_2} + \frac{h_1}{Kt_1} + \frac{h_2}{Kc_1} + \frac{h_2}{Kt_2} + \frac{h_3}{Kc_3} \right)}$$



$$K_n = \frac{48 E}{hn \left( \frac{4hn}{kcn} + \frac{hn + hm}{ktn} + \frac{hn + ho}{ktn} \right)}$$

para 3 n último  $m=n-1$   $0=n+1$

$$K_n = \frac{48 E}{hn \left( \frac{4hn}{kcn} + \frac{2hm+hn}{ktn} + \frac{hn}{ktn} \right)}$$

$n = \text{último}$

$$K_{C_1} = 11.296 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_2} = 11.296 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_3} = 7.716 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_4} = 7.716 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_5} = 5.064 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_6} = 5.064 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_7} = 3.160 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{C_8} = 3.160 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_T 1,2,3,\dots,8 = 2.255 \text{ cm}^3$$

$$h 1,2,3,\dots,8 = 3.00 \text{ m}$$

Dado que todos los marcos son iguales, habrá una sola  $k$  para cada uno.

$$K_1 = \frac{48 E}{300 \left( \frac{4 \times 300}{11296} + \frac{300+300}{2255+11296} \right)} = 0.5443 E$$

$$K_2 = \frac{48 E}{300 \left( \frac{4 \times 300}{11296} + \frac{300 + 300}{2255+11296} + \frac{300+300}{2255} \right)} = 0.2857 E$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$K_3 \text{ y } K_4 = \frac{48 \text{ E}}{300 \left( \frac{4 \times 300}{11296} + \frac{300+300}{2255} + \frac{300+300}{2255} \right)} = 0.2327 \text{ E}$$

$$K_5 \text{ y } K_6 = \frac{48 \text{ E}}{300 \left( \frac{4 \times 300}{5064} + \frac{300+300}{2255} + \frac{300+300}{2255} \right)} = 0.2080 \text{ E}$$

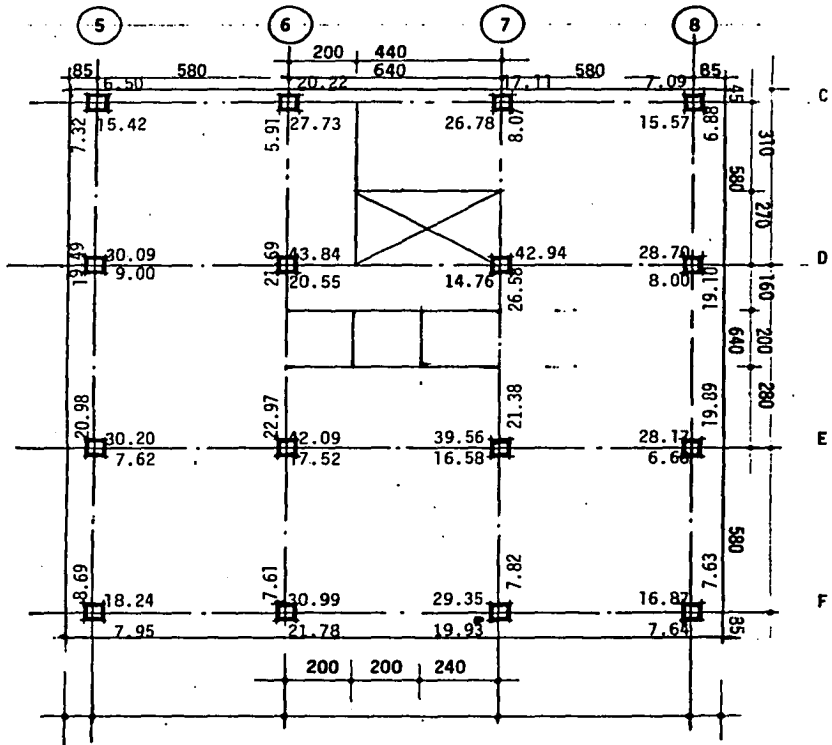
$$K_7 = \frac{48 \text{ E}}{300 \left( \frac{4 \times 300}{3160} + \frac{300+300}{2255} + \frac{300+300}{2255} \right)} = 0.1755 \text{ E}$$

$$K_8 = \frac{48 \text{ E}}{300 \left( \frac{4 \times 300}{3160} + \frac{2(300)+300}{2255} + \frac{300}{2255} \right)} = 0.1755 \text{ E}$$

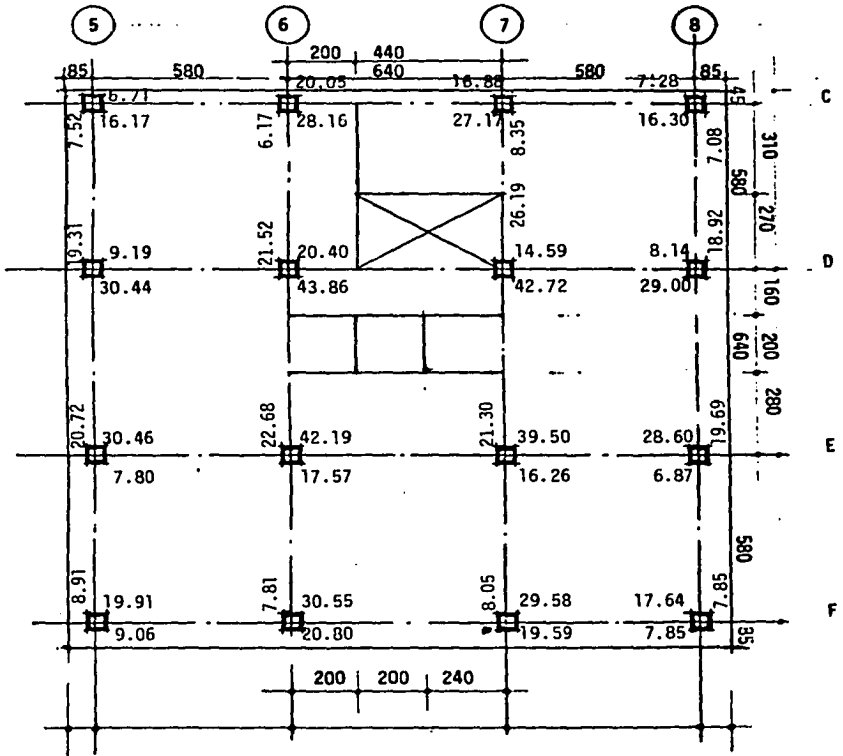
TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



## DESCARGAS EN COLUMNAS NIVEL 4

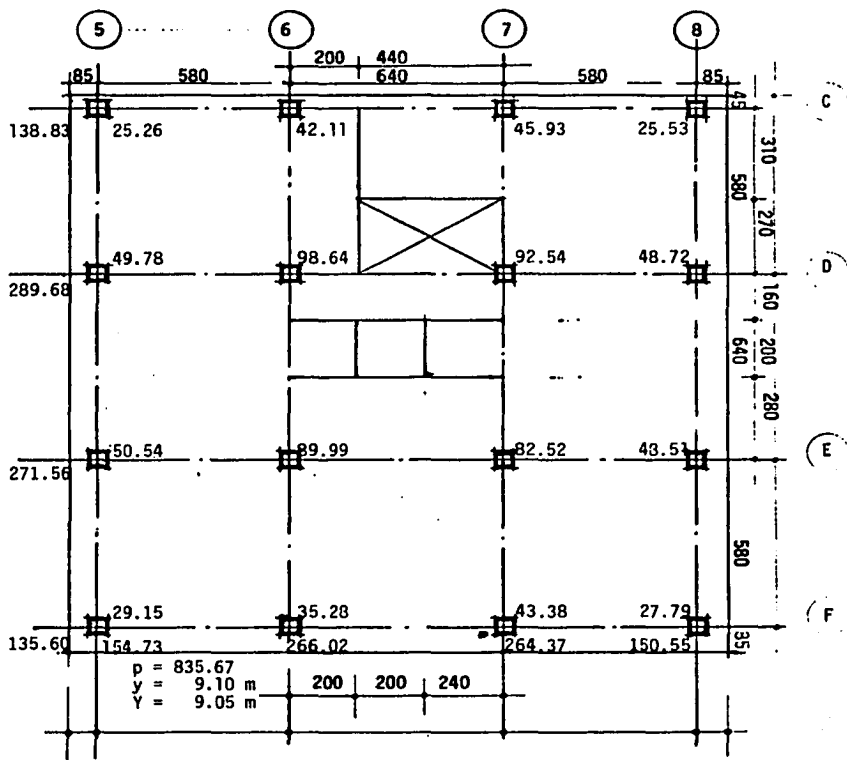


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

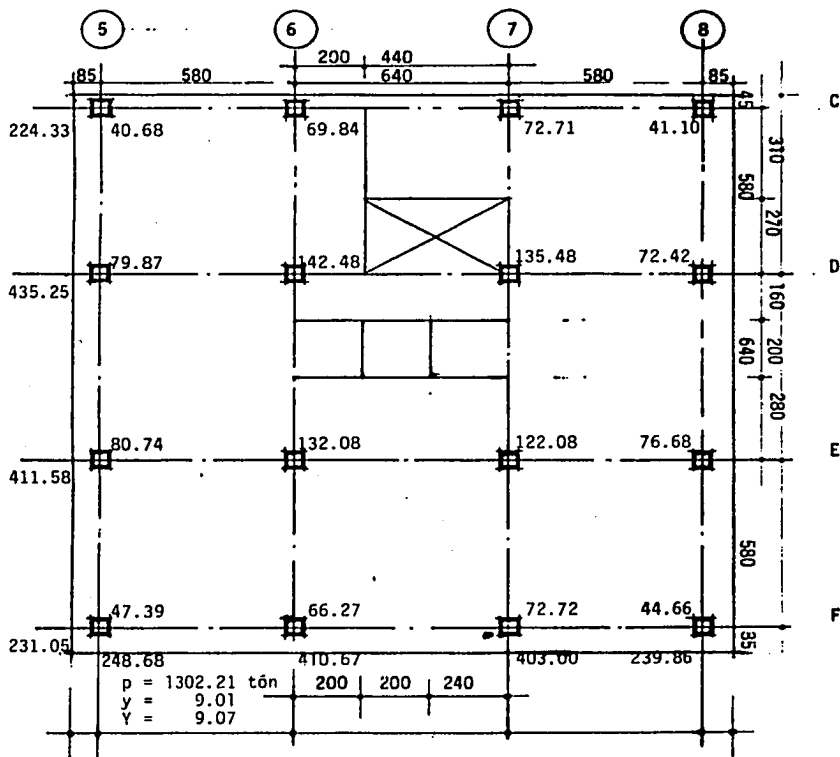
DESCARGAS EN COLUMNAS NIVEL 1

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 7

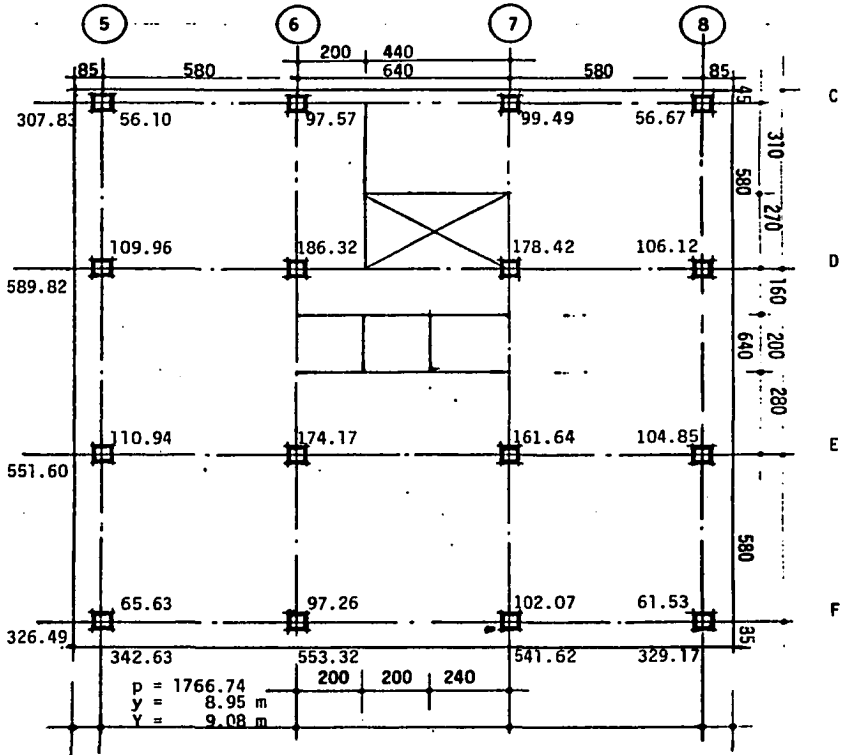


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

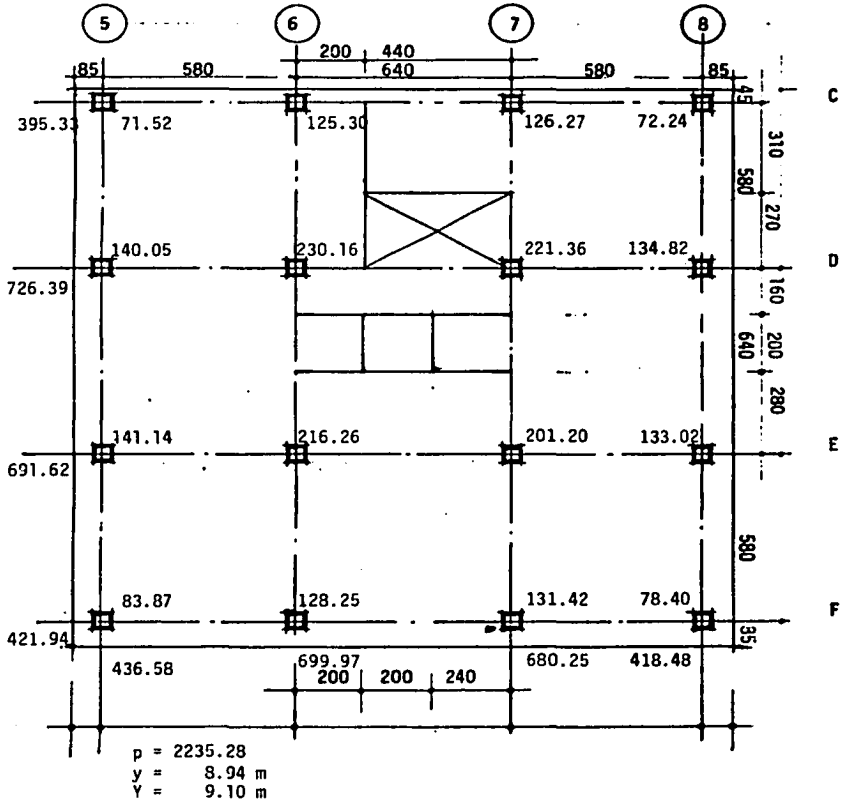
## DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 5



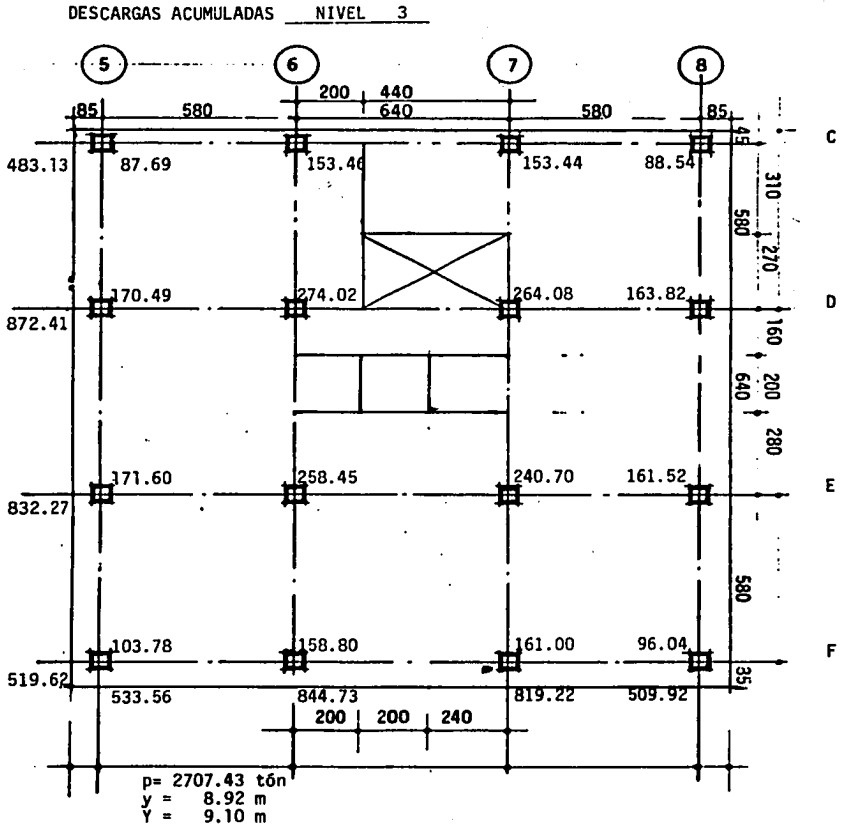
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 4

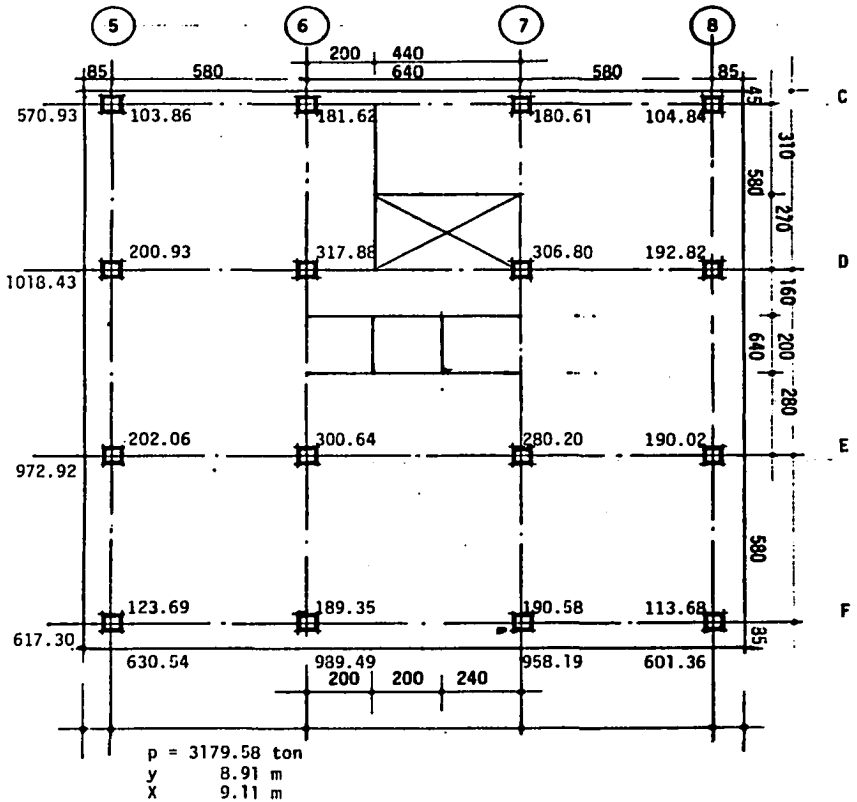


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



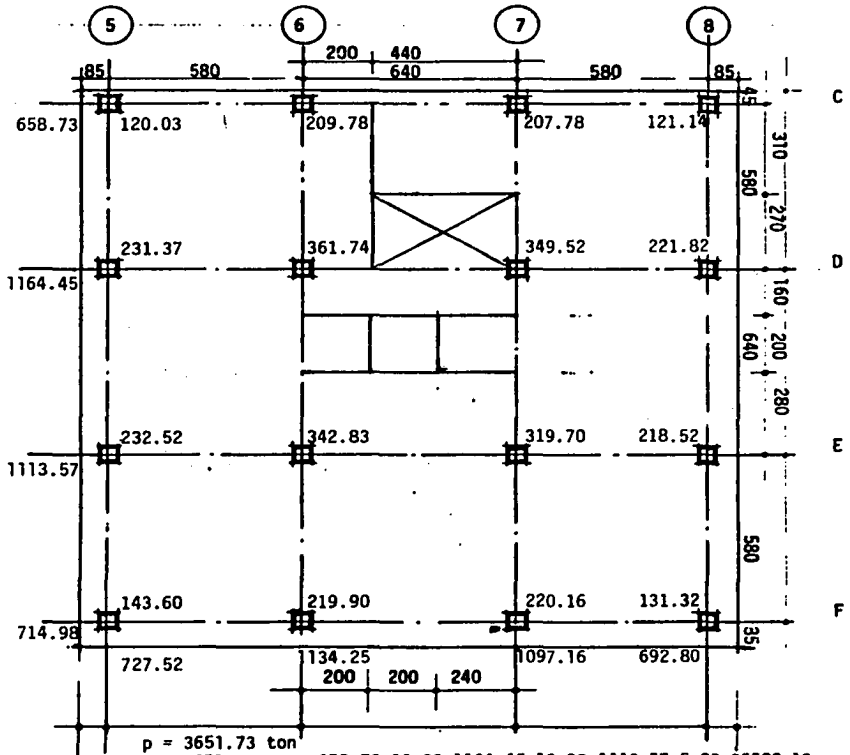
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 2



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DESCARGAS ACUMULADAS NIVEL 1



$$\begin{aligned}
 3651.73 \text{ y} &= 658.73 \times 18.00 + 1164.45 \times 12.20 + 1113.57 \times 5.80 = 35522.13 \\
 3651.73 \text{ X} &= 727.52 \times 18.00 + 1134.25 \times 12.20 + 1097.16 \times 5.80 = 33296.73 \\
 \text{y} &= 8.90 \text{ m} \\
 \text{X} &= 9.11 \text{ m}
 \end{aligned}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.3.6 Índice de Rotación Nodal.-

Para poder aplicar los métodos aproximados, como el de Bowman, así como las fórmulas de Wilbur para calcular la rigidez de entrepiso, es necesario garantizar que la estructura tendrá un comportamiento de marco, es decir, que existen puntos de inflexión en todas las columnas.

Lo anterior puede hacerse mediante el llamado " Índice de Rotación Nodal" de Blume:

$$\beta = \frac{\sum (I/l) \text{ travesaños}}{\sum (I/l) \text{ Columnas}}$$

donde I = Momento de inercia

l = Longitud

Se calcula para un entrepiso intermedio, tomando en cuenta sólo las columnas de ese entrepiso y las travesaños del nivel superior.

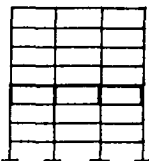


Fig. No. 18

Entrepiso para calcular

Para nuestro caso será:

$$\sum (I/l) \text{ columnas} = 7.716 \times 10^3$$

$$\sum (I/l) \text{ travesaños} = 2.255 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$\beta = \frac{2.255 \times 10^3}{7.716 \times 10^3} = 0.331$$

Si  $\beta > 0.1$  la estructura funciona como marco, como es nuestro caso

Si  $\beta < 0.01$  la estructura funciona como cantiliver

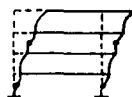
Si  $0.01 < \beta < 0.1$  desaparecen algunos puntos de inflexión.



$\beta > 0.1$



$\beta < 0.01$  Fig. No. 19



$0.01 < \beta < 0.1$

## 3.3.7 Desplazamiento horizontal en la estructura.-

Las rigideces de entrepiso fueron las siguientes:

$$K_1 = 0.5443 E = 86\ 061.39 \text{ Kg/cm} \quad K_5 = 0.2080 E = 32\ 887.69 \text{ Kg/cm}$$

$$K_2 = 0.2857 E = 45\ 173.14 \text{ Kg/cm} \quad K_6 = 0.2080 E = 32\ 887.69 \text{ Kg/cm}$$

$$K_3 = 0.2327 E = 36\ 793.10 \text{ Kg/cm} \quad K_7 = 0.1755 E = 27\ 748.99 \text{ Kg/cm}$$

$$K_4 = 0.2327 E = 36\ 793.10 \text{ Kg/cm} \quad K_8 = 0.1755 E = 27\ 748.99 \text{ Kg/cm}$$

$$E = 10000 \sqrt{f'c} = 10000 \sqrt{250} = 158\ 113.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = R$$

$$= \frac{F}{K} \quad \text{Cortante en el entrepiso considerado.}$$

Rigidez de entrepiso.

Nivel	h	Rigidez de Entrepiso. ( Kg/cm )	Cortante Kg	Desplazamiento relativo. ( cm )	*
8	24.00	27748.99	23420	0.84	2.40
7	21.00	27748.99	46230	1.67	2.40
6	18.00	32887.69	65780	2.00	2.40
5	15.00	32887.69	82270	2.50	2.40
4	12.00	36793.10	95460	2.59	2.40
3	9.00	36793.10	105490	2.87	2.40
2	6.00	45173.14	112180	2.48	2.40
1	3.00	86061.39	115570	$\frac{1.34}{16.29}$	2.40

\* Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederan de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Según el Artículo 244 la Construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, aumentado en 0.001 de su altura.

$$\text{Esa distancia será } 16.29 + 0.001 (2400) = 18.69 = \underline{20 \text{ cm}}$$

## 3.3.8 Cálculo de Cortantes sísmicos por el método de San Francisco.-

$$\text{Coef. sísmico} = 0.16 Q = 4 \quad \text{Cs diseño} = \frac{0.16}{4} = 0.04$$

$$h_{\text{TOT}} = 24.00 \text{ m}$$

Nivel	W(ton)	hi(m)	$\alpha = h_i / h_{\text{TOT}}$	W	W acum.	Cortante piso(ton)	Fuerza Sísmica(ton)
Azotea	323.8	24.00	1	323.8	323.8	23.42	23.42
7	360.46	21.00	0.875	315.40	639.2	46.23	22.81
6	360.46	18.00	0.750	270.35	909.55	65.78	19.55
5	364.86	15.00	0.625	228.04	1137.59	82.27	16.49
4	364.86	12.00	0.500	182.43	1320.02	95.46	13.19
3	369.79	9.00	0.375	138.67	1458.69	105.49	10.03
2	369.79	6.00	0.250	92.45	1551.14	112.18	6.69
1	375.23	3.00	0.125	46.90	1598.04	115.57	3.39
	2889.25			2598.04			

$$\alpha = \text{ACELERACION UNITARIA RELATIVA} = \frac{h_i}{h_{\text{TOT}}}$$

$$V_{s1} = \left( \frac{W}{W} \text{Cs} \right) w_{\text{acum.}} \quad \beta = \frac{\sum W}{\sum W \alpha} \quad \text{Cs} = \frac{2889.25}{1598.04} \times 0.04 = 0.07232$$

$$\text{Cs} = 0.04$$

$$\text{BASE} = (\sum W) (\text{Cs})$$

Fs(ton)

23.42

22.81

19.55

16.49

13.19

10.03

6.69

3.39

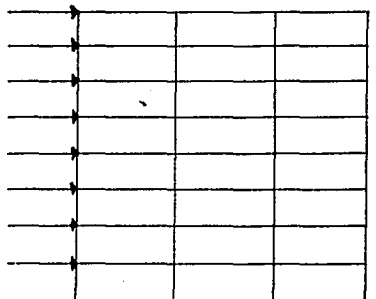


Fig. No. 20

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

3.3.9 Cortante por Torsión y su superposición con el de Traslación.-  
DISTRIBUCION DE CORTANTES.

Nivel Az. Sismo X-X  $V = 23.42$  ton.

MARCO	K	Y	KY	$K.Y^2$	Vt	VT	$\Sigma V$
C	0.1755 E	9.00	1.5795	14.2155	5.855	0.728	6.58
D	0.1755 E	3.20	0.5616	1.7971	5.855	0.259	6.11
E	0.1755 E	3.20	0.5616	1.7971	5.855	0.259	6.11
F	0.1755 E	9.00	1.5795	14.2155	5.855	0.728	6.58

0.7020 E

32.0252

$$e_y = 0.24 + 0.05 (18.00) + 0.5 (0.24) = 1.26 \text{ m.}$$

$$MT = 23.42 \times 1.26$$

Sismo Y - Y

MARCO	K	X	Kx	$Kx^2$	Vt	VT	$\Sigma V$
5	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	5.855	0.728	6.58
6	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	5.855	0.259	6.11
7	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	5.855	0.259	6.11
8	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	5.855	0.728	6.58

0.7020E

32.0252

$$V_c = \Sigma Kx^2 + \Sigma Ky^2 = 64.0504$$

$$e_x = 0.02 + 0.90 + 0.01 = 0.93 \text{ m}$$

$$MT = 23.42 \times 0.93 = 21.78$$

$$V_t = V \times \frac{K}{\Sigma K} \quad VT = MT \times \frac{(K.X)}{J}$$

VT = Cortante de Torsión

Vt = Cortante de Traslación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Cortante por Torsión y su Superposición con el de Traslación,-  
DISTRIBUCION DE CORTANTES.

Nivel 7 Sismo X-X V= 46.23 ton.

MARCO	K	Y	KY	K.Y <sup>2</sup>	Vt	VT	ΣV
C	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	11.5575	1.1969	12.75
D	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	11.5575	0.4256	11.98
E	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	11.5575	0.4256	11.98
F	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	11.5575	1.1969	12.75

0.7020E

32.0252

$$e_y = 0.10 + 0.90 + 0.05 = 1.05 \text{ m}$$

$$MT = 46.23 \times 1.05 = 48.54$$

Sismo Y - Y

MARCO	K	X	Kx	Kx <sup>2</sup>	Vt	VT	ΣV
5	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	11.5575	1.1969	12.75
6	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	11.5575	0.4256	11.98
7	0.1755E	3.20	0.5616	1.7971	11.5575	0.4256	11.98
8	0.1755E	9.00	1.5795	14.2155	11.5575	1.1969	12.75

0.7020E

32.0252

$$V_c = \sum Kx^2 + \sum Ky^2 = 64.0504$$

$$e_x = 0.05 + 0.90 + 0.025 = 0.975 \text{ m}$$

$$MT = 46.23 \times 0.975 = 45.07$$

$$V_t = V \times \frac{K}{\sum K} \quad VT = \frac{MT}{J} \times (K.X)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Cortante por Torsión y su Superposición con el de Traslación.-

DISTRIBUCION DE CORTANTES.

Nivel 6 Sismo X-X V = 65.78 ton.

MARCO	K	Y	KY	K.Y <sup>2</sup>	Vt	VT	ΣV
C	0.208 E	9.00	1.8720	16.8480	16.4450	1.4843	17.93
D	0.208 E	3.20	0.6656	2.1299	16.4450	0.5278	16.97
E	0.208 E	3.20	0.6656	2.1299	16.4450	0.5278	16.97
F	0.208 E	9.00	1.8720	16.8480	16.4450	1.4843	17.93

$$e_y = 0.01 + 0.90 + 0.005 = 0.915 \text{ m}$$

$$MT = 65.78 \times 0.915 = 60.19$$

Sismo Y - Y

MARCO	K	X	Kx	Kx <sup>2</sup>	Vt	VT	ΣV
5	0.208 E	9.00	1.8720	16.8480	16.4450	1.4843	17.93
6	0.208 E	3.20	0.6656	2.1299	16.4450	0.5278	16.97
7	0.208 E	3.20	0.6656	2.1299	16.4450	0.5278	16.97
8	0.208 E	9.00	1.8720	16.8480	16.4450	1.4843	17.93

0.832 E

37.9558

$$V_c = \Sigma Kx^2 + \Sigma Ky^2 = 75.9116$$

$$e_x = 0.07 + 0.90 + 0.035 = 1.005 \text{ m}$$

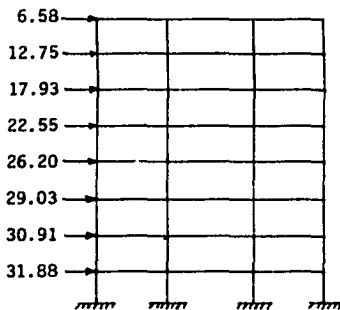
$$MT = 66.78 \times 1.005 = 66.11$$

$$V_t = V \times \frac{K}{\Sigma K} \quad VT = \frac{MT}{J} \times (K.X)$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## 3.3.10 Solución de los marcos por el metodo de Bowman.-

MARCOS C F 5 y 8



MARCOS D E 6 y 7

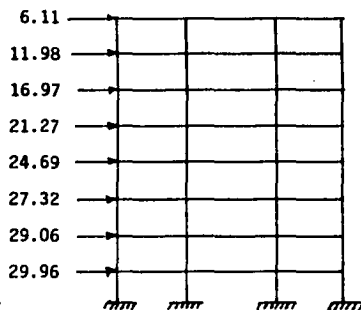


Fig. No. 21

$$V = V_{col} + VCR$$

$$V_{col} = \frac{NCR - 0.5}{Ncol} V, \text{1er. Nivel}$$

$$V_{col} = \frac{NCR - 2}{Ncol} V, \text{2}^\circ, \text{3}^\circ, \text{etc.}$$

$$VCR = V - V_{col}$$

$$NCR = 3$$

$$Ncol = 4$$

NIVEL	V	Vcol	VCR
8	6.11	1.53	4.58
7	11.98	3.00	8.98
6	16.97	4.24	12.73
5	21.27	5.32	15.95
4	24.69	6.17	18.52
3	27.32	6.83	20.49
2	29.06	7.27	21.79
1	29.96	18.73	11.23

NIVEL	V	Vco1	VCR
8	6.58	1.65	4.93
7	12.75	3.19	9.56
6	17.93	4.48	13.45
5	22.55	5.64	16.91
4	26.20	6.55	19.65
3	29.03	7.26	21.77
2	31.91	7.73	23.18
1	31.88	19.93	11.95

## 3.3.10 Solución de los Marcos por el Método de Bowman.-

Método de Bowman Marcos C, F, 5 y 8  
resultados.

	2.46	0.78	1.88	0.59	2.05	0.78	2.46		
	<u>2.46</u>		<u>2.08</u>	<u>3.96</u>	<u>1.88</u>	<u>3.96</u>		<u>2.46</u>	
1.32	<u>5.69</u>	1.81	<u>2.15</u>	<u>4.37</u>	1.37	<u>2.15</u>	<u>4.82</u>	1.81	<u>1.32</u>
	<u>4.37</u>		<u>4.82</u>	<u>7.06</u>		<u>4.37</u>	<u>7.06</u>		<u>5.69</u>
									<u>4.37</u>
2.92	<u>8.60</u>	2.73	<u>4.70</u>	<u>6.88</u>	2.06	<u>4.70</u>	<u>7.26</u>	2.73	<u>2.92</u>
	<u>6.88</u>		<u>7.26</u>	<u>9.14</u>		<u>6.88</u>	<u>9.14</u>		<u>8.60</u>
									<u>6.88</u>
4.64	<u>11.12</u>	3.54	<u>7.50</u>	<u>8.65</u>	2.67	<u>7.50</u>	<u>9.41</u>	3.54	<u>4.64</u>
	<u>6.48</u>		<u>9.41</u>	<u>10.44</u>		<u>6.48</u>	<u>10.44</u>		<u>11.12</u>
									<u>6.48</u>
6.48	<u>14.01</u>	4.46	<u>10.44</u>	<u>10.75</u>	3.55	<u>10.44</u>	<u>11.85</u>	4.46	<u>6.48</u>
	<u>7.53</u>		<u>11.85</u>	<u>12.14</u>		<u>7.53</u>	<u>12.14</u>		<u>14.01</u>
									<u>7.53</u>
7.53	<u>15.89</u>	5.03	<u>12.14</u>	<u>12.04</u>	3.76	<u>12.14</u>	<u>13.29</u>	5.03	<u>7.53</u>
	<u>8.36</u>		<u>13.29</u>	<u>13.19</u>		<u>8.36</u>	<u>13.19</u>		<u>15.89</u>
									<u>8.36</u>
8.36	<u>17.24</u>	5.46	<u>13.19</u>	<u>13.07</u>	4.08	<u>13.19</u>	<u>14.43</u>	5.46	<u>8.36</u>
	<u>8.88</u>		<u>14.43</u>	<u>14.31</u>		<u>8.88</u>	<u>14.31</u>		<u>17.24</u>
									<u>8.88</u>
8.88	<u>16.27</u>	4.95	<u>14.31</u>	<u>11.25</u>	3.52	<u>14.31</u>	<u>12.42</u>	4.95	<u>8.88</u>
	<u>7.99</u>		<u>12.42</u>	<u>9.36</u>		<u>7.99</u>	<u>9.36</u>		<u>16.27</u>
									<u>7.99</u>
13.73			<u>9.36</u>			<u>9.36</u>			<u>13.73</u>

se subrayan momentos en Cols.



89

C A P I T U L O IV

DISEÑO POR EL METODO PLASTICO

**4.1 SUPERPOSICION DE ELEMENTOS MECANICOS -  
POR CARGA VERTICAL Y SISMO Y OBTENCION  
DE ELEMENTOS MECANICOS DE DISENO.**

**.METODO PLASTICO**



#### 4.1.1 Algoritmo.-

En este inciso se hizo la superposición de elementos mecánicos por carga vertical y de elementos mecánicos obtenidos por sismo y se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño.

Se revisó que para los distintas combinaciones de acciones, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

El reglamento en su artículo 220 señala el factor de carga correspondiente para cada caso.

Sera  $F_c=1.4$  para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables.

Sera  $F_c=1.1$  para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental (viento ó sismo) además de las acciones permanentes y variables.

Los elementos mecánicos de diseño se obtuvieron de la siguiente manera:

Para que rija carga vertical más sismo:

$$M \text{ ó } V_{cv+s} \times 1.1 \geq M \text{ ó } V_{cv} \times 1.4$$

$$\frac{M \text{ ó } V_{cv+s}}{M \text{ ó } V_{cv}} \geq \frac{1.4}{1.1}$$

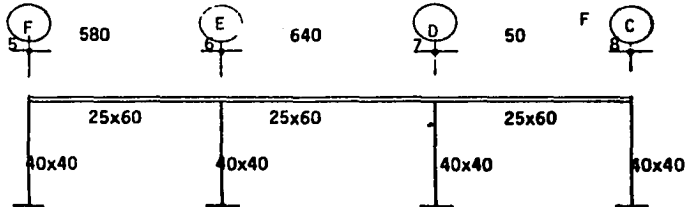
$$\frac{M \text{ ó } V_{cv+s}}{M \text{ ó } V_{cv}} \geq 1.27$$

Por lo tanto, para que rija carga vertical más sismo, el cociente de los elementos mecánicos de ambos efectos debe ser mayor que 1.27; en caso de ser menor ese cociente, rija carga vertical.

El momento positivo de carga vertical más sismo, se obtuvo midiéndolo de los diagramas de momento flexionante.

Todos los momentos y cortantes últimos se obtuvieron de multiplicar el elemento mecánico que rige por su factor de carga correspondiente.

## 4.1.2 Superposición de Efectos.-

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO 5 NIVEL AZOTEA  
B

Ve	4.94	6.74	6.76	6.76	6.74	4.94
Vs	0.78	0.78	0.59	0.59	0.78	0.78
V	5.72	7.52	7.35	7.35	7.52	5.72

Me	3.18	8.41	8.46	8.46	8.41	3.18
Ms	2.46	2.08	1.88	1.88	2.08	2.46
M	5.64	10.49	10.34	10.34	10.49	5.64

Factor de Carga ( C.Vertical) = 1.40

Factor de carga (C.Vertical + Sismo) = 1.10

Para que rija C.Vertical+sismo:

 $M \delta V \text{ c.v.} \times 1.40 < M \delta V \text{ c.v.} \times 1.10$ 

$$\frac{1.40}{1.10} < \frac{M \delta V \text{ cv} + s}{M \delta V \text{ cv}} \quad 1.27 < \frac{M \delta V \text{ cv} + s}{M \delta V \text{ cv}} \quad \delta \frac{M \delta V \text{ cv} + s}{M \delta V \text{ cv}} > 1.27 \therefore \text{Rige} \\ - M \delta V \text{ cv} + s$$

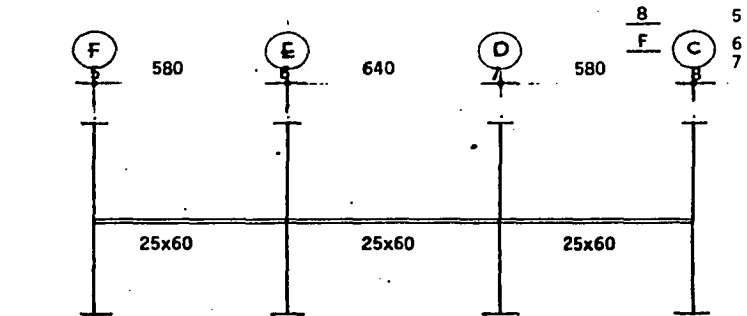
$$\text{Si } \frac{M \delta V \text{ cv} + s}{M \delta V \text{ cv}} < 1.27 \quad \text{Rige } M \delta V \text{ c.v.}$$

$\Sigma V/Ve$	1.16	1.12	1.09	1.09	1.12	1.16
Rige	4.94	6.74	6.76	6.76	6.74	4.94
Vu	6.92	9.44	9.46	9.46	9.44	6.92
$\Sigma M/Me$	1.77	1.25	1.22	1.22	1.25	1.77
Rige	5.64	8.41	8.46	8.46	8.41	5.64
Mu	6.20	11.77	11.84	11.84	11.77	6.20
M c.v	4.30			4.24		4.30
M <sup>+</sup> c.v.+s.	5.20			4.20		5.20
Rige	4.30			4.24		4.30
Mu	6.02			5.94		6.02

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## Superposición de Efectos.-

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO 5 NIVEL 4



Ve	7.95	10.63	11.15	11.15	8.78	7.64
Vs	4.46	4.46	3.35	3.35	4.46	4.46
V	12.41	15.09	14.50	14.50	13.24	12.10

Me	7.81	11.17	12.87	12.87	10.24	6.89
Ms	14.01	11.85	10.73	10.73	11.85	14.01
ΣM	21.82	23.02	23.60	23.60	22.09	20.90

$\frac{\Sigma V}{V_e}$	1.56	1.42	1.30	1.30	1.51	1.58
Rige	12.41	15.09	14.50	14.50	13.24	12.10
Vu	13.65	16.60	15.95	15.95	14.56	13.31
ΣM / Me	2.79	2.06	1.83	1.83	3.16	3.03
Rige	21.82	23.02	23.60	23.60	22.09	20.90
Mu	24.00	25.32	25.96	25.96	24.30	22.99

M <sup>+</sup> c.v.	5.31		6.70		4.63	
M <sup>+</sup> c.v.+s	6.20-10.00	0.68	8.20	1.61	9.80	7.12
Rige	6.20-10.00	0.68	6.70	1.61	9.80	7.12
Mu <sup>+</sup>	6.82-11.00	0.75	9.38	1.77	10.78	7.83

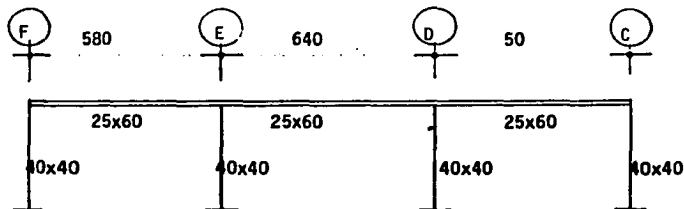
(1)  $M \delta Vc.v.+s > 1.27$  Rige 1(2)  $M \delta V c.v.$ (1)  $M \delta V c.v.+s < 1.27$  Rige 2(2)  $M \delta V c.v.$ 

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



## Superposición de Efectos.-

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO 6 NIVEL AZOTEA



Ve	8.34	13.28	18.77	21.68	7.88	3.14
Vs	0.73	0.73	0.55	0.55	0.73	0.73
V	9.07	14.01	19.32	22.23	8.61	3.87

Me	5.15	19.53	24.51	23.41	15.10	1.35
Ms	2.28	1.94	1.75	1.75	1.94	2.28
M	7.43	21.47	26.26	25.16	17.04	3.63

Factor de Carga ( C.Vertical) = 1.40

Factor de carga (C.Vertical + Sismo) = 1.10

Para que rija C.Vertical+sismo:

M δ V c.v x 1.40 &lt; M δ Vc.v+s x 1.10

$$\frac{1.40}{1.10} < \frac{M \delta V_{cv+s}}{M \delta V_{cv}} \quad 1.27 < \frac{M \delta V_{cv+s}}{M \delta V_{cv}} \quad \delta \frac{M \delta V_{cv+s}}{M \delta V_{cv}} > 1.27 \therefore \text{Rige} \\ - M \delta V_{cv+s}$$

$$\text{Si } \frac{M \delta V_{cv+s}}{M \delta V_{cv}} < 1.27 \quad \text{Rige } M \delta V_{c.v.}$$

ΣV/Ve	1.09	1.05	1.03	1.03	1.09	1.23
Rige	8.34	13.28	18.77	21.68	7.88	3.14
Vu	11.68	18.59	26.28	30.35	11.03	4.40
ΣM/Me	1.44	-1.10	-1.07	-1.07	1.13	2.68
Rige	7.93	19.53	24.51	23.41	15.10	3.63
Mu	8.17	27.34	34.31	32.77	21.14	3.99
M c.v	6.96			17.39		2.82
M <sup>+</sup> c.v.+s.	7.80			17.40		3.90
Rige	6.96			17.39		3.90
Mu	9.74			24.35		4.29
						1.02

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

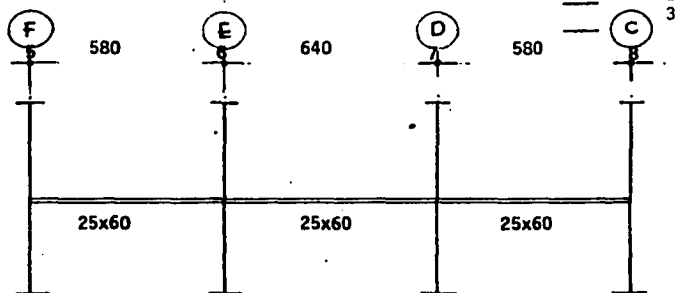
Superposición de Efectos.-

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO 6 NIVEL 4

	580		640		580		5 6 7	
$V_e$	7.61	8.95	14.02		14.34	7.35		5.91
$V_s$	4.21	4.21	3.16		3.16	4.21		4.21
$V$	11.82	13.26	17.18		17.50	11.56		10.12
$M_e$	7.74	11.66	16.78		16.06	9.95		5.75
$M_s$	13.22	11.17	10.12		10.12	11.17		13.22
$\Sigma M$	20.96	22.83	26.90		26.18	21.12		18.97
$\Sigma V$								
$V_e$	1.55	1.48	1.23		1.22	1.57		1.71
Rige	11.82	13.26	14.02		14.34	11.56		10.12
$V_u$	13.00	14.59	19.63		20.08	12.72		11.13
$\Sigma M / M_e$	2.71	1.96	1.60		1.63	2.12		3.30
Rige	20.96	22.83	26.90		26.18	21.12		18.97
$M_u$	23.06	25.11	29.59		28.80	23.23		20.87
$M^+ c.v.$	5.23			10.81		3.92		
$M^+ c.v.+s$	5.48	10.40		13.00		1.22	10.00	7.47
Rige	5.48	10.40		10.81		1.22	10.00	7.47
$M_u^+$	6.03	11.44		15.13		1.34	11.00	8.22
<u>(1) <math>M \delta V c.v.+s &gt; 1.27</math> Rige 1</u>								
<u>(2) <math>M \delta V c.v.</math></u>								
<u>(1) <math>M \delta V c.v.+s &lt; 1.27</math> Rige 2</u>								
<u>(2) <math>M \delta V c.v.</math></u>								

Superposición de Efectos.-

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO 6 NIVEL 1



$V_e$	7.81	8.75	13.93	14.43	7.09	6.17	
$V_s$	4.65	4.65	3.30	3.30	4.65	4.65	
$V$	12.46	13.40	17.23	17.73	11.74	10.82	
$M_e$	8.44	11.20	16.69	16.51	9.17	6.47	
$M_s$	15.30	11.67	10.57	10.57	11.67	15.30	
$\Sigma M$	23.74	22.87	27.26	27.08	20.84	21.77	
$\Sigma V$							
$\frac{\Sigma V}{V_e}$	1.59	1.53	1.24	1.23	1.66	1.75	
Rige	12.46	13.40	13.93	14.43	11.74	10.82	
$V_u$	13.71	14.74	19.50	15.87	12.41	11.90	
$\frac{\Sigma M}{M_e}$	2.81	2.04	1.63	1.64	2.27	3.36	
Rige	23.74	22.87	27.26	27.08	20.84	21.77	
$M_u$	26.11	25.16	29.99	29.79	22.92	23.95	
$M^+ c.v.$	5.07			11.25		3.89	
$M^+ c.v.+s$	6.86	11.40	0.47	13.40	2.50	11.00	8.83
Rige	6.86	11.40	0.47	11.25	2.50	11.00	8.83
$M_u^+$	7.55	12.54	0.52	15.75	2.75	12.10	9.71

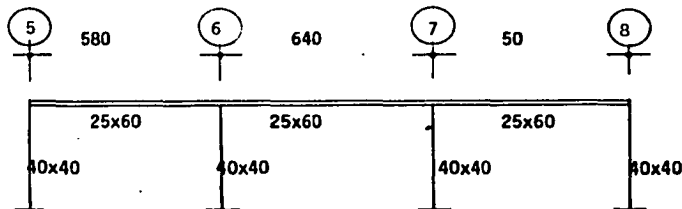
(1)  $M \delta V c.v.+s > 1.27$  Rige 1(2)  $M \delta V c.v.$ (1)  $M \delta V c.v.+s < 1.27$  Rige 2(2)  $M \delta V c.v.$ 

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



Superposición de Efectos.-

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO E NIVEL AZOTEA



Ve	5.81	7.81	7.01	7.01	7.81	5.81
Vs	0.73	0.73	0.55	0.55	0.73	0.73
V	6.54	8.54	7.56	7.56	8.54	6.54

Me	4.28	10.04	9.63	9.63	10.04	4.28
Ms	2.28	1.94	1.75	1.75	1.94	2.28
M	6.56	11.98	11.38	11.38	11.98	6.56

Factor de Carga ( C.Vertical) = 1.40

Factor de carga (C.Vertical + Sismo) = 1.10

Para que rija C.Vertical+sismo:

 $M \delta V c.v \times 1.40 < M \delta V c.v+s \times 1.10$ 

$$\frac{1.40}{1.10} < \frac{M \delta V c.v+s}{M \delta V c.v} \quad 1.27 < \frac{M \delta V c.v+s}{M \delta V c.v} \quad \text{Si } \frac{M \delta V c.v+s}{M \delta V c.v} > 1.27 \therefore \text{Rige } \frac{M \delta V c.v+s}{M \delta V c.v} > 1.27 \therefore \text{Rige}$$

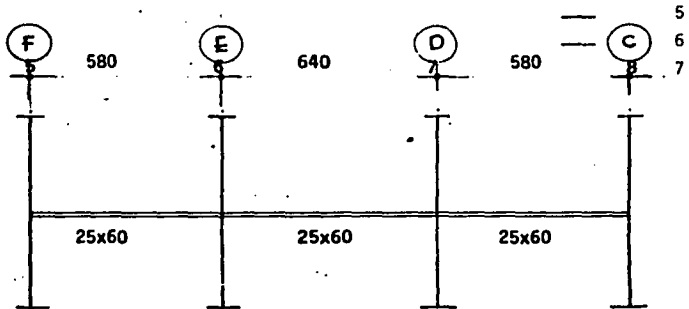
$$\text{Si } \frac{M \delta V c.v+s}{M \delta V c.v} < 1.27 \quad \text{Rige } M \delta V c.v.$$

$\Sigma V/Ve$	1.13	1.09	1.08	1.08	1.09	1.13
Rige	5.81	7.81	7.01	7.01	7.81	5.81
$\Sigma V_u$	8.13	10.93	9.81	9.81	10.93	8.13
$\Sigma M/Me$	1.53	1.19	1.18	1.18	1.19	1.53
Rige	6.56	10.04	9.63	9.63	10.04	6.56
$\Sigma M_u$	7.22	14.06	13.48	13.48	14.06	7.22
M c.v.	5.76		4.28			5.76
M <sup>+</sup> c.v.+s.	6.10		4.40			6.10
Rige	5.76		4.28			5.76
$\Sigma M_u$	8.06		5.99			8.06

FALLA DE ORIGEN

## Superposición de Efectos.-

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO E\_NIVEL\_4



Ve	7.62	8.62	8.90	8.92	7.66	6.68
Vs	4.21	4.21	3.16	3.16	4.21	4.21
V	11.83	12.83	12.06	12.08	11.87	11.87

Me	8.10	11.02	11.42	11.13	9.93	7.05
Ms	13.22	11.17	10.12	10.12	11.17	13.22
ΣM	21.32	22.19	21.54	21.25	21.10	20.27

ΣV						
Ve	1.55	1.49	1.36	1.35	1.55	1.63
Rige	11.83	12.83	12.06	12.08	11.87	10.89
Vu	13.01	14.11	13.27	13.29	13.06	11.98
ΣM/Me	2.63	2.01	1.89	1.91	2.12	2.88
Rige	21.32	22.19	21.54	21.25	21.10	20.27
Mu	23.45	24.41	23.69	23.38	23.21	22.30
M <sup>+</sup> c.v.	5.48			5.79		4.75
M <sup>+</sup> c.v.+s	5.12	10.30	0.15	7.70	1.24	9.70
Rige	5.12	10.30	0.15	7.70	1.24	9.70
Mu <sup>+</sup>	5.63	11.33	0.17	8.47	1.36	10.67

(1)  $M \delta Vc.v.+s > 1.27$  Rige 1(2)  $M \delta V c.v.$ (1)  $M \delta V c.v.+s < 1.27$  Rige 2(2)  $M \delta V c.v.$ 

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Superposición de Efectos.-

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS MARCO E NIVEL 1

Ve	7.80	8.44	9.13	8.79	7.47	6.87		
Vs	4.65	4.65	3.30	3.30	4.65	4.65		
V	12.45	13.09	12.43	12.09	12.12	11.52		
Me	8.80	10.67	11.30	10.21	9.55	7.78		
Ms	15.30	11.67	10.57	10.57	11.67	15.30		
ΣM	24.10	22.34	21.87	20.78	21.22	23.08		
ΣV								
Ve	1.60	1.55	1.36	1.38	1.62	1.68		
Rige	12.45	13.09	12.43	12.09	12.12	11.52		
Vu	13.70	14.40	13.67	13.30	13.33	12.67		
M <sup>+</sup> /Me	2.74	2.09	1.94	2.04	2.22	2.97		
Rige	24.10	22.34	21.87	20.78	21.22	23.08		
Mu	26.51	24.57	24.06	22.86	23.34	25.39		
M <sup>+</sup> c.v.		5.28		6.33		4.55		
M <sup>+</sup> c.v.+s	6.50	11.30	1.00	8.40	0.36	2.12	11.10	7.52
Rige	6.50	11.30	1.00	8.40	0.36	2.12	11.10	7.52
Mu <sup>+</sup>	7.15	12.43	1.10	9.24	0.40	2.33	12.21	8.27

(1) M δ Vc.v.+s &gt; 1.27 Rige 1

(2) M δ V c.v.

(1) M δ V c.v.+s &lt; 1.27 Rige 2

(2) M δ V c.v.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

#### 4.1.3 Revisión de las Secciones Propuestas y Obtención de las Secciones de Diseño. CONSTANTES.

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}$$

$$Pb = \frac{f''c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy+6000} = \frac{170}{4000} \cdot \frac{4800}{10.000} = 0.0204$$

$$P \text{ max.} = 0.75 Pb = 0.75 \times 0.0204 = 0.0153$$

$$P \text{ min.} = \frac{0.7 f'c}{fy} = \frac{0.7 \times 250}{4000} = 0.002767$$

$$q \text{ max.} = P \text{ max.} \cdot \frac{fy}{f''c} = 0.0153 \times \frac{4000}{170} = 0.36$$

Momento resistente máximo de una viga simplemente armada.

$$Mr = Fr bd^2 f''c q \text{ max} (1-0.5 q \text{ max})$$

$$Mr = 0.9 bd^2 \times 170 \times 0.36 (0.82)$$

$$Mr = 45.1656 bd^2$$

Sección	Mr (Ton-m)
20 x 40	12.37
20 x 45	15.93
20 x 50	19.95
20 x 55	24.43
20 x 60	29.35
25 x 40	15.46
25 x 45	19.92
25 x 50	24.94
25 x 55	20.53
25 x 60	36.61

Para una viga doblemente armada : ( 25 x 60 )

$$M_R = F_R (A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f''c b}$$

$$P - p' = \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f''c}{f_y}$$

$$p - p' = \frac{4800}{2000} \times \frac{5}{57} \times \frac{170}{4000} \quad p - p' = 0.00894736$$

$$\text{Para } p \text{ max.} = 0.0153 \quad p' \text{ max} = 0.02424$$

$$\text{Para } p' \text{ max} \times A_s' \text{ max} = 34.542$$

## Secciones de Diseño

MARCO	NIVEL	MOMENTOS ACTUANTES NEGATIVOS ton-m					MOMENTOS ACTUANTES ton-m					POSITIVOS				
5,8,F	Az	6.20	11.77	11.84	11.84	11.77	6.20	---	6.02	---	---	5.94	---	---	6.02	---
	4 a 7	24.00	25.32	25.96	25.96	24.30	22.99	6.82	11.00	0.75	---	9.38	---	1.77	10.78	7.83
	1 a 3	27.53	24.85	27.39	26.44	24.34	26.25	8.22	11.80	2.46	---	9.46	---	2.98	11.83	9.55
6	Az	8.17	27.34	14.31	32.77	21.14	3.99	---	9.74	---	---	24.35	---	---	4.29	1.02
	4 a 7	23.06	25.11	29.59	28.80	23.23	20.87	6.03	11.44	---	---	15.13	---	1.34	11.00	8.22
	1 a 3	26.11	25.16	29.93	29.79	22.92	23.95	7.55	12.54	0.52	---	15.75	---	2.75	12.10	9.71
7	Az	8.99	23.65	26.07	27.15	23.00	7.82	---	10.65	---	---	12.89	---	---	11.41	---
	4 a 7	23.73	25.22	27.67	29.79	28.94	25.07	5.85	12.10	---	---	11.22	---	---	10.12	4.02
	1 a 3	26.37	25.14	28.74	30.20	28.89	28.48	7.29	12.98	0.54	---	11.66	---	---	11.00	6.18
C	Az	5.40	12.27	15.83	14.27	12.00	5.56	---	4.58	---	---	8.95	---	---	4.75	---
	4 a 7	22.11	23.61	24.83	23.78	23.39	22.67	5.71	12.10	2.46	---	12.65	---	2.68	11.22	8.14
	1 a 3	25.32	23.60	27.61	24.30	23.58	25.94	10.47	13.20	3.73	---	11.77	0.45	3.74	12.65	9.86
D	Az	6.53	18.55	23.02	18.31	16.52	6.95	---	6.63	---	---	14.35	---	---	7.17	---
	4 a 7	24.65	25.84	24.37	20.24	23.87	23.77	4.42	12.98	---	---	14.52	2.02	0.70	11.33	5.31
	1 a 3	27.83	26.07	24.92	20.49	24.29	26.79	5.83	13.85	---	---	12.76	2.76	1.39	13.86	6.85
E	Az	7.22	14.06	13.48	13.48	14.05	7.22	---	8.06	---	---	5.99	---	---	8.05	---
	4 a 7	23.45	24.41	23.69	23.30	23.21	22.30	5.63	11.33	0.17	---	8.47	---	1.36	10.57	6.29
	1 a 3	25.51	24.57	24.05	23.86	23.34	25.39	7.35	12.43	1.10	---	9.22	0.40	2.33	12.21	8.27

MARCO	NIVEL	11 max ton-m	Sección Proy. 1:1	M resist. ton-m	S.A	D.A	PRIMERA OPCIÓN SEGUNDA OPCIÓN		S.A	D.A	OPCIÓN DE DISEÑO		S.A	D.A
							Sección Real	M resist.			Sección de Diseño	M resist.		
5,8,F	Az	11.84	25x60	36.69	✓		20x60	15.93			21x45	15.93	✓	
	4 a 7	25.96	25x60	36.69	✓		20x60	15.46			21x60	29.35	✓	
	1 a 3	27.58	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
6	Az	34.31	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
	4 a 7	23.57	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
	1 a 3	29.99	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
7	Az	27.15	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
	4 a 7	29.77	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
	1 a 3	15.07	11x60	35.65	✓		25x55	30.53			21x60	36.69	✓	
C	Az	15.33	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x45	15.93	✓	
	4 a 7	26.33	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
	1 a 3	27.61	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
D	Az	23.02	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
	4 a 7	25.84	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
	1 a 3	27.77	25x60	36.69	✓		25x55	30.53			21x60	29.35	✓	
E	Az	14.05	11x60	35.65	✓		25x55	30.53			0x50	29.35	✓	
	4 a 7	24.41	11x60	35.65	✓		25x55	30.53			0x50	15.93	✓	
	1 a 3	25.51	11x60	35.65	✓		25x55	30.53			0x50	29.35	✓	

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

4.2 DISEÑO

DE

TRABES

METODO PLASTICO

## DISEÑO DE VIGAS.

(METODO PLASTICO)

## 4.2.1 Constantes de diseño.-

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = 0.002767$$

$$p_b = \frac{f''c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0204$$

$$P \text{ max} = 0.75 (p_b) = 0.0153$$

$$q \text{ max} = p \text{ max} \times \frac{f_y}{f''c}$$

## 4.2.2 Flexión.-

$$MR_{\text{max}} = FR bd^2 f''c q \text{ max} (1 - 0.5 q \text{ max})$$

$$\text{donde } FR = 0.90$$

Si  $M_u < MR_{\text{max}}$  Viga simplemente armadaSi  $M_u \geq MR_{\text{max}}$  Viga doblemente armada

Cálculo de la cuantía p :

$$MR = \frac{FR bd^2 f''c q (1 - 0.5 q)}{Q}$$

$$MR = Q q (1 - 0.5 q)$$

$$MR = Q q - Q 0.5 q$$

$$\frac{MR}{0.5Q} = q - 0.5 q^2$$

<p>TESIS CON FALLA DE ORIGEN</p>
--------------------------------------



$$q^2 - 2q + \frac{MR}{0.5Q} = 0$$

De donde se obtiene :

$$q_1 \text{ y } q_2$$

Utilizando el  $q$  mas desfavorable (será el  $q$  menor pues el que dará el menor  $A_s$  )

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

Se revisa que el  $p$  obtenido se encuentre entre los valores de  $p$  max y  $p$  min.

$$A_s = p \cdot b \cdot d$$

Se trabaja de la misma forma el acero positivo como el acero negativo.

#### 4.2.3 Cortante.-

Se debe cumplir que :

$$h \leq 1.00m$$

$$\frac{h}{b} \leq 6.00$$

$h$  = dimensión transversal paralela a la fuerza cortante

Para cada una de las 2 condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá  $V_cR$  en un 20 %.

Para  $L/h \geq 5$

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_cR = FRbd (0.2+30p) \sqrt{f''c} \text{ donde } FR = 0.80$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_cR = 0.5 FRbd \sqrt{f''c}$$

En todos los casos  $L/h \geq 5$  pues se tiene que:

$$\frac{5.80m}{0.60m} = 9.66 \quad \text{ó} \quad \frac{6.40m}{0.60m} = 10.66 \geq 5$$

## 4.2.4 Refuerzo por Tensión Diagonal.-

Quando  $V_u \Delta V_{cR}$  se debe suministrar un esfuerzo mínimo por tensión diagonal que estará formando por estribos verticales de diámetro - no menor de 6.3mm, espaciados a cada medio peralte efectivo, y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Si  $V_u > V_{cR}$

$$\text{Sep} = \frac{FR Av fy d (\text{sen } \theta' + \text{cos } \theta')}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{FR Av fy}{3.5 b}$$

donde

$Av$  = area transversal del refuerzo por tensión diagonal en  $\text{cm}^2$

$FR = 0.80$

$fy = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$d$  = peralte efectivo de la viga

$\theta = 90^\circ$  = ángulo que forma el refuerzo con el eje de la barra

$V_u$  y  $V_{cR}$  deban estar en  $\text{Kg}$  y  $b$  y  $d$  en  $\text{cm}$ .

Sep. resulta en  $\text{cm}$ .

Si  $V_u > V_{cR}$  y  $1.5 FR bd \sqrt{f^*c}$  Sep  $0.5 d$

Si  $V_u > V_{cR}$  y  $1.5 FR bd \sqrt{f^*c}$  Sep  $0.25 d$

$V_u \leq 2.5 FR bd \sqrt{f^*c}$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

4.2.5 Diseño de Vigas Representativas.-

SECCION	$q^2 - 2q + \frac{MR}{H} = 0$	P	As=pbd	Si	1%	Si $p \geq 1\%$	$1.5 FRbd \sqrt{f^*c}$	0.5 d	0.25 d	$2.5FRbd \sqrt{f^*c}$
20x45	$26.9892 \times 10^5$	0.0425 q	840 p			4.75	14.26	21	11	23.76
20x50	$49.7097 \times 10^5$	0.0425 q	1140 p			6.45	19.35	29	14	32.24
25x60	$62.1371 \times 10^5$	0.0425 q	1425 p			8.06	24.18	29	14	40.31
25x55	$51.7140 \times 10^5$	0.0425 q	1300 p			7.35	22.06	26	13	36.77
25x50	$42.2471 \times 10^5$	0.0425 q	1175 p			6.65	19.94	24	12	33.23

SECCION	$Sep = \frac{0.8x0.71x2x4000xd}{V - VcR}$
20x45	$190848/(V-VcR)$
20x60	$259008/(V-VcR)$
25x60	$259008/(V-VcR)$
25x55	$236288/(V-VcR)$
25x50	$213568/(V-VcR)$

$$MR = FRbd^2 f''c q(1-0.15 q)$$

## SECCION

$$20 \times 60 \quad MR = 0.9 \times 20 \times 57^2 \times 170 (q - 0.5 q^2) = 99.41940 \times 10^5 q - 49.70970 \times 10^5 q^2 \\ q^2 - 2q + \frac{MR}{49.70970 \times 10^5} = 0$$

$$25 \times 55 \quad MR = 0.9 \times 25 \times 52^2 \times 170 (q - 0.5 q^2) = 103.428 \times 10^5 q - 51.714 \times 10^5 q^2 \\ q^2 - 2q + \frac{MR}{51.714 \times 10^5}$$

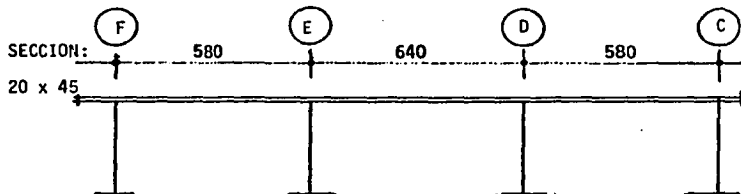
$$20 \times 45 \quad MR = 0.9 \times 20 \times 42^2 \times 170 (q - 0.5 q^2) = 53.9784 \times 10^5 q - 26.98929 \times 10^5 q^2 \\ q^2 - 2q + \frac{MR}{26.98929 \times 10^5}$$

$$25 \times 50 \quad MR = 0.9 \times 25 \times 47^2 \times 170 (q - 0.5 q^2) = 84.49425 q - 42.247125 q^2 \\ q^2 - 2q + \frac{MR}{42.247125 \times 10^5}$$

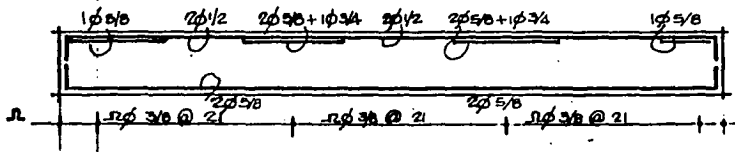
$$25 \times 60 \quad MR = 0.9 \times 25 \times 57^2 \times 170 (q - 0.5 q^2) = 124.27425 q - 62.137125 q^2 \\ q^2 - 2q + \frac{MR}{62.137125 q}$$

## DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 5 B F NIVEL Az ENTRE EJES F y C



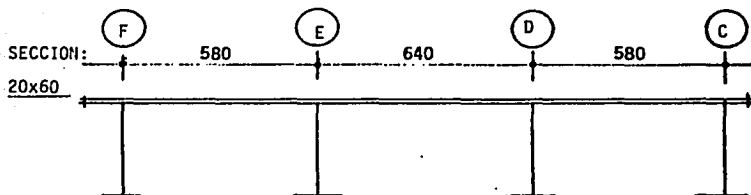
Mu	6.20	11.77	11.84	11.84	11.77	6.20
MRC max.	15.93	15.93		15.93		15.93
P min.	0.276	0.276		0.276		0.276
P max.	0.015	0.015		0.015		0.015
q <sub>1</sub>	0.122	0.250		0.250		0.122
q <sub>2</sub>	1.877	1.749		1.749		1.877
P	0.519	0.010		0.010		0.519
As	4.37	8.95		8.95		4.37
Mu		4.30		4.24		4.30
MRC max.		15.93		15.93		15.93
q <sub>1</sub>		0.083		0.081		0.083
q <sub>2</sub>		1.916		1.918		1.916
P		0.353		0.348		0.353
As		2.97		2.92		2.97
Vu	6.92	9.44	9.46	9.46	9.44	6.92
VCR	3.38	4.75	4.75	4.75	4.75	3.38



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

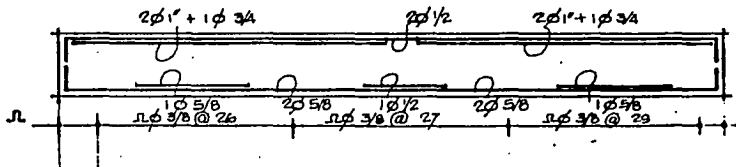
## DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 5 8 F NIVEL 4 5 6 7 ENTRE EJES F y C



Mu	24.00	25.32	25.96	25.96	24.30	22.99
Mrc max.	29.35	29.35		29.35		29.35
P min.	0.276	0.276		0.276		0.276
P max.	0.015	0.015		0.015		0.015
q <sub>1</sub>	0.280	0.308		0.308		0.266
q <sub>2</sub>	1.719	1.691		1.691		1.733
P	0.011	0.013		0.013		0.011
As	13.61	14.96		14.96		12.93

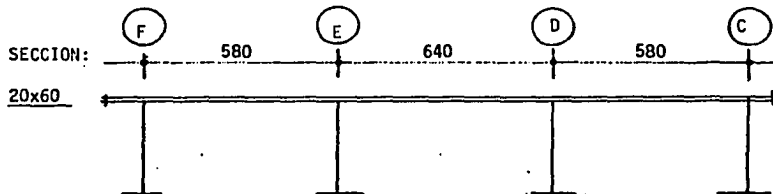
Mu	6.82	11.00	0.75	9.38	1.77	10.78	7.83
Mrc max.	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35
q <sub>1</sub>	0.071	0.117	0.757	0.099	0.017	0.115	0.082
q <sub>2</sub>	1.928	1.882	1.992	1.900	1.982	1.835	1.917
P	0.302	0.499	0.032	0.421	0.076	0.488	0.349
As	3.45	5.70	3.25	4.81	3.15	5.57	3.98
Vu	13.65	16.60	15.95	15.95	14.56	13.31	
VCR	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45



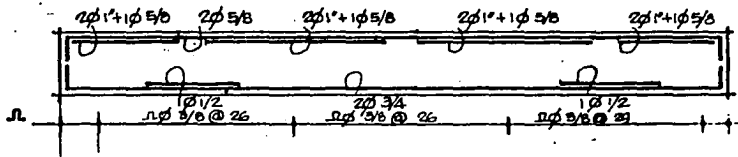
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 5 8 F NIVEL 1 2 3 ENTRE EJES F y C



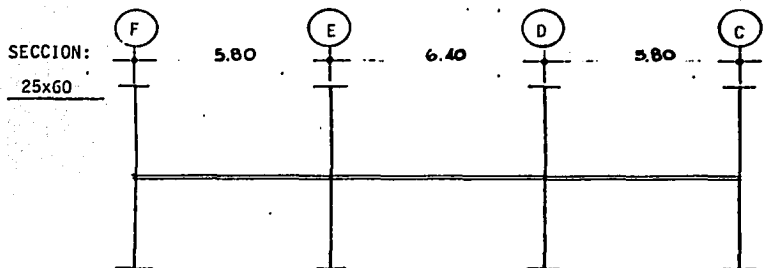
Mu	27.58	24.86	27.89		26.44	24.34		26.25
MRC max.	29.35		29.35		29.35		29.35	29.35
P min.	0.276		0.276		0.276		0.276	0.276
P max.	0.015		0.015		0.015		0.015	0.015
q <sub>1</sub>	0.332		0.329		0.315		0.313	0.313
q <sub>2</sub>	1.6672		1.6701		1.6842		1.6870	1.6870
P	0.0141		0.0140		0.0134		0.0133	0.0133
As	16.12		15.98		15.30		15.17	15.17
Mu	8.22	11.88	2.46	9.46		2.98	11.88	9.55
MRC max.	29.35	29.35	29.35	29.35		29.35	29.35	29.35
q <sub>1</sub>	0.096	0.127	0.025	0.010		0.030	0.1276	0.101
q <sub>2</sub>	1.913	1.872	1.974	1.899		1.969	1.872	1.898
P	0.367	0.542	0.106	0.425		0.129	0.542	0.429
As	4.19	6.18	3.15	4.85		3.15	6.18	4.90
Vu	16.51		15.92	16.28		15.99	14.87	14.08
VCR	6.45		6.45	6.45		6.45	6.45	6.45



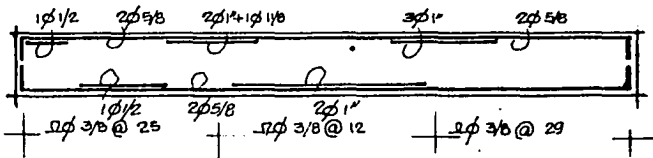
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DISENO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 6 NIVEL Az ENTRE EJES F y C  
y



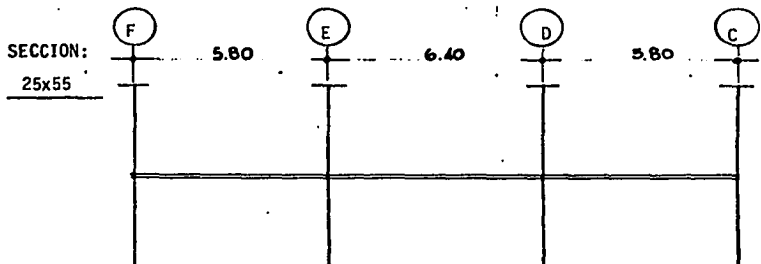
Mu	8.17	27.34	34.31	32.77	21.14	3.99
MRC max	36.69	36.69		36.69		36.69
P min	0.276	0.276		0.276		0.276
P max	0.0153	0.0153		0.0153		0.0153
q <sub>1</sub>	1.93194	1.66920		1.68747		1.96736
q <sub>2</sub>	0.06805	0.33380		0.31253		0.032639
P	0.28295	0.014059		0.013282		0.13872
As <sup>-</sup>	4.12	20.03		18.93		3.94
Mu <sup>+</sup>		9.74		24.35		4.29
MRC max		36.69		36.69		36.69
q <sub>1</sub>		1.91829		1.77982		1.96486
q <sub>2</sub>		0.081714		0.22018		0.35138
P		0.34728		0.93575		0.14934
As <sup>+</sup>		4.95		13.33		3.94
Vu	11.68	18.59	26.28	30.35	11.03	4.40
VCR	4.62	8.061		8.061		3.90
JL						



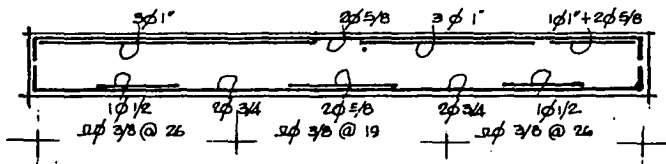


DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 6 NIVEL 4 5 6 7 ENTRE EJES F y C  
y



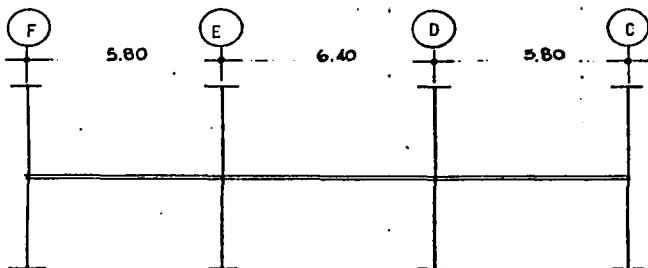
Mu	23.06	25.11	29.59	28.80	23.23	20.87
MRC max	30.53	30.53		30.53		30.53
P min	0.2767	0.2767		0.2767		0.2767
P max	0.0153	0.0153		0.0153		0.0153
q <sub>1</sub>	0.2556	0.3459		0.3343		0.2277
q <sub>2</sub>	1.7444	1.6541		1.6657		1.7723
P	0.010864	0.014702		0.014709		0.96776
As <sup>-</sup>	14.12	19.11		18.47		12.58
Mu <sup>+</sup>	6.93	11.44	15.13	1.34	11.00	8.22
MRC max	30.53	30.53	30.53	30.53	30.53	30.53
q <sub>1</sub>	0.0611	0.1175	0.1589	0.01304	0.11	0.08291
q <sub>2</sub>	1.9399	1.8825	1.8411	1.9870	1.887	1.9171
P	0.2554	0.4994	0.6753	0.0554	0.479	0.3524
As <sup>+</sup>	3.60	6.49	8.78	3.60	6.23	4.58
Vu	13.00	14.59	19.63	20.08	12.72	11.13
VCR	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.21
Ω						



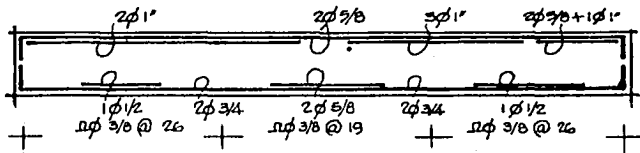
DISENO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO 6 NIVEL 1 2 3 ENTRE EJES F y C  
 y

SECCION:  
 25x55



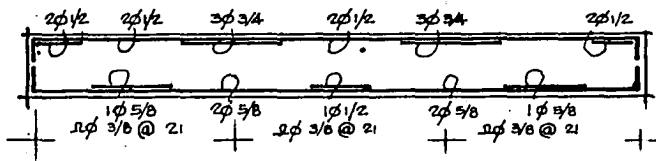
Mu	26.11	25.16	29.99	29.79	22.92	23.95	
MRC max	30.53	30.53		30.53		30.53	
P min	0.2767	0.2767		0.2767		0.2767	
P max	0.0153	0.0153		0.0153		0.0153	
q <sub>1</sub>	0.2964	0.3519		0.3489		0.2673	
q <sub>2</sub>	1.7036	1.6481		1.6511		1.7327	
P	0.0125	0.0149		0.0148		0.0113	
As <sup>-</sup>	16.37	19.44		19.28		14.77	
Mu <sup>+</sup>	7.55	12.54	0.52	15.75	2.75	12.10	9.71
MRC max	30.53	30.53	30.53	30.53	30.53	30.53	30.53
q <sub>1</sub>	0.0758	0.129	0.504	0.1661	0.026	0.124	0.0987
q <sub>2</sub>	0.9241	1.8704	1.9950	1.8339	1.9730	1.8752	1.9012
P	0.3224	0.551	0.0214	0.7057	0.1145	0.5302	0.4197
As <sup>+</sup>	4.19	7.16	3.60	9.18	3.60	6.89	5.46
Vu	13.71	14.74	19.50	15.87	12.91	11.90	
VCR	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	
Ω							



DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO E NIVEL Az ENTRE EJES 5 y 8  
y

SECCION:	5	6	7	8
20x45	5.80	6.40	5.80	
Mu	7.22	14.06 13.48	13.48 14.06	7.22
MRC max	15.93	15.93	15.93	15.93
P min	0.2767	0.2767	0.2767	0.2767
P max	0.0153	0.0153	0.0153	0.0153
q <sub>1</sub>	0.1441	0.3079	0.3079	0.1441
q <sub>2</sub>	1.8559	1.6921	1.6921	1.8559
P	0.6126	0.013084	0.013084	0.61262
As <sup>-</sup>	5.15	10.99	10.99	5.15
Mu <sup>+</sup>	8.06	5.99	8.06	
MRC max	15.93	15.93	15.93	
q <sub>1</sub>	0.1625	0.1179	0.1625	
q <sub>2</sub>	1.8375	1.8821	1.8375	
P	0.69073	0.50117	0.69075	
As <sup>+</sup>	5.80	4.21	5.80	
Vu	8.13	10.93 9.81	9.81 10.93	8.13
VCR	3.65	4.75 4.75	4.75 4.75	3.65
Ω				

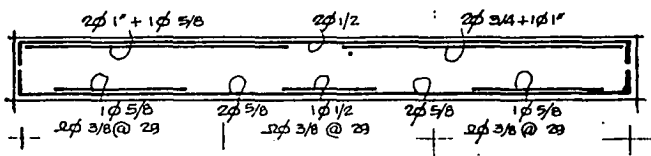
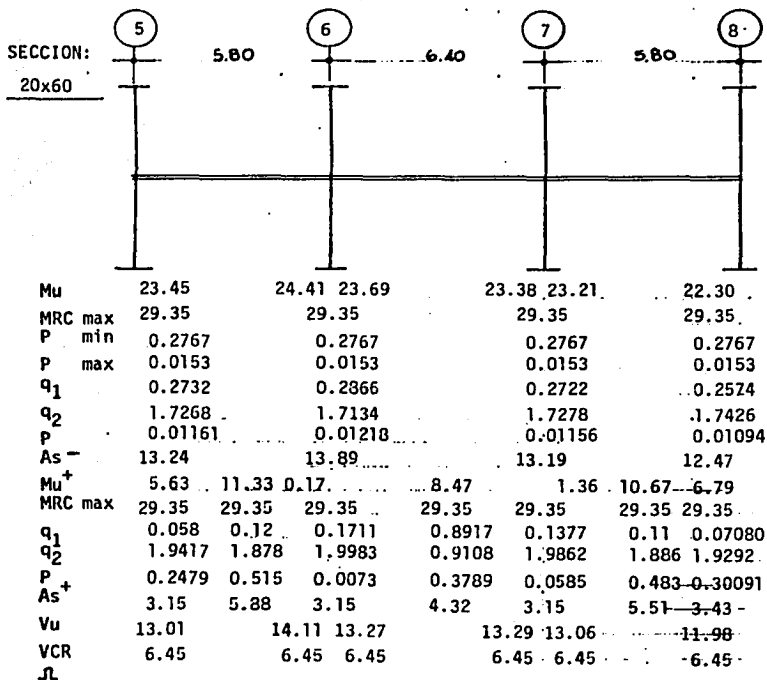


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO E NIVEL 4 5 6 7 ENTRE EJES 5 y 8

— y —

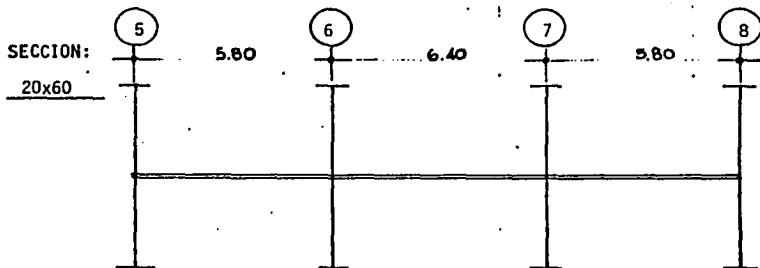


TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

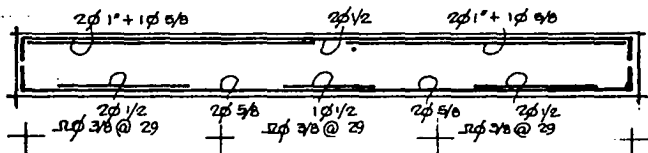
## DISEÑO DE VIGAS (METODO PLASTICO)

VIGA EN MARCO E NIVEL 1 2 3 ENTRE EJES 5 y 8

y



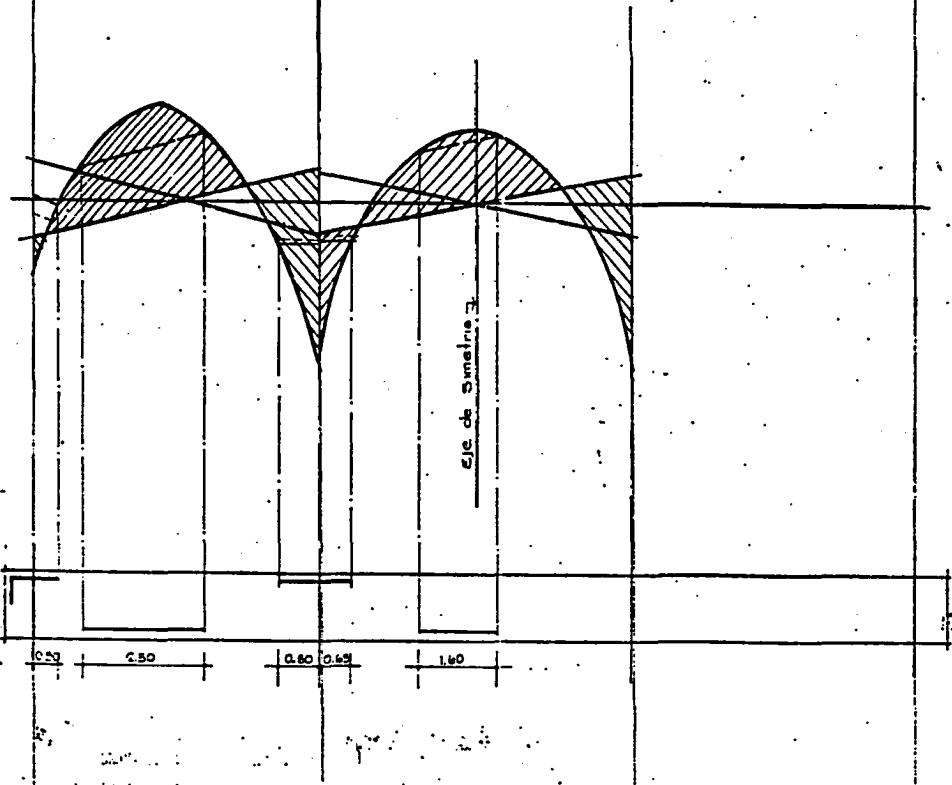
Mu	26.51	24.57	24.06	22.86	23.34	25.39		
MRC max	29.35	29.35		29.35		29.35		
P min	0.2767	0.2767		0.2767		0.2767		
P max	0.0153	0.0153		0.0153		0.0153		
q <sub>1</sub>	0.3168	0.2839		0.2717		0.3005		
q <sub>2</sub>	1.6832	1.711		1.7283		1.6995		
p	0.0134	0.0122		0.0115		0.0127		
As -	15.35	13.99		13.16		14.56		
Mu +	7.15	12.43	1.10	9.24	0.40	2.33	12.21	8.27
MRC max	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35	29.35
q <sub>1</sub>	0.074	0.134	0.0111	0.0977	0.0237	0.13	0.0869	
q <sub>2</sub>	1.9253	1.866	1.9889	1.9023	1.9763	1.868	1.9130	
P	0.3175	0.569	0.0773	0.4152	0.1008	0.558	0.3696	
As +	3.62	6.49	3.15	4.73	3.15	6.37	4.21	
Vu	13.70	14.40	13.67		13.30	13.33	12.67	
VCR	6.45	6.45	6.45		6.45	6.45	6.45	
∫L								



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

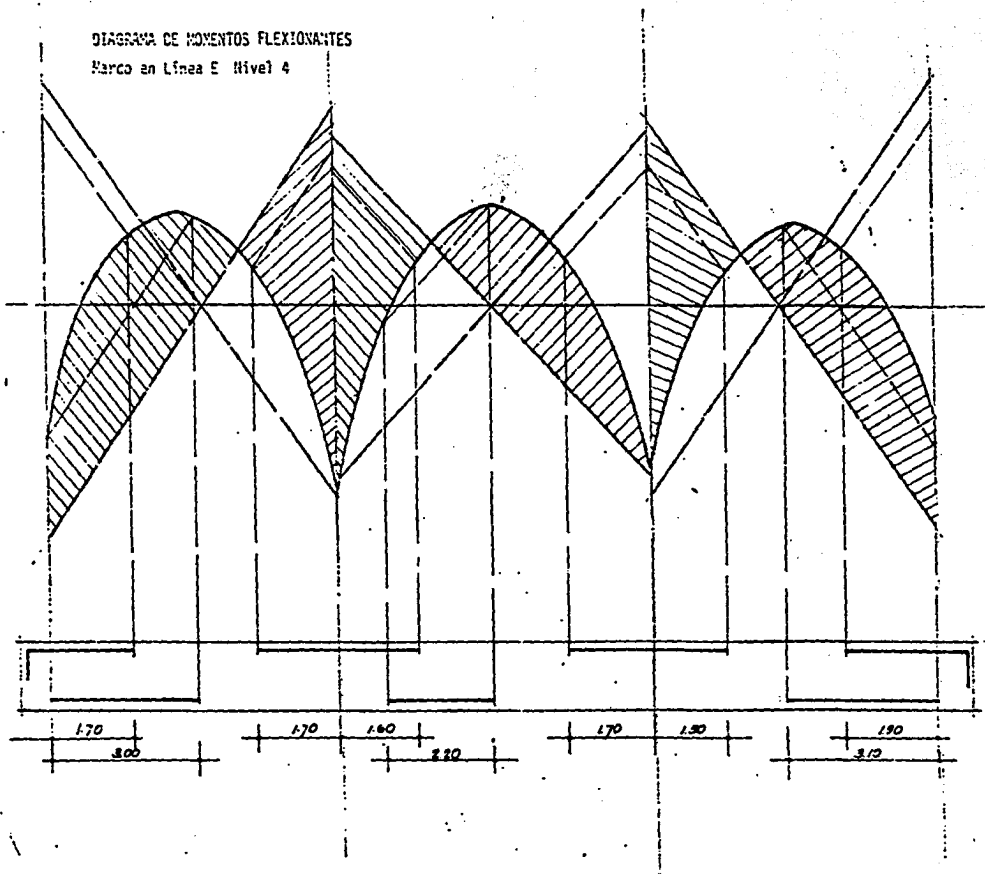
4.2.6 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

Marco en Línea E Nivel azotea



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

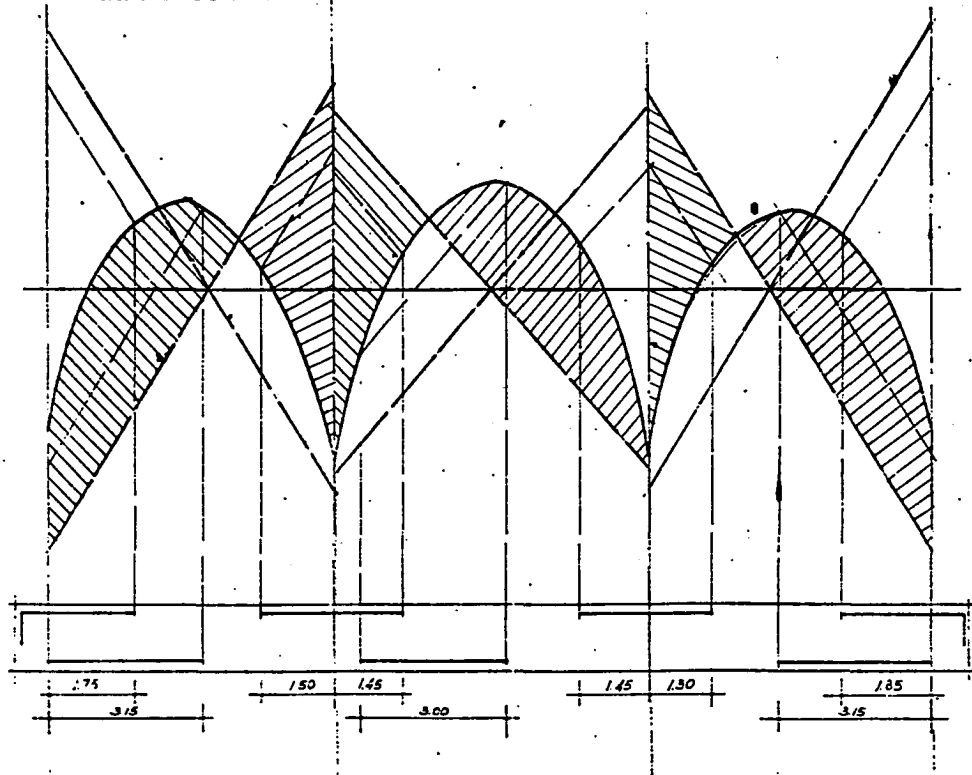
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
Marco en Línea E Nivel 4



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

Marco en Línea E Nivel 1



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## 4.2.7 Diseño de Vigas Secundarias.- Metodo Plástico.

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p \text{ mfn} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = 0.002767 = 0.2767\%$$

$$p_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{9800}{f_y + 60000} = 0.0204$$

$$p \text{ máx} = 0.75 (p_b) = 0.0153 = 1.53\%$$

$$q \text{ máx} = p \text{ máx} \frac{f_y}{f''c} = 0.0153 \times \frac{4000}{170} = 0.36$$

$$MR_{\text{máx}} \text{ para viga de } 20 \times 40 \text{ cm } FR = 0.9$$

$$MR = FR b d^2 f''c q \text{ máx} (1.05 q \text{ máx}) = 12.37 \text{ Ton-m}$$

Si  $\mu < MR \text{ máx}$  viga simplemente armada

Si  $\mu > MR \text{ máx}$  viga doblemente armada

$$q^2 - 2q + MR/G = 62.137 \times 10^5 \text{ para } 25 \times 60$$

$$p = 0.0425 q \text{ } 20.9457 \times 10^5 \text{ (} 20 \times 40 \text{)}$$

$$A_s = p b d \text{ } 42.247125 \times 10^5 \text{ (} 25 \times 50 \text{)}$$

Trabe N°	MF (ton-m)	Mu (ton-m)	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	P	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Sección cm
1-Az	0.559	0.783	1.9811	0.018869	0.000801	2.05	20x40
2-Az	1.2825	1.796	1.9562	0.04383	0.001862	2.05	20x40
3-Az	13.150	18.410	1.75115	0.24884	0.01058	12.43	25x50
4-Az	20.613	28.86	1.7318	0.26819	0.01139	16.23	25x60
5-Az	18.03	25.24	1.7706	0.22942	0.009750	13.89	25x60
6-Az	6.263	8.768	1.7625	0.23750	0.01009	7.47	20x40
1-(N7-1)	0.432	0.604	1.9855	0.01452	0.0006171	2.05	20x40
2-(N7-1)	0.432	0.604	1.9855	0.01452	0.0006171	2.05	20x40
3-(N7-1)	6.95	9.73	1.7318	0.26.82	0.011398	8.43	20x40
4-(N7-1)	11.18	15.65	1.7934	0.20655	0.008778	10.31	25x50
5-(N7-1)	13.74	19.24	1.7379	0.26204	0.011137	13.09	25x50
6-(N7-1)	3.574	5.000	1.8725	0.12748	0.005418	4.01	20x40

MR max (20x40) = 12.37 ton-m

MR max (25x50) = 24.94 ton-m

MR max (25x60) = 36.69 ton-m

CORTANTE:

Si  $p \leq 1\%$  VCR = 3224.407 + 483661.05 p (25x50)

VCR = 1674.429 + 251164.33 p (20x40)

VCR = 2658.720 + 398808.21 p (25x50)

Si  $p > 1\%$  VCR = 8.061 ton (25x60)

VCR = 6.65 ton (25x50)

VCR = 4.19 ton (20x40)

Si  $V_u < VCR$   $\Omega \phi$  3/8 @ 0.5d hasta L/4

Si  $V_u > VCR$

Para  $\Omega$  3/8"  $\phi$  @ 29cm  $V_u - VCR = 8.931$  ton

Sep  $\leq 52$ cm Ok (para 25x60 y 25x50) Sep  $\leq 65$  cm (para 20x40)

Si  $V_u > VCR$  pero  $\leq 24.183$  ton (25x60) Sep 0.5d = 2.9 cm

19.940 ton (25x50) = 24 cm

12.558 ton (20x40) = 18 cm

Si  $V_u > VCR$  y  $> 24.183$  ton Sep  $\leq 0.25$  d = 14 cm

19.940 ton = 12 cm

12.558 ton 9 cm

$V_u \leq 40.305$  ton (25x60)

33.234 ton (25x50)

20.930 ton (20x40)

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN

Trabe N°	Sección (cm)	Vu (ton)	VCR (ton)	
1 - Az	20x40	1.57	2.369	$Vu < VCR \therefore \Omega 3/8" \text{ } \# @ 0.5d = 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
2 - Az	20x40	3.59	2.369	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
3 - Az	25x50	10.54	6.65	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 24 \text{ cm para } Vu-VCR = 8.90 \text{ } \delta \text{ } \angle$
4 - Az	25x60	18.05	8.061	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 26 \text{ cm}$
5 - Az	25x60	15.19	7.940	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 29 \text{ cm para } Vu-VCR = 8.93 \text{ } \delta \text{ } \angle$
6 - Az	20x40	7.97	4.19	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
<b>TIPO</b>				
1-(N7-1)	20x40	1.21	2.369	$Vu < VCR \quad \Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
2-(N7-1)	20x40	1.21	2.369	$Vu < VCR \quad \Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
3-(N7-1)	20x40	6.51	4.19	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$
4-(N7-1)	25x50	9.41	6.159	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 24 \text{ cm para } Vu-VCR = 8.90 \text{ } \delta \text{ } \angle$
5-(N7-1)	25x50	12.31	6.65	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 24 \text{ cm para } Vu-VCR = 8.90 \text{ } \delta \text{ } \angle$
6-(N7-1)	20x40	4.55	3.035	$\Omega 3/8" \text{ } \# @ 18 \text{ cm para } Vu-VCR = 9.34 \text{ } \delta \text{ } \angle$

#### 4.2.8 Corte de barras y requisitos de anclaje en una viga continua.-

La fuerza de tensión ó compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra ó de algún dispositivo mecánico de anclaje. Esto se cumple si a cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor ó igual que la longitud de desarrollo  $L_d$ .

Las barras que dejan de ser necesarias por flexión, se cortan ó se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren. Esa longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla, es mayor ó igual que  $L_d + d$ .

Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que :

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5 h$$

donde  $L$  = claro del elemento

$h$  = peralte total

La longitud de desarrollo  $L_d$  se obtendrá multiplicando la longitud básica  $L_{db}$ , en cm., por un factor indicado en la tabla 3.1 del Reglamento de Construcciones del D.F. dependiendo de la condición del Refuerzo.

$$L_{db} = 0.06 \frac{as f_y}{\sqrt{f'c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$d_b$  = diámetro de la barra en cm.

$as$  = área transversal de la barra en  $cm^2$

$f_y$  y  $f'c$  = esfuerzos permisibles en  $Kg/cm^2$

En ningún caso  $L_d$  será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo  $L_d$  de una barra de un paquete será igual a su  $L_d$  como si estuviera aislada, multiplicada x 1.20 si el paquete es de 3 barras y por 1.33 si es de 4. Si el paquete es de 3 barras,  $L_d$  no se modifica.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60% de la requerida a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas; en ningún caso será menor de 20 cm.

En extremos libremente apoyados se prolongará sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo, debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo.

Todo lo anterior dado se resume de la siguiente manera para nuestro caso:

$$L_{db} = \frac{0.06 \times 4000}{250} \text{ as} = 15.1789 \text{ as}$$

$$L_{db} = 0.006 \text{ db } f_y = 0.006 \times 4000 \times \text{db} = 24 \text{ db}$$

$$L_d = L_{db} \times \text{factor} = 30 \text{ cm}$$

Factor = 1.4 (Tabla 3.1 Reglamento), para barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30cm de concreto.

Ø Var	(cm)	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Ldb cm	0.006 db fy cm	Ld Lecho Infe- rior cm	Ld Lecho Super- rior. cm	Ld + d		Ld - 0.25 L ≥ 0.5 h				0.5h
									l = 5.80		l = 6.40		
							Lecho Inf.	Lecho Sup.	Lecho Inf.	Lecho Sup.	Lecho Inf.	Lecho Sup.	
1/2	1.27	1.27	19.3	30.48	30.5	42.7	87.5	99.7	-114.5	-102.3	-129.5	-117.30	30
5/8	1.59	1.98	30.1	38.16	38.2	53.50	95.2	110.5	-106.8	-91.5	-121.8	-106.5	30
3/4	1.90	2.85	43.3	45.60	45.6	63.8	102.6	120.8	-99.4	-81.2	-114.4	-96.2	30
1	2.54	5.07	77.0	60.96	77.0	107.8	134	164.8	-68	-37.2	-83	-52.2	30
1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	3.18	7.92	120.2	76.32	120.2	168.3	177.2	225.3	-24.80	23.3	-34.8	8.3	30
1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	3.81	11.40	173.0	91.44	173.0	242.2	230	299.2	28	97.2	13	82.2	30

**4.3 D I S E Ñ O D E****C O L U M N A S**



## 4.3 DISEÑO DE COLUMNAS.-

## FLEXOCOMPRESION

## 4.3.1 Fuerzas Internas de Diseño .-

## Dirección X - X

	Extremo Inferior	Extremo Superior
Pu	Mu c.v.	Mu c.v.
	Mu sis.	Mu sis.

## Dirección Y - Y

	Extremo Inferior	Extremo Superior
Pu	Mu c.v.	Mu c.v.
	Mu sis.	Mu sis.

$$f^*c = 0.8 f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

## 4.3.2 Efectos de Esbeltez.-

En las Normas Técnicas se dan 2 criterios optativos para decidir si una columna tiene sus extremos restringidos: uno de ellos se basa en la relación de la rigidez lateral de contravientos o muros con respecto a la rigidez total del entrepiso; el otro se basa en que la deformación total del entrepiso dividida entre la altura de esta exceda ó no de un cierto valor = 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas nominales -- acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Aquí se aplicó el 1º. de ellos según el cual las columnas no tienen sus extremos restringidos lateralmente por no haber muros de cortante ni contravientos.

## 4.3.2.1 a) Revisión por movimiento General

Revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de esbeltez

Se pueden despreciar si  $\frac{H'}{r} < 22$

En este inciso se consideran los efectos de esbeltez tomando en cuenta el movimiento lateral general de la columna: en el inciso b) se revisa la posibilidad de que dominen los efectos de esbeltez debido a la deformación local de la columna suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

La longitud efectiva  $H'$  depende del grado de restricción al giro de los extremos de la columna y puede hallarse con el nomograma de la fig. 1.1.a

Si los extremos del miembro no están restringidos lateralmente, la longitud efectiva  $H'$  se puede calcular con el nomograma de la fig. 1.1.b,  $r$  puede tomarse = a 0.30 por la dimensión de la sección en la dirección considerada.

Si han de considerarse los efectos de esbeltez, se calcula un factor de amplificación para aumentar los momentos en los extremos de las columnas.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$$

$P_u = \sum P_u$  de todas las columnas del entrepiso

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2} \quad EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1+u} \quad I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$U = \frac{\begin{matrix} \mu_u \text{ estruct.} \\ \mu_u \text{ estruct.} \\ \text{Ext. Sup.} \end{matrix} \leq \begin{matrix} \text{Ext. inf.} \\ \mu_u \text{ sis.} \\ \text{Ext. sup.} \end{matrix}}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En el cálculo de U se supone que  $M_u$  estructural menor es el máximo momento de diseño por carga muerta en la columna. El momento  $M_u$  estructural es el máximo momento de diseño total en el mismo extremo +  $M_u$  sísmico (extremo superior)

FR = 0.85 pues la columna se supuso de estribos y que falla en tensión.

$$E_c = 158100 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para } f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 = 10000 \sqrt{f'_c}$$

4.3.2.2 b) Revisión local de la columna suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Revisión para ver si pueden desprejiciarse los efectos de esbeltez.

Se pueden desprejiciar si  $\frac{H'}{r} < 34-12 \frac{M_1}{M_2}$

Esta condición suele regir solo cuando la columna es de menor sección que los restantes ó cuando está considerablemente más cargada que estas;

$e_a = 0.05 h$  debe tomarse con su signo más desfavorable que es el que conduce a un valor mínimo de  $34-12 \frac{M_1}{M_2}$ .

Por ser curvatura doble el cociente  $M_1/M_2$  es negativo.

$e_a =$  excentricidad accidental.

$$e_{sup} = \frac{M_u e + M_u s_{is}}{p_u} \quad e_{inf} = \frac{M_{ue} + M_{sis}}{p_u}$$

$$e_{d sup} = e_{sup} \pm e_a$$

$$e_{d inf} = e_{inf} \pm e_a$$

$e_{d sup} =$  Excentricidad de diseño en el extremo superior de la columna.

ed inf = Excentricidad de diseño en el extremo inferior de la columna.

$$M < = M1 = P_u \times e_{d \text{ sup } \delta \text{ inf.}}$$

$$M > = M2 = P_u \times e_{d \text{ sup } \delta \text{ inf.}}$$

El factor  $F_a$  que debe aplicarse es el mayor de los calculados - según incisos a y b .

Se revisa lo mismo en cada dirección de la columna.

#### 4.3.3 DIMENSIONAMIENTO:

##### 4.3.3.1 Flexocompresión.

La columna se dimensionará por flexo-compresión biaxial con las acciones internas basadas en el análisis, en la dirección X y - después se revisará bajo las acciones asociadas a la dirección Y. El dimensionamiento se hará por tanteos aplicando la ec.

$$PR = \left( \frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PR_o} \right)^{-1}$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_e + M_{sis} \text{ ( en cualquier extremo )} + P_u e_a$$

$$M_u = F_a M_{m\acute{a}x}$$

Se debe incluir simultaneamente con  $M_u$  en un sentido, el 30% del  $M$  sísmico en la otra dirección.

$$e_{a \ x} = e_{a \ y}$$

$$M_{u \ sis \text{ direcci3n contraria}} = (M_{sis \ y} + P_u e_{a \ y}) F_{a \ y} \times 0.30$$

La columna se dimensionará por flexocompresión biaxial

$$e_x = \frac{M_{u \ x}}{P_u} \quad e_y = \frac{0.3 M_{sis \ y}}{P_u}$$

Se supone  $\phi$  (porcentaje de acero en la columna)

$$A_s = b \times h \times p \quad A_c = bh$$

$$PR_o = FR (f''c A_c + A_s f_y)$$

Cálculo de PR<sub>x</sub>

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

Se entra en la grafica para  $\frac{d}{h} = 0.90$  de la página 181 del Reglamento de Construcciones del D. F.

$$\frac{ex}{h}$$

Y se obtiene K

$$PR_x = FR K bh f''c$$

Cálculo de PR<sub>y</sub>

Se hace exactamente lo mismo que para PR<sub>x</sub>

$$\frac{ey}{h} \text{ y } q \text{ Se obtiene K}$$

$$PR_y = FR K bh f''c$$

Se obtiene entonces un PR para cada dirección y regirá el PR mayor a Pu pero regirá el que sea mayor en menor escala, de los PR de ambas direcciones.

PR = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

PR<sub>o</sub> = Carga Axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$ .

PR<sub>x</sub> = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría.

PR<sub>y</sub> = Carga normal resistente de diseño aplicado con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

Los valores de  $e_x$  y  $e_y$  deben incluir los efectos de esbeltez y la excentricidad accidental.

Todas las referencias e incisos mencionados, se refieren al Reglamento de Construcciones del D. F.

#### 4.3.3.2 Cortante.

En miembros en los que  $P_u$  no exceda de  $0.7 f^*c Ag + 2000 As$ , la fuerza cortante que toma el concreto VCR se obtendrá.

$$\text{Si } p < 0.01 \quad \text{VCR} = FR bd \times (0.2+30p) \sqrt{f^*c} \left[ 1+0.007 (Pu/Ag) \right]$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad \text{VCR} = 0.5 FR bd \sqrt{f^*c} \left[ 1+0.007 (Pu/Ag) \right]$$

Si  $P_u$  es mayor que  $0.7 f^*c Ag + 2000 As$  se hará variar linealmente VCR, en función de  $P_u$ , hasta cero para  $P_u = Ag f^*c + As fy$   
 $P_u$  es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en Kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso;  $Ag$  es el área bruta de la sección transversal y  $As$ , el área total de acero en la sección, ambas en  $cm^2$ .

#### Refuerzo Mínimo y Máximo:

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que  $20/f_y$  ( $f_y$  en  $Kg/cm^2$  ni mayor que 0.08).

#### 4.3.3.3 Requisitos para el Refuerzo Transversal.

El Refuerzo Transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso. Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos con separación no mayor que:

1.-  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra ó de la barra más delgada del paquete.

2.- 48 diámetro de la barra del estribo.

3.- La menor dimensión de la columna.

Regirá la que resulte la menor de las tres, es decir la separación más desfavorable.

4.3.4 Datos de una columna Representativa.-  
 EFECTOS DE ESBELTEZ PARA DISEÑO DE COLUMNAS  
 METODO PLASTICO

DIRECCION X - X

Columna Sección	Nivel	Pu	Extremo Superior		Extremo Inferior		E F E C T O S											
			M. Es- tructu- ral	M. Sig- nifico	M. Es- tructu- ral	M. Sig- nifico	POR MOVIMIENTO GENERAL											
			H (cm)	H/r	H (cm)	H/r	H (cm)	H/r	*1	2Pu Ton	H' RH	Cols. en F y C Pc (kg)	H'	Cols. en E y D Pc (kg)	Fa			
F-5	Az-7	13.03	4.45	2.71	4.26	1.45	270	12	32.63				572.84	391.5	462969.8	337.5	622972.1	1.071
	Az-6	37.13	6.68	4.81	4.26	3.21	270	12	37.8				1200.16	453.5	401291.9	372.5	520734.3	1.177
	Az-5	69.42	6.68	6.25	4.26	5.10	270	13.5	36				1827.4	486	577337.1	399.6	803926.5	1.193
	Az-4	83.72	6.68	7.13	4.26	7.13	270	13.5	39				2454.76	525.5	459225.2	423.9	771356.8	1.316
	Az-3	107.02	6.68	8.28	6.16	9.23	270	15	33.34				3032.8	575.1	591779.3	433.6	951263.6	1.332
	Az-2	132.17	6.16	9.20	6.16	9.23	270	15	41.58				3714.88	623.7	525498.6	423.3	844354.2	1.354
	Az-1	157.33	6.16	9.77	6.16	9.77	270	16.5	40.91				4347.8	675	640313.4	515.4	1225503.7	1.465
	1-P-B	182.49	6.16	8.13	6.16	15.10	270	16.5	25.13				4930.7	432	1514796.6	394.2	1519222.1	1.222

138

Columna Sección	Nivel	D E						E S B E L T E Z							
		PANTONAJE LOCAL DE LA COLUMNA SUPORTANDO SUS -						EXTREMOS RESTRINGIDOS LATERALMENTE							
		e <sub>acc.</sub> (cm)	e <sub>sup.</sub> (cm)	e <sub>inf.</sub> (cm)	e <sub>dis. sup.</sub> (cm)	e <sub>dis. inf.</sub> (cm)	H → ton-m	H < Ton-m	34-12 R < /M	H'/r	*2	2Pu Ton	Cols. en y Pc (kg)	Cols. en y Pc (kg)	Fa
F-5	Az-7	2.0	51.8	41.3	53.8	39.3	7.44	5.44	42.77	18.45	*				1
	Az-6	2.0	32.9	20.1	32.9	18.1	12.22	6.72	40.60	19.46	*				1
	Az-5	2.25	21.4	15.5	23.65	13.25	14.23	8.00	40.72	17.7	*				1
	Az-4	2.25	16.5	13.6	18.75	11.35	15.70	9.50	41.26	18.1	*				1
	Az-3	2.50	14.0	13.5	16.50	11.60	17.66	11.77	42.00	16.56	*				1
	Az-2	2.50	11.6	11.6	14.10	9.10	18.64	12.03	41.74	16.74	*				1
	Az-1	2.75	10.1	10.1	12.85	7.35	20.22	11.56	40.85	15.38	*				1
	1-P-B	2.75	7.8	11.7	5.05	14.45	26.37	9.22	38.20	11.21	*				1

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN





$$*_1 \text{ .- Si } H'/r < 22$$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez y por lo tanto  $F_a = 1$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 E I}{(H')^2}$$

$$E I = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + U} \quad u = 0.07$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{Si } H'/r < 34 - 12 M \angle / M \Delta$$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez y  $F_a = 1$

$$H' = KH$$

$K \rightarrow$  de la figura 1.1

$$r = 0.3h$$

$$e_{acc.} = 0.05h \Delta 2 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

METODO PLASTICO

FLEXOCOMPRESION EN DIRECCION X X													
Col.	Nivel	M max X	Mux (Ton-m)	0.3 Mu sts. y (Ton-m)	Pu (Ton)	e x (m)	e y (m)	P	As (cm <sup>2</sup> )	PRo (Ton)	d/h	q	
F-5	Az-7	7.437	7.965	0.9596	13.83	0.576	0.0694	0.005	8.0	258.4	0.90	0.117	
	7-6	12.233	14.398	1.9640	37.13	0.388	0.0529	0.009	14.4	280.16	0.90	0.211	
	6-5	14.289	17.004	2.7189	60.42	0.281	0.0450	0.006	12.15	333.92	0.90	0.141	
	5-4	15.694	20.684	3.5721	83.72	0.247	0.0427	0.007	14.18	340.81	0.90	0.165	
	4-3	17.636	23.508	4.3712	107.02	0.220	0.0408	0.004	10	395.25	0.90	0.094	
	3-2	18.664	28.444	5.7019	132.17	0.215	0.0431	0.006	15	412.25	0.90	0.141	
	2-1	20.257	19.575	6.1574	157.33	0.188	0.0391	0.004	12.1	478.25	0.90	0.094	
	1-P.B	26.278	32.323	7.4116	182.49	0.177	0.0406	0.004	12.1	478.25	0.90	0.094	

Col.	Nivel	ex/hy	K	PRx (Ton)	ey/hy	K	PRy (Ton)	PR ± Pu
F-5	Az-7	1.14	0.065	15.03	0.174	0.76	175.71	14.63
	7-6	0.37	0.17	39.20	0.132	0.925	213.86	37.67
	6-5	0.124	0.225	65.84	0.10	0.925	270.67	62.94
	5-4	0.349	0.32	93.64	0.095	0.94	275.06	87.87
	4-3	0.14	0.35	126.44	0.0816	0.885	319.71	117.55
	3-2	0.13	0.405	146.31	0.0862	0.935	337.77	135.69
	2-1	0.34	0.475	207.63	0.0711	0.885	386.84	188.31
	1-P.B	0.322	0.52	227.30	0.0738	0.885	386.84	204.35

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

FLEXOCOMPRESION EN DIRECCION Y - Y													
Nivel	M max Y Ton-m	Mu y Ton-m	0.3 Mu Sis X Ton-m	e x (m)	e y (m)	Pro Ton	q	ex/hx	K	PRx (Ton)	ey/hy	K	PRy (Ton)
Az-7	7.437	7.965	0.9596	0.576	0.0694	258.4	0.17	1.44	0.065	15.03	0.174	0.76	175.71
7-6	12.123	14.293	1.9626	0.0385	0.0528	280.16	0.211	0.96	0.175	40.46	0.132	0.925	213.86
6-5	14.179	16.888	2.7166	0.280	0.0450	333.92	0.141	0.622	0.227	66.42	0.1	0.925	270.67
5-4	15.584	20.586	3.5640	0.246	0.0425	340.81	0.165	0.547	0.321	93.93	0.0947	0.94	275.06
4-3	17.526	23.309	4.3811	0.218	0.0409	395.25	0.394	0.436	0.352	127.16	0.0818	0.835	319.71
3-2	18.494	28.111	5.7169	0.213	0.0433	412.25	0.181	0.426	0.407	147.03	0.0866	0.935	337.77
2-1	20.087	29.246	6.1743	0.186	0.0392	478.25	0.094	0.338	0.476	208.07	0.0713	0.885	386.84
1-P.B	25.108	32.061	7.4237	0.176	0.0407	478.25	0.094	0.32	0.52	227.30	0.0740	0.885	386.84

Nivel	PR (Ton)	Rige Diseño en di- rección	Sección (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Refno.	Estribos
Az-7	14.63	X ó Y	40x40	8.0	4 # 5/8	1/4" # @ 21
7-6	38.73	X	40x40	14.4	8 # 5/8	1/4" # @ 21
6-5	63.47	X	45x45	12.15	8 # 5/8	1/4" # @ 21
5-4	88.12	X	45x45	14.18	8 # 5/8	1/4" # @ 21
4-3	118.18	X	50x50	10	8 # 5/8	1/4" # @ 21
3-2	136.31	X	50x50	15	8 # 5/8	1/4" # @ 21
2-1	188.67	X	55x55	12.1	8 # 5/8	1/4" # @ 21
1-P.B	204.35	X ó Y	55x55	12.1	8 # 5/8	1/4" # @ 21

$$M_{\max} = M_{\text{estructural}} + M_{\text{sismo}} + P \text{ e acc. } x(\delta y)$$

$$M_x(\delta y) = F_a \cdot M_{\max}$$

$$M_{\text{sismo}} = M_{\text{sismo}} + P_x \text{ e acc. } x(\delta y)$$

$$e_x = \frac{MX}{P}$$

$$e_y = \frac{0.3 M_{\text{sismo } y}}{P}$$

$$PR = \left( \frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PR_o} \right)^{-1}$$

$$PR_o = FR ( f''c A_c + A_s f_y )$$

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

$$PR_x = FR K_{bt} f''c$$

$$PR_y = FR K_{bt} f''c$$

$$\left. \begin{array}{l} FR = 1.0 \\ f''c = f'c \end{array} \right\} \text{ para método elástico}$$

CONSTANTES:

$$f''c = 0.8 f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f'c = 212.5 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ESTRIBOS EN COLUMNAS:

$$Si \ Pu < 0.7 f^*c \ Ag + 2000 \ As$$

$$Pu < 0.7 \times 200 \times Ag + 2000 \ As$$

$$Pu < 140 \ Ag + 2000 \ As$$

La columna D-6 Serfa la más desfavorable.

Col	Nivel	Sección	Ag (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Pu ( Kg )	140 Ag+2000 As	
D-6	Az-7	40x40	1600	4.8	75280	224000+9600	Pu <
	7-6	40x40	1600	27.2	134410	224000+54400	Pu <
	6-5	45x45	2025	34.43	193550	283500+68860	Pu <
	5-4	45x45	2025	60.75	252690	283500+121500	Pu <
	4-3	50x50	2500	70	311820	350000+140000	Pu <
	3-2	50x50	2500	97.5	3-0510	350000+195000	Pu <
	2-1	55x55	3025	93.78	429200	423500+187560	Pu <
	1-PB	55x55	3025	117.98	487890	423500+235960	Pu <

$$Si \ Pu < 0.7 f^*c \ Ag + 2000 \ As$$

$$VCR = FRbd (0.2+30p) \sqrt{f^*c} [1+0.007 (Pu/Ag)] \quad si \ p < 0.01$$

$$VCR = 0.5 \ FR \ bd \ \sqrt{f^*c} [1+0.007 (Pu/Ag)] \quad si \ p \geq 0.01$$

Col	Nivel	Sección	p	Pu	Ag	VCR ( Kg )	V sis (Kg)	Vu sis
F-5	Az-7	40x40	0.005	13830	1600	6719	1400	1540
	7-6	40x40	0.009	37130	1600	9890	2700	2970
	6-5	45x45	0.006	60420	2025	10524	3820	4202
	5-4	45x45	0.007	83720	2025	12112	4800	5280
	4-3	50x50	0.004	107020	2500	11763	5578	6136
	3-2	50x50	0.006	132170	2500	14726	6193	6812
	2-1	55x55	0.004	157330	3025	14939	6578	7236
	1-PB	55x55	0.004	182490	3025	15576	7822	8604

$$Vu \ sis < VCR$$

Col	Nivel	Sección	p	Pu	Ag	VCR (Kg)	Vsis	Vu sis
E-8	Az-7	40x40	0.008	27050	1600	8907	1400	1540
	7-6	40x40	0.01	64250	1600	11595	2700	2970
	6-5	45x45	0.007	101440	2025	12687	3820	4202
	5-4	45x45	0.012	138640	2025	18978	4800	5280
	4-3	50x50	0.008	175840	2500	18572	5578	6136
	3-2	50x50	0.015	213020	2500	29350	6193	6812
	2-1	55x55	0.009	250210	3025	25399	6578	7236
	1-PB	55x55	0.012	287400	3025	31912	7822	8604

Vu sis &lt; VCR

D-6	Az-7	40x40	0.003	75280	1600	6879	1300	1430
	7-6	40x40	0.017	134410	1600	20410	2555	2811
	6-5	45x45	0.017	193550	2025	27149	3611	3972
	5-4	45x45	0.03	252690	2025	47215	4533	4986
	4-3	50x50	0.028	311820	2500	55098	5259	5785
	3-2	50x50	0.039	370510	2500	78949	5822	6404
	2-1	55x55	0.031	429200	3025	77083	6193	6812
	1-PB	55x55	0.039	487890	3025	99822	7344	8078

Vu sis &lt; VCR

En todos los casos Vu &lt; VCR

Se colocarán estribos por especificación a una separación no mayor - que:

$850/\sqrt{f_y}$  veces  $\phi$  de la barra  $\phi$  de la barra más delgada del paquete.

48  $\phi$  de la barra del estribo

La menor dimensión de la columna

Esto según se ha descrito en paginas anteriores de la presente sección.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

4.4 D I S E Ñ O D E

L O S A S

METODO PLASTICO.

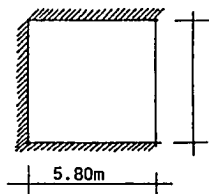


#### 4.4.1 Peralte de la Losa para omitir el cálculo de deflexiones.-

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 del Reglamento de Construcciones del D. F., podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que Perimetro Tablero. Para este cálculo la longitud de la

dos discontinuos se incrementará un 25% cuando los apoyos de la losa - seán monolíticos con ella. Para otras condiciones distintas a  $f_s = - -$   $2000 \text{ Kg/cm}^2$  y  $W = 380 \text{ Kg/cm}^2$  (Carga de Servicio), el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por  $0.034 \sqrt[4]{f_s W}$  el valor obtenido según el parrafo anterior.

Para el tablero crítico de nuestro caso.



6.40m

Fig. No. 22

1 borde discontinuo

$$\frac{P}{300} \times 0.034 \sqrt[4]{f_s W}$$

$$\frac{580 + 580 + 640 (1.25)}{300} = 8.67 \times 0.034 \sqrt[4]{2000 \times W}$$

PARA LOSA AZOTEA:

$$8.67 \times 0.034 \sqrt[4]{2000 \times 1005.2} = 11.10 \text{ cm}$$

PARA LOSA TIPO:

$$8.67 \times 0.034 \sqrt[4]{2000 \times 901.6} = 10.80 \text{ cm}$$

$$h = 11.10 \text{ cm} + 3 \text{ (rec.)} = 14.10 \text{ cm}$$

Dado que el peralte efectivo propuesto de la losa maciza equivalente fué de 14.22 cm (Se obtuvo igualando I maciza = I aligerada), y es ma

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

por que el peralte mínimo, en ambos casos, se puede omitir el cálculo de deflexiones.

#### 4.4.2 Cargas de Diseño y Constantes.-

$$\text{Losa Azotea : } W = 718 \text{ Kg/m}^2 \times 1.4 = 1005.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Losa Entrepiso : } W = 644 \text{ Kg/m}^2 \times 1.4 = 901.6 \text{ Kg/m}^2$$

Materiales:

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes:

$$f^*c = 0.8 f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2 \text{ por ser } f'c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_{max} = 0.75 P_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{0.75 \times 170 \times 4800}{4000 \times 10000} = 0.0153$$

#### 4.4.3 Diseño Losa Azotea.-

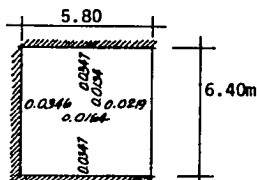
$$\text{Carga de diseño} = 1005.2 \text{ Kg/m}^2$$

##### 4.4.3.1 Revisión por flexión del peralte propuesto $h=30\text{cm}$ $d=25\text{cm}$

Se debe cumplir que  $p \leq P_{max}$

$$m_u = \text{Coef} \times W_u \times S^2$$

Fig. No. 23



Para el tablero de 5.80mx6.40m (tablero 5, 6 6 7) 1 borde discontinuo

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.80}{6.40} = 0.906$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

De la tabla 4.1  $\rightarrow K = 0.0347$

$$Mu = 0.0347 \times 1.0052 \times 5.80^2$$

$$Mu = 1.173 \text{ ton-m}$$

$$Mu/\text{nerv} = 1.173 \text{ ton-m} \times 0.49 = 0.57477 \text{ ton-m/nerv.}$$

$$MR = FRbd^2 - f''c q (1-0.5) q$$

$$57477 = 0.9 \times 10 \times 25^2 \times 170 q (1-0.59)$$

$$57477 = 956250 q = 478125 q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.12021333333 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{(-2)^2 - 4(1)(0.12021333333)}}{2(1)}$$

$$q = \frac{2 \pm 1.875938876}{2}$$

$$q_1 = 1.937969$$

$$q_2 = 0.062030$$

$$p = q \frac{f''c}{fy} = \frac{0.062030 \times 170}{4000} = 0.002636/\text{nerv.} \angle p \text{ máx ok}$$

El peralte supuesto es aceptable por flexión.

#### 4.4.3.2 Revisión por Cortante del peralte propuesto.

La fuerza cortante máxima ocurre en este caso en el claro largo del tablero 5, 6, 6 7.

$$Vu = \frac{(0.55 - d)}{1 + m} Wv = \frac{(0.5 \times 5.80 - 0.25)}{1 + \left(\frac{5.80}{8.40}\right)^6} \times 1005.2 = 1714.17 \text{ Kg}$$

$$Vu/\text{nerv} = 1714.17 \times 0.49 = 839.94 \text{ Kg.}$$

## RESISTENCIA DE DISEÑO.

$VCR = 0.5 FRbd \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.8 \times 10 \times 25 \sqrt{200} = 1414.21 \text{ Kg/nerv}$   
 $VCR/nerv > Vu$  El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

## 4.4.3.3 Análisis y Dimensionamiento por Flexión.

Refuerzo mínimo: En losas apoyadas perimetralmente no rige el requisito de refuerzo mínimo de 2.1.2 a) de modo que el refuerzo mínimo es el necesario por cambios volumétricos especificado en el inciso 3.10 del Reglamento de Construcciones del D. F.

$$Asm = \frac{450 X_1}{fy(X_1+100)} = \frac{450 \times 30}{4000(30+100)} = 0.02596 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

En un ancho de nervadura de 10cm  $As \text{ mfn} = 0.02596 \times 10 = 0.2596 \text{cm}^2/\text{nerv}$

Tablero	Tipo	S (m)	L (m)	$Wu S^2$	$m = S/L$
1,2,3,4	De esquina	5.80	5.80	33.81	1
5,6,7,	De borde, un lado largo discontinuo	5.80	6.40	33.81	0.906
8	De borde, un lado corto discontinuo	2.00	5.80	4.02	0.345
9	De borde, un lado largo discontinuo	3.10	4.40	9.66	0.75
10	De borde, un lado largo discontinuo	1.60	6.40	2.57	0.25
11,12	Interior todos los bordes continuos	2.00	2.00	4.02	1
13	Interior todos los bordes continuos	2.00	2.40	4.02	0.833
14	Interior todos los bordes continuos.	2.80	6.40	7.88	0.438

$$MR = FR bd^2 f''c q (1 - 0.5 q) \quad \text{donde } q = \frac{p f y}{f''c}$$

$$MR = FR bd^2 f''c (q - 0.5 q^2)$$

$$MR = FR bd^2 f''c \frac{p f y}{f''c} - 0.5 FR bd^2 f''c \frac{p^2 f y^2}{f''c^2}$$

$$MR = FR bd^2 p f y - 0.5 FR bd^2 \frac{p^2 f y^2}{f''c}$$

$$P = \frac{As}{bd}$$

$$MR = FR bd^2 \frac{As}{bd} f y - 0.5 FR bd^2 \frac{As^2 f y^2}{b^2 d^2 f''c}$$

$$MR = FR d As f y - \frac{0.5 FR As^2 f y^2}{b f''c}$$

$$MR b f''c = FR b d As f''c f y - 0.5 FR As^2 f y^2$$

$$0.5 FR f y^2 As^2 - FR b d f''c f y As + b f''c MR = 0$$

$$0.5 \times 0.9 \times (4000)^2 As^2 - 0.9 \times b \times 25 \times 170 \times 4000 As + b \times 170 MR [Kg-cm] = 0$$

$$7200000 As^2 - 15300000 b As + 170 b MR = 0$$

Para una nervadura  $b = 10 \text{ cm}$

$$7200000 As^2 - 153000000 As + 1700 MR = 0$$

$$4235.2941 As^2 - 90000 As + MR [Kg-cm] = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} As1/nerv \\ As2/nerv \end{array} \right\} \text{ Tomaremos As menor}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4.4.3.4 Cálculo de Momentos.

Losa Azotea

Metodo Plástico

Tablero	Momentos	claro	Coeficiente K	M <sub>u</sub> =K W <sub>r</sub> s <sup>2</sup> (ton-m)	Momentos Ajustados	As/nerv	As/nerv Rige	
							As/nerv vs M <sub>u</sub> /In/nerv	
							Control	element
1,2,3,4	Reg. en bordes interiores	corto	0.0324	1.6956	0.9545, 1.1215, 0.9290	0.63	0.63	0.38
		largo	0.0324	1.0956			0.63	0.38
	Reg. en bordes discontinuos	corto	0.0190	0.6425			0.36	0.26
		largo	0.0190	0.6425			0.36	0.26
	Positivo	corto	0.0137	0.4533			0.26	0.26
5,6,7	Reg. en bordes interiores	corto	0.0137	0.4633	1.01182, 0.9907, 0.9657, 1.0179, 0.9372	0.25	0.25	0.25
		largo	0.0345	1.1697			0.57	0.34
	Reg. en bordes discontinuos	corto	0.0347	1.1734			0.57	0.33
		largo	0.0219	0.7405			0.41	0.26
	Positivo	corto	0.0164	0.5546			0.31	0.26
8	Reg. en bordes interiores	corto	0.0134	0.4531	0.6843 0.3225	0.10	0.25	0.25
		largo	0.0701	0.2819			0.38	0.26
	Reg. en bordes discontinuos	corto	0.0442	0.1777			0.10	0.25
		largo	0.0279	0.1122			0.05	0.26
	Positivo	corto	0.0422	0.1697			0.09	0.25
9	Reg. en bordes interiores	corto	0.0153	0.0615	0.3557 0.6910	0.23	0.25	0.25
		largo	0.0425	0.4105			0.38	0.25
	Reg. en bordes discontinuos	corto	0.0395	0.3316			0.14	0.25
		largo	0.02565	0.2574			0.12	0.25
	Positivo	corto	0.02215	0.2140			0.072	0.26
10	Reg. en bordes interiores	corto	0.01355	0.1319	0.1989, 0.1758, 0.1874	0.11	0.25	0.25
		largo	0.0622	0.2115			0.37	0.25
	Reg. en bordes discontinuos	corto	0.0526	0.1354			0.071	0.26
		largo	0.0507	0.1305			0.075	0.25
	Positivo	corto	0.0543	0.1397			0.023	0.26
	largo	0.0166	0.0427	0.6734				

REVISAR CON  
 TABLA DE ORIGEN

Tablero	Momento	Claro	Coeficiente K	$M_1 = \frac{K_1 \cdot l^2}{(1+K)}$	Momento Ajustado	As/nerv Rige			
						As/ Nerv	Fran- jas Centra- les.	Fran- jas Extre- mas.	
11, 12	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0288	0.1158	0.6357 0.1439, 0.2633, 0.1225	0.36	0.36	0.26	
		Largo	0.0288	0.1158			0.36	0.26	
	Positivo	Corto	0.0126	0.0507			0.028	0.26	0.26
		Largo	0.0126	0.0507			0.028	0.26	0.26
13	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0365	0.1468	0.1658 0.2823	0.15	0.26	0.26	
		Largo	0.0339	0.1359			0.36	0.35	0.26
	Positivo	Corto	0.0181	0.0728			0.04	0.26	0.26
		Largo	0.01277	0.0513			0.028	0.26	0.26
14	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0608	0.4792	0.7877 0.3904 0.3991	0.44	0.43	0.26	
		Largo	0.0422	0.3326			0.39	0.39	0.26
	Positivo	Corto	0.0351	0.2766			0.15	0.25	0.26
		Largo	0.0143	0.1127			0.06	0.26	0.26

Reforzamiento en franjas extremas:

Se usará el 60% del acero requerido en las franjas centrales respetando las especificaciones de acero mínimo.





## 4.4.3.6 Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 1 y 8

Momento de desequilibrio =  $1.0956 - 0.2819 = 0.8137$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.8137 = 0.5425$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
1	26.94	0.26
8	78.13	0.74
	105.07	1.0000

Distribución:

1	8
+ 1.0956	- 0.2819
- 0.1411	- 0.4015
+ 0.9545	- 0.6843

Momentos ajustados

Distribución entre tableros 1 y 5 ; 2 y 6 ; 3 y 5 ; 3 y 7 ; 7 y 4 ; 4 y 6

Momento de desequilibrio =  $1.1734 - 1.0956 = 0.0778$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.0778 = 0.05187$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
1	26.94	0.5
5	26.94	0.5
	53.88	1.0000

Distribución:

1	5
- 1.0956	+ 1.1734
- 0.0259	- 0.0259
- 1.1215	+ 1.1475

Momentos ajustados

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

## Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

## Distribución entre tableros 8 y 9

Momento de disequilibrio =  $0.3816 - 0.2819 = 0.0997$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.0997 = 0.0665$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
8	78.13	0.61
9	50.40	0.39
	128.53	1.0000

Momentos ajustados

## Distribución:

8	9
- 0.2819	+ 0.3816
- 0.0406	- 0.0259
- 0.3225	+ 0.3557

## Distribución entre tableros 8 y 10

Momento de disequilibrio =  $0.2115 - 0.1777 = 0.0338$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.0338 = 0.0225$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
8	78.13	0.44
10	97.66	0.56
	175.79	1.0000

Momentos ajustados

## Distribución:

8	10
- 0.1777	+ 0.2115
- 0.0099	- 0.0126
- 0.1876	+ 0.1989

TESIS CON  
ALLA DE ORIGEN

## Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 9 y 2  
 Momento de desequilibrio =  $1.0956 - 0.3816 = 0.714$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.714 = 0.4760$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
9	50.40	0.65
2	26.94	0.35
	77.34	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

9	2
- 0.3816	+ 1.0956
- 0.3094	0.1666
- 0.6910	+ 0.9290

Distribución entre tableros 6 y 10 ; 5 y 10  
 Momento de desequilibrio =  $1.1699 - 0.1354 = 1.0345$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 1.0345 = 0.6897$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
5 ó 6	26.94	0.22
10	97.66	0.78
	124.60	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

6 ó 5	10
+ 1.1699	- 0.1354
- 0.1517	- 0.5380
1.0182	- 0.6734

## 4.4.4 Diseño Losa Entrepiso.-

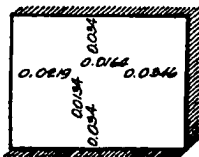
$$\text{Carga de diseño} = 901.6 \text{ Kg/m}^2$$

4.4.4.1 Revisión por flexión del peralte propuesto  $h=30\text{cm}$   
 $d=25\text{cm}$ .

Se debe cumplir que  $p \leq p_{\text{máx}}$

$$\text{Mu} = \text{Coef.} \times \text{Mu} \times \text{S}^2$$

Fig. No. 24



Para el tablero más desfavorable (el de S mayor para M mayor):  
 tablero 5, 6, ó 7

Se revisará con el M en el claro largo

$$M = \frac{S}{L} = \frac{5.80}{6.40} = 0.906$$

De la tabla 4.1 Pag 72  $K = 0.0347$

$$\text{Mu} = 0.0347 \times 0.9016 \times 5.80^2$$

$$\text{Mu} = 1.0524 \text{ ton-m} \quad \text{Mu/nerv} = 1.0524 \times 0.49 = 0.51567 \text{ ton-m/nerv}$$

$$\text{MR} = \text{FRbd}^2 \quad f''c \quad q \quad (1-0.59)$$

$$51567 = 0.9 \times 10 \times 25^2 \times 170q \quad (1-0.5q)$$

$$51567 = 956250 \quad q \quad (1-0.5q)$$

$$51567 = 956150 \quad q - 478125 \quad q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.107852549$$

$$q = 2 + \frac{\sqrt{4-4(1)(0.107852549)}}{2(1)} \quad q = \frac{2 \pm 1.88907}{2}$$

$$q_1 = 1.94454$$

$$q_2 = 0.05546$$

$$p = \frac{q f''c}{f_y} = \frac{0.05546 \times 170}{4000} = 0.002357/\text{nerv} < p_{\text{max}}$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## 4.4.4.2 Revisión por Fuerza Cortante del Peralte Supuesto.

La fuerza cortante máxima ocurre en este caso en el claro largo del tablero 5, 6, ó 7

$$V_u = \frac{(0.5 S - d) W_u}{1+m^6}$$

$$V_u = \frac{(0.5 \times 5.80 - 0.25) 901.6}{1 + \frac{(5.80)^6}{(6.40)^6}} = 1537.5 \text{ Kg} \quad V_u/\text{nerv} = 1537.5 \times 0.49 =$$

753.38 Kg

Resistencia de diseño:

$$VCR = 0.5 FRbd \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.8 \times 10 \times 25 \sqrt{200} = 1414.21 \text{ Kg/nerv}$$

$VCR/\text{nerv} > V_u/\text{nerv}$  El peralte supuesto se acepta por fuerza - cortante.

## 4.4.4.3 Análisis y Dimensionamiento por Flexión.

Refuerzo mínimo

$$A_{sm} = 450X, = \frac{450 \times 30}{f_y(X, 100) 4000(30+100)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En un ancho de 100cm  $A_s \text{ mfn} = 0.02596 \times 10 = 0.2596 \text{ cm}^2/\text{nerv}$

$$W_y = 0.9016 \text{ Tón./m.}^2$$

Tablero	Tipo	S	L	$W_u S^2$	$M=S/L$
1,2,3,4	De Esquina	5.80	5.80	30.33	1
5,6,7	De borde, un lado largo discontinuo	5.80	6.40	30.33	0.906
8	De borde, un lado corto discontinuo	2.00	5.80	3.61	0.345
9	De borde, un lado largo discontinuo	3.10	4.40	8.66	0.75
10	De borde, dos lados largos discont.	1.60	6.40	2.31	0.25
11	De borde, un lado largo discontinuo	2.80	6.40	7.07	0.438

## 4.4.4.4 Cálculo de Momentos.-

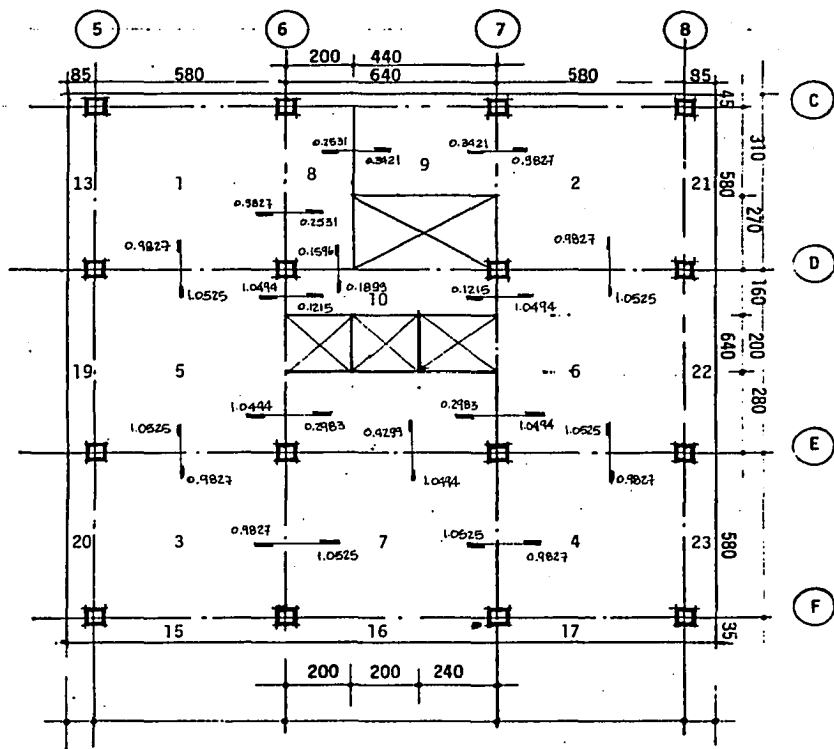
Tablero	Momento	Claro	Coefficiente K	Mu=Kl <sup>3</sup> /S <sup>4</sup> (ton-m)	Momento Ajustado	As/nerv	As/nerv Rige: As/nerv Vs As/nerv min. temp. Fjas Cent.	Fjas Ext
1,2,3,4	Neg. en bordes interiores	corto	0.0324	0.9827	0.8563, 0.8332, 1.0060	0.56	0.56	0.34
		largo	0.0324	0.9827		0.56	0.56	0.34
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0190	0.5763		0.32	0.32	0.26
		largo	0.0190	0.5763		0.32	0.32	0.26
5,6,7	Positivo	corto	0.0137	0.4155	0.9133, 0.8842	0.23	0.26	0.26
		largo	0.0137	0.4155		0.23	0.26	0.26
	Neg. en bordes interiores	corto	0.0346	1.0494		0.51	0.51	0.31
		largo	0.0347	1.0525		0.58	0.58	0.35
8	Positivo	corto	0.0219	0.6642	0.6130, 0.2893, 0.9131	0.37	0.37	0.26
		largo	0.0164	0.4974		0.27	0.27	0.26
	Neg. en bordes interiores	corto	0.0134	0.4064		0.22	0.26	0.26
		largo	0.0701	0.2531		0.51	0.51	0.31
9	Positivo	corto	0.0442	0.1596	0.3190, 0.6197	0.092	0.26	0.26
		largo	0.0279	0.1007		0.055	0.26	0.26
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0422	0.1523		0.083	0.26	0.26
		largo	0.0153	0.0552		0.030	0.26	0.26
10	Positivo	corto	0.0475	0.3681	0.1786	0.20	0.26	0.26
		largo	0.0395	0.3421		0.34	0.34	0.26
	Neg. en bordes interiores	corto	0.02665	0.2308		0.13	0.26	0.26
		largo	0.02215	0.1918		0.10	0.26	0.26
11	Positivo	corto	0.01365	0.1182	0.6040	0.064	0.26	0.26
		largo	0.0822	0.1899		0.097	0.26	0.26
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0526	0.1215		0.33	0.33	0.36
		largo	0.0507	0.1171		0.064	0.26	0.26
11	Positivo	corto	0.0543	0.1254	0.7066	0.068	0.26	0.26
		largo	0.0166	0.0383		0.021	0.26	0.26
	Neg. en bordes interiores	corto	0.0608	0.4299		0.39	0.39	0.26
		largo	0.0422	0.2983		0.35	0.35	0.26
Positivo	corto	0.0351	0.2482	0.14	0.26	0.26		
	largo	0.0143	0.1011	0.055	0.26	0.26		

Refuerzo en franjas extremas:  
Se usará el 60% del acero requerido en las franjas centrales respetando las especificaciones de acero mínimo.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## 4.4.4.5 Momentos desequilibrados en los bordes de los Tableros.

LOSA



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4.4.4.6 Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 1 y 8  
 Momento de desequilibrio =  $0.9827 - 0.2531 = 0.7296$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.7296 = 0.4864$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
1	26.94	0.26
8	78.13	0.74
	105.07	1.0000

Distribución:

1	8
+ 0.9827	- 0.2531
- 0.1264	- 0.3599
+ 0.8563	- 0.6130

Momentos ajustados

Distribución entre tableros 8 y 9  
 Momento de desequilibrio =  $0.3421 - 0.2531 = 0.0890$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.0890 = 0.0593$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
8	78.13	0.61
9	50.40	0.39
	128.53	1.0000

Distribución:

9	8
+ 0.3421	- 0.2531
- 0.0231	- 0.0362
+ 0.3190	- 0.2893

Momentos ajustados



## Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

## Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580$	=	26.94
5, 6, 7	$25^3/580$	=	26.94
8	$25^3/200$	=	78.13
9	$25^3/310$	=	50.40
10	$25^3/160$	=	97.66
11, 12	$25^3/280$	=	55.80
13	$25^3/200$	=	78.13
14	$25^3/280$	=	55.80

Distribución entre tableros  $\frac{9}{9} \text{ y } \frac{2}{2}$   
 Momento de desequilibrio =  $0.9827 - 0.3421 = 0.6406$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.6406 = 0.4271$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
9	50.40	0.65
2	26.94	0.35
	77.34	1.0000

## Distribución:

9	2
- 0.3421	+ 0.9827
- 0.2776	- 0.1495
- 0.6197	+ 0.8332

Momentos ajustados

Distribución entre tableros  $\frac{2}{2} \text{ y } \frac{6}{6}; 6 \text{ y } 4 : 4 \text{ y } 7 : 7 \text{ y } 3 : 3 \text{ y } 5 ; 5 \text{ y } 1$   
 Momento de desequilibrio =  $1.0525 - 0.9827 = 0.068$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.068 = 0.0465$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
5,6,6 7	26.94	0.5
1,2,3,64	26.94	0.5
	53.88	1.0000

## Distribución:

5,6, 6 7	1,2,3,6 4
+1.0525	- 0.9827
-0.0233	- 0.0233
+1.0292	- 1.0060

Momentos ajustados

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Distribución de Momentos.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

## Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 6 y 10 ; 5 y 10  
 Momento de desequilibrio =  $1.0494 - 0.1215 = 0.9279$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.9279 = 0.6186$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
5 6 6	26.94	0.22
10	97.66	0.78
	124.60	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:	
5 ó 6	10
+ 1.0494	- 0.1215
- 0.1361	- 0.4825
+ 0.9133	- 0.6040

Distribución entre tableros 6 y 11 ; 5 y 11  
 Momento de desequilibrio =  $1.0494 - 0.2983 = 0.7511$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.7511 = 0.5007$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
5 6 6	26.94	0.33
11	55.80	0.67
	82.74	1.0000

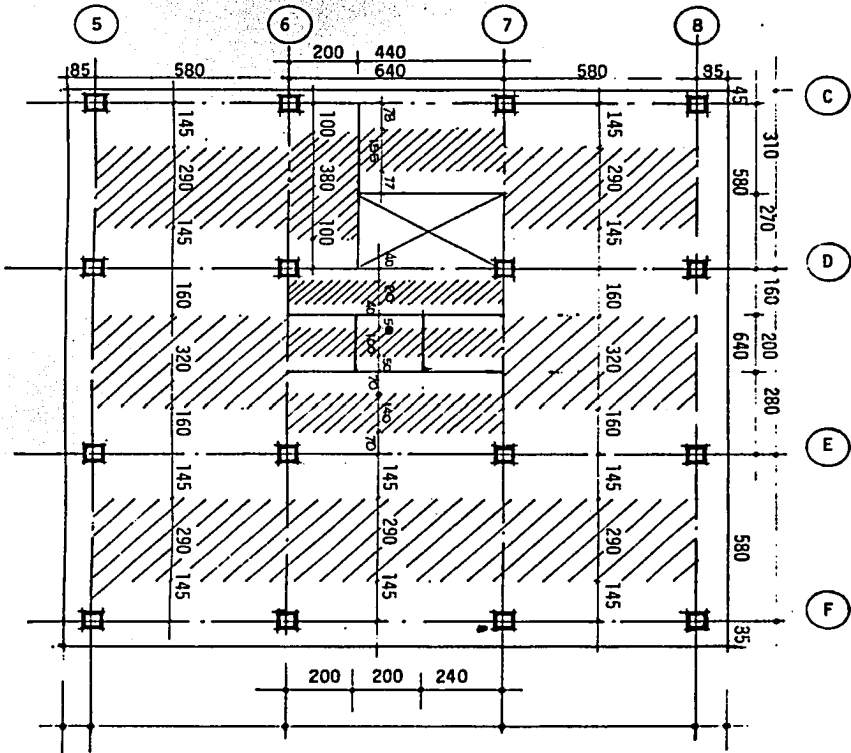
Momentos ajustados

Distribución:	
5 ó 6	11
+1.0494	- 0.2983
- 0.1652	- 0.3355
+ 0.8842	- 0.6338

## 4.4.4.7 Ancho de franjas Centrales y Extremas, y Cortes.

LOSA ENTREPISO

Ancho de Franjas Centrales y Extremas Dirección X - X

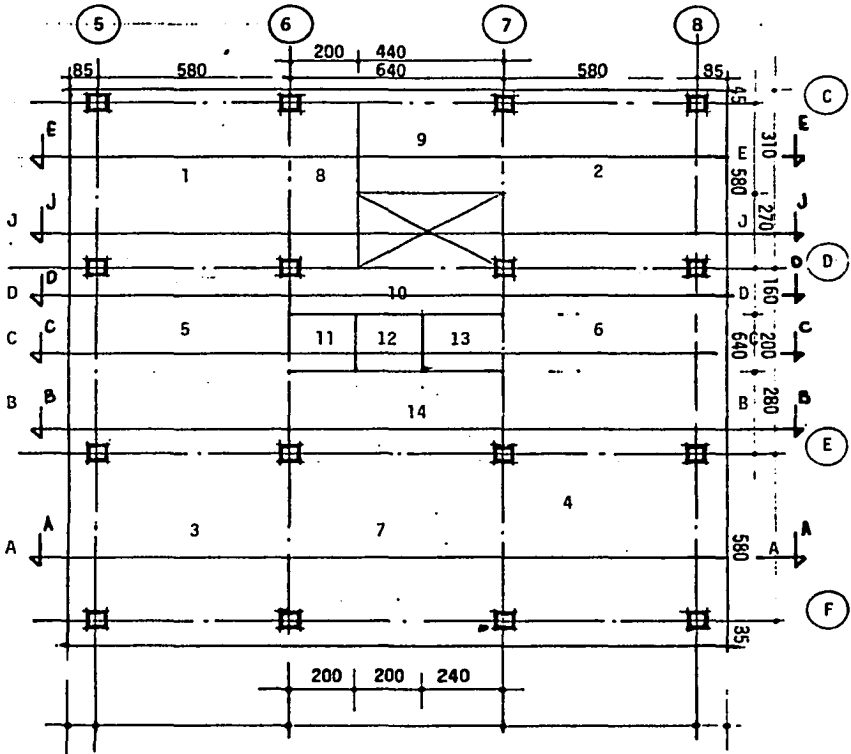


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ancho de franjas Centrales y Extremas y Cortes.

LOSA ENTREPISO

Cortes X - X

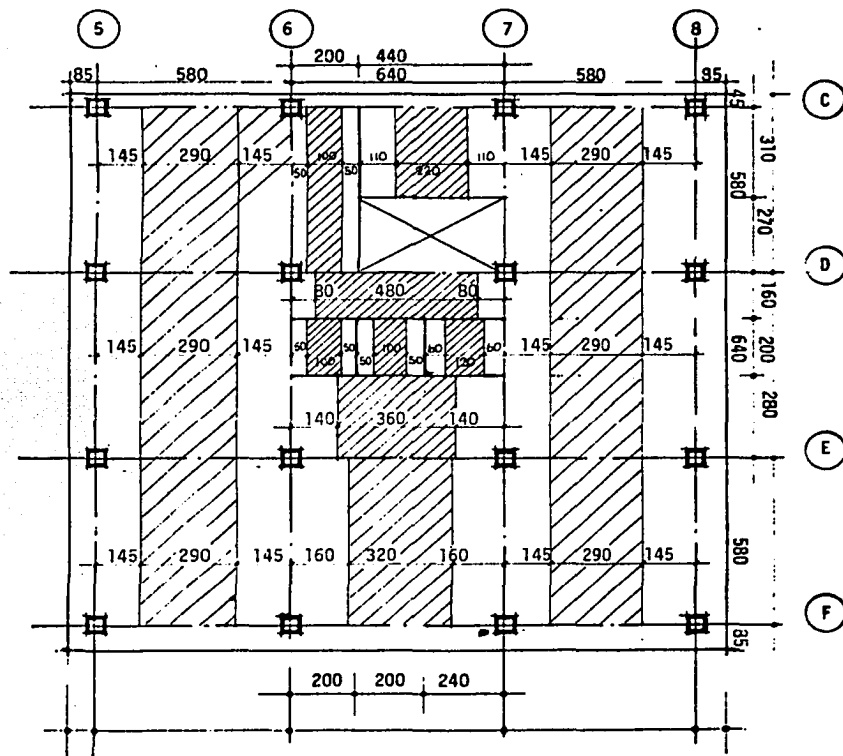


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ancho de franjas Centrales y Extremas y Cortes.

LOSA ENTREPISO

Ancho de Franjas Dirección Y - Y

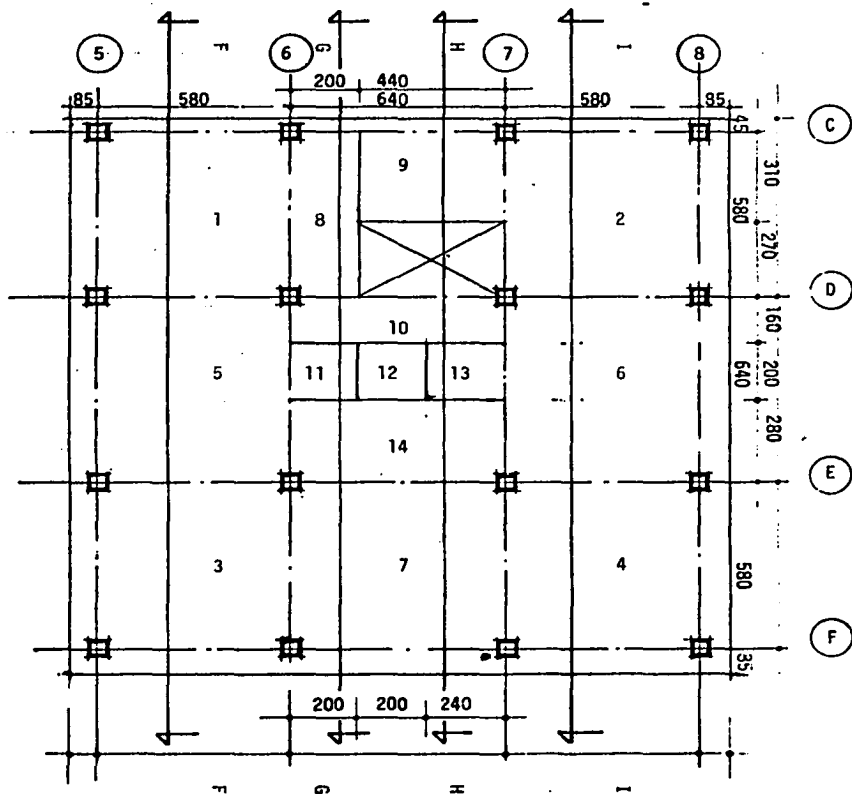


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ancho de franjas Centrales y Extimas y Cortes.

LOSA ENTREPISO

Cortes Dirección Y - Y



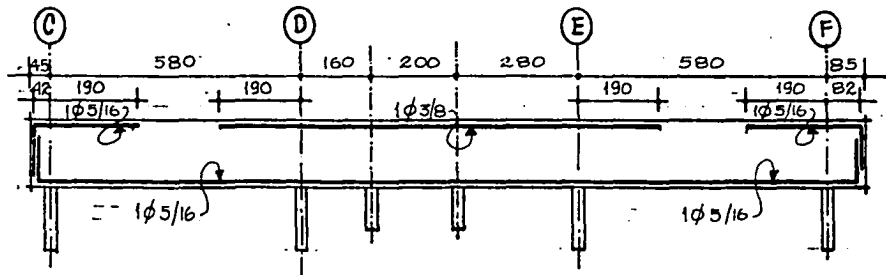
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE LOSAS

CORTE G - G

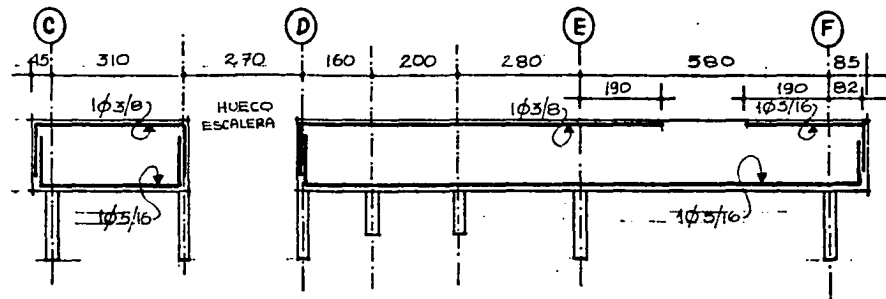
FRANJAS CENTRALES

LOSA AZOTEA



DISEÑO DE LOSAS

CORTE H - H



En franjas extremas toda la varilla será de  $5/16'' \phi$  para ambos casos.

METODO PLASTICO

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

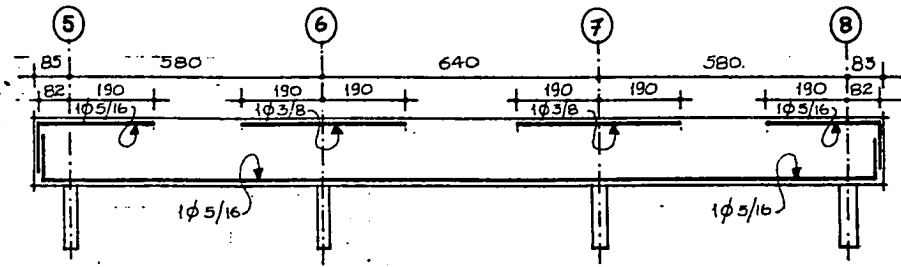
TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE LOSAS

CORTE A - A

FRANJAS CENTRALES

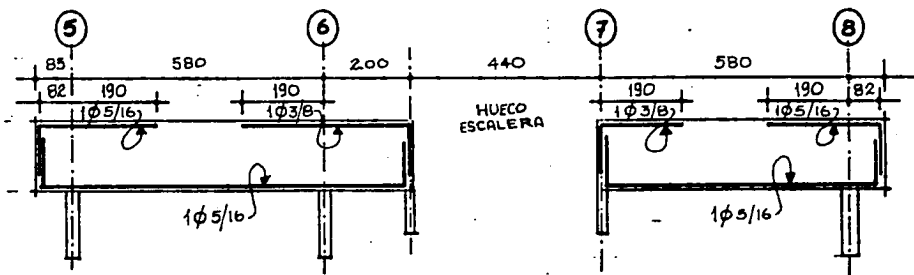
LOSA AZOTEA



DISEÑO DE LOSAS

CORTE J - J

HUECO ESCALERA



En franjas extremas toda la varilla será de 5/16" para ambos casos.

Arriba :  $\frac{0.25}{2} + \frac{5.80}{5} + 0.57 = 1.86 = 1.90$

Abajo :  $\frac{0.25}{2} + \frac{5.80}{6} - 0.57 = 0.52 = 0.55$

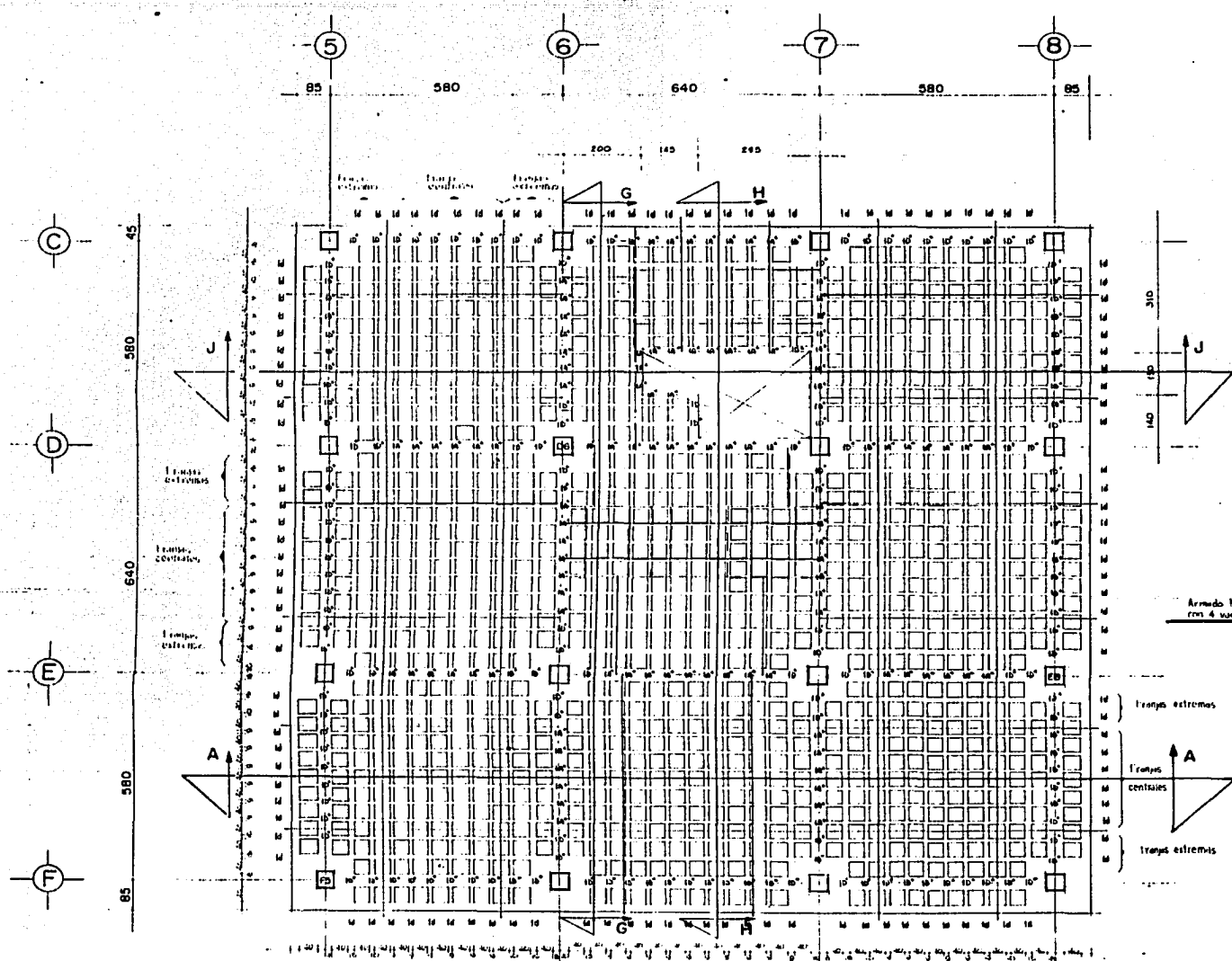
METODO PLASTICO



4.5 P L A N O S

R E S U L T A N T E S

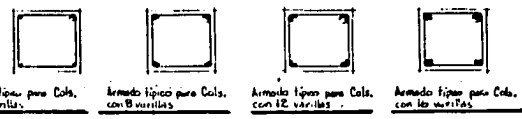
METODO PLASTICO.



d indica varilla # 4/8 baja corrida  
 D indica bastón # 4/8 alto en apoyos  
 e indica varilla # 4/8 baja corrida  
 b . . . . . # 4/8  
 c . . . . . # 3/8  
 A . . . . . # 3/8 alta corrida  
 B . . . . . # 3/8  
 C . . . . . # 3/8  
 A' . . . . . bastón # 3/8 alto en apoyos  
 B' . . . . . # 3/8  
 C' . . . . . # 3/8

Todo el concreto será de  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$   
 Todo el acero de refuerzo será de  $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$   
 Espesor de losa: 20 cm  
 Todas las conexiones serán de 40-40-40  
 El acero de refuerzo en las juntas será de # 3/8 de 20-20  
 Todos los dibujos de secciones serán de 1/4" = 1' en  
 todos los acollones están en cm.

**COLUMNAS**



Nivel	Columna Tipo F-D		Columna Tipo E-E		Columna Tipo D-D	
	Sección	Refuerzo	Sección	Refuerzo	Sección	Refuerzo
1	35 x 35	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	35 x 35	4# 1 2# 1/4 @ 21	35 x 35	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
2	35 x 35	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	35 x 35	4# 1 2# 1/4 @ 21	35 x 35	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
3	30 x 30	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	30 x 30	4# 1 2# 1/4 @ 21	30 x 30	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
4	30 x 30	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	30 x 30	4# 1 2# 1/4 @ 21	30 x 30	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
5	45 x 45	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	45 x 45	4# 1 2# 1/4 @ 21	45 x 45	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
6	45 x 45	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	45 x 45	4# 1 2# 1/4 @ 21	45 x 45	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
7	40 x 40	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	40 x 40	4# 1 2# 1/4 @ 21	40 x 40	4# 1/4 2# 1/4 @ 21
At.	40 x 40	4# 2/8 2# 1/4 @ 21	40 x 40	4# 1 2# 1/4 @ 21	40 x 40	4# 1/4 2# 1/4 @ 21

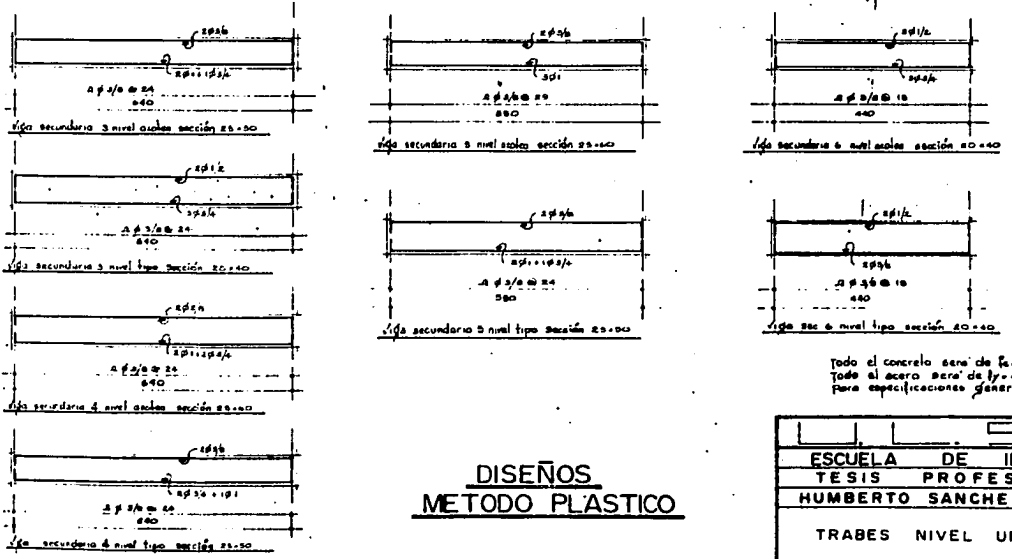
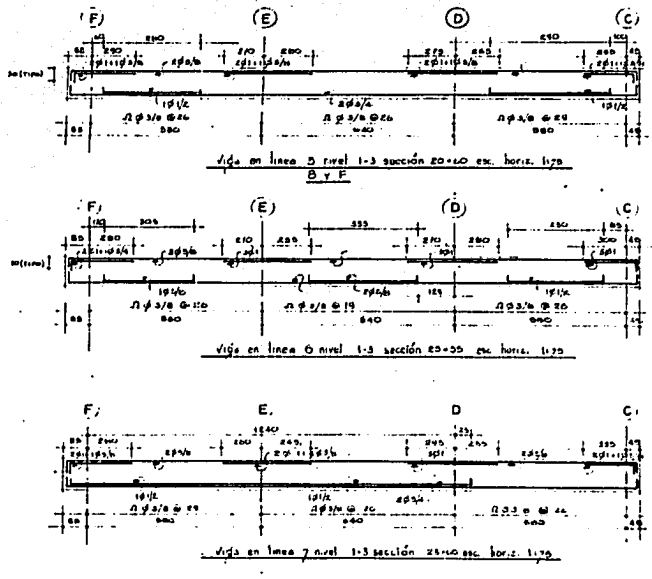
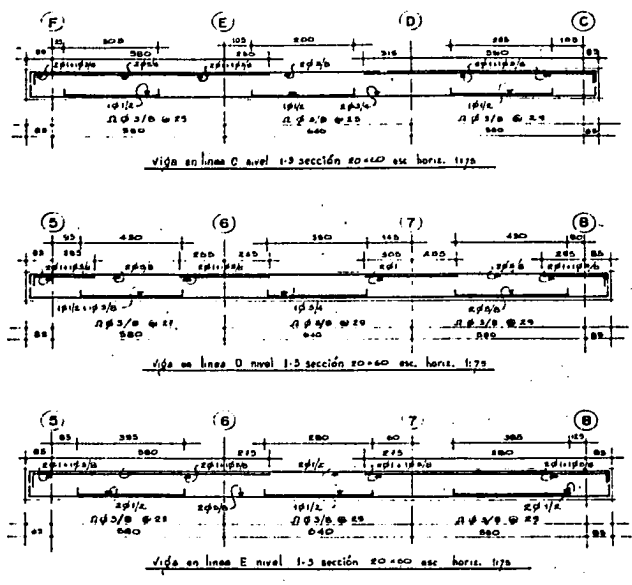
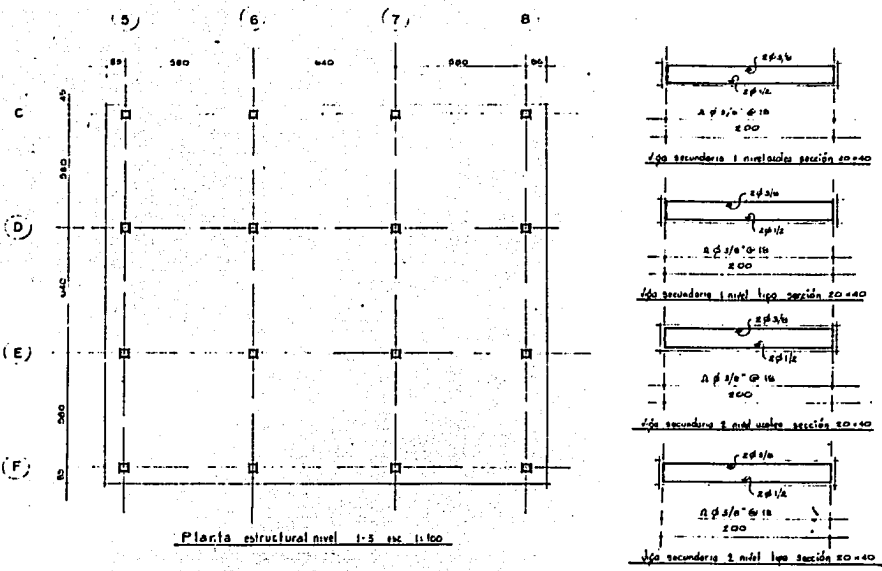
**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Planta estructural de acero

Esc. 1:50

**DISEÑOS ME TODO PLASTICO**

**ESCUELA DE INGENIERIA**  
**TESIS PROFESIONAL**  
**HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR**  
 LOSA ESTRUCTURAL AZOTEA **E-1**



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Todo el concreto sera de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 Todo el acero sera de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 Para especificaciones generales ver plano E-1

**DISEÑOS METODO PLASTICO**

ESCUOLA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR	
TRABES NIVEL UNO-TRES	E-3

74

4.6 y 4.7 R E S U M E N D E

CANTIDADES POR NIVEL

Y

PRESUPUESTO

METODO PLASTICO

## 4.6 y 4.7 CUANTIFICACION Y PRESUPUESTO.

En este sub-inciso se llevó a cabo la cuantificación de los materiales necesarios, según los resultados obtenidos, para poder llevar a cabo la Construcción de este Proyecto:

Se hizo la cuantificación del acero de refuerzo, para cada diámetro necesario, la cuantificación del concreto necesario y de la cimbra de contacto, sin tomar en cuenta la cimbra falsa que se pudiese necesitar.

Se cuantificarán por separado vigas, columnas y losas.

Se cuantificarán todas las vigas de cada nivel hasta llegar a planta baja y lo mismo se hizo con las losas y las columnas, hasta un resumen de materiales de cada miembro estructural que eran necesarios en cada nivel esto con el objeto de que para obtener el presupuesto final, se tuviese el costo del edificio de cada nivel y así poder compararlo con el del otro Método.

Entonces la comparación se llevó a cabo tomando en cuenta los resultados obtenidos para cada nivel.

No se considerarán los casetones de las losas, dado que se tenía la misma cantidad de los mismos, tanto para un Método como para el otro.

En lo que al presupuesto se refiere, en primer lugar se hizo el estudio del sueldo diario de un peón en función del salario mínimo aprobado por la Ley a Enero de 1985.

Con ese estudio se obtuvo un % de incremento del salario nominal y así poder obtener el salario real de toda la gente necesaria para la construcción de la estructura, como són :

Peón

Albañil de 2da.

Albañil de 1ra.

Carpintero

Fierrero

Cabo ó Maestro

Entonces se analizarón los siguientes precios unitarios, todos ellos a Costo Directo:

- 1.- Tonelada de alambroón  $\phi$  1/4 habilitado y armado, del nivel 1 al nivel 8 ( promedio )
- 2.- Tonelada de fierro de refuerzo  $\phi$  5/16 habilitado y armado, del nivel 1 al nivel 8 ( Promedio )
- 3.- Tonelada de fierro de refuerzo  $\phi$  3/8 habilitado y armado, del nivel 1 al nivel 8 ( Promedio )
- 4.- Tonelada de fierro de refuerzo  $\phi$  1/2 habilitado y armado.
- 5.- Tonelada de fierro de refuerzo  $\phi$  5/8, 3/4, 1 y 1 1/4, habilitado y armado, del nivel 1 al nivel 8 ( Promedio )
- 6.- M2 de Cimbra común en losas de super-estructura.
- 7.- M2 de Cimbra común en vigas.
- 8.- M2 de cimbra aparente en columnas.
- 9.- Concreto  $f'c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$  con cemento normal, agregado, grueso -- máximo de 2 cm, colado y vibrado, en columnas, del nivel P.B.- al nivel 7
- 10.- Concreto  $f'c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$ , con cemento fraguado rápido, agregado - grueso máximo de 2 cm, revenimiento 14, bombeado, en losas y vi gas del nivel 1 al nivel 8 .

Estudio del sueldo diario de un peón en función del Salario Mfimo aprobado de Ley. ( Enero 1985)

Salario por día                      \$ 1,060.00  
 Salario por año              365 x 1,060.00 = \$ 386,900.00

Durante el año no se trabajan :

52 Domingos

6 Dfas de Vacaciones

6 Dfas Festivos

Total 64 dfas

Dfas efectivos laborables              365 - 64 = 301 dfas

Salario diario con dfas no

laborables = \$  $\frac{386,900.00}{301}$  = \$ 1,285.38

Gastos que gravan el salario mínimo y quedan cubiertos por la empresa.

I.M.S.S.    19.66 % de 1,258.38              =              247.40

Educación 1 % de 1,258.38                      =              12.58

Total \$ 1,518.36 / día

Salario Estudiado              \$ 1,518.36

Salario base                      1,060.00

% de Incremento =  $\frac{1,518.36 - 1,060.00}{1,060.00}$  = 43 %

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

<b>TESIS CON FALLA DE ORIGEN</b>
--------------------------------------

Salarios Unitarios de diferentes operaciones en función del incremento estudiado.

	NOMINAL	ESTUDIADO
Peón	1,060.00	1,518.36
Albañil de 2da.	1,285.00	1,721.90
Albañil de 1ra.	1,500.00	2,010.00
Carpintero	1,500.00	2,010.00
Ferrero	1,500.00	2,010.00
Cabo ó Mestro	2,000.00	2,680.00

Precios Unitarios por estudiar de nivel 1 a nivel 8 (azotea)

Refuerzo  $\phi$  1/4,  $\phi$  3/8,  $\phi$  1/2,  $\phi$  5/8,  $\phi$  3/4,  $\phi$  1", y  $\phi$  1 1/4

Concreto en Columnas

Concreto en Losas y Trabes

Cimbra aparente en Columnas

Cimbra común en Losas

Cimbra común en Vigas

**REFUERZO**

Tonelada alambroń  $\phi$  1/4 habilitado y armado de 1º a 8º nivel

1 Tón alambroń  $\phi$  1/4 \$ 106,000.00

Desperdicio 3 % 3,180.00

60 Kg alambre No. 18 a \$ 148.00 8,860.00

Mano de Obra.

16 Jornales Ferrero a \$ 2,010.00 32,160.00

% Maestro ó Cabo 5 % 1,608.00

Equipo, herramienta y elevación 1,013.04

(3% de Mano de Obra)

Costo Directo \$ 152,821.04



Tonelada Fierro de refuerzo  $\phi$  5/16,

Habilitado y armado en promedio de nivel 1 a nivel 8 .

1 Tonelada $\phi$ 5/16	\$	86,000.00
Desperdicio 3 %		2,580.00
50 Kg Alambre a \$ 148.00		7,400.00
Mano de Obra		
14 Jornales Fierro a \$ 2,010.00		28,140.00
5 % Maestro y/6 Cabo		1,407.00
Equipo y Herramienta 3 % (Mano de Obra)		886.41
		<hr/>
Costo Directo	\$	126,413.41

Tónelada Fierro de refuerzo  $\phi$  3/8 habilitado y armado del nivel 1  
al nivel 8 (Promedio)

1 Tónelada $\phi$ 3/8	\$	86,000.00
Desperdicio 3 %		2,580.00
50 Kg alambre a \$ 148.00		7,400.00
Mano de Obra		
13 Jornales a \$ 2,010.00		26,130.00
Maestro 5 %		1,306.50
Equipo y herramienta, elevación 3%		823.10
Mano de Obra		<hr/>
Costo Directo	\$	124,239.60

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Tónelada Fierro de refuerzo  $\phi$  1/2 habilitado y armado de nivel  
1 a nivel 8 (promedio)

1 Tónelada $\phi$ 3 /8	\$	86,000.00
Desperdicio 3 %		2,580.00
50 Kg Alambre # 18 a \$ 148.00		7,400.00
Mano de Obra		
12 Jornales fierro a 2,010.00		24,120.00
5 % Maestro y/o Cabo		1,206.00
Equipo 3% de Mano de Obra		759.78
		<hr/>
Costo Directo	\$	122,065.78

Tónelada Fierro de refuerzo  $\phi$  5/8, 3/4, 1" y 1 1/4 habilitado y  
armado de nivel 1 a nivel 8 (promedio)

1 Tónelada $\phi$ 5/8, 3/4, 1" y 1 1/4	\$	86,000.00
Desperdicio 4 %		3,440.00
50 Kg alambre # 18		7,400.00
Mano de Obra		
11 Jornales Fierro a \$ 2,010.00		22,110.00
Maestro y/o Cabo 5%		1,105.50
Equipo 3% Mano de Obra		696.47
		<hr/>
Costo Directo	\$	120,751.97

M<sup>2</sup> Cimbra común en losas de Superestructura.

6.53	Pie tablón a	\$ 89.75	\$	586.07
0.35	Kg clavo a	158.00		55.30
	Mano de Obra Carpintero	0.17 Jornal (2010.00)		341.70
	Mano de Obra ayudante	0.085 Jornal (1518.36)		129.06
	Maestro 5% (344.70 + 129.06)			23.54
	Andamios y Elevación			20.00
			\$	<u>1,155.67</u>

M<sup>2</sup> Cimbra común en vigas.

9.58	Pie tablón a	\$ 89.75	\$	859.81
0.35	Kg clavo a	158.00		55.30
0.20	Kg alambre a	148.00		29.60
	Mano de Obra			
0.20	Jornal Carp.	2010.00		402.00
0.20	Jornal Peón	1518.36		303.67
	Maestro 5% (402.00+303.67)			35.28
	Andamios y Elevación			20.00
			\$	<u>1,705.66</u>

M<sup>2</sup> Cimbra aparente en Columnas

1.00	M2 forro triplay	$\frac{7,846.00}{3.00 \times 6 \text{ usos}} =$	\$	435.89
3.80	Pie tablón a	89.75		341.05
0.30	Kg clavo a	148.00		44.40
	Mano de Obra			
0.20	Jornal Carpintero	\$ 2,010.00		402.00

0.20 Jornal Peón	\$ 1,518.36	\$ 303.67
Maestro 5 % (402.00 + 303.67)		35.28
Andamios y elevación		20.00
		<hr/>
Costo Directo	\$	1,582.29

M<sup>3</sup> Concreto f'c=250Kg/cm<sup>2</sup> con cemento normal, agregado grueso máximo 2 cm. colado y vibrado en columnas del nivel 0 al nivel 7 :

0.43 Ton cemento a	\$ 14,500.00	\$ 6,249.50
0.45 M <sup>3</sup> arena a	1,460.00	657.00
0.80 M <sup>3</sup> grava a	1,460.00	1,168.00
1.00 M <sup>3</sup> mezclado a	1,821.00	1,821.00
1.00 M <sup>3</sup> Elevación, colado y vibrado.	3,430.00	3,430.00
		<hr/>
Costo Directo	\$	13,325.00

M<sup>3</sup> Concreto f'c=250Kg/cm<sup>2</sup>, cemento, fraguado rápido, agregado grueso máximo de 2 cm, revenimiento 14, bombeado, en losas y vigas del nivel 1 al nivel 8 .

1.00 M <sup>3</sup> Concreto	\$ 11,915.00
1.00 M <sup>3</sup> Revenimiento 14.	660.00
1.00 M <sup>3</sup> Bombeo	1,080.00
1.00 M <sup>3</sup> Colado y Vibrado	1,580.00
	<hr/>
Costo Directo	\$ 15,235.00

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4.6 Cuantificación.

## REQUERIMIENTO POR NIVEL

## MATERIAL PLASTICO

NIVEL	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	CONCRETO m <sup>3</sup>	CIMENTA m <sup>2</sup>
<u>NIVEL 1</u>											
Columnas	123.20		220.00		125.96		276.24		272.24	13.058	95.040
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.429	355.53
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.64
Trabes Principales			981.00	105.11	511.82	256.47	309.55			19.633	124.830
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.40	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,171.50	134.31	544.72	281.27	333.75			22.487	138.970
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,091.37	134.31	544.72	281.27	333.75			75.606	501.610
<u>NIVEL 2</u>											
Columnas	123.20		220.00		116.36		257.04		205.04	13.058	95.040
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.429	355.53
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.64
Trabes Principales			981.00	105.11	511.82	256.47	309.55			19.633	124.830
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,171.50	134.31	544.72	281.27	333.75			22.487	138.970
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,091.37	134.31	544.72	281.27	333.75			75.606	501.610
<u>NIVEL 3</u>											
Columnas	112.00		200.00		116.36		224.48		104.72	10.800	66.430
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.429	355.53
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.64
Trabes Principales			981.00	105.11	511.82	256.47	309.55			19.633	124.830
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,171.50	134.31	544.72	281.27	333.75			22.487	138.970
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,091.37	134.31	544.72	281.27	333.75			75.606	501.610

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

NIVEL 4	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	CONCRETO m <sup>3</sup>	CINCEFA m <sup>2</sup>
Columnas	100.80		187.20		116.36		181.28		136.72	10.820	56.420
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.429	355.530
Losas en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.640
Trabes Principales			982.40	281.07	422.04	179.49	298.35			19.388	122.870
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,172.90	310.27	454.94	204.29	322.55			22.242	137.040
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,092.77	310.27	454.94	204.29	322.55			75.361	499.560
<b>NIVEL 5</b>											
Columnas	100.80		187.20		116.36		128.48		116.36	8.749	77.76
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.425	355.53
Losas en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.64
Trabes Principales			982.40	281.07	422.04	179.49	298.35			19.388	122.87
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,172.90	310.27	454.94	204.29	322.55			22.242	137.04
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,092.77	310.27	454.94	204.29	322.55			75.361	499.68
<b>NIVEL 6</b>											
Columnas	100.80		187.20		116.36		128.48		116.36	8.749	77.76
Losas	4,978.20	1,968.45	303.47							47.429	355.53
Losas en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	352.64
Trabes Principales			982.40	281.07	422.04	179.49	298.35			19.388	122.87
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,172.90	310.27	454.94	204.29	322.55			22.242	137.04
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,092.77	310.27	454.94	204.29	322.55			75.361	499.68

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

<u>NIVEL 7</u>	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	CONCRETO m <sup>3</sup>	CIMBRA m <sup>2</sup>
Columna	89.60		185.60		116.36		128.48		116.36	6.912	69.12
Losas	4,978.20	1,968.45	393.47							47.429	355.53
Losas en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4,978.20	1,968.45	919.87							53.119	362.64
Trabes Principales			982.40	281.07	422.04	179.49	298.35			19.386	122.87
Trabes Secundarias			190.50	29.20	32.90	24.80	24.20			2.854	14.170
Total Trabes			1,172.50	310.27	454.94	204.29	322.55			22.242	137.04
Total Losas y Trabes	4,978.20	1,968.45	2,092.77	310.27	454.94	204.29	322.55			75.361	499.68
<u>NIVEL 8e</u>											
Columna	89.60		185.60		106.16	52.80	96			6.912	69.12
Losas	5,333.60	1,996.16	402.73							49.136	369.33
Losas en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	5,333.60	1,996.16	1,019.13							54.826	375.44
Trabes Principales			1,124.00	236.93	529.33	64.00	64.19	2.77		17.359	99.445
Trabes Secundarias			168.50	16.50	36.90	22.10	42.65			3.302	17.550
Total Trabes			1,312.50	253.43	565.23	86.10	106.84	2.77		20.661	116.995
Total Losas y Trabes	5,333.60	1,996.16	2,331.63	253.40	565.23	86.10	106.84	2.77		75.517	491.775

## 4.7 PRESUPUESTO

## METODO PLASTICO

NIVEL 1

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
1.- Alambrcn $\phi$ 1/4	Ton	1.265	152,821.04	193,318.62
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.292	124,239.60	160,517.56
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.133	122,065.78	16,234.75
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	1.041	120,751.97	125,702.80
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.629	120,751.97	75,952.99
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.423	120,751.97	292,582.02
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	1.690	120,751.97	204,070.83
10.- Cimbra comn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comn en vigas	M <sup>2</sup>	138.97	1,705.66	237,035.57
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	95.040	1,582.29	150,380.84
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas.	M <sup>3</sup>	13.068	13,325.00	174,131.10
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y trabes.	M <sup>3</sup>	75.606	15,235.00	1'151,857.41
TOTAL NIVEL 1				\$ 3'297,456.51



## PRESUPUESTO

## METODO PLASTICO

## NIVEL 2

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.265	152,821.04	193,318.62
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.292	124,239.60	160,517.56
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.133	122,065.78	16,234.75
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	1.026	120,751.97	123,891.52
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.629	120,751.97	75,952.99
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.423	120,751.97	292,582.02
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	1.273	120,751.97	153,717.26
10.- Cimbra comũn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comũn en vigas	M <sup>2</sup>	138.97	1,705.66	237,035.57
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	95.040	1,582.29	150,380.84
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en columnas	M <sup>3</sup>	13.068	13,325.00	174,131.10
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bombeado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75.606	15,235.00	1'151,857.41
TOTAL NIVEL 2 \$				3'245,291.66

PRESUPUESTO

METODO PLASTICO

NIVEL 3

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambrcn $\phi$ 1/4	Ton	1.262	152,821.04	192,860.15
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.281	124,239.60	159,150.93
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.133	122,065.78	16,234.75
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	1.026	120,751.97	123,891.52
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.629	120,751.97	75,952.99
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.218	120,751.97	267,827.87
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	1.147	120,751.97	138,502.51
10.- Cimbra comn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comun en vigas	M2	138.97	1,705.66	237,035.57
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	86.400	1,582.29	136,709.86
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	10.800	13,325.00	143,910.00
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75.606	15,235.00	1'151,857.41
TOTAL NIVEL			3 \$	3'159,605.58

## PRESUPUESTO

## METODO PLASTICO

## NIVEL 4

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	IMPORTE
1.- Alambroñ $\phi$ 1/4	Ton	1.262	152,821.04	192,860.15
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.282	124,239.60	159,275.17
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.308	122,065.78	37,596.26
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	1.082	120,751.97	130,653.63
6.- Varilla $\phi$ 3/4	Ton	0.457	120,751.97	55,183.65
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.002	120,751.97	241,745.44
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	0.722	120,751.97	87,182.92
10.- Cimbra común en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra común en vigas	M <sup>2</sup>	137.04	1,705.66	233,743.65
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	86.400	1,582.29	136,709.86
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	10,800	13,325.00	143,910.00
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado en losas y trabes.	M <sup>3</sup>	75.361	15,235.00	1'148,124.84
TOTAL NIVEL 4				\$ 3'082,657.59

## PRESUPUESTO

## METODO PLASTICO

NIVEL 5

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.260	152,821.04	192,554.51
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.275	124,239.60	158,405.49
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.308	122,065.78	37,596.26
5.- Varilla de 5/8	Ton	0.887	120,751.97	107,107.00
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.457	120,751.97	55,183.65
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	1.792	120,751.97	216,387.53
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	0.722	120,751.97	87,182.92
10.- Cimbra comũn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comũn en vigas	M <sup>2</sup>	137.04	1,705.66	233,743.65
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	77.760	1,582.29	123,038.87
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	8.749	13,325.00	116,580.43
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75,361	15,235.00	1,148,124.84

TOTAL NIVEL 5 \$ 2'991,577.17

## PRESUPUESTO

## METODO PLASTICO

## NIVEL 6

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambrcn $\phi$ 1/4	Ton	1.260	152,821.04	192,554.51
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.275	124,239.60	158,405.49
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.308	122,065.78	37,596.26
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.887	120,751.97	107,107.00
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.457	120,751.97	55,183.65
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	1.792	120,751.97	216,387.53
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	0.722	120,751.97	87,182.92
10.- Cimbra comn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comn en vigas	M <sup>2</sup>	137.04	1,705.66	233,743.65
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	77.760	1,582.29	123,038.87
13.- Concreto f'c'=250Kg/cm <sup>2</sup> en columnas	M <sup>3</sup>	8.747	13,325.00	116,580.43
14.- Concreto f'c'=250Kg/cm <sup>2</sup> bombeado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75.361	15,235.00	1'148,124.84
TOTAL NIVEL 6				\$ 2'991,577.17

PRESUPUESTO  
 METODO PLASTICO  
 NIVEL 7

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroñ $\phi$ 1/4	Ton	1.257	152,821.04	192,096.05
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.274	124,239.60	158,281.25
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.308	122,065.78	37,596.26
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.887	120,751.97	107,107.00
6.- Varilla $\phi$ 3/4	Ton	0.457	120,751.97	55,183.65
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	1.792	120,751.97	216,387.53
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	0.722	120,751.97	87,182.92
10.- Cimbra común en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.13
11.- Cimbra común en vigas	M <sup>2</sup>	137.04	1,705.66	233,743.65
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	69.120	1,582.29	109,367.88
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en co- lumnas	M <sup>3</sup>	6.912	13,325.00	92,102.40
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75.361	15,235.00	1,148,124.84
TOTAL NIVEL 7			\$ 2'952,845.45	

## RESUPUESTO

## METODO PLASTICO

NIVEL Az

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambón $\phi$ 1/4	Ton	1.345	152,821.04	205,544.30
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.771	126,413.41	97,464.74
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.407	124,239.60	174,805.12
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.252	122,065.78	30,760.58
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	1.042	120,751.97	125,823.55
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.333	120,751.97	40,210.41
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	0.806	120,751.97	97,326.09
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton	0.014	120,751.97	1,690.53
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton		120,751.97	
10.- Cimbra común en losas	M <sup>2</sup>	375.44	1.155.67	433,884.74
11.- Cimbra común en vigas	M <sup>2</sup>	116.335	1,705.66	198,427.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	69.120	1,582.29	109,367.88
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en columnas	M <sup>3</sup>	6.912	13,325.00	92,102.40
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bombeado, en losas y trabes	M <sup>3</sup>	75,517	15,235.00	1'150,501.50
TOTAL NIVEL			Az	\$ 2'757,909.80

194

C A P I T U L O V

DISENO POR EL METODO

ELASTICO



195

5.1 R E S U M E N

CARGA VERTICAL, SISMO Y ELEMEN

TOS MECANICOS DE DISEÑO.

M E T O D O   E L A S T I C O

## 5.1.1 Algoritmo

En este inciso se hizo la superposición de elementos mecánicos por --- carga vertical y de elementos mecánicos obtenidos por sismo y se obtie nen los elementos mecánicos de diseño.

Las estructuras de concreto reforzado deben diseñarse de manera que -- los esfuerzos en condiciones de servicio no excedan de ciertos valores admisibles. Son esfuerzos ó acciones internas sin multiplicarse por -- ningún factor de carga.

El reglamento señala en su inciso 9.1 , que bajo la combinación de ac-- ciones permanentes, carga viva y sismo, los valores admisibles se in-- crementarán en un 33 %.

Sobre esto último, resulta lo mismo si decrementamos los efectos mecá-- nicos resultantes de la combinación de esos efectos, en un 33 % y deja mos los esfuerzos admisibles tal y como están.

Para la obtención de los elementos mecánicos de diseño, se hizo lo -- siguiente:

Se trata de ver si rigen los efectos resultantes del análisis por car ga vertical, ó si rigen los efectos resultantes de la combinación de carga vertical más sismo.

Entonces , para carga vertical tenemos que:

$$A_s_{c.v.} = \frac{M_{c.v.}}{f_s j d}$$

$$\begin{aligned} \text{Cuando } M &= M_{c.v} + M_{\text{sismo}} \\ f_s &= f_s \times 1.33 \end{aligned}$$

Entonces:

$$A_s_{c.v+s} = \frac{M_{c.v} + M_s}{f_s \times 1.33 \times j \cdot d}$$

Por lo tanto, para que rija carga vertical más sismo

$$\frac{M_{cv} + M_s}{1.33} \geq M_{c.v}$$

Y para que rija carga vertical solamente

$$M_{c.v} \geq \frac{M_{cv} + M_s}{1.33}$$

Lo mismo sucede para el cortante.

Por lo tanto, dividimos el elemento mecánico debido a la combinación de ambos efectos entre 1.33 y lo comparamos con el efecto correspondiente para carga vertical.

El mayor de ambos será el elemento mecánico de diseño, y si ese fuese el de la combinación, lo tomamos dividido entre 1.33 como elemento mecánico de diseño y así no alteramos los esfuerzos admisibles en condiciones de servicio.

En este inciso se hizo también la revisión de las secciones propuestas de la siguiente manera:

$$M \text{ resistente} \geq M \text{ actuante por Carga Vertical}$$

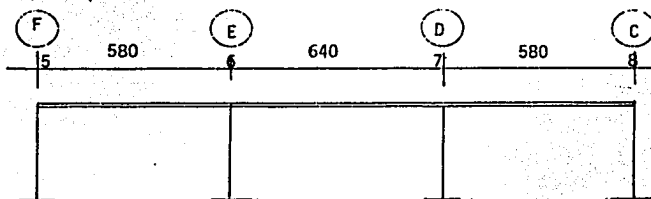
$$M \text{ resistente} (1.33) \geq M \text{ actuante por Carga Vertical} + M \text{ sismo } \delta$$

$$M \text{ resistente} \geq \frac{M \text{ actuante por Carga Vertical} + \text{sismo}}{1.33}$$

## 5.1.2 Superposición de Efectos.-

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS -  
MECANICOS DE DISEÑO.

MARCO 5 8 F NIVEL Az.

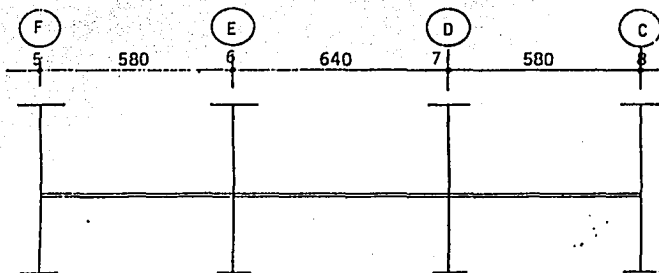


Vc.v	4.94	6.74	6.76	6.76	6.74	4.94
Vs	0.78	0.78	0.59	0.59	0.78	0.78
V(cv+s)	5.72	7.52	7.35	7.35	7.52	5.72
V/1.33	4.30	5.65	5.53	5.53	5.65	4.30
-Mcv	3.18	8.41	8.46	8.46	8.41	3.18
-Ms	2.46	2.08	1.88	1.88	2.08	2.46
-M(cv+s)	5.64	10.49	10.34	10.34	10.49	5.64
M/1.33	4.24	7.89	7.77	7.77	7.89	4.24
+Mcv	4.30		4.24			4.30
+Mcv+s	5.20		4.20			5.20
+Mcv+s/1.33	3.91		3.16			3.91

## ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

VD rige	4.94	6.74	6.76	6.76	6.74	4.94	
-M rige	4.24	8.41	8.46		8.46	8.41	4.24
+M rige	4.30			4.24			4.30

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS  
MECANICOS DE DISEÑO.  
MARCO 5 8 F NIVEL 4 5 6 7



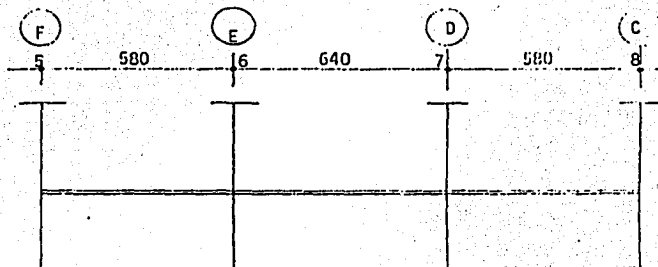
V <sub>cv</sub>	7.95	10.63	11.15	11.15	8.78	7.64	
V <sub>s</sub>	4.46	4.46	3.35	3.35	4.46	4.46	
V(cv+s)	12.41	15.09	14.50	14.50	13.24	12.10	
V/1.33	9.33	11.35	10.90	10.90	9.95	9.10	
-Me c.v.	7.81	11.17	12.87	12.87	10.24	6.89	
M <sub>s</sub>	14.01	11.85	10.73	10.73	11.85	14.01	
M(cv+s)	21.82	23.02	23.60	23.60	22.09	20.90	
-M/1.33	16.41	17.31	17.74	17.74	16.61	15.71	
+Mc.v	5.31		6.70		4.63		
+M c.v.+s	6.20	10.00	0.68	8.20	1.61	9.20	7.12
Mcv+s/1.33	4.66	7.52	0.51	6.17	1.21	7.37	5.35

## ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO:

VD rige	9.33	11.35	11.15	11.15	9.95	9.10	
-M rige	16.41	17.31	17.74	17.74	16.61	15.71	
+M rige	4.66	7.52	0.51	6.70	1.21	7.37	5.35

CON  
 DE ORIGEN

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y LLAMANTOS  
 MECANICOS DE DISEÑO.  
 MARCO 5 8 F NIVEL 1 2 3



Vcv	9.06	9.52	11.28	11.02	8.57	7.85	
Vs	4.95	4.95	3.52	3.52	4.95	4.95	
V(cv+s)	15.01	14.47	14.80	14.54	13.52	12.80	
V/1.33	11.29	10.88	11.13	10.93	10.17	9.62	
-Me c.v.	8.80	10.18	13.65	12.79	9.71	7.59	
Ms	16.27	12.42	11.25	11.25	12.42	16.27	
M(cv+s)	25.07	22.60	24.90	24.04	22.13	23.86	
-M/1.33	18.85	16.99	18.72	18.08	16.64	17.94	
+Mc.v	5.15		6.76		4.51		
+M c.v.+s	7.47	10.80	2.24	8.60	2.71	10.80	8.68
Mcv+s/1.33	5.62	8.12	1.68	6.47	2.03	8.12	6.53

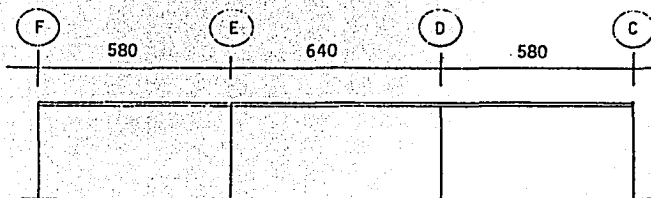
ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO:

VD rige	11.29	10.88	11.28	11.02	10.17	9.62	
-M rige	18.85	16.99	18.72	18.08	16.64	17.94	
+M rige	5.62	8.12	1.68	6.76	2.04	8.12	6.53

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS -  
MECANICOS DE DISEÑO.

MARCO 6 NIVEL Az.



Vc.v	8.34	13.28	18.77	21.68	7.88	3.14
Vs	0.73	0.73	0.55	0.55	0.73	0.73
V(cv+s)	9.07	14.01	19.32	22.23	8.61	3.87
V/1.33	6.82	10.53	14.53	16.71	6.47	2.91
-Mcv	5.15	19.53	24.51	23.41	15.10	1.35
-Ms	2.28	1.94	1.75	1.75	1.94	2.28
-M(cv+s)	7.43	21.47	26.26	25.16	17.04	3.63
M/1.33	5.59	16.14	19.74	18.92	12.81	2.73
+ Mcv	6.96		17.39		2.82	
+ Mcv+s	7.80		17.40		3.90	0.93
+ Mcv+s/1.33	5.86		13.08		2.93	0.70

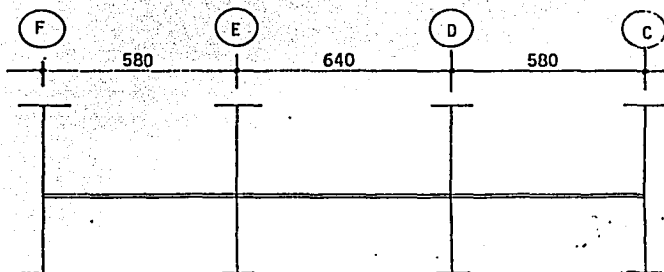
## ELEMENTOS MECANICOS DE DISERO

VD rige	8.34	13.28	18.77	21.68	7.88	3.14
-M rige	5.59	19.53	24.51	23.41	15.10	2.73
+M rige	6.96		17.39		2.93	0.70

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS MECANICOS DE DISERO.

MARCO 6 NIVEL 4 5 6 7



Vcv	7.61	8.95	14.02	14.34	7.35	5.91
Vs	4.21	4.21	3.16	3.16	4.21	4.21
V(cv+s)	11.82	13.26	17.18	17.50	11.56	10.12
V/1.33	8.89	9.97	12.92	13.16	8.69	7.61
-Me c.v.	7.74	11.66	16.78	16.06	9.95	5.75
Ms	13.22	11.17	10.12	10.12	11.17	13.22
M(cv+s)	20.96	22.83	26.90	26.18	21.12	18.97
-M/1.33	15.76	17.17	20.22	19.68	15.87	14.26
+ Mc.v	5.23		10.81		3.92	
+ M c.v.+s	5.48	10.40	13.00	1.22	10.00	7.47
Mcv+s/1.33	4.12	7.81	9.77	0.91	7.51	5.61

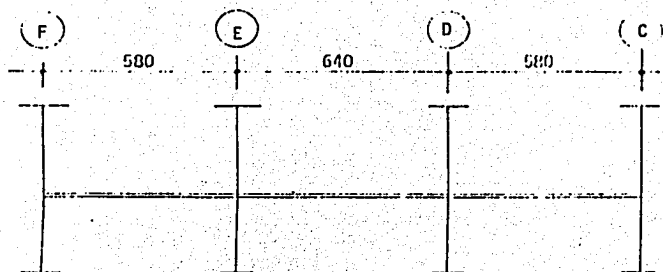
## ELEMENTOS MECANICOS DE DISERO:

VD rige	8.89	9.97	14.02	14.34	8.69	7.61
-M rige	15.76	17.17	20.22	19.69	15.87	14.26
+M rige	4.12	7.81	10.81	0.91	7.51	5.61

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS  
MECANICOS DE DISEÑO.  
MARCO 6 NIVEL 1 2 3



Vcv	7.81	8.75	13.93	14.43	7.09	6.17	
ys	4.65	4.65	3.30	3.30	4.65	4.65	
V(cv+ts)	12.46	13.40	17.23	17.73	11.74	10.82	
V/1.33	9.36	10.07	12.95	13.33	8.82	8.13	
- Mc c.v.	8.44	11.20	16.69	16.51	9.17	6.47	
Ms	15.30	11.67	10.57	10.57	11.67	15.30	
M(cv+ts)	23.74	22.87	27.26	27.08	20.84	21.77	
-M/1.33	17.84	17.19	20.49	20.36	15.66	16.36	
+ Mc.v	5.07		11.25		3.89		
+ M c.v.+s	6.86	11.40	0.47	13.40	2.50	11.00	8.83
Mcv+ts/1.33	5.15	8.57	0.35	10.07	1.87	8.27	6.63

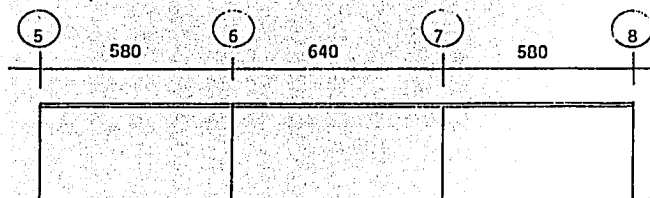
ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO:

VD rige	9.36	10.07	13.93	14.43	8.82	8.13	
-M rige	17.84	17.19	20.49	20.36	15.66	16.36	
+M rige	5.15	8.57	0.35	11.25	1.87	8.27	6.63

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS -  
MECANICOS DE DISERO.

MARCO E NIVEL Az.



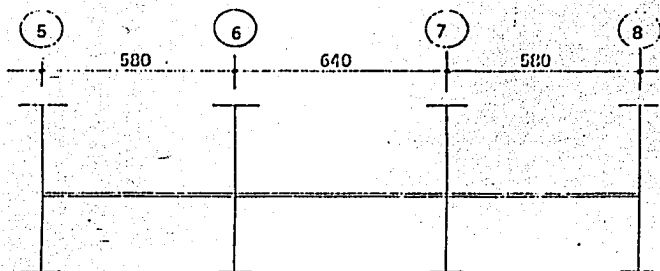
Vc.v	5.81	7.81	7.01	7.01	7.81	5.81
Vs	0.73	0.73	0.55	0.55	0.73	0.73
V(cv+s)	6.54	8.54	7.56	7.56	8.54	6.54
V/1.33	4.92	6.42	5.68	5.68	6.42	4.92
-Mcv	4.28	10.04	9.63	9.63	10.04	4.28
-Ms	2.28	1.94	1.75	1.75	1.94	2.28
-M(cv+s)	6.56	11.98	11.38	11.38	11.98	6.56
M/1.33	4.93	9.01	8.56	8.56	9.01	4.93
+Mcv	5.76		4.28			5.76
+Mcv+s	6.10		4.40			6.10
+Mcv+s/1.33	4.59		3.31			4.59

## ELEMENTOS MECANICOS DE DISERO

VD rige	5.81	7.81	7.01	7.01	7.81	5.81
-M rige	4.93	10.04	9.63	9.63	10.04	4.93
+M rige	5.76		4.28			5.76

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS  
MECANICOS DE DISEÑO.  
MARCO E NIVEL 4 5 6 7

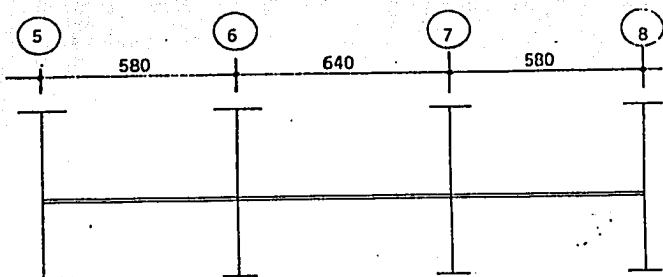


V <sub>cv</sub>	7.62	8.62	8.90	8.92	7.66	6.68	
V <sub>s</sub>	4.21	4.21	3.16	3.16	4.21	4.21	
V(cv+s)	11.83	12.83	12.06	12.08	11.87	10.89	
V/1.33	8.89	9.65	9.07	9.08	8.92	8.19	
-M <sub>c.v.</sub>	8.10	11.02	11.42	11.13	9.93	7.05	
M <sub>s</sub>	13.22	11.17	10.12	10.12	11.17	13.22	
M(cv+s)	21.32	22.19	21.54	21.25	21.10	20.27	
-M/1.33	16.03	16.68	16.20	15.98	15.86	15.24	
+ M <sub>c.v</sub>	5.48		5.79		4.75		
+ M <sub>c.v.+s</sub>	5.12	10.30	0.15	7.70	1.24	9.70	6.17
M <sub>cv+s</sub> /1.33	3.85	7.74	0.11	5.79	0.93	7.29	4.64

## ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO:

VD rige	8.89	9.65	9.07	9.08	8.92	8.19	
-M rige	16.03	16.68	16.20	15.98	15.86	15.24	
+M rige	3.85	7.74	0.11	5.79	0.93	7.29	4.64

RESUMEN DE EFECTOS ESTRUCTURALES Y SISMICOS, Y ELEMENTOS  
MECANICOS DE DISEÑO:  
MARCO E NIVEL 1 2 3



Vcv	7.80	8.44	9.13	8.79	7.47	6.87		
Vs	4.65	4.65	3.30	3.30	4.65	4.65		
V(cv+s)	12.45	13.09	12.43	12.09	12.12	11.52		
V/1.33	9.36	9.84	9.35	9.09	9.11	8.66		
-Me c.v.	8.80	10.67	11.30	10.21	9.55	7.78		
Ms	15.30	11.67	20.57	20.57	11.67	25.30		
M(cv+s)	24.10	22.34	21.87	20.78	21.22	23.08		
-M/1.33	18.12	16.80	16.44	15.62	15.95	17.35		
+Mc.v	5.28		6.33		4.55			
+M c.v.+s	6.50	11.30	1.00	8.40	0.36	2.12	11.10	7.52
Mcv+s/1.33	4.89	8.50	0.75	6.32	0.27	1.59	8.35	5.65

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO:

VD rige	9.36	9.84	9.35	9.09	9.11	8.66		
-M rige	18.12	16.80	16.44	15.62	15.95	17.35		
+N rige	4.89	8.50	0.75	6.33	0.27	1.59	8.35	5.65

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

VIGAS:

$$M_{Rc} = Kbd^2$$

En Secciones doblemente armadas

$$M_{Rc} = M_{Rc_{s.a}} \times 1.5$$

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

$$K = 16.659 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 25\text{cm}$$

Sección	M <sub>Rc</sub> (Simplemente Armada) (ton-m)	M <sub>Rc</sub> (Doblemente Armada) (ton-m)
25 x 50	9.20	13.80
25 x 55	11.26	16.89
25 x 60	13.53	20.30
20 x 40	4.56	6.84
20 x 45	5.88	8.82
20 x 50	7.36	11.04
20 x 55	9.01	13.51
20 x 60	10.83	16.24
25 x 65	16.00	24.01
25 x 70	18.70	28.04
25 x 75	21.59	32.39
25 x 80	24.69	37.04

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

3.1.3 DIVISION DE LAS SECCIONES PROPUESTAS EN FRASES Y OSTENSION DE LAS SECCIONES DE DISEÑO.

D. S. F.	Ae	INCREMENTOS ACUÁTICOS NEGATIVOS (cm - m)						INCREMENTOS ACUÁTICOS POSITIVOS (cm - m)							
		4.20	8.41	8.46	8.56	8.61	8.66	---	4.20	---	8.74	---	8.25	---	
4 2 7	16.61	17.31	17.74	17.74	16.51	15.71	4.96	7.62	9.51	---	6.70	---	1.21	1.37	5.75
1 2 3	18.65	18.99	18.72	18.00	18.74	19.54	5.67	8.12	1.58	---	6.76	---	2.06	8.13	6.13
6	Ae	9.57	19.53	24.51	23.41	15.10	2.72	---	6.96	---	17.79	---	---	2.93	0.70
4 2 7	16.76	17.17	25.22	19.58	19.87	14.06	4.12	7.81	---	12.63	---	0.91	7.51	5.51	
1 2 3	17.64	17.19	20.43	20.36	15.46	16.26	5.19	6.87	0.25	---	11.75	---	1.87	6.77	6.63
7	Ae	6.14	16.89	18.82	17.39	16.43	6.25	---	7.61	---	9.21	---	---	0.15	---
4 2 7	16.64	17.24	18.31	20.26	19.78	17.14	4.00	6.27	---	7.67	---	---	8.92	2.74	
1 2 3	18.27	17.16	19.35	17.71	19.74	18.47	4.84	3.87	0.37	---	3.87	---	---	7.52	3.14
C	Ae	3.67	9.07	11.31	10.11	8.57	3.82	---	3.27	---	6.47	---	---	3.23	---
4 2 7	19.11	16.14	18.24	14.29	15.90	15.50	5.95	8.77	1.60	---	8.65	---	1.83	7.67	5.97
1 2 3	17.71	15.17	13.87	16.81	16.12	17.73	7.16	9.02	7.55	---	6.75	0.31	2.58	8.51	6.74
D	Ae	4.27	13.26	16.64	13.06	11.80	6.78	---	4.78	---	10.75	---	---	5.14	---
4 2 7	19.04	17.69	16.65	13.83	14.22	14.25	3.02	8.87	---	---	9.57	1.28	0.42	7.74	2.63
1 2 3	19.27	17.82	17.03	14.01	16.69	19.31	3.50	9.47	---	---	8.72	1.63	0.95	6.47	4.70
E	Ae	4.93	12.04	9.69	9.43	10.04	4.92	---	6.36	---	4.28	---	---	5.76	---
4 2 7	18.03	16.59	16.25	15.90	15.06	15.74	3.95	7.74	0.71	---	5.79	---	0.92	7.89	4.64
1 2 3	18.12	16.80	16.44	15.52	15.85	17.35	4.89	6.90	0.73	---	6.23	0.27	1.57	8.28	5.63

D. S. F.	Ae	N max cm <sup>2</sup>	Sección Resist. kg.	F resist. cm <sup>2</sup>	S.A.	D.A.	Sección Real	N resist.	S.F.	D.C.	Sección Real	N resist.	S.A.	D.A.	Sección de 4015	S.A.	D.A.
4 2 7	16.61	2160	2160	21.33			2160	9.23	✓		2160	9.23	✓		2160	✓	✓
1 2 3	18.65	2160	2160	22.33			2160	10.30	✓		2160	10.30	✓		2160	✓	✓
6	Ae	21.51	2160	29.29			2160	29.30	✓		2160	29.40	✓		2160	✓	✓
4 2 7	19.87	2160	2160	21.30			2160	23.30	✓		2160	21.69	✓		2160	✓	✓
1 2 3	22.44	2160	2160	29.20			2160	29.30	✓		2160	31.69	✓		2160	✓	✓
7	Ae	19.27	2160	28.20			2160	29.30	✓		2160	21.69	✓		2160	✓	✓
4 2 7	20.26	2160	2160	26.20			2160	27.70	✓		2160	21.69	✓		2160	✓	✓
1 2 3	22.71	2160	2160	29.20			2160	29.30	✓		2160	21.69	✓		2160	✓	✓
C	Ae	11.31	2160	13.53			2160	11.76	✓		2160	11.76	✓		2160	✓	✓
4 2 7	18.24	2160	2160	20.20			2160	20.30	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓
1 2 3	19.81	2160	2160	22.32			2160	20.20	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓
D	Ae	16.64	2160	26.20			2160	16.83	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓
4 2 7	17.43	2160	2160	20.20			2160	22.20	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓
1 2 3	19.07	2160	2160	29.20			2160	22.20	✓		2160	21.59	✓		2160	✓	✓
E	Ae	10.04	2160	13.13			2160	11.76	✓		2160	11.26	✓		2160	✓	✓
4 2 7	16.68	2160	2160	20.20			2160	16.83	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓
1 2 3	18.12	2160	2160	20.20			2160	20.20	✓		2160	18.70	✓		2160	✓	✓

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

5.2 D I S E Ñ O

D E

T R A B E S

## DISEÑO DE VIGAS.

5.2.1 Constantes de Diseño.-  
(MÉTODO ELÁSTICO)

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.45 (250) = 112.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.50 (4000) = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

Para combinación de carga muerta, carga viva y sismo, los esfuerzos admisibles se deben incrementar en un 33 %. Es lo mismo decrementar los elementos mecánicos resultantes de la combinación de esos efectos en un 33 % y dejar los esfuerzos admisibles tal y como están.

## 5.2.2 FLEXIÓN

$$MRs = Tjd$$

$$T = As f_s$$

$$MRs = As f_s j d$$

$$As = \frac{M_{act}}{f_s j d}$$

$$MRC = Kbd^2$$

$$K = 16.659 \text{ Kg/cm}^2$$

(Tabla 4 Pag 306 Torres H.)

Para Sección 25x60 cm

$$MRc = 16.659 \times 25 \times 57^2$$

$$MRc = 13.53 \text{ ton-m}$$

Para Sección doblemente armada

$$MRc = MRc \times 1.5$$

$$MRc = 20.30 \text{ ton-m}$$

Para Sección 25x65 cm

$$MRc = 16.659 \times 25 \times 62^2$$

$$MRc = 16.01 \text{ ton-m}$$

Para Sección doblemente armada

$$MRc = MRc \times 1.5$$

$$MRc = 24.01 \text{ ton-m}$$



Para  $M = 1 \text{ ton-m} = 100,000 \text{ Kg-cm}$

Para  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$  }  $j = 0.888$  ( tabla # 4 Pag 306 Torres H.)

$$A_s = \frac{100,000}{2000 \times 0.888 \times d} = \frac{56.3063}{d}$$

Para sección 25x60  $A_s = 0.98783 \text{ M}$

Para sección 25x65  $A_s = 0.90817 \text{ M}$

$$A_s \text{ min flex} = 0.0033 \text{ bd} = 0.0033 \times 25 \times 57 = 4.70 \text{ cm}^2$$

Se compara el  $A_s$  obtenido contra el  $A_s$  min flex. Si  $A_s$  es menor que  $A_s$  min flex. se coloca el menor entre  $1.33 A_s$  y  $A_s$  min flex.

Se compara también el  $A_s$  obtenido contra el acero mínimo por temperatura  $= 0.0018bh = 0.0018 \times 25 \times 60 = 2.70 \text{ cm}^2$ .

$$A_s \text{ Temp/lecho} = 0.0009 \text{ bh} = 1.35 \text{ cm}^2$$

y rige el mayor

Limitaciones del Refuerzo.

$A_s$  inf. : Por lo menos una tercera parte del refuerzo (+) se prolongará hasta los apoyos en cada tramo.

$A_s$  en general : Por lo menos se colocara  $1/5$  de  $A_s$  en la cara opuesta.

$A_s$  sup. : Por lo menos una quinta parte del refuerzo se prolongará en -- todo el claro .

### 5.2.3 C O R T A N T E :

Las expresiones de  $V_c$  son validas si:

$h \leq 1.00 \text{ m}$   $h =$  dimensión transversal del elemento paralelo a la fuerza

cortante y  $\frac{h}{b} \leq 6.00$

Si alguna de estas 2 condiciones no se cumple, se reducirá  $V_c$  en un 20% por cada condición que no se cumpla.

Para  $L/h \geq 5.00$

Sección 25 x 60 cm

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_c = bd (0.08 + 12p) \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 4.51 \text{ ton}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_c = 0.2 bd \sqrt{f'c}$$

Sección 25 x 65 cm

Si  $L/h < 4.00$

$$V_c = 4.90 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.2 bd \sqrt{f'c} \left( 3.5 - 2.5 \frac{M}{bd} \right) \geq 1.0 \quad \text{pero } V_c \leq 0.6 bd \sqrt{f'c}$$

$M$  y  $V$  són los elementos mecánicos que actúan en la sección; para relaciones de  $L/h$  comprendidas entre 4.00 y 5.00,  $V_c$  se hará variar linealmente.

#### 5.2.4 REFUERZO POR TENSION DIAGONAL:

$$F_s = 0.5 f_y$$

Si  $V > V_c$  Se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d (\sin \theta + \cos \theta)}{V - V_c} \leq \frac{A_v f_s}{2.8 b}$$

$A_v$  = Area transversal del refuerzo por tensión diagonal

$\theta$  = Angulo entre el refuerzo y el eje de la pieza

$$\text{Si } V > V_c \text{ pero } \leq 0.6 bd \sqrt{f'c} \quad S \leq 0.5d$$

$$\text{Si } V > V_c \text{ pero } > 0.6 bd \sqrt{f'c} \quad S \leq 0.25 d$$

$$V \leq bd \sqrt{f'c}$$

El requisito de refuerzo mínimo es :

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de  $\phi$  no menor de  $1/4$  espaciados a  $0.5 d$  y se colocará a partir de toda unión de vigas con columnas ó muros hasta  $1/4$  del claro correspondiente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Acero en compresión:

$$f_{sc} = \left( \frac{kd-d'}{kd} \right) (2n-1) f_c$$

$$A_s' = \frac{M'}{f_{sc}(d-d')}$$

$$M' = M_{act} - M_{Rc}$$

Para sección 25x60 cm

$$K = 0.335$$

$$d = 57 \text{ cm}$$

$$d' = 3 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.45 f'c$$

$$f_c = 112.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 10000 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 158113.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2'000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 12.65$$

$$f_{sc} = 2304.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Para sección 25x65 cm

$$K = 0.335$$

$$d = 62 \text{ cm}$$

$$d' = 3 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.45 f'c$$

$$f_c = 112.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 10000 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 158113.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2'000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 12.65$$

$$f_{sc} = 2338.89 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por Tensión Diagonal.

Para sección 25 x 60 cm

$$0.5 d = 29 \text{ cm}$$

Utilizando estribos de 3/8"  $\phi$

$$Sep = \frac{0.9 A_v f_s d (\sin \theta + \cos \theta)}{V - V_c} \leq \frac{A_v f_s}{2.8b} \leq \frac{0.71 \times 2000 \times 2}{2.8 \times 25} \leq 40 \text{ cm}$$

$$\theta = 90^\circ \quad Sep = 0.29 \text{ cm} \quad \Omega 3/8" \phi \quad 2 \text{ ramas } f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V - V_c = \frac{0.9 \times 0.71 \times 2 \times 2000 \times 57}{29} = 5.024 \text{ ton } \delta' \text{ menor}$$

Si  $V > V_c$  pero  $\leq 13.52$  ton Sep = 0.29m

Si  $V > V_c$  y  $> 13.52$  ton Sep  $\leq 0.14$ m

$$V \leq bd \sqrt{f'c} \quad V \leq 22.53 \text{ ton}$$

Para Sección 25 x 65 cm.

$$\text{Sep} = \frac{0.9 \times 0.71 \times 2 \times 2000 \times 62}{V - V_c} = \frac{158472}{V - V_c}$$

$$0.6 \text{ bd} \sqrt{f'c} = 0.6 \times 25 \times 62 \sqrt{250} = 14.70 \text{ ton}$$

Si  $V > V_c$  pero  $\leq 14.70$  Sep  $\leq 31$  cm

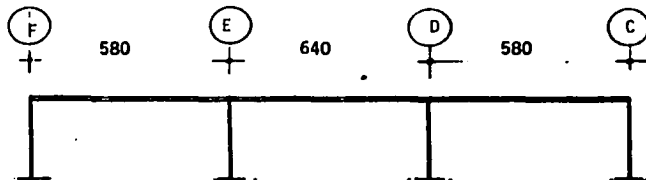
Si  $V > V_c$  y  $> 14.70$  Sep  $\leq 16$  cm

$$V \leq bd \sqrt{f'c} \quad V \leq 24.51 \text{ ton}$$

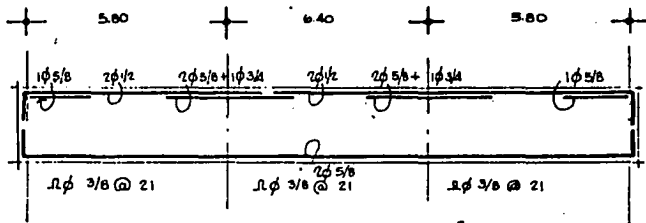
## 5.2.5 Diseño de Vigas Representativas.-

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco  $\frac{5}{8}$  Nivel Az Entre ejes F y C  
 y F

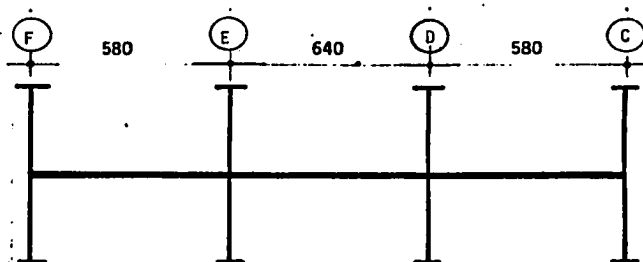


VD	4.94		6.74	6.76		6.76	6.74		4.94
MD <sup>-</sup>	4.24		3.41	8.46		8.46	8.41		4.24
MD <sup>+</sup>		4.30			4.24			4.30	
As <sup>+</sup>		4.25			4.19			4.25	
As rige		4.70			4.70			4.70	
As temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	1.35	4.70	1.35	1.35	4.70	1.35	1.35	4.70	1.35
p <sup>+</sup>	0.09	0.32	0.09	0.09	0.03	0.09	0.09	0.03	0.09
As <sup>-</sup>		4.19		8.31	8.36		8.36	8.31	
As rige		4.70		8.31	8.36		8.36	8.31	
As temp		1.35		1.35	1.35		1.35	1.35	
As rige		4.70		8.31	8.36		8.36	8.31	
P <sup>-</sup>		0.03		0.06	0.06		0.06	0.06	
As comp.									
P comp.									
Vc	2.69		3.38	3.39		3.39	3.38		2.69

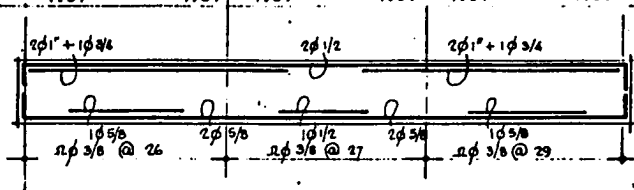


Diseño de Vigas Representativas.-

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco  $\frac{5}{8}$  y F Nivel  $\frac{4}{5}$  6 7 Entre ejes F y C

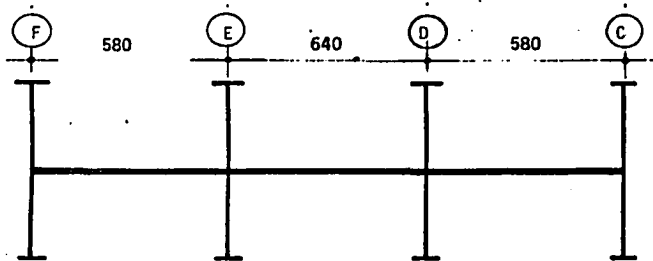
VD	9.33		11.35	11.15		11.15	9.95		9.10
MD <sup>-</sup>	16.41		17.31	17.74		17.74	16.61		15.71
MD <sup>+</sup>	4.66	7.52	0.51		6.70		1.21	7.37	5.35
As <sup>+</sup>	4.60	7.43	0.50		6.62		1.20	7.28	5.28
As rige	4.70	7.43	0.67		6.62		1.60	7.28	5.28
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	4.70	7.43	1.35	1.35	6.62	1.35	1.60	7.28	5.28
P <sup>+</sup>	0.03	0.05	0.09	0.09	0.05	0.09	0.01	0.05	0.03
As <sup>-</sup>	16.21		17.10	17.52		17.52	16.41		15.52
As rige	16.21		17.10	17.52		17.52	16.41		15.52
As Temp.	1.35		1.35	1.35		1.35	1.35		1.35
As rige	16.21		17.10	17.52		17.52	16.41		15.52
P <sup>-</sup>	0.01		0.01	0.01		0.01	0.01		0.01
As comp.	2.31		3.04	3.38		3.38	2.48		1.75
P comp.	0.16		0.21	0.23		0.23	0.17		0.12
Vc	4.51		4.51	4.51		4.51	4.51		4.51



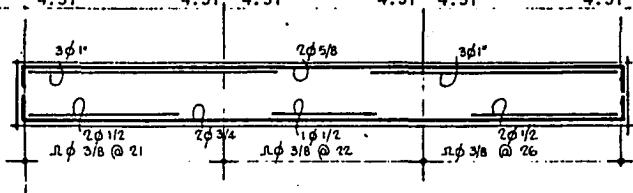
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco  $\frac{5}{8 \text{ y F}}$  Nivel  $\frac{1}{2 \text{ y 3}}$  Entre ejes  $\frac{F}{y}$   $\frac{C}{C}$



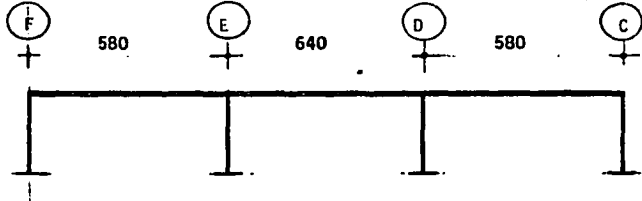
VD	11.29		10.88	11.28		11.02	10.17		9.62
MD <sup>-</sup>	18.85		16.99	18.72		18.08	16.64		17.94
MD <sup>+</sup>	5.62	8.12	1.68		6.76		2.04	8.12	6.53
As <sup>+</sup>	5.55	8.02	1.66		6.68		2.02	8.02	6.45
As rige	5.55	8.02	2.21		6.68		2.69	8.02	6.45
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	5.55	8.02	2.21	1.35	6.68	1.35	2.69	8.02	6.45
P <sup>+</sup>	0.38	0.56	0.15	0.09	0.47	0.09	0.19	0.56	0.45
As <sup>-</sup>	18.62		16.78	18.49		17.86	16.44		17.72
As rige	18.62		16.78	18.49		17.86	16.44		17.72
As Temp.	1.35		1.35	1.35		1.35	1.35		1.35
As rige	18.62		16.78	18.49		17.86	16.44		17.72
P <sup>-</sup>	0.013		0.011	0.013		0.012	0.011		0.012
As comp.	4.28		2.78	4.17		3.66	2.50		3.54
P comp.	0.30		0.19	0.29		0.26	0.17		0.25
Vc	4.51		4.51	4.51		4.51	4.51		4.51



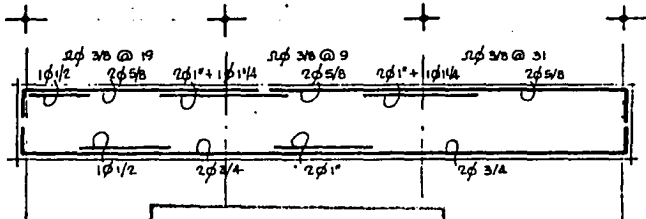
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco 6 Nivel Az Entre ejes F y C



VD	8.34		13.28	18.77		21.68	7.88		3.14
MD <sup>-</sup>	5.59		19.53	24.51		23.41	15.10		2.73
MD <sup>+</sup>		6.96			17.39			2.93	0.70
As <sup>+</sup>		6.32			15.79			2.66	0.64
As rige		6.32			15.79			3.54	0.85
As temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	1.35	6.32	1.35	1.35	15.79	1.35	1.35	3.54	1.35
P <sup>+</sup>	0.09	0.41	0.09	0.09	0.010	0.09	0.09	0.23	0.09
As <sup>-</sup>	5.08		17.74	22.26		21.26	13.71		2.50
As rige	5.08		17.74	22.26		21.26	13.71		3.30
As temp	1.35		1.35	1.35		1.35	1.35		1.35
As rige	5.08		17.74	22.26		21.26	13.71		3.30
P <sup>-</sup>	0.33		0.011	0.014		0.014	0.88		0.21
As comp.			2.55	6.16		5.36			
P comp.			0.16	0.40		0.35			
Vc	2.93		4.90	4.90		4.90	4.56		2.59

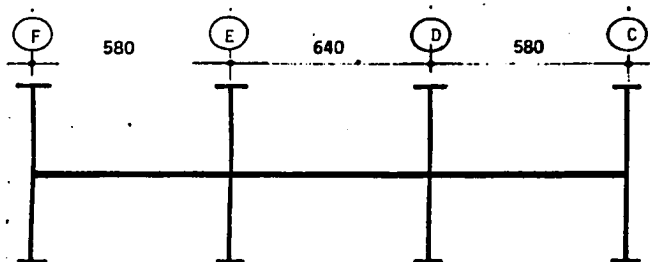


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

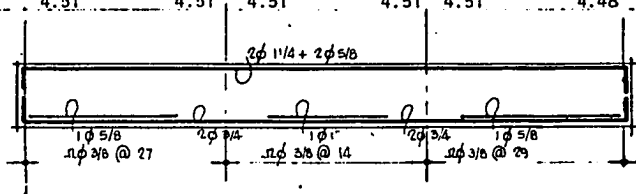


## DISERO DE VIGAS

Viga en marco  $\frac{6}{5}$  Nivel  $\frac{4}{6}$  y  $\frac{7}{7}$  Entre ejes  $\frac{F}{y}$   $\frac{C}{C}$



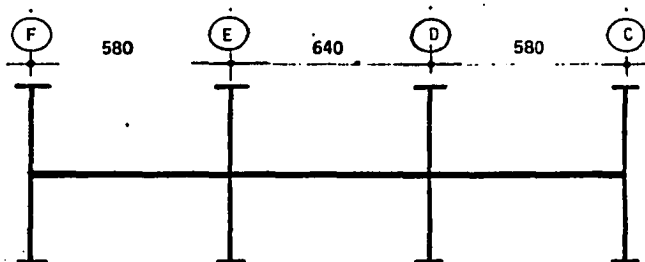
VD	8.89	9.97	14.02	14.34	8.69	7.61		
MD <sup>-</sup>	15.76	17.17	20.22	19.68	15.87	14.26		
MD <sup>+</sup>	4.12	7.81		10.81	0.91	7.51	5.61	
As <sup>+</sup>	4.07	7.71		10.68	0.90	7.42	5.54	
As rige	4.70	7.71		10.68	1.20	7.42	5.54	
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	4.70	7.71	1.35	1.35	10.68	1.35	1.35	7.42
P <sup>+</sup>	0.33	0.54	0.09	0.09	0.75	0.09	0.09	0.52
As <sup>-</sup>	15.57	16.96	19.97	19.44	15.68	14.09		
As rige	15.57	16.96	19.97	19.44	15.68	14.09		
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		
As rige	15.57	16.96	19.97	19.44	15.68	14.09		
P <sup>-</sup>	0.010	0.012	0.014	0.014	0.011	0.99		
As comp.	1.79	2.93	5.38	4.94	1.88	0.59		
P comp.	0.13	0.20	0.38	0.35	0.13	0.04		
Vc	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.48		



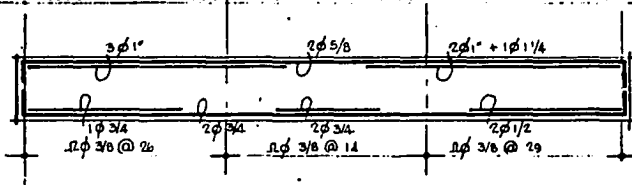
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco 6 Nivel 1 Entre ejes F y C  
2 y 3



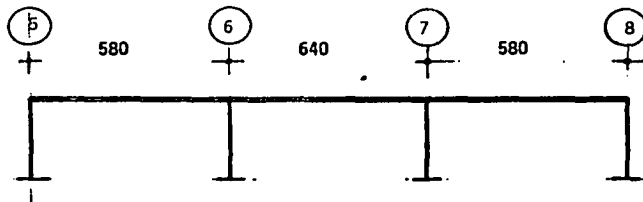
VD	9.36		10.07	13.93		14.43	8.82		8.13
MD <sup>-</sup>	17.84		17.19	20.49		20.36	15.66		16.36
MD <sup>+</sup>	5.15	8.57	0.35		11.25		1.87	8.27	6.63
As <sup>+</sup>	5.09	8.47	0.35		11.11		1.85	8.17	6.55
As rige	5.09	8.47	0.47		11.11		2.46	8.17	6.55
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	5.09	8.47	1.35	1.35	11.11	1.35	2.46	8.17	6.55
P <sup>+</sup>	0.36	0.59	0.09	0.09	0.78	0.09	0.17	0.57	0.46
As <sup>-</sup>	17.62		16.98	20.24		20.11	15.47		16.16
As rige	17.62		16.98	20.24		20.11	15.47		16.16
As Temp.	1.35		1.35	1.35		1.35	1.35		1.35
As rige	17.62		16.98	20.24		20.11	15.47		16.16
P <sup>-</sup>	0.012		0.011	0.014		0.014	0.011		0.011
As comp.	3.46		2.94	5.59		5.49	1.71		2.27
P comp.	0.24		0.21	0.39		0.38	0.12		0.16
Vc	4.51		4.51	4.51		4.51	4.51		4.51



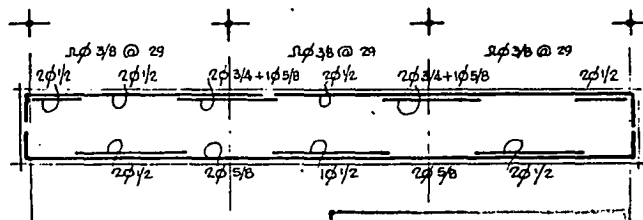
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco E Nivel Az Entre ejes 5 y 8



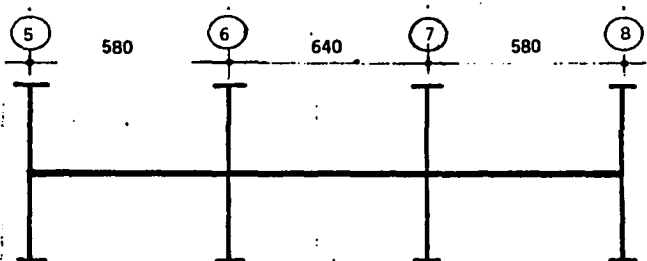
VD	5.81		7.81	7.01		7.01	7.81		5.81
MD <sup>-</sup>	4.93		10.04	9.63		9.63	10.04		4.93
MD <sup>+</sup>		5.76			4.28			5.76	
As <sup>+</sup>		5.69			4.23			5.69	
As rige		5.69			4.20			5.69	
As temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	1.35	5.69	1.35	1.35	4.70	1.35	1.35	5.69	1.35
P <sup>+</sup>	0.09	0.40	0.09	0.09	0.33	0.09	0.09	0.40	0.09
As <sup>-</sup>	4.87		9.92	9.51		9.51	9.92		4.87
As rige	4.87		9.92	9.51		9.51	9.92		4.87
As temp.	1.35		1.35	1.35		1.35	1.35		1.35
As rige	4.87		9.92	9.51		9.51	9.92		4.87
P <sup>-</sup>	0.34		0.69	0.67		0.67	0.69		0.34
As comp.									
P comp.									
Vc	2.73		3.67	3.61		3.61	3.67		2.73



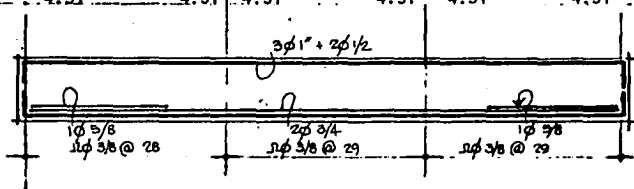
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco E Nivel 4 Entre ejes 5 y 8  
 5.677



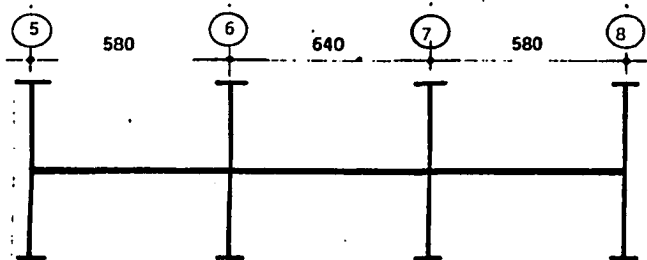
VD	8.89	9.65	9.07	9.08	8.92	8.19
MD <sup>-</sup>	16.03	16.68	16.20	15.98	15.86	15.24
MD <sup>+</sup>	3.85	7.74	0.11	5.79	0.93	7.29
As <sup>+</sup>	3.80	7.65	0.11	5.72	0.92	7.20
As rige	4.70	7.65	0.15	5.72	1.22	7.20
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	4.70	7.65	1.35	5.72	1.35	7.20
P <sup>+</sup>	0.33	0.54	0.09	0.40	0.09	0.50
As <sup>-</sup>	15.83	16.48	16.00	15.79	15.67	15.05
As rige	15.83	16.48	16.00	15.79	15.67	15.05
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	15.83	16.48	16.00	15.79	15.67	15.05
P <sup>-</sup>	0.011	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011
As comp.	2.01	2.53	2.15	1.97	1.87	1.37
P comp.	0.14	0.18	0.15	0.14	0.13	0.09
Vc	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51



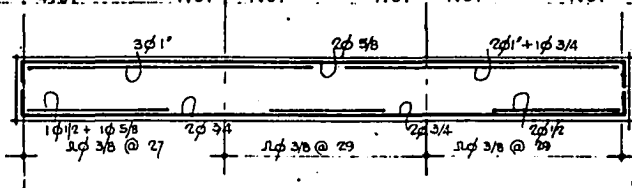
REVISADO CON  
 FALLA DE ORIGEN

## DISEÑO DE VIGAS

Viga en marco E Nivel 1 Entre ejes 5 y 8  
2 y 3



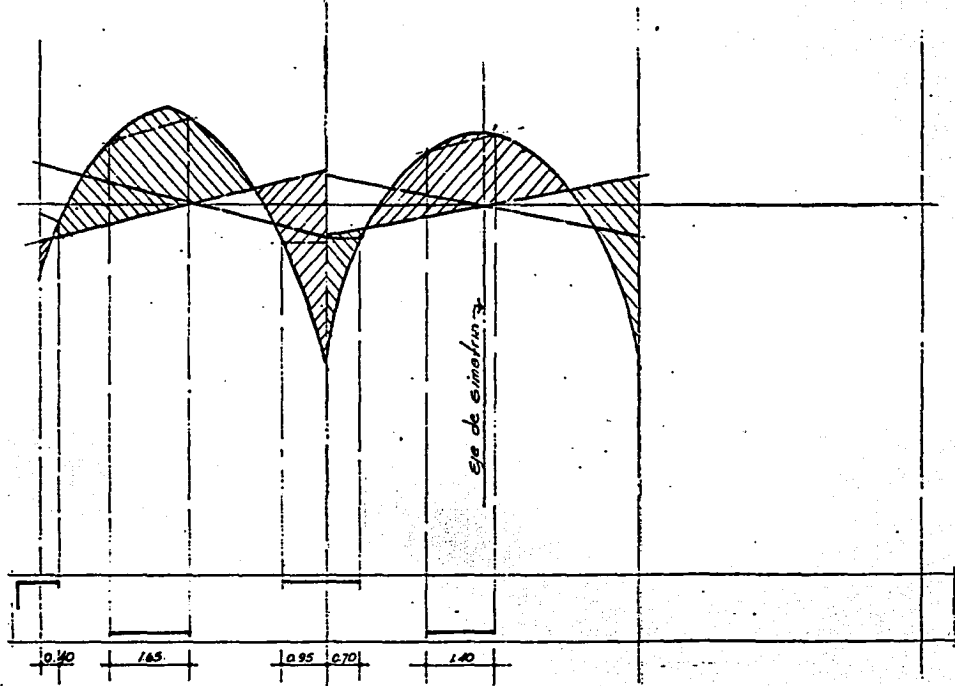
VD	9.36	9.84	9.35	9.09	9.11	8.66
MD <sup>-</sup>	18.12	16.80	16.44	15.62	15.95	27.35
MD <sup>+</sup>	4.89	8.50	0.75	6.33	0.27	1.59
As <sup>+</sup>	4.83	8.40	0.74	6.25	0.27	1.57
As rige	4.83	8.40	0.99	6.25	0.35	2.09
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	4.83	8.40	1.35	6.25	1.35	2.09
P <sup>+</sup>	0.40	0.59	0.09	0.44	0.09	0.15
As <sup>-</sup>	17.90	16.60	16.24	15.43	15.76	17.14
As rige	17.90	16.60	16.24	15.43	15.76	17.14
As Temp.	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
As rige	17.90	16.60	16.24	15.43	15.76	17.14
P <sup>-</sup>	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.012
As comp.	3.69	2.63	2.34	1.68	1.94	3.07
P comp.	0.26	0.18	0.16	0.12	0.14	0.21
Vc	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51



FALLA DE ORIGEN

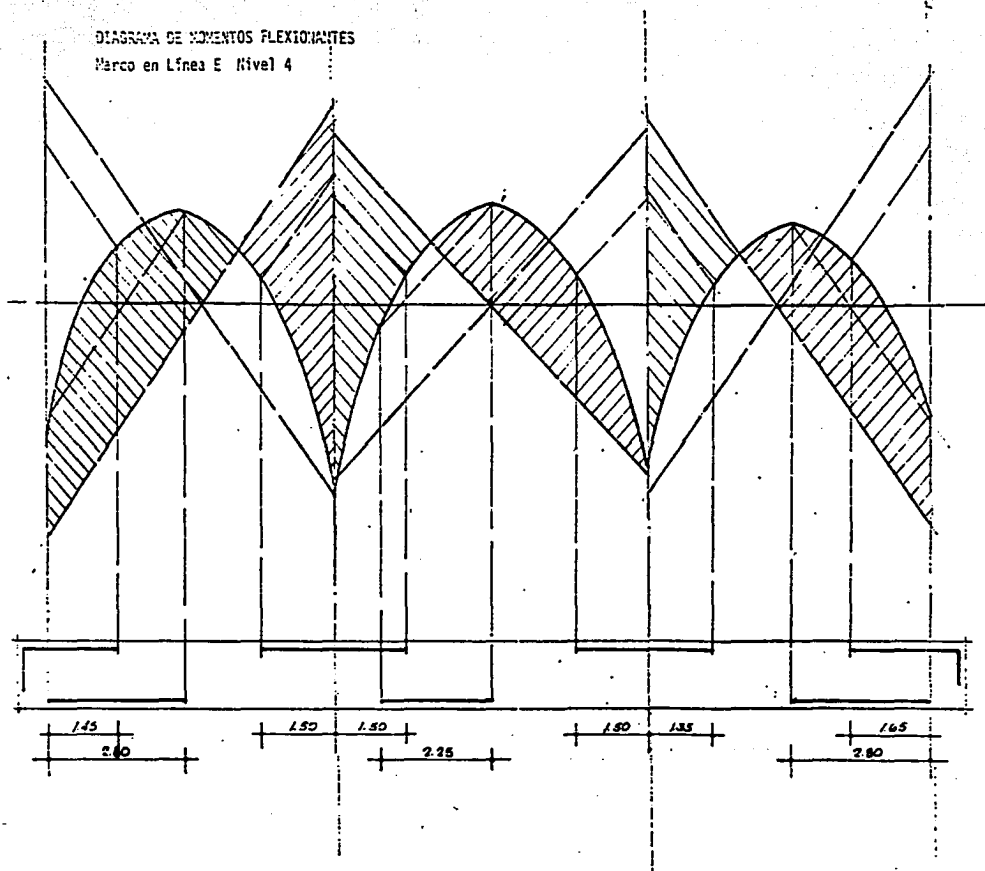
### 5.2.6 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

Marco en Línea E Nivel azotea



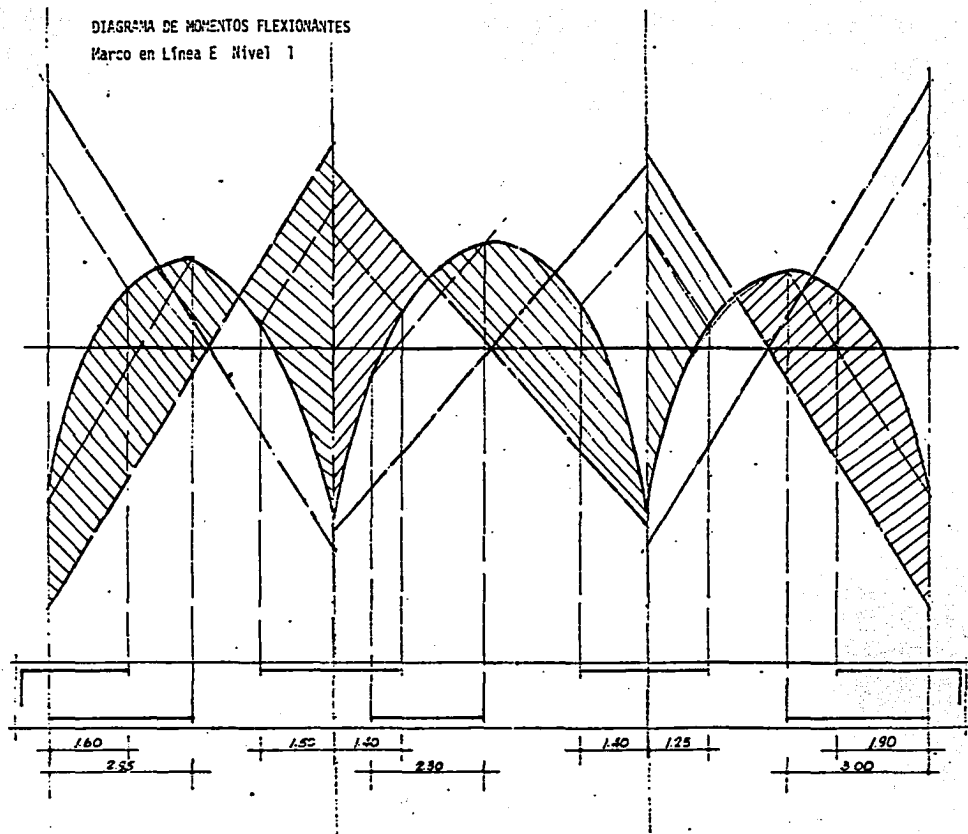
SECCION  
FALLA DE ORIGEN

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
Marco en Línea E Nivel 4



ESTRUC. CON  
FALLA DE ORIGEN

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
Marco en Línea E Nivel 1





## 5.2.7 DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS.

(METODO ELASTICO)

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'c = 112.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\text{Para } M = 100000 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{100000}{2000 \times 0.888 \times d}$$

$$A_s = \frac{56.31 \times M}{d}$$

\* Doblemente armada

$$MR = Kbd^2 \quad K = 16.659 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección	MR (ton-m)	MR Doblemente armada - - (ton-m)
20x40	4.56	6.84
20x45	5.88	8.82
20x50	7.36	11.04
25x50	9.20	13.80
20x60	10.82	16.23
25x60	13.53	20.30

TESIS CON  
YALLA DE ORIGEN

$$A_s \text{ min flex} = 0.0033 \text{ bd}$$

$$A_s \text{ temp / cara} = 0.0018 \text{ bh/2}$$

Trabe N°	Wf ton-m	Seccion	MR	As	As mín flex	As Temp	As Ríge	P	f <sub>ic</sub>	As comp	P Comp
1 - Az	0.552	20x40	4.56	0.85	2.44	0.72	1.13	0.00153	----	----	----
2 - Az	1.282	20x40	4.56	1.95	2.44	0.72	2.44	0.03330	----	----	----
3 - Az	13.150	25x60	13.53	12.99	4.70	1.35	12.99	0.00912	----	----	----
4 - Az	20.613	25x60	20.30	20.36	4.70	1.35	20.36	0.0143	23x4.25	5.69	0.00399
5 - Az	18.03	25x60	20.30	17.81	4.70	1.35	17.81	0.0125	23x4.25	3.62	0.00234
6 - Az	6.263	20x50	7.36	7.50	3.10	0.90	7.50	0.00750	----	----	----
1-(17-1)	0.432	20x40	4.56	0.66	2.44	0.72	0.88	0.00119	----	----	----
2-(17-1)	0.432	20x40	4.56	0.66	2.44	0.72	0.88	0.00119	----	----	----
3-(17-1)	6.95	20x50	7.36	8.32	3.10	0.90	8.32	0.00685	----	----	----
4-(17-1)	11.18	25x60	13.53	11.04	4.70	1.35	11.04	0.00775	----	----	----
5-(17-1)	13.74	25x60	13.53	13.57	4.70	1.35	13.57	0.00952	----	----	----
6-(17-1)	3.574	20x40	4.56	5.44	2.44	0.72	5.44	0.00735	----	----	----

Trabe N°	V (ton)	bd / f'c R	0.2R	0.6R	Vc	Estribos y Separación
1 - Az	1.12	11700.43	2.34	7.02	1.15	∅ 3/8" @ 19 cm hasta L/4 = 50 cm
2 - Az	2.66	11700.43	2.34	7.02	1.40	∅ 3/8" @ 19 cm hasta L/4 = 50 cm
3 - Az	7.53	22531.23	4.51	13.52	4.27	∅ 3/8" @ 29 cm
4 - Az	12.89	22531.23	4.51	13.52	4.51	∅ 3/8" @ 27 cm
5 - Az	10.85	22531.23	4.51	13.52	4.51	∅ 3/8" @ 23 cm
6 - Az	5.69	14862.71	2.97	8.92	2.61	∅ 3/8" @ 24 cm
1-(17-1)	0.86	11700.43	2.34	7.02	1.10	∅ 3/8" @ 19 cm hasta L/4 = 50 cm
2-(17-1)	0.86	11700.43	2.34	7.02	1.10	∅ 3/8" @ 19 cm hasta L/4 = 50 cm
3-(17-1)	4.65	14862.71	2.97	8.92	2.77	∅ 3/8" @ 24 cm
4-(17-1)	6.72	22531.23	4.51	13.52	3.90	∅ 3/8" @ 29 cm
5-(17-1)	8.79	22531.23	4.51	13.52	4.38	∅ 3/8" @ 29 cm
6-(17-1)	3.25	11700.43	2.34	7.02	1.97	∅ 3/8" @ 19 cm

CRISIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

$$\text{Si } p < 0.01$$

$$V_c = bd (0.08 + 12p) \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01$$

$$V_c = 0.2 bd \sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d}{V - V_c} \leq \frac{A_v f_s}{2.8b}$$

$$\text{Si } V > V_c \text{ pero } \leq 0.6bd \sqrt{f'c} \quad S \leq 0.5 d$$

$$\text{Si } V > V_c \text{ pero } > 0.6bd \sqrt{f'c} \quad S \leq 0.25 d$$

$$S = \frac{0.9 \times 0.71 \times 2 \times 2000 \times d}{V - V_c} = \frac{2556 d}{V - V_c}$$

5.3 D I S E Ñ O D E

C O L U M N A S

METODO ELASTICO

## 5.3 COLUMNAS:

MÉTODO ELÁSTICO.

DISEÑO POR VALORES ADMISIBLES.

## 5.3.1 Flexocompresión.

Los elementos se dimensionarán de modo que las fuerzas y momentos internos de diseño, en condición de servicio, no excedan del 30 % de las resistencias determinadas según el Método Plástico si la falla es en compresión.

Para calcular esas resistencias se tomará  $FR = 1.0$  y  $f^*c = f'c$

Los efectos de esbeltez se tomarán igual que como se especificó en el Método Plástico, con la excepción de que para calcular el factor de amplificación  $F_a$ , el valor de  $\Sigma P_u$ , se substituirá por 2.5 veces la carga axial de servicio. El factor de amplificación  $F_a$  se aplicará a los momentos obtenidos bajo cargas de Servicio.

## 5.3.2 CORTANTE:

La fuerza cortante que toma el concreto se obtendrá de la siguiente -- manera:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_c = bd (0.08 + 12p) \sqrt{f'c} (1 + 0.007 (P/Ag))$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_c = 0.2 \, bd \sqrt{f'c} (1 + 0.007 (P/Ag))$$

$P$  es la fuerza axial en condiciones de servicio, en Kg

$Ag$  es el área total de la sección transversal en  $\text{cm}^2$

$As$  es el área total de acero en la sección en  $\text{cm}^2$

Deben respetarse todas las disposiciones que se han mencionado en el -- Método Plástico, que no contradigan a las que se mencionarán en este -- Método.

5.3.3 Valores de  $Y$  para la obtención de  $K$  de la figura 1.1 para obtener  $H' = KH$  en miembros sujetos a flexocompresión.

El sub-índice a) Indica que el miembro tiene sus extremos restringidos lateralmente.

El sub-índice b) Indica que los extremos del miembro no están restringidos lateralmente.  $H'$  es la longitud efectiva del miembro.

$Y =$  cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$Y_A, Y_B$ ;  $A$  y  $B$  son los extremos de la columna.

	$Y/L$ trabe 0.776		$Y/L$ trabe 0.534		$I/L$ trabe 0.776		
	$K_a$ 0.82		$K_a$ 0.75		$K_a$ 0.82		
	0.790 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 1.45		$K_b$ 1.25		$K_b$ 1.45		
1.037		1.068		1.068			2.037
	$K_a$ 0.86		$K_a$ 0.79		$K_a$ 0.86		
	0.790 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 1.68		$K_b$ 1.58		$K_b$ 1.68		
2.649		1.990		1.990			2.649
	$K_a$ 0.88		$K_a$ 0.82		$K_a$ 0.88		
	1.266 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 1.80		$K_b$ 1.68		$K_b$ 1.80		
3.262		1.711		1.711			3.262
	$K_a$ 0.90		$K_a$ 0.84		$K_a$ 0.90		
	1.266 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 1.95		$K_b$ 1.87		$K_b$ 1.95		
4.117		2.160		2.160			4.117
	$K_a$ 0.92		$K_a$ 0.87		$K_a$ 0.92		
	1.989 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 2.13		$K_b$ 1.98		$K_b$ 2.13		
4.972		2.609		2.609			4.972
	$K_a$ 0.93		$K_a$ 0.88		$K_a$ 0.93		
	1.989 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 2.31		$K_b$ 1.79		$K_b$ 2.31		
6.124		3.214		3.214			6.124
	$K_a$ 0.94		$K_a$ 0.90		$K_a$ 0.94		
	2.824 = $I/L$ col.						
	$K_b$ 2.50		$K_b$ 1.92		$K_b$ 2.50		
7.28		3.819		3.819			7.28
	$K_a$ 0.68		$K_a$ 0.67		$K_a$ 0.68		
	2.824 = $I/L$ col.						
0.	$K_b$ 1.68	0.	$K_b$ 1.46	0.	$K_b$ 1.60	0.	

fig. N° 25

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

SECCION E-5

Nivel	P	Extremo Superior		Extremo Inferior		EFECTOS											
		M Es. total	V Es. + P	M Es. total	V Es. + P	POR MOVIMIENTO GENERAL											
		u (cm)	r (cm)	u (cm)	r (cm)	H/r	*1	P ton	H' Kb	Cols. en FyC Pc (Kg)	H'	Cols. en FyC Pc (Kg)	Fa				
E-5	2-0	1.03	3.15	2.45	3.34	1.32	270	12	32.63			409.14	391.5	462969.8	337.5	222922.1	1.133
	2-1	25.85	4.97	4.37	3.04	2.92	270	12	37.3			357.29	453.6	401233.9	372.6	59734.3	1.263
	2-2	3.12	4.77	5.63	3.04	4.64	270	13.5	35			1325.23	406	577337.1	399.6	55205.5	1.249
	2-4	59.23	4.77	6.48	3.04	6.48	270	13.5	37			1753.43	526.5	499825.2	423.9	771259.8	1.758
	4-1	76.22	4.77	7.53	4.40	7.53	270	15	38.34			2201.50	575.1	591779.9	453.6	951263.6	1.835
	2-1	74.41	4.40	5.15	4.40	5.15	273	15	41.58			2653.50	623.7	506993.6	483.3	844354.2	2.523
	2-1	122.35	4.40	8.68	4.40	8.68	270	15.5	40.91			3105.57	675	640313.4	518.4	1038523.7	2.285
	1-0.P.	123.33	4.40	7.39	4.40	12.73	270	16.5	26.18			3557.64	432	1514786.6	394.2	1219222.1	1.500

Nivel	P	DE										ESBELTEZ					
		REVISIÓN LOCAL DE LA										COLUMNA SUPONIENDO SUS EXTREMOS RESTRINGIDOS LATERALMENTE					
		e. ecc. (cm)	e. sup. (cm)	e. inf. (cm)	e. dis. sup. (cm)	e. dis. inf. (cm)	M > (ton-m)	M < (ton-m)	34 - 12 M/M	H'/r	*2	P ton	Cols. en y Pc (Kg)	Cols. en y Pc (Kg)	Fa		
E-5	2-7	2.0	37.1	44.1	59.1	42.1	5.84		4.16	42.55	18.45	*				1	
	2-8	2.0	24.5	22.5	36.5	20.5	9.68		5.44	40.74	19.46	*				1	
	6-5	2.25	24.2	17.8	25.45	15.55	11.42		6.71	41.05	17.70	*				1	
	3-4	2.25	28.8	15.9	21.05	13.65	12.59		8.16	41.76	18.10	*				1	
	4-3	2.50	16.1	15.6	18.50	13.10	14.22		10.01	42.45	16.56	*				1	
	3-2	2.50	13.5	13.5	16.00	11.00	15.11		10.39	42.21	16.74	*				1	
	2-1	2.75	11.8	11.0	14.55	9.05	16.35		10.17	41.44	15.38	*				1	
	1-0.P.	2.75	9.0	13.9	6.25	16.65	21.70		8.15	38.58	11.21	*				1	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## EFECTOS DE ESBELTEZ PARA DISEÑO DE COLUMNAS

DIRECCION Y - Y

MÉTODO ELÁSTICO.

COLUMNA SECCIÓN	NIVEL	P	EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR		EFECTOS										
			M. Es- tructural	M Sí- mico	M es- tructural	M Sí- mico	FOR MOVIMIENTO GENERAL										
			Y	Y	Y	Y	H (cm)	r (cm)	H <sup>2</sup> /r	±P °m	H <sup>2</sup> Kg	Cols. en 5 y 8 Fc (Kg)	H <sup>2</sup>	Cols. en 5 y 7 Fc (Kg)	Fa		
F-5																	
42-43	2-7	9.85	3.18	2.46	3.09	1.32	270	12	32.63	401.14	291.5	460149.2	337.5	119175.8	1.134		
43-44	7-6	26.52	4.69	4.37	3.09	2.92	270	12	37.8	857.29	453.6	398464.1	372.5	593540.4	1.372		
44-45	6-5	43.16	4.69	5.68	8.09	4.64	270	13.5	36	1305.29	486	573760.6	399.6	648595.2	1.402		
45-45	5-4	59.83	4.69	6.48	3.09	6.48	270	13.5	39	1753.43	526.5	495943.9	423.9	756615.1	1.765		
45-45	4-3	75.44	4.69	7.53	4.28	7.53	270	15	38.34	2211.50	575.1	595321.1	453.6	956955.9	1.726		
45-45	3-2	94.41	4.28	8.36	4.28	8.36	270	15	41.58	2613.50	623.7	509436.0	403.3	648413.4	2.569		
45-45	2-1	112.38	4.28	8.88	4.28	8.88	270	16.5	40.91	3105.57	675	643382.8	518.4	1090804.7	2.271		
45-45	1-P, B	130.35	4.28	7.39	4.28	13.73	270	16.5	25.18	3577.64	432	1522071.9	394.2	1827971.5	1.497		

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COLUMNA SECCIÓN	NIVEL	DE								ESBELTEZ						
		Revisión Local de la Columna Suponiendo sus Extremos								Estrangulados Lateralmente						
		e sup. (cm)	e inf. (cm)	e sup. (cm)	e inf. (cm)	M > Ton-m	M < Ton-m	34 - 12 M < / M >	H <sup>2</sup> /r	*2	±P ton	Cols. en y ±Pc (Kg)	Cols. en y ±Pc (Kg)	Fa		
F-5																
42-43	2-7	2.0	57.1	44.6	59.1	42.6	5.84	4.21	42.65	18.45	*				1	
43-44	7-6	2.0	34.2	22.7	36.2	20.7	9.60	5.49	40.86	19.46	*				1	
44-45	6-5	2.25	24.0	17.9	26.25	15.65	11.33	6.75	41.15	17.7	*				1	
45-45	5-4	2.25	18.7	15.0	20.95	13.75	12.53	8.22	41.87	18.1	*				1	
45-45	4-3	2.50	16.0	15.5	18.50	13.00	14.14	9.94	42.44	16.56	*				1	
45-45	3-2	2.50	13.9	13.4	15.40	10.90	15.48	10.29	41.98	16.74	*				1	
45-45	2-1	2.75	11.7	11.7	14.45	8.95	16.24	10.06	41.43	15.38	*				1	
45-45	1-P, B	2.75	9.0	13.3	6.25	16.55	21.57	8.15	38.53	11.21	*				1	



\*1 .- Si  $H'/r < 22$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez y por lo tanto

$$F_a = 1$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_c}} \geq 1.0 \quad \text{donde } P = 2.5P_c$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u} \quad u = 0.07$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

\* Si  $H'/r < 34 - 12 M \angle / M \Delta$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez y  $F_a = 1$

$$H' = KH$$

$K \rightarrow$  de la figura 1.1

$$r = 0.3h$$

$$e \text{ acc.} = 0.05h \rightarrow 2\text{cm}$$

FLEXOCOMPRESION EN DIRECCION X - X										
COL.	NIVEL	M max X	MX (ton-m)	0.3 M sis. Y (ton-m)	P (ton)	e x (m)	e y	P	As (cm <sup>2</sup> )	PRo (ton)
F-5	Az-7	5.833	6.614	0.903	9.88	0.669	0.091	0.013	20.1	423.20
	7-5	9.670	13.229	2.017	26.52	0.499	0.076	0.024	38.0	493.60
	6-5	11.421	15.978	2.797	43.16	0.370	0.065	0.018	36.5	576.11
	5-4	12.596	22.144	4.146	59.80	0.370	0.069	0.03	60.15	673.31
	4-3	14.211	25.651	5.087	76.44	0.349	0.057	0.016	48.0	836.41
	3-2	15.120	39.131	8.262	94.41	0.414	0.088	0.08	90.5	1005.81
	2-1	16.370	37.405	8.155	112.38	0.333	0.073	0.017	61.0	1009.80
	1-P.B	21.715	32.573	7.776	130.35	0.250	0.060	0.016	57.0	995.40

d/h	q	ax/hy	K	PRx (Ton)	ey/hy	K	PRy (Ton)	PR ± P
0.90	0.24	1.67	0.09	30.60	0.23	0.755	256.70	10.23
0.90	0.45	1.25	0.34	81.60	0.19	0.965	328.10	26.35
0.90	0.34	0.82	0.30	129.09	0.14	1.19	473.34	43.09
0.90	0.55	0.82	0.44	189.34	0.15	1.14	493.55	59.30
0.90	0.30	0.63	0.39	250.70	0.12	1.01	649.24	80.77
0.90	0.56	0.75	0.47	302.12	0.16	1.15	739.23	95.41
0.90	0.32	0.56	0.46	351.90	0.12	1.04	795.60	112.60
0.90	0.30	0.42	0.55	420.75	0.10	1.05	803.25	133.74

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

FLEXI-COMPRESION EN DIRECCION Y - Y												
M. max Y ton-m	Hy Ton-m	0.3 N Sis X Ton-m	ex (m)	ey (m)	PRo Ton	q	ex/bx	K	PRx (Ton)	ey/ly	K	PRy (Ton)
5.838	6.620	0.903	0.091	0.670	423.20	0.24	0.23	0.755	255.70	1.68	0.09	30.60
9.590	13.157	2.011	0.076	0.496	493.60	0.45	0.19	0.965	328.10	1.24	0.24	81.60
11.341	15.900	2.791	0.065	0.368	576.11	0.34	0.14	1.10	473.34	0.82	0.30	129.09
12.515	22.103	4.127	0.059	0.370	673.31	0.56	0.15	1.14	490.56	0.82	0.44	189.34
14.131	25.379	5.112	0.067	0.332	836.41	0.30	0.12	1.01	649.24	0.60	0.40	257.13
15.009	38.535	8.323	0.088	0.408	1005.81	0.56	0.16	1.15	739.23	0.74	0.47	302.12
16.250	35.904	8.205	0.073	0.328	1009.80	0.32	0.12	1.04	795.60	0.55	0.46	351.90
21.594	32.326	7.792	0.058	0.248	995.40	0.30	0.10	1.05	803.25	0.41	0.55	428.40

PR (Ton)	Rige de seño en direccion	Sección (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Refae.	Estribos
10.23	X ó Y	40x40	20.8	4 # 1	3/8" # @ 34
26.36	X ó Y	40x40	38.40	8 # 1	3/8" # @ 34
43.09	X ó Y	45x45	36.45	8 # 1	3/8" # @ 34
59.98	X ó Y	45x45	63.75	8 # 1 1/4	3/8" # @ 43
82.67	X	55x55	43.40	8 # 1 1/4	3/8" # @ 43
95.41	X ó Y	55x55	90.75	12 # 1 1/4	3/8" # @ 43
112.60	X ó Y	60x60	61.20	12 # 1 1/4	3/8" # @ 43
135.94	X	60x60	57.60	12 # 1 1/4	3/8" # @ 43

$$M_{\max} = M_{\text{estructural}} + M_{\text{sismo}} + P \times e_{\text{acc.}} \times \delta_y$$

$$M = F_a \times M_{\max}$$

$$M_{\text{sismo}} = M_{\text{sismo}} + P \times e_{\text{acc}} \times \delta_y$$

$$e_x = \frac{M_x}{P}$$

$$e_y = \frac{0.3 M_{\text{sismo}_y}}{P}$$

$$PR = \frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PR_0}^{-1}$$

$$PR_0 = FR (f''c A_c + A_s f_y)$$

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

$$PR_x = FR K_{bt} f''c$$

$$PR_y = FR K_{bt} f''c$$

CONSTANTES:

$$f^*c = 1.0 f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 212.5 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FR = 1.0$$

## 5.3.5 Estribos.

$$\text{Si } \rho < 0.001 \quad \text{VCR} = bd (0.08+12\rho) \sqrt{f'c} \quad (1+0.007 P/Ag)$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.01 \quad \text{VCR} = 0.5 bd \sqrt{f'c} \quad (1+0.007 P/Ag)$$

P = Fuerza axial en condiciones de servicio

$\rho$  = % de acero

Ag= Area bruta de la sección transversal

Col	Nivel	Sección	$\rho$	P g	Ag	VCR (Kg)	Vsis (Kg)
F-5	Az-7	40x40	0.013	9880	1600	5278.34	1400
	7-6	40x40	0.024	26520	1600	5646.69	2700
	6-5	45x45	0.018	43160	2025	7359.00	3820
	5-4	45x45	0.030	59800	2025	7727.34	4800
	4-3	55x55	0.016	76440	3025	11257.96	5578
	3-2	55x55	0.030	94410	3025	11655.74	6193
	2-1	60x60	0.017	112380	3600	13871.84	6578
	1-PB	60x60	0.016	130350	3600	14269.62	7822
E-B	Az-7	45x45	0.010	19320	2025	6831.28	1400
	7-6	45x45	0.022	45890	2025	7419.43	2700
	6-5	50x50	0.011	72460	2500	9509.66	3820
	5-4	50x50	0.033	99030	2500	10097.82	4800
	4-3	60x60	0.015	125600	3600	14164.48	5578
	3-2	60x60	0.036	152160	3600	14752.40	6193
	2-1	65x65	0.022	178720	4225	17316.76	6578
	1-PB	65x65	0.020	205280	4225	17904.69	7822
D-6	Az-7	45x45	0.006	53770	2025	5771.34	1300
	7-6	45x45	0.032	96010	2025	8528.88	2555
	6-5	55x55	0.018	138250	3025	12626.18	3611
	5-4	55x55	0.036	180490	3025	13561.21	4533
	4-3	70x70	0.011	222730	4900	20425.50	5259
	3-2	70x70	0.030	264650	4900	21353.44	5822
	2-1	75x75	0.020	306570	5625	24574.03	6193
	1-PB	75x75	0.020	348490	5625	25501.97	7344

En todos los casos  $VCR > V$  Sismo sólo se requieren estribos por especificación, con las condiciones descritas en el Método Plástico.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

240

5.4 D I S E Ñ O D E

L O S A S

(METODO ELASTICO)

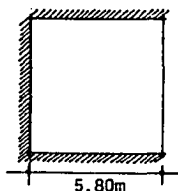
## DISEÑO DE LOSAS

## 5.4.1 Peralte de la losa para omitir el cálculo de deflexiones.-

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 del Reglamento de Construcción del D. F. podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo la longitud de los lados discontinuos se incrementará en 25% cuando los apoyos de la losa son monolíticos con ella.

Para otras condiciones distintas a  $f_s \leq 2000 \text{Kg/cm}^2$  y  $W \leq 380 \text{Kg/m}^2$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por  $0.034 \sqrt[4]{f_s W}$  el valor obtenido según el párrafo anterior.

Para el tablero crítico de nuestro caso:



6.40m

Fig. No. 26

1 Borde discontinuo

Si  
Peralte  
efectivo  $\cong$  Perímetro  $\times$   $0.034 \sqrt[4]{f_s \times W}$

Se omitirá el cálculo de deflexiones.

$$\frac{580 + 580 + 640 (1.25)}{300} = 8.67 \times 0.034 \sqrt[4]{2000 \times 718} = 10.20 \text{cm}$$

$$h = 10.20 + 3.00 = 13.20 \text{ cm}$$

Para losa tipo

$$8.67 \times 0.034 \sqrt[4]{2000 \times 644} = 9.93 \text{cm} \quad h = 9.93 + 3.00 = 13 \text{ cm}$$

Dado que el peralte efectivo propuesto de la losa maciza equivalente fue de 14.22 cm ( Se obtuvo igualando  $I$  maciza =  $I$  aligerada) y es mayor que el peralte mínimo en ambos casos, entonces se puede omitir el cálculo de deflexiones.

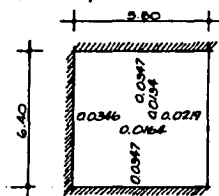
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$h_{alig} = \sqrt[3]{\frac{n+c}{n} (\text{espesor losa maciza})^3} = \sqrt[3]{\frac{40+9}{9} \times 13.20^3} = 23 \text{ cm. } h = 30 \text{ cm.}$$

#### 5.4.2 DISEÑO DE LOSA AZOTEA:

Carga de diseño = 718 Kg/m<sup>2</sup>

##### 5.4.2.1 Revisión por flexión del peralte supuesto h = 30 cm d = 25 cm



Coefficiente de la tabla 4.1.

$$M = \frac{S}{L} = \frac{5.80}{6.40} = 0.906$$

$$M_{max} = 0.0347 \times 0.718 \times 5.80^2$$

$$M_{max} = 0.838 \text{ ton-m}$$

$$M = Kbd^2$$

$$\sqrt{\frac{M}{Kb}} = d = \text{peralte necesario para losa maciza equivalente}$$

$$d = \sqrt{\frac{83800}{16.659 \times 100}} = 7.09 \quad h = 7.09 + 3 \text{ cm} = 10.09$$

$$h_{alig} = \sqrt[3]{\frac{n+c}{n} \times \text{espesor losa maciza eq}^3}$$

$$h_{alig} = \sqrt[3]{\frac{49}{9} \times 10.09^3} = 17.75 < 30$$

∴ el peralte supuesto es aceptable por flexión

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## 5.4.2.2. REVISION POR CORTANTE DEL PERALTE SUPUESTO.

La fuerza cortante máxima ocurre en este caso en el claro largo del tablero 5, 6, 6 7 .

$$V = \frac{(0.5 S - d) w}{1 + m^6} = \frac{(0.5 \times 5.80 - 0.25) \times 718}{1 + \left(\frac{5.80}{6.40}\right)^6} = 1224.41 \text{ Kg}$$

Resistencia de Diseño.

$$VCR = 0.5 FRbd \sqrt{f^*c} \quad \text{donde } FR = 1 \quad f^*c = f^*c$$

$$VCR = 0.5 \times 10 \times 25 \times \sqrt{250}$$

$$VCR = 1976.42 \text{ Kg}$$

$$V/\text{nerv} = 1224.41 \times 0.49 = 599.96 \text{ Kg/nerv.}$$

$VCR/\text{nerv} = 1976.42 > 599.96$  El peralte supuesto se acepta - - por fuerza cortante.

## 5.4.2.3 ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION:

Refuerzo mínimo: En losas apoyadas perimetralmente no rige el requisito de refuerzo mínimo de 2.1.2 a ) de modo que el refuerzo mínimo es el necesario por cambios volumétricos especificado en el inciso 3.10 del Reglamento de Construcciones del D. F.

$$As_m = \frac{450 X_s}{f_y(X_s+100)} = \frac{450 \times 30}{4000(30+100)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En un ancho de nervadura de 10 cm  $As_{\text{min}} = 0.2596 \text{ cm}^2/\text{nerv.}$

Tablero	Tipo	S (m)	L (m)	Ws <sup>2</sup>	m= S/L
1,2,3,4	De esquina	5.80	5.80	24.15	1
5,6,7	De borde, un lado largo discontinuo	5.80	6.40	24.15	0.906
8	De borde, un lado corto discontinuo	2.00	5.80	2.87	0.345
9	De borde, un lado largo discontinuo	2.10	4.40	6.90	0.75
10	De borde, un lado largo discontinuo	1.60	6.40	1.84	0.25
11, 12	Interior, todos los bordes continuos	2.00	2.00	2.87	1
13	Interior, todos los bordes continuos	2.00	2.40	2.87	0.833
14	Interior, todos los bordes continuos	2.80	6.40	5.63	0.438

$$As = \frac{M}{fsjd}$$

$$As = \frac{100000}{2000 \times 0.888 \times 25} = 2.25 \text{ M} \times 0.49 = 1.1025 \text{ M/nerv}$$

## 5.4.2.4 Cálculo de Momentos.

Tablero	Momento	claro	Coefficiente K	M-bas <sup>2</sup> (ton-m)	Momento Ajustado	As/nerv	As/nerv Franjas Centrales	RIFE Franjas Extremas.		
1,2,3,4	Neg. en bordes interiores	corto	0.0324	0.782	0.801, 0.681, 0.663 0.801, 0.681, 0.663	0.88	0.88	0.53		
		largo	0.0324	0.782				0.88	0.88	0.53
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0190	0.459				0.51	0.51	0.31
		largo	0.0190	0.459				0.51	0.51	0.31
	Positivo	corto	0.0137	0.331				0.36	0.36	0.26
		largo	0.0137	0.331	0.36	0.36	0.26			
5,6,7	Neg. en bordes interiores	corto	0.0346	0.335	0.727, 0.710, 0.704, 0.727, 0.659 0.519	0.53	0.83	0.43		
		largo	0.0347	0.336				0.50	0.50	0.34
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0219	0.529				0.38	0.38	0.25
		largo	0.0164	0.336				0.44	0.44	0.29
	Positivo	corto	0.0134	0.324				0.26	0.26	0.26
		largo	0.0134	0.324	0.26	0.26	0.26			
8	Neg. en bordes interiores	corto	0.0701	0.201	0.468, 0.230 0.134	0.54	0.54	0.22		
		largo	0.0442	0.127				0.15	0.16	0.26
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0279	0.080				0.09	0.26	0.26
		largo	0.0222	0.121				0.13	0.16	0.26
	Positivo	corto	0.0173	0.044				0.05	0.26	0.26
		largo	0.0173	0.044	0.05	0.26	0.26			
9	Neg. en bordes interiores	corto	0.0423	0.293	0.254, 0.495	0.32	0.32	0.25		
		largo	0.0353	0.273				0.25	0.25	0.23
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0265	0.184				0.20	0.26	0.26
		largo	0.0215	0.153				0.17	0.26	0.26
	Positivo	corto	0.0155	0.094				0.10	0.26	0.26
		largo	0.0155	0.094	0.10	0.26	0.26			
10	Neg. en bordes interiores	corto	0.0422	0.151	0.142, 0.122 0.483	0.16	0.26	0.26		
		largo	0.0526	0.097				0.53	0.53	0.32
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0507	0.093				0.13	0.26	0.16
		largo	0.0543	0.107				0.11	0.26	0.26
	Positivo	corto	0.0165	0.031				0.03	0.26	0.26
		largo	0.0165	0.031	0.03	0.26	0.26			
11, 12	Neg. en bordes interiores	corto	0.0335	0.083	0.421, 0.100, 0.091, 0.170 0.421, 0.100, 0.091, 0.170	0.46	0.46	0.25		
		largo	0.0232	0.083				0.46	0.46	0.25
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0126	0.035				0.04	0.26	0.26
		largo	0.0126	0.036				0.04	0.26	0.26
	Positivo	corto	0.0126	0.036				0.04	0.26	0.26
		largo	0.0126	0.036	0.04	0.26	0.26			
13	Neg. en bordes interiores	corto	0.0365	0.105	0.119, 0.197 0.471, 0.109	0.22	0.26	0.26		
		largo	0.0332	0.111				0.52	0.52	0.31
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0131	0.222				0.26	0.26	0.25
		largo	0.0131	0.222				0.26	0.26	0.25
	Positivo	corto	0.0131	0.222				0.26	0.26	0.25
		largo	0.0131	0.222	0.26	0.26	0.25			
14	Neg. en bordes interiores	corto	0.0423	0.117	0.254, 0.255, 0.275 0.537	0.62	0.62	0.37		
		largo	0.0423	0.117				0.55	0.55	0.37
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0171	0.185				0.22	0.26	0.26
		largo	0.0171	0.185				0.22	0.26	0.26
	Positivo	corto	0.0171	0.185				0.22	0.26	0.26
		largo	0.0171	0.185	0.22	0.26	0.26			

Refuerzo en Franjas extremas: Se usara el 60% del acero requerido en las franjas centrales, respetando las especificaciones de acero.

TEMA CON  
 FALLA DE ORIGEN



## 5.4.2.6 DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 1 y 5, 2 y 6, 6 y 4, 4 y 7, 7 y 3, 3 y 5  
 Momento de desequilibrio =  $10.838 - 0.782 = 0.056$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.056 = 0.037$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
1	26.94	0.5
5	26.94	0.5
	53.88	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

1	5
- 0.782	+ 0.838
- 0.019	- 0.019
- 0.801	0.819

Distribución entre tableros 1 y 8  
 Momento de desequilibrio =  $0.782 - 0.201 = 0.581$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.581 = 0.387$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
1	26.94	0.26
8	78.13	0.74
	105.07	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

1	8
+ 0.782	- 0.201
- 0.101	- 0.287
0.681	- 0.488

## DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rigidez de tableros ( $d^3/s$ )

## Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 8 y 9

Momento de desequilibrio =  $0.273 - 0.201 = 0.072$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.072 = 0.048$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
8	78.13	0.61
9	50.40	0.39
	128.53	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

8	9
- 0.201	+ 0.273
- 0.029	- 0.019
- 0.230	+ 0.254

Distribución entre tableros 9 y 2

Momento de desequilibrio =  $0.782 - 0.273 = 0.509$  ton-mMomento a distribuir =  $2/3 \times 0.509 = 0.341$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
9	50.40	0.65
2	26.94	0.35
	77.34	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

9	2
- 0.273	+ 0.782
- 0.222	- 0.119
- 0.495	+ 0.663

## DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 6 y 10 , 5 y 10  
 Momento de desequilibrio =  $0.836 - 0.097 = 0.739$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.739 = 0.495$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
6	26.94	0.22
10	97.66	0.78
	124.60	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

6	10
+ 0.836	- 0.097
- 0.109	- 0.386
+ 0.727	- 0.483

Distribución entre tableros 6 y 13  
 Momento de desequilibrio =  $0.836 - 0.111 = 0.725$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.725 = 0.486$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
6	26.94	0.26
13	78.13	0.74
	105.07	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

6	13
+ 0.836	- 0.111
- 0.126	- 0.360
+ 0.710	- 0.471

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 5.4.3 DISEÑO LOSA ENTREPISO.-

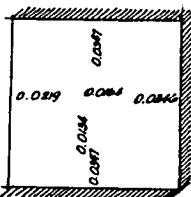
Carga de Diseño : 644 Kg/m<sup>2</sup>5.4.3.1 Revisión por flexión del peralte propuesto h=30cm  
d=25cm

Fig. No. 27

Para el tablero mas desfavorable (el de S mayor para M mayor): Tablero 5,6,6 7

Se revisará con el M en el claro largo (el coeficiente mayor)

$$\mu = \frac{S}{L} = \frac{5.80}{6.40} = 0.906$$

$$M_{\max} = 0.0347 \times 0.644 \times 5.80^2 = 0.7517 \text{ ton-m}$$

$$M = Kbd^2$$

$$\sqrt{\frac{M}{Kb}} = d = \text{peralte necesario para losa maciza equivalente}$$

$$d = \sqrt{\frac{75174.6}{16.659 \times 100}} = 6.72 + 3.00 = 10 \text{ cm}$$

$$h_{\text{alig}} = \sqrt[3]{\frac{n+c}{n} \times \text{esp. losa maciza}^3} = \sqrt[3]{\frac{49}{9} \times 10^3}$$

$$h_{\text{alig}} = 17.59 < 30 \text{ cm}$$

el peralte supuesto es aceptable por flexión.

## 5.4.3.2 REVISIÓN POR CORTANTE DEL PERALTE SUPUESTO.-

La fuerza cortante máxima ocurre en este caso en el claro largo del tablero 5, 6 6 7

$$V = \frac{(0.5 S - d) w}{1 + \mu^6} = \frac{(0.5 \times 5.80 - 0.25) \times 644}{1 + \left(\frac{5.80}{6.40}\right)^6} = 1098.21 \text{ Kg}$$

$$V/\text{nerv} = 1098.21 \text{ Kg} \times 0.49 = 538 \text{ Kg/nerv}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Resistencia de Diseño.-

$$VCR = 0.5 FRbd \sqrt{f^*c} \quad \text{donde } FR = 1 \text{ y } f^*c = f^*c$$

$$VCR = 0.5 \times 10 \times 25 \sqrt{250}$$

$$VCR = 1976.42 \text{ Kg}$$

$VCR/nerv = 1976.42 > 538 \text{ Kg/nerv}$  El peralte supuesto es aceptable por fuerza cortante.

#### 5.4.3.3 ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION.-

Refuerzo mínimo

$$A_{sm} = \frac{450 X_1}{f_y(X_1+100)} = \frac{450 \times 30}{2000(30+100)} = 0.02596 \text{ cm}^2/\text{nerv}$$

En un ancho de nervadura de 10 cm  $A_{s \text{ min}} = 0.2596 \text{ cm}^2/\text{nerv}$ .

Tablero	TIPO	S (m)	L (m)	$W_s^2$	$m =$ s/L
1,2,3,4	De esquina	5.80	5.80	21.66	1
5,6,7	De borde, un lado largo discontinuo	5.80	5.80	21.66	0.906
8	De borde, un lado corto discontinuo	2.00	5.80	2.58	0.345
9	De borde, un lado largo discontinuo	3.10	4.40	6.19	0.75
10	De borde, un lado largo discontinuo	1.60	6.40	1.65	0.25
11	De borde, un lado largo discontinuo	2.80	6.40	5.05	0.438

Para  $M = 100000 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{100000}{2000 \times 0.888 \times 25} = 2.25 \text{ M} \times 0.49 = 1.1025 \text{ M/nerv.}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 5.4.3.4 Cálculo de Momentos.-

## LOSA TIPO Método Elástico.

Tablero	Momento	Claro	Coeficiente K	M=Kws <sup>2</sup>	Momento Ajustado	As/nerv.	As/nerv RIGE	
							Franjas Cent.	Franjas Ext.
1,2,3,4	Neg. en bordes interiores	corto	0.0324	3.7018	0.612, 0.595, 0.719	0.79	0.79	0.47
		largo	0.0324	3.7018				
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0190	3.4115	0.612, 0.595, 0.719	0.79	0.79	0.47
		largo	0.0190	3.4115				
	Positivo	corto	0.0137	0.2967	0.45	0.45	0.45	0.27
		largo	0.0137	0.2967				
5,6,7	Neg. en bordes interiores	corto	0.0346	0.7494	0.651, 0.630, 0.651	0.72	0.72	0.43
		largo	0.0347	0.7516				
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0219	0.4744	0.735	0.81	0.81	0.49
		largo	0.0164	0.3552				
	Positivo	corto	0.0134	0.2902	0.438, 0.207	0.39	0.39	0.26
		largo	0.0701	0.1809				
8	Neg. en bordes interiores	corto	0.0442	0.1140	0.121	0.13	0.26	0.26
		largo	0.0279	0.0720				
Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0422	3.1089	0.433	0.12	0.26	0.26	
	largo	0.0153	3.0395					
9	Neg. en bordes interiores	corto	0.0425	0.2631	G. 228, 0.444	0.04	0.26	0.26
		largo	0.0395	0.2445				
Neg. en bordes discontinuos	corto	0.02665	0.1650	0.49	0.49	0.49	0.29	
	largo	0.02216	0.1371					
10	Neg. en bordes interiores	corto	0.01365	0.0845	0.128	0.09	0.26	0.26
		largo	0.0622	0.1356				
Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0526	0.0868	0.433	0.48	0.48	0.29	
	largo	0.0507	0.0837					
Positivo	corto	0.0543	0.0896	0.09	0.09	0.26	0.26	
	largo	0.0166	0.0274					
11	Neg. en bordes interiores	corto	0.0508	0.3070	0.505	0.56	0.56	0.34
		largo	0.0422	0.2131				
Positivo	corto	0.0351	3.1773	0.454	0.50	0.50	0.30	
	largo	0.0143	0.0722					

Refuerzo en franjas extremas:

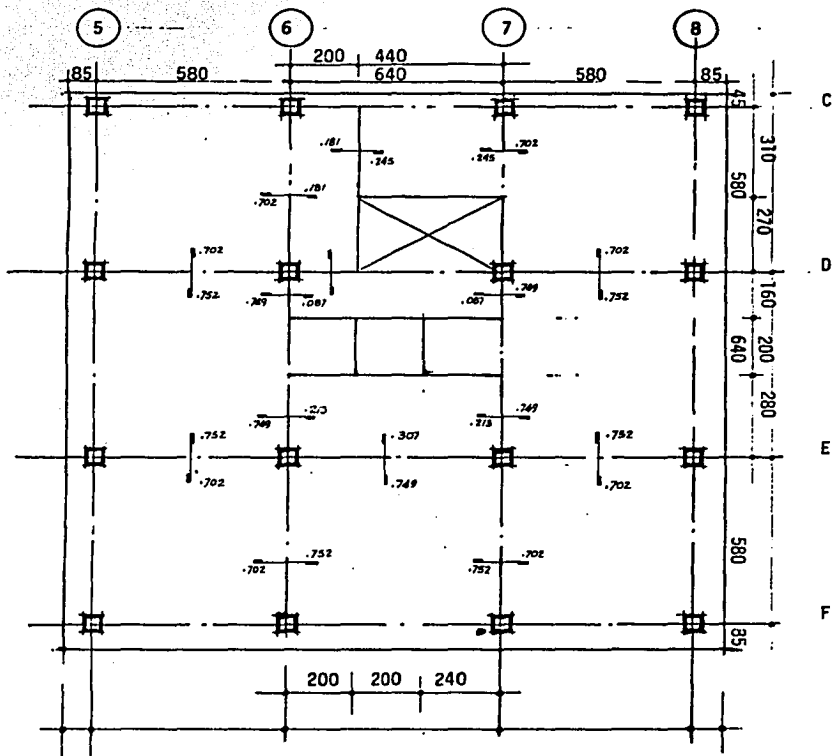
Se usará el 60% del acero requerido en las franjas centrales, respetando las especificaciones de acero #nico.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

252

252

## 5.4.3.5 Momentos Desequilibrados en los bordes de los tableros.-



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4.3.6 DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rígidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 1 y 8  
 Momento de desequilibrio =  $0.702 - 0.181 = 0.521$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.521 = 0.347$  ton-m

Tablero	Rígidez	Factor
1	26.94	0.26
8	78.13	0.74
	105.07	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

1	8
+ 0.702	- 0.181
- 0.090	- 0.257
0.612	- 0.438

Distribución entre tableros 8 y 10  
 Momento de desequilibrio =  $0.136 - 0.114 = 0.022$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.022 = 0.015$  ton-m

Tablero	Rígidez	Factor
8	78.13	0.44
10	97.66	0.56
	175.79	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

8	10
- 0.114	+ 0.136
- 0.0065	- 0.0084
- 0.121	+ 0.128

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rigidez de tableros ( $d^3/s$ )

## Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 8 y 9  
 Momento de desequilibrio =  $0.245 - 0.181 = 0.064$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.064 = 0.043$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
8	78.13	0.61
9	50.40	0.39
	128.53	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

8	9
- 0.181	+ 0.245
- 0.026	- 0.017
- 0.207	+ 0.228

Distribución entre tableros 9 y 2  
 Momento de desequilibrio =  $0.702 - 0.245 = 0.457$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.457 = 0.306$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
9	50.40	0.65
2	26.94	0.35
	77.34	1.0000

Momentos ajustados

Distribución:

9	2
- 0.245	+ 0.702
- 0.199	- 0.107
- 0.444	+ 0.595

## DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

Rigidez de tableros ( $d^3/S$ )

Tablero

1, 2, 3, 4	$25^3/580 = 26.94$
5, 6, 7	$25^3/580 = 26.94$
8	$25^3/200 = 78.13$
9	$25^3/310 = 50.40$
10	$25^3/160 = 97.66$
11, 12	$25^3/280 = 55.80$
13	$25^3/200 = 78.13$
14	$25^3/280 = 55.80$

Distribución entre tableros 2 y 6, 6 y 4, 4 y 7, 7 y 3, 3 y 5,  
 Momento de desequilibrio =  $0.752 - 0.702 = 0.050$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.050 = 0.034$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
2	26.94	0.5
6	26.94	0.5
	53.88	1.0000

Distribución:

2	6
- 0.702	+ 0.752
- 0.017	- 0.017
- 0.719	+ 0.735

Momentos ajustados

Distribución entre tableros 6 y 10, 5 y 10  
 Momento de desequilibrio =  $0.749 - 0.087 = 0.662$  ton-m  
 Momento a distribuir =  $2/3 \times 0.662 = 0.444$  ton-m

Tablero	Rigidez	Factor
6	26.94	0.22
10	97.66	0.78
	124.60	1.0000

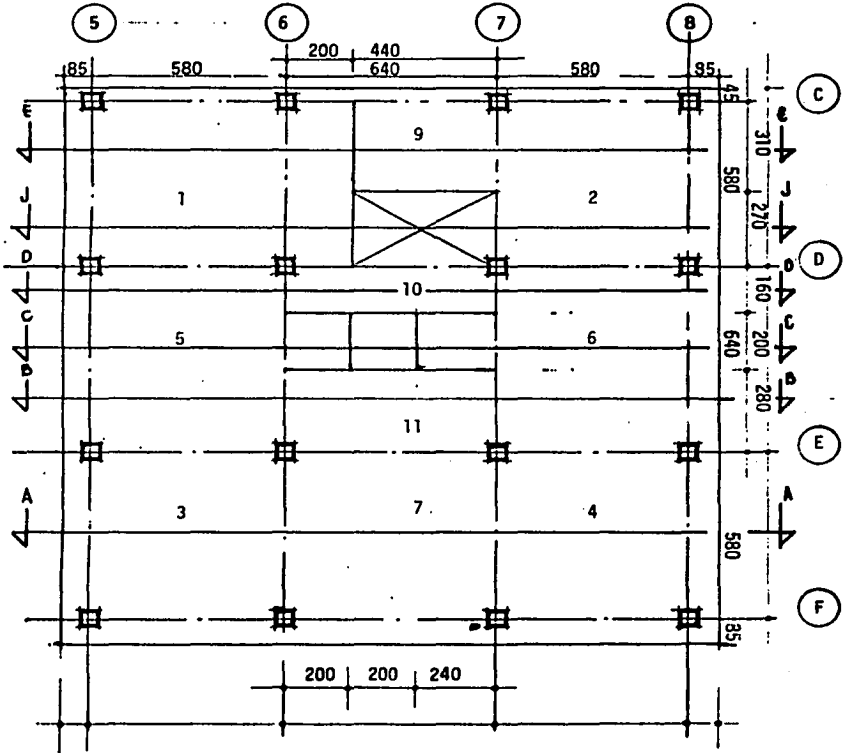
Distribución:

6	10
+ 0.749	- 0.087
- 0.098	- 0.346
+ 0.651	- 0.433

Momentos ajustados

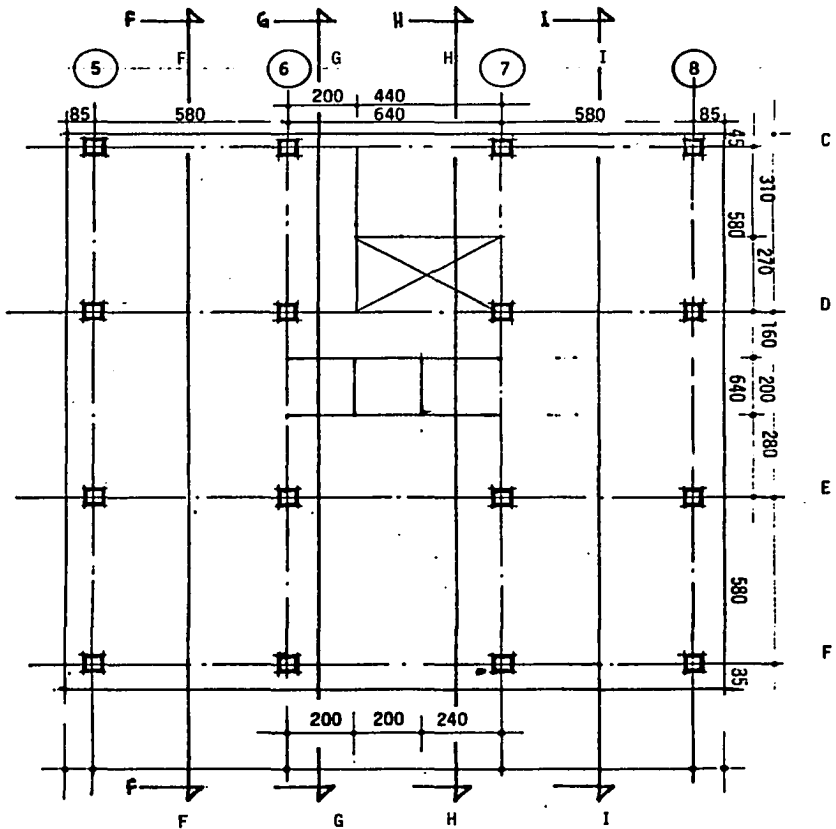
## 5.4.3.7 Cortes.-

LOSA ENTREPISO



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

LOSA



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

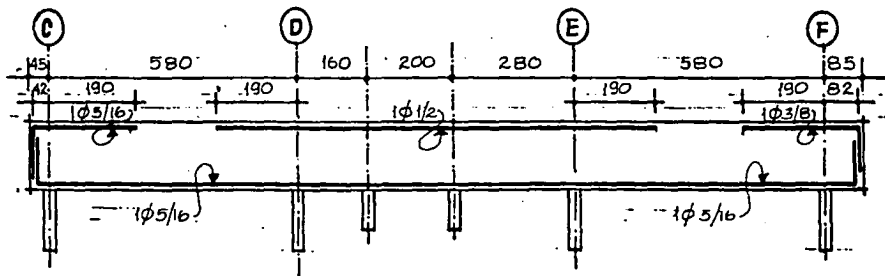


DISEÑO DE LOSAS

CORTE G - G

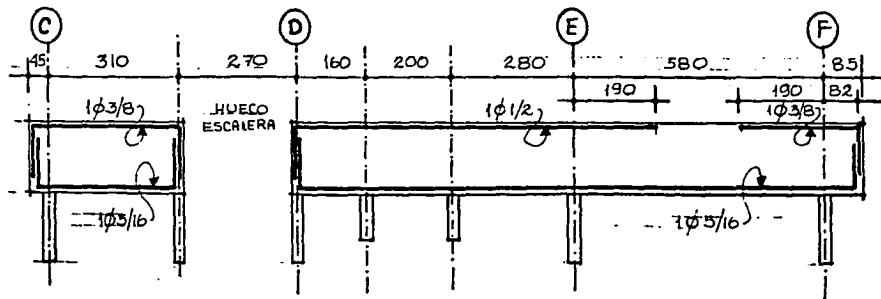
FRANJAS CENTRALES

LOSA AZOTEA



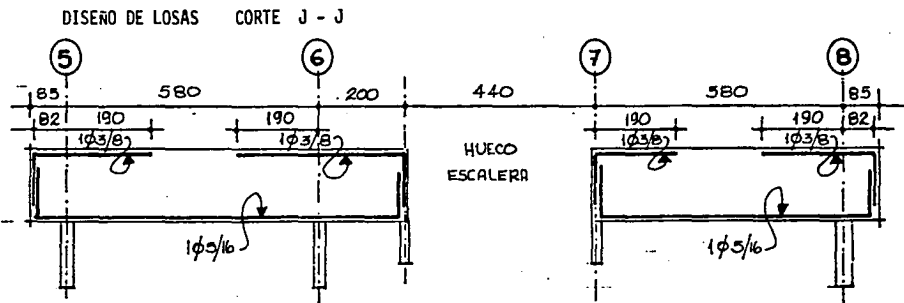
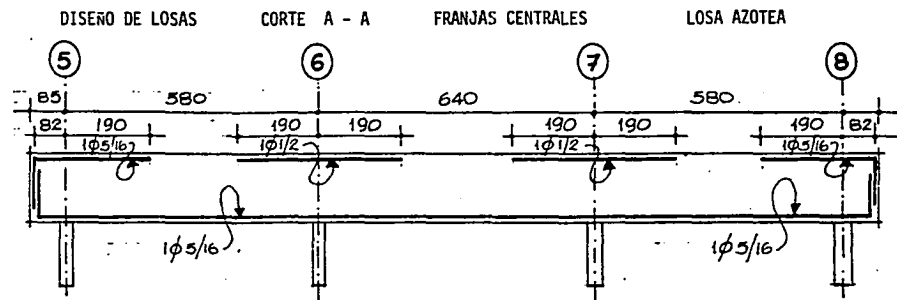
DISEÑO DE LOSAS

CORTE H - H



En franjas extremas toda la varilla será de 5/16"  $\phi$  para ambos casos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



En franjas extremas toda la varilla será de  $5/16'' \phi$  para ambos casos.

METODO ELASTICO.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

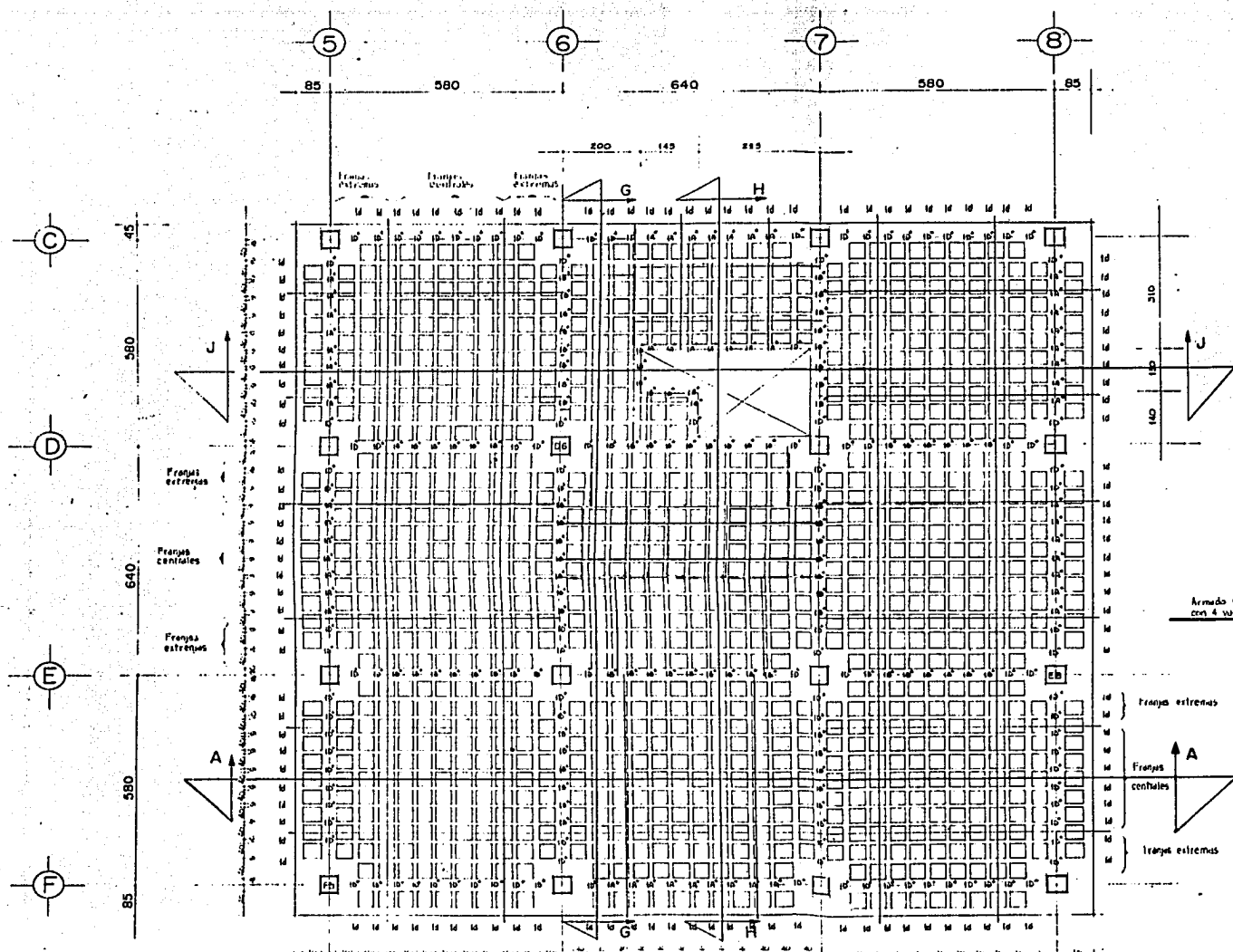
261

**5.5 PLANOS**

**RESULTANTES**

**METODO ELASTICO**

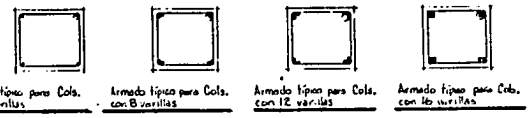
# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



d indica varilla # 4/8 baja corrida  
 D indica baston # 1/2 alta en apoyos  
 d indica varilla # 3/8 baja corrida  
 b - # 1/2  
 c - # 3/8  
 A - # 3/8 alta corrida  
 B - # 3/8  
 C - # 3/8  
 D - # 3/8  
 E - # 3/8  
 F - # 3/8  
 G - # 3/8  
 H - # 3/8  
 I - # 3/8  
 J - # 3/8  
 K - # 3/8  
 L - # 3/8  
 M - # 3/8  
 N - # 3/8  
 O - # 3/8  
 P - # 3/8  
 Q - # 3/8  
 R - # 3/8  
 S - # 3/8  
 T - # 3/8  
 U - # 3/8  
 V - # 3/8  
 W - # 3/8  
 X - # 3/8  
 Y - # 3/8  
 Z - # 3/8

Todo el concreto sera de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 Todo el acero de refuerzo sera de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 El espesor de la losa es de 20 cm  
 Las costillas seran de  $40 \times 40 = 20$   
 Los espesores de pautas dobles seran de 25 y 30  
 Todos los cables de pretension seran de  $\phi 12.5$  y en  
 todas las ocaciones salan en cm.

## COLUMNAS



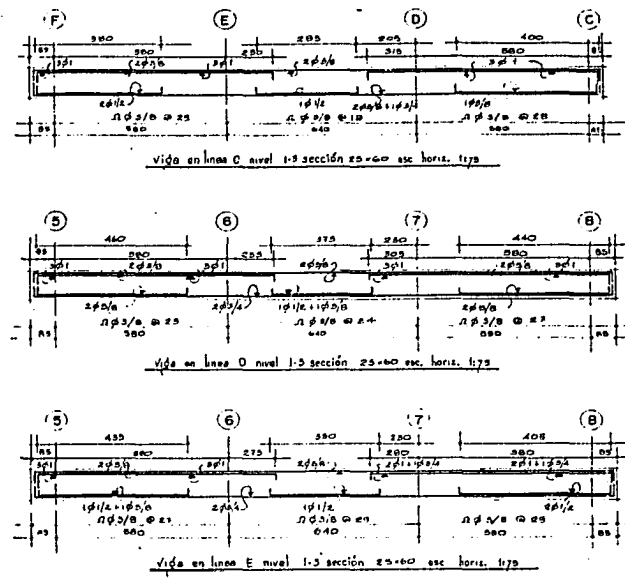
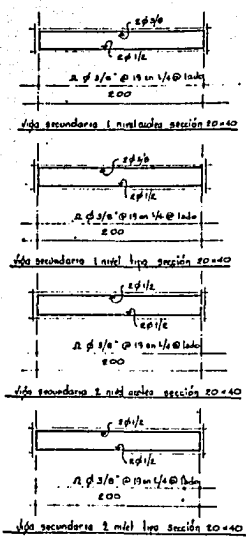
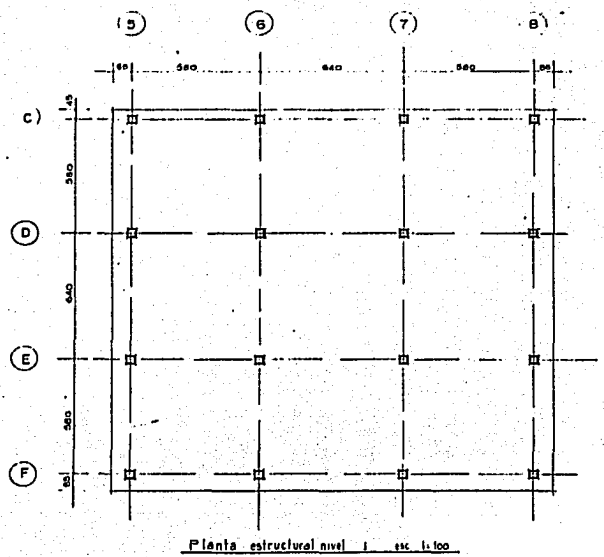
Nivel	Columna Tipo F-B	Columna Tipo E-B	Columna Tipo D-B
	Sección	Sección	Sección
1	60-60	60-60	60-60
2	60-60	60-60	60-60
3	55-55	60-60	60-60
4	55-55	60-60	60-60
5	45-45	50-50	55-55
6	45-45	50-50	55-55
7	40-40	45-45	45-45
Al.	40-40	45-45	45-45

Planta estructural de acero

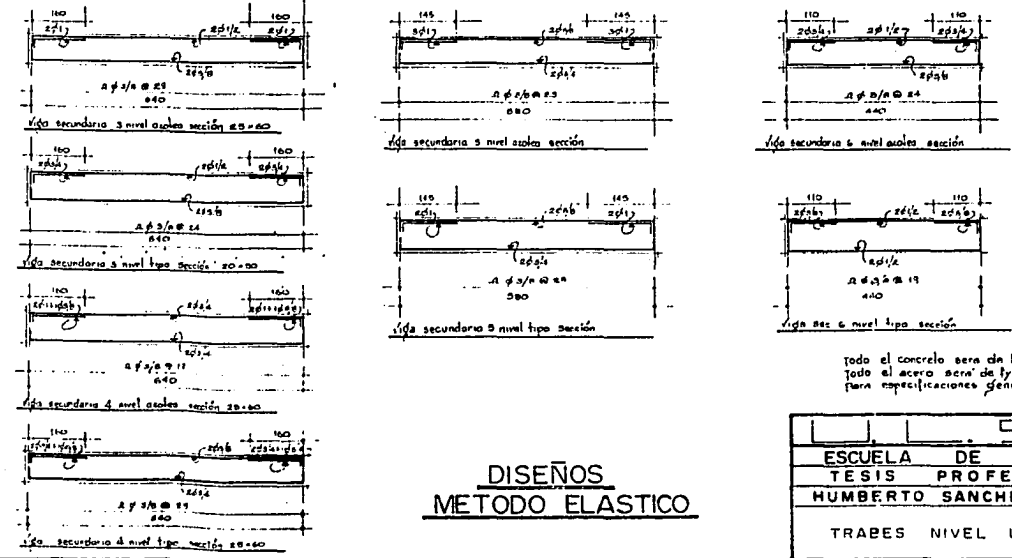
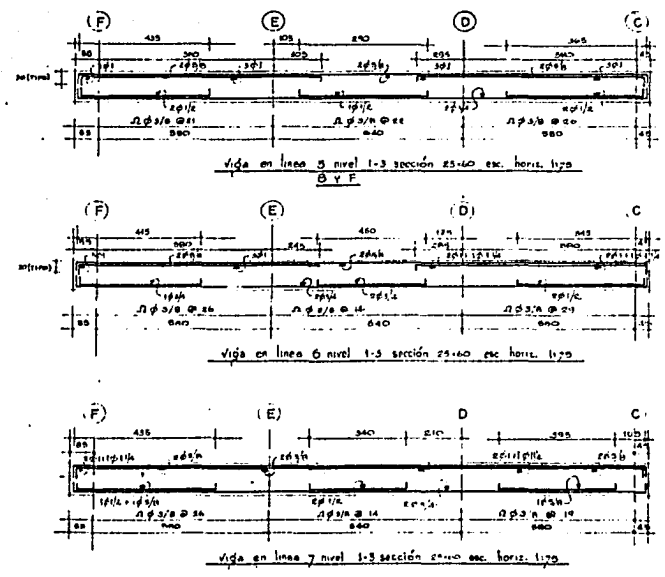
Esc. 1:50

**DISEÑOS  
ME TODO ELASTICO**

ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR	
LOSA ESTRUCTURAL AZOTEA	E-2



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



todo el concreto sera de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 todo el acero sera de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 para especificaciones generales ver plano E-1

DISEÑOS  
 METODO ELASTICO

ESCUELA DE INGENIERIA TESIS PROFESIONAL HUMBERTO SANCHEZ SALAZAR	
TRABES NIVEL UNO-TRES	E-4

5.6 y 5.7 R E S U M E N D E

CANTIDADES POR NIVEL

Y

PRESUPUESTO

METODO ELASTICO

## 5.6 Cuantificación.

## REQUERIMIENTO POR NIVEL METODO ELASTICO

	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	Concreto m <sup>3</sup>	Cimbra m <sup>2</sup>
<b>NIVEL 1</b>											
Columnas			338.40				276.22		1024.13	19.091	114.48
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1193.40	104.90	411.22	334.75	414.59		30.12	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.10	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1371.90	134.10	442.32	371.75	420.39		30.12	26.542	150.17
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2154.97	270.90	443.12	371.75	420.39		30.12	79.661	512.81
<b>NIVEL 2</b>											
Columnas			338.40				257.02		956.93	19.091	114.48
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1193.40	104.90	411.22	334.75	414.59		30.12	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.10	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1371.90	134.10	443.02	371.75	420.39		30.12	26.542	150.17
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2154.97	270.90	443.02	371.75	420.39		30.12	79.661	512.81
<b>NIVEL 3</b>											
Columnas			312.80				224.51		855.17	15.336	105.84
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1193.40	104.90	411.22	334.75	414.59		30.12	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.10	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1371.90	134.10	443.02	371.75	420.39		30.12	26.542	150.17
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2154.97	270.90	443.02	371.75	420.39		30.12	79.661	512.81

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	Concreto 3 m	Cicbra 2 m
<u>NIVEL 4</u>											
Columnas			312.80				197.57		615.17	16.336	105.84
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1183.20	121.69	311.68	332.96	326.74		106.40	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.80	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1361.70	150.89	343.48	369.96	332.54		106.40	26.542	150.170
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2144.77	287.69	343.48	369.96	332.54		106.40	79.651	512.81
<u>NIVEL 5</u>											
Columnas			256.00				176.51		554.11	10.855	86.400
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1183.20	121.69	311.68	332.96	326.74		106.40	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.80	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1361.70	150.89	343.48	369.96	332.54		106.40	26.542	150.170
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2144.77	287.69	343.48	369.96	332.54		106.40	79.661	512.81
<u>NIVEL 6</u>											
Columnas			270.40				257.02		273.41	10.855	86.400
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.640
Trabes Principales			1183.20	121.69	311.68	332.96	326.74		106.40	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.80	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1361.70	150.89	343.48	369.96	332.54		106.40	26.542	150.170
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2144.77	287.69	343.48	369.96	332.54		106.40	79.651	512.81



	1/4 m	5/16 m	3/8 m	1/2 m	5/8 m	3/4 m	1 m	1 1/8 m	1 1/4 m	Concreto m <sup>3</sup>	Cimbra m <sup>2</sup>
<u>NIVEL 7</u>											
Columnas			237.60				208.26		232.70	8.289	75.600
Losas	4978.20	1968.45	166.67	136.80						47.429	355.530
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total Losas	4978.20	1968.45	783.07	136.80						53.119	362.64
Trabes Principales			1103.20	121.60	311.68	332.96	326.74		106.40	23.400	132.600
Trabes Secundarias			178.50	29.20	31.80	37.00	5.80			3.142	17.570
Total Trabes			1361.70	150.80	343.48	369.96	332.54		106.40	26.542	150.170
Total Losas y Trabes	4978.20	1968.45	2144.77	287.60	343.48	369.96	332.54		206.40	79.661	512.81
<u>NIVEL AZ</u>											
Columnas			252.00				192.00			8.289	75.600
Losas	5333.60	1855.34	176.13	357.40						49.136	369.330
Losa en volado			616.40							5.690	7.110
Total losa	5333.60	1855.34	792.53	357.40						54.826	375.440
Trabes Principales			1213.00	489.90	357.80	103.47	74.15		29.75	23.641	134.530
Trabes Secundarias			199.30	20.40	35.10	54.00	21.50			3.550	20.050
Total Trabes			1412.30	510.30	393.90	157.47	95.65		29.75	27.191	154.58
Total Losas y Trabes	5333.60	1855.34	2204.83	867.70	393.90	157.47	95.65		29.75	82.017	530.02

## 5.7 PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

## NIVEL 1

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.394	124,239.60	173,190.00
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.269	122,065.78	32,835.69
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.688	120,751.97	83,077.36
6.- Varilla $\phi$ 3/4	Ton	0.831	120,751.97	100,344.89
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.768	120,751.97	334,241.45
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	6.544	120,751.97	790,200.89
10.- Cimbra comun en losas	m <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comun en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	114.48	1,582.29	181,140.56
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas.	M <sup>3</sup>	19.091	13,325.00	254,387.58
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes	M <sup>3</sup>	79.661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL 1			\$	4'123,598.72

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

## NIVEL 2

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambrión $\phi$ 1/4	Ton	1.235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.394	124,239.60	173,190.00
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.269	122,065.78	32,835.69
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.688	120,751.97	83,077.36
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.831	120,751.97	100,344.89
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.691	120,751.97	324,943.55
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	6.127	120,751.97	739,847.32
10.- Cimbra comun en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.13
11.- Cimbra comun en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	114.48	1,582.29	181,140.56
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	19.091	13,325.00	254,387.58
14.- Concreto f'c=250Kg/cn <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes	M <sup>3</sup>	79,661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL 2			\$	4'063,947.25

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL 3

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.05
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.379	124,239.60	171,326.41
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.269	122,065.78	32,835.69
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.688	120,751.97	83,077.36
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.831	120,751.97	100,344.89
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.562	120,751.97	309,366.55
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	5.495	120,751.97	663,532.08
10.- Cimbra comúń en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comúń en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	105.84	1,582.29	167,469.57
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	16.336	13,325.00	217,677.20
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes.	M <sup>3</sup>	79,661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL			3 \$	3'919,810.05

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL 4

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambrcn $\phi$ 1/4	Ton	1.235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.374	124,239.60	170,705.21
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.286	122,065.78	34,910.81
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.533	120,751.97	64,360.80
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.827	120,751.97	99,861.88
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.106	120,751.97	254,303.65
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	4.479	120,751.97	540,848.07
10.- Cimbra comn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comn en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	105.84	1,582.29	167,469.57
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	16.336	13,325.00	217,677.20
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes.	M <sup>3</sup>	79.661	15,235.00	1'213,635.34
<b>TOTAL NIVEL 4</b>				<b>\$ 3'724,317.49</b>

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL 5

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambrcn $\phi$ 1/4	Ton	1,235	152,821.04	188,933.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.342	124,239.60	166,729.54
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.286	122,065.78	34,910.81
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.533	120,751.97	64,360.80
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.827	120,751.97	99,861.88
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.022	120,751.97	244,160.48
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	4.099	120,751.97	494,962.33
10.- Cimbra comn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comn en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	86.400	1,582.29	136,709.86
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	10.855	13,325.00	144,642.88
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes.	M <sup>3</sup>	79.661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL 5 \$				3'560,518.88

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL 6

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.350	124,239.60	167,723.46
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.286	122,065.78	34,910.81
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.533	120,751.97	64,360.80
6.- Varilla $\phi$ 3/4	Ton	0.827	120,751.97	99,861.88
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.342	120,751.97	282,801.11
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	2.357	120.751.97	284,612.39
10.- Cimbra comũn en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra comũn en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	86.400	1,582.29	136,709.86
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	10.855	13,325.00	144,642.88
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes	M <sup>3</sup>	79.661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL 6 \$				3'389,803.49

TESIS CON  
LLA DE ORIGEN

## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL 7

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1,235	152,821.04	188,733.98
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.764	126,413.41	96,579.85
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.332	124,239.60	165,487.15
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.286	122,065.78	34,910.81
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.533	120,751.97	64,360.80
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.827	120,751.97	99,861.88
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	2.149	120,751.97	259,495.98
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	2.105	120,751.97	254,182.90
10.- Cimbra común en losas	M <sup>2</sup>	362.64	1,155.67	419,092.17
11.- Cimbra común en vigas	M <sup>2</sup>	150.17	1,705.66	256,138.96
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	75.600	1,582.29	119,621.12
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	8.289	13,325.00	110,450.93
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en Losas y Trabes	M <sup>3</sup>	79,661	15,235.00	1'213,635.34
TOTAL NIVEL 7 \$				3'282,551.87



## PRESUPUESTO

## METODO ELASTICO

NIVEL Az

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Alambroń $\phi$ 1/4	Ton	1.323	152,821.04	202,182.24
2.- Varilla $\phi$ 5/16	Ton	0.720	126,413.41	91,017.66
3.- Varilla $\phi$ 3/8	Ton	1.373	124,239.60	170,580.97
4.- Varilla $\phi$ 1/2	Ton	0.862	122,065.78	105,220.70
5.- Varilla $\phi$ 5/8	Ton	0.611	120,751.97	73,779.45
6.- Varilla de $\phi$ 3/4	Ton	0.352	120,751.97	42,504.69
7.- Varilla de $\phi$ 1	Ton	1.143	120,751.97	138,019.50
8.- Varilla de $\phi$ 1 1/8	Ton		120,751.97	
9.- Varilla de $\phi$ 1 1/4	Ton	0.185	120,751.97	22,339.11
10.- Cimbra comũn en losas	M <sup>2</sup>	375.44	1,155.67	433,884.74
11.- Cimbra comũn en vigas	M <sup>2</sup>	154.58	1,705.66	263,660.92
12.- Cimbra aparente en columnas	M <sup>2</sup>	75.600	1,582.29	119,621.12
13.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> en - columnas	M <sup>3</sup>	8.289	13,325.00	110,450.93
14.- Concreto f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> bom- beado, en losas y Trabes	M <sup>3</sup>	82.017	15,235.00	1'249,529.00
TOTAL NIVEL Az			\$	3'022,791.03

276

C A P I T U L O V I

ANALISIS COMPARATIVO

DE

RESULTADOS

8.1. ANALISIS CUANTITATIVO DE MATERIALES.

	NIVEL UNO			NIVEL DOS			NIVEL TRES			NIVEL CUATRO			NIVEL CINCO		
	M.E	M.P	\$ M.E	M.E	M.P	\$ P.E	M.E	M.P	\$ M.E	M.E	M.P	\$ M.E	M.E	M.P	\$ M.E
ACERO DE REFUERZO (Ton)	14.493	9.237	155.90	13.990	8.825	158.58	11.223	8.460	156.20	11.604	7.879	147.28	11.065	7.445	143.53
CIMENTA: (M <sup>3</sup> )															
LOSAS	362.64	362.64	100.0	362.64	362.64	100.0	362.64	362.64	100.0	362.64	362.64	100.0	362.64	362.64	100.0
VIGAS	150.17	138.97	129.06	150.17	138.97	129.06	150.17	138.97	129.06	150.17	137.04	129.58	150.17	137.04	129.58
COLUMNAS	114.48	95.040	120.45	114.48	95.04	123.43	105.84	86.40	122.50	105.84	86.40	122.50	105.84	86.40	122.50
Z	627.29	595.65	125.14	627.29	596.65	125.14	615.65	585.01	125.11	618.65	586.02	125.56	599.21	577.44	123.77
CONCRETO: (M <sup>3</sup> )															
COLUMNAS	19.091	13.068	145.05	19.091	13.068	146.09	11.326	10.800	151.56	16.338	10.800	151.25	10.855	8.749	124.07
LOSAS Y VIGAS	79.651	75.006	125.36	79.651	75.006	125.36	71.661	75.606	125.56	79.651	75.351	125.71	79.651	75.351	125.71
M	98.732	88.074	111.37	98.732	83.674	111.37	91.977	86.406	111.00	95.977	86.161	111.42	90.516	84.110	107.62
			124.47			125.16			124.00			121.42			119.57

	NIVEL SEIS			NIVEL SIETE			NIVEL OCHO			TOTALES EXPLICITOS			
	M.E	M.P	\$ M.E	M.E	M.P	\$ P.E	M.E	M.P	\$ M.E	M.E	M.P	\$ P.E	
	6.694	7.445	129.86	9.231	7.461	123.72	6.569	5.955	110.29	141.48	89.907	67.728	143.22
362.64	362.64	100.0	362.64	362.64	100.0	375.44	375.44	100.0		2913.82	2913.82	160	\$
150.17	137.04	129.58	150.17	137.04	129.58	144.58	116.335	137.67		1205.77	1201.425	111.53	\$
86.40	77.76	111.34	75.63	69.12	109.38	75.63	69.12	109.38		764.64	656.54	216.48	\$
599.21	577.44	123.77	588.41	568.8	123.45	615.62	560.525	127.57	105.00	4884.33	4551.955	1.25	\$
12.835	8.745	124.07	8.239	6.912	119.92	8.289	6.912	119.92		129.242	79.658	136.03	\$
79.651	75.351	125.71	79.651	75.351	125.71	12.017	75.517	123.61		639.644	633.739	125.84	\$
92.516	84.110	127.62	87.953	82.273	125.93	90.325	82.429	126.56	123.62	745.761	652.237	127.62	\$
		113.75			111.35			129.27	112.75			112.75	

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

**ANALISIS COMPARATIVO DE MATERIALES.-**

Para llevar a cabo la comparación de materiales, en cuanto a cantidades se refiere, entre las obtenidas con el Diseño Elástico y las obtenidas con el Diseño Plástico, se fijaron como base, al 100%, -- las cantidades obtenidas con el Diseño Plástico para de esa forma - poder conocer que tanto aumentaron ó disminuyeron, en porcentaje, - las cantidades obtenidas con el Diseño Elástico.

Analizando la tabla del Análisis Comparativo de Materiales, por lo que se refiere al acero de refuerzo, podemos observar que el porcentaje más alto de incremento en cantidades se obtuvo con el Diseño - Elástico en el nivel 2, con el 58.98% mientras que en el nivel azotea el porcentaje de incremento fué solo del 10.29%.

Podemos notar también que el porcentaje de incremento en este material es más notorio en los niveles inferiores y va disminuyendo conforme se va uno acercando al nivel azotea.

Todo esto nos provoca un porcentaje promedio de incremento de acero de refuerzo del 41.48% utilizando el Diseño Elástico, con respecto del Plástico, hecho que es de gran consideración, tomando en cuenta el elevado costo al que se encuentra actualmente la tonelada de varilla en el mercado. La cantidad de acero de refuerzo se encuentra de 62.728 Ton. con el Diseño Plástico a 89.90 Ton con el Diseño - Elástico, lo que arroja un porcentaje de incremento real de 43.32% correspondiente a 27.172 Ton. de acero de refuerzo de incremento.

Por lo que respecta a la cimbra de contacto, tenemos que en las losas, se mantuvo igual en ambos diseños, sumando un total de 2913.92 M<sup>2</sup> para cada caso y para toda la estructura.

Para las vigas, la cantidad de cimbra de contacto tuvo un aumento -- más ó menos constante, como del 8.5% por nivel, con excepción del - nivel azotea, que tuvo un aumento mayor, del 32.87%, por un aumen-- to de sección en las trabes secundarias. La cantidad de cimbra en - vigas se incrementó de 1081.41 M<sup>2</sup> obtenidos con el Diseño Plástico a 1205.77 M<sup>2</sup> obtenidos con el Diseño Elástico, lo que nos da un incremento de 124.36 M<sup>2</sup> de cimbra de contacto, equivalente al 11.50%. El porcentaje más alto de incremento fue del 32.87% en el nivel azo-- tea, mientras que el más bajo fue en el nivel uno, con el 8.06%.

En cuanto a las columnas, la cantidad de cimbra de contæcto fue disminuyendo de los niveles inferiores a los niveles superiores, por - tener columnas de mayor sección en los niveles inferiores que en -- los superiores.

El porcentaje más alto de incremento fue del 22.50% en el nivel --- tres mientras que el menor fue de 9.38% en el nivel azotea, incre-- mentos referentes a las cantidades obtenidas con el Diseño Elástico. La cantidad de cimbra de contacto en columnas aumentó de 656.64 M<sup>2</sup> obtenidos con el Diseño Plástico, para toda la estructura a 764.64 M<sup>2</sup>, lo que nos da un incremento de 108M<sup>2</sup> de cimbra, equivalente al 16.45%.

Las cantidades de cimbra por nivel se mantienen en un incremento -- más ó menos constante, aproximado al 5 % y sin ninguna tendencia en especial.

Todo esto nos provoca un porcentaje promedio de incremento de todos los niveles del 5.00% al utilizar el Diseño Elástico en lugar del - Diseño Plástico.

Por último, refiriéndonos a las cantidades de concreto, por lo que se refiere a las columnas, tenemos también cierta tendencia de disminución del incremento, de los niveles inferiores, a los superiores, teniendo el mayor porcentaje de incremento usando el Diseño Elástico, en el nivel 3 con un 51.26%, mientras que el menor porcentaje de incremento resultó en el nivel azotea -- con el 19.92% empleando también el Diseño Elástico en lugar del Plástico.

Se tuvo un incremento de  $79.058 \text{ M}^3$  de concreto empleando el Diseño Plástico a  $109,142$  con el Elástico, lo que nos da un incremento de  $30.084 \text{ M}^3$  de concreto en columnas, equivalente al -- 38.05% de incremento.

En cuanto a las cantidades de concreto obtenidas para losas y vigas tenemos también una tendencia de incremento muy ligera de los niveles inferiores a los superiores, teniendo el mínimo incremento en el nivel 1 con 5.36% y el máximo en el nivel azotea con un porcentaje de 8.61%, El incremento total para toda la estructura fué de  $603.779 \text{ M}^3$  de concreto con el Diseño Plástico a  $639.644 \text{ M}^3$  con el Elástico, lo que nos dió un incremento de --  $35.865 \text{ M}^3$  equivalente al 5.94%.

El porcentaje de incremento de concreto por niveles, también se va decrementando conforme se va acercando uno al nivel azotea y es aproximadamente del 9% con respecto del Diseño Plástico.

Todo esto nos provoca un porcentaje de incremento promedio de -- todos los niveles del 9.58%.

Todos estos incrementos nos dan como resultado un incremento - promedio global en cada nivel, abarcando fierro de refuerzo, - cimbra y concreto, con una tendencia a disminuir del nivel uno al nivel azotea siendo el máximo incremento del 25.16% en el - nivel dos, usando el Diseño Elástico, con respecto al Plástico y un incremento mínimo del 9.27% en el nivel azotea.

Finalmente, obtenemos un porcentaje global promedio de incre-  
mento de todos los materiales y de todos los niveles del edifi-  
cio, del 18.70% es decir, empleando el Diseño Elástico necesi-  
taríamos un promedio del 18.70% de incremento en los materia-  
les necesarios (fierro de refuerzo, concreto y cimbra), en un  
edificio, de los que necesitaríamos empleando el Diseño Plásti-  
co.

6.2 ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS.-

NIVEL	COSTO TOTAL METODO ELASTICO	COSTO TOTAL METODO PLASTICO	% M.E.
1	4'123,598.72	3'297,456.51	125.05
2	4'063,947.25	3'245,291.66	125.23
3	3'919,810.05	3'159,605.58	124.06
4	3'724,317.49	3'082,657.59	120.82
5	3'560,518.88	2'991,577.17	119.02
6	3'389,803.49	2'991,577.17	113.31
7	3'282,551.87	2'952,845.45	111.17
Az	3'022,791.03	2'757,909.80	109.60
	29'087,338.78	24'478,921.23	

↓  
118.53

→ 118.83



## ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS.-

Nuevamente tomamos como base al 100% los costos de cada nivel obtenidos mediante la utilización del Diseño Plástico para poder efectuar la comparación de costos entre ambos métodos de diseño.

Dado que los precios unitarios no varían de un Método de diseño a otro, se deben tener en esta comparación los mismos porcentajes de incremento que para el análisis comparativo de materiales.

Analizando la tabla podemos notar claramente que el costo de cada nivel para ambos diseños es mucho mayor en los niveles inferiores haciéndose más barato conforme se va uno acercando al nivel azotea. Los porcentajes de incremento varían, para el primer piso desde el 25.05% al 9.60% de incremento en el nivel azotea.

El costo total del nivel uno se incrementa de \$ 3'297,456.51 obtenido con el Diseño Plástico, a \$ 4'123,598.72 con el Diseño Elástico, lo que nos da una diferencia de \$ 826,142.21 equivalente al 25.05% de incremento, mientras que en el nivel azotea el costo -- del nivel se incrementa de \$ 2'757,909.80 con el Diseño Plástico a \$ 3'022,791.03 con el Elástico, lo que nos da una diferencia de -- \$ 264,881.23 equivalente al 9.60% de incremento. De esta forma, el costo de todos los niveles mediante el uso del diseño plástico es de \$ 24'478,921.23 mientras que empleando el diseño elástico nos da de \$ 29'087,338.78 , con lo que se obtiene una cantidad de incremento en costo de \$ 4'608,417.55 , equivalente al 18.83% que -- ya es bastante considerable, y que no da igual que el incremento del porcentaje de materiales debido a redondeos de cifras en más ó en menos, que nos hacen variar este porcentaje.

Por otro lado, sacando un porcentaje promedio de todos los niveles, según el incremento obtenido en cada uno de ellos, tenemos un porcentaje de incremento del 18.53%, que promediado con el 18.83% obtenido anteriormente, nos da un porcentaje de incremento más cercano al obtenido con los materiales, del 18.68% .

Es obvio hacer notar que de ese 18.70% de incremento equivalente a 4'608,417.55 la partida que más peso tiene en ese porcentaje es la del acero de refuerzo, pues de ese porcentaje de incremento contribuye con el 73.96%, es decir, con 13.83% del total de 18.70% mientras que la cimbra contribuye con el 8.88% de 18.70%, es decir con el 1.66% y el concreto aumenta nuestro costo con el 17.18% de - - - 18.70%, es decir, con el 3.21% del total.

Por ello, es de vital importancia tomar mucho cuidado al momento de diseñar nuestros elementos con cualquier método, en lo que a acero de refuerzo se refiere, tratando de colocar el área de acero necesaria para cada caso, sin tener un ahorro tan excesivo que nos saque de los límites de seguridad de la estructura, sobre todo para el caso del Diseño Plástico ó Diseño al Limite.

255

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

### 7.1 Conclusiones del Trabajo.-

Como pudimos apreciar con los resultados obtenidos en la comparación del capítulo anterior, el uso del Método Plástico para el dimensionamiento y diseño de los miembros de una estructura nos trae siempre - un ahorro con respecto al empleo del Método Elástico. Se logra disminuir la magnitud de las diversas piezas y para este caso, economizar en lo que a cantidades de concreto, acero de refuerzo y cimbra se refiere y con ello se obtiene obviamente un costo menor dentro del total de la estructura.

Para este caso, se obtuvo casi un 20% de ahorro mediante el empleo - del Método Plástico.

Cabe mencionar también que no hay mucha diferencia en cuanto a economía se refiere, con el uso de ambos métodos, cuando se trata de elementos pequeños ó muy poco cargados, en los que se tienen porcentajes de refuerzo bastante moderados. Aunque a final de cuentas, se -- tiene siempre un ahorro, aunque sea mínimo, con el empleo del Método Elástico.

Entonces, con el empleo del Método Plástico en estructura de estas - características, se obtiene uno de los aspectos básicos que interesan en la Ingeniería Civil, como lo es la Economía, pero es necesario también analizar que sucede con otros tres aspectos importantes como son: La Estética, la funcionalidad y la seguridad de la estructura.

Hemos visto a lo largo del desarrollo de este trabajo, que al emplear el Método Plástico para el dimensionamiento y diseño de los elementos de una estructura, se obtienen elementos mas ligeros y de menor sec--

ción, lo que trae como consecuencia una mayor estética y una mejor funcionalidad en la estructura. Se logra mayor estética pues de -- esa forma se obtienen elementos menos toscos y con una mayor suavidad visual para el usuario. La funcionalidad se obtiene con secciones que ocupan menor espacio en la estructura, lo que aumenta el -- área libre para habitar, dentro del edificio.

El punto más importante a discusión es el de la seguridad de la -- Construcción. Es claro que el Diseño por Valores Admisibles logra una mayor seguridad en la estructura, pero hay que analizar que -- tan seguro sería emplear el Método Plástico.

Los miembros estructurales se proyectan para que tengan alguna re-sistencia de reserva además de la requerida por las cargas de ser-vicio ó de trabajo, ello con el fin de tener un margen de capaci--dad para la variación de la calidad de los materiales, variaciones pequeñas en las dimensiones de construcción, para posibles sobre--cargas, ó por errores introducidos por las simplificaciones y a -- proximaciones de los procedimientos de cálculo. Cuando se utilizan análisis que toman como base la deformación elástica con cargas de trabajo, se utiliza un factor de seguridad que proviene del uso de esfuerzos muy inferiores a los que producen la falla.

La justificación por lo tanto, del empleo de la teoría plástica, - justificación necesaria por sus fórmulas notablemente más complicadas, se funda en que se aproxima mucho más a la realidad que la -- teoría elástica tradicional, especialmente en las condiciones crí-ticas de la ruptura, que a fin de cuentas son las que importan al calculista.

Además el Método Plástico utiliza 2 tipos de factor de seguridad: Factores de carga y Factores de reducción, que dependen de cuestiones que quedan fuera del control del calculista como la posibilidad de cargas futuras imprevistas, la calidad de los materiales la importancia del elemento para mantener la integridad de la estructura, ó el riesgo de pérdida de vidas.

Con los factores de carga se trata de determinar la posibilidad de que se excedan las cargas de servicio prescritas.

Los factores de reducción son para tomar en cuenta las variaciones en los materiales, dimensiones de la construcción, aproximaciones de los cálculos, o sea, cuestiones en las que el Ingeniero tiene cuando menos un control parcial.

Aplicando este factor a la ecuación de "resistencia básica" se obtiene una resistencia razonablemente segura.

La ecuación de "resistencia básica" de una "resistencia ideal" en la que se supone que los materiales son tan resistentes como se especifica, las dimensiones son las consignadas en los planos, -- las arillas tienen su peso correcto y que los cálculos por flexión, cortante, etc. son exactos. Así el hecho de aplicar un factor para flexión de 0.9 implica que la resistencia de seguridad del elemento es cuando menos el 90% de la resistencia ideal.

Hemos visto entonces que con el uso de la Teoría Plástica se obtiene un factor de seguridad bastante real y apegado a la práctica, -- aprovechando casi al máximo la capacidad de los materiales, lo que se refleja en una economía mucho mayor y con la total confianza de que la estructura trabajará segura y eficientemente.

Pero todo esto no quiere decir que las ideas basadas en el Diseño Elástico no tengan ningún uso ó vayan a quedar en desuso totalmen-

te.

Este método es adecuado para calcular deformaciones críticas en los elementos bajo condiciones reales de servicio y bajo las -- cargas que realmente existen en la estructura.

Finalmente, en el cálculo de secciones de concreto por el Método de Valores Admisibles, se ha elegido un factor de seguridad de aproximadamente igual a 2, sin embargo, no se puede comparar rigurosamente este coeficiente con el obtenido para el Diseño - Plástico, porque en el primero, la hipótesis fundamental de la distribución de esfuerzos no se sostiene en la vecindad de la ruptura.

290

TABLAS Y GRAFICAS

PARA DISEÑO



TABLA 1. CONSTANTES DE CALCULO

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c^*$	$f_c''$	$\sqrt{f_c^*}$	$0.5\sqrt{f_c^*}$	$\sqrt{f_c'}$	$0.7\sqrt{f_c'}$	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.58	122500
200	160	136	12.65	6.33	14.14	9.90	141400
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	158100
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12	173200
350	280	232.4	16.73	8.37	18.71	13.10	187100
400	320	253.8	17.89	8.95	20.00	14.00	200000

Se utilizaron las siguientes fórmulas

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1250}\right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f_c'}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TABLA 1.—Áreas según número de barras.

DIÁMETRO		ÁREAS									PESO
En cm <sup>2</sup> según el número de barras.											
Nº.	mm.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	kg/m.
2	6.4	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.93	2.25	2.57	2.89	0.251
2.5	7.9	0.49	0.93	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	0.384
3	9.5	0.71	1.42	2.13	2.83	3.54	4.25	4.95	5.67	6.38	0.557
4	12.7	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60	8.87	10.13	11.40	0.996
5	15.9	1.99	3.97	5.95	7.94	9.93	11.91	13.90	15.88	17.87	1.560
6	19.1	2.87	5.73	8.60	11.46	14.33	17.19	20.06	22.92	25.79	2.250
7	22.2	3.87	7.74	11.61	15.48	19.35	23.22	27.10	30.97	34.84	3.034
8	25.4	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.40	35.47	40.54	45.60	3.975
9	28.6	6.42	12.85	19.27	25.70	31.12	38.55	44.97	51.39	57.82	5.033
10	31.8	7.94	15.88	23.83	31.77	39.71	47.65	55.60	63.54	71.48	6.225
11	34.9	9.57	19.13	28.70	38.26	47.83	57.40	66.96	76.53	86.10	7.502
12	38.1	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	8.938

TESIS CON  
 CALLA DE ORIGEN

TABLA 4.—Constantes de flexión para vigas rectangulares

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_c}{f_t}} \quad i = 1 - \frac{k}{3} \quad R = \frac{1}{2} (f_c + k f_t) \quad p = \frac{k f_c}{2 f_t} \quad w = \frac{4 f_c}{w^{1.5} \sqrt{f_t}}$$

$w = 23 \text{ cm/m}^2$

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	n	$f_t = 0.43 f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c = 1.55 f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )				$f_c = 1.00 f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
			k	i	R	p	k	i	R	p
12.5	12	5.5	0.347	0.854	8.259	0.0077	0.374	0.351	8.702	0.335
15.0	12	6.5	0.374	0.875	10.359	0.0093	0.371	0.350	9.622	0.332
18.0	12	8.1	0.399	0.893	12.779	0.0125	0.357	0.349	10.550	0.329
21.0	9	9.4	0.421	0.916	16.222	0.0143	0.377	0.344	13.426	0.312
25.0	9	11.2	0.444	0.922	21.281	0.0197	0.419	0.350	20.172	0.318
30.0	9	13.5	0.461	0.948	27.222	0.0271	0.456	0.351	25.163	0.319
35.0	7	15.7	0.418	0.848	35.422	0.0369	0.459	0.353	32.622	0.327

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	n	$f_t = 0.43 f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c = 1.50 f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
			k	i	R (kg/cm <sup>2</sup> )	p
12.5	12	5.5	0.299	0.227	7.711	0.0058
15.0	12	6.5	0.325	0.258	9.771	0.0070
18.0	12	8.1	0.351	0.332	12.521	0.0075
21.0	9	9.4	0.372	0.327	16.811	0.0123
25.0	9	11.2	0.422	0.368	21.711	0.0150
30.0	9	13.5	0.419	0.432	28.122	0.0173
35.0	7	15.7	0.423	0.385	35.171	0.0221

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	n	$f_t = 0.43 f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c = 2.00 f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
			k	i	R (kg/cm <sup>2</sup> )	p
12.5	12	5.5	0.252	0.316	6.453	0.0023
15.0	12	6.5	0.276	0.309	7.848	0.0043
18.0	12	8.1	0.298	0.304	10.254	0.0048
21.0	9	9.4	0.297	0.301	12.777	0.0070
25.0	9	11.2	0.333	0.308	16.573	0.0094
30.0	9	13.5	0.287	0.383	20.320	0.0118
35.0	7	15.7	0.333	0.382	24.579	0.0122

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TABLA 2.—Constantes de flexión para vigas rectangulares.

Revisión

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

np	k	j	np	k	j	np	k	j
0.100	0.350	0.881	0.200	0.463	0.860	0.300	0.531	0.823
0.105	0.355	0.878	0.205	0.467	0.864	0.305	0.533	0.822
0.110	0.372	0.876	0.210	0.471	0.863	0.310	0.535	0.821
0.115	0.378	0.874	0.215	0.475	0.862	0.315	0.539	0.820
0.120	0.384	0.873	0.220	0.479	0.860	0.320	0.542	0.819
0.125	0.529	0.870	0.225	0.483	0.859	0.325	0.544	0.819
0.130	0.296	0.868	0.230	0.486	0.858	0.330	0.547	0.818
0.135	0.402	0.866	0.235	0.490	0.857	0.335	0.549	0.817
0.140	0.467	0.864	0.240	0.493	0.856	0.340	0.552	0.816
0.145	0.423	0.862	0.245	0.497	0.854	0.345	0.554	0.815
0.150	0.518	0.861	0.250	0.500	0.853	0.350	0.557	0.814
0.155	0.473	0.859	0.255	0.503	0.852	0.355	0.559	0.814
0.160	0.428	0.857	0.260	0.507	0.851	0.360	0.562	0.813
0.165	0.433	0.856	0.265	0.510	0.850	0.365	0.564	0.812
0.170	0.437	0.854	0.270	0.513	0.849	0.370	0.566	0.811
0.175	0.442	0.853	0.275	0.516	0.848	0.375	0.569	0.810
0.180	0.446	0.851	0.280	0.519	0.847	0.380	0.571	0.810
0.185	0.451	0.850	0.285	0.522	0.846	0.385	0.573	0.809
0.190	0.455	0.848	0.290	0.525	0.845	0.390	0.575	0.808
0.195	0.459	0.847	0.295	0.528	0.844	0.395	0.578	0.807

TABLA 3.—Anchos mínimos en cm. para alojar un número de barras en un lecho.

#	Número de barras en un lecho.									
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	8	12	15	19	22	25	30	33	36	
4	9	13	17	20	24	28	32	36	40	
5	10	14	18	22	26	30	35	39	43	
6	10	15	19	24	28	33	37	42	46	
7	11	16	21	26	30	35	40	45	50	
8	13	18	23	29	33	39	43	48	53	
9	14	20	26	31	37	43	49	54	60	
10	16	22	29	35	41	48	54	60	67	
12	19	27	34	42	50	57	65	72	80	

Se ha considerado un recubrimiento de 2 cm. para barras # 7 o menores y un diámetro para barras mayores (sección 3.13).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

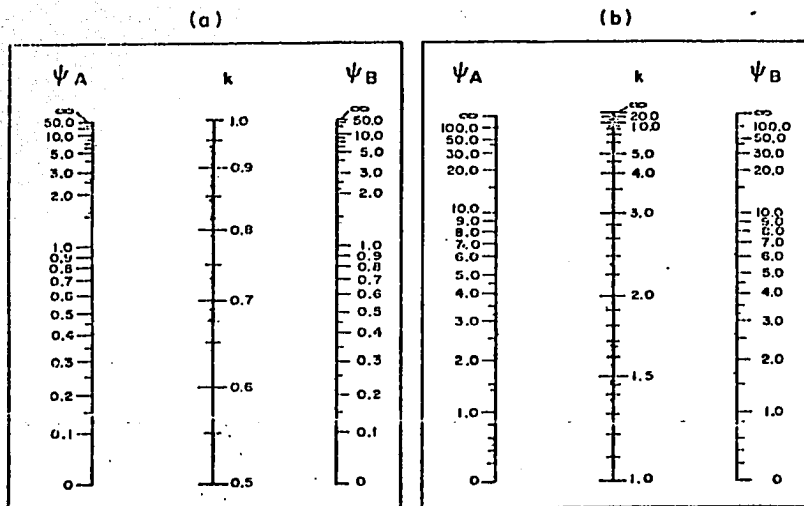
TABLA 3. LONGITUDES DE DESARROLLO,  $L_d$ , DE BARRAS CORRUGADAS A TENSION, NO TORCIDAS EN FRIO, EN CM

Barra No.	$f_c$	150		200		250		300		350		400		
		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
2.5	3000 kg/cm <sup>2</sup>	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	4200	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	5200	30	41	30	41	30	41	30	41	30	41	30	41	30
3	3000	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	4200	30	34	30	34	30	34	30	34	30	34	30	34	30
	5200	35	50	35	50	35	50	35	50	35	50	35	50	35
4	3000	30	32	30	32	30	32	30	32	30	32	30	32	30
	4200	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45	32
	5200	47	66	47	65	47	66	47	66	47	66	47	65	47
5	3000	30	41	30	40	30	40	30	40	30	40	30	40	30
	4200	41	57	40	55	40	56	40	56	40	56	40	56	40
	5200	60	84	59	83	59	83	59	83	59	83	59	83	59
6	3000	42	59	36	51	34	48	34	48	34	48	34	48	34
	4200	59	82	51	71	48	67	48	67	48	67	48	67	48
	5200	87	121	75	105	71	99	71	99	71	99	71	99	71
7	3000	57	80	49	69	44	62	40	56	40	60	40	56	40
	4200	80	112	69	97	62	87	55	79	56	78	56	78	56
	5200	118	165	102	143	91	128	85	119	83	116	83	116	83
8	3000	75	104	65	90	58	81	53	74	49	68	46	64	46
	4200	104	146	90	126	81	113	74	103	69	96	64	90	64
	5200	154	216	133	187	119	167	109	153	101	141	95	132	95
9	3000	94	132	82	110	75	102	67	93	62	80	58	81	58
	4200	132	185	114	160	102	143	93	131	86	121	81	113	81
	5200	195	273	168	225	151	211	133	193	178	179	119	167	119
10	3000	116	163	101	141	90	126	82	115	76	107	71	100	71
	4200	163	228	141	193	126	177	115	161	107	149	100	140	100
	5200	241	337	208	292	186	261	170	233	158	221	147	205	147
11	3000	141	197	122	171	109	153	100	139	92	129	86	121	86
	4200	197	276	171	237	153	214	139	195	129	181	121	169	121
	5200	291	408	252	353	226	316	205	289	191	267	178	250	178
12	3000	168	235	145	203	130	182	118	166	110	154	103	144	103
	4200	235	328	203	281	182	254	166	232	154	215	144	201	144
	5200	346	495	300	420	268	376	245	343	227	318	212	297	212

I Barras con no más de 30 cm de concreto bajo ellas

II Barras con más de 30 cm de concreto bajo ellas

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



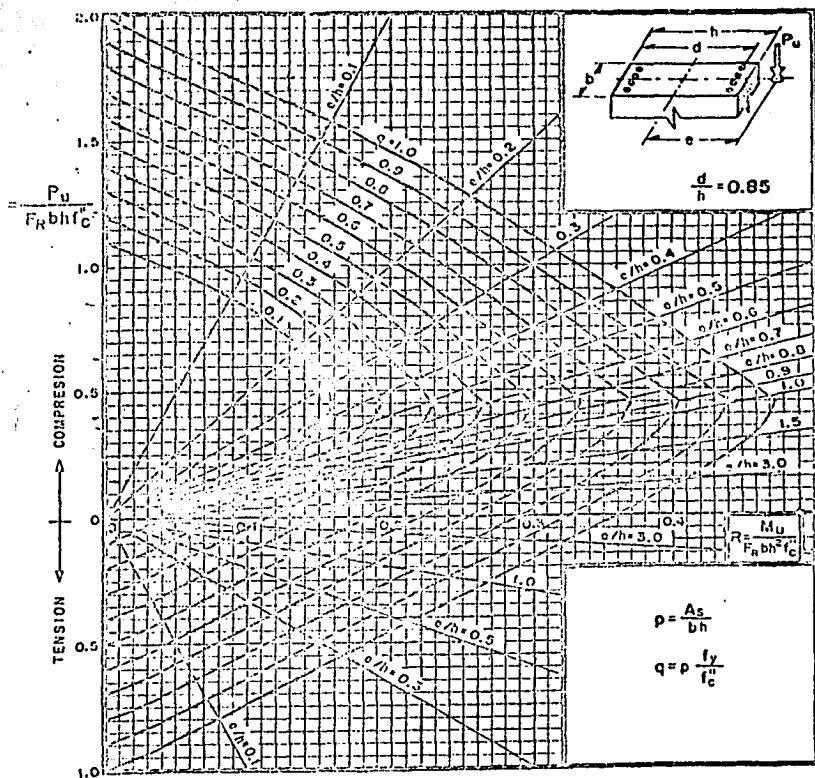
$\psi$  = cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas, entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

$H' = kH$

A y B son los extremos de la columna

Fig 11. Nomogramas para determinar longitudes efectivas,  $H'$ , de miembros a flexocompresión

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



$A_s$  = Area total de refuerzo

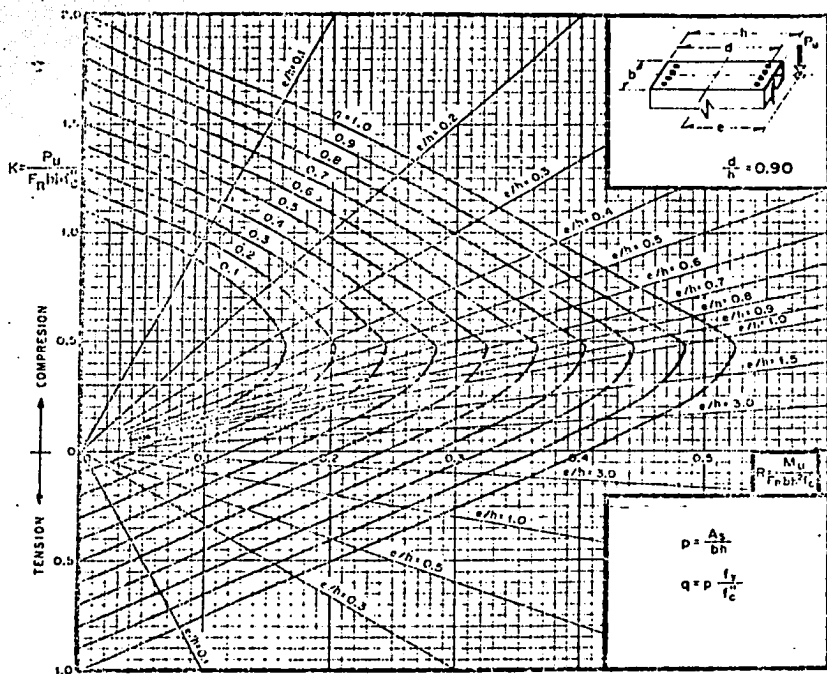
$f_c^* = 0.85 f_c^0$ ; si  $f_c^0 \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^0}{1250}) f_c^0$ ; si  $f_c^0 > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de diseño

$P_u$  = Carga axial de diseño

Fig 6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



$A_s$  = Area total de refuerzo

$f_c' = 0.05 f_c$ ; si  $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c' = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c$ ; si  $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de diseo

$P_u$  = Carga axial de diseo

Fig 5

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



TABLA 4.1

## COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Clara	Relación de lados corto a largo, $m = a/b$ , $c/a$															
			0		0.5		1		1.5		2		3		4		5	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interlig Todas las bordes continuas	Neg. en bordes interiores positivo	corta	978	1010	553	565	419	431	412	438	381	397	333	326	276	292		
		largo	516	544	239	131	321	412	321	388	347	351	320	330	298	292		
		corta	620	620	512	322	268	276	278	236	192	199	155	164	126	130		
		largo	175	101	139	174	135	139	149	135	128	133	127	131	176	130		
De borde Un solo corto discontinuo	Neg. en bordes interiores Neg. en bordes dis. positivo	corta	978	1018	522	594	505	273	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	516	429	431	391	412	322	322	356	369	376	341	297	311		
		corta	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	202	0	190	0		
		largo	630	620	379	358	272	306	240	261	207	219	167	181	133	144		
De borde Un solo largo discontinuo	Neg. en bordes interiores Neg. en bordes dis. positivo	corta	1020	1143	573	524	514	543	451	401	397	420	346	384	297	311		
		largo	587	657	429	545	447	513	411	429	379	426	347	384	315	346		
		corta	651	0	367	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	574	245	285	315	241	263	202	218	164	175	129	135		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores Neg. en bordes dis. continuos positivo	corta	1000	1143	598	653	539	507	421	529	434	371	412	324	364			
		largo	600	713	472	554	453	541	429	506	394	457	320	410	274	364		
		corta	651	0	367	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	202	0	190	0		
Alzado sobre todas dis. continuas	Neg. en bordes interiores corta largo positivo	corta	570	0	550	0	530	0	470	0	400	0	320	0	330	0		
		largo	320	0	220	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
		corta	1100	1670	1020	1100	800	1270	720	1100	640	1040	570	950	520	820		
		largo	200	250	500	500	500	620	500	830	530	620	530	830	500	620		

Caso I, losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II, losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a^2$  dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre pares de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**BIBLIOGRAFIA.****Teoría Elemental del Concreto Reforzado.**

FERGUSON, Phil M., Compañía Editorial Continental, S. A.  
México, 1973, 4a. ed., 786 p.p.

**Concreto.**

TORRES H., Marco Aurelio, Editorial Patria, S. A., México,  
2a. ed. 329 p.p.

**Análisis de Estructuras**

OLVERA, Alfonso, Compañía Editorial Continental, S. A.  
México, 1972. 1a ed., 599 p.p.

**Manual de Diseño por Sismo según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, No. 406.**

UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, México, 1977,  
76 p.p.

**Requisitos de Seguridad de Servicio para las Estructuras, Título IV, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, No. 400.**

UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, México, 1977,  
159 p.p.

Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Normas  
Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones  
para el Distrito Federal, No. 401

UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, México, 1977  
307 p.p.

Apuntes de "Estructuras de Concreto"

PASTRANA, Mondragón Gerardo Ing., 8º Semestre,  
Universidad La Salle, México, 1983.

Apuntes de "Diseño Estructural"

PASTRANA, Mondragón Gerardo Ing., 7º Semestre  
Universidad La Salle, México, 1982

Apuntes de "Análisis Estructural"

SANCHEZ, Vazquez Humberto Ing., 6º Semestre  
Universidad La Salle, México 1982

Apuntes de "Ingeniería Sísmica"

CASTILLO, Alberto Ing., 9º Semestre  
Universidad La Salle, México, 1983.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## NOTA IMPORTANTE.-

Debido a una petición por parte del revisor de la presente tesis asignado por la U.N.A.M. se tuvo la necesidad de hacer un nuevo análisis de la estructura, utilizando para ello un Método Exacto como es el Método de las Rigideces, y hacer una comparación con los resultados obtenidos mediante el preanálisis que se hizo en este trabajo, empleando el Método de Cross para el análisis por carga vertical y el método de Bowman para el análisis por sismo. Con el objeto de no hacer demasiadas modificaciones en la numeración que ya se tenía establecida, se anexan los resultados de este análisis al final del presente trabajo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA POR EL MÉTODO DE LAS RIGIDECES

Una vez que se llevó a cabo la revisión de la presente tesis, por la persona asignada para ello por las autoridades correspondientes de la Universidad Nacional Autónoma de México, se tuvo la necesidad, debido a una petición del revisor, de realizar un nuevo análisis de la estructura tanto por carga vertical como por sismo, empleando para ello, un método --- exacto, como lo es el Método de las rigideces.

La causa de este nuevo análisis fué que en un principio, se hizo sólo un preanálisis de la estructura, utilizando el Método Cross para analizar los Marcos por carga vertical, separando para ello cada nivel y considerando las columnas empotradas, pero sin considerar desplazamientos horizontales; y utilizando el Método de Bowman para resolver los Marcos por sismo, siendo que este Método es un Método aproximado de análisis.

Por tal motivo, se calcularon todos los marcos analizados en la presente tesis, utilizando el Método de las Rigideces y después se compararon los resultados obtenidos de ambas formas.

El método de las rigideces se basa en los tres principios fundamentales del análisis estructural, en el siguiente orden:

1. Continuidad
2. Ley de Hooke
3. Equilibrio

1. El principio de continuidad se refiere a que existe una continuidad entre los miembros de una estructura, que afecta considerablemente a los momentos de una estructura y de un modo apreciable a las fuerzas cortantes y a las reacciones. Por ello al tener un giro en una barra es de esperarse la presencia de otro en las barras continuas. Debido a este principio tenemos una ecuación de deformaciones en un marco, que es una ecuación matricial que se representa como sigue:

$(e) = [a] (d)$  donde  $(e)$  es el vector de deformación de la estructura,  $[a]$  es la matriz de continuidad y  $(d)$  en el vector de desplazamientos.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

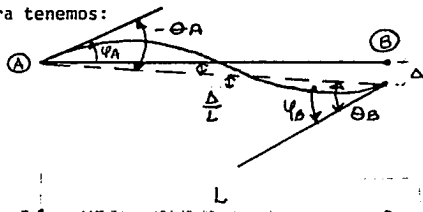
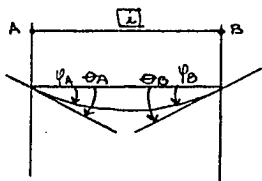
$$\text{El vector deformación } (e) = \begin{pmatrix} \theta A1 \\ \theta B1 \\ \theta A2 \\ \theta B2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \theta AN \\ \theta BN \end{pmatrix} \quad N \times 1$$

Donde  $\theta$  es la deformación angular en el extremo de una barra, A y B son - los extremos de una barra y N es el número de barras en un marco de una estructura.

$$\text{El vector de desplazamiento } (d) = \begin{pmatrix} \psi_1 \\ \psi_2 \\ \psi_3 \\ \vdots \\ \psi_N \\ D1 \\ D2 \\ \vdots \\ \cdot \\ DM \end{pmatrix}$$

Donde  $\psi$  es el giro que sufre el extremo de una barra y D es el desplazamiento relativo de una barra, es decir, de un nudo con respecto a otro, N es el número de nudos en un marco de determinada estructura y M es el número de grados de libertad existentes en un marco.

Para una barra de un marco cualquiera tenemos:



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\text{Donde } -\psi A = \theta A \\ \psi B = \theta B$$

Esto cuando el desplazamiento relativo  $\Delta$  de un nudo con respecto a otro es igual a cero y donde: Entonces  $\theta \neq \psi$  excepto cuando  $\Delta=0$   $\theta=\psi$

$$\theta A = -\psi A - \frac{\Delta}{L} \quad \text{y} \quad \theta B = \psi B + \frac{\Delta}{L}$$

O bien

$$\theta A = -\psi A - \frac{\Delta}{L} \\ \theta B = \psi B + \frac{\Delta}{L}$$

Entonces la matriz de continuidad  $[a]$  se formará por los coeficientes de  $\psi$  y  $\frac{\Delta}{L}$  para cada deformación angular de cada extremo de cada barra.

2. El principio referente a la Ley de Hooke señala que hay una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones y señala entonces que  $\sigma = E \epsilon$  donde  $\sigma$  es el esfuerzo,  $E$  el módulo de elasticidad del concreto y  $\epsilon$  la deformación unitaria.

$$\text{Por lo tanto tenemos que:} \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \epsilon = \frac{e}{L} \quad \text{y} \quad \sigma = \frac{P}{A}$$

Donde  $e$  es la deformación axial de la barra,  $L$  su longitud,  $P$  la fuerza axial y  $A$  el área transversal

$$\frac{P}{A} = E \epsilon \quad \text{y como} \quad \epsilon = \frac{e}{L}$$

$$\frac{P}{A} = E \frac{e}{L}$$

Por lo tanto

$$P = \frac{EA}{L} e \quad \text{donde} \quad \frac{EA}{L} \quad \text{es la rigidez } k \text{ de cada barra}$$

∴

$$(P) = [k] (e)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Donde (P) es el vector de momentos producidos en los extremos de cada barra y es igual a

$$\begin{Bmatrix} MA1 \\ MB1 \\ MA2 \\ MB2 \\ : \\ . \\ MAN \\ MBN \end{Bmatrix}$$

en los extremos de cada barra y N es el número de barras del marco.

[k] es la matriz de rigideces de todas las barras y (e) es el vector de deformaciones que ya se describió anteriormente.

3. En el principio de equilibrio solo se trata simplemente de cumplir con las leyes de la Estática es decir:

$$\sum F_x = 0 \quad \sum F_y = 0 \quad \sum M = 0$$

A partir de este principio se obtiene la siguiente ecuación:

$$(F) = [a]^t (p)$$

donde (F) es el vector de los momentos externos en los extremos de una barra, (p) en el vector de momentos que se producen en los extremos de cada barra y  $[a]^t$  es una matriz transpuesta de la matriz de continuidad.

Pero se tiene que  $(p) = [k] (e) = [k] [a] (d)$

Sustituyendo en la ecuación anterior tenemos que

$$(f) = \underbrace{[a]^t [k] [a]} (d)$$

[K] es la matriz de rigidez de la estructura y la ecuación de este principio queda

$$(f) = [K] (d)$$

Algoritmo para la solución de un marco.-

1. Se obtiene la matriz de continuidad [a] planteando la ecuación

$$(e) = [a] (d)$$

TESIS CON  
FOLLA DE ORIGEN



2. Se obtiene  $[k]$  que es la matriz de rigideces de las barras del marco.
3. Se obtiene la matriz de rigidez de la estructura  $[K]$
4. Se obtiene el vector de desplazamiento (d) operando  $\{f\} = [K] \{d\}$  en donde  $\{d\} = \{f\} [K]^{-1}$
5. Se obtiene el vector deformación  $\{e\} = [a] \{d\}$
6. Se obtiene el vector de momentos internos  $\{p\} = [k] \{e\}$
7. Por último se checa el equilibrio interno.
8. Se obtienen las fuerzas cortantes y las fuerzas normales.

Al hacer la corrida de este método por computadora, necesitamos darle a la máquina los siguientes datos:

1. No. de Nudos
2. No. de Barras
3. Las coordenadas de cada nudo
4. La sección de cada barra
5. La carga externa en cada barra

Y con estos datos el programa nos da los Momentos y los cortantes en los extremos de cada barra.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ENCUENTRO 5 Y 2 (CARGA VERTICAL)

ESTADO	MON. FINAL	M. EMP.	M. INERCIA	LONGITUD	CARGA	V. FINAL	COORDENADAS
ESTADO	LONG.	LONG.	CM <sup>4</sup>	M	KG/CM	KG	(X, Y) (X, Y)
1-1	-3750.17433	-6627.08	450000.001	5.8	2364	6105.11328	(0.24) (5.8.24)
1-5	2759.17422	0	213323.334	3	0	0	(0.24) (0.21)
1-11	8111.9973	6627.08	450000.001	5.8	2364	7606.08672	(5.8.24) (5.24)
1-17	-8121.49154	-8492.37334	450000.001	6.4	2488	7947.4973	(5.8.24) (12.2.24)
1-23	3117.490243	0	213323.334	3	0	0	(5.8.24) (5.2.21)
1-29	1021.491284	-8492.37334	450000.001	6.4	2488	7975.7027	(12.2.24) (5.8.24)
1-35	-4117.48897	-6627.08	450000.001	5.8	2364	7613.1427	(12.2.24) (12.2.24)
1-41	2110977	0	213323.334	3	0	0	(12.2.24) (12.2.24)
1-47	2019.49112	6627.08	450000.001	5.8	2364	6098.0573	(18.24) (12.2.24)
1-53	-1119.49211	0	213323.334	3	0	0	(18.24) (18.21)
1-59	1019.49272	0	213323.334	3	0	0	(0.21) (0.24)
1-65	-6020.49216	-9856.52	450000.001	5.8	3515.99999	9364.441	(0.21) (5.8.21)
1-71	2019.49243	0	213323.334	3	0	0	(0.21) (0.18)
1-77	571.49291	0	213323.334	3	0	0	(5.8.21) (5.8.24)
1-83	1119.4934	9956.52	450000.001	5.8	3515.99999	11023.359	(5.8.21) (0.21)
1-89	-1119.49329	-13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12482.2976	(5.8.21) (12.2.21)
1-95	2119.49381	0	213323.334	3	0	0	(5.8.21) (5.8.18)
1-101	-1119.49429	0	213323.334	3	0	0	(12.2.21) (12.2.24)
1-107	1119.49472	13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12375.2024	(12.2.21) (5.8.21)
1-113	-1119.49520	-3813.63	450000.001	5.8	3144	9900.92431	(12.2.21) (12.2.19)
1-119	1119.49575	0	213323.334	3	0	0	(12.2.21) (12.2.19)
1-125	-1119.49643	0	213323.334	3	0	0	(11.21) (12.24)
1-131	1119.49684	8913.68	450000.001	5.8	3144	8734.2657	(12.21) (12.21)
1-137	-1119.49735	0	213323.334	3	0	0	(12.21) (12.18)
1-143	2019.49783	0	213323.334	3	0	0	(0.18) (0.21)
1-149	-3470.49821	-9856.52	450000.001	5.8	3515.99999	9515.95611	(0.18) (5.8.18)
1-155	4119.49854	0	213323.334	3	0	0	(0.18) (0.15)
1-161	1119.49896	0	213323.334	3	0	0	(5.8.18) (5.8.21)
1-167	1120.49942	9856.52	450000.001	5.8	3515.99999	10876.8439	(5.8.18) (0.18)
1-173	-1120.49985	-13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12460.9259	(5.8.18) (12.2.19)
1-179	6119.50031	0	341718.75	3	0	0	(5.8.18) (5.8.15)
1-185	-1120.50083	0	213323.334	3	0	0	(12.2.18) (12.2.21)
1-191	1120.50129	13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12396.6741	(12.2.18) (5.8.18)
1-197	-1120.50181	-8913.68	450000.001	5.8	3144	9761.86709	(12.2.18) (12.18)
1-203	1120.50227	0	341718.75	3	0	0	(12.2.18) (12.2.18)
1-209	-1120.50279	0	213323.334	3	0	0	(12.18) (12.18)
1-215	1120.50325	8913.68	450000.001	5.8	3144	8473.33293	(12.18) (12.18)
1-221	-1120.50377	0	341718.75	3	0	0	(12.18) (12.15)
1-227	1120.50423	0	341718.75	3	0	0	(0.15) (5.8.15)
1-233	-1120.50475	-9856.52	450000.001	5.8	3515.99999	9610.70514	(0.15) (0.12)
1-239	2019.50521	0	341718.75	3	0	0	(5.8.15) (5.8.18)
1-245	971.505676	0	341718.75	3	0	0	(5.8.15) (0.15)
1-251	-1120.50619	9856.52	450000.001	5.8	3515.99999	10782.0949	(5.8.15) (12.2.15)
1-257	1120.50665	-13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12457.4266	(5.8.15) (12.2.15)
1-263	918.50712	0	341718.75	3	0	0	(5.8.15) (5.8.12)
1-269	-1424.50758	0	341718.75	3	0	0	(12.2.15) (12.2.19)
1-275	1203.50804	13257.3967	450000.001	6.4	3883.99999	12400.1734	(12.2.15) (5.8.15)
1-281	-10184.071	-2913.68	450000.001	5.8	3144	9671.91572	(12.2.15) (5.8.15)
1-287	-1218.50843	0	341718.75	3	0	0	(12.2.15) (12.2.12)
1-293	-3694.50889	0	341718.75	3	0	0	(18.15) (18.18)
1-299	6909.03959	8913.68	450000.001	5.8	3144	8563.28429	(18.15) (12.2.15)
1-305	-3274.4404	0	341718.75	3	0	0	(18.15) (18.12)

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

1	0	34171.75	3	0		(6.12) (6.12)
2	-9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	9704.52473	(6.12) (5.8.12)
3	0	520833.334	3	0	0	(0.12) (0.9)
4	0	34171.75	3	0	0	(5.8.12) (5.8.12)
5	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	10633.2752	(5.8.12) (6.12.12)
6	-12257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12452.1701	(5.8.12) (12.2.12)
7	0	520833.334	3	0	0	(5.8.12) (5.8.12)
8	0	34171.75	3	0	0	(12.2.12) (12.2.12)
9	13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12405.4299	(12.2.12) (12.2.9)
10	-8513.68	450000.001	5.8	3144	9583.74703	(12.12) (18.15)
11	0	520833.334	3	0	0	(12.2.12) (18.12)
12	0	34171.75	3	0	0	(12.2.12) (12.2.9)
13	13257.3867	450000.001	5.8	3144	8651.45298	(12.12) (18.15)
14	-8513.68	450000.001	5.8	3144	0	(18.12) (12.2.12)
15	0	520833.334	3	0	0	(18.12) (18.2)
16	0	34171.75	3	0	0	(0.9) (0.12)
17	13257.3867	450000.001	5.8	3515.99999	9772.07042	(0.9) (5.8.9)
18	-8513.68	450000.001	6.4	3883.99999	12448.8001	(0.9) (0.6)
19	0	520833.334	3	0	0	(5.8.9) (5.8.12)
20	0	34171.75	3	0	0	(5.8.9) (0.9)
21	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	10620.7376	(5.8.9) (12.2.9)
22	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12448.8001	(5.8.9) (5.8.6)
23	0	520833.334	3	0	0	(12.2.9) (12.2.12)
24	0	34171.75	3	0	0	(12.2.9) (5.8.9)
25	13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12403.7999	(12.2.9) (18.9)
26	-8513.68	450000.001	5.8	3144	9520.06862	(12.2.9) (12.2.6)
27	0	520833.334	3	0	0	(18.9) (18.12)
28	0	34171.75	3	0	0	(18.9) (12.2.9)
29	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	9852.68292	(19.9) (18.6)
30	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12448.8001	(0.6) (0.9)
31	0	520833.334	3	0	0	(0.6) (5.8.9)
32	0	34171.75	3	0	0	(5.8.6) (5.8.9)
33	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	10539.9171	(5.8.6) (0.6)
34	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12444.673	(5.8.6) (12.2.6)
35	0	520833.334	3	0	0	(5.8.6) (5.8.9)
36	0	34171.75	3	0	0	(12.2.6) (12.2.9)
37	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	12412.927	(12.2.6) (5.8.6)
38	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12443.68128	(12.2.6) (18.6)
39	0	520833.334	3	0	0	(12.2.6) (12.2.6)
40	0	34171.75	3	0	0	(12.6) (18.9)
41	9256.52	450000.001	5.8	3144	8791.31872	(18.6) (12.2.6)
42	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12444.673	(18.6) (18.9)
43	0	520833.334	3	0	0	(0.3) (0.6)
44	0	34171.75	3	0	0	(0.3) (5.8.9)
45	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	9836.76517	(0.3) (0.9)
46	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12447.2236	(5.8.3) (5.8.6)
47	0	520833.334	3	0	0	(5.8.3) (0.3)
48	0	34171.75	3	0	0	(5.8.3) (12.2.3)
49	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	10556.0348	(5.8.3) (5.8.3)
50	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12447.2236	(12.2.3) (12.2.6)
51	0	520833.334	3	0	0	(12.2.3) (5.8.3)
52	0	34171.75	3	0	0	(12.2.3) (18.3)
53	9256.52	450000.001	5.8	3515.99999	9836.76517	(12.2.3) (12.2.0)
54	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12410.3764	(18.3) (18.6)
55	0	520833.334	3	3144	9442.96658	(18.3) (12.2.3)
56	0	34171.75	3	0	0	(18.3) (18.0)
57	9256.52	450000.001	5.8	3144	8772.23343	(0.0) (0.3)
58	-13257.3867	450000.001	6.4	3883.99999	12447.2236	(5.8.0) (5.8.3)
59	0	520833.334	3	0	0	(12.2.0) (12.2.3)
60	0	34171.75	3	0	0	(18.0) (18.3)

PROYECTO & ENTRE EJES C Y F (CARGA VERTICAL)

ALFA	MON FINAL KG*H	M EMP. KG*H	M INERCIA CM*4	LONGITUD M	CARGA KG/M	V. FINAL KO	COORDENADAS (X, Y) (X, Y)
1-2	-5020.17945	-12396.34	450000.001	5.8	4421.99999	10213.0456	(0, 24) (5.8, 24)
1-3	5020.17945	0	213333.334	3	0	0	(0, 24) (0, 21)
1-4	20162.8581	12396.34	450000.001	5.8	4421.99999	15438.5544	(5.8, 24) (0, 24)
1-5	-2250.0007	-26739.9851	450000.001	6.4	7833.97999	25325.6682	(5.8, 24) (12.2, 24)
1-6	5058.54557	0	213333.334	3	0	0	(5.8, 24) (5.8, 21)
1-7	21226.5346	26739.9851	450000.001	6.4	7833.97999	24611.8038	(12.2, 24) (5.8, 24)
1-8	-14511.6845	-6573.81667	450000.001	5.8	2345	8964.37018	(12.2, 24) (18, 24)
2-7	-7774.87011	0	213333.334	3	0	0	(12.2, 24) (12.2, 21)
2-3	2001.23741	6573.81667	450000.001	5.8	2345	4636.62982	(18, 24) (12.2, 24)
2-8	-5001.23741	0	213333.334	3	0	0	(18, 24) (18, 21)
2-1	2491.81323	0	213333.334	3	0	0	(0, 21) (0, 24)
2-2	-7029.83225	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9385.25559	(0, 21) (5.8, 21)
2-3	2054.72692	0	213333.334	3	0	0	(5.8, 21) (5.8, 24)
2-4	2045.69316	0	213333.334	3	0	0	(5.8, 21) (0, 21)
2-5	12091.4508	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	11129.3444	(5.8, 21) (0, 21)
2-7	-14551.1853	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15921.2564	(5.8, 21) (12.2, 21)
2-10	1414.04136	0	213333.334	3	0	0	(5.8, 21) (5.8, 15)
2-11	-4771.37008	0	213333.334	3	0	0	(12.2, 21) (12.2, 24)
2-12	14475.1507	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15897.4956	(12.2, 21) (5.8, 21)
2-8	-9349.94725	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8873.97527	(12.2, 21) (18, 21)
2-9	-1039.23332	0	213333.334	3	0	0	(12.2, 21) (12.2, 18)
2-11	-2528.0269	0	213333.334	3	0	0	(18, 21) (18, 24)
2-7	5227.7707	7804.48001	450000.001	5.8	2784	7273.22473	(18, 21) (12.2, 21)
2-12	-2529.74379	0	213333.334	3	0	0	(18, 21) (15, 18)
2-10	2615.97912	0	212232.334	3	0	0	(0, 15) (0, 21)
2-10	-7147.51743	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9267.57409	(0, 15) (5.8, 18)
2-13	3211.52836	0	241718.75	3	0	0	(0, 15) (0, 15)
2-11	1531.12648	0	213333.334	3	0	0	(5.8, 18) (5.8, 21)
2-9	12507.8277	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	11147.0259	(5.8, 18) (0, 18)
2-11	-14523.2949	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15986.6012	(5.8, 18) (12.2, 18)
2-14	2124.32448	0	341718.75	3	0	0	(5.8, 18) (5.8, 15)
2-17	-1461.32506	0	213333.334	3	0	0	(12.2, 18) (12.2, 15)
2-10	15031.1135	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15832.1508	(12.2, 18) (15, 18)
2-12	-14524.5169	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8883.52031	(12.2, 18) (18, 18)
2-15	0	0	341718.75	3	0	0	(12.2, 18) (12.2, 15)
2-9	-2120.82069	0	213333.334	3	0	0	(18, 18) (18, 21)
2-11	5526.97911	7504.48001	450000.001	5.8	2784	7263.67969	(18, 18) (12, 18)
2-16	-5178.28142	0	341718.75	3	0	0	(18, 18) (10, 15)
2-7	4020.21129	0	341718.75	3	0	0	(0, 15) (0, 18)
2-4	-7539.52342	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9510.1611	(0, 15) (5.8, 15)
2-17	5820.51753	0	341718.75	3	0	0	(5.8, 15) (5.8, 18)
2-10	2462.92874	0	341718.75	3	0	0	(5.8, 15) (0, 15)
2-13	11914.1491	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	11004.4389	(5.8, 15) (12.2, 15)
2-15	-14525.9225	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15964.8372	(5.8, 15) (5.8, 12)
2-19	2229.20718	0	341718.75	3	0	0	(5.8, 15) (5.8, 12)
2-11	-1218.71038	0	341718.75	3	0	0	(12.2, 15) (12.2, 18)
2-14	14271.0409	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15853.9148	(12.2, 15) (5.8, 15)
2-16	-5312.41827	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8757.95733	(12.2, 15) (18, 15)
2-19	-3500.91175	0	341718.75	3	0	0	(12.2, 15) (12.2, 18)
2-12	-2070.46006	0	341718.75	3	0	0	(18, 15) (18, 18)
2-10	2943.14578	7804.48001	450000.001	5.8	2784	7389.24238	(18, 15) (12.2, 15)
2-20	-2272.52672	0	341718.75	3	0	0	(18, 15) (18, 12)

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN

17-13	1111 77537	0	241718 75	3	0		(6.12) (6.15)
17-19	7952 25517	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9625 62349	(6.12) (5.9.12)
17-21	1029 50779	0	520933 334	3	0		(6.12) (5.7)
17-24	1239 92439	0	341718 75	3	0		(5.9.12) (5.9.15)
17-17	11416 37599	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	10889.9765	(5.8.12) (6.12)
17-19	161.37 3107	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15957.0692	(5.8.12) (12.2.12)
19-22	1232 17546	0	520933 334	3	0		(5.8.12) (12.2.9)
17-15	2655 0844	0	241718 75	3	0		(12.2.12) (12.2.15)
17-18	16222 0738	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15861.6827	(12.2.12) (5.8.12)
19-20	9216 39753	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8653.04938	(12.2.12) (18.12)
19-23	3950 59183	0	520933 334	3	0		(12.2.12) (12.2.9)
20-15	2611 59598	0	341718.75	3	0		(18.12) (18.15)
20-19	1125 51112	7804.48001	450000.001	5.8	2784	7494.15062	(18.12) (12.2.12)
21-14	1049 93514	0	520933.334	3	0		(18.12) (18.9)
21-17	6358 33981	0	520933 334	3	0		(18.12) (18.9)
21-22	6333 73267	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9711.91243	(6.9) (6.12)
21-25	1315 52445	0	520933 334	3	0		(6.9) (5.2.9)
21-18	2783 18263	0	520933 334	3	0		(6.9) (6.6)
21-21	11226 9216	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	10802.6876	(5.8.9) (5.8.12)
21-23	16678 1213	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15949.7755	(5.8.9) (12.2.9)
21-24	1579 5103	0	520933 334	3	0		(5.8.9) (5.8.6)
21-16	1072 28523	0	520933 334	3	0		(12.2.9) (12.2.12)
21-19	13419 2644	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15868.9765	(12.2.9) (5.8.9)
21-20	3405 46158	-7804.48001	450000.001	5.8	2734	6574.75755	(12.2.9) (18.9)
21-17	2260 91756	0	520933 334	3	0		(12.2.9) (12.2.6)
21-20	1132 5069	0	520933 334	3	0		(18.9) (18.12)
21-22	6178 94779	7204 43001	450000.001	5.8	2784	7572.44245	(18.9) (12.2.9)
21-22	3956 0469	0	520933 334	3	0		(18.9) (12.6)
21-21	1027 21576	0	520933 334	3	0		(6.6) (6.6)
21-23	2547 44441	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9814.52929	(6.6) (5.2.6)
21-19	4039 52266	0	762552.085	3	0		(6.6) (6.2)
21-21	2244 43373	0	520933 334	3	0		(5.8.6) (5.2.9)
21-23	11115 5143	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	10700.0707	(5.8.6) (6.5)
21-24	16723 7251	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15941.5209	(5.8.6) (12.2.6)
21-19	226 78435	0	762552.085	3	0		(12.2.6) (5.8.2)
21-20	3153 9209	0	520933 334	3	0		(12.2.6) (5.8.9)
21-16	1821 009	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15377.2311	(12.2.6) (5.8.9)
21-23	9512 03192	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8481.07295	(12.2.6) (18.6)
21-31	4255 05513	0	762552.085	3	0		(12.2.6) (12.2.3)
21-24	1797 75165	0	520933 334	3	0		(18.6) (18.9)
21-17	6448 62331	7804.48001	450000.001	5.8	2784	7666.12705	(18.6) (12.2.6)
21-21	2550 93716	0	762552.085	3	0		(18.6) (15.3)
21-20	5040 058	0	762552.085	3	0		(6.3) (6.3)
21-20	6424 83372	-9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	9795.92969	(6.3) (5.2.3)
21-23	3446 7397	0	762552.085	3	0		(6.3) (6.3)
21-25	2304.0273	0	762552.085	3	0		(6.3) (6.3)
21-29	11142.8415	9915.39	450000.001	5.8	3536.99999	10718.4703	(5.8.3) (5.8.6)
21-31	16727.4068	-16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15946.6657	(5.8.3) (6.3)
21-24	2260 53997	0	762552.085	3	0		(5.8.3) (12.2.3)
21-27	4421.97543	0	762552.085	3	0		(5.8.3) (5.8.6)
21-20	16428 7546	16970.0011	450000.001	6.4	4971.67999	15872.0863	(12.2.3) (12.2.6)
21-22	9333.87533	-7804.48001	450000.001	5.8	2784	8506.0892	(12.2.3) (18.3)
21-25	2875 90565	0	762552.085	3	0		(12.2.3) (12.2.0)
21-28	1922 45704	0	762552.085	3	0		(18.3) (18.6)
22-31	6275.42318	7204.48001	450000.001	5.8	2784	7841.1108	(18.3) (18.6)
22-26	2642.97114	0	762552.085	3	0		(18.3) (18.0)
23-29	1689.10052	0	762552.085	3	0		(6.0) (6.3)
24-30	1095.97065	0	762552.085	3	0		(5.8.0) (5.8.3)
25-31	1520.73116	0	762552.085	3	0		(12.2.0) (12.2.3)
26-32	1353.7849	0	762552.085	3	0		(18.0) (18.3)

PARTE E ENTRE EJES X Y 9 (CARGA VERTICAL)

CARRA	MCN. FINAL KG/M	M. EMP. KG/M	M. INERCIA CM <sup>4</sup>	LONGITUD M	CARGA KG/M	V. FINAL KG	COORDENADAS (X, Y) (X, Y)
1-2	-4801.74136	-8530.54334	450000.001	5.8	3043	7923.05619	(0.24) (5.9,24)
1-3	4801.74136	0	213333.334	3	0	0	(0.24) (0.21)
2-1	9273.27548	8530.54334	450000.001	5.8	3043	9716.34382	(5.8,24) (0.24)
2-3	-9273.27548	-9284.26667	450000.001	6.4	2720	8689.03968	(5.8,24) (12.2,24)
3-1	-469.200217	0	213333.334	3	0	0	(5.8,24) (5.8,21)
3-2	6107.1223	9284.26667	450000.001	6.4	2720	8719.96032	(12.2,24) (5.8,24)
3-4	-8151.14295	-8530.54334	450000.001	5.8	3043	9724.32921	(12.2,24) (18.2,24)
4-3	344.020157	0	213333.334	3	0	0	(12.2,24) (12.2,21)
4-7	4723.29353	8530.54334	450000.001	5.8	3043	7923.0708	(18.24) (12.2,24)
4-8	-4723.29353	0	213333.334	3	0	0	(18.24) (18.2,21)
5-1	4121.85333	0	213333.334	3	0	0	(0.21) (0.24)
5-3	-7401.7925	-10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	9661.27268	(0.21) (5.8,21)
5-9	3279.92717	0	213333.334	3	0	0	(0.21) (0.18)
6-2	-152.22414	0	213333.334	3	0	0	(5.8,21) (5.8,24)
6-5	11447.451	10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	11056.3273	(5.8,21) (0.21)
6-7	-11445.4819	-11393.7067	450000.001	6.4	3338	10742.1443	(5.8,21) (12.2,21)
6-10	159.412291	0	213333.334	3	0	0	(5.8,21) (5.8,18)
7-3	-156.959795	0	213333.334	3	0	0	(12.2,21) (12.2,24)
7-6	11057.9982	11393.7067	450000.001	6.4	3338	10621.0557	(12.2,21) (5.8,21)
7-8	-10293.3799	-8833.30334	450000.001	5.8	3151	9780.39776	(12.2,21) (18.2,21)
7-11	-957.853505	0	213333.334	3	0	0	(12.2,21) (12.2,18)
8-4	-3776.68038	0	212333.334	3	0	0	(18.2,21) (18.2,24)
8-7	4276.8929	8833.30334	450000.001	5.8	3151	8495.40225	(18.2,21) (12.2,21)
8-12	-4500.21252	0	213333.334	3	0	0	(18.2,21) (18.18)
8-5	3150.42502	0	213333.334	3	0	0	(0.18) (0.21)
8-10	-7723.71372	-10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	9757.27993	(0.18) (5.8,18)
8-13	4578.28269	0	341718.75	3	0	0	(0.18) (0.15)
8-16	89.2041723	0	212333.334	3	0	0	(5.8,18) (5.8,21)
8-9	11217.5201	10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	10960.3201	(5.8,18) (0.12)
8-11	-11434.0364	-11393.7067	450000.001	6.4	3338	10717.9575	(5.8,18) (12.2,18)
8-14	123.702054	0	341718.75	3	0	0	(5.8,18) (5.2,15)
8-17	-574.864793	0	213333.334	3	0	0	(12.2,18) (12.2,21)
8-19	11521.2423	11393.7067	450000.001	6.4	3338	10645.2425	(12.2,18) (5.8,18)
8-12	-10743.7536	-8833.30334	450000.001	5.8	3151	9698.47804	(12.2,18) (18.2,18)
8-15	-652.724943	0	341718.75	3	0	0	(12.2,18) (12.2,15)
8-8	-2747.84584	0	213333.334	3	0	0	(18.18) (18.21)
8-11	5721.40601	8833.30334	450000.001	5.8	3151	8577.32197	(18.18) (12.2,18)
8-16	-4644.56017	0	341718.75	3	0	0	(18.18) (18.15)
8-9	4294.99843	0	341718.75	3	0	0	(0.15) (0.18)
8-14	-10793.53271	-10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	9846.86395	(0.15) (5.8,15)
8-17	3793.89428	0	341718.75	3	0	0	(0.15) (0.12)
8-19	155.257296	0	341718.75	3	0	0	(5.8,15) (5.8,18)
8-13	11832.81139	10013.5067	450000.001	5.8	3571.99999	10870.7361	(5.8,15) (0.15)
8-15	-11408.2427	-11393.7067	450000.001	6.4	3338	10713.9973	(5.8,15) (12.2,15)
8-18	192.201523	0	341718.75	3	0	0	(5.8,15) (5.8,12)
8-11	-616.165593	0	341718.75	3	0	0	(12.2,15) (12.2,18)
8-14	11201.5001	11293.7067	450000.001	6.4	3338	10649.2027	(12.2,15) (5.8,15)
8-16	-9290.21508	-8823.30334	450000.001	5.8	3151	9614.32364	(12.2,15) (18.15)
8-19	-645.119437	0	341718.75	3	0	0	(12.2,15) (12.2,12)
8-12	-3792.25778	0	341718.75	3	0	0	(18.15) (18.18)
8-15	7123.95799	8833.30334	450000.001	5.8	3151	8661.47636	(18.15) (12.2,15)
8-20	-3334.70021	0	341718.75	3	0	0	(18.15) (18.12)

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

10-12	5057	450000 001	3571.99999	9928 85508
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
10012	5067	450000 001	3571.99999	10788 7449
-11393	7067	450000 001	3338	10708 0434
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
11393	7067	450000 001	3338	
-8933	20334	450000 001	3151	10455 1515
0		520833 334	0	9538 72761
0		341718 75	0	
8833	30334	450000 001	3151	8737 07219
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
-4242	31322	450000 001	3571.99999	9988 52127
4639	85788	450000 001	0	
0		520833 334	0	
-3338	50441	450000 001	3571.99999	
4242	64153	450000 001	0	
0		520833 334	0	
10013	5067	450000 001	3571.99999	
0		520833 334	0	
10013	5067	450000 001	3571.99999	
-11393	7067	450000 001	3338	10729 0787
0		520833 334	0	10704 2345
0		341718 75	0	
450000	001	450000 001	3338	
-8333	20334	450000 001	3151	10658 9655
0		520833 334	0	9433 43824
0		341718 75	0	
-4045	50759	450000 001	0	
8833	30334	450000 001	3151	8792 36177
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
-10013	5067	450000 001	3571.99999	10059 6346
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
10013	5067	450000 001	3571.99999	
-11393	7067	450000 001	3338	10657 9654
0		520833 334	0	10699 5638
0		341718 75	0	
-751	40766	450000 001	0	
11393	7067	450000 001	3338	10663 6362
-8933	20334	450000 001	3151	9417 33293
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
-1041	1739	450000 001	3338	
-751	40582	450000 001	3151	10663 6362
751	45939	450000 001	0	9417 33293
8833	30334	450000 001	3151	8858 46707
-4242	62326	450000 001	0	
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
-10013	5067	450000 001	3571.99999	10045 8374
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
10013	5067	450000 001	3571.99999	
-11393	7067	450000 001	3338	10671 7626
0		520833 334	0	10702 4504
0		341718 75	0	
-1041	1739	450000 001	0	
-751	40582	450000 001	0	
751	45939	450000 001	3338	10660 7496
8833	30334	450000 001	3151	9434 71495
0		520833 334	0	
0		341718 75	0	
-4242	62326	450000 001	3151	6841 08506
7755	675	450000 001	0	
-3142	74257	450000 001	0	
1776	9138	450000 001	0	
128	643636	450000 001	0	
-366	152914	450000 001	0	
-1579	54834	450000 001	0	

	MON. FINAL	M. EMP.	M. ENERGIA	LONGITUD	CARGA	V. FINAL	COORDENADAS
	KG/M	KG/M	CH <sup>4</sup>	M.	KG/M	KG	(X, Y) (X, Y)
2342 56512	0		450000.001	5.8	0	751.981048	(0.24) (5.8.24)
-2249.56562	0		213333.334	3	0		(0.24) (0.21)
2012.92446	0		450000.001	5.8	0	-751.981048	(5.8.24) (0.24)
1520.03798	0		450000.001	6.4	0	-475.011869	(5.8.24) (12.2.24)
-3532.96244	0		213333.334	3	0		(5.8.24) (5.8.21)
1520.03798	0		450000.001	6.4	0		(12.2.24) (5.8.24)
2612.92446	0		450000.001	5.8	0	-475.011869	(12.2.24) (18.24)
-3532.96244	0		213333.334	3	0		(12.2.24) (12.2.21)
2342.56512	0		450000.001	5.8	0		(18.24) (12.2.24)
-2342.56562	0		213333.334	3	0	751.981048	(18.24) (18.21)
-1271.28359	0		213333.334	3	0		(0.21) (0.24)
5529.37102	0		450000.001	5.8	0		(0.21) (5.8.21)
-4318.08743	0		213333.334	3	0	1820.30708	(0.21) (0.18)
-2717.18832	0		213333.334	3	0		(5.8.21) (5.8.24)
4948.41006	0		450000.001	5.8	0		(5.8.21) (0.21)
3959.87575	0		450000.001	6.4	0	-1820.30708	(5.8.21) (12.2.21)
-4181.09747	0		213333.334	3	0	1231.21117	(5.8.21) (5.8.18)
-2717.18832	0		213333.334	3	0		(12.2.21) (12.2.24)
3959.87574	0		450000.001	6.4	0	-1231.21117	(12.2.21) (18.21)
4181.09748	0		450000.001	5.8	0	-1820.30708	(12.2.21) (12.2.13)
-4181.09748	0		213333.334	3	0		(18.21) (10.34)
-1271.28358	0		213333.334	3	0		(18.21) (12.2.21)
5529.37102	0		450000.001	5.8	0	1820.30708	(18.21) (18.13)
-4318.08743	0		213333.334	3	0		(0.18) (0.21)
-2223.60323	0		213333.334	3	0		(0.18) (5.8.18)
8772.36729	0		450000.001	5.8	0	2888.81014	(0.18) (0.15)
-8782.76406	0		341718.75	3	0		(5.8.18) (5.8.21)
-2223.60323	0		213333.334	3	0		(5.8.18) (12.2.18)
7974.73091	0		450000.001	5.8	0	-2888.81014	(5.8.18) (5.8.15)
6502.42827	0		450000.001	6.4	0	-2032.00902	(12.2.18) (12.2.21)
-6151.94854	0		341718.75	3	0		(12.2.18) (5.8.18)
-2223.60323	0		213333.334	3	0	-2888.81014	(12.2.18) (18.18)
6502.42827	0		450000.001	6.4	0		(12.2.18) (12.2.15)
7974.73091	0		450000.001	5.8	0		(18.18) (18.21)
-5121.94853	0		341718.75	3	0	2888.81014	(18.18) (12.2.15)
-2223.60323	0		213333.334	3	0		(18.18) (18.15)
6772.36729	0		450000.001	5.8	0		(0.15) (0.15)
-8782.76406	0		341718.75	3	0		(0.15) (5.8.15)
-4229.81411	0		341718.75	3	0		(0.15) (0.12)
11262.4225	0		450000.001	5.8	0	3730.28644	(5.8.15) (5.8.18)
-7023.6114	0		341718.75	3	0		(5.8.15) (0.15)
-1023.47219	0		341718.75	3	0		(5.8.15) (12.2.15)
10372.2223	0		450000.001	5.8	0	-3730.28644	(5.8.15) (5.8.12)
8592.19093	0		450000.001	6.4	0	-2685.06189	(12.2.15) (12.2.18)
-10940.9607	0		341718.75	3	0		(12.2.15) (5.8.15)
-8023.47319	0		341718.75	3	0		(12.2.15) (18.18)
8592.19093	0		450000.001	6.4	0	-2685.06189	(12.2.15) (18.15)
10372.2223	0		450000.001	5.8	0	-3730.28644	(12.2.15) (12.2.12)
-10940.9607	0		341718.75	3	0		(18.15) (18.18)
-4229.81412	0		341718.75	3	0		(18.15) (12.2.15)
11262.4225	0		450000.001	5.8	0	3730.28644	(18.15) (18.12)
-7023.61142	0		341718.75	3	0		

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN





CARRERA	MOM. FINAL		M. EMP.	M. INERCIA		LONGITUD	CARGA	V. FINAL	COORDENADAS	
	Y0+M	K0+M		CM+4	M				KG	(X, Y)
1-2	2184 76337	0	0	450000 001	5.8	0	0	699.655059	(0.24)	(5.8.24)
1-5	-2184 76337	0	0	213333 334	3	0	0		(0.24)	(0.21)
2-1	1873 23597	0	0	450000 001	5.8	0	0	-699.655059	(5.8.24)	(0.24)
2-3	1415 2934	0	0	450000 001	6.4	0	0	-442.280748	(5.8.24)	(12.2.24)
2-6	-3238 53437	0	0	213333 334	3	0	0		(5.8.24)	(5.8.21)
3-2	1415 2934	0	0	450000 001	6.4	0	0	-442.280748	(12.2.24)	(5.8.24)
3-4	1873 23597	0	0	450000 001	5.8	0	0	-699.655059	(12.2.24)	(19.24)
3-7	-3238 53437	0	0	213333 334	3	0	0		(12.2.24)	(12.2.21)
4-0	2184 76337	0	0	450000 001	5.8	0	0	699.655059	(18.24)	(12.2.24)
4-3	-2184 76337	0	0	213333 334	3	0	0		(18.24)	(19.21)
5-1	-1170 3726	0	0	213333 334	3	0	0		(0.21)	(0.24)
5-6	5235 34106	0	0	450000 001	5.8	0	0	1705.07947	(0.21)	(5.8.21)
5-9	-4064 96847	0	0	213333 334	3	0	0		(0.21)	(0.19)
6-2	-2521 32963	0	0	213333 334	3	0	0		(5.8.21)	(5.8.24)
6-5	4654 11986	0	0	450000 001	5.8	0	0	-1705.07947	(5.8.21)	(0.21)
6-7	3671 0644	0	0	450000 001	6.4	0	0	-1153.45762	(5.8.21)	(12.2.21)
7-10	-5323 85463	0	0	210333 334	3	0	0		(5.8.21)	(5.8.18)
7-3	-2521 32963	0	0	213333 334	3	0	0		(12.2.21)	(12.2.14)
7-6	3671 0644	0	0	450000 001	6.4	0	0	-1153.45762	(12.2.21)	(5.8.21)
7-9	4654 11986	0	0	450000 001	5.8	0	0	-1705.07947	(12.2.21)	(18.21)
8-11	-5323 85463	0	0	213333 334	3	0	0		(12.2.21)	(12.2.19)
8-4	-1170 3726	0	0	213333 334	3	0	0		(18.21)	(12.24)
8-7	5235 34107	0	0	450000 001	5.8	0	0	1705.07947	(18.21)	(12.2.21)
8-12	-4064 96847	0	0	213333 334	3	0	0		(18.21)	(18.10)
9-5	-3060 77382	0	0	213333 334	3	0	0		(0.18)	(0.21)
9-10	5235 34106	0	0	450000 001	5.8	0	0	2725.20531	(0.18)	(5.8.18)
9-12	-5206 62204	0	0	341712.75	3	0	0		(0.18)	(0.15)
10-5	-5060 40309	0	0	213333 334	3	0	0		(5.8.18)	(5.8.21)
10-7	7524 79452	0	0	450000 001	5.8	0	0	-2725.20531	(5.8.18)	(6.18)
11-11	6123 67579	0	0	450000 001	6.4	0	0	-1916.77368	(5.8.18)	(12.2.18)
11-4	-3423 06763	0	0	341718.75	3	0	0		(5.8.18)	(5.8.15)
11-7	-5060 40308	0	0	213333 334	3	0	0		(12.2.18)	(12.2.21)
11-10	6123 67579	0	0	450000 001	6.4	0	0	-1916.77368	(12.2.18)	(5.8.15)
11-12	7524 79452	0	0	450000 001	5.8	0	0	-2725.2053	(12.2.18)	(18.18)
11-15	-8253 06763	0	0	341718.75	3	0	0		(12.2.18)	(12.2.15)
11-8	-2725 77382	0	0	213333 334	3	0	0		(18.18)	(18.21)
11-11	9231 29536	0	0	450000 001	5.8	0	0	2725.2053	(19.18)	(12.2.18)
11-16	-5206 62204	0	0	341718.75	3	0	0		(18.18)	(18.15)
11-9	-5060 40309	0	0	341718.75	3	0	0		(0.15)	(0.18)
11-14	13235 497	0	0	450000 001	5.8	0	0	3522.27384	(0.15)	(5.8.15)
11-17	-6623 61036	0	0	341718.75	3	0	0		(5.8.15)	(5.8.18)
11-10	-7525 42389	0	0	341718.75	3	0	0		(5.8.15)	(5.8.18)
11-12	9792 49127	0	0	450000 001	5.8	0	0	-3522.27384	(5.8.15)	(0.15)
11-15	5112 64625	0	0	450000 001	6.4	0	0	-2535.20195	(5.8.15)	(12.2.15)
11-18	-10215 6139	0	0	341718.75	3	0	0		(5.8.15)	(5.8.12)
11-11	-7525 42388	0	0	341718.75	3	0	0		(12.2.15)	(12.2.13)
11-14	3112 64625	0	0	450000 001	6.4	0	0	2535.20195	(12.2.15)	(5.8.15)
11-16	5793 69123	0	0	450000 001	5.8	0	0	-3522.27385	(12.2.15)	(18.15)
11-19	-10316 9139	0	0	341718.75	3	0	0		(12.2.15)	(12.2.12)
11-12	-4363 28667	0	0	341718.75	3	0	0		(18.15)	(18.18)
11-15	10625 497	0	0	450000 001	5.8	0	0	3522.27385	(18.15)	(12.2.15)
11-20	-6623 61036	0	0	341718.75	3	0	0		(18.15)	(18.12)

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41  
 42  
 43  
 44  
 45  
 46  
 47  
 48  
 49  
 50  
 51  
 52  
 53  
 54  
 55  
 56  
 57  
 58  
 59  
 60  
 61  
 62  
 63  
 64  
 65  
 66  
 67  
 68  
 69  
 70  
 71  
 72  
 73  
 74  
 75  
 76  
 77  
 78  
 79  
 80  
 81  
 82  
 83  
 84  
 85  
 86  
 87  
 88  
 89  
 90  
 91  
 92  
 93  
 94  
 95  
 96  
 97  
 98  
 99  
 100

-545 24922	0	341718.75	3	0
12135 2242	0	450000.001	5.8	0
-7612 82586	0	520833.334	3	0
-8214 22727	0	341718.75	3	0
11829 4412	0	450000.001	5.8	0
8235 47244	0	450000.001	6.4	0
-14484 1874	0	520833.334	3	0
-8214 22727	0	341718.75	3	0
9289 47344	0	450000.001	6.4	0
11829 4412	0	450000.001	5.8	0
-12484 6674	0	520833.334	3	0
-5645 24833	0	341718.75	3	0
12658 0842	0	450000.001	5.8	0
-7012 82586	0	520833.334	3	0
-6079 21131	0	520833.334	3	0
13951 7026	0	450000.001	5.8	0
-7273 49117	0	520833.334	3	0
-11459 2651	0	450000.001	5.8	0
13163 637	0	450000.001	6.4	0
11215 3615	0	520833.334	3	0
-12919 7333	0	520833.334	3	0
-11459 2651	0	450000.001	6.4	0
11215 3615	0	450000.001	5.8	0
13163 637	0	520833.334	3	0
-12919 7333	0	520833.334	3	0
-6079 2113	0	450000.001	5.8	0
12951 7027	0	520833.334	3	0
-7273 49115	0	520833.334	3	0
-7692 27339	0	520833.334	3	0
14203 7033	0	450000.001	5.8	0
-4511 43491	0	762552.085	3	0
-12474 502	0	520833.334	3	0
13124 6714	0	450000.001	5.8	0
11732 0175	0	450000.001	6.4	0
-12852 2069	0	762552.085	3	0
-12474 502	0	520833.334	3	0
11732 0175	0	450000.001	6.4	0
13224 6714	0	450000.001	5.8	0
-12852 2069	0	762552.085	3	0
-7692 27333	0	520833.334	3	0
14203 7033	0	450000.001	5.8	0
-5611 45491	0	762552.085	3	0
-9144 24838	0	762552.085	3	0
12113 4757	0	450000.001	5.8	0
-2519 22736	0	762552.085	3	0
-14972 1096	0	762552.085	3	0
11523 5466	0	450000.001	5.8	0
9981 09079	0	450000.001	6.4	0
-6572 52772	0	762552.085	3	0
-14972 1096	0	762552.085	3	0
9981 09079	0	450000.001	6.4	0
11263 5466	0	450000.001	5.8	0
-6572 52772	0	762552.085	3	0
-9144 24838	0	762552.085	3	0
12113 4757	0	450000.001	5.8	0
-2519 22736	0	762552.085	3	0
-14979 2572	0	762552.085	3	0
-12599 9475	0	762552.085	3	0
-15379 9475	0	762552.085	3	0
-16798 3473	0	762552.085	3	0

4221.98714	(0.12) (0.15)
	(0.12) (5.8.12)
	(0.12) (0.9)
	(5.8.12) (5.8.15)
-4221.98714	(5.8.12) (0.12)
-3115.46045	(5.8.12) (12.2.12)
	(5.8.12) (5.8.9)
	(12.2.12) (12.2.15)
-3115.46045	(12.2.12) (5.8.12)
-4221.98713	(12.2.12) (12.12)
	(12.2.12) (12.2.9)
	(18.12) (18.15)
4221.98713	(18.12) (12.2.12)
	(18.12) (18.9)
	(0.9) (0.12)
4675.05855	(0.9) (5.8.9)
	(0.9) (0.6)
	(5.8.9) (5.8.12)
	(5.8.9) (0.9)
-3504.80046	(5.8.9) (12.2.9)
	(12.2.9) (12.2.9)
	(12.2.9) (12.2.12)
3504.80046	(12.2.9) (5.8.9)
-4675.05855	(12.2.9) (12.9)
	(12.2.9) (12.2.6)
	(18.9) (18.12)
4675.05855	(18.9) (12.2.9)
	(18.9) (18.6)
	(0.6) (0.9)
	(0.6) (5.8.7)
4815.24131	(0.6) (0.3)
	(5.8.6) (5.8.9)
-4815.24131	(5.8.6) (0.6)
-3666.25548	(5.8.6) (12.2.6)
	(5.8.6) (5.8.3)
-3666.25548	(12.2.6) (12.2.9)
-4815.24131	(12.2.6) (5.8.5)
	(12.2.6) (12.5)
	(12.2.6) (12.2.3)
	(12.6) (18.9)
	(12.6) (12.2.6)
4815.24131	(18.6) (18.3)
	(0.3) (0.6)
4082.24522	(0.3) (5.8.2)
	(0.3) (0.9)
	(5.8.3) (5.8.6)
-4082.24522	(5.8.3) (0.3)
-3119.09087	(5.8.3) (12.2.3)
	(5.8.3) (5.8.6)
	(12.2.3) (12.2.6)
-3119.09087	(12.2.3) (5.8.3)
-4082.24522	(12.2.3) (18.3)
	(12.2.3) (12.2.0)
	(18.3) (18.6)
4082.24522	(18.3) (12.2.3)
	(18.3) (18.0)
	(0.0) (0.3)
	(5.8.0) (5.8.3)
	(12.2.0) (12.2.3)
	(18.0) (18.3)

## RESULTADOS DE LA COMPARACION DEL ANALISIS DE LOS MARCOS TANTO POR CARGA VERTICAL COMO POR SISMO

En ambos casos, se tomarán como base los elementos mecánicos obtenidos con el metodo de las rigideces y se vió el % de variación de los mismos con respecto de los obtenidos por el metodo de Cross, para un caso y de los obtenidos con el Metodo de Bowman, para el otro caso.

### RESULTADOS DE LA COMPARACION EN EL ANALISIS POR CARGA VERTICAL

Se analizaron los 3 marcos representativos que se escogieron en la presente tesis, como son:

Marco F entre ejes 5 y 8

Marco 6 entre ejes C y F

Marco E entre ejes 5 y 8

Estos 3 marcos son simétricos en geometría pero diferentes en cuanto a cargas.

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Para el Marco F, tenemos un promedio de variación en los momentos de los extremos de todas las barras del 101.36% y en los cortantes del 89.53%.

Para el marco 6, tenemos un 102.30% de variación promedio en los momentos de los extremos de las barras y un 83.56% en los cortantes.

Para el Marco E, tenemos un 99.24% para momentos y un 83.54% para cortantes.

### RESULTADOS DE LA COMPARACION EN EL ANALISIS POR SISMO

Para este caso se analizaron los marcos en un sentido y los marcos en el otro sentido perpendicular, obteniéndose los siguientes resultados.

Para los marcos C, F, 5 y 8 se tuvo un promedio de variación en los momentos de los extremos de las barras del 103.33% y un 103.16% en los cortantes.

Para los Marcos 6, 7, D, y E se tuvo un % promedio de variación del 101.16% para momentos, un 99.29% para cortantes.

Con estos resultados, el % promedio de variación en los 3 Marcos analizados por carga vertical fueron:

Para momentos: 100.97%

Para cortantes: 85.54%

% Promedio de variación por sismo:

Para momentos: 102.25%

Para cortantes: 101.23%

De esta forma podemos notar que el porcentaje promedio de variación entre un método y otro no es muy grande, pero si analizamos barra por barra de cada marco, podemos notar que sí hay elementos en los que se obtienen % variación, que ya son de consideración y que a fin de cuentas, son éstos datos individuales los que no van a decir si la sección propuesta del elemento es la adecuada o no lo es.

Por lo tanto, es preciso señalar que no se deben emplear los métodos --- aproximados para un análisis definitivo de una estructura, sino más bien para un preanálisis para poder determinar las secciones definitivas de los elementos de la estructura.

Pero es preciso decir también que los métodos aproximados no están fuera de la realidad, pues en la mayoría de los casos nos dan elementos mecánicos bastante cercanos a la realidad, aunque no para considerarlos como si se hubieran obtenido de un análisis definitivo.

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDECES.

MARCO F ENTRE EJES 5 Y 8 ( CARGA VERTICAL )

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
1-2	5.80	2364	-3.18	-3.76	84.57	4.94	6.11	80.85
1-5	3.00	0	3.18	3.76	84.57	-----	-----	-----
2-1	5.80	2364	8.41	8.11	103.70	6.74	7.61	88.57
2-3	6.40	2488	-8.46	-8.43	100.36	6.76	7.95	85.03
2-6	3.00	0	0.05	0.32	15.63	-----	-----	-----
3-2	6.40	2488	8.46	8.52	99.30	6.76	7.98	84.71
3-4	5.80	2364	8.41	-8.09	103.96	6.74	7.61	88.57
3-7	3.00	0	0.05	-0.43	11.63	-----	-----	-----
4-3	5.80	2364	3.18	3.70	85.95	4.94	6.10	80.98
4-8	3.00	0	3.18	-3.70	85.95	-----	-----	-----
5-1	3.00	0	3.04	3.65	83.29	-----	-----	-----
5-6	5.80	3516	-7.81	-6.95	112.37	7.95	9.36	84.94
5-9	3.00	0	4.77	3.30	144.55	-----	-----	-----
6-2	3.00	0	0.66	0.57	115.79	-----	-----	-----
6-5	5.80	3516	11.17	11.78	94.82	10.63	11.03	96.37
6-7	6.40	3884	-12.87	-13.09	98.32	11.15	12.48	89.34
6-10	3.00	0	1.03	0.74	139.19	-----	-----	-----
7-3	3.00	0	-1.02	-0.83	122.89	-----	-----	-----
7-6	6.40	3884	12.87	12.75	100.94	11.15	12.38	90.06
7-8	5.80	3144	-10.24	-10.76	95.17	8.78	9.90	88.69
7-11	3.00	0	-1.60	-1.15	139.13	-----	-----	-----
8-4	3.00	0	-2.68	-3.34	80.24	-----	-----	-----
8-7	5.80	3144	6.89	6.22	110.77	7.64	8.33	91.72
8-12	3.00	0	-4.21	-2.88	146.18	-----	-----	-----
9-5	3.00	0	3.04	3.09	98.38	-----	-----	-----
9-10	5.80	3516	-7.81	-7.47	104.55	7.95	9.52	83.51
9-13	3.00	0	4.77	4.38	108.90	-----	-----	-----
10-6	3.00	0	0.66	0.68	97.06	-----	-----	-----
10-9	5.80	3516	11.17	11.42	97.81	10.63	10.88	97.70
10-11	6.40	3884	-12.87	-13.10	98.24	11.15	12.46	89.49
10-14	3.00	0	1.03	1.00	103.00	-----	-----	-----
11-7	3.00	0	-1.02	-1.05	97.14	-----	-----	-----
11-10	6.40	3884	12.87	12.90	99.77	11.15	12.40	89.92
11-12	5.80	3144	-10.24	-10.38	98.65	8.78	9.76	89.96
11-15	3.00	0	-1.60	-1.46	109.59	-----	-----	-----
12-8	3.00	0	-2.68	-2.73	98.17	-----	-----	-----
12-11	5.80	3144	6.89	6.65	103.61	7.64	8.47	90.20
12-16	3.00	0	-4.21	-3.91	107.67	-----	-----	-----
13-9	3.00	0	3.04	4.14	73.43	-----	-----	-----
13-14	5.80	3516	-7.81	-7.82	99.87	7.95	9.61	82.73
13-17	3.00	0	4.77	3.68	129.62	-----	-----	-----
14-10	3.00	0	0.66	0.97	68.04	-----	-----	-----
14-13	5.80	3516	11.17	11.22	99.55	10.63	10.78	98.61
14-15	6.40	3884	-12.87	-13.11	98.17	11.15	12.46	89.49
14-18	3.00	0	1.03	0.92	111.96	-----	-----	-----

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCO F ENTRE EJES 5 Y 8 (CARGA VERTICAL)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
15-11	3.00	0	-1.02	-1.42	71.83	-----	-----	-----
15-14	6.40	3884	12.87	12.93	99.54	11.15	12.40	89.92
15-16	5.80	3144	-10.24	-10.18	100.59	8.78	9.67	90.80
15-19	3.00	0	-1.60	-1.32	121.21	-----	-----	-----
16-12	3.00	0	-2.68	-3.69	72.63	-----	-----	-----
16-15	5.80	3144	6.89	6.97	98.85	7.64	8.56	89.25
16-20	3.00	0	-4.21	-3.27	128.75	-----	-----	-----
17-13	3.00	0	3.04	3.46	87.86	-----	-----	-----
17-18	5.80	3516	-7.81	-8.16	95.71	7.95	9.70	81.96
17-21	3.00	0	4.77	4.70	101.49	-----	-----	-----
18-14	3.00	0	0.66	0.88	75.00	-----	-----	-----
18-17	5.80	3516	11.17	11.01	101.45	10.63	10.69	99.44
18-19	6.40	3884	-12.87	-13.12	98.09	11.15	12.45	89.56
18-22	3.00	0	1.03	1.24	83.06	-----	-----	-----
19-15	3.00	0	-1.02	-1.26	80.95	-----	-----	-----
19-18	6.40	3884	12.87	12.97	99.23	11.15	12.41	89.85
19-20	5.80	3144	-10.24	-9.97	102.71	8.78	9.58	91.65
19-23	3.00	0	-1.60	-1.74	91.95	-----	-----	-----
20-16	3.00	0	-2.68	-3.08	87.01	-----	-----	-----
20-19	5.80	3144	6.89	7.27	94.77	7.64	8.65	88.32
20-24	3.00	0	-4.21	-4.19	100.48	-----	-----	-----
21-17	3.00	0	4.40	4.46	98.65	-----	-----	-----
21-22	5.80	3516	-8.80	-8.40	104.76	9.06	9.77	92.73
21-25	3.00	0	4.40	3.94	111.68	-----	-----	-----
22-18	3.00	0	1.73	1.19	145.38	-----	-----	-----
22-21	5.80	3516	10.18	10.86	93.74	9.52	10.62	89.64
22-23	6.40	3884	-13.65	-13.14	103.88	11.28	12.45	90.60
22-26	3.00	0	1.73	1.09	158.72	-----	-----	-----
23-19	3.00	0	-1.54	-1.68	91.67	-----	-----	-----
23-22	6.40	3884	12.79	13.01	98.31	11.02	12.41	88.80
23-24	5.80	3144	-9.71	-9.82	98.88	8.57	9.52	90.02
23-27	3.00	0	-1.54	-1.51	101.99	-----	-----	-----
24-20	3.00	0	-3.79	-3.98	95.23	-----	-----	-----
24-23	5.80	3144	-7.59	7.49	101.34	7.85	8.72	90.02
24-28	3.00	0	-3.79	-3.51	107.98	-----	-----	-----
25-21	3.00	0	4.40	3.65	120.55	-----	-----	-----
25-26	5.80	3516	-8.80	-8.68	101.38	9.06	9.85	91.98
25-29	3.00	0	4.40	5.03	87.48	-----	-----	-----
26-22	3.00	0	1.73	1.03	167.96	-----	-----	-----
26-25	5.80	3516	10.18	10.67	95.41	9.52	10.54	90.32
26-27	6.40	3884	-13.65	-13.15	103.80	11.28	12.44	90.68
26-30	3.00	0	1.73	1.45	119.31	-----	-----	-----

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDECES.

## MARCO F ENTRE EJES 5 Y 8 (CARGA VERTICAL)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
27-23	3.00	0	-1.54	-1.43	107.69	-----	-----	-----
27-26	6.40	3884	12.79	13.05	98.01	1111022	12.41	88.80
27-28	5.80	3144	-9.71	-9.64	100.73	8.57	9.44	90.78
27-31	3.00	0	-1.54	-1.98	77.78	-----	-----	-----
28-24	3.00	0	-3.79	-3.26	116.26	-----	-----	-----
28-27	5.80	3144	7.59	7.74	98.06	7.85	8.79	89.31
28-32	3.00	0	-3.79	-4.48	84.60	-----	-----	-----
29-25	3.00	0	4.40	5.13	85.77	-----	-----	-----
29-30	5.80	3516	-8.80	-8.62	102.09	9.06	9.84	92.07
29-33	3.00	0	4.40	3.50	125.71	-----	-----	-----
30-26	3.00	0	1.73	1.45	119.31	-----	-----	-----
30-29	5.80	3516	10.18	10.71	95.05	9.52	10.56	90.15
30-31	6.40	3884	-13.65	-13.15	103.80	11.28	12.45	90.60
30-34	3.00	0	1.73	0.99	174.75	-----	-----	-----
31-27	3.00	0	-1.54	-2.01	76.62	-----	-----	-----
31-30	6.40	3884	12.79	13.04	98.08	11.02	12.41	88.80
31-32	5.80	3144	-9.71	-9.68	100.31	8.57	9.46	90.59
31-35	3.00	0	-1.54	-1.34	114.93	-----	-----	-----
32-28	3.00	0	-3.79	-4.58	82.75	-----	-----	-----
32-31	5.80	3144	7.59	7.68	98.83	7.85	8.77	89.51
32-36	3.00	0	-3.79	-3.10	122.26	-----	-----	-----
33-29	3.00	0	-----	1.73	-----	-----	-----	-----
34-30	3.00	0	-----	0.48	-----	-----	-----	-----
35-31	3.00	0	-----	0.69	-----	-----	-----	-----
36-32	3.00	0	-----	1.57	-----	-----	-----	-----

SUMA: 10947.10

SUMA: 4297.44

% PROMEDIO DE  
VARIACION: 101.36%

% PROMEDIO DE  
VARIACION: 89.53%

TESIS CON  
ORIGEN



COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METO-  
 DO DE LAS RIGIDECES.

MARCO 6 ENTRE EJES C y F (CARGA VERTICAL)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
1-2	5.80	44.22	- 5.15	- 5.02	102.59	8.34	10.21	81.68
1-5	3.00	0	5.15	5.02	102.59	-----	-----	-----
2-1	5.80	44.22	19.58	20.16	96.88	13.28	15.43	86.07
2-3	6.40	7833.98	-24.51	-25.30	96.88	18.77	25.53	73.52
2-6	3.00	0	4.90	5.09	96.27	-----	-----	-----
3-2	6.40	7833.98	23.41	22.33	104.84	21.68	24.61	88.09
3-4	5.80	2345	-15.10	-14.55	103.78	7.88	8.96	87.95
3-7	3.00	0	- 8.31	- 7.77	106.95	-----	-----	-----
4-3	5.80	2345	1.35	2.00	67.50	3.14	4.64	67.67
4-8	3.00	0	- 1.35	- 2.00	67.50	-----	-----	-----
5-1	3.00	0	3.07	3.98	77.14	-----	-----	-----
5-6	5.80	3537	- 7.74	- 7.03	110.10	7.61	9.39	81.04
5-9	3.00	0	4.67	3.05	153.11	-----	-----	-----
6-2	3.00	0	1.99	3.05	65.25	-----	-----	-----
6-5	5.80	3537	11.16	12.09	92.31	8.95	11.13	80.41
6-7	6.40	4971.68	-16.78	-16.55	101.39	14.02	15.92	88.07
6-10	3.00	0	3.13	1.41	221.99	-----	-----	-----
7-3	3.00	0	- 2.38	- 4.77	49.90	-----	-----	-----
7-6	6.40	4971.68	16.06	16.48	97.45	14.34	15.90	90.19
7-8	5.80	2784	- 9.95	- 9.87	100.81	7.35	8.87	82.86
7-11	3.00	0	- 3.73	- 1.83	203.83	-----	-----	-----
8-4	3.00	0	- 2.24	- 2.59	86.49	-----	-----	-----
8-7	5.80	2784	5.75	5.23	109.94	5.91	7.27	81.29
8-12	3.00	0	- 3.51	- 2.64	132.95	-----	-----	-----
9-5	3.00	0	3.07	2.92	105.14	-----	-----	-----
9-10	5.80	3537	- 7.74	- 7.15	108.25	7.61	9.37	81.22
9-13	3.00	0	4.67	4.23	110.40	-----	-----	-----
10-6	3.00	0	1.99	1.58	125.95	-----	-----	-----
10-9	5.80	3537	11.66	12.31	94.72	8.95	11.15	80.27
10-11	6.40	4971.68	-16.78	-16.53	101.51	14.02	15.99	87.68
10-14	3.00	0	3.13	2.64	118.56	-----	-----	-----
11-7	3.00	0	- 2.38	- 2.14	111.21	-----	-----	-----
11-10	6.40	4971.68	16.06	16.03	100.19	14.34	15.83	90.59
11-12	5.80	2784	- 9.95	-10.22	97.36	7.35	8.88	82.77
11-15	3.00	0	- 3.73	- 3.67	101.63	-----	-----	-----
12-8	3.00	0	2.24	- 2.35	95.32	-----	-----	-----
12-11	5.80	2784	- 5.75	- 5.53	103.98	5.91	7.26	81.40
12-16	3.00	0	- 3.51	- 3.18	110.38	-----	-----	-----
13-9	3.00	0	3.07	4.00	76.75	-----	-----	-----
13-14	5.80	3537	- 7.74	- 7.58	102.11	7.61	9.51	80.02
13-17	3.00	0	4.67	3.58	130.45	-----	-----	-----
14-10	3.00	0	1.99	2.46	80.89	-----	-----	-----
14-13	5.80	3537	11.66	11.91	97.90	8.95	11.00	81.36
14-15	6.40	4971.68	-16.78	-16.59	101.15	14.02	15.96	87.84
14-18	3.00	0	3.13	2.21	141.63	-----	-----	-----

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCO 6 ENTRE EJES C y F (CARGA VERTICAL)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
15-11	3.00	0	- 2.38	- 3.43	69.59	----	----	----
15-14	6.40	4971.68	16.06	16.23	98.95	14.34	15.85	90.47
15-16	5.80	2784	- 9.95	- 9.81	101.43	7.35	8.76	83.90
15-19	3.00	0	- 3.73	- 3.00	124.33	----	----	----
16-12	3.00	0	- 2.24	- 3.07	72.96	----	----	----
16-15	5.80	2784	5.75	5.84	98.46	5.91	7.39	79.97
16-20	3.00	0	- 3.51	- 2.77	126.71	----	----	----
17-13	3.00	0	3.07	3.36	91.37	----	----	----
17-18	5.80	3537	- 7.74	- 7.95	97.36	7.61	9.63	79.02
17-21	3.00	0	4.67	4.59	101.74	----	----	----
18-14	3.00	0	1.99	2.10	94.76	----	----	----
18-17	5.80	3537	11.66	11.62	100.34	8.95	10.89	82.19
18-19	6.40	4971.68	-16.78	-16.64	100.84	14.02	15.96	87.84
18-22	3.00	0	3.13	2.92	107.19	----	----	----
19-15	3.00	0	- 2.38	- 2.87	82.93	----	----	----
19-18	6.40	4971.68	16.06	16.33	98.35	14.34	15.86	90.42
19-20	5.80	2784	- 9.95	- 9.52	104.52	7.35	8.65	84.97
19-23	3.00	0	- 3.73	- 3.95	94.43	----	----	----
20-16	3.00	0	- 2.24	- 2.61	85.82	----	----	----
20-19	5.80	2784	5.75	6.16	93.34	5.91	7.49	78.91
20-24	3.00	0	- 3.51	- 3.54	99.15	----	----	----
21-17	3.00	0	4.22	4.36	96.79	----	----	----
21-22	5.80	3537	- 8.44	- 8.22	102.68	7.81	9.71	80.43
21-25	3.00	0	4.22	3.87	109.04	----	----	----
22-18	3.00	0	2.74	2.78	98.56	----	----	----
22-21	5.80	3537	11.20	11.39	98.33	8.75	10.80	81.02
22-23	6.40	4971.68	-16.69	-16.68	100.06	13.93	15.95	87.34
22-26	3.00	0	2.74	2.51	109.16	----	----	----
23-19	3.00	0	- 3.67	- 3.77	97.35	----	----	----
23-22	6.40	4971.68	16.51	16.42	100.55	14.43	15.87	90.93
23-24	5.80	2784	- 9.17	- 1.29	98.71	7.09	8.57	82.73
23-27	3.00	0	- 3.67	- 3.36	109.23	----	----	----
24-20	3.00	0	- 3.23	- 3.38	95.56	----	----	----
24-23	5.80	2784	6.47	6.38	101.41	6.17	7.57	81.51
24-28	3.00	0	- 3.23	- 3.00	107.67	----	----	----
25-21	3.00	0	4.22	3.59	117.55	----	----	----
25-26	5.80	3537	- 8.44	- 8.55	98.71	7.81	9.81	79.61
25-29	3.00	0	4.22	4.96	85.08	----	----	----
26-22	3.00	0	2.74	2.34	117.09	----	----	----
26-25	5.80	3537	11.20	11.12	100.72	8.75	10.70	81.78
26-27	6.40	4971.68	-16.69	-16.73	99.76	13.93	15.94	87.39
26-30	3.00	0	2.74	3.27	83.79	----	----	----

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCO 6 ENTRE EJES C Y F ( CARGA VERTICAL )

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
27-23	3.00	0	-3.67	-3.15	116.51	-----	-----	-----
27-26	6.40	4971.68	16.51	16.52	99.94	14.43	15.88	90.87
27-28	5.80	2784.00	-9.17	-9.01	101.70	7.09	8.48	83.61
27-31	3.00	0	-3.67	-4.36	84.17	-----	-----	-----
28-24	3.00	0	-3.23	-2.98	108.39	-----	-----	-----
28-27	5.80	2784.00	6.47	6.65	97.29	6.17	7.67	80.44
28-32	3.00	0	-3.23	-3.85	83.90	-----	-----	-----
29-25	3.00	0	4.22	5.04	83.73	-----	-----	-----
29-30	5.80	3537.00	-8.44	-8.49	99.41	7.81	9.80	79.69
29-33	3.00	0	4.22	3.45	122.32	-----	-----	-----
30-26	3.00	0	2.74	3.30	83.03	-----	-----	-----
30-29	5.80	3537.00	11.20	11.16	100.36	8.75	10.72	81.62
30-31	6.40	4971.68	-16.69	-16.73	99.76	13.93	15.95	87.34
30-34	3.00	0	2.74	2.26	121.24	-----	-----	-----
31-27	3.00	0	-3.67	-4.43	82.84	-----	-----	-----
31-30	6.40	4971.68	16.51	16.49	100.12	14.43	15.87	90.93
31-32	5.80	2784.00	-9.17	-9.08	100.99	7.09	8.51	83.31
31-35	3.00	0	-3.67	-2.97	123.57	-----	-----	-----
32-28	3.00	0	-3.23	-3.93	82.19	-----	-----	-----
32-31	5.80	2784.00	6.47	6.58	98.33	6.17	7.64	80.76
32-36	3.00	0	-3.23	-2.64	122.35	-----	-----	-----
33-29	3.00	0	-----	1.69	-----	-----	-----	-----
34-30	3.00	0	-----	1.10	-----	-----	-----	-----
35-31	3.00	0	-----	-1.52	-----	-----	-----	-----
36-32	3.00	0	-----	-1.36	-----	-----	-----	-----

SUMA: 11048.51

SUMA: 4010.99

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 102.30%

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 83.56%

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDECES.

MARCO E ENTRE EJES 5 Y 8 (CARGA VERTICAL)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
1-2	5.80	3043	- 4.28	- 4.80	89.17	5.81	7.93	73.27
1-5	3.00	0	4.28	4.80	89.17	-----	-----	-----
2-1	5.80	3043	10.04	9.97	100.70	7.81	9.72	80.35
2-3	6.40	2720	- 9.63	- 9.50	101.89	7.01	8.69	80.67
2-6	3.00	0	- 0.41	- 0.47	87.23	-----	-----	-----
3-2	6.40	2720	9.63	9.61	100.21	7.01	8.72	80.39
3-4	5.80	3043	-10.04	- 9.95	100.90	7.81	9.72	80.35
3-7	3.00	0	0.41	0.34	120.59	-----	-----	-----
4-3	5.80	3043	4.28	4.73	90.49	5.81	7.93	73.27
4-8	3.00	0	- 4.28	- 4.73	90.49	-----	-----	-----
5-1	3.00	0	3.15	4.12	76.46	-----	-----	-----
5-6	5.80	3572	8.10	- 7.40	109.46	9.85	9.66	101.97
5-9	3.00	0	4.95	3.28	150.91	-----	-----	-----
6-2	3.00	0	- 0.15	- 0.13	115.48	-----	-----	-----
6-5	5.80	3572	11.02	11.45	96.24	10.85	11.06	98.10
6-7	6.40	3338	-11.42	-11.45	99.74	8.96	10.74	83.43
6-10	3.00	0	0.25	0.13	192.31	-----	-----	-----
7-3	3.00	0	- 0.46	- 0.16	287.50	-----	-----	-----
7-6	6.40	3338	11.13	11.06	100.63	8.96	10.62	84.37
7-8	5.60	3151	- 9.93	-10.30	96.41	7.66	9.78	78.32
7-11	3.00	0	- 0.74	- 0.60	123.33	-----	-----	-----
8-4	3.00	0	- 2.74	- 3.78	72.49	-----	-----	-----
8-7	5.80	3151	7.05	6.58	107.14	6.68	8.50	78.59
8-12	3.00	0	- 4.31	- 2.80	153.93	-----	-----	-----
9-5	3.00	0	3.15	3.15	100.00	-----	-----	-----
9-10	5.80	3572	8.10	- 7.73	104.79	9.85	9.76	100.92
9-13	3.00	0	4.95	4.58	108.08	-----	-----	-----
10-6	3.00	0	0.15	0.09	166.66	-----	-----	-----
10-9	5.80	3572	11.02	11.22	98.22	10.85	10.96	99.00
10-11	6.40	3338	-11.42	-11.43	99.91	8.96	10.72	83.58
10-14	3.00	0	0.25	0.13	192.31	-----	-----	-----
11-7	3.00	0	- 0.46	- 0.50	92.00	-----	-----	-----
11-10	6.40	3338	11.13	11.20	99.38	8.96	10.65	84.13
11-12	5.80	3151	- 9.93	-10.04	98.90	7.66	9.70	78.97
11-15	3.00	0	- 0.74	- 0.65	113.85	-----	-----	-----
12-8	3.00	0	- 2.74	- 2.75	99.64	-----	-----	-----
12-11	5.80	3151	7.05	6.79	103.83	6.68	8.58	77.86
12-16	3.00	0	- 4.31	- 4.04	106.68	-----	-----	-----
13-9	3.00	0	3.15	4.30	73.26	-----	-----	-----
13-14	5.80	3572	- 8.10	- 8.09	100.12	9.85	9.85	100.00
13-17	3.00	0	4.95	3.80	130.26	-----	-----	-----
14-10	3.00	0	0.15	0.15	100.00	-----	-----	-----
14-13	5.80	3572	11.02	11.06	99.64	10.85	10.87	99.82
14-15	6.40	3338	11.42	-11.41	100.09	8.96	10.71	83.66
14-18	3.00	0	0.25	0.19	131.58	-----	-----	-----

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDECES.

MARCO E ENTRE EJES 5 Y 8 ( CARGA VERTICAL ).

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
15-11	3.00	0	-0.46	-0.67	68.66	-----	-----	-----
15-14	6.40	3338	11.13	11.20	99.38	8.96	10.65	84.13
15-16	5.80	3151	-9.93	-9.89	100.40	7.66	9.61	79.71
15-19	3.00	0	-0.74	-0.65	113.85	-----	-----	-----
16-12	3.00	0	-2.74	-3.79	72.30	-----	-----	-----
16-15	5.80	3151	7.05	7.13	98.88	6.68	8.66	77.14
16-20	3.00	0	-4.31	-3.33	129.43	-----	-----	-----
17-13	3.00	0	3.15	3.57	88.24	-----	-----	-----
17-18	5.80	3572	-8.10	-8.41	96.31	9.85	9.93	99.19
17-21	3.00	0	4.95	4.84	102.27	-----	-----	-----
18-14	3.00	0	0.15	0.19	78.95	-----	-----	-----
18-17	5.80	3572	11.02	10.90	101.10	10.85	10.79	100.56
18-19	6.40	3338	-11.42	-11.40	100.18	8.96	10.71	83.66
18-22	3.00	0	0.25	0.30	83.33	-----	-----	-----
19-15	3.00	0	-0.46	-0.62	74.19	-----	-----	-----
19-18	6.40	3338	11.13	11.23	99.11	8.96	10.66	84.05
19-20	5.80	3151	-9.93	-9.73	102.06	7.66	9.54	80.29
19-23	3.00	0	-0.74	-0.88	84.09	-----	-----	-----
20-16	3.00	0	-2.74	-3.14	87.26	-----	-----	-----
20-19	5.80	3151	7.05	7.40	95.27	6.68	8.74	76.43
20-24	3.00	0	-4.31	-4.26	101.17	-----	-----	-----
21-17	3.00	0	4.40	4.59	95.86	-----	-----	-----
21-22	5.80	3572	-8.80	-8.64	101.85	7.80	9.99	78.08
21-25	3.00	0	4.40	4.05	108.64	-----	-----	-----
22-18	3.00	0	0.31	0.30	103.33	-----	-----	-----
22-21	5.80	3572	10.67	10.79	98.89	8.44	10.73	78.66
22-23	6.40	3338	-11.30	-11.39	99.21	9.13	10.70	85.33
22-26	3.00	0	0.31	0.30	103.33	-----	-----	-----
23-19	3.00	0	-0.33	-0.85	38.82	-----	-----	-----
23-22	6.40	3338	10.21	11.25	90.76	8.79	10.66	82.46
23-24	5.80	3151	-9.55	-9.61	99.38	7.47	9.48	78.80
23-27	3.00	0	-0.33	-0.78	42.31	-----	-----	-----
24-20	3.00	0	-3.89	-4.05	96.05	-----	-----	-----
24-23	5.80	3151	7.78	7.61	102.23	6.87	8.79	78.16
24-28	3.00	0	-3.89	-3.56	109.27	-----	-----	-----
25-21	3.00	0	4.40	3.75	117.33	-----	-----	-----
25-26	5.80	3572	-8.80	-8.91	98.77	7.80	10.10	77.23
25-29	3.00	0	4.40	5.16	85.27	-----	-----	-----
26-22	3.00	0	0.31	0.30	96.77	-----	-----	-----
26-25	5.80	3572	10.67	10.65	100.19	8.44	10.66	79.17
26-27	6.40	3338	-11.30	-11.38	99.30	9.13	10.70	85.33
26-30	3.00	0	0.31	0.44	70.45	-----	-----	-----

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCO E ENTRE EJES 5 Y 8 ( CARGA VERTICAL )

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO		% DE	CORTANTE		% DE
			METODO APROX.	METODO EXACTO		METODO APROX.	METODO EXACTO	
27-23	3.00	0	-0.33	-0.75	44.00	-----	-----	-----
27-26	6.40	3338	10.21	11.27	90.59	8.79	10.66	82.46
27-28	5.80	3151	-9.55	-9.47	100.84	7.47	9.42	79.30
27-31	3.00	0	-0.33	-1.05	31.43	-----	-----	-----
28-24	3.00	0	-3.89	-3.31	117.52	-----	-----	-----
28-27	5.80	3151	7.78	7.85	99.11	6.87	8.86	77.54
28-32	3.00	0	-3.89	-4.54	85.68	-----	-----	-----
29-25	3.00	0	4.40	5.26	83.65	-----	-----	-----
29-30	5.80	3572	-8.80	-8.85	99.44	7.80	10.05	77.61
29-33	3.00	0	4.40	3.59	122.56	-----	-----	-----
30-26	3.00	0	0.31	0.43	72.09	-----	-----	-----
30-29	5.80	3572	10.67	10.67	100.00	8.44	10.67	79.10
30-31	6.40	3338	-11.30	-11.39	99.21	9.13	10.70	85.33
30-34	3.00	0	0.31	0.30	103.33	-----	-----	-----
31-27	3.00	0	-0.33	-1.06	31.13	-----	-----	-----
31-30	6.40	3338	10.21	11.26	90.67	8.79	10.66	82.46
31-32	5.80	3151	-9.55	-9.51	100.42	7.47	9.43	79.22
31-35	3.00	0	-0.33	-0.69	47.83	-----	-----	-----
32-28	3.00	0	-3.89	-4.64	83.84	-----	-----	-----
32-31	5.80	3151	7.78	7.79	99.87	6.87	8.84	77.71
32-36	3.00	0	-3.89	-3.14	123.89	-----	-----	-----
33-29	3.00	0	-----	1.78	-----	-----	-----	-----
34-30	3.00	0	-----	0.13	-----	-----	-----	-----
35-31	3.00	0	-----	-0.37	-----	-----	-----	-----
36-32	3.00	0	-----	-1.59	-----	-----	-----	-----

SUMA: 10718.17

SUMA: 4010.13

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 99.24%

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 83.54%

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCOS C, F, 5, Y 8 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
1-2	5.80	0	2.46	2.35	104.68	0.78	0.75	104.00
1-5	3.00	0	-2.46	-2.35	104.68	-----	-----	-----
2-1	5.80	0	2.08	2.01	103.48	-0.78	-0.75	104.00
2-3	6.40	0	1.88	1.52	123.68	-0.59	-0.48	122.92
2-6	3.00	0	-3.96	-3.53	112.18	-----	-----	-----
3-2	6.40	0	1.88	1.52	123.68	-0.59	-0.48	122.92
3-4	5.80	0	2.08	2.01	103.48	-0.78	-0.75	104.00
3-7	3.00	0	-3.96	-3.53	112.18	-----	-----	-----
4-3	5.80	0	2.46	2.35	104.68	0.78	0.75	104.00
4-8	3.00	0	-2.46	-2.35	104.68	-----	-----	-----
5-1	3.00	0	-1.32	-1.27	103.94	-----	-----	-----
5-6	5.80	0	5.69	5.59	101.79	1.81	1.82	99.45
5-9	3.00	0	-4.37	-4.32	101.16	-----	-----	-----
6-2	3.00	0	-2.13	-2.72	78.31	-----	-----	-----
6-5	5.80	0	4.82	4.97	96.98	-1.81	-1.82	99.45
6-7	6.40	0	4.37	3.94	110.91	-1.37	-1.23	111.38
6-10	3.00	0	-7.06	-6.19	114.05	-----	-----	-----
7-3	3.00	0	-2.13	-2.72	78.31	-----	-----	-----
7-6	6.40	0	4.37	3.94	110.91	-1.37	-1.23	111.38
7-8	5.80	0	4.82	4.97	96.98	-1.81	-1.82	99.45
7-11	3.00	0	-7.06	-6.19	114.05	-----	-----	-----
8-4	3.00	0	-1.32	-1.27	103.94	-----	-----	-----
8-7	5.80	0	5.69	5.59	101.79	1.81	1.82	99.45
8-12	3.00	0	-4.37	-4.32	101.16	-----	-----	-----
9-5	3.00	0	-2.92	-3.29	88.75	-----	-----	-----
3-10	5.80	0	8.60	8.78	97.95	2.73	2.89	94.46
9-13	3.00	0	-5.68	-5.49	103.46	-----	-----	-----
10-6	3.00	0	-4.70	-5.33	88.18	-----	-----	-----
10-9	5.80	0	7.26	7.98	90.98	-2.73	-2.89	94.46
10-11	6.40	0	6.58	6.50	101.23	-2.06	-2.03	101.48
10-14	3.00	0	-9.14	-9.15	99.89	-----	-----	-----
11-7	3.00	0	-4.70	-5.33	88.18	-----	-----	-----
11-10	6.40	0	6.58	6.50	102.77	-2.06	-2.03	101.48
11-12	5.80	0	7.26	7.98	90.98	-2.73	-2.89	94.46
11-15	3.00	0	-9.14	-9.15	99.89	-----	-----	-----
12-8	3.00	0	-2.92	-3.29	88.75	-----	-----	-----
12-11	5.80	0	8.60	8.78	97.95	2.73	2.89	94.46
12-16	3.00	0	-5.68	-5.49	103.46	-----	-----	-----
13-9	3.00	0	-4.64	-4.23	109.69	-----	-----	-----
13-14	5.80	0	11.12	11.26	98.76	3.54	3.73	94.91
13-17	3.00	0	-6.48	-7.03	92.18	-----	-----	-----
14-10	3.00	0	-7.50	-8.02	93.52	-----	-----	-----
14-13	5.80	0	9.41	10.37	90.74	-3.54	-3.73	94.91
14-15	6.40	0	8.53	8.59	99.30	-2.67	-2.69	99.26
14-18	3.00	0	-10.44	-10.94	95.43	-----	-----	-----

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDEZES.

MARCOS C, F, 5 Y 8 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
15-11	3.00	0	-7.50	-8.02	93.52	-----	-----	-----
15-14	6.40	0	8.53	8.59	99.30	-2.67	-2.69	99.26
15-16	5.80	0	9.41	10.37	90.74	-3.54	-3.73	94.91
15-19	3.00	0	-10.44	-10.94	95.43	-----	-----	-----
16-12	3.00	0	-4.64	-4.23	109.69	-----	-----	-----
16-15	5.80	0	11.12	11.26	98.76	3.54	3.73	94.91
16-20	3.00	0	-6.48	-7.03	92.18	-----	-----	-----
17-13	3.00	0	-6.48	-5.98	108.36	-----	-----	-----
17-18	5.80	0	14.01	13.43	104.32	4.46	4.48	99.55
17-21	3.00	0	-7.53	-7.45	101.07	-----	-----	-----
18-14	3.00	0	-10.44	-9.87	105.78	-----	-----	-----
18-17	5.80	0	11.85	12.55	94.42	-4.46	-4.48	99.55
18-19	6.40	0	10.73	10.58	101.42	-3.35	-3.30	101.52
18-22	3.00	0	-12.14	-13.25	91.62	-----	-----	-----
19-15	3.00	0	-10.44	-9.87	105.78	-----	-----	-----
19-18	6.40	0	10.73	10.58	101.42	-3.35	-3.30	101.52
19-20	5.80	0	11.85	12.55	94.42	-4.46	-4.48	99.55
19-23	3.00	0	-12.14	-13.25	91.62	-----	-----	-----
20-16	3.00	0	-6.48	-5.98	108.36	-----	-----	-----
20-19	5.80	0	14.01	13.43	104.32	4.46	4.48	99.55
20-24	3.00	0	-7.53	-7.45	101.07	-----	-----	-----
21-17	3.00	0	-7.53	-6.44	116.93	-----	-----	-----
21-22	5.80	0	15.89	14.82	107.22	5.03	4.96	101.41
21-25	3.00	0	-8.36	-8.37	99.88	-----	-----	-----
22-18	3.00	0	-12.14	-12.16	99.84	-----	-----	-----
22-21	5.80	0	13.29	13.98	95.06	-5.03	-4.96	101.41
22-23	6.40	0	12.04	11.91	101.09	-3.76	-3.72	101.08
22-26	3.00	0	-13.19	-13.73	96.07	-----	-----	-----
23-19	3.00	0	-12.14	-12.16	99.84	-----	-----	-----
23-22	6.40	0	12.04	11.91	101.09	-3.76	-3.72	101.08
23-24	5.80	0	13.29	13.98	95.06	-5.03	-4.96	101.41
23-27	3.00	0	-13.19	-13.73	96.07	-----	-----	-----
24-20	3.00	0	-7.53	-6.44	116.93	-----	-----	-----
24-23	5.80	0	15.89	14.82	107.22	5.03	4.96	101.41
24-28	3.00	0	-8.36	-8.37	99.88	-----	-----	-----
25-21	3.00	0	-8.36	-8.17	102.33	-----	-----	-----
25-26	5.80	0	17.24	15.21	113.35	5.46	5.19	105.20
25-29	3.00	0	-8.88	-7.04	126.13	-----	-----	-----
26-22	3.00	0	-13.19	-13.27	99.40	-----	-----	-----
26-25	5.80	0	14.43	14.48	99.65	-5.46	-5.19	105.20
26-27	6.40	0	13.07	12.47	104.81	-4.08	-3.90	104.62
26-30	3.00	0	-14.31	-13.68	104.61	-----	-----	-----

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCOS C, F, 5 Y 8 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
27-23	3.00	0	-13.19	-13.27	99.40	----	----	-----
27-26	6.40	0	13.07	12.47	104.81	4.08	3.90	104.62
27-28	5.80	0	14.43	14.48	99.65	-5.46	-5.12	106.64
27-31	3.00	0	-14.31	-13.68	104.61	----	----	-----
28-24	3.00	0	-8.36	-8.17	102.33	----	----	-----
28-27	5.80	0	17.24	15.21	113.35	5.46	5.12	106.64
28-32	3.00	0	-8.88	-7.04	126.14	----	----	-----
29-25	3.00	0	-8.88	-9.72	91.36	----	----	-----
29-30	5.80	0	16.27	12.88	126.32	4.95	4.34	114.06
29-33	3.00	0	-7.39	-3.16	233.86	----	----	-----
30-26	3.00	0	-14.31	-15.92	89.89	----	----	-----
30-29	5.80	0	12.42	12.30	100.98	-4.95	-4.34	114.06
30-31	6.40	0	11.25	10.62	105.93	-3.52	-3.32	106.02
30-34	3.00	0	-9.36	-7.00	133.71	----	----	-----
31-27	3.00	0	-14.31	-15.92	89.89	----	----	-----
31-30	6.40	0	11.25	10.62	105.93	-3.52	-3.32	106.02
31-32	5.80	0	12.42	12.30	100.98	-4.95	-4.34	114.06
31-35	3.00	0	-9.36	-7.00	133.71	----	----	-----
32-28	3.00	0	-8.88	-9.72	91.36	----	----	-----
32-31	5.80	0	16.27	12.88	126.32	4.95	4.34	114.06
32-36	3.00	0	-7.39	-3.16	233.86	----	----	-----
33-29	3.00	0	-13.73	-17.87	76.83	----	----	-----
34-30	3.00	0	-9.36	-19.79	47.30	----	----	-----
35-31	3.00	0	-9.36	-19.79	47.30	----	----	-----
36-32	3.00	0	-13.73	-17.87	76.83	----	----	-----

FUERZAS HORIZONTALES:

NIVEL 1: 970 KG.  
 NIVEL 2: 1880 KG.  
 NIVEL 3: 2830 KG.  
 NIVEL 4: 3650 KG.  
 NIVEL 5: 4620 KG.  
 NIVEL 6: 5180 KG.  
 NIVEL 7: 6170 KG.  
 NIVEL 8: 6580 KG.

SUMA: 11572.43

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 103.33%

SUMA: 4951.60

% PROMEDIO DE  
 VARIACION: 103.16%

TEJES CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA  
 MEDIANTE EL EMPLEO DE L METODO DE CROSS' Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO  
 DE LAS RIGIDECES.

MARCO D, E, 6 Y 7 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER. METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER. METODO EXACTO	
1-2	5.80	0	2.28	2.18	104.59	0.73	0.70	104.29
1-5	3.00	0	-2.28	-2.18	104.59	-----	-----	-----
2-1	5.80	0	1.94	1.87	103.74	-0.73	-0.70	104.29
2-3	6.40	0	1.75	1.42	123.24	-0.55	-0.44	125.00
2-6	3.00	0	-3.69	-3.29	112.16	-----	-----	-----
3-2	6.40	0	1.75	1.42	123.24	-0.55	-0.44	125.00
3-4	5.80	0	1.94	1.87	103.74	-0.73	-0.70	104.29
3-7	3.00	0	-3.69	-3.29	112.16	-----	-----	-----
4-3	5.80	0	2.28	2.18	104.59	0.73	0.70	104.29
4-8	3.00	0	-2.28	-2.18	104.59	-----	-----	-----
5-1	3.00	0	-1.23	-1.17	105.13	-----	-----	-----
5-6	5.80	0	5.37	5.24	102.48	1.71	1.71	100.00
5-9	3.00	0	-4.14	-4.06	101.97	-----	-----	-----
6-2	3.00	0	-1.98	-2.52	78.57	-----	-----	-----
6-5	5.80	0	4.53	4.65	97.42	-1.71	-1.71	100.00
6-7	6.40	0	4.11	3.69	111.38	-1.28	-1.15	111.30
6-10	3.00	0	-6.66	-5.82	114.43	-----	-----	-----
7-3	3.00	0	-1.98	-2.52	78.57	-----	-----	-----
7-6	6.40	0	4.11	3.69	111.38	-1.28	-1.15	111.30
7-8	5.80	0	4.53	4.65	97.42	-1.71	-1.71	100.00
7-11	3.00	0	-6.66	-5.82	114.43	-----	-----	-----
8-4	3.00	0	-1.23	-1.17	105.13	-----	-----	-----
8-7	5.80	0	5.37	5.24	102.48	1.71	1.71	100.00
8-12	3.00	0	-4.14	-4.06	101.97	-----	-----	-----
9-5	3.00	0	-2.76	-3.08	89.61	-----	-----	-----
9-10	5.80	0	5.37	8.28	64.86	2.58	2.73	94.51
9-13	3.00	0	-4.14	-5.20	79.62	-----	-----	-----
10-6	3.00	0	-1.98	-5.00	39.60	-----	-----	-----
10-9	5.80	0	4.53	7.52	60.24	-2.58	-2.73	94.51
10-11	6.40	0	4.11	6.13	67.05	-1.94	-1.92	101.04
10-14	3.00	0	-6.66	-8.66	76.91	-----	-----	-----
11-7	3.00	0	-1.98	-5.00	39.60	-----	-----	-----
11-10	6.40	0	4.11	6.13	67.05	-1.94	-1.92	101.04
11-12	5.80	0	4.53	7.52	60.24	-2.58	-2.73	94.51
11-15	3.00	0	-6.66	-8.66	76.91	-----	-----	-----
12-8	3.00	0	-2.76	-3.08	89.61	-----	-----	-----
12-11	5.80	0	8.12	8.28	98.07	2.58	2.73	94.51
12-16	3.00	0	-5.36	-5.20	103.08	-----	-----	-----
13-9	3.00	0	-4.39	-4.01	109.48	-----	-----	-----
13-14	5.80	0	10.51	10.64	98.78	3.34	3.52	94.89
13-17	3.00	0	-6.12	-6.63	92.31	-----	-----	-----
14-10	3.00	0	-7.07	-7.59	93.15	-----	-----	-----
14-13	5.80	0	8.88	9.79	90.70	-3.34	-3.52	94.89
14-15	6.40	0	8.05	8.11	99.26	-2.52	-2.54	99.21
14-18	3.00	0	-9.86	-10.32	95.54	-----	-----	-----

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDECES.

MARCO D. E. 6 Y 7 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO METODO APROX.	MOMENTO METODO EXACTO	% DE DIFER.	CORTANTE METODO APROX.	CORTANTE METODO EXACTO	% DE DIFER.
15-11	3.00	0	-7.07	-7.59	93.51	-----	-----	-----
15-14	6.40	0	8.05	8.11	99.26	2.52	2.54	99.21
15-16	5.80	0	8.88	9.79	90.70	-3.34	-3.52	94.89
15-19	3.00	0	-9.86	-10.32	95.54	-----	-----	-----
16-12	3.00	0	-4.39	-4.01	109.48	-----	-----	-----
16-15	5.80	0	10.51	10.64	98.78	3.34	3.52	94.89
16-20	3.00	0	-6.12	-6.63	92.31	-----	-----	-----
17-13	3.00	0	6.12	5.65	108.32	-----	-----	-----
17-18	5.80	0	13.22	12.66	104.42	4.21	4.22	99.76
17-21	3.00	0	-7.10	-7.01	101.28	-----	-----	-----
18-14	3.00	0	-9.86	-9.31	105.91	-----	-----	-----
18-17	5.80	0	11.17	11.83	94.42	-4.21	-4.22	99.76
18-19	6.40	0	10.12	9.97	101.50	-3.16	-3.12	101.28
18-22	3.00	0	-11.43	-12.48	91.59	-----	-----	-----
19-15	3.00	0	-9.86	-9.31	105.91	-----	-----	-----
19-18	6.40	0	10.12	9.97	101.50	-3.16	-3.12	101.28
19-20	5.80	0	11.17	11.83	94.42	-4.21	-4.22	99.76
19-23	3.00	0	-11.43	-12.48	91.59	-----	-----	-----
20-16	3.00	0	-6.12	-5.65	108.32	-----	-----	-----
20-19	5.80	0	13.22	12.66	104.42	4.21	4.22	99.76
20-24	3.00	0	-7.10	-7.01	101.28	-----	-----	-----
21-17	3.00	0	-7.10	-6.08	116.78	-----	-----	-----
21-22	5.80	0	14.96	13.95	107.24	4.76	4.68	101.71
21-25	3.00	0	-7.86	-7.87	99.87	-----	-----	-----
22-18	3.00	0	-11.43	-11.46	99.74	-----	-----	-----
22-21	5.80	0	12.64	13.16	96.05	-4.76	-4.68	101.71
22-23	6.40	0	11.45	11.22	102.05	-3.58	-3.50	102.29
22-26	3.00	0	-12.66	-12.92	97.99	-----	-----	-----
23-19	3.00	0	-11.43	-11.46	99.74	-----	-----	-----
23-22	6.40	0	11.45	11.22	102.05	-3.58	-3.50	102.29
23-24	5.80	0	12.64	13.16	96.05	-4.76	-4.68	101.71
23-27	3.00	0	-12.66	-12.92	97.99	-----	-----	-----
24-20	3.00	0	-7.10	-6.08	116.78	-----	-----	-----
24-23	5.80	0	14.96	13.95	107.24	4.76	4.68	101.71
24-28	3.00	0	-7.86	-7.87	99.87	-----	-----	-----
25-21	3.00	0	-7.86	-7.69	102.21	-----	-----	-----
25-26	5.80	0	16.22	14.30	113.43	5.16	4.82	107.05
25-29	3.00	0	-8.36	-6.61	126.48	-----	-----	-----
26-22	3.00	0	-12.66	-12.49	101.36	-----	-----	-----
26-25	5.80	0	13.71	13.62	100.66	-5.16	-4.82	107.05
26-27	6.40	0	12.41	11.73	105.80	-3.88	-3.67	105.72
26-30	3.00	0	-13.46	-12.86	104.67	-----	-----	-----

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE CROSS Y MEDIANTE EL EMPLEO DEL METODO DE LAS RIGIDEZES.

## MARCO D, E, 6 Y 7 (SISMO)

BARRA	LONG.	CARGA	MOMENTO		% DE DIFER.	CORTANTE		% DE DIFER.
			METODO APROX.	METODO EXACTO		METODO APROX.	METODO EXACTO	
27-23	3.00	0	-12.66	-12.49	101.36	-----	-----	-----
27-26	6.40	0	12.41	11.73	105.80	-3.88	-3.67	105.72
27-28	5.80	0	13.71	13.62	100.66	-5.16	-4.82	107.05
27-31	3.00	0	-13.46	-12.86	104.67	-----	-----	-----
28-24	3.00	0	-7.86	-7.69	102.21	-----	-----	-----
28-27	5.80	0	16.22	14.30	113.43	5.16	4.82	107.05
28-32	3.00	0	-8.36	-6.61	126.48	-----	-----	-----
29-25	3.00	0	-8.36	-9.14	91.47	-----	-----	-----
29-30	5.80	0	15.30	12.11	126.34	4.65	4.08	113.97
29-33	3.00	0	-6.94	-2.97	233.67	-----	-----	-----
30-26	3.00	0	-13.46	-14.97	89.91	-----	-----	-----
30-29	5.80	0	11.67	11.56	100.95	-4.65	-4.08	113.97
30-31	6.40	0	10.57	9.98	105.91	-3.30	-3.12	105.77
30-34	3.00	0	-8.78	-6.57	133.64	-----	-----	-----
31-27	3.00	0	-13.46	-14.97	89.91	-----	-----	-----
31-30	6.40	0	10.57	9.98	105.91	-3.30	-3.12	105.77
31-32	5.80	0	11.67	11.56	100.95	-4.65	-4.08	113.97
31-35	3.00	0	-8.78	-6.57	133.64	-----	-----	-----
32-28	3.00	0	-8.36	-9.14	91.47	-----	-----	-----
32-31	5.80	0	15.30	12.11	126.34	4.65	4.08	113.97
32-36	3.00	0	-6.44	-2.97	216.84	-----	-----	-----
33-29	3.00	0	-12.89	-16.80	76.73	-----	-----	-----
34-30	3.00	0	-16.30	-18.60	87.63	-----	-----	-----
35-31	3.00	0	-16.30	-18.60	87.63	-----	-----	-----
36-32	3.00	0	-12.89	-16.80	76.73	-----	-----	-----

SUMA: 11329.50      SUMA: 4765.86

% PROMEDIO DE VARIACION: 101.16%      % PROMEDIO DE VARIACION: 99.29%

## FUERZAS HORIZONTALES:

NIVEL 1: 900 KG.  
 NIVEL 2: 1740 KG.  
 NIVEL 3: 2630 KG.  
 NIVEL 4: 3420 KG.  
 NIVEL 5: 4300 KG.  
 NIVEL 6: 4990 KG.  
 NIVEL 7: 5870 KG.  
 NIVEL 8: 6110 KG.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN