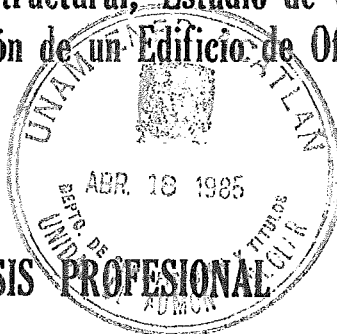




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán

Proyecto Estructural, Estudio de Costos y
Planeación de un Edificio de Oficinas



TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

Presentan:

Francisco José Núñez Lucio 7860510-3

Luis Eduardo Flores Merino 7509753-6

Sergio Olea Nader 7420609-0

M-0028-134

Acatlán Edo. de Méx.

Marzo de 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
ACATLAN

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/028/1985

SRES. FRANCISCO JOSE NUÑEZ LUCIO,
SERGIO OLEA NADER Y LUIS EDUARDO
FLORES MERINO.
Alumnos de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e s .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha, 11 de noviembre de 1984, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Proyecto Estructural, Estudio de Cargas y Planeación de un Edificio de Oficinas", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Planeación.
- II.- Estudio socioeconómico.
- III.- Aspectos legales.
- IV.- Determinación de cargas verticales.
- V.- Determinación de cargas por sismo.
- VI.- Análisis estructural.
- VII.- Diseño de la superestructura.
- VIII.- Análisis y diseño de la cimentación.
- IX.- Especificaciones del procedimiento de construcción.
- X.- Análisis de costos.
- Conclusiones.

Asímismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Jaime Ortiz Pulido, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico 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. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 27 de febrero de 1985.

ING. ALEJANDRO RAMIREZ SECENA SEP - ACATLAN
Coordinador del Programa de
Ingeniería. COORDINACION DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

A NUESTROS PADRES, POR EL
AMOR, PACIENCIA Y CONFIANZA
QUE DEPOSITARON EN NOSOTROS

A NUESTRAS FAMILIAS, POR
SU GRAN APOYO

A NUESTRA ESCUELA, POR LA
OPORTUNIDAD QUE NOS DIO

A NUESTROS PROFESORES, POR
LOS CONOCIMIENTOS QUE NOS
DEJARON

A NUESTROS AMIGOS, POR
LOS MOMENTOS QUE VIVIMOS
JUNTOS

INTRODUCCION

La construcción de un edificio presenta una gran variedad de aspectos a considerar. Para su buena ejecución es necesario controlar cada actividad de la mejor manera posible para lograr eficiencia en el proceso. Es por esto que es imprescindible una etapa inicial de planeación, en la que se organizarán todos los recursos disponibles para la mejor consecución de los fines buscados, tanto en economía, tiempo, seguridad, beneficio, etc. Por tal razón pensamos que la elaboración de la presente tesis quedaría incompleta si solo se cubrieran los puntos tradicionales, como son solo presentar el análisis y diseño de la estructura o en vez de esto solo dedicarse al proceso constructivo. Nuestra tesis pretende ir más a fondo, abarcar todo el proceso, desde que se tiene la idea de construir la estructura hasta la elaboración de planos y recomendaciones constructivas.

Dentro de los capítulos a tratar se estudiarán también los aspectos legales inherentes, como permisos, licencias y autoridades respectivas, uso del predio, responsables del proyecto, etc., que son necesarios realizar ante las autoridades, y los requisitos que estas exigen. Este punto generalmente es olvidado y solo en la práctica es cuando se hace uso de él.

Un importante punto es el de efectuar estudios económico-sociales con objeto de ver si el proyecto es viable o no con los recursos de que se dispone, para la zona en que se piensa construir, así como para el uso que se va a dar al edificio.

Con los resultados de los estudios preliminares efectuados e iniciados los trámites respectivos, procederemos al análisis estructural con la consideración de cargas actuantes y tomando en cuenta la acción de cargas accidentales, utilizando para esto la computadora como herramienta de trabajo, herramienta que se hace necesaria cada día más para dar agilidad y eficiencia a los cálculos.

También se abarcará lo relativo a los estudios de mecánica de suelos que deben efectuarse, así como el análisis del tipo de cimentación más adecuado en función de las cargas, tipo de suelo, etc., diseñándose posteriormente.

Ya con los resultados del diseño se procederá a realizar los planos respectivos, así como a elaborar las especificaciones del procedimiento de construcción más adecuados, no faltando además para la elaboración de un trabajo completo el análisis de los costos de construcción de lo proyectado.

Como puede verse, la tesis presentada pretende elaborarse como un estudio completo de todas las etapas para el proyecto de un edificio. Cada una de las partes o capítulos que se mencionan pudieran ser objeto de una tesis particular, y es por esto que se elaboró la tesis en equipo para lograr el fin propuesto de presentar un trabajo completo y actualizado.

Durante el transcurso de nuestros estudios se nos fueron inculcados conocimientos bastante amplios y de lo más diverso, y es propósito de esta tesis conjuntarlos de una manera racional, entrelazar las partes adquiridas en una investigación amplia y detallada.

La práctica de la ingeniería, así como la gran mayoría de las profesiones, requiere del trabajo conjunto. Es raro, por no decir que no se presentan casos, que existan profesionistas que realicen un proyecto en forma total individualmente. Esta individualidad en el trabajo presenta inconvenientes que el trabajo conjunto elimina. Dentro de los logros que se tienen en el desarrollo de una investigación o trabajo en equipo es la de plantear de una manera más centrada las condiciones del problema a tratar, conjuntar puntos de vista individuales, diversificar los posibles soluciones alternativas, y sobre todo, lograr una conjugación de criterios que permitan al grupo de trabajo lograr obtener una solución, que si bien no sea la óptima por alguna razón o impedimento de tipo restrictivo, tenga la característica de ser la más funcional.

INDICE

I) PLANEACION	PAG.
A) Descripción del problema	1
B) Actividades y su secuencia	2
C) Programa de actividades	3
II) ESTUDIO SOCIOECONOMICO	
A) Ubicación del predio	6
B) Uso del suelo	6
C) Vías de comunicación	7
D) Transportes	10
E) Aspecto social	13
F) Servicios públicos	14
G) Conclusiones	16
III) ASPECTOS LEGALES	
A) Contratos	17
B) Licencias y permisos	21
C) Responsables de obra y proyectos	26
IV) DETERMINACION DE CARGAS VERTICALES	
A) Análisis de cargas	28
B) Transmisión de cargas a trabes	34
C) Transmisión de cargas a columnas	36
D) Bajada de cargas a cimentación	36
V) DETERMINACION DE CARGAS POR SISMO	
V.1) ANALISIS SISMICO	
A) Antecedentes	64
B) Respuesta sísmica de estructuras	66
C) Descripción estructural	67
D) Reglamentación	69
V.2) ANALISIS ESTATICO	
A) Antecedentes	72
B) Cálculo de fuerzas horizontales	73
C) Cálculo de la línea de acción del cortante sísmico	74
D) Cálculo de rigideces de entrepiso por el método de Khan y Sbarounis	84
E) Efecto de torsión	111
F) Superposición de la acción de componentes ortogonales	113
G) Momentos de volteo	114

V.3) ANALISIS DINAMICO

A) Antecedentes	148
B) Modelo matemático de la estructura	148
C) Obtención de los modos de vibración de la estructura	149
D) Obtención de los desplazamientos de la estructura	153
E) Cálculo de las fuerzas cortantes sísmicas	158
F) Reducción por ductilidad	158

V.4) COMPARACION ENTRE EL ANALISIS ESTATICO Y EL DINAMICO

A) Criterios de comparación y conclusiones	167
--	-----

VI) ANALISIS ESTRUCTURAL

A) Método de rigidez	171
B) Programa de computadora	178
C) Análisis por carga vertical	187
D) Análisis para carga por sismo	200

VII) DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

A) Diseño de losas	213
B) Diseño de trabes	230
C) Diseño de columnas	239
D) Diseño de muro rígido	251
E) Elaboración de planos	261

VIII) ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

A) Exploración del subsuelo	262
B) Tipos de pruebas y resultados	264
C) Elección del tipo de cimentación	268
D) Diseño de la cimentación	271
E) Elaboración de planos de cimentación	296
F) Conclusiones y recomendaciones	297

IX) ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

A) Cimentación	298
B) Albañilería	298
C) Instalación eléctrica	302
D) Instalación hidráulica y sanitaria	303
E) Cancelería	304
F) Carpintería	304
G) Cerrajería	304
H) Recubrimientos	305
I) Vidriería	305
J) Instalaciones especiales	305

X) ANALISIS DE COSTOS

A) Antecedentes	306
B) Precio unitario	306
C) Costos directos	307
D) Costos indirectos	315
E) Utilidad	319
F) Desarrollo del presupuesto	320

ANEXOS

A-1) Programa para el cálculo del momento de inercia y rigidez de una viga equivalente.	336
A-2) Cálculo de rigideces de entrepiso (Fórmulas de - Wilbur) para columnas empotradas en la cimentación.	340
A-3) Programa de computadora para el cálculo de la distribución de cortantes en marcos y muros dentro de una estructura por el método de Khan u Sbarounis.	342
A-4) Programa de computadora para la determinación de los modos superiores de vibración de una estructura por el método de Holzer.	347
A-5) Programa para la obtención del modo fundamental de vibración de una estructura por el método de Newmark.	352

CAPITULO I

PLANEACION

A) DESCRIPCION DEL PROBLEMA

En esta tesis, se presenta el proyecto para la construcción de un edificio de oficinas sobre un terreno con dimensiones de 12 x 30 m. y una superficie de 360 m², en donde se desplantará un edificio de concreto de 15 niveles.

Ubicación.- El edificio se localiza en la calle de Río Tiber, dentro de la Colonia Cuauhtémoc, zona de gran actividad, tanto comercial, bancaria, recreativa, como de aspectos empresariales, por lo cual el reclamo de espacios para satisfacer estas necesidades es grande.

Así, se seleccionó el terreno cumpliendo con características de vialidad, crecimiento de las actividades antes descritas, medios de comunicación, etc.

Proyecto.- El edificio será destinado para oficinas, flexible a las necesidades de espacio del usuario, es decir, el espacio disponible para cada oficina es susceptible de cambios en su distribución.

Consta de un cuerpo principal en cuyo núcleo central están alojados escaleras de servicio, cubos de elevadores y ductos de ventilación.

El destino de los diferentes entresijos será:

- Nivel -1 : Servicios, bombas, planta de luz, foso de elevadores y estacionamiento.
- Nivel 0,1,2 : Estacionamiento de automóviles.
- Nivel 3 al 12 : Oficinas
- Nivel 13 : Departamento del conserje.
- Nivel 14 : Caseta de elevadores.

Se cuenta con 817 m² de estacionamiento y una capacidad de 50 automóviles.

En los niveles de oficinas se tienen servicios de 2 baños y 2 bodegas, - resultando un área de 270 m² por nivel para oficinas.

Las instalaciones con las que contará el edificio serán:

Eléctricas: Las de tipo convencional de luz blanca para una iluminación adecuada a las características propias de una oficina.

Cableado telefónico

Descargas sanitarias

Equipo hidroneumático para abastecimiento de agua.

Estructura: La superestructura estará formada por marcos rígidos de concreto en dos sentidos perpendiculares entre sí. Las losas serán de tipo nervurado, ya que se cuenta con claros relativamente grandes, para los cuales se considera la solución más adecuada. El núcleo central está delimitado por un muro rígido de concreto.

B) ACTIVIDADES Y SU SECUENCIA

El proceso para la formulación de un proyecto como el que se trata en la presente tesis puede realizarse de diversas maneras, pero lo que se debe buscar es aquél que nos permita tener la máxima eficiencia a costo y tiempo mínimos. Es por esto que es de suma importancia hacer una planeación previa de las actividades a realizar.

Con ayuda de una planeación adecuada es posible obtener muchas ventajas, entre estas podemos señalar principalmente las siguientes:

- 1.- Dividir el proyecto en actividades de diverso orden de importancia.
- 2.- La posibilidad de ejecutar diversas actividades en forma simultánea coordinando los grupos de trabajo con que se cuente.
- 3.- Permite conocer las actividades críticas, es decir aquellas que inciden en la duración de un proceso, permitiendo darles una mayor atención para que se cumplan éstas, en los tiempos especificados previamente, para evitar retrasos en actividades subsecuentes por falta de información que debían proporcionarnos esas actividades críticas.
- 4.- Se puede conocer en las actividades no críticas las holguras con que es posible contar.
- 5.- Se puede saber de qué recursos será necesario disponer y en que momento de cada proceso, con objeto de tener preparados y a la mano todos estos recursos cuando se requieran.
- 6.- Se organizan los procesos de diferente manera, de acuerdo a las disponibilidades y recursos de la empresa proyectista.
- 7.- Permite organizar los procesos de manera que el costo resultante del trabajo sea menor.

- 8.- Se pueden deslindar responsabilidades al dividirse el proceso en actividades y asignando a cada grupo una actividad determinada.
- 9.- Se puede mostrar en una forma clara y concisa, por medio de diagramas el proceso general.
- 10.- Es posible prever situaciones imprevistas de tal manera de estar preparados, de ser necesario, con medidas correctivas ideadas de antemano.

Un punto importante para el inicio de la planeación es el orden o secuencia de las actividades. Para esto podemos ayudarnos de una "Tabla de Secuencias" que nos permite organizar de mejor manera este punto. Esta tabla consta tanto de columnas como de renglones, correspondiendo a cada actividad una columna y un renglón. Primeramente se analiza por renglones que actividades son posibles de realizar inmediatamente después de terminada la que se analiza, colocando una "x" donde esto sea posible. Posteriormente se analiza por columnas que actividades es necesario realizar para ejecutar la actividad analizada. Terminada esta tabla, podemos fácilmente formular un diagrama como el que se muestra en el subtema siguiente.

La tabla TI-1 muestra las actividades que se consideran, así como la secuencia entre estas.

C) PROGRAMA DE ACTIVIDADES.

Contando con la tabla de secuencias del punto anterior podemos construir un diagrama del programa de las actividades que entran en juego en el proyecto. Se empieza por la primera actividad del primer renglón de la tabla, dibujando una flecha representativa de la actividad, la cual concurrirá en un nudo del cual partirán otras flechas correspondientes a las actividades que marcamos con "x", es decir, actividades que pueden ser subsecuentes. Al ir efectuando este paso en cada actividad se va checando que las actividades que se pusieron subsecuentes, tengan como antecedente la actividad correcta en la tabla de secuencias. De la misma manera se procede con los siguientes renglones, hasta terminar con toda la tabla.

En el programa de actividades que se muestra, puede dársele tiempos de ejecución a cada actividad, pero esto variará de acuerdo a la capacidad y recursos de la empresa que realice el proyecto, así como de la naturaleza y magnitud de este. En la figura TI-1 se muestra el diagrama de flechas correspondiente.

TI-1) TABLA DE SECUENCIA DE ACTIVIDADES

ACTIVIDAD	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	A-9	A-10	A-11	A-12	A-13	A-14	A-15	A-16	A-17	A-18	A-19	A-20	A-21	
A-1 ESTUDIO SOCIOECONOMICO		X																				
A-2 CONTRATOS				X																		
A-3 PERMISOS Y LICENCIAS																						X
A-4 PLANTACION					X	X																
A-5 ANALISIS DE CARGAS																						
A-6 ESTUDIOS MECANICA DE SUELOS							X	X					X									
A-7 TRANSMISION CARGAS A COLUMNAS									X	X			X									
A-8 TRANSMISION CARGAS A TRABES									X	X			X									
A-9 ANALISIS ESTRUCTURAL CARGA VERTICAL															X	X	X	X				
A-10 ANALISIS SISMICO ESTATICO O DINAMICO											X											
A-11 OBTENCION FUERZAS CORTANTES SISMICAS												X										
A-12 ANALISIS ESTRUCTURAL CARGA SISMICA															X	X	X	X				
A-13 ANALISIS TIPO CIMENTACION MAS ADECUADO														X								
A-14 DISEÑO CIMENTACION																				X		
A-15 DISEÑO TRABES																				X		
A-16 DISEÑO COLUMNAS																				X		
A-17 DISEÑO MURO RIGIDO																				X		
A-18 DISEÑO LOSAS																				X		
A-19 ELABORACION PLANOS Y ESPECIFICACIONES			X																			X
A-20 ANALISIS DE COSTOS																						X
A-21 INICIO DE OBRA																						X

TABLA TI-1

DIAGRAMA DE FLECHAS

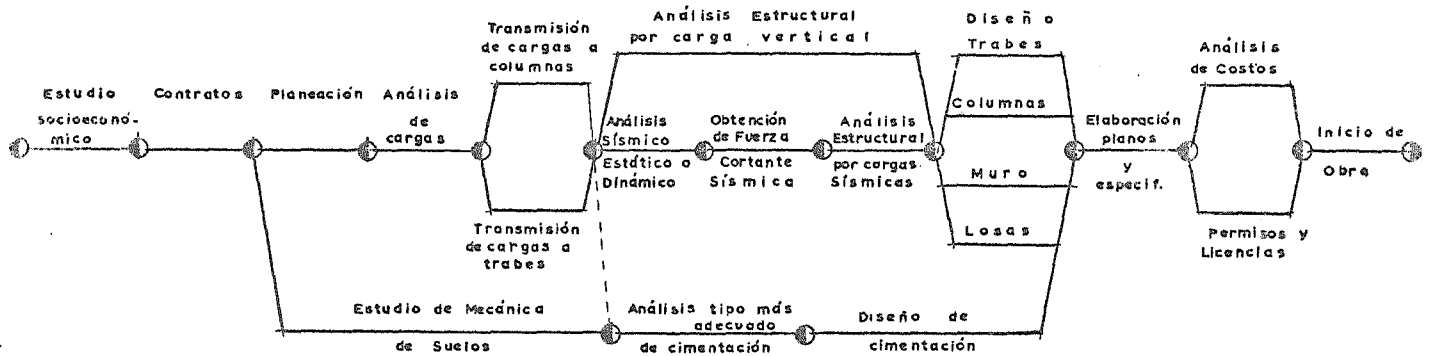
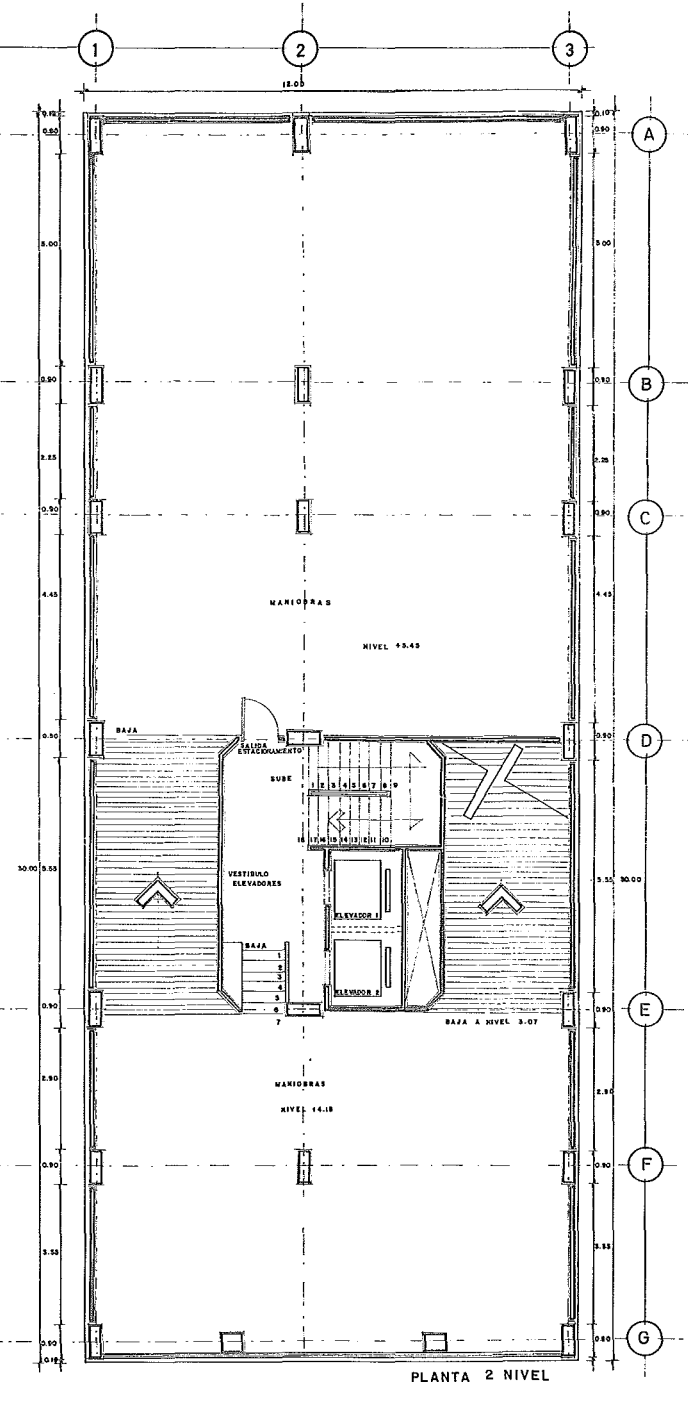
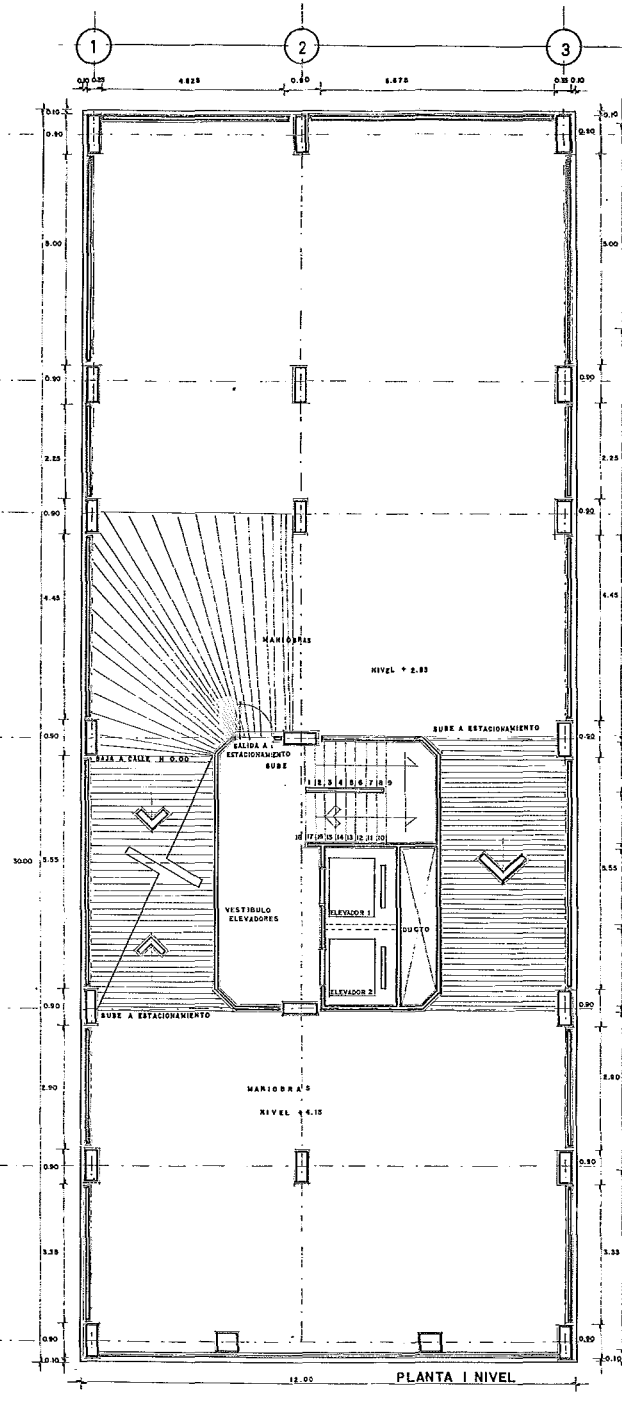
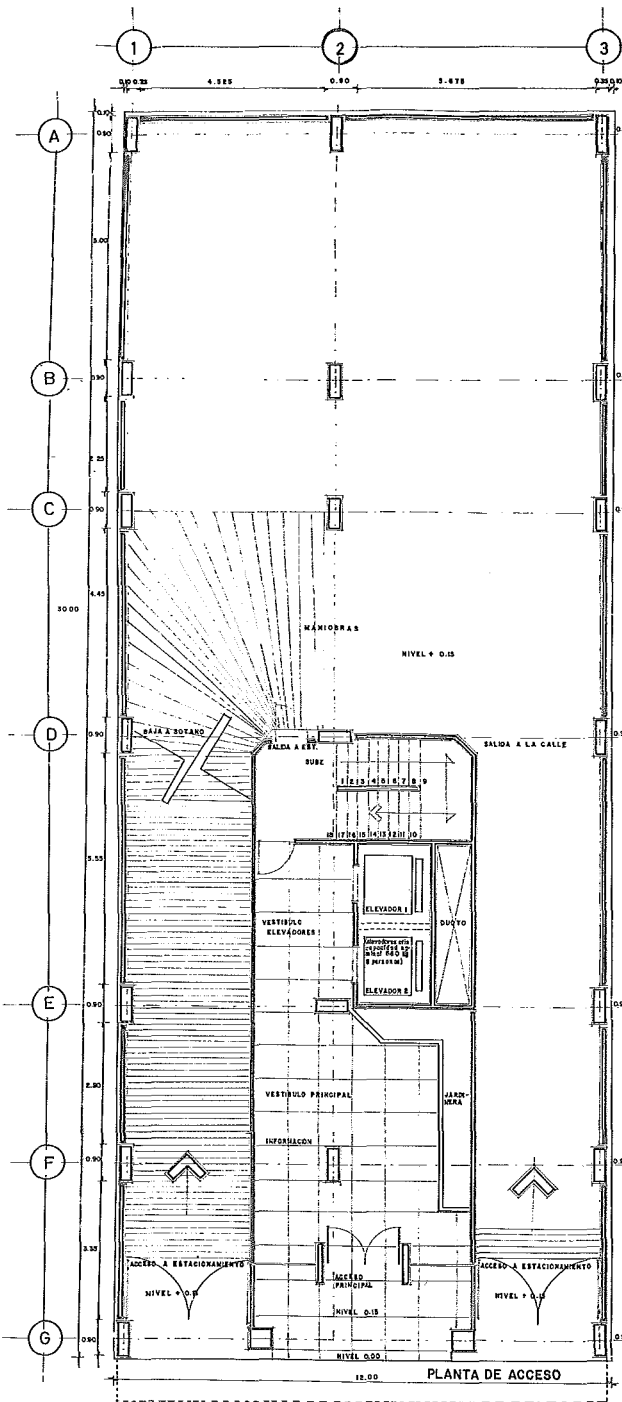
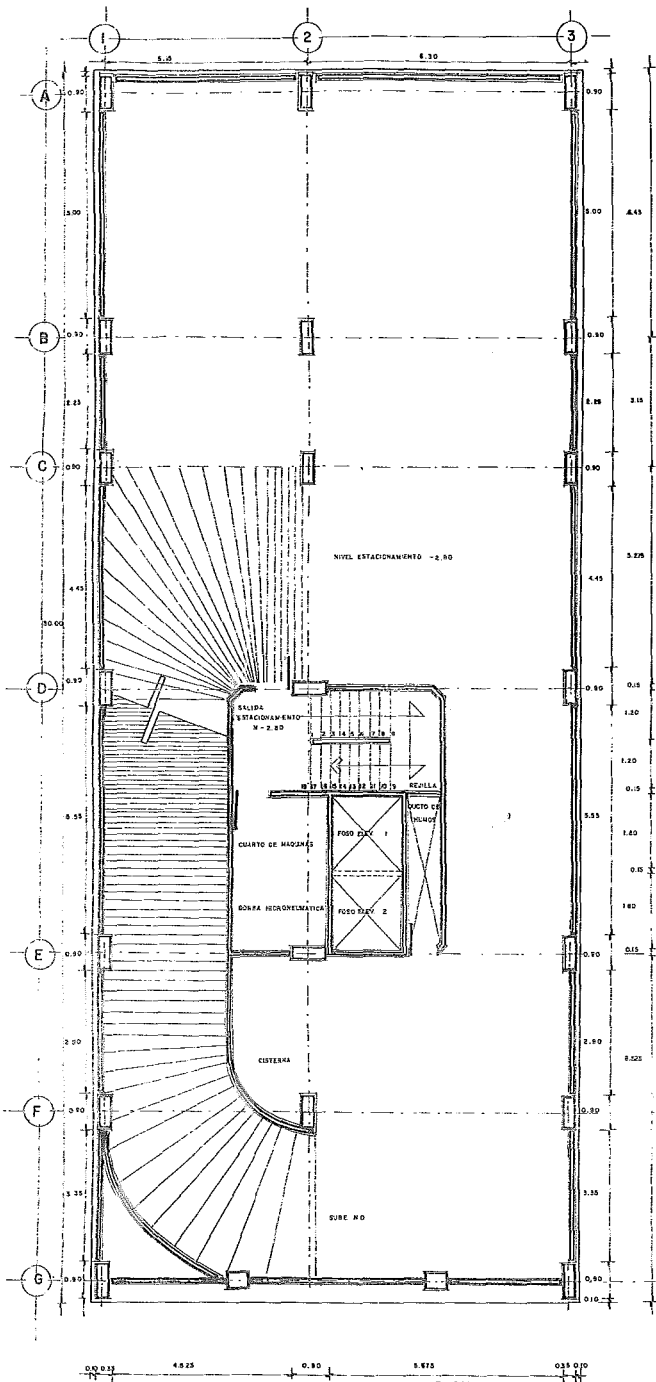
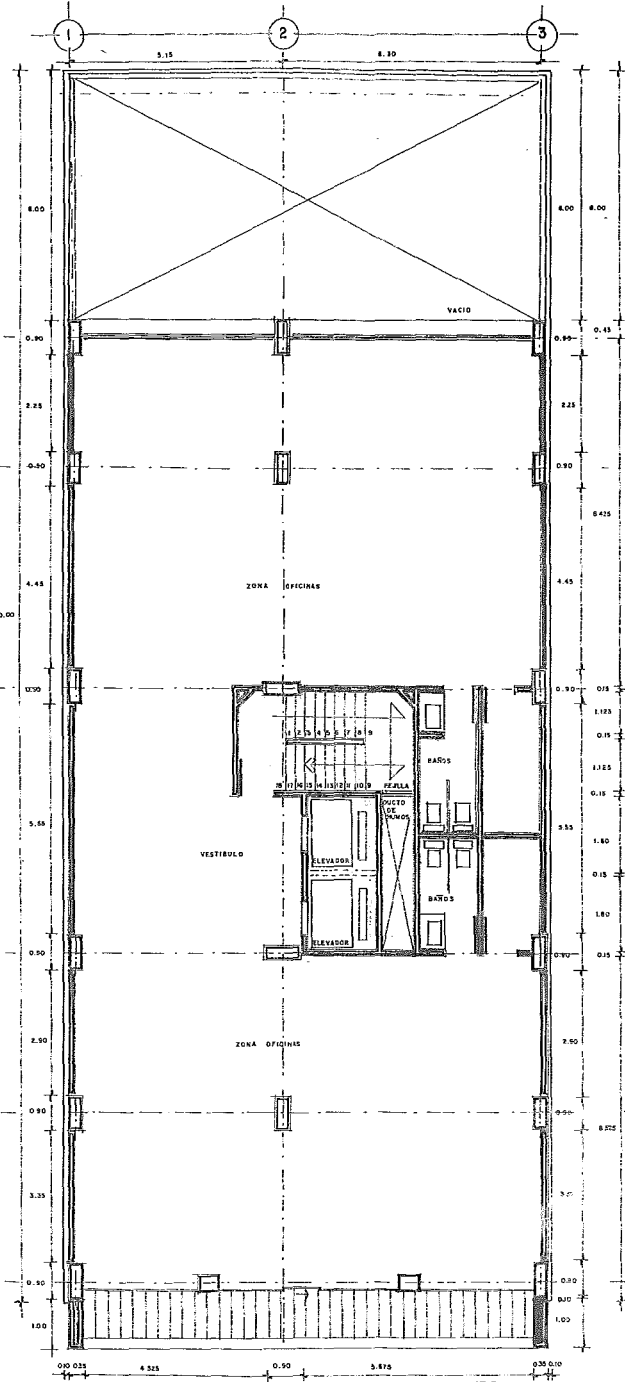


FIGURA FI-1

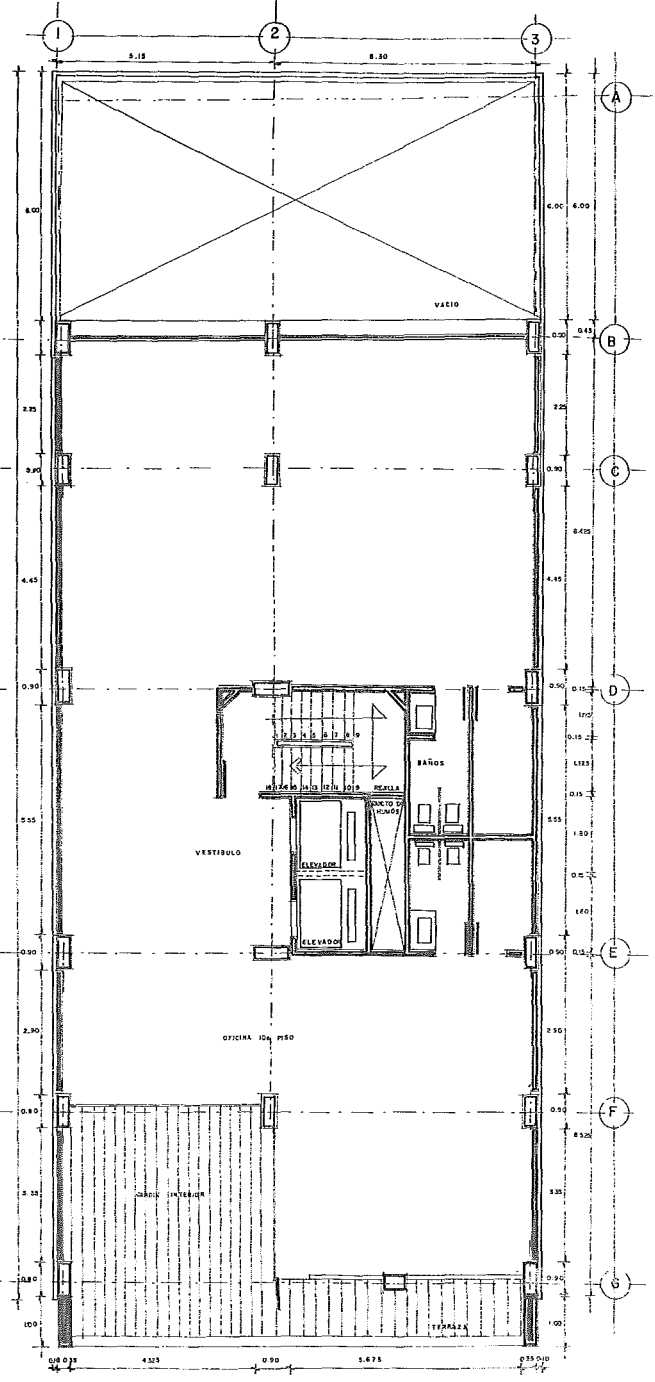




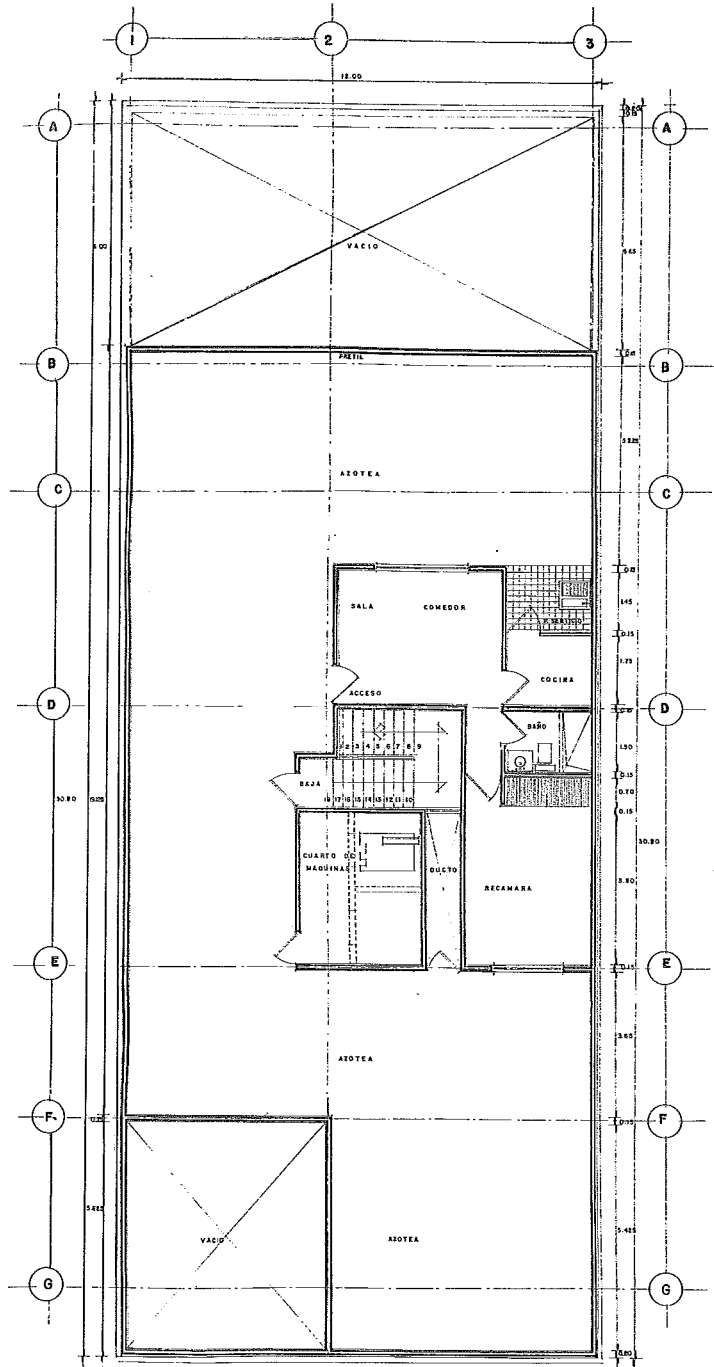
PLANTA SOTANO



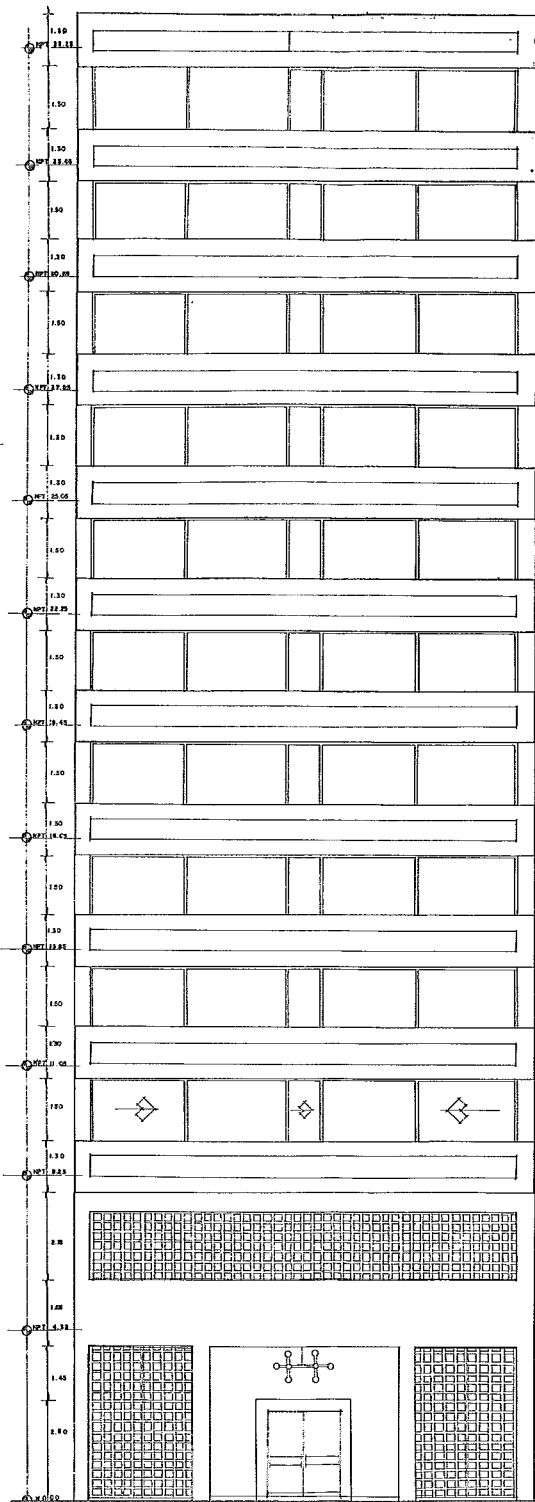
PLANTA OFICINAS TIPO



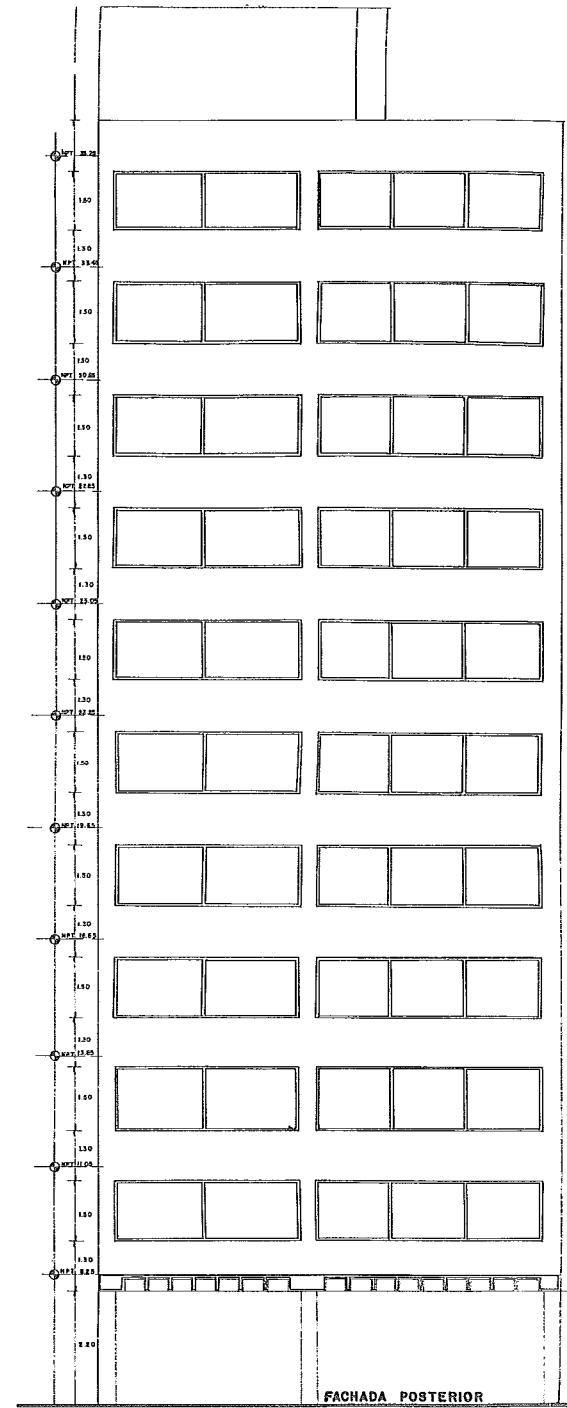
PLANTA 10 PISO



PLANTA DE AZOTEA



FACHADA ACCESO



FACHADA POSTERIOR

TESTES PROFESIONALES U.R.A.M. <small>UNIVERSIDAD RÍO DE PLATEA</small> TIBER 05	
FACHADAS	
A-3	ESCALA: 1:50 FECHA: MFS FOLIO:

CAPITULO II

ESTUDIO SOCIOECONOMICO

A) UBICACION DEL PREDIO

Para la elección del sitio donde debería construirse el edificio, se pensó que debería ser un lugar que cumpliera con características muy estrictas de transporte, comunicación, vialidad, y servicios. Y que fuera una zona donde se concentraran gran cantidad de edificios con características similares al que se pretende construir para así tener cerca las oficinas de empresas con las que se pudieran tener relaciones.

Se pensó en la zona comprendida entre las siguientes avenidas: Circuito Interior, Río Mississippi, Avenida Chapultepec y Avenida de los Insurgentes. Esta zona cumple ampliamente con las características que se buscaban.

Una de las avenidas más importantes que quedan comprendidas dentro de la zona mencionada es Río Tiber quedando en orden de importancia solo por debajo del Paseo de la Reforma; fué por eso que se escogió esta avenida para la construcción del edificio.

La elección del sitio definitivo dentro de la avenida obedeció a la disponibilidad del terreno.

Se llegó a ubicar el predio a la altura del número 85 de la mencionada avenida. Sus calles colindantes son: Río Pánuco al norte, Río Lerma al sur y Río Ebro al poniente. Su ubicación es muy próxima al Paseo de la Reforma, que como se había mencionado, es la avenida más importante de la zona por encontrarse ahí los centros de control de las empresas más importantes, y arteria de gran actividad financiera y empresarial. Con esta ubicación se observa que posee una excelente vialidad ya que se esta cerca de importantes avenidas, ya anteriormente mencionadas, y con respecto a medios de transportación, el metro, taxis, transportes colectivos, etc. comunican perfectamente la zona.

B) USO DEL SUELO

La delegación Cuauhtémoc se encuentra dividida en 6 zonas de acuerdo al Plan Parcial de Desarrollo Urbano. Las colonias que comprende cada zona son

las siguientes:

Zona 1 : San Simón Toluahuac, Ex-Hipódromo de Feralvillo, Unidad Tlalteclico, Buenavista, Guerrero, y Revolución.

Zona 2 : Roma, Roma Sur, Hipódromo de la Condesa, Condesa, Hipódromo, Centro Urbano Benito Juárez.

Zona 3 : Santa María Insurgentes, Atlampa, Santa María la Ribera, San Rafael y Cuauhtémoc.

Zona 4 : Valle Gómez, Maza, Felipe Pescador, Morelos, Centro y Juárez

Zona 5 : Doctores, Obrera, Buenos Aires y Algarín.

Zona 6 : Esperanza, Tránsito, Vista Alegre, Paulino Navarro, Asturias, Ampliación Asturias.

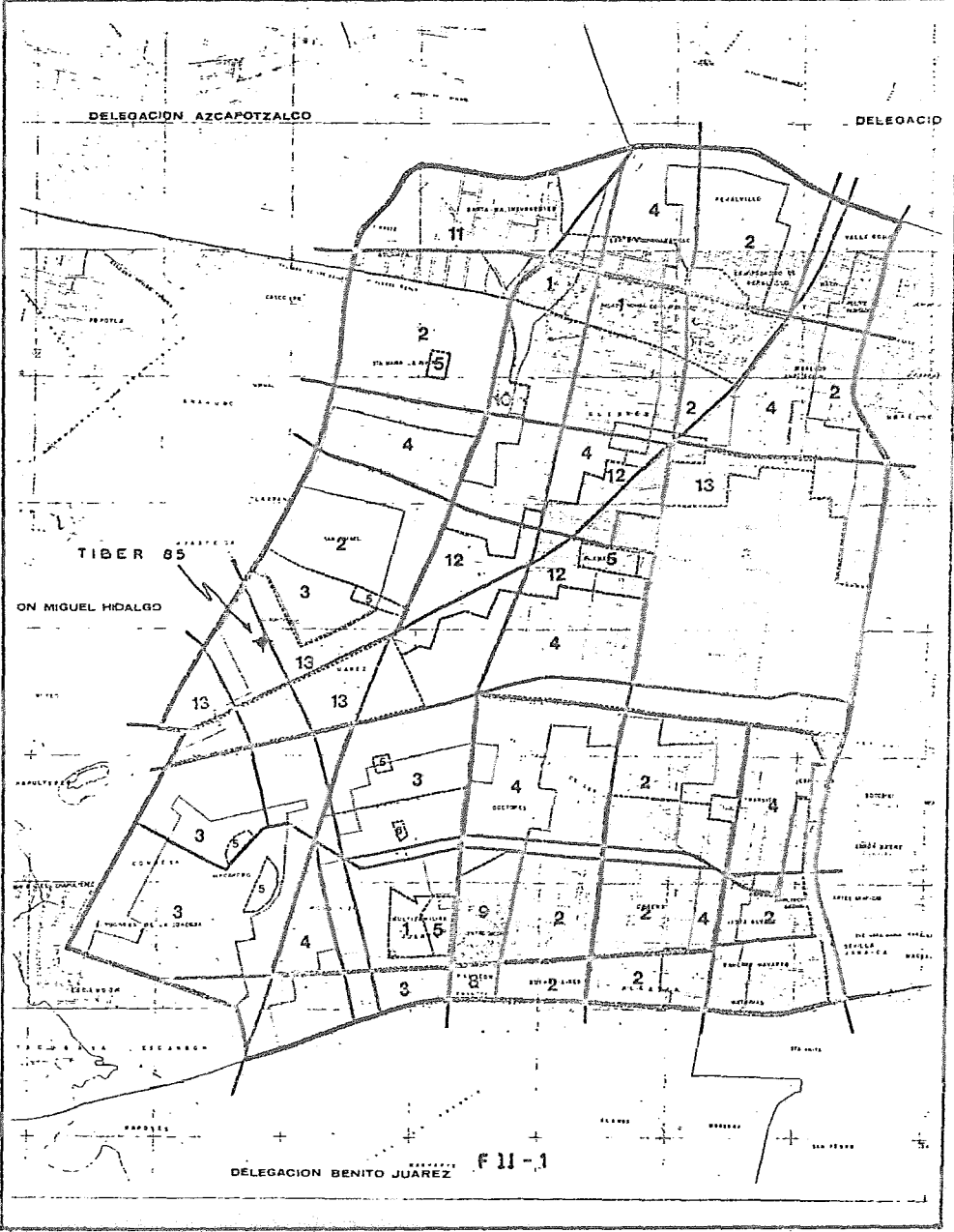
El uso predominante en la zona 3, en la cual se encuentra ubicada la Colonia Cuauhtémoc es, habitacional departamental combinado con el comercial en el centro (Sta. María la Rivera y San Rafael), en el sur (Cuauhtémoc) el comercial y administrativo, y en el norte (Sta. María Insurgentes) el uso predominante es industrial ligero.

En particular el uso del suelo en la colonia Cuauhtémoc es mixto, cuenta con comercios, oficinas y vivienda. La vivienda es de tipo departamental en su gran mayoría y de 1 a 5 niveles. Además con el fin de regular el uso del suelo la Delegación Cuauhtémoc ha creado una "Tabla de Usos", mostrada en la tabla TII-1 dentro de la cual se cuentan 13 zonas dependiendo del uso preferencial de ellas, en nuestro caso el edificio se ubica dentro de la zona 13, donde el uso preferencial es de alojamiento y turístico, pero donde sus usos complementarios permiten el de Oficina Particulares como se puede observar en la misma tabla, también se presenta la fig. FII-1 que muestra un plano que determina esta zonificación y donde se señala la ubicación del edificio.

C) VIAS DE COMUNICACION

La zona en la que se encuentra nuestro proyecto está rodeada por una importante red de vías rápidas y avenidas, tales como el Paseo de la Reforma, Insurgentes, Avenida Chapultepec, el Circuito Interior, y los ejes 2 Pte. y 3 Pte.

Esta zona ha cambiado mucho en los últimos años con la construcción de obras como el Circuito Interior, y pases a desnivel, así como con la creación de los ejes viales, con el objeto de dar mayor fluidez a la circulación de



vehículos.

El problema de la vialidad es muy importante, esta zona debido a su influencia, por ser una zona comercial y de oficinas, provoca que sea muy elevado el número de transportes que atrae, incrementándose así sobremanera los problemas viales. Asimismo existen intersecciones que son conflictivas por los congestionamientos que se producen en las horas pico. Dentro de las vías en las que sucede esto, pueden mencionarse Insurgentes, Avenida Chapultepec, y los ejes 2 y 3 Pte. Como ejemplo de esto, podemos ver que en el eje 2 Pte. la velocidad de circulación en horas conflictivas es de 8 Km/hr.

En el esquema FIL-2 se muestra un croquis de las vías de comunicación existentes, haciendo la diferenciación entre vías rápidas, avenidas, ejes viales, y pasos a desnivel existentes.

En cuanto a la pavimentación podemos mencionar que un 80% de la Delegación está en buen estado, 15% en condiciones regulares, y un 5% en mal estado. En general la colonia Cuauhtémoc cuenta con una pavimentación en buen estado.

D) TRANSPORTES

En la zona en estudio existe un desequilibrio entre la gran oferta y concentración de empleos, y el lugar de habitación de la población trabajadora, existiendo gran demanda de transportes. En el área de la Delegación que nos corresponde, esta demanda es satisfecha sobradamente, circulando muchas líneas de autobuses, así como rutas fijas de los llamados peseros. Asimismo la línea uno del metro atravieza nuestra zona sobre la Avenida Chapultepec, quedando en buena disposición las estaciones Chapultepec, Sevilla, e Insurgentes.

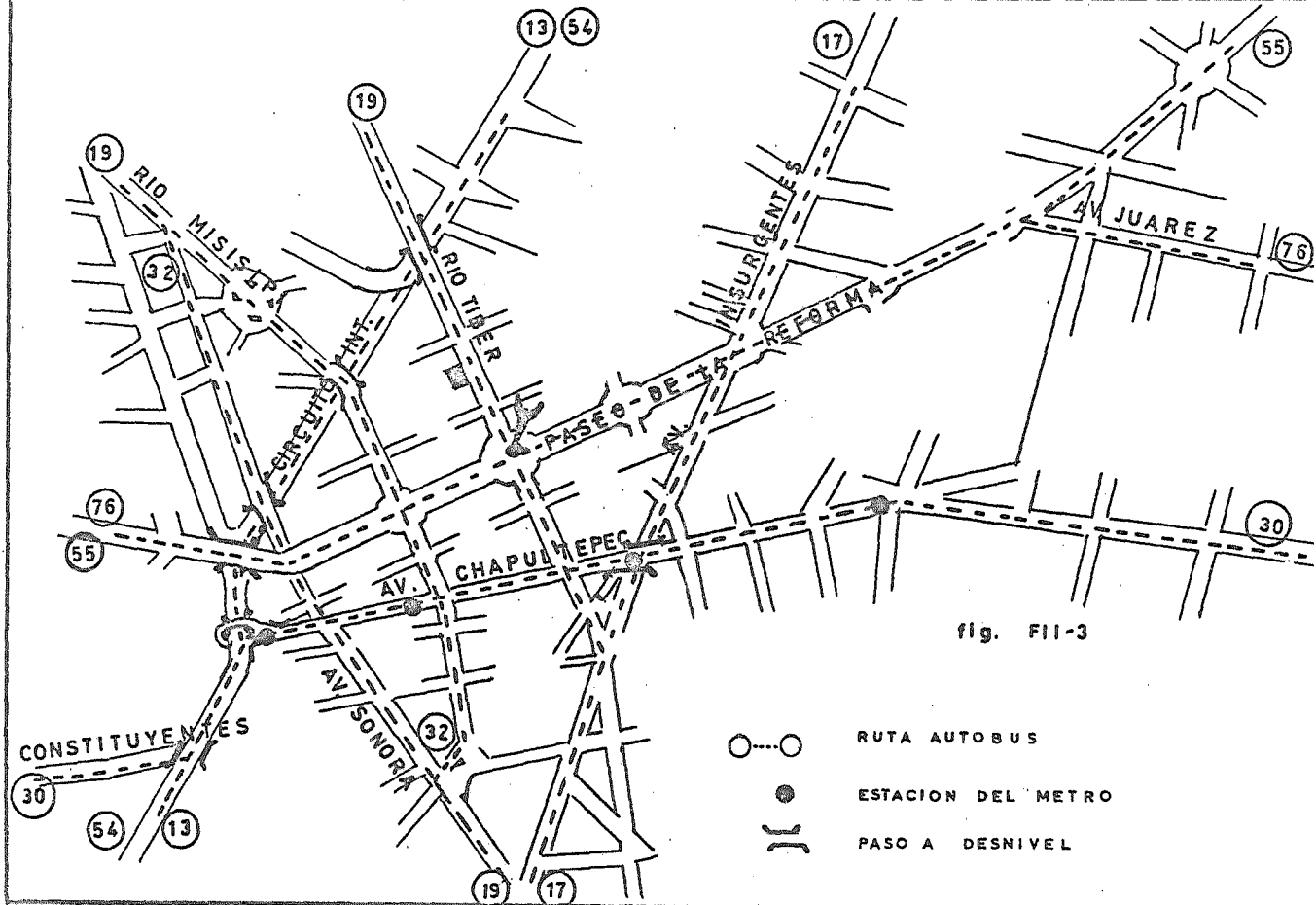
En la figura FIL-3 se muestran las principales líneas de autobuses urbanos existentes en la cercanía al sitio del proyecto.

En relación a estacionamiento, se há llegado en la zona a un grado máximo de saturación en la vía pública, aunque existen varios estacionamientos en lotes baldíos y en edificios especiales contruídos para tal efecto, en lugares accesibles, y que pueden satisfacer la demanda de cajones de estacionamiento.

Autobuses Urbanos

Ruta

17 Indios Verdes-Villa Tlalpan.



- RUTA AUTOBUS
- ESTACION DEL METRO
- || PASO A DESNIVEL

Ruta

19	Río de los Remedios-Copilco C.U.
13	Valle Ceylán-Unidad Independencia
54	Alfonso XIII-Picos de Iztacalco
32	Bosques de las Lomas-Agrícola Oriental
30	Km. 13-Santa Marta Acatitla
76	Km. 13-Zócalo
55	Km. 13-La Villa.

E) ASPECTOS SOCIALES

El edificio se localiza en la colonia Cuauhtémoc dentro de la Delegación del mismo nombre. Dicha colonia pertenece a la zona 3 que además comprende a las colonias Sta. María Insurgentes, Atlapampa, Sta. María la Ribera, y San Rafael. Así esta colonia ha alojamiento a comercios, oficinas y viviendas esencialmente.

El área que ocupa el uso habitacional es de 2043 Ha., siendo el área total de la Delegación de 3295 Ha.; esto es que se destina un 62% a la ubicación de habitaciones. La densidad de población de la colonia va desde 75 a 250 hab/Ha. y la mayoría de las edificaciones se encuentran en buen estado.

La Delegación Cuauhtémoc es donde se concentra la mayor cantidad de comercios de productos básicos y secundarios. Los centros comerciales aumentaron un 35% en el último decenio, y en cuestión de trabajos ocupa 6 de cada 10 nuevos empleos generados en el D.F.; de tal manera que se concentra la oferta de empleos en comercios y servicios en un 75% y 24% respectivamente.

En relación a la población, a diferencia de otros casos, no se presenta una línea ascendente; en cuanto a su proliferación se observan altibajos debido al incremento de los usos comerciales y de servicios del suelo, en detrimento del uso habitacional: esto lo observamos en la tasa de crecimiento de 1970 a 1972 que fue de -1.2% (negativo) y la densidad de población actual

Población	en 1975	fué de	858 949	Hab.
	1980		831 169	"
	1982		910 373	"
proyección para	1988	es de	931 655	"

La distribución de la población económicamente activa es del 23 % en el sector secundario, y de un 77% en el sector terciario.

El 85% trabaja en la delegación y el 15% restante, trabaja fuera de ella.

El ingreso promedio que percibe la población en específico de la colonia Cuauhtémoc es de 5 veces el salario mínimo; esto en relación a la vivienda genera un cambio en el tipo de tenencia del suelo, pasando de un privado unifamiliar a régimen de condominio; de tal manera se invierte en la compra del suelo urbano en condominio, debido a que se intensifican los precios del suelo, generando el desarrollo del mercado inmobiliario por las características del proceso de urbanización.

F) SERVICIO PUBLICOS

Agua Potable.- La cobertura de este servicio es total dentro de la colonia Cuauhtémoc aunque se presentan problemas como fugas, pérdidas de presión. Esto es atribuible a un mantenimiento descuidado, pero se considera que este servicio es bueno, y las suspensiones en el suministro del agua no son frecuentes.

Drenaje.- Con relación al drenaje dentro de la colonia, su cobertura es también total. El interceptor central atraviesa la delegación de sur a norte y cuenta con una red primaria y secundaria que da servicio a la totalidad de la Delegación, y en específico en la colonia Cuauhtémoc no hay problemas con el drenaje.

Vigilancia y seguridad.- Dentro de la Delegación se encuentran 6 agencias del Ministerio Público, 2 Reclusorios Administrativos, 3 batallones policíacos y un batallón de granaderos.

Tocante al aspecto de seguridad contra incendios, no existe dentro de la Delegación instalaciones de bomberos. Este servicio es otorgado por la subcentral que se ubica dentro de la Delegación Venustiano Carranza.

En la Delegación Cuauhtémoc se concentra el mayor número de instalaciones para la administración pública, justicia y seguridad, y por lo tanto, presenta los menores déficits de servicio a la población local en este aspecto.

Educación.- Se encuentran dentro de la Delegación un 30% de guarderías por encima de las necesarias para la población local; tiene un superávit de 40% en escuelas primarias. Sin embargo estas instalaciones sirven a una población que en un número considerable procede de otras Delegaciones.

Escuelas técnicas 21.8% más de la capacidad requerida para la población residente y el 66% de este servicio lo prestan instituciones del tipo privado.

Escuelas secundarias existen 684, es la segunda Delegación mejor servida en este aspecto del D.F. Dentro del sector preparatorio existen 576 aulas con una capacidad de 50 alumnos cada una. Existen 12 escuelas normales y 3 universidades, y observamos que dentro de la Delegación se encuentran los mejores servicios en todos los niveles educativos, de tal manera que sus instalaciones y equipos se han visto saturados por usuarios que provienen de otras Delegaciones que están deficientemente servidas en éste aspecto, provocando los consiguientes congestionamientos de tránsito a las horas críticas de entrada y salida de los establecimientos educacionales.

Salud.- En este aspecto, por medio del sector público, sobrepasa la demanda el número de consultorios, que son 385, siendo el 22% del total en el D.F. Existen 14245 camas en sanatorios y hospitales oficiales (asistenciales), 4973 camas en hospitales de seguridad social y 1462 camas en sanatorios privados, totalizando 20680 camas que conforman un 63% del total en el D.F.; esto nos revela que existe un superávit de 2028 camas en relación a su demanda.

Infraestructura eléctrica.- Tocante el suministro de energía eléctrica, su alimentación se da por medio de cuatro líneas que satisfacen las necesidades de la Delegación en forma por demás satisfactoria. Con relación al alumbrado público, todas las calles de la colonia cuentan con este servicio.

Cultura y recreación.- Dentro de la Delegación se encuentran 21 teatros de los 36 con que cuenta el D.F.; 123 bibliotecas, siendo la Delegación mejor dotada del D.F.; 154 salas para proyección cinematográfica situadas en su mayoría en corredores comerciales de las avenidas, Reforma, Insurgentes, y Juárez. Se cuenta con 0.56 m²/hab. de parques y jardines, lo cual es bajo ya que lo recomendable es otorgar áreas verdes en relación de 2.5 m²/hab. Existe insuficiente dotación de juegos infantiles, áreas verdes, dotación de servicios deportivos y sociales.

Servicios bancarios.- Los servicios bancarios que se ofrecen dentro de la colonia son vastos, y satisfacen la demanda en forma por demás eficiente, la mayoría de las instituciones se encuentran situadas sobre el Paseo de la Reforma, arteria vial donde se alojan gran cantidad de instituciones financieras de todo género.

Así, la colonia Cuauhtémoc en general, es una de las colonias de la Delegación mejor servidas. A nivel de dotación de servicios como agua potable, drenaje, energía eléctrica, red telefónica, pavimentación, servicios bancarios, no existe déficit.

La tendencia del cambio del uso del suelo habitacional, por el de servicios ocurre rápidamente ocasionando con ello mermas en el medio ambiente como son contaminación, que presenta índices altos dentro del D.F., así como la emisión de ruidos que alcanzan grados que sobrepasan los 100 decibeles, y los niveles de contaminación y de ruido irán en aumento.

G) CONCLUSIONES

Con respecto a la ubicación, encontramos que ésta es muy favorable debido a condiciones de vialidad, transporte, y de servicios.

En cuanto al uso del suelo y de acuerdo a la tabla TII-1, se observa que el que se la va a dar está dentro de lo permitido.

Analizando la vialidad podemos decir que presenta problemas de saturación en las avenidas principales, motivado por el propio desarrollo de la zona. Pero en particular en la calle de Río Tiber el problema no toma dimensiones tan grandes como ocurre en otros puntos de la ciudad. Asimismo, los medios de transportación satisfacen la demanda requerida en forma apropiada. Es por lo tanto una zona bien comunicada, fácilmente accesible desde cualquier punto de la ciudad y que cuenta con los servicios adecuados, tales como un abasto eficiente de agua potable, una red de drenaje adecuada, un suministro de energía eléctrica bueno. El servicio bancario de la zona es muy completo, así como con respecto a los sectores salud, educación, recreación, seguridad, se puede decir lo mismo.

Por consiguiente, se concluye que las características que se buscaban para definir la localización del proyecto se cumplen en forma por demás satisfactoria, engendrando con esto un alto costo del terreno, siendo imperativo, para garantizar la recuperación del capital invertido, que el aprovechamiento del espacio sea el máximo dentro de la capacidad económica del inversionista.

CAPITULO III

ASPECTOS LEGALES

A) CONTRATOS

Se estudia el aspecto de los contratos, como una forma de regir las condiciones con las cuales se trabajará. Tiene un gran interes porque mediante los contratos se establece un convenio que crea, transfiere o modifica derechos y obligaciones.

Al contrato lo definiremos como el instrumento legal que reglamenta las relaciones entre los elementos que intervienen en la consecución de un fin. Así, antes de iniciar la ejecución de un trabajo, se precisan mediante este documento las obligaciones y derechos entre el contratista y el cliente, tocando cuestiones como: el alcance de los trabajos, detalles de ejecución, determinación de la percepción, forma de pago, etc. En fin todos los aspectos importantes que es conveniente formalizarlos y precisar, asentándolos en un documento.

Existe una amplia clasificación de contratos, que comprende: contratos traslativos de dominio, traslativos de uso y disfrute, de custodia, aleatorios, de garantía, de prestación de servicios o de gestión, de afirmación, etc. Los importantes para el caso particular que tratamos son los contratos de prestación de servicios o de gestión, que comprenden los siguientes tipos:

Contrato de Obra a Precio Alzado

Contrato de Prestacion de Servicios Profesionales

Contrato de Obra por Administración

Contrato de Obra por Precios Unitarios.

A continuación se hace un análisis de cada uno de los contratos anteriormente mencionados.

Contrato de Obra a Precio Alzado

Contrato por el que una persona llamada "empresario" se obliga a ejecutar bajo su dirección y con materiales propios, una obra que le encarga otra persona llamada "dueño de la obra", la cual se obliga a pagarle un precio global.

Se clasifica como un contrato bilateral, oneroso y conmutativo de ejecución diferida y en ocasiones de adhesión. Las partes que intervienen son, el "empresario" (compañía constructora) persona que ejecuta la obra, y el "dueño de la obra" persona que encarga la obra y se obliga a pagar el precio de ella. Los elementos reales son la obra y el precio. Tocante a la obra, debe ser posible física y jurídicamente, y tiene que estar determinada de antemano por un presupuesto, plano o diseño; En cuanto al precio se fija su monto en dinero pero podrá hacerse por medio de otra prestación, el precio debe ser único y por la totalidad de la obra.

Obligaciones por parte de la compañía constructora:

1).-Ejecutar la obra, esta ejecución ha de hacerse personalmente por el mismo empresario al menos en lo referente a la dirección de la obra, sin perjuicio de poder subcontratar parcialmente la misma obra, y de ser auxiliado o de contar con la colaboración de otras personas.

2).-Entregar la obra, esta entrega deberá de hacerse por la compañía constructora en el plazo convenido y a falta de pacto expreso en cuanto al término para el cumplimiento de esta obligación, esta se podrá convenir.

3).-Garantizar la corrección de los defectos posteriores de la obra; la constructora está obligada a responder de los problemas que aparezcan en la obra con posterioridad, pero siempre que el dueño pruebe que tales defectos se deban a vicios en la construcción o hechura de la obra, ala mala calidad de los materiales. o a vicios del suelo en que se fabrique la obra, salvo que el dueño aprobara el empleo de materiales defectuosos.

Por parte del dueño de la obra las obligaciones son las siguientes:

1).- Recibir la obra: consiste en hacerse cargo de ella una vez terminada naturalmente que esta obligación no existe cuando la obra aún no se ha terminado debidamente, o sea con sujeción a las presiones consignadas.

2).-Pago del precio; cuando la compañía constructora ha elaborado un presupuesto, planos o diseños para la construcción de la obra, no puede cobrar estos trabajos por separado además del precio de la obra. No puede aumentarse el precio de la obra por el hecho que se hayan realizado cambios o aumentos en los planos o diseños, a no ser que por escrito el dueño haya autorizado tales modificaciones

Para garantizar al constructor el pago del precio de una obra, la ley le concede un derecho de retención hasta que se le finiquite la cantidad adecuada.

Modos de terminación del contrato:

Muerte del empresario; Dada la naturaleza del contrato por lo que hace a la persona del empresario, la muerte del mismo puede hacer que termine anticipadamente el contrato.

Rescisión; El incumplimiento de cualquiera de los contratantes como en cualquier contrato bilateral, da derecho a la parte perjudicada, a exigir el cumplimiento o rescisión del contrato y el pago de los daños y perjuicios en ambos casos.

Desistimiento del dueño de la obra; El dueño de la obra puede desistir unilateralmente del contrato, con la obligación de pagar al empresario los gastos realizados y los trabajos efectuados, así como la utilidad íntegra que el mismo empresario hubiera podido obtener de la ejecución total de la obra.

Contrato de Prestación de servicios profesionales.

Contrato por el cual una persona llamada "profesionista" se obliga a prestar determinados servicios que requieren de una preparación técnica, a otra persona llamada "cliente" que se obliga a pagarle una determinada retribución llamada "honorarios".

Se clasifica como un contrato bilateral, oneroso y conmutativo, los elementos personales son el profesionista, que presta el servicio, y el cliente que lo recibe y retribuye, los elementos reales son el servicio profesional y los honorarios.

Obligaciones por parte del profesionista:

1).-Poner todos sus conocimientos científicos, y recursos técnicos al servicio del cliente en el desempeño del trabajo convenido.

2).-Guardar secreto sobre los asuntos que sus clientes le confián, esta obligación es respetada por las mismas autoridades judiciales, ya que los profesionistas no pueden ser obligados a declarar como testigos sobre asuntos protegidos por el secreto profesional.

3).-Erogar los gastos necesarios para el desempeño del servicio profesional.

Por parte del cliente sus obligaciones son:

1).- Pagar los honorarios convenidos; a falta del convenio sobre el monto de los honorarios estos se tasarán de acuerdo al arancel.

2).- Reembolsar las expensas o gastos que hubiere erogado el profesionista a menos que tales erogaciones hubieran quedado incluidas en los honorarios

convenidos con el profesionista.

Terminación del contrato

Las causas más frecuentes de terminación de este contrato son:

- 1) Conclusión del negocio o asunto encomendado
- 2) Imposibilidad de seguir prestando el servicio
- 3) Mutuo consentimiento de las partes
- 4) Muerte del profesionista.

Contrato de Obra por Administración

Este tipo de contrato es muy similar al contrato de obra a Precio Alzado; su diferencia estriba no en el formato, ni en las cláusulas o declaraciones, sino que la principal discrepancia es que el contrato a Precio Alzado se formula un presupuesto que importa el total de la construcción de la obra, y en el que se incluyen aparte del costo de cada partida del presupuesto, los indirectos que tenga la compañía, así como la utilidad que espera recibir de la ejecución de la obra. A diferencia el contrato por Administración se basa en la función de la compañía constructora administre y supervise la obra, tocante a la administración se realiza de la siguiente manera:

El dueño de la obra se comprometerá a entregar a la compañía constructora a cambio de notas o facturas de los materiales, la cantidad que importen, así como un porcentaje sobre el costo de los materiales, por concepto de supervisión en el cual se incluye la utilidad de la compañía constructora.

Los elementos reales, personales y formales son los mismos que en el contrato a Precio Alzado.

Las obligaciones también son las mismas que en el contrato antes mencionado, con la única variante en la forma de pago del precio de la construcción.

Contrato de Obra por Precios Unitarios

Contrato que se efectúa generalmente cuando se realizan obras para el gobierno de mediana o gran importancia, y en las cuáles no se precisan al inicio de las obras las cantidades correspondientes a cada una de las partidas del presupuesto.

En concursos se entregan formas con cantidades, dejando libres las columnas de precio unitario y de importe, las cuales serán llenadas por la constructora. En el caso de la firma del contrato se pondrá como una de las

clausulas, que el presupuesto sufrirá modificaciones si las cantidades varían y estas son reconocidas por ambas partes.

Tanto los elementos personales, reales y formales, así como las obligaciones de la compañía constructora, y del dueño de la obra son las mismas que en un contrato a Precio Alzado.

Terminación del contrato

Los modos de terminación de este contrato son únicamente dos.

- 1) Quiebra de la compañía constructora
- 2) Desistimiento del dueño de la obra.

Ambas con las características observadas en el contrato a Precio Alzado.

B) LICENCIAS Y PERMISOS

Para la construcción y operación del edificio, serán necesarios tres diferentes permisos, con los cuales y en base a los Planes Parciales de Desarrollo Urbano de las Delegaciones del Distrito Federal se pretende regular el uso del suelo, contribuyendo con esto al aprovechamiento de la infraestructura instalada en la zona, mejorar la calidad de vida de la zona mezclando usos del suelo que se complementen y no sean incompatibles, y además se verifican las condiciones físicas de seguridad y sanidad de las construcciones, estos permisos son:

- 1) Constancia de zonificación, alineamiento y número oficial.

Con ella se pretende ubicar el predio dentro de su zona correspondiente con el fin de determinar sus usos, destinos y reservas, definir la traza sobre el terreno que limita el predio con la vía pública en uso o con la futura vía pública, y señalar un sólo número oficial que corresponderá a la entrada del predio. Estos conceptos son estipulados dentro de los capítulos IV, V y VI del Reglamento de Construcciones para El D.F. Los requisitos y pasos a seguir para la obtención de esta constancia se presentan a continuación, y las formas para tramitarlas son mostradas dentro de la figura FIII-1

Requisitos

- Solicitud firmada por el propietario
- Escritura o título de propiedad
- Boleta de pago de impuesto predial del bimestre anterior

Pasos a seguir:

- Llenado de forma única y recolección de documentación necesaria
- Presentación de solicitud en ventanilla única en la Delegación correspondiente.
- Recepción y registro de solicitud por la Delegación y entrega de volante al solicitante
- Revisión y asignación de los usos permitidos y condicionados, y de las densidades o intensidades en la constancia.
- Asignación del número oficial y alineamiento o sin afectación o restricción en la constancia
- Otorgamiento de constancia al solicitante en la misma ventanilla.

2) Licencia de Construcción

Es el documento expedido por las autoridades donde se autoriza al propietario para construir, ampliar, modificar, cambiar de uso, reparar, o demoler una edificación, después de verificar que la construcción corresponda a las constancias anteriormente mencionadas, y que cumpla con las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el D.F., la forma para su obtención es mostrada dentro de la fig. FIII-2a y los elementos para su otorgamiento son:

Requisitos:

- Solicitud firmada por el propietario y el perito
- Boleta de pago de impuesto predial al bimestre anterior
- Boleta de pago de agua del bimestre anterior
- Copia fotostática del registro actualizado del perito
- 4 juegos de planos arquitectónicos firmados por el perito
- 4 juegos de planos estructurales firmados por el perito
- 4 juegos de memorias de cálculo firmadas por el perito
- Estudio de tráfico de elevadores
- Detalle de rampa de escalera esc. 1:20
- Constancia de zonificación, alineamiento y número oficial
- Visto bueno de Seguridad Urbana (Bomberos)
- Visto bueno de S. S. A.
- Visto bueno de I.N.A.H.
- Visto bueno de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial (Gas)

Pasos a seguir:

- Llenado de forma única y recolección de documentación necesaria
- Presentación de solicitud en ventanilla única en la Delegación
- Recepción y registro de solicitud por la Delegación y entrega de volante al solicitante
- Verificación de que se hayan cumplido las disposiciones de uso del suelo (Constancia de zonificación, o licencia de uso especial)
- Verificación de que se hayan cumplido las disposiciones del Reglamento de Construcción.
- Entrega de licencia de construcción.

3) Autorización de uso y ocupación.

Una vez terminada la obra el Departamento del D.F. la inspeccionará para verificar el cumplimiento de los requisitos señalados en la licencia respectiva, y si se ajustó la construcción a los planos y demás documentos aprobados, así como si reúne las condiciones de operación y seguridad, de ser así expedirá la autorización de Uso y Ocupación.

En la figura FII-2b se muestra la solicitud para la obtención de esta autorización; los trámites para su expedición son:

Requisitos:

- Solicitud firmada por el propietario
- Constancia de zonificación, alineamiento y número oficial
- Licencia de Construcción
- Manifestación de término de obra

Pasos a seguir:

- Llenado de documentación en ventanilla única en la Delegación
- Presentación de documentación en ventanilla única
- Recepción y registro de solicitud por la Delegación y entrega de volante al solicitante
- Visita del inspector para verificar que la obra ha sido ejecutada de acuerdo a licencias y permisos expedidos. (Constancia de zonificación licencias de uso especial, licencia de construcción)
- Si procede, expedición de Autorización de Uso y Ocupación en ventanilla única de la Delegación

FORMAS PARA LA OBTENCIÓN DE CONSTANCIA DE ZONIFICACIÓN, ALINEAMIENTO Y NUMERO OFICIAL, Y DE LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN 1

Número de Folio Registro Catastral No. de Constancia

1 Solicitud de Constancia de Zonificación

Con fecha se solicita la constancia de zonificación para el predio ubicado en:

A Calle No. Delegación Entre la calle y la Calle

B Con una superficie de M² y un uso actual

C Datos del propietario o poseedor
Nombre
Clave Registro Federal de Contribuyentes
Calle
Número
Delegación
Población fuera del D.F.
Estado (fuera del D.F.)
Teléfono

D Número de inscripción en el Registro Público de la Propiedad

E Características de infraestructura en la zona:
Agua sí hay no hay
Drenaje sí hay no hay
Pavimento: Pavimentado no Pavimentado

Constancia de Zonificación Para uso oficial
Número de Constancia
Delegación
Fecha
Responsable
Uso permitido-preferente
Número de Zona
Firma
Usos compatibles, condicionados y prohibidos en anexo oficial

FORMAS PARA LA OBTENCIÓN DE CONSTANCIA DE ZONIFICACIÓN, ALINEAMIENTO Y NUMERO OFICIAL, Y DE LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN 2

2 Solicitud de alineamiento, Número Oficial, Agua y Drenaje

Con fecha se solicita el alineamiento y número oficial para el predio cuyos datos de ubicación y propiedad se registran en el anverso de esta hoja. No. de Folio

A. Características Geométricas del Predio
Frente del predio
Fondo del predio
Distancia a esquina izquierda
Distancia a esquina derecha
Distancia de una esquina a la entrada proyectada
Ciros frentes
Pendiente 0 - 5% 5 - 15%
15 - 25% 25 - 35%
> 35%

B. Croquis

Forma y tipo de ubicación en la manzana (Solucione solamente uno)
0 1 2 3 4 5 6 7
Indique cada (a) (b) (c) de su predio

Indique: 1. Número de las calles que lindan las manzanas; 2. Distancia de las dos esquinas a las linderos del predio; 3. Si se da acuerdo a la utilidad que se proyecta del predio; 4. El lugar donde se debe instalar la toma; 5. medida del frente a frentes, anchura de los frentes laterales y delimitación

C. Solicitud para instalación ampliación o cambio de lugar de una toma de agua para predio,
industria o comercio de mm de diámetro con o en materiales. Conexión de drenaje

Constancia de Alineamiento, Número Oficial y Pago de derechos de Trámite de Agua Para uso oficial
Número de Constancia Número Oficial
Fecha Invado o no La vía pública en
Responsable T. J. de Val. Acceso controlado Pasante Acercamiento
Firma
Agua:
Orden de Instalación No. Fecha Pagos: Alineamiento
Fecha de Instalación Oficio No. Número Oficial
Fecha de Instalación de Medido No. Agua
Drenaje

C) RESPONSABLES DE OBRAS Y PROYECTOS

En la obra debe existir una persona que sea responsable del proyecto y construcción. es por esto que el Reglamento de Construcciones del D.F. establece que debe existir un Director Responsable de Obra, el cual puede ser una persona física o moral siendo sus obligaciones:

- 1) Dirigir y vigilar la obra
- 2) Responder de violaciones al reglamento
- 3) Llevar un libro de bitácora foliado y con todos los datos relevantes, como son nombre y atribuciones de técnicos auxiliares, materiales empleados para fines estructurales o de seguridad, procedimientos generales de construcción y controles de calidad, fechas de las diferentes etapas de la obra, fechas de las visitas que se efectuen, así como observaciones e instrucciones especiales tanto del Director Responsable, como de Inspectores del Departamento del D.F.
- 4) Efectuar visitas periódicas y anotar observaciones en la bitácora
- 5) Colocar en lugar visible letrero con su nombre, número de registro, número de licencia de obra, y ubicación de esta.
- 6) Refrendar su calidad de Director Responsable de Obra cada año.

El Director Responsable de Obra podrá contar con técnicos auxiliares, lo cual debe ser notificado al Departamento, asignando las atribuciones de cada uno. así como el consentimiento de estos; los técnicos auxiliares responderán solidariamente con el Director Responsable de Obra por la parte que les corresponda.

El registro de los Directores Responsables de Obra es efectuado por una Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra, designada por el Departamento del Distrito Federal.

Para ser Director Responsable de Obra se requiere tener Título de Ingeniero Civil, Arquitecto, Ingeniero-Arquitecto, Ingeniero Constructor Militar, o de Ingeniero Municipal, los ingenieros de otra especialidad solo podrán otorgar su responsiva para cualquier obra de su especialidad, pero estarán limitados en las construcciones civiles en edificaciones de más de 9 mts. de altura, y con claros máximos de 6 mts.

Para obtener el registro de Director Responsable de Obra, la comisión exige:

I Para Personas Físicas

- 1) Ser de nacionalidad mexicana
- 2) Poseer cédula profesional
- 3) Ser miembro activo del colegio de profesionales respectivo.

II Para Personas Morales

- 1) Acreditar estar legalmente constituida y su fin social se relacione con el proyecto y construcción de obras
- 2) Contar con los servicios de cuando menos un Director Responsable de Obra
- 3) Pertenecer a la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción

Hay que diferenciar asimismo el término de la responsabilidad del Director Responsable de Obra, con el término de las funciones del mismo.

El término de la responsabilidad será a los 5 años a partir de la fecha de autorización de Uso y Ocupación de la obra.

El término de las funciones podrá ser:

- 1) Cuando exista cambio, suspensión, abandono o retiro del Director Responsable de la Obra, debiendo levantarse acta del estado de avance de la obra, y dicha obra se suspenderá hasta que exista un sustituto.
- 2) Cuando no se refrende la calidad de Director Responsable de Obra
- 3) Cuando se autorize la ocupación de la obra.

El Departamento del Distrito Federal tendrá facultades para suspender a un Director Responsable de Obra cuando este no se apegue al Reglamento de Construcciones.

CAPITULO IV

DETERMINACION DE CARGAS VERTICALES

El objeto de este capítulo es la determinación de cargas en los elementos que las transmiten, como son las trabes y las columnas. Se determinarán los valores de las cargas por unidad de superficie en los distintos espacios que componen las plantas, como son zonas de estacionamiento, baños, escaleras, entrepisos, elevadores, etc.

Teniendo estas cargas se valorará el área tributaria que corresponde a cada elemento, para que así se pueda conocer la magnitud de las cargas que cada elemento recibe, así como la descarga que se transmite a la cimentación.

Se considera el caso de cargas para efectos sísmicos, con las cuales se efectuarán el análisis sísmico, tanto estático como dinámico.

A) ANALISIS DE CARGAS

Se definió el peralte de la losa, en base a las normas establecidas que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Complementarias de Concreto Reforzado, mediante el cual se tiene:

Peralte de la losa.

Para las losas aligeradas, puede considerarse de una manera aproximada que el peralte es:

$$h = 1.3 \frac{L}{32}$$

considerando el claro mayor:

$$h = 1.3 \frac{6.30}{32} = .26 \text{ m. proponemos } h = 35 \text{ cms.}$$

señala que puede omitirse el cálculo de deflexiones, si el peralte efectivo no es menor que:

$$d_{\text{min.}} = K L \left(1 - \frac{2c}{3L} \right) \quad \text{Art. 4.3.6.h NCCR}$$

para losas con ábacos :

$$K = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.02$$

donde:

w = carga en condiciones de servicio (Kg/m^2)

c = dimensión de la columna o capitel paralelo a L

Los valores obtenidos para el peralte mínimo deben aumentarse 20% en tableros exteriores y 20% en losas aligeradas, que es nuestro caso:

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200 \text{ Kg/cm}^2) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 0.006 \sqrt[4]{2520 \times 957} = 0.0236 > 0.02$$

para $c = 35$ cms.

$$d_{\text{min.}} = 0.0236 \times 630 \left(1 - \frac{2 \times 35}{3 \times 630} \right) \times 1.2 \times 1.2 = 21 \text{ cms.}$$

para $c = 90$ cms.

$$d_{\text{min.}} = 0.0236 \times 630 \left(1 - \frac{2 \times 90}{3 \times 630} \right) \times 1.2 \times 1.2 = 19 \text{ cms.}$$

Podemos dejar como habíamos propuesto

Peralte total = 35 cms.

Peralte efectivo = 30 cms.

recubrimiento = 5 cms.

Se procede a determinar el análisis de las cargas en los diferentes espacios. Para obtener el peso por metro cuadrado de losa de peralte $h = 35$ cms., se calculará en el tablero más desfavorable. Su interpretación gráfica se muestra en la figura FIV-1

Se utilizarán casetones de block aligerado de 20×40 cms, modulando en secciones de 40×40 y 20×40

$$\text{Volumen de la losa} = 6.30 \times 6.475 \times 0.35 = 14.39 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Número de casetones } 40 \times 40 &= 120 \text{ casetones} \\ 20 \times 40 &= 8 \text{ casetones} \end{aligned}$$

Volumen de casetones

$$\begin{aligned} 0.40 \times 0.40 \times 0.30 \times 120 &= 5.76 \text{ m}^3 \\ 0.20 \times 0.40 \times 0.30 \times 8 &= \frac{0.19 \text{ m}^3}{5.95 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

Volumen de concreto

$$14.39 \text{ m}^3 - 5.95 \text{ m}^3 = 8.44 \text{ m}^3$$

Peso casetón $0.20 \times .40 \times .30\text{m} = 16$ Kgs.

Peso total de casetones

$$((2 \times 120) + 8) \times 16 \text{ Kgs.} = 3968 \text{ Kg.}$$

Peso de la losa aligerada:

$$\text{Concreto} \quad \frac{8.44 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3}{6.35\text{m} \times 6.475\text{m}} = 493 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Casetones} \quad \frac{3968 \text{ Kg.}}{6.35\text{m}, \times 6.475\text{m.}} = \frac{97 \text{ Kg / m}^2}{}$$

$$\text{Peso de la losa} = 590 \text{ Kg / m}^2$$

Cálculo de cargas por metro cuadrado que actúan en cada nivel.

Carga de entrepiso:

Losa	590 Kg/m ²
Terrazo	50 Kg/m ²
Mortero	42 "
Plafon Yeso	25 "
<hr/>	
	707 Kg/m ²

Carga en rampas de escalera

Losa maciza	240 Kg/m ²
Relleno	75 "
Terrazo	60 "
Plafon Yeso	30 "
<hr/>	
	405 Kg/m ²

Carga en Azotea

Losa	590 Kg/m ²
Relleno	140 "
Mortero	23 "
Enladrillado	30 "
Impermeabilizante.	2 "
<hr/>	
	785 Kg/m ²

Carga en Baños

Losa maciza	240 Kg/m ²
Relleno	210 "
Mortero	55 "
Impermeabilizante	2 "
Mortero	42 Kg/m ²
Azulejo	15 "
Plafon Yeso	23 "
<hr/>	
	587 Kg/m ²

Carga en piso cuarto de elevadores

Losa maciza	400 Kg/m ²
Peso máquinas y muros	500 "
<hr/>	
	900 Kg/m ²

Carga en techo cuarto de elevadores

Losa maciza	264 Kg/m ²
Relleno	106 "
Enladrillado	30 "
<hr/>	
	400 Kg/m ²

Carga en estacionamiento

Losa	590 Kg/m ²
<hr/>	
	590 Kg/m ²

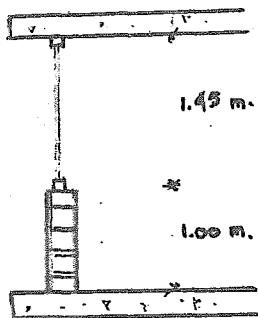
A continuación y considerando estos pesos, se resumen las cargas para efectos sísmicos y para carga vertical, ya que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal especifica valores de carga viva diferentes para cada situación.

	CARGAS VERTICALES		SISMO	
Entrepiso	C.M.	707 Kg/m ²	C.M.	707 Kg/m ²
	C.V.	250 "	C.V.	90 "
		<u>957 Kg/m²</u>		<u>797 Kg/m²</u>
Rampa de escaleras	C.M.	405 Kg/m ²	C.M.	405 Kg/m ²
	C.V.	350 "	C.V.	150 "
		<u>755 Kg/m²</u>		<u>555 Kg/m²</u>
Azotea	C.M.	785 Kg/m ²	C.M.	785 Kg/m ²
	C.V.	100 "	C.V.	70 "
		<u>885 Kg/m²</u>		<u>855 Kg/m²</u>
Baños	C.M.	587 Kg/m ²	C.M.	587 Kg/m ²
	C.V.	300 "	C.V.	90 "
		<u>887 Kg/m²</u>		<u>677 Kg/m²</u>
Piso cuarto elevadores	C.M.	900 Kg/m ²	C.M.	900 Kg/m ²
	C.V.	250 "	C.V.	90 "
		<u>1150 Kg/m²</u>		<u>990 Kg/m²</u>
Techo cuarto de maquinas	C.M.	400 Kg/m ²	C.M.	400 Kg/m ²
	C.V.	100 "	C.V.	70 "
		<u>500 Kg/m²</u>		<u>470 Kg/m²</u>
Estacionamiento ⁺⁺	C.M.	590 Kg/m ²	C.M.	590 Kg/m ²
	C.V.	150 "	C.V.	100 "
		<u>740 Kg/m²</u>		<u>690 Kg/m²</u>

⁺⁺ Adicionalmente se deberá considerar una concentración de 1.5 tons. en el lugar más desfavorable del miembro estructural en estudio.

Otros pesos considerados en relación a muros, son los siguientes:

Sistema Muro-Ventana



Herrería tubular con vidrio
plano

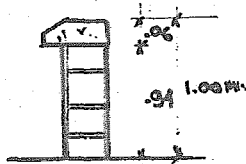
113 Kg/m.

Muro de tabique macizo, con
recubrimiento yeso-mortero

263 Kg/m.

376 Kg/ m.

Sistema Pretil



Caja de remate de concrete
armado

35 Kg/m.

Muro de tabique macizo, con
recubrimiento mortero-mortero

255 Kg/m.

290 Kg/ m.

Sistema Muros Interiores de tabique macizo con diversos recubrimientos:

Recubrimiento

Azulejo-Azulejo

Muro de tabique macizo, mortero ambos lados
y recubrimiento de azulejo en ambos lados
con
H= 2.45 m.
H= 2.70 m.

915 Kg/m
1000 "

Azulejo-Mortero

Muro de tabique macizo con mortero ambos
lados espesor 2 cm. por lado y azulejo en
un lado.
H= 2.45 m.
H= 2.70 m.

795 Kg/m
860 "

Azulejo-Yeso

Muro de tabique macizo, yeso un lado espe-
sor 1.5 cm. mortero y azulejo un lado
H= 2.45 m.
H= 2.70 m.

780 Kg/m
840 "

Mortero-Mortero

Muro de tabique macizo recubrimiento mor-
tero ambos lados espesor 2 cms. H=2.45 m.

675 Kg-m

Yeso-Yeso

Muro de tabique macizo con yeso en ambos
lados, espesor 1.5 cms. H= 2.45 m.

640 Kg/m

Mortero-Yeso	Muro de tabique macizo mortero un lado espesor 2 cms. yeso un lado espesor 1.5cm. H = 2.45 m.	660 Kg/m
Yeso-Aparente	Muro de tabique macizo con recubrimiento de yeso en un lado espesor 1.5 cm. H = 2.45 m.	580 Kg/m
Aparente-Aparente	Muro de tabique macizo sin ningun recubri- miento con H = 2.45	525 Kg/m

B) TRASMISION DE CARGAS A TRABES.

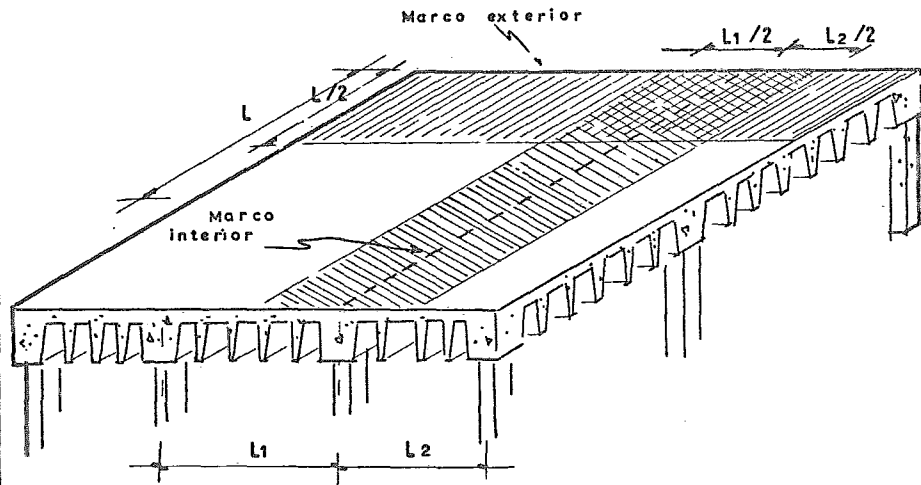
Conocidos los valores de las cargas en cada sector, nos es posible conocer la magnitud de las cargas que reciben las trabes, para ello se encontró su área tributaria bajo los conceptos de repartición de cargas para una estructura equivalente.

Esta idealización de la estructura consiste en dividirla en marcos en dos direcciones localizados sobre los ejes de soporte. Estos marcos se componen de una hilera de columnas y franjas de vigas-losas limitadas lateralmente por el eje del tablero a cada lado de los apoyos, y esta área del tablero es la que se valorará.

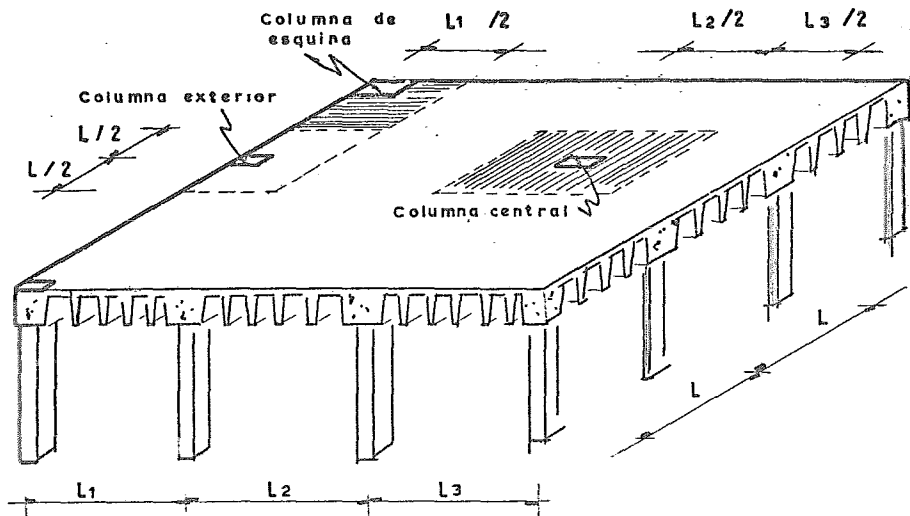
Se consideran marcos exteriores los limitados por el borde y el eje del tablero adyacente, y marcos interiores los limitados por los ejes de los tableros adyacentes, ambos se analizarán en las dos direcciones ortogonales del edificio.

Se considera que cada tablero comprende la mitad del claro que cubre entre marco y marco en el sentido analizado, como se muestra en la figura FIV-2a. Así fue calculada el área tributaria que tiene cada marco y se secciona por entre-ejes, considerando las diferentes cargas que intervienen en cada área. Los resultados se presentan en las tablas TIV-1 a TIV-9 donde se analizaron los marcos existentes en las dos direcciones principales, cabe aclarar que existen espacios donde la losa es maciza y se presenta el caso de trabes perimetrales, por lo que la distribución de cargas en estas zonas se realizó valuando las áreas tributarias, triángulos y trapecios definidos por las bisectrices en los vértices de cada tablero. Este caso ya esta considerado dentro de las tablas realizadas.

La presentacion de las tablas se hace por marcos y para cada nivel, teniendo las trabes por cada entre-eje que compone el marco, se calcula su área tri-



Areas tributarias en trabes
FIV-2a



Areas tributarias en columnas
FIV-2b

butaria, y conocida la magnitud de la carga por unidad de superficie dependiendo del destino del piso, se conoce el peso que recibe esa trabe, también son incluidos los pesos de muros o medios muros existentes, así como otras cargas que estén presentes, y se dá el resultado como carga total sumando todos los pesos que intervienen; también se muestra este valor en términos de carga distribuida.

C) DISTRIBUCION DE CARGAS A COLUMNAS

Se determinaron las cargas que recibe cada columna valuando el área tributaria que recibe cada una de ellas y multiplicando por el valor de las cargas actuantes en cada sistema de piso.

Para tal efecto se considera que el área tributaria para cada columna, será igual a la mitad del claro existente entre cada hilera de columnas en ambos sentidos, esta área es definida por las mediatrices de las líneas que pasan por los ejes de columna, ver figura FIV-2b en la cual se muestran el área correspondiente a columnas de borde, y a columnas centrales.

Los resultados son mostrados en las tablas TIV-10 a TIV-20, donde se anota el área tributaria y el peso en toneladas que recibe la columna, producto de multiplicar su área tributaria por la carga según el destino del piso. Se consideran los pesos de muros, medios muros, así como la presencia de otros pesos además del peso propio de la columna, sumando todos estos valores se obtiene el peso total que recibe la columna en cada nivel, que necesitamos para el análisis y diseño de estas columnas.

En forma separada se muestra un resumen de bajada de cargas a columnas para efectos sísmicos, siendo el mismo procedimiento que se siguió para bajar cargas a columna para efectos gravitacionales, solo que afectado por las cargas vivas que marca el Reglamento, y que se presentarán dentro del Análisis de cargas para el caso del efecto sísmico, estos valores se presentan en las formas TIV-21, 22 y 23, y con estos valores se trabajará el análisis Sísmico.

D) BAJADA DE CARGAS A CIMENTACION

Dentro de la bajada de cargas a columnas, tenemos en cada nivel la carga correspondiente a cada columna; acumulando estas cargas podemos conocer en

cada nivel la carga transmitida por los niveles superiores.

Para facilitar el manejo de estas cifras se realizó un resumen de bajada de cargas a columnas, las cuales se muestran en las tablas TIV-24, 25 y 26

Conocemos en cada nivel el peso que recibe cada columna, el cual se presenta en el renglón "P" que significa carga parcial, y la acumulación de cargas de ese nivel y los superiores que se ubican dentro del renglón "A", que significa peso acumulado.

En el último renglón, que corresponde al nivel -1, dentro del renglón "A", tenemos los valores de cargas resultantes de la transmisión de cargas a través de todos los niveles, y éstas serán las cargas que se transmiten a la cimentación, valores necesarios para desarrollar su análisis y diseño.

TESIS PROFESIONAL					BAJADA DE CARGAS					hoja: TIV-1	
UNAM. TIBER 85 ingeniería civil					A TRABES					fecha:	
										calculo: LPM	
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	Kgs. T/mi.	
					MARCO "A"						
3	A1-2	16.48	885	14585	5.15	2.80	3460			18045	3.5
3	A2-3	21.42	885	18957	6.30	2.80	4233			23190	3.68
2	A1-2	16.48	888	14634	5.15	2.30	2843			17477	3.40
2	A2-3	21.42	888	19020	6.30	2.60	3478			22498	3.58
1	A1-2	16.48	888	14634	5.15	2.30	2843			17477	3.40
1	A2-3	21.42	888	19020	6.30	2.60	3478			22498	3.58
0	A1-2	16.48	888	14634	5.15	2.30	2843			17477	3.40
0	A2-3	21.42	888	19020	6.30	2.60	3478			22498	3.58
					MARCO "B"						
13	B1-2	8.11	885	7177						7177	1.40
13	B2-3	9.92	885	8779						8779	1.40
12	B1-2	8.11	957	7761	5.15	.80	1936			9697	1.38
12	B2-3	9.92	957	9493	6.30	.80	2369			11862	1.88
11-4	B1-2	8.11	957	7761	5.15	.80	1936			9697	1.88
11-4	B2-3	9.92	957	9493	6.30	.80	2369			11862	1.88
3	B1-2	8.11	957	7761	5.15	.80	1936				
3	B3-2	15.19	885	13443						23140	4.50
3	B2-3	9.92	957	9493	6.30	.80	2369				
3	B2-3	18.59	885	16452						28314	4.50
2	B1-2	23.30	888	20690						20690	4.00
2	B2-3	28.50	888	25308						25308	4.00
1	B1-2	23.30	888	20690						20690	4.00
1	B2-3	28.50	888	25308						25308	4.00
0	B1-2	23.30	888	20690						20690	4.00
0	B2-3	28.50	888	25308						25308	4.00

TESIS PROFESIONAL					BAJADA DE CARGAS					hoja: TIV-2	
UNAM TIBER 85 L. ingeniería civil					A TRABES					fecha:	
<th colspan="5">calculo: LER</th> <th colspan="2"></th>					calculo: LER						
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	kgb.	T/m ²
					MARCO "C"						
13	G1-2	21.88	885	19363						19363	3.76
13	G2-3	26.77	885	23691						23691	3.76
12	G1-2	21.88	957	20940						20940	4.07
12	G2-3	26.77	957	25619						25619	4.07
11-3	G1-2	21.88	957	20940						20940	4.07
11-3	G2-3	26.77	957	25619						25619	4.07
2	G1-2	21.88	888	19431						19430	3.77
2	G2-3	26.77	888	23772						23772	3.77
1	G1-2	21.88	888	19430						19430	3.77
1	G2-3	26.77	888	23772						23772	3.77
0	G1-2	21.88	888	19430						19430	3.77
0	G2-3	26.77	888	23772						23772	3.77
					MARCO "D"						
13	D1-2	31.41	885	27780	4.73	2.60	3572	P 5.90	1711	33063	6.42
13	D2-3	52.20	885	46197	14.60	2.60	11037			57234	9.09
12	D1-2	31.41	957	30060	2.80	2.50	2007			32067	6.23
12	D2-3	19.93	957	19073	2.62	2.50	1878			20951	3.33
11-3	D1-2	23.44	957	22432	2.80	2.50	2007			24439	4.75
11-3	D2-3	19.93	957	19073	2.62	2.50	1878			20951	3.33
2	D1-2	23.44	888	20815	1.65	2.60	1004			21819	4.24
2	D2-3	17.30	888	15363	4.44	2.60	3117			18480	2.94
1	D1-2	23.44	888	20815	1.65	2.60	1004			21819	4.24
1	D2-3	19.93	888	17700	5.95	2.60	3605			21305	3.38
0	D1-2	23.44	888	20815	1.65	2.60	1004			21819	4.24
0	D2-3	19.93	888	17700	5.95	2.60	3605			21305	3.38

TESIS PROFESIONAL				BAJADA DE CARGAS A TRABES						hoja: TIV-3	
UNAM TIBER 85 Ingeniería civil										Fecha:	
										calculó: SBY	
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	Kgs.	T/m ²
					MARCO "E"						
13	E1-2	26.40	885	23364						23364	4.54
13	E2-3	11.97	885	10593							
13	E2-3	4.41	887	3910	1.00	2.60	653			15156	2.40
12-3	E1-2	26.40	957	25265						25264	4.90
12-3	E2-3	11.97	957	11455							
12-3	E2-3	5.30	887	4700	1.00	2.50	762			16917	2.70
2	E1-2	5.80	888	5150	3.35	2.50	2144	5.15	1080	8374	1.63
2	E2-3	2.00	888	1776	2.00	2.50	1280	6.30	1323	4379	.70
1°	E1-2	20.58	888	18275						18275	3.55
1°	E2-3	22.70	888	20220						20220	3.21
1	E1-2	5.80	888	5150				5.15	1080	6230	1.21
1	E2-3	2.00	888	1776	2.00	2.50	1280	6.30	1323	4379	.70
0	E1-2	20.20	888	17937						17937	3.49
0	E2-3	17.27	888	15337						15337	2.43
					MARCO "F"						
13	F1-2	9.79	885	8664	5.30	.90	1394			10058	1.95
13	F2-3	25.36	885	22444						22444	3.56
12	F1-2	10.95	957	10480						1048	
12	F1-2	9.79	650	6364						16844	3.27
12	F2-3	25.36	957	24270						24270	3.85
11-3	F1-2	20.74	957	19848						19848	3.85
11-3	F2-3	25.36	957	24270						24270	3.85
1°	F1-2	20.74	888	18417						18417	3.57
1°	F2-3	25.36	888	22520						22520	3.57
0	F1-2	7.25	888	6438						6438	3.57
0	F2-3	25.36	888	22520						22520	3.57

TESIS PROFESIONAL				BAJADA DE CARGAS					hoja: TIV-4		
UNAM. TIBER 85				A TRABES					fecha:		
ingeniería civil				calcula: ENL							
NIVEL	TRABE	L O S A			M U R O S 6 1/2 M U R O			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	KgB.	T/ml.
					MARCO	"G"					
13	01a-2a	10.65	885	9425	2.95	.90	776			10201	3.46
13	02a-3	12.00	885	10620	3.35	.90	881			11501	3.44
12	01 -1a	12.00	650	7800				C 3.35	603	8403	2.50
12	01a-2a	17.10	957	16365				C 4.75	855	17220	3.62
12	02a-3	12.00	957	11484				C 3.35	603	12087	3.61
11-3	01 -1a	12.00	957	11484				C 3.35	603	12087	3.61
11-3	01a-2a	17.10	957	16365				C 4.75	855	17220	3.62
11-3	02a-3	12.00	957	11484				C 3.35	603	12087	3.61
1'	01 -1a	9.00	888	7992	3.35	.50	500	H 3.35	1810	10302	3.07
1'	01a-2a	12.85	888	11410	4.75	.50	710	H 4.75	2560	14680	3.09
1'	02a-3	9.00	888	7992	3.35	.50	500	H 3.35	1810	10302	3.07
0	01 -1a	2.00	888	1776						1776	.53
0	01a-2a	12.85	888	11410						11410	2.40
0	02a-3	9.00	888	7992						7992	2.40

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS							hoja: TIV-5		
UNAM. TIBER 85		A TRABES							fecha:		
ingeniería civil									calculad: PNL		
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	Kgs.	"/mi.
					MARCO "1"						
13	1G-F				4.20	.90	1117			1117	.27
13	1F-E	9.79	885	8664	3.80	.90	1000			9664	2.54
13	1E-D	16.60	885	14691	6.45	.90	1696			16387	2.54
13	1D-C	13.78	885	12195	5.35	.90	1400			13595	2.54
13	1C-B	8.12	885	7186	3.15	.90	830			8016	2.54
12-4	1G-G'	3.74	957	3580	2.60	.90	760	2.00	820	5160	3.56
12-4	1G-F	14.55	957	13924	4.25	2.50	3810			17734	3.14
12-4	1F-E	9.79	957	9369	3.80	2.50	3400			12769	3.36
12-4	1E-D	16.60	957	15886	6.45	2.50	5785			21671	3.36
12-4	1D-C	13.78	957	13188	5.35	2.50	4800			17988	3.36
12-4	1C-B	8.12	957	7770	3.15	2.50	2825			10595	3.36
3	1G-G'	3.74	957	3580	2.60	.90	760	2.00	820	5160	3.56
3	1G-F	14.55	957	13924	4.25	2.50	3810			17734	3.14
3	1F-E	9.79	957	9369	3.80	2.50	3400			12769	3.36
3	1E-D	16.60	957	15886	6.45	2.50	5785			21671	3.36
3	1D-C	13.78	957	13188	5.35	2.50	4800			17988	3.36
3	1C-B	8.12	957	7770	3.15	2.50	2825			10595	3.36
3	1B-A	15.20	885	13452	2.60	2.60	1578			15030	2.55
2	1D-C	13.78	888	12238	5.35	2.50	3146			15384	2.88
2	1C-B	8.12	888	7210	3.15	2.50	1853			9063	2.88
2	1B-A	15.20	888	13498	5.90	2.50	3470			16968	2.88
1'	1G-F	12.36	888	10977	4.25	3.75	3825			14802	3.08
1'	1F-E	9.79	888	8694	3.80	3.75	3420			12114	3.19
1'	1E-D	10.90	888	9680	6.45	3.75	5800			15480	2.40
1	1D-C	13.78	888	12238	5.35	2.50	2890			15128	2.83
1	1C-B	8.12	888	7210	3.15	2.25	1700			8910	2.83
1	1B-A	15.20	888	13498	5.90	2.25	3186			16684	2.83
0	1G-F	8.16	888	7260	4.25	3.80	3876			11136	2.32
0	1F-E	6.46	888	5736	3.80	3.80	3466			9202	2.42
0	1E-D	10.97	888	9738	6.45	3.80	5883			15621	2.42
0	1D-C	13.78	888	12238	5.35	2.35	3020			15258	2.85
0	1C-B	8.12	888	7210	3.15	2.35	1780			8990	2.85
0	1B-A	15.20	888	13498	5.90	2.35	3330			16828	2.85

TESIS PROFESIONAL					BAJADA DE CARGAS					Hoja: TIV - 5	
UNAM. TIBER 85					A TRABES					Fecha:	
ingeniería civil										calcula: gey	
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO		O T R O S		T O T A L		
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	kg.	cm.
					MARCO "2"						
13	2G-G'	4.82	885	4266	3.32	.90	964	1.45	1096	6326	4.36
13	2G-F	14.13	885	12505	4.30	2.60	3250			15755	3.70
13	2F-E	23.08	885	20426	2.60	2.60	1965			22391	5.90
13	2E-D	45.21	885	40010	23.10	2.60	18055	E	20000	78065	12.10
13	2D-C	43.35	885	38365	3.50	2.60	2577			40942	7.65
13	2C-B	19.13	885	16930	3.32	.90	964			17894	5.68
12	2G-G'	8.80	957	8421	6.07	.90	1760	2.07	544	10725	7.40
12	2G-F	25.81	957	24700						24700	5.81
12	2F-E	23.08	957	22087	2.25	2.50	1612			23699	6.24
12	2E-D	24.76	957	23695	3.86	2.50	2766			26461	4.10
12	2D-C	32.50	957	31102	.80	2.50	566			31668	5.92
12	2C-B	19.13	957	18307	6.07	1.00	1597			19904	6.32
11-4	2G-G'	8.80	957	8421	6.07	1.00	1760	2.07	544	10725	7.40
11-4	2G-F	25.81	957	24700						24700	5.81
11-4	2F-E	23.08	957	22087	2.25	2.50	1613			23699	6.24
11-4	2E-D	24.76	957	23695	16.55	2.50	11863			35558	5.51
11-4	2D-C	32.50	957	31102	2.13	2.50	1532			32634	6.10
11-4	2C-B	19.13	957	18307	6.07	1.00	1598			19904	6.32
3	2G-G'	8.80	957	8421	6.07	1.00	1760	2.07	544	10725	7.40
3	2G-F	25.81	957	24700						24700	5.81
3	2F-E	23.08	957	22087	2.25	2.50	1613			23699	6.24
3	2E-D	24.76	957	23695	16.55	2.50	11863			35558	5.51
3	2D-C	32.50	957	31102	2.13	2.50	1532			32634	6.10
3	2C-B	19.13	957	18307	6.07	1.00	1598			19904	6.32
3	2B-A	35.84	885	31719	6.07	2.60	3683			35402	6.00
2	2F-E	23.08	888	20495	1.10	3.90	1175			21670	5.70
2	2E-D	18.59	888	16507	8.86	2.60	6700			23207	3.60
2	2D-C	32.50	888	28860						28860	5.40
2	2C-B	19.13	888	16987						16987	5.40
2	2B-A	35.84	888	31825	6.07	2.60	3683			35508	6.00
1'	2G-F	25.81	888	22920						22920	5.40

TESIS PROFESIONAL			BAJADA DE CARGAS A TRABES						hoja: TIV-7		
UNAM. TIBER 85 ingeniería civil									fecha:		
									calculo: BON		
NIVEL	TRABI	L O S A			MUROS & 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	Kgs.	T/mi.
1	2F-E	23.08	888	20495	1.10	3.90	1175			21670	5.70
1	2E-D	18.59	888	16507	8.86	2.60	6700			23207	3.60
1	2D-C	32.50	888	28860						28860	5.40
1	2C-B	19.13	888	16987						16987	5.40
1	2B-A	35.84	888	31825	6.07	2.60	3683			35508	6.00
0	2G-F	23.15	888	20557						20557	4.84
0	2F-E	18.66	888	16570						16570	4.40
0	2E-D	18.48	888	16410	9.98	2.60	6045			22455	3.50
0	2D-C	32.50	888	28860						28860	5.40
0	2C-B	19.13	888	16987						16987	5.40
0	2B-A	35.84	888	31826	6.07	2.60	3683			35508	6.00

TESIS PROFESIONAL						BAJADA DE CARGAS				hoja: TIV-8	
UNAM. TIBER 85						A TRABES				fecha:	
ingeniería civil										calculd: SON	
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso	Kgs.	T.mil.
					MARCO	"3"					
13	3G-G'	4.82	885	4265	4.77	.90	1385			5650	3.90
13	3G-F	14.13	885	12505	4.25	.90	1232			13737	3.23
13	3F-E	12.64	885	11185	3.80	.90	1100	3.20	1547	13833	3.64
13	3E-D	42.33	885	37462	23.00	2.00	14300	T	10000	61762	9.60
13	3D-C	25.80	885	22833	2.10	.90	609	8.15	6161	29603	5.53
13	3C-B	10.47	885	9266	6.47	.90	1877			11143	3.54
12	3G-G'	4.82	957	4612	3.33	.90	964	2.66	1089	6665	4.60
12	3G-F	14.13	957	13522	1.66	.90	437	3.35	2185	16144	3.80
12	3F-E	12.64	957	12100	3.44	2.50	2250			14350	3.80
12	3E-D	7.81	957	7475	9.94	2.50	7320			14795	2.30
12	3D-C	17.78	957	17015	5.00	2.50	3260			20275	3.80
12	3C-B	10.47	957	10020	2.25	2.50	1470			11490	3.65
11-4	3G-G'	4.82	957	4612	3.33	.90	964	2.66	1089	6665	4.60
11-4	3G-F	14.13	957	13522	1.66	.90	437	3.35	2185	16144	3.80
11-4	3F-E	12.64	957	12100	3.44	2.50	2250			14350	3.80
11-4	3E-D	7.81	957	7475	9.94	2.50	7320			14795	2.30
11-4	3D-C	17.78	957	17015	5.00	2.50	3260			20275	3.80
11-4	3C-B	10.47	957	10020	2.25	2.50	1470			11490	3.65
3	3G-G'	4.82	957	4612	3.33	.90	964	2.66	1089	6665	4.60
3	3G-F	14.13	957	13522	1.66	.90	437	3.35	2185	16144	3.80
3	3F-E	12.64	957	12100	3.44	2.50	2250			14350	3.80
3	3E-D	7.81	957	7475	9.94	2.50	7320			14795	2.30
3	3D-C	17.78	957	17015	5.00	2.50	3260			20275	3.80
3	3C-B	10.47	957	10020	2.25	2.50	1470			11490	3.65
3	3B-A	19.61	957	18766	8.32	2.60	5040			23806	4.04
2	3G-F	14.13	888	12547	3.35	3.90	3044			15591	3.67
2	3F-E	12.64	888	11225	4.56	3.90	4144			15369	4.10
2	3E-D	7.81	888	6935	5.55	2.50	3362			10297	1.60
2	3D-C	17.78	888	15788	6.11	2.50	3701			19489	3.64
2	3C-B	10.47	888	9297	2.25	2.50	1363			10660	3.38
2	3B-A	19.61	888	17413	8.32	2.50	5040			22453	3.80

TESIS PROFESIONAL				BAJADA DE CARGAS A TRABES						hoja: TIV-9	
UNAM. TIBER 85 ingeniería civil										Fecha:	
										calculó: SON	
NIVEL	TRABE	L O S A			MUROS 1/2 MURO			O T R O S		T O T A L	
		area	w	peso	long.	h	peso	long.	peso		
1	3G-F	14.13	888	12547	3.35	3.90	3044			15591	3.67
1	3F-E	12.64	888	11225	4.56	3.90	4144			15369	4.10
1	3E-D	7.81	888	6935	5.55	2.50	3362			10297	1.60
1	3D-C	17.78	888	15788	6.11	2.50	3701			19489	3.64
1	3C-B	10.47	888	9297	2.25	2.50	1363			10660	3.38
1	3B-A	19.61	888	17413	8.32	2.50	5040			22453	3.80
0	3 ⁴ -F	13.72	888	12183	3.35	4.00	3525			15708	3.70
0	3F-E	12.27	888	10895	2.90	4.00	3050			13945	3.70
0	3E-D	20.88	888	18542	6.45	2.60	3907			22449	3.50
0	3D-C	17.78	888	15788	6.11	2.60	3701			19489	3.64
0	3C-B	10.47	888	9297	2.25	2.60	1363			10660	3.38
0	3B-A	19.61	888	17413	8.32	2.60	5040			22453	3.80

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS A COLUMNAS						hoja: TIV-10	
U.N.A.M. T I B E R 85		Ingeniería Civil						fecha:	
								calculó: LMA	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO U OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
A-1	3	8.76	7.75	5.98	4.02				11.77
	2	8.76	6.48	5.98	3.30		1.5	2.12	13.40
	1	8.76	6.48	5.98	3.30		1.5	2.00	13.28
	0	8.76	6.48	5.98	3.30		1.5	2.00	13.28
	-1	8.76	6.48	5.98	3.30	5.98+	3.65	2.00	15.43
A-2	3	19.47	17.23	5.73	3.85				21.08
	2	19.47	14.40	5.73	3.16		2.25	2.12	21.93
	1	19.47	14.40	5.73	3.16		2.25	1.97	21.78
	0	19.47	14.40	5.73	3.16		2.25	2.00	21.81
	-1	19.47	14.40	5.73	3.16	9.12+	5.54	2.00	25.10
A-3	3	10.71	9.48	6.65	4.40				13.88
	2	10.71	7.92	6.65	3.62		1.50	2.12	15.16
	1	10.71	7.92	6.65	3.62		1.50	1.97	15.01
	0	10.71	7.92	6.65	3.62		1.50	2.00	15.04
	-1	10.71	7.92	6.65	3.62	6.55+	3.85	2.00	17.39

TESIS PROFESIONAL				BAJADA DE CARGAS				hoja: TIV-11	
U.N.A.M. TIBER 85 Ingeniería Civil				A COLUMNAS				fecha:	
								calculó: LFM	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO U OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
B-1	13	4.05	3.58			4.15	1.20		4.78
	12	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	11	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	10	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	9	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	8	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	7	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	6	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	5	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	4	4.05	3.80	1.58	1.03	2.57	1.00	2.12	7.95
	3	11.64	10.61	4.56	3.00			2.12	15.73
	2	11.65	8.62	4.53	3.04		2.25	2.12	16.03
	1	11.65	8.62	4.53	2.82		2.25	1.97	15.66
	0	11.65	8.62	4.53	2.93		2.25	2.00	15.80
-1	11.65	8.62	4.53	2.87	7.10+	4.80	2.00	18.29	
B-2	13	9.00	7.96			5.75	1.66		9.62
	12	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	11	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	10	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	9	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	8	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	7	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	6	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	5	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	4	9.00	8.61	5.73	2.15			2.12	12.88
	3	25.90	23.56	5.73	2.15			2.12	27.83
	2	25.90	19.17				3.00	2.12	24.29
	1	25.90	19.17				3.00	2.12	24.29
	0	25.90	19.17				3.00	2.00	24.17
-1	25.90	19.17			10.25+	6.69	2.00	27.86	

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS						hoja: TIV-12	
U.N.A.M. T I B E R 85		A COLUMNAS						fecha:	
Ingeniería CIVIL								calculó: LYM	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		P E S O P R O P I O	P E S O T O T A L
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
B-3	13	4.96	4.39			4.75	1.37		5.76
	12	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	11	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	10	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	9	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	8	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	7	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	6	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	5	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	4	4.96	4.75	4.75	2.18			2.12	9.05
	3	14.25	12.97	7.67	4.17			2.12	19.26
	2	14.25	10.55	4.52	3.00		2.25	2.12	17.92
	1	14.25	10.55	4.52	2.82		2.25	1.97	17.59
	0	14.25	10.55	4.52	2.93		2.25	2.00	17.73
-1	14.25	10.55	4.52	2.88	7.68+	5.00	2.00	20.43	
C-1	13	10.95	9.70			4.25	1.23		10.93
	12	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	11	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	10	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	9	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	8	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	7	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	6	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	5	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	4	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	3	10.95	10.47	4.25	2.78			2.12	15.37
	2	10.95	8.10	4.25	2.85		2.25	2.12	15.32
	1	10.95	8.10	4.25	2.65		2.25	1.97	14.97
	0	10.95	8.10	4.25	2.75		2.25	2.00	15.10
-1	10.95	8.10	4.25	2.70	6.83+	4.80	2.00	17.60	

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS A COLUMNAS						hoja: TIV-13	
U.N.A.M. TIBER 85 Ingeniería CIVIL								fecha:	
								calculó: LFV	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		P E S O P R O P I O	P E S O T O T A L
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
C-2	13	24.33	21.53						21.53
	12	24.33	23.28					2.12	25.40
	11	24.33	23.28					2.12	25.40
	10	24.33	23.28					2.12	25.40
	9	24.33	23.28					2.12	25.40
	8	24.33	23.28					2.12	25.40
	7	24.33	23.28					2.12	25.40
	6	24.33	23.28					2.12	25.40
	5	24.33	23.28					2.12	25.40
	4	24.33	23.28					2.12	25.40
	3	24.33	23.28					2.12	25.40
	2	24.33	18.00					3.00	23.12
	1	24.33	18.00					3.00	22.97
0	24.33	18.00					3.00	23.00	
	-1	24.33	18.00			9.98+	6.60	2.00	26.60
C-3	13	13.40	11.86			4.25	1.23		13.10
	12	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	11	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	10	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	9	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	8	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	7	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	6	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	5	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	4	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	3	13.40	12.82	4.25	2.77			2.12	17.71
	2	13.40	9.90	4.25	2.85			2.25	17.12
	1	13.40	9.90	4.25	2.65			2.25	16.77
0	13.40	9.90	4.25	2.75			2.25	16.90	
	-1	13.40	9.90	4.25	2.70	7.40+	4.91	2.00	19.51

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS						hoja: TIV-14	
U.N.A.M. T I B E R 85		A COLUMNAS						fecha:	
Ingeniería CIVIL								calculó: SON	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		P E S O P R O P I O	P E S O T O T A L
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
D-1	13	15.20	13.45			5.90	1.71		15.1
	12	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	11	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	10	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	9	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	8	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	7	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	6	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	5	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	4	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	3	15.20	14.55	5.90	3.85			2.12	20.52
	2	15.20	11.24	5.90	3.96		2.25	2.12	19.57
	1	15.20	11.24	5.90	3.68		2.25	1.97	19.14
	0	15.20	11.24	5.90	3.82		2.25	2.00	19.31
	-1	15.20	11.24	5.90	3.75	8.48+	5.30	2.00	22.29
D-2	14	16.21	14.35	5.60	4.23	E	3.50		22.08
	13	34.02	22.86	8.70	6.24			.15	29.25
	12	33.59	32.15	11.500	8.24			2.12	42.51
	11	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	10	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	9	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	8	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	7	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	6	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	5	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	4	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	3	33.59	32.15	11.50	8.24			2.12	42.51
	2	25.75	19.05	7.44	4.85	G.C.	3.95	1.96	29.81
	1	25.75	19.05	7.44	4.85		3.95	1.96	29.81
	0	25.75	19.05	7.44	4.85		3.95	1.96	29.81
	-1	35.40	34.52	5.70	3.71		3.95	1.96	44.14

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS A COLUMNAS						hoja: TIV-15	
U.N.A.M. T I B E R 85		Ingeniería CIVIL						fecha:	
								calculó: SOB	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		P E S O PROPIO	P E S O TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
D-3	14	19.06	16.87	1.40	1.06	T	1.75		19.68
	13	19.06	15.30	13.70	9.82			.15	25.27
	12	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	11	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	10	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	9	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	8	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	7	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	6	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	5	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	4	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	3	19.06	17.90	9.61	8.56			2.12	28.58
	2	8.64	6.39	8.43	5.11			2.25	1.96
1	8.64	6.39	8.43	5.11			2.25	1.96	15.71
0	15.15	11.22	8.43	5.11			2.25	1.96	20.54
-1	19.04	18.56					2.25	1.96	22.77
E-1	13	13.20	11.68	5.13	1.35				13.03
	12	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	11	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	10	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	9	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	8	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	7	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	6	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	5	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	4	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
	3	13.20	12.63	5.13	3.44			2.12	18.19
1	10.34	7.65	5.13	4.61			2.25	2.83	17.34
0	10.34	7.65	5.13	4.68			2.23	2.87	17.43
-1	8.02	5.93	5.13	5.01			4.50	1.97	17.41

TESIS PROFESIONAL				BAJADA DE CARGAS				hoja: TIV-16	
U.N.A.M. TIBER 85				A COLUMNAS				fecha:	
Ingeniería Civil								calculó: EON	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
E-2	15	12.80	11.33						11.33
	14	10.56	9.35	5.60	4.23	E	16.50	2.12	32.20
	13	27.35	25.09	8.85	6.34			.15	31.58
	12	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	11	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	10	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	9	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	8	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	7	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	6	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	5	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	4	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	3	21.78	20.84	4.65	2.73			2.12	25.69
	2	4.84	3.58	2.00	1.10			1.96	6.64
	1*	10.88	8.05					2.25	.98
1	4.84	3.58	2.00	1.10				.98	5.66
0	17.79	13.16	4.65	4.76				.98	18.90
-1	30.13	29.38	7.90	5.15			2.25	1.96	38.74
E-3	14	10.56	9.35	6.40	4.84	T	8.25	2.12	24.56
	13	16.55	14.65	4.85	10.66			.15	25.46
	12	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	11	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	10	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	9	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	8	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	7	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	6	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	5	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	4	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	3	16.55	15.50	17.40	15.49			2.12	33.11
	1*	16.59	12.28	2.77	1.70			2.25	2.52
0	16.55	12.25	6.64	3.42			2.25	2.52	20.44
-1	16.99	16.56					2.25	1.96	20.77

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS A COLUMNAS						hoja: TIV-17	
U.N.A.M. TIBER 85 Ingeniería CIVIL								fecha:	
								calculo: PBL	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
F-1	13	4.90	4.34	6.65	4.47				8.81
	12	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	11	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	10	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	9	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	8	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	7	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	6	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	5	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	4	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	3	10.36	9.92	4.05	2.72			2.12	14.76
	1	10.36	7.66	4.05	3.62		2.25	2.83	16.36
	0	6.74	4.99	4.05	3.67		2.25	2.87	13.78
-1	5.48	4.05	4.05	3.50		15.20	1.97	24.72	
F-2	13	18.18	16.09	4.60	1.24				17.33
	12	23.65	22.63					2.12	24.75
	11	23.65	22.63					2.12	24.75
	10	23.65	22.63					2.12	24.75
	9	23.65	22.63					2.12	24.75
	8	23.65	22.63					2.12	24.75
	7	23.65	22.63					2.12	24.75
	6	23.65	22.63					2.12	24.75
	5	23.65	22.63					2.12	24.75
	4	23.65	22.63					2.12	24.75
	3	23.65	22.63					2.12	24.75
1	23.65	17.50				3.00	2.83	23.33	
0	20.52	15.18				3.00	2.87	21.05	
-1	16.70	12.36				18.71	1.97	33.04	

TESIS PROFESIONAL					BAJADA DE CARGAS			hoja: TIV-18	
U.N.A.M. T I B E R 85 ingeniería civil					A COLUMNAS			fecha:	
								calculó: P.H.	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
F-3	13	13.29	11.76	4.00	2.70				14.46
	12	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	11	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	10	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	9	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	8	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	7	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	6	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	5	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	4	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	3	13.29	12.72	4.00	2.70			2.12	17.54
	1	13.29	9.84	4.00	3.62		2.25	2.83	18.54
	0	13.29	9.84	4.00	3.67		1.50	2.87	17.84
-1	13.29	9.84	3.00	3.50		4.78	1.97	20.09	
G-1	13					5.25	2.27		2.27
	12	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	11	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	10	7.00	5.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	9	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	8	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	7	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	6	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	5	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	4	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	3	7.00	6.70	2.12	1.42	2.60	.75	2.12	11.00
	1	5.02	3.71	3.80	3.54		2.90	2.83	12.93
	0	5.02	3.71	2.12	1.41		2.10	2.83	10.05
-1	5.02	3.71	3.80	3.42		1.50	1.97	10.60	

TESIS PROFESIONAL		BAJADA DE CARGAS A COLUMNAS						hoja: TIV-19	
UNAM. TIBER 85 ingeniería civil								fecha:	
								calcula: P.M.	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
G-1a	13					4.00	1.20		1.20
	12	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	11	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	10	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	9	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	8	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	7	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	6	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	5	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.89
	4	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	3	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	1	10.53	7.80	4.00	3.38		2.25	2.83	16.26
	0	10.53	7.80			R	12.10	2.83	22.73
-1	10.53	7.80	4.00	3.03			1.97	12.80	
G-2a	13	16.56	14.65			4.00	1.2		15.85
	12	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	11	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	10	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	9	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	8	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	7	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	6	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	5	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	4	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	3	14.50	13.87			4.00	1.20	2.12	17.19
	1'	10.53	7.80	4.00	3.38		2.25	2.83	16.26
	0	10.53	7.80				1.50	2.83	12.13
-1	10.53	7.80	4.00	3.50		2.25	1.97	15.52	

TESIS PROFESIONAL						BAJADA DE CARGAS		hoja: TIV-20	
U.N.A.M.		T I B E R 85		A COLUMNAS				fecha:	
		ingeniería civil						calculó: M.L.	
COL.	NIV.	L O S A		M U R O		1/2 MURO u OTROS		PESO PROPIO	PESO TOTAL
		area	peso	long.	peso	long.	peso		
0-3	13	7.00	6.20			5.25	2.27		8.47
	12	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	11	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	10	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	9	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	8	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	7	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	6	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	5	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	4	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	3	7.00	6.70	2.12	1.67			2.12	10.49
	1'	5.02	3.71	3.80	3.54		2.90	2.83	12.98
	0	5.02	3.71	2.12	1.41		2.10	2.83	10.05
	-1	5.02	3.71	3.80	3.42		1.50	1.97	10.60

NIVEL	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA
	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2
			CARGAS	CONSIDERADAS PARA	ANALISIS	SISMICO		
13				3.88	7.79	4.67	8.82	21.67
12				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
11				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
10				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
9				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
8				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
7				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
6				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
5				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
4				6.14	9.53	6.88	11.36	17.92
3	9.59	17.08	11.30	12.36	21.56	15.15	11.36	17.92
2	10.89	17.47	12.19	12.87	19.16	14.33	12.31	18.25
1	10.70	17.34	12.07	12.57	19.16	14.06	12.00	18.12
0	10.70	17.37	12.09	12.68	19.06	14.17	12.12	18.15

N I V E L	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA
	D-1	D-1	D-2	D-3	E-1	E-2	E-3
		CARGAS	CONSIDERADAS PARA	ANALISIS	BISMICO		
14			21.75	16.03		32.75	18.42
13	14.90	12.25	16.10	21.30	10.53	15.93	16.59
12	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	13.50	20.03
11	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
10	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
9	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
8	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
7	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
6	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
5	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
4	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
3	12.98	15.07	25.57	22.23	13.40	18.50	20.03
2	13.72	15.68	25.21	12.73		5.33	
1					14.02	8.94	14.92
1	13.42	15.32	25.21	12.73		4.52	
0	13.53	15.47	25.21	16.47	14.09	15.00	16.34

NIVEL	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA
	2-2	2-3	3-1	3-1a	3-2a	3-3	
	CARGAS CONSIDERADAS PARA ANALISIS SISMICO						
13	13.98	11.72	1.90	1.00	12.80	6.87	
12	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
11	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
10	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
9	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
8	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
7	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
6	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
5	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
4	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
3	17.47	12.84	8.21	12.39	12.39	8.21	
1*	18.46	14.89	10.61	13.10	13.10	10.61	
0	16.68	14.34	8.17	18.49	9.66	8.17	

NIVEL	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	
	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	
13	P				4.78	9.62	5.76	10.93	21.53
	A				4.78	9.62	5.76	10.93	21.53
12	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.41
	A				12.73	22.50	14.81	26.30	46.93
11	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				20.68	35.38	23.86	41.67	72.33
10	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				28.63	48.26	32.91	57.04	97.73
9	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				36.58	61.14	41.96	72.41	123.13
8	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				44.53	74.02	51.01	87.78	148.53
7	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				52.48	86.90	60.06	103.15	173.93
6	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				60.43	99.78	69.11	118.52	199.33
5	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				68.38	112.66	78.16	133.89	224.73
4	P				7.95	12.88	9.05	15.37	25.40
	A				76.33	125.54	87.21	149.26	250.13
3	P	11.77	21.08	13.88	15.73	27.83	19.26	15.37	25.40
	A	11.77	21.08	13.88	92.06	153.37	106.47	164.63	275.53
2	P	13.40	21.93	15.16	16.03	24.29	17.92	15.32	23.12
	A	25.17	43.01	29.49	108.09	177.66	124.39	179.95	298.65
1	P	13.28	21.78	15.01	15.66	24.17	17.59	14.97	22.97
	A	38.45	64.79	44.05	123.75	201.83	141.98	194.92	321.62
0	P	13.28	21.81	15.04	15.80	24.17	17.73	15.10	23.00
	A	51.73	86.60	59.09	139.55	226.00	159.71	210.02	344.62
-1	P	15.43	25.10	17.39	18.29	27.86	20.43	17.60	26.60
	A	67.16	111.70	76.48	157.84	253.86	180.14	227.62	371.22

TESIS PROFESIONAL		RESUMEN DE BAJADA DE						hoja: TIV-25
U.N.A.M. TIBER 05 Ingeniería civil		CARGAS A COLUMNAS						fecha:
								secculdi:
NIVEL	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	
	C-3	D-1	D-2	D-3	E-1	E-2	E-3	
15	P					11.33		
	A					11.33		
14	P		22.08	19.68		32.20	24.56	
	A		22.08	19.68		43.53	24.56	
13	P	13.10	15.10	29.25	25.27	13.03	31.58	25.46
	A	13.10	15.10	51.33	44.95	13.03	75.11	50.02
12	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	30.81	35.62	93.84	73.53	31.22	100.80	83.13
11	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	48.52	56.14	136.35	102.11	49.41	126.49	116.24
10	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	66.23	76.66	178.86	130.69	67.60	152.18	149.35
9	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	83.94	97.18	221.37	159.27	85.79	177.87	182.46
8	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	101.65	117.70	263.88	187.85	103.98	203.56	215.57
7	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	119.36	138.22	306.39	216.43	122.17	229.25	248.68
6	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	137.07	158.74	348.90	245.01	140.36	254.94	281.79
5	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	154.78	179.26	391.41	273.59	158.55	280.63	314.90
4	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	172.49	199.78	433.92	302.17	176.74	306.32	348.01
3	P	17.71	20.52	42.51	28.58	18.19	25.69	33.11
	A	190.20	220.30	476.43	330.75	194.93	332.01	381.12
2	P	17.12	19.57	29.81	15.71		6.64	
	A	207.32	239.87	506.24	346.46		338.65	
1'	P					17.34	11.28	18.75
	A					212.27	349.93	399.87
1	P	16.77	19.14	29.81	15.71		5.66	
	A	224.09	259.01	536.05	362.17		355.59	
0	P	16.90	19.31	29.81	20.54	17.43	18.90	20.44
	A	240.99	278.32	565.86	382.71	229.70	374.49	420.31
-1	P	19.51	22.29	44.14	22.77	17.41	38.74	20.77
	A	260.50	300.61	610.00	405.48	247.11	413.23	441.08

NIVEL	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA
	F-1	F-2	F-3	G-1	G-1a	G-2a	G-3
13 P	8.81	17.33	14.46	2.27	1.20	15.85	8.47
A	8.81	17.33	14.46	2.27	1.20	15.85	8.47
12 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	23.57	42.08	32.00	13.27	18.39	33.04	18.96
11 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	38.33	66.83	47.54	24.27	55.58	50.23	29.45
10 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	53.09	91.58	67.08	35.27	52.77	67.42	39.94
9 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	67.85	116.33	84.62	46.27	69.96	84.61	50.43
8 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	82.61	141.08	102.16	57.27	87.15	101.80	60.92
7 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	97.37	165.83	119.70	68.27	104.34	118.99	71.41
6 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	112.13	190.58	137.24	79.27	121.53	136.18	81.90
5 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	126.89	215.33	154.78	90.27	138.72	153.37	92.39
4 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	141.65	240.08	172.32	101.27	155.91	170.56	102.88
3 P	14.76	24.75	17.54	11.00	17.19	17.19	10.49
A	156.41	264.83	189.86	112.27	173.10	187.75	113.37
1' P	16.36	23.33	18.54	12.98	16.26	16.26	12.98
A	172.77	288.16	208.40	125.25	189.36	204.01	126.35
0 P	13.78	21.05	17.84	10.05	22.73	12.13	10.05
A	186.55	309.21	226.24	135.30	212.09	216.14	136.40
-1 P	24.72	33.04	20.09	10.60	12.80	15.52	10.60
A	211.27	342.25	246.33	145.90	224.89	231.66	147.00

CAPITULO V

DETERMINACION DE CARGAS POR SISMO

V.1 ANALISIS SISMICO

A) ANTECEDENTES

Un sismo se origina como respuesta a una serie de fenómenos dentro de los cuales se cuenta la actividad volcánica, las explosiones, colapsos de cavernas, cambio de fase de las rocas, etc., pero los sismos que revisten mayor importancia son los de origen tectónico, relacionados con deformaciones de la corteza terrestre.

Estos sismos, según algunas teorías, son causados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas, o sea que el sismo se origina en un plano de debilidad o en una fractura de la corteza terrestre. Así el terreno a un lado de la falla se desliza horizontalmente y/o verticalmente con respecto al terreno del otro lado, y esto genera una vibración que es transmitida hacia afuera en todas direcciones, siendo esta vibración el sismo. El deslizamiento en una falla ocurre súbitamente, siendo la tensión acumulada, liberada gradualmente en las rocas de la corteza terrestre.

La teoría de la tectónica explica la mecánica fundamental en la generación de Sismos y explica que la corteza terrestre exterior esta formada de placas de hasta 96 km. de espesor, las cuales flotan sobre un estrato parcialmente plástico de la capa inferior a ella, que al moverse rozan sus bordes entre sí produciendo fallas sísmicas.

Los movimientos producidos por un sismo originan ondas de cuerpo y ondas de superficie, las ondas de cuerpo pueden ser longitudinales o transversales a la dirección de propagación. Las ondas longitudinales también conocidas como ondas "P" o primarias, tienen una velocidad de propagación más rápida y crean esfuerzos normales en las rocas. Las transversales conocidas también como ondas "S" o secundarias, son de velocidad de propagación más lenta y producen vibraciones en un plano normal a su dirección de propagación. Estos dos tipos de ondas, se reflejan o refractan en los diferentes estratos del subsuelo, produciendo a su vez ondas de otros tipos, Así llegan a la superficie estos dos impulsos generando impulsos superficiales que se

desplazan horizontalmente y tangentes a la superficie, de mayor amplitud que los primarios y secundarios, y con efectos también importantes, a los cuales se les denominan ondas "L".

Se define como foco, centro, hipofoco, o hipocentro de un sismo, el punto de la corteza terrestre en el que según indican los cálculos se originan las ondas sísmicas, epifoco o epicentro es la proyección vertical del foco e en la superficie de la tierra.

La magnitud de un sismo es la medida de la energía cinética liberada y propagada en forma de ondas sísmicas, y la medida de la magnitud de un sismo es designada por un número en la escala de Richter, que esta basada en la liberación de energía del sismo, la cual esta estrechamente relacionada con la longitud de la falla sobre la cual ocurre el deslizamiento; Esta escala es logarítmica, se mide por medio del logaritmo de la máxima amplitud expresada en milésimas de milímetros en que las ondas se registran en sismógrafos.

$$\log_{10} E = 12 + 1.8 M$$

E = energía (ergios)

M = magnitud escala Richter.

La intensidad es la medida de la capacidad de destrucción sísmica, siendo en un sismo una sola magnitud, mientras que la intensidad es variable de estación a estación en que se mida, de tal manera que se expresa cuantitativamente el poder destructivo local del temblor en una escala convencional. La escala de Mercalli Modificada es ampliamente usada como medida del daño potencial de un sismo, y se basa en las reacciones de las personas al movimiento del terreno, en el daño observado en las estructuras y en la observación de otros efectos físicos.

Con respecto a la sismicidad del País, la falla de San Andrés que se inicia en Estados Unidos, se prolonga en diente de sierra en el Golfo de California, donde encuentra a la placa de Conos y define la fosa del Pacífico. Allí se originan los temblores más frecuentes e intensos, La sismicidad de la Costa del Pacífico en la zona central de México es la más alta del hemisferio occidental, hay fallas activas también en las regiones noroccidental, centro-oriental y meridional del País, en estas areas la sismicidad es significativa, en cambio la península de Yucatán y el resto del territorio nacional son casi asísmicos.

En varias ciudades se han observado amplificaciones atribuibles al suelo, el fenómeno es extremo en la arcilla blanda de la Ciudad de México, la cual amplifica especialmente componentes de período largo, en espectros de acele-

ración son comunes los períodos dominantes de 2 a 2.5 seg, y en algunos sitios han alcanzado valores de 5 seg., y como la población capitalina es muy grande en número, así como la concentración de instalaciones y edificios, la práctica establecida en la capital y los requisitos reglamentarios, han sido de los más avanzados e importantes del país.

B) RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS

Cuando se presenta un sismo, el terreno le transmite a la estructura la energía cinética liberada en forma de ondas sísmicas, y para que la estructura se comporte adecuadamente debe ser capaz de almacenar como energía de deformación esa energía cinética transmitida. La capacidad de almacenar energía será función creciente de la resistencia lateral y de los desplazamientos de la estructura.

Algunos materiales pueden admitir deformaciones inelásticas mayores a las correspondientes a su límite de elasticidad sin experimentar daños apreciables, a esto se le define como ductilidad. La ductilidad de una estructura, se entiende como la propiedad de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla, o sea es la capacidad de la estructura para resistir grandes deformaciones sin daño ni colapso

El factor de ductilidad de una estructura se define como la relación entre la deformación máxima que puede admitir sin llegar a la falla, y la deformación correspondiente al límite de fluencia, este factor depende del tipo de carga, velocidad de aplicación, tipo de estructura, materiales, detalles de diseño y construcción, etc. influyendo todos estos factores significativamente en la ductilidad local y global de un sistema dado.

De tal manera, una estructura rígida que tiene deformaciones pequeñas, sufre menos daños en los acabados, pero en el aspecto económico genera costos grandes, puesto que los esfuerzos producto del sismo son mayores. En cambio una estructura dúctil al transformar la energía debida al sismo en energía de deformación, recibe esfuerzos menores teniendo el inconveniente de agrietar materiales de albañilería e incluso producir pánico en los ocupantes de la construcción.

Al diseñar una estructura resistente al efecto de sismos, se procura considerar como aspecto fundamental que sea capaz de producir deformaciones dúctiles al ser sometida a una carga lateral que se presente en el rango

inelástico, teniendo mayor importancia la ductilidad en el comportamiento sísmico de la estructura que la resistencia.

Es preferible tener una estructura que se comporte mejor ante sismos de intensidad excepcional, a los daños que se presenten, aun siendo estos mayores ya que en un temblor muy intenso la estructura estará sometida a una tensión más allá del llamado límite elástico, pero se debe tener cuidado de diseños extremadamente dúctiles, por la posibilidad de acumulación de daños causados por los sismos sucesivos, entre los cuales no se tenga tiempo de efectuar las reparaciones necesarias.

La ductilidad de un miembro estructural se incrementa en las regiones de esfuerzos máximos si se confina adecuadamente con refuerzo transversal, como estribos o zunchos, También si se limita la cantidad de acero longitudinal de manera que se tenga una sección subreforzada, se evita la falla de tipo frágil por aplastamiento del concreto, dejando que el acero en tensión alcance su valor de fluencia haciendo más dúctil la sección. Asimismo al aumentar el acero de compresión aumenta la ductilidad.

Todo lo argumentado anteriormente le contempla el Reglamento con cierto margen de seguridad, ya que aunque el diseño se basa en la resistencia, se considera la ductilidad de los diferentes tipos de estructuras, asignándoles diferentes coeficientes, resultado de una clasificación producto de realizar estudios analíticos, y de evaluar la respuesta sísmica dinámica de sistemas de un piso con relación carga-deformación de tipo elasto-plástico, y de sistemas de cortante de varios pisos con relación carga-deformación del mismo tipo, concluyendo que en el rango de períodos naturales mayores a T_1 (Art. 236), las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura capaz de desarrollar un factor de ductilidad "Q", puede tenerse igual a las que corresponden a la estructura elástica divididas entre "Q"

C) DESCRIPCION ESTRUCTURAL

Dentro del análisis sísmico existen requerimientos para cualquier estructura de tal manera que es necesario que tenga elementos adecuados de resistencia vertical, sean marcos, muros, o su combinación que den estabilidad a la estructura por medio de transmisión de esas fuerzas sísmicas al suelo, así como es necesario la presencia de elementos horizontales o diafragmas que ligen la estructura y distribuyan la fuerza lateral hacia los elementos de

de resistencia vertical, que a su vez deben de ser soportados por cimientos adecuados para resistir todas las cargas descendentes y fuerzas cortantes horizontales, moviendose la cimentación como una unidad.

Describiremos al edificio como una estructura de concreto, con un sistema de piso formado por losa plana aligerada, apoyada sobre columnas, y con las cuales forma marcos en dos direcciones. Además se cuenta con un muro de concreto aprovechando el cubo de elevadores y escaleras.

De tal manera que las fuerzas sísmicas que actúan en ambos sentidos son resistidas por los siguientes elementos.

1) Acción de marcos de la estructura.

Puesto que la losa en conjunto con las columnas forman marcos en ambas direcciones, estos marcos resisten las fuerzas en ambos sentidos. En el sentido longitudinal los elementos resistentes son los marcos 1,2 y 3, mientras que en el sentido transversal la fuerza sísmica es resistida por los marcos a,b,c,d,e,f,y g dependiendo del nivel que se analice.

2) Acción de viga en voladizo del muro rígido.

Ya que el muro del cubo de escaleras y elevadores se extiende a todo lo alto del edificio, es un elemento resistente a fuerzas sísmicas. Su sección es semejante a la de una canal, en planta se considera que en el sentido longitudinal es resistente a la fuerza sísmica el alma de dicha canal, mientras que en el sentido transversal son los patines, que se ubican lineales a los ejes d y e.

De tal manera que ambos elementos, tanto muro como marcos en interacción nos proporcionaran la resistencia a las fuerzas horizontales.

En este caso se presenta un problema, puesto que la resistencia esta dada por estos elementos, las cargas no pueden ser distribuidas entre ellos simplemente en proporción a sus factores de rigidez, ya que sus modos de desplazamiento no son los mismos. El muro se desplaza principalmente por flexión, mientras que el desplazamiento de los marcos es predominantemente por corte.

Este problema es preciso desarrollarlo mediante un método que considere estos factores de desplazamiento para la distribución de carga.

También en el caso de nuestra estructura, en la que se presenta la interacción de marcos y muros, es importante señalar que es aceptable considerar a la losa de concreto como un diafragma rígido que bajo la acción de las fuerzas distribuidas en su plano provoca que los marcos y el muro sufran

el mismo desplazamiento total en cada nivel.

La fuerza cortante y el desplazamiento total del sistema marco-muro se estimó en base al procedimiento que marca el método de Khan y Sbarounis, que será explicado posteriormente. Su elección se debió a su precisión, ya que este método en comparación con soluciones más complejas para este tipo de estructuras por medio de análisis sofisticados como el método del Elemento Finito, conduce a resultados sumamente cercanos, y siendo que se contó con computadora para desarrollar el método de Khan y Sbarounis, obtenemos resultados muy confiables.

D) REGLAMENTACION

Las consideraciones que se tomaron en este caso particular que maneja-mos estan en base a la ubicación de la estructura, en cuanto a los requere-
rimientos que señala el Reglamento de Construcciones para el D.F., en su
capitulo XXXVII referente al diseño por sismo.

En primer lugar se considera que la construcción se localiza dentro de la zona III que corresponde a la llamada zona del lago. Esta ubicación se determinó por medio del mapa que presenta el Reglamento y que zonifica al Distrito Federal como estipula el artículo 231 de dicho Reglamento, y corroborada con los estudios de mecánica de suelos, en los que se encontró a los estratos resistentes a una profundidad de 35 m.

Con respecto a su clasificación según el uso, se determina que pertenece al grupo B, que comprende construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, y que reglamenta el artículo 232

Se clasifica la construcción según su estructuración dentro del tipo 1, ya que este incluye edificios en que las fuerzas laterales son resistidas en cada nivel por la combinación de marcos y muros, como es nuestro caso, este inciso lo ampara el artículo 233.

En base a dichas clasificaciones se procede a determinar el coeficiente sísmico, que se define como el cociente de la fuerza Cortante horizontal en la base de la construcción sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma en dicho nivel, en tal forma que corresponde un Coeficiente Sísmico igual a 0.24 (art. 234)

En el caso particular del cálculo de fuerzas sísmicas para el análisis estático, así como de los espectros para análisis dinámico, se observarán las especificaciones que marcan los artículos 236 y 240 del RCDF.

Para el caso del factor de ductilidad, corresponde a un valor de 4, ya que

satisface los requisitos de tal caso, en el cual la resistencia en todos los niveles es suministrada por marcos no contraventeados y/o muros de concreto en los que la capacidad de los marcos sin contar los muros sea cuando menos el 25% del total.

ZONA	III	Art. 231
USO	Grupo B	Art. 232
ESTRUCTURACION	Tipo 1	Art. 233
COEFICIENTE SISMICO	0.24	Art. 234
FACTOR DE DUCTILIDAD	4	Art. 235
ESPECTRO DISEÑO SISMICO		Art. 236

Valores de a_0 , T_1 , T_2 , y r

ZONA III $a_0 = 0.06$ $T_1 = 0.8$ $T_2 = 3.3$ $r = 1$

donde:

a = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducir por ductilidad.

a_0 = valor de "a" para $T = 0$ (adimensional)

T = Periodo natural (seg.)

T_1, T_2 = periodos característicos de los espectros de diseño.

r = exponente en las expresiones del espectro de diseño.

Asimismo en el desarrollo del análisis se hará mención a la reglamentación que se sigue en dicho procedimiento

También se hará mención del tipo de cargas vivas utilizadas para el análisis sísmico, llenando en este análisis los requerimientos del art. 226 del capítulo XXXVI en el cual especifica los valores de dichas cargas, dependiendo del destino del piso o cubierta, considerando una carga denominada W_a que es una carga instantánea que debe ser usada para el diseño sísmico. Con respecto a los factores de cargas se determinaron los siguientes, de acuerdo con los lineamientos marcados por el art. 220, capítulo XXXIV del RCDF, en el cual se especifica que considerando acciones exclusivamente permanentes y variables se emplee un $F_c = 1.4$, y cuando se trabaje con la combinación de acciones que incluyan una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se tomará un $F_c = 1.1$

Estos factores y restricciones que nos marcan los reglamentos, en cierta manera limitan el diseño, no estando relacionado directamente con la optimización, sino que con estas medidas se pretende dar seguridad y protección.

Tocante al aspecto de los estados límite, el reglamento en el art. 242 nos limita los desplazamientos horizontales, ya que su disposición es que

las deformaciones laterales en cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excedan de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, y para el cálculo de los desplazamientos se tomen en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

En cuanto a rotura de vidrios el art. 243 nos indica que en fachadas sean interiores o exteriores, los vidrios se colocarán en los marcos de éstas dejando en todo el derredor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante del entrepiso y dividido entre $1 + H/B$, donde B es la base y H la altura del tablero del vidrio de que se trate, esta disposición podrá omitirse cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura en forma que las deformaciones no les afecten.

En el artículo 244 el RCDF hace mención al estado límite por choques contra estructuras adyacentes, y dice que toda construcción deberá separarse de sus linderos una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel, aumentado en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente. En caso de omitirse este último cálculo, la separación deberá ser por lo menos 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura en las zonas I, II y II respectivamente y no siendo nunca esta separación menor a 5 cms.

V.2 ANALISIS ESTATICO

A) ANTECEDENTES

Para el análisis sísmico de estructuras se establecen dos métodos, el estático y el dinámico, el segundo solo se exige para estructuras con alturas superiores a los 60 mts., porque en ellas se pueden desarrollar fenómenos especiales fuera del alcance de los métodos estáticos.

En nuestro caso presentamos el desarrollo y resultados de ambos métodos como una medida de comparación y de evaluación de cada uno de ellos.

Con respecto al análisis estático, el RCDF acepta un cálculo que considere solo fuerzas en reposo y sin considerar los fenómenos elásticos, de tal manera que el análisis estático se basa en la comparación de la resistencia a fuerzas horizontales de edificios de diferentes estructuraciones y materiales, los cuales se han comportado satisfactoriamente, queriendo decir con ello que los daños que estos edificios han presentado, están dentro de los límites tolerables en función de sismos de diferentes intensidades.

Mediante un estudio estadístico del fenómeno sísmico, se ha observado el comportamiento de muchas estructuras de las cuales se conocen sus características ante sismos perfectamente valorados y registrados, y así se pueden calcular las fuerzas que equivalen al efecto del sismo sobre cada nivel de una estructura para que su comportamiento cumpla con las condiciones anteriores ante un sismo de determinada ocurrencia.

En esa forma se crea un sistema de fuerzas equivalentes sobre la estructura, la cual puede asegurarse que para estructuras regulares que las resistan, también podrá soportar las aceleraciones horizontales producto de un sismo. Para calcular esas fuerzas se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales, con valor nulo en el nivel a partir del cual las deformaciones pueden ser apreciables, y máximo en el extremo superior de la estructura, de modo que la relación V / W en la base sea igual al valor del coeficiente sísmico reducido por ductilidad. También este método hace consideraciones en cuanto a momentos de volteo, a su reducción, a la torsión existente en cada planta, etc., lo cual se verá detalladamente dentro de la descripción del método.

Solo se recalca que dentro de las observaciones echas en gran número de edificios. se confirman las hipótesis de partida, con la justificación de

ciertos márgenes de seguridad, considerando que el procedimiento estático es intrínsecamente aproximado a la realidad, y resulta difícil especificar con toda precisión algunos detalles de su aplicación, solo valdrá la pena mencionar que en caso de duda, se opte por la alternativa más conservadora.

Dentro del proceso y desarrollo de este método se intenta definir un esbozo de los pasos a seguir para efectuar el análisis sísmico, mostrando una secuencia ordenada en la cual se muestran los aspectos generales, los cuales involucran a su vez situaciones más complejas que serán tratadas en forma más específica dentro de los incisos del procedimiento.

De tal modo el objetivo es, mediante una forma práctica mostrar el análisis estático siguiendo los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el D. F.

B) CALCULO DE FUERZAS HORIZONTALES

La fuerza horizontal en cada nivel se calculó como lo estipula el RCDF, basándonos en las clasificaciones obtenidas dentro del tema "Reglamentación" de este mismo capítulo.

Se considera que la fuerza horizontal aplicada en el centroide de gravedad del nivel "i" se calcula como:

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \cdot c \cdot \sum W$$

donde:

- F_i = Fuerza sísmica en el nivel "i"
- W_i = Peso del nivel "i"
- H_i = Altura del nivel "i" sobre el nivel de desplante
- c = Coeficiente para diseño sísmico especificado.

Fórmula que expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleraciones de magnitud ajustada, para que la fuerza cortante en la base sea igual a $c \times W$, como hace referencia la sección 1 del art. 240 del reglamento, en la cual se adopta que la relación V / W será igual a c / Q en este caso:

$$\frac{c}{Q} = \frac{0.24}{4} = 0.06 \quad \text{por lo que} \quad \frac{V}{W} = 0.06$$

y como $W = 4015.33$ ton., el cortante en la base es igual a 240.92 Ton.

Los valores de F_i que se presentan en la tabla TV-1 son proporcionales al producto del peso correspondiente por la altura H_i de cada nivel sobre el desplante, y su calculo fue ejecutado por medio de la expresion anterior. Los valores de V que es la fuerza cortante de entrepiso se obtiene acumulando las fuerzas F_i arriba de cada entrepiso y tambien se muestran en la tabla TV-1.

Es conveniente hacer mención que dentro del art. 240, sección II, es posible adoptar fuerzas cortantes menores, siempre y cuando se tenga en consideración el valor del período fundamental de vibración de la estructura, para valuarlo es necesario conocer el desplazamiento de cada nivel, y este desplazamiento es producto de la relación del cortante del entrepiso entre la rigidez del mismo. Aquí se presenta el problema que para nuestro caso particular no conocemos la rigidez por la mencionada interacción de marco y muro, y para conocerla tendremos que crear un sistema el cual se detallara más adelante, pero que necesita de estas fuerzas sísmicas calculadas, para su desarrollo por lo cual no sufrirán ninguna reducción ya que serán empleadas tal cual para el cálculo de la rigidez de los elementos resistentes.

c) CALCULO DE LA LINEA DE ACCION DEL CORTANTE SISMICO

La obtención de la línea de acción del cortante sísmico en cada nivel para las dos direcciones principales se efectuó, valuando en primer término las coordenadas de los centros de gravedad en cada entrepiso, es decir el centro de cargas por nivel. Estas se obtuvieron de considerar el área tributaria por columna, para encontrar la descarga que recibe cada una de ellas, tomando en cuenta las cargas verticales por sismo y que se muestran en las tablas TIV-1, 2 y 3.

Una vez conocida en cada nivel la descarga por columna y su posición con respecto a unos ejes de referencia, se determinó el centro de cargas por nivel. Este cálculo es desarrollado en las tablas TV-2, a TV-9, y se resumen estas posiciones dentro de la tabla TV-1 en las columnas correspondientes al centro de gravedad.

Ya conocidas esas coordenadas, se efectúa el producto de ellas por su fuerza sísmica, acumulándose posteriormente por nivel, y siendo la posición del cortante en el nivel analizado igual a la sumatoria efectuada hasta ese nivel, entre el cortante en ese mismo nivel. Este calculo se muestra en forma ordenada dentro de la tabla TV-1, que nos presenta la Fuerza Sísmica, el Cor-

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
D-2	21.75	14.50	315.38	5.15	112.01
D-3	16.03	14.50	232.44	11.45	183.54
E-2	32.75	8.05	263.63	5.15	168.66
E-3	18.42	8.05	148.28	11.45	210.91
E-2'	6.83	8.92	60.92	7.68	52.45
D-2'	6.83	13.63	93.09	7.68	52.45
ΣW	102.63	ΣMxx	1113.74	ΣMyy	780.02

$$\bar{x} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{780.02}{102.63} = 7.60$$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{1113.74}{102.63} = 10.85$$

TESIS PROFESIONAL		CALCULO DE CENTRO DE CARGAS NIVEL (13)				hoja: IV - 3
U.N.A.M. TIBER 85 Ingeniería Civil						fecha:
						calculo: 2011.
COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy	
B-1	3.88	23.00	89.24	0	0	
B-2	7.79	23.00	179.17	5.15	40.12	
B-3	4.67	23.00	107.41	11.45	53.50	
C-1	8.82	19.85	175.08	0	0	
C-2	21.67	19.85	430.15	5.15	111.60	
C-3	14.90	19.85	295.77	11.45	170.60	
D-1	12.25	14.50	177.63	0	0	
D-2	16.10	14.50	233.45	5.15	82.91	
D-2'	6.83	13.63	93.09	7.68	52.46	
D-3	21.30	14.50	308.85	11.45	243.89	
E-1	10.53	8.05	84.77	0	0	
E-2	45.93	8.05	128.24	5.15	82.05	
E-2'	6.83	8.92	60.92	7.68	52.47	
E-3	16.55	8.05	133.55	11.45	189.97	
F-1	7.22	4.25	30.69	0	0	
F-2	13.98	4.25	59.76	5.15	72.00	
F-3	11.72	4.25	49.81	11.45	134.18	
G-1	1.90	0	0	0	0	
G-1a	1.00	0	0	3.35	3.35	
G-2a	12.80	0	0	8.10	103.68	
G-3	6.87	0	0	11.45	78.77	
ΣW	223.58	ΣM_{xx}	2644.24	ΣM_{yy}	1471.55	
$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{1471.55}{223.58} = 6.58 \quad \bar{Y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{2644.24}{223.58} = 11.83$						

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
B-1	5.14	23.00	141.23	0	0
B-2	9.53	23.00	219.20	5.15	49.08
B-3	6.88	23.00	158.24	11.45	78.78
C-1	11.36	19.85	225.50	0	0
C-2	17.92	19.85	355.71	5.15	92.29
C-3	12.98	19.85	257.66	11.45	148.62
D-1	15.07	14.50	218.51	0	0
D-2	25.57	14.50	370.76	5.15	131.68
D-2'	6.83	13.63	93.09	7.68	52.45
D-3	22.23	14.50	322.33	11.45	254.53
E-1	13.40	8.05	107.86	0	0
E-2	18.50	8.05	148.92	5.15	95.27
E-2'	6.83	8.92	60.92	7.68	52.45
E-3	20.03	8.05	161.24	11.45	229.35
F-1	10.91	4.25	46.37	0	0
F-2	17.47	4.25	74.24	5.15	89.98
F-3	12.84	4.25	54.57	11.45	147.03
G-1	8.21	0	0	0	0
G-1a	12.39	0	0	3.35	41.50
G-2a	12.39	0	0	8.10	100.36
G-3	8.21	0	0	11.45	94.00

Σ W	275.68	Σ Mxx	3016.35	Σ Myy	1657.37
-----	--------	-------	---------	-------	---------

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{1657.37}{275.68} = 6.01 \qquad \bar{Y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{3016.35}{275.68} = 10.94$$

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
A-1	9.59	28.90	277.16	0	0
A-2	17.08	28.90	493.62	5.15	87.98
A-3	11.30	28.90	326.57	11.45	129.38
B-1	12.36	23.00	284.28	0	0
B-2	21.56	23.00	495.88	5.15	111.00
B-3	15.15	23.00	348.45	11.45	173.46
C-1	11.36	19.85	225.50	0	0
C-2	17.92	19.85	355.71	5.15	92.29
C-3	12.98	19.85	257.66	11.45	148.62
D-1	15.07	14.50	218.51	0	0
D-2	25.57	14.50	370.76	5.15	131.68
D-2'	6.83	13.63	93.09	7.68	52.45
D-3	22.23	14.50	322.33	11.45	254.53
E-1	13.40	8.05	107.86	0	0
E-2	18.50	8.05	148.92	5.15	95.27
E-2'	6.83	8.92	60.92	7.68	52.45
E-3	20.03	8.05	161.24	11.45	229.35
F-1	10.91	4.25	46.37	0	0
F-2	17.47	4.25	74.24	5.15	89.98
F-3	12.84	4.25	54.57	11.45	147.03
G-1	8.21	0	0	0	0
G-1a	12.39	0	0	3.35	41.50
G-2a	12.39	0	0	8.10	100.36
G-3	8.21	0	0	11.45	94.00
Σ W	340.18	Σ Mxx	4723.64	Σ Myy	2031.37

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{2031.37}{340.18} = 5.97$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{4723.64}{340.18} = 13.89$$

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
A-1	10.80	28.90	312.12	0	0
A-2	17.47	28.90	504.80	5.15	89.96
A-3	12.19	28.90	352.30	11.45	139.58
B-1	12.87	23.00	296.02	0	0
B-2	19.16	23.00	440.68	5.15	98.66
B-3	14.33	23.00	329.60	11.45	164.09
C-1	12.31	19.85	244.35	0	0
C-2	18.25	19.85	362.26	5.15	93.99
C-3	13.72	19.85	272.34	11.45	157.08
D-1	15.68	14.50	227.36	0	0
D-2	25.21	14.50	365.54	5.15	129.82
D-2'	6.83	13.63	93.09	7.68	52.45
D-3	12.73	14.50	184.59	11.45	145.15
E-2	5.33	8.05	42.91	5.15	27.46
E-2'	6.83	8.92	60.92	7.68	52.45
ΣW	203.71	ΣM_{xx}	4088.88	ΣM_{yy}	1150.69

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{115069}{203.71} = 5.65$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma M_{xx}}{\Sigma W} = \frac{4088.88}{203.71} = 20.07$$

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
E-1	14.02	8.05	112.85	0	0
E-2	8.94	8.05	71.97	5.15	46.05
E-2'	2.68	8.92	23.91	7.68	20.58
E-3	14.92	8.05	120.11	11.45	170.84
F-1	13.21	4.25	56.14	0	0
F-2	18.46	4.25	78.45	5.15	95.06
F-3	14.89	4.25	63.28	11.45	170.49
G-1	10.61	0	0	0	0
G-1a	13.10	0	0	3.35	43.88
G-2a	13.10	0	0	8.10	106.11
G-3	10.61	0	0	11.45	121.48

Σ W 134.53 Σ Mxx 526.71 Σ Myy 774.49

$$\bar{x} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{774.49}{134.53} = 5.76$$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{526.71}{134.53} = 3.92$$

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
A-1	10.70	28.90	309.22	0	0
A-2	17.34	28.90	501.13	5.15	107.17
A-3	12.07	28.90	348.80	11.45	138.20
B-1	12.57	23.00	289.10	0	0
B-2	19.16	23.00	440.67	5.15	98.66
B-3	14.06	23.00	323.32	11.45	160.98
C-1	12.00	19.85	238.20	0	0
C-2	18.12	19.85	359.69	5.15	93.32
C-3	13.42	19.85	266.40	11.45	153.66
D-1	15.32	14.50	222.15	0	0
D-2	25.21	14.50	365.55	5.15	129.83
D-2'	6.34	13.63	86.42	7.68	48.69
D-3	12.73	14.50	184.60	11.45	145.76
E-2	4.52	8.05	36.38	5.15	23.27
E-2'	3.66	8.92	32.65	7.68	28.10
ΣW	197.23	ΣM_{xx}	4004.28	ΣM_{yy}	1109.77

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{1109.77}{197.23} = 5.63 \quad \bar{Y} = \frac{\Sigma Mxx}{\Sigma W} = \frac{4004.28}{197.23} = 20.30$$

COLUMNA	CARGA	Zxx	Mxx	Zyy	Myy
A-1	10.70	28.90	309.22	0	0
A-2	17.37	28.90	501.99	5.15	89.45
A-3	12.09	28.90	349.40	11.45	138.43
B-1	12.68	23.00	291.65	0	0
B-2	19.06	23.00	438.38	5.15	98.16
B-3	14.17	23.00	325.91	11.45	162.26
C-1	12.12	19.85	240.59	0	0
C-2	18.15	19.85	360.28	5.15	93.47
C-3	13.53	19.85	268.58	11.45	154.93
D-1	15.47	14.50	224.30	0	0
D-2	25.21	14.50	365.55	5.15	129.83
D-2'	6.59	13.63	89.82	7.68	50.62
D-3	16.47	14.50	238.83	11.45	188.59
E-1	14.09	8.05	113.42	0	0
E-2	15.00	8.05	120.75	5.15	77.25
E-2'	6.59	8.92	58.78	7.68	50.62
E-3	16.34	8.05	131.54	11.45	187.10
F-1	11.20	4.25	47.60	0	0
F-2	16.68	4.25	70.89	5.15	85.90
F-3	14.34	4.25	60.95	11.45	164.20
G-1	8.17	0	0	0	0
G-1a	18.49	0	0	3.35	61.95
G-2a	9.66	0	0	8.10	78.24
G-3	8.17	0	0	11.45	93.54
ΣW	332.35	ΣM_{xx}	4608.43	ΣM_{yy}	1904.54

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Myy}{\Sigma W} = \frac{1904.54}{332.35} = 5.73$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma M_{xx}}{\Sigma W} = \frac{4608.43}{332.35} = 13.87$$

D) CALCULO DE RIGIDECES DE ENTREPISO POR EL METODO DE KHAN Y SBAROUNIS

Se entiende como rigidez de entrepiso, a la relación entre la fuerza cortante soportada por los elementos resistentes en un entrepiso, y el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos.

Vemos que esta rigidez es dependiente del sistema de fuerzas laterales, y que en marcos ordinarios se emplean hipótesis simplificadoras para el cálculo de la rigidez de entrepiso, que generalmente introducen errores de poca importancia. En nuestro caso, por la interacción de los marcos con los muros y siendo su comportamiento deflexional distinto, no nos permite calcular esta rigidez fácilmente, ya que se tiene que valorar qué parte de esa cortante toman los marcos y qué otra parte los muros, así como los desplazamientos originados por el sistema de cargas.

Se decidió encontrar la rigidez de entrepiso, distribución de cortante y desplazamientos, por medio del método de Khan y Sbarounis, que se basa en un proceso iterativo de distribución de carga y su respuesta a un sistema Marco-Muro. A continuación se presenta una explicación del método así como el proceso que se siguió para su aplicación.

Método de Khan y Sbarounis.

Descripción y Antecedentes teóricos.

La interacción de un muro de cortante y el marco es un caso especial de indeterminación, en el que dos componentes diferentes están unidos para producir una sola estructura.

El comportamiento del marco al resistir todas las cargas laterales, se muestra en la figura FV-1a, en donde los pisos se mantendrán esencialmente a nivel cuando las juntas giren. Si el muro de cortante es considerado para resistir todas las cargas laterales, desarrolla momentos en cada piso igual al momento de volteo en ese nivel, y la forma de deflexionarse será el mismo que para un cantiliver fig FV-1b

De tal manera que si un muro y un marco obran simultáneamente en un edificio, cada uno tratará de obstruir al otro y de tomar su propia y natural forma de deflexión, y como resultado una redistribución de fuerzas entre los dos será de esperarse. Esto se muestra en la fig. FV-2

MARCO LIBRE

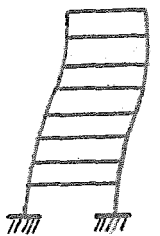
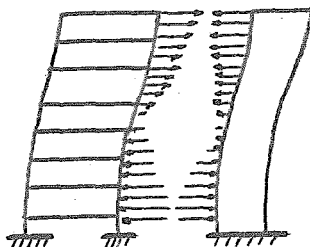


Figura FV-1a

MURO LIBRE



Figura FV-1b



Interacción Sistema Marco-Muro

Figura FV-2

El marco restringirá o jalará al muro hacia atrás en los niveles superiores, mientras que en los inferiores ocurrirá lo contrario.

Las conflictivas características físicas de los dos sistemas se pueden considerar si la estructura es dividida en dos partes, un marco y un muro y después las dos partes son unidas de manera que todas las leyes estructurales sean plenamente satisfechas.

El método de Khan y Sbarounis consiste en su forma más simple en reducir la estructura a base de marcos y muros, en dos estructuras equivalentes. Así una de estas estructuras equivalentes formará el sistema que representará al muro o muros de rigidez, al cual se lo denominará sistema " W " y la otra estructura considerará a los marcos, incluyendo columnas, vigas y losas que contribuyen a la rigidez lateral, y se lo llamará sistema " F ".

Estos dos sistemas W y F se consideran ligados por barras horizontales de rigidez axial infinita y de rigidez a la flexión nula. Con esto los desplazamientos laterales de ambos sistemas son iguales, no siendo iguales los giros.

El método propone que las cargas laterales se apliquen en su totalidad al sistema W como si estuviera aislado, y calcular en base a esas cargas sus desplazamientos laterales, luego se suponen unos desplazamientos para el sistema F, que pueden ser iguales a los calculados para el sistema W, y por medio de distribución de momentos se pueden conocer los elementos mecánicos generados por esos desplazamientos supuestos y las reacciones sobre el sistema W. Se calcularán las modificaciones que producen las reacciones aplicadas al sistema W nuevamente aislado, y se procede a comparar los desplazamientos en ambos sistemas, repitiéndose el procedimiento hasta que estos desplazamientos sean iguales.

En el caso de que los marcos tomen parte significativa de las cargas laterales totales, el método puede requerir de varios ciclos y por lo tanto ser laborioso, por lo cual los autores presentan gráficas dando valores de los desplazamientos del conjunto W-F, en función del desplazamiento del muro en su parte superior. Así también una variante admisible es emplear las fórmulas de Wilbur, en vez de efectuar distribución de momentos.

Análisis

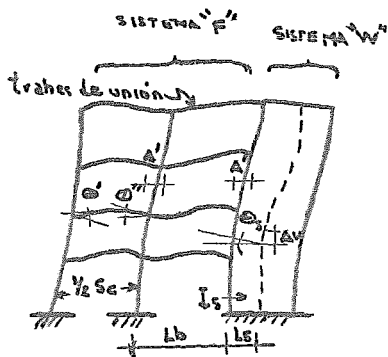
El análisis se llevará a cabo creando un sistema W compuesto del muro de cortante, o la combinación de muros. Este sistema puede tener cualquier configuración y alguno o todos los muros pueden extenderse a todo lo alto de la estructura. El momento de inercia del sistema W será igual a la suma de los momentos de inercia de todos los muros, y se representará por I_B .

El sistema F comprende al sistema de marcos, esto incluye todas las columnas, traveses y losas que contribuyan a la rigidez lateral. Las rigideces de columna, trabe y vigas de unión se denominarán S_c , S_b' , y S_b'' respectivamente, y representan la suma de las rigideces de todos esos miembros de la estructura.

Se acepta una simplificación que es igualmente válida, agregando la rigidez de las traveses de unión a la rigidez de los otros miembros flexibles, teniendo

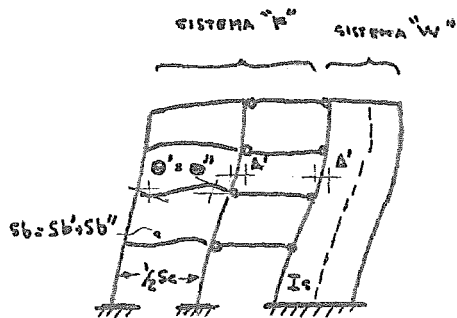
$$S_b = S_b' + S_b''$$

con lo cual tenemos los 2 sistemas unidos por miembros que pueden transmitir solo fuerzas laterales, y desde el punto de vista del diseñador, los valores calculados de cualquiera de las estructuras idealizadas fig. FV-3a y FV-3b son esencialmente los mismos.



Estructura Idealizada

Fig. FV-3a



Estructura Idealizada

Simplificada

Fig. FV-3b

El equilibrio de la estructura total requiere que las condiciones siguientes sean satisfechas.

- 1).- Deflexiones en el sistema W y sistema F deben ser las mismas en los niveles correspondientes
- 2).- Miembros de unión que conectan al sistema F al W deben sufrir la misma rotación y traslación vertical, como aquellos del sistema W en sus puntos de conexión
- 3).- El cortante horizontal V_w desarrollado por el sistema W, más el cortante horizontal V_f desarrollado en el sistema F deben ser iguales al cortante total externo V_t en cada nivel.

Tomando estas consideraciones se principia el cálculo de desplazamientos y rotaciones en el muro, al cual se le aplicaran las cargas externas calculadas totalmente, y se encontrarán las deformaciones por el método de Area-Momento.

Este método se basa en la geometría de la elástica, y el diagrama de momentos flexionantes dividido entre $E I$, siendo un método semigráfico de integración, tenemos que:

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{d \theta}{d x} = \frac{M}{E I} \quad \text{o} \quad d \theta = \frac{M}{E I} d x$$

Donde su interpretación geométrica, con ayuda de la fig. FV-4 nos indica que la recta $m_1 p_1$ es la tangente a la curva elástica en m_1 , y $m_2 p_2$ es la tangente en m_2 .

El ángulo $d\theta$ es igual al área $M dx$ del diagrama de momentos flexionantes dividida por la rigidez flexional EI , integrando la ecuación anterior entre los puntos A y B

$$\theta = \int_a^b \frac{M dx}{EI}$$

y el primer teorema del método de Área de Momentos nos indica que "el ángulo θ entre las tangentes a la línea elástica en dos puntos A y B es igual al área del diagrama de momentos flexionantes comprendida entre esos puntos, dividida por EI ."

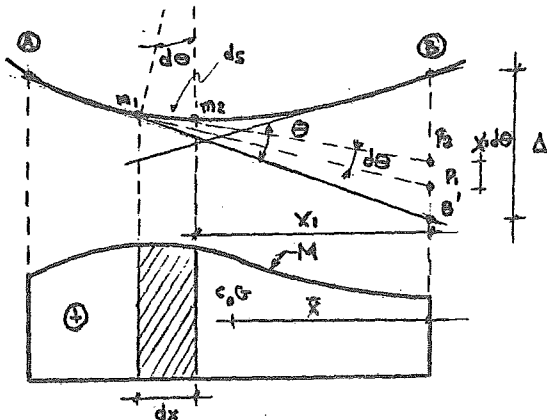


fig. FV-4

Al considerar la desviación tangencial Δ del punto B respecto a la tangente AB en el punto A, observamos que el ángulo θ es muy pequeño y la contribución a la distancia Δ del elemento $m_1 m_2$ por flexión es igual a $X_1 d\theta$, donde X_1 es la distancia del punto B al elemento.

$$X_1 d\theta = X_1 \frac{M dx}{EI}$$

entonces por integración desde A hasta B se obtiene la desviación total Δ

$$\Delta = \int_a^b X_1 \frac{M dx}{EI}$$

Representando el momento estático con respecto al punto B del área del diagrama de momentos flexionantes entre A y B dividida por EI , lo cual nos conduce al segundo teorema.

" La desviación tangencial Δ del punto B con respecto a la tangente en el punto A es igual al primer momento, con respecto al punto B del área del diagrama de momentos flexionantes entre A y B dividido por E I

Bajo estos teoremas se calcula la pendiente y la deflexión en el muro sujeto a la totalidad de las cargas externas, los cuales simbolizaremos como Θ_{fi} y Δ_{fi} respectivamente.

Los movimientos verticales de los puntos de conexión con el sistema W son calculados multiplicando la pendiente Θ_f en cada nivel, por la distancia del eje neutro del muro a los puntos de conexión L_s

$$\Delta_{fv} = L_s \cdot \Theta_f$$

en la fig. FV-5 se muestran las deformaciones del sistema W en un estado libre.

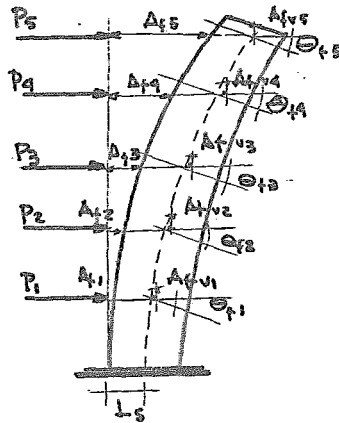


figura FV-5

Una vez conocidas estas deformaciones en el sistema W libre, el sistema F está forzado a sufrir deflexiones en cada piso (ver fig. FV-6a). Este sistema no tiene fuerzas sino solo deflexiones conocidas y rotaciones en los puntos de unión. por consiguiente los momentos inducidos por fuerza adecuada, pueden ser determinados directamente usando la distribución de momentos, que para columnas uniformes y secciones de travesa, los momentos arreglados en los extremos en el principio de la distribución de momentos será:

Para columnas en el "i"ésimo nivel

$$F M_{ci} = \left(\frac{6 EI_{ci}}{h_i^2} \right) (\Delta_{ai} - \Delta_{i-1})$$

y en el "i"ésimo piso para traves de unión en el final del muro

$$F M_{biw} = \left(\frac{4 E I_{bi}}{L_b} \right) \theta_i + \left(\frac{6 E I_{bi}}{L_b^2} \right) \Delta_{vi}$$

y para traves de unión en el extremo del marco

$$F M_{bif} = \left(\frac{2 E I_{bi}}{L_b} \right) \theta_i + \left(\frac{6 E I_{bi}}{L_b^2} \right) \Delta_{vi}$$

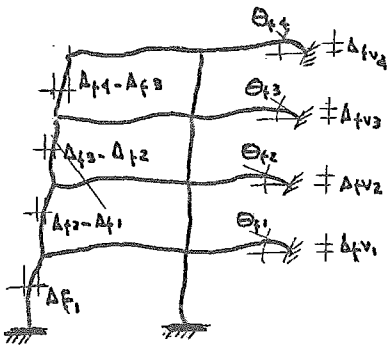


fig. FV-6a

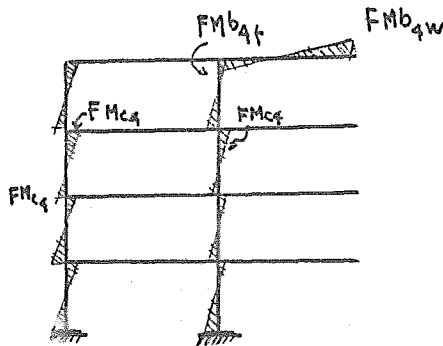


fig. FV-6b

Después de forzar el sistema F al sistema W, los cortantes totales en cada nivel del sistema F así como los momentos y reacciones aplicadas en el sistema W por las uniones, serán calculadas.

Aquí es donde se presenta una simplificación en el método para lograr una rápida convergencia, ya que la distribución de momentos y el cálculo de cortantes es una tarea laboriosa en un procedimiento iterativo como este. Así una forma deflexionada final puede ser determinada aproximadamente de las gráficas GV-1 a GV-4, donde los autores del método ilustran gráficamente el comportamiento deflexional del sistema estructural completo en interacción, presentando datos con un rango suficientemente grande en valores de rigidez y carga.

Se muestran las deflexiones relativas, para condiciones de carga uniforme o triangular, trazadas en términos de distancia desde el piso, y el radio de deflexión de la estructura en cualquier punto arriba de su base, dividida por la deflexión libre del muro de cortante en la parte superior.

Los parámetros que se emplean en esta gráficas son los siguientes:

S_c : Es usado para denotar la suma de rigidez de las columnas

- S_s : representa la suma de rigidez de los muros de cortante
 S_b : se refiere a la suma de la rigidez de las trabes
 S_s / S_c : Radio de rigidez del muro-columna en el primer nivel de la estruc.
 S_c / S_b : Radio de rigidez de la columna-trabes , referente a condiciones en el primer nivel de la estructura.

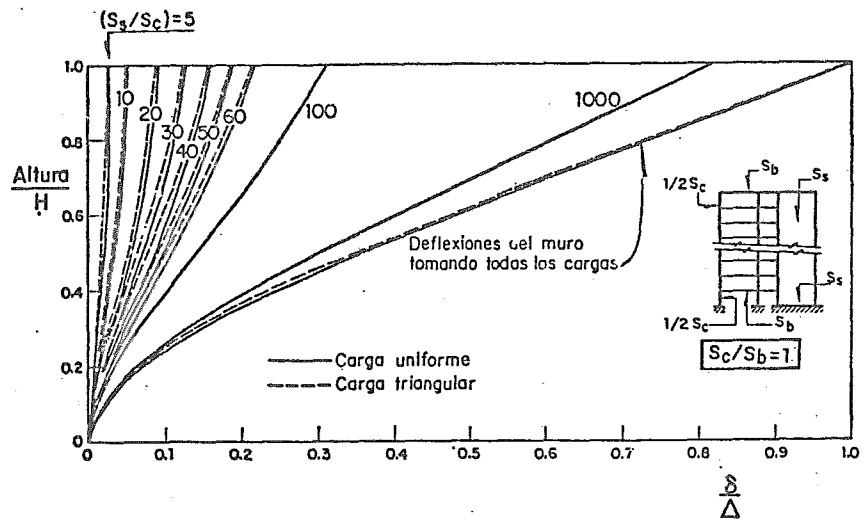
Estos parámetros son usados para clasificar la relacion entre la rigidez de los sistemas F y W. Por ejemplo un radio de rigidez de columna-trabe $S_c / S_b = 1$ representa un marco extremadamente rígido , asi para cualquier rigidez de columna dada, la rigidez del marco considerado es reducido mientras el radio aumenta. Recíprocamente el radio de rigidez de muro-columna $S_s / S_c = 5$ describe un muro de cortante esbelto, radios mayores indican muros en los cuales se aumenta su rigidez.

De tal manera que el procedimiento más rápido es estimar la forma deflexionada con estas curvas y conociendo la rigidez del sistema F aproximadamente, calcular el cortante que toma el sistema F y las cargas en el muro resultantes de la interacción sustrayendo el cortante del marco estimado, de los cortantes totales. Y con estos valores volver a encontrar la forma deflexionada del muro, cuyos desplazamientos se compararán con los del sistema F.

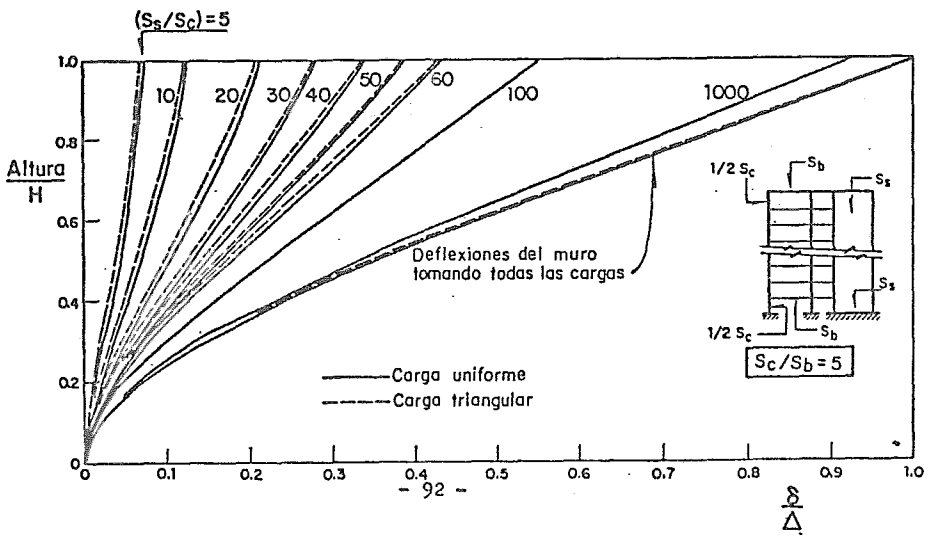
Este es el final de un ciclo de iteración, para las condiciones estables las deflexiones iniciales consideradas en cualquier piso "i" al principio de ciclo n ésimo $\Delta_{ii(n)}$, debe ser la misma que las deflexiones finales $\Delta_{ei(n)}$ al completar el n ésimo ciclo, sin embargo en muchos casos en el primer ciclo Δ_{ei} es negativo, indicando que la iteración es divergente, por lo que la generalización de este método de solución depende del uso de un corrector de convergencia, para ser aplicado a las deformaciones iniciales del ciclo n ésimo $\Delta_{ii(n)}$.

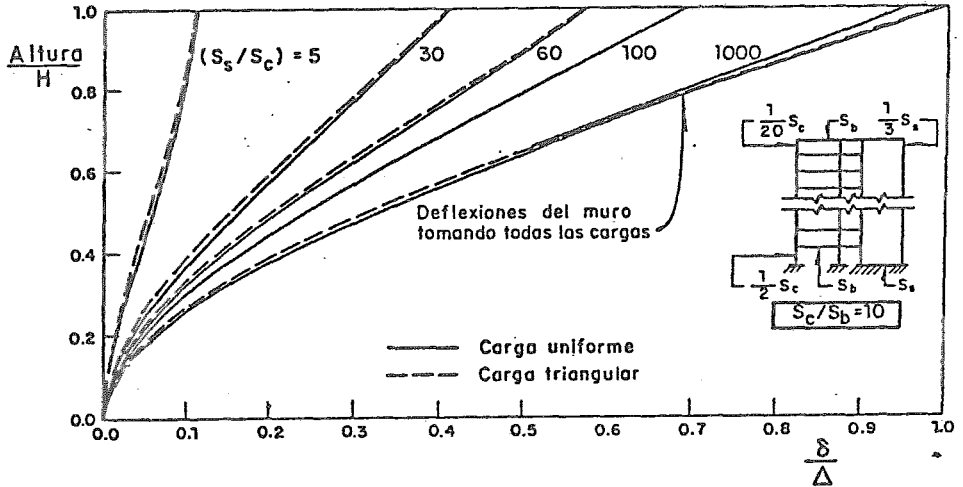
La corrección de convergencia es derivada de la hipótesis que en cada ciclo, el movimiento del sistema W en cada piso con respecto a su forma de deflexión libre, para obtener deformaciones iniciales del ciclo $(n+1)$, es linealmente proporcional al movimiento del sistema F con respecto a la línea vertical. Entonces puede ser mostrado que si en el n ésimo ciclo los valores iniciales en el i ésimo piso eran $\Delta_{ii(n)}$, y los valores finales eran $\Delta_{ei(n)}$, los valores iniciales en el ciclo $(n+1)$ deben ser:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{ei(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \left(\frac{\Delta_{fi} - \Delta_{ei(n)}}{\Delta_{ii(n)}} \right)}$$

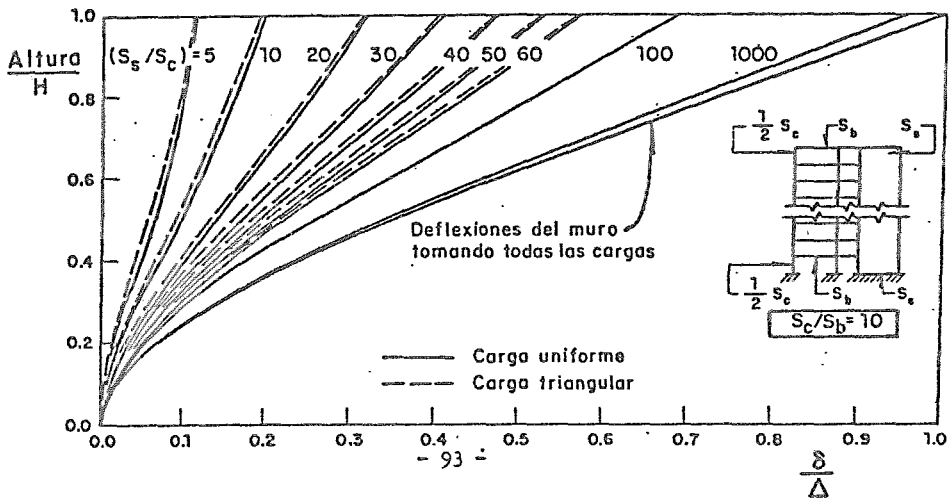


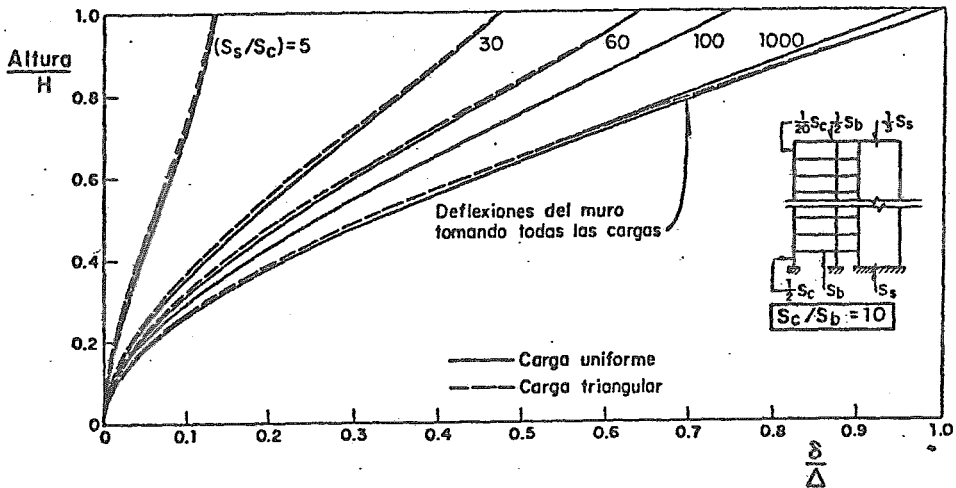
δ = Deflexion de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexion del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total



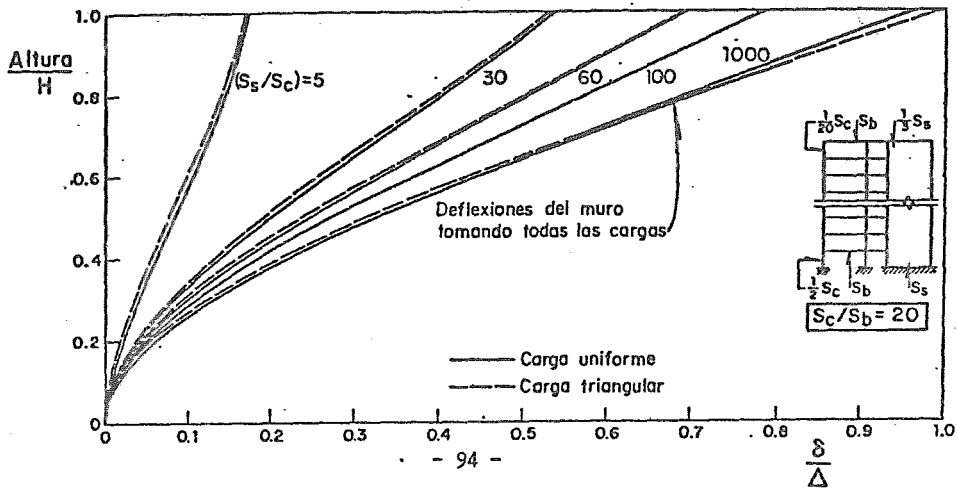


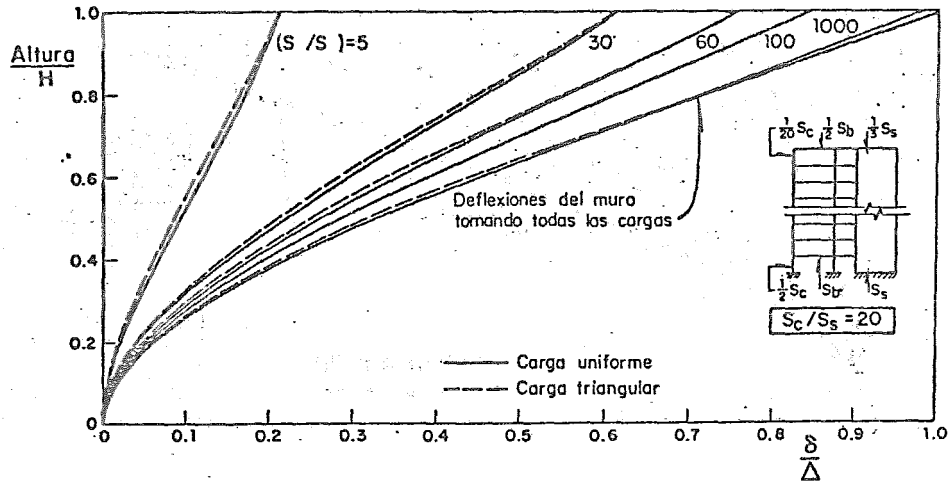
δ = Deflexión de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexión del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total





δ = Deflexion de la estructura a la altura correspondiente
 Δ = Deflexion del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
 H = Altura total





- δ = Deflexion de la estructura a la altura correspondiente
- Δ = Deflexion del extremo superior del muro aplicándole las cargas totales
- H = Altura total

Estos valores son usados como valores iniciales para el ciclo siguiente, y el procedimiento es repetido. Al final de cada ciclo Δ_{oi} y Δ_{ii} deben ser chequeados hasta que la convergencia tenga una tolerancia aceptable.

Procedimiento del método de Khan y Sbarounis

1).- Para la creación de los sistemas W y F partimos de calcular inercias, de columnas, traveses y muros, analizando en ambas direcciones el sismo de tal manera que se manejarán las secciones que sean resistentes en la dirección analizada.

Así se crea el sistema W del que conocemos la inercia del muro, así como el término I_s que es la sumatoria de inercias de los muros. En cuanto al sistema F de marcos, se calcularán los términos S_b y S_c siendo

$$S_b = \frac{I_b}{L} \quad (\text{rigideces de traveses}) \quad S_c = \frac{I_c}{L} \quad (\text{rigideces de columnas})$$

2).- Se obtendrán las rigideces de entrepiso, mediante las fórmulas de Wilbur, incluyendo en su cálculo todas las vigas y columnas de los marcos resistentes en el sentido analizado.

3).- Se procede a cargar el sistema W con las cargas totales producto del análisis para determinar la fuerza horizontal de cada nivel aplicada en su centro de gravedad, conforme lo estipula el RCDF, y con estas cargas se calcularán los desplazamientos Δ_i del muro, mediante el método de la viga conjugada, considerando particularmente el desplazamiento en el piso superior Δ_n .

4).- Se estimarán las fuerzas cortantes en los sistemas W y F utilizando como datos iniciales los valores obtenidos de las gráficas (Ver GV-1 a GV-4) en función de los parámetros S_c / S_b y S_s / S_c siendo:

$$\frac{S_s}{S_c} = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} \left(\frac{10}{N} \right)^2$$

- E_s = Módulo de elasticidad del muro
- I_s = Momento de inercia del sistema W
- E_c = Módulo de elasticidad de columnas del sistema F
- I_c = Momento de inercia de columnas del sistema F
- N = número de pisos de la estructura

con lo cual en dichas gráficas encontraremos una relación que es el cociente del desplazamiento de un nivel dado, entre el desplazamiento en el piso superior y depende de la relación de altura de cada nivel entre la altura total de la estructura.

Como el desplazamiento del piso superior se conoce (inciso 3), se encontrarán los desplazamientos Δ_{ii} , con los cuales se determinarán los desplazamientos del entrepiso deseado Δ_i .

5).- Conocidos estos desplazamientos acumulando los valores de Δ_{ii} , se multiplican por las rigideces de entrepiso correspondientes, y de este producto se determinan las fuerzas cortantes que actúan en el sistema F

6).- Se encuentran los cortantes que actúan sobre el muro e sistema W, restando de los cortantes totales, los respectivos cortantes calculados para el sistema F

7).- Se calculan nuevamente los desplazamientos que provocan estos nuevos cortantes sobre el sistema W, por medio del método de la viga conjugada.

8).- Se comparan los desplazamientos que sufre el sistema W, calculados en el paso anterior, con los desplazamientos del sistema F (calculados en el inciso 4), si no son suficientemente parecidos se repite el procedimiento nuevamente.

9).- En el caso de ser necesario efectuar otro ciclo, se emplea un criterio de convergencia que consiste en emplear como valor inicial para el desplazamiento $\Delta_{ii(n+1)}$ en el piso "i", en el ciclo n+1, el dado por la expresión:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{ei(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \frac{\Delta_{fi} - \Delta_{ei(n)}}{\Delta_{ii(n)}}$$

donde:

- $\Delta_{ii(n)}$ = desplazamiento inicial del piso "i" en el ciclo "n"
- $\Delta_{ei(n)}$ = desplazamiento final del piso "i" en el ciclo "n"
- Δ_{fi} = desplazamiento del sistema W en el nivel "i" cuando se somete a las cargas totales como si estuviera aislado.

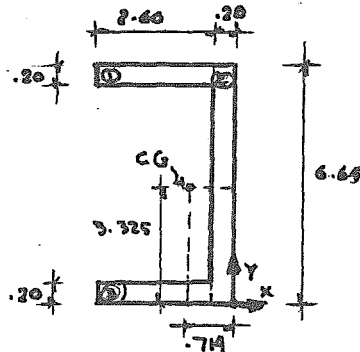
10).- Cuando converge el método y se igualan desplazamientos, solo nos resta calcular las fuerzas cortantes en cada sistema. Para el sistema F conocemos su rigidez y su desplazamiento, por lo que con el producto de estas dos cantidades se determina el cortante que soporta, teniendo cuidado de manejar los desplazamientos relativos de cada entrepiso.

11).- Se calculan los cortantes que actúan sobre el muro, como la diferencia del cortante total que actúa en los dos sistemas, menos el cortante en el sistema F calculado en el inciso anterior.

Esto es una descripción breve del método de Khan y Sbarounis en cuanto a su procedimiento. Se advierte que esto involucra una tarea laboriosa, por lo que se implementó un programa de computadora para solucionarlo, agilizando el cálculo, evitando errores, y teniendo más precisión en los resultados. Mas adelante se detallará el programa empleado

Desarrolle del método

Calculo del momento de inercia del muro rígido. Se consideran las propiedades geométricas del muro para valuar su momento de inercia con respecto a las dos direcciones principales, así como su centro de gravedad.



Calculo para sentido en torno al eje "X"

Parte	A (m ²)	Y _o (m)	A Y _o	I _o (m ⁴)	A Y _o ²	I'x (m ⁴)
1	.52	6.550	3.406	1.73x10 ³	22.309	22.310
2	1.33	3.325	4.422	4.901	14.704	19.605
3	.52	.100	0.052	1.73x10 ³	.0052	.00693
	2.37		7.880			41.922

$$\bar{y} = 7.88 / 2.37 = 3.325 \text{ m.}$$

$$I_x = I'_x - A \bar{y}^2 = 41.922 - 2.37 (3.325)^2 = \underline{15.72 \text{ m}^4}$$

Cálculo para sentido en torno al eje "Y"

Parte	A (m ²)	Xo (m)	A Xo	Io(m ⁴)	A Xo ²	I'y (m ⁴)
1	.52	1.50	.780	.293	1.17	1.463
2	1.33	.10	.133	.00443	.0133	0.0177
3	.52	1.50	.780	.293	1.17	1.463
	2.37		1.693			2.9437

$$\bar{x} = 1.693 / 2.37 = .714 \text{ m.}$$

$$I_y = I'_y - A \bar{x}^2 = 2.9437 - 2.37 (.714)^2 = \underline{1.735 \text{ m}^4}$$

El sistema de piso que forma una estructura tridimensional, se considera sustituido por un sistema de marcos bidimensionales equivalentes, que están constituidos por columnas y vigas. Es empleado el método de la estructura equivalente para el cálculo de inercias y rigideces del sistema de marcos tomando en cuenta las secciones y anchos equivalentes.

Para ser utilizado dentro del método de Khan y Sbarounis, se presenta en forma resumida el cálculo de la rigidez de entrepiso para el sistema F por medio de las fórmulas de Wilbur. Que es función de las inercias de columnas y traveses obtenidas de la estructura equivalente.

Así pues, las expresiones empleadas son:

Para el primer entrepiso y suponiendo las columnas empotradas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\sum Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1 + \frac{\sum Kc_1}{12}} \right]}$$

Para el segundo entrepiso:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum Kc_2} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1 + \frac{\sum Kc_1}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kt_2} \right]}$$

y para pisos intermedios tenemos:

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{h_m + h_n}{\sum Kt_m} + \frac{h_n + h_o}{\sum Kt_n} \right]}$$

- donde R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión
 Kt_n = Rigidez (I/l) de trabes del nivel sobre el entrepiso "n"
 Kc_n = Rigidez (I/l) de columnas del entrepiso "n"
 m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.
 h_n = altura del entrepiso "n"

Estas rigideces de entrepiso son resumidas en la lista que a continuación se muestra

CUADRO DE RIGIDECES DE MARCOS (VILBUR)

Entrepiso MARCOS	0	1	1.5	2	3	4	5-12	13	14
1	18183.11	7244.52	7776.00	13692.44	6610.28	5351.12	5003.38	6446.73	---
2	24086.78	2373.41	10714.54	19027.85	9096.51	7365.45	6874.72	6874.72	2149.68
3	18999.92	8166.12	7707.26	15954.40	7297.30	5942.64	5583.25	5583.25	3391.22
S U M A	61269.8	23784.05	26197.81	48584.69	23004.10	18659.22	17461.36	18904.71	5540.91
A	2822.30	1692.32	----	1558.57	1755.21	----	----	----	----
B	3334.87	2216.42	----	2141.90	1777.01	1657.69	1657.70	2086.78	----
C	3424.52	2312.24	----	2249.72	1979.60	1951.64	1951.64	2432.72	----
D	6029.15	2875.63	----	2359.12	2170.27	2194.68	2194.68	2194.68	3160.30
E	6049.78	3353.51	7222.06	7710.42	2375.23	2092.95	2092.95	2992.95	3053.45
F	1691.31	----	724.80	----	349.75	1729.49	1889.63	2360.30	----
G	5713.14	----	1892.45	----	1639.56	3222.17	3515.56	3290.69	----
S U M A	29765.60	12450.14	10449.31	16819.75	12556.64	10243.65	13362.11	14498.10	6213.75

*Rigideces en (T/m)

Solución del método de Khan y Sbarounis

Los resultados obtenidos nos muestran que los desplazamientos en los dos sistemas convergen, y llegan a ser iguales después de 20 ciclos iterativos. Asimismo nos muestra los desplazamientos globales que sufre la estructura, los desplazamientos relativos en cada entrepiso, y los cortantes totales, así como la percepción que de ellos toma cada sistema actuante.

De tal manera que el propósito de encontrar la rigidez de entrepiso en cada sentido se logrará dividiendo el cortante total en esa dirección, entre el desplazamiento del entrepiso en ese mismo sentido, el cálculo se realiza a continuación. Y dentro de las tablas TV-10 y TV-11 se presentan los resultados producto del programa de computadora para la solución del método de Khan y Sbarounis.

Rigideces de entrepiso

En el sentido "x" los marcos resistentes serán del A al G, la rigidez de entrepiso en este sentido será el cortante total en la dirección "x" entre el desplazamiento del entrepiso en ese mismo sentido

$$K_x = \frac{Vt_x}{\Delta x}$$

NIVEL	Vtot. (ton ^x)	Δx (m)	K_x (Ton/m)
14	12.37	.00897	1379.04
13	37.52	.00570	6582.45
12	66.30	.00659	10060.69
11	92.86	.00764	12154.45
10	117.20	.00845	13869.82
9	139.31	.00955	14587.43
8	159.20	.01049	15176.35
7	176.87	.01134	15597.00
6	192.31	.01176	16352.89
5	205.53	.01179	17432.57
4	216.53	.01168	18538.52
3	227.36	.01077	21110.49
2	232.20	.00455	51032.96
1.5	234.89	.00411	57150.85
1	238.10	.00644	36972.05
0	240.92	.00273	88249.08

SENTIDO "X"

METODO DE KHAN Y SBAROUNIS
 CICLO=20

NIVEL	DESP. INICIAL	DESP. FINAL	DESP. PARCIAL	V. TOTAL	V. MARCOS	V. MUROS
1	0.00273	0.00273	0.00273	240.920	79.413	161.507
2	0.00917	0.00917	0.00644	238.100	80.206	157.894
3	0.01328	0.01327	0.00411	234.890	42.944	191.946
4	0.01783	0.01782	0.00455	232.200	72.850	159.350
5	0.02860	0.02863	0.01077	227.360	135.231	92.129
6	0.04028	0.04022	0.01168	216.530	150.089	66.441
7	0.05208	0.05205	0.01179	205.530	156.879	48.651
8	0.06383	0.06372	0.01176	192.310	156.387	35.923
9	0.07517	0.07495	0.01134	176.820	150.387	26.433
10	0.08569	0.08551	0.01049	159.200	140.000	19.200
11	0.09521	0.09525	0.00955	139.310	127.360	11.950
12	0.10367	0.10407	0.00845	117.200	112.000	5.200
13	0.11132	0.11195	0.00764	92.880	101.700	-8.820
14	0.11791	0.11890	0.00659	66.300	97.767	-31.467
15	0.12361	0.12524	0.00570	37.520	82.000	-44.480
16	0.13258	0.13116	0.00897	12.370	65.737	-53.367

S E N T I D O "Y"

METODO DE KHAN Y SBAROUNIS

CICLO=20

NIVEL	DESP. INICIAL	DESP. FINAL	DESP. PARCIAL	V. TOTAL	V. MARCOS	V. MUJOS
1	0.00062	0.00062	0.00062	280.920	38.537	202.383
2	0.00219	0.00219	0.00156	238.100	37.134	200.966
3	0.00323	0.00323	0.00104	234.890	27.214	207.676
4	0.00443	0.00443	0.00120	232.200	58.362	173.838
5	0.00749	0.00749	0.00307	227.360	70.563	156.797
6	0.01111	0.01111	0.00361	216.530	67.393	149.137
7	0.01513	0.01513	0.00402	205.530	70.213	135.317
8	0.01944	0.01944	0.00431	192.310	75.321	116.989
9	0.02398	0.02398	0.00450	176.870	78.623	98.247
10	0.02855	0.02855	0.00460	159.200	80.407	78.793
11	0.03312	0.03312	0.00464	139.310	80.077	58.333
12	0.03781	0.03781	0.00462	117.200	80.658	36.542
13	0.04237	0.04237	0.00457	92.800	79.769	13.031
14	0.04689	0.04689	0.00451	66.300	78.688	-12.388
15	0.05136	0.05136	0.00446	37.900	77.287	-16.727
16	0.05578	0.05578	0.00440	12.300	75.668	-12.228

Los marcos resistentes en el sentido "y" son el 1, 2 y 3, y las rigideces de entrepiso en ese sentido son:

$$K_y = \frac{Vt_y}{\Delta_y}$$

NIVEL	Vtot _y (ton)	L _y (m)	K _y (ton/m)
14	12.37	.00444	2786.04
13	37.52	.00446	8412.55
12	65.30	.00451	14700.65
11	92.86	.00457	20319.47
10	117.20	.00462	25367.96
9	139.31	.00464	30023.70
8	159.20	.00460	34608.69
7	176.87	.00450	39304.44
6	192.31	.00431	44619.49
5	205.53	.00402	51126.86
4	216.53	.00361	59980.61
3	227.36	.00307	74058.63
2	232.20	.00120	193500.00
1.5	234.89	.00104	225855.77
1	238.10	.00156	152628.21
0	240.92	.00062	388580.65

Comentarios y Conclusiones sobre el método de Khan y Sbarounis

Hemos visto que el desarrollo de este método nos permite conocer los desplazamientos que sufre la estructura, así como la participación del cortante en cada sistema, y conocidos estos puntos es susceptible de conocerse la rigidez de entrepiso que era lo que se pretendía valorar.

También se observa que en el sentido "y" donde actúan los marcos 1, 2 y 3 tenemos un desplazamiento total del orden de los 5.5 cm, mientras que en el otro sentido ese desplazamiento alcanza los 13 cm., estos valores son manifiesto del trabajo de los marcos, y muros en cada dirección. Y se ve que dichos desplazamientos están dentro de los límites aceptables, por la orientación de los marcos, la magnitud de las cargas, las secciones involucradas, la altura del edificio, etc.

Con respecto al desplazamiento máximo relativo en cada nivel vemos que el mayor es en el sentido "x", es de aproximadamente un centímetro, mientras que en el "y", es de medio centímetro, lo cual es aceptable y se compara con los estados límites para desplazamiento horizontal, estipulado en el Art.

242 del Cap. XXXVII de Diseño por sismo que nos limita las deformaciones laterales de cada entrepiso por fuerza cortante a .008 veces la diferencia de elevación correspondiente, teniendo alturas de 2.80 m. donde se presentan estos desplazamientos, el máximo tolerable sería de $.008 \times 280 = 2.2\text{cm.}$, con la cual estamos dentro de los límites aceptables por bastante margen, y esto considerando valores máximos.

Los desplazamientos son representados gráficamente en la fig. FV-7, donde se observa que los desplazamientos relativos menores se presentan en los niveles inferiores y van sufriendo incrementos con respecto a la altura, siendo en el sentido "x" los desplazamientos mayores en los niveles 5 y 6. Y en el sentido "y" en los niveles 9 y 10, y tienden a reducirse en los niveles superiores a ellos. Esto se explica debido a que en los niveles superiores se presenta una inversión de cortante, el cual implícitamente lleva consigo limitar los desplazamientos relativos en esos niveles, ya que es una fuerza que se opone a ellos, con lo cual son menores a los que se presentaban en los niveles inferiores a ellos.

Los cortantes obtenidos nos indican que la capacidad de absorción del sistema muro rígido es mayor en los niveles inferiores y disminuyen con respecto a la altura en forma importante, hasta el grado de presentarse una inversión de este cortante en los 3 ó 4 últimos niveles.

Con respecto a los marcos, su trabajo es opuesto, ya que aumentan su capacidad de absorber cortante conforme aumentan los niveles.

Esto se explica ya que los modos de desplazamiento no son iguales, un muro se desplaza principalmente por flexión, y el desplazamiento por cortante es predominante en los marcos; esta diferencia nos conduce al problema de la inversión en el cortante.

Pero como los dos sistemas actúan bajo la acción de la fuerza sísmica, deben tener el mismo desplazamiento, y la deflexión de los muros que trabajan como voladizos es mayor que la de los marcos trabajando independientemente, por esto en los pisos superiores los marcos tienen realmente que soportar a los muros, y reciben fuerzas cortantes mayores que las producidas por el sismo. Esto demuestra el hecho de que los muros son voladizos dúctiles, los cuales se deflexionan aun más que los propios marcos.

De tal manera que el método converge cuando los desplazamientos en los sistemas son iguales, por lo tanto es necesario que sobre el sistema de marcos sobre una fuerza capaz de proporcionarles ese desplazamiento, y en los

niveles donde se produce esa inversión, esa fuerza de que hablamos es mayor que la fuerza sísmica actuante, por lo cual para equilibrarla, el muro toma el resto del cortante, pero actuando en sentido contrario.

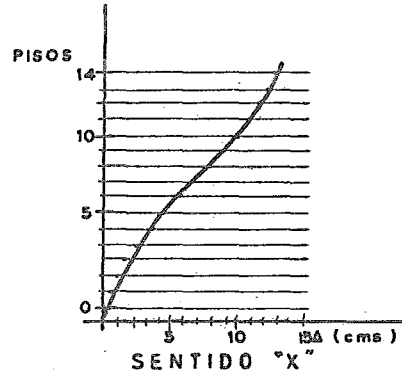
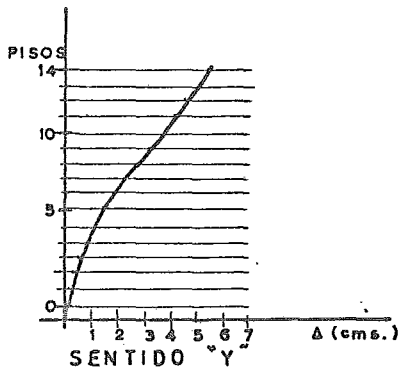
En la figura FV-3 se representa gráficamente la parte del cortante que toma cada sistema.

El análisis de carga lateral en este tipo de edificios fue llevado a cabo inicialmente en los años 50^s; asignando todas las cargas laterales al muro, pues se pensaba que la gran diferencia de rigidez entre marcos y muros haría que estos últimos aceptaran el total de la carga lateral. Esta creencia equivocada pudo haber sido conservadora para los momentos del muro, sin embargo no lo es para el marco, especialmente en las partes superiores del edificio.

Al distribuir cargas entre marcos y muros se tiene como consecuencia, estructuras más económicas porque el resultado del análisis indicará la reducción del refuerzo en los muros. Además es la forma más económica de aumentar la rigidez global del edificio; y el muro cumple con una triple función: soportar cargas gravitacionales, proveer resistencia lateral, y funcionar como muro.

A manera de comentario y basándonos en estudios de observación de daño sísmico de este tipo de edificios en comparación con estructuras a base de marcos, se determina que el sistema de marcos sin muros es relativamente un sistema estructural pobre para edificios residenciales y de oficinas, que contienen gran cantidad de elementos no estructurales que no son diseñados para acomodar largas distorsiones de los sismos, y que estos elementos en muchos casos tienen un elevado porcentaje del costo del edificio, es por ello que debemos tener más control sobre el daño que el marco dúctil nos puede ocasionar.

En cuanto al aspecto negativo de la presencia de muros en interacción con marcos, estos estudios presentan en general 2 diferentes categorías de mal comportamiento, que son los muros interrumpidos, y los muros unidos frágilmente. Con relación al primer punto es preferible totalmente darle continuidad a los muros a todo lo alto de la estructura, porque al interrumpir muros se han presentado casos de problemas en este tipo de edificios. Como ejemplo podemos mencionar el hospital "Oliver View" de San Fernando, que en la planta baja, debido a razones arquitectónicas, fueron omitidos los muros, el resultado fue que el edificio se torció más de 2 pies en la planta baja, y debido a la alta ductilidad disponible en las columnas no se produjo el colapso total del nivel cero.



Valores de desplazamientos

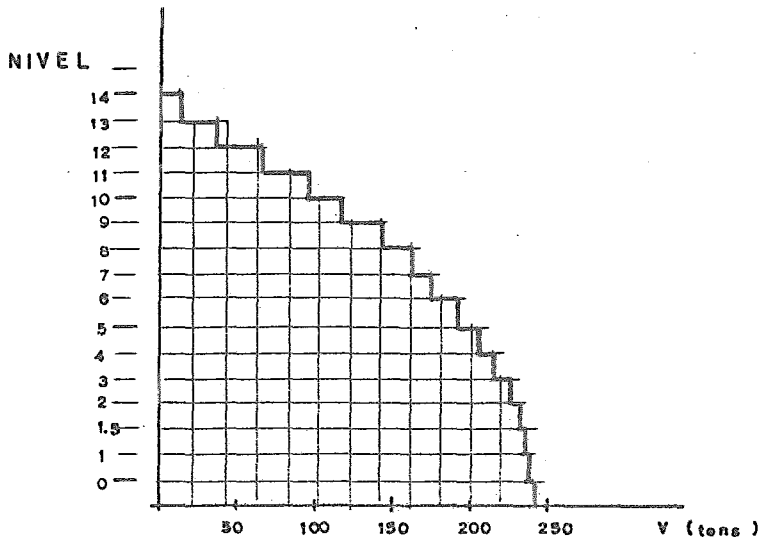
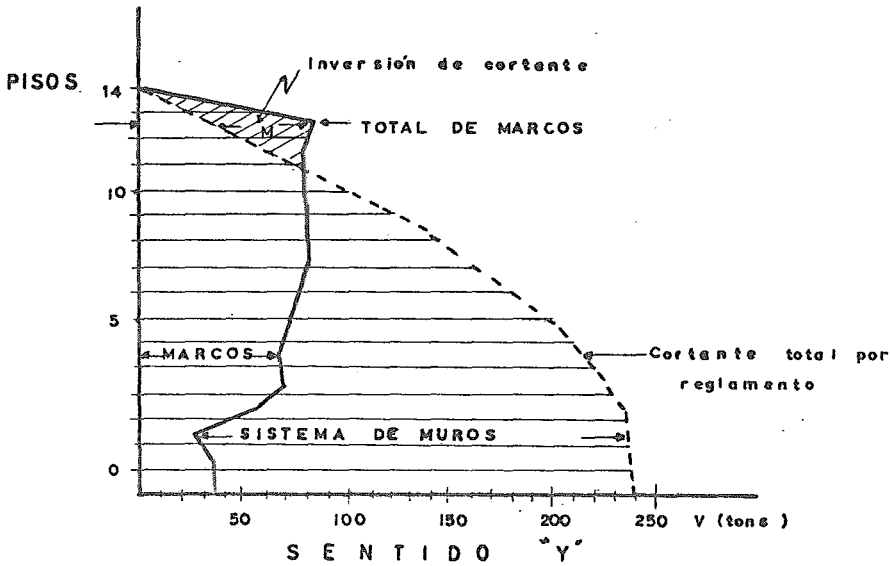
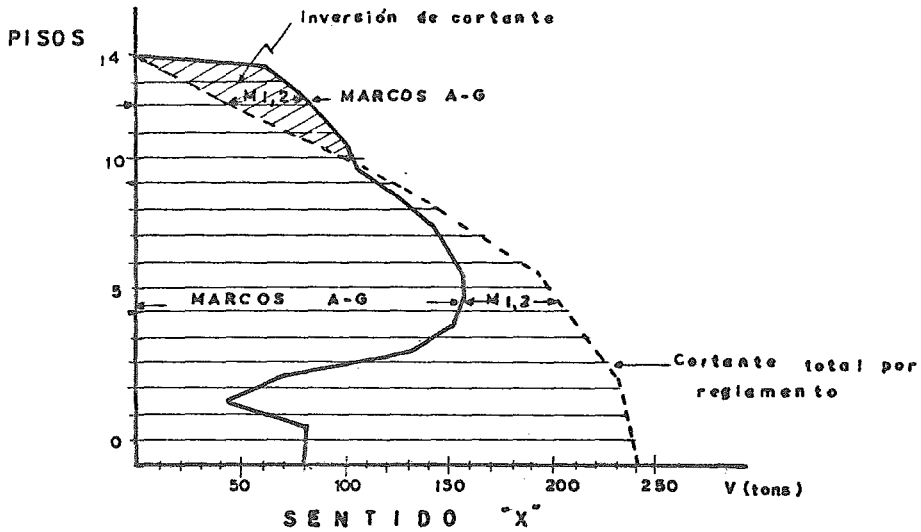


DIAGRAMA DE CORTANTE



Referente al punto dos, el tipo común de daño sísmico es el movimiento y des-
conchado a lo largo de las juntas de construcción horizontales. También cabe
destacar que las trabes de interconexión entre muros y el sistema de marcos
es donde se han presentado más frecuentemente daños de elementos.
Por esto se recomienda que para solucionar el problema de las juntas, se co-
loquen pasadores de barra a lo largo de toda la junta entre las varillas del
armado vertical, y para el segundo caso se agreguen barras de acero en las
zonas críticas.

E) EFECTO DE TORSION

Se denominan esfuerzos de torsión a los que se generan en los planos ho-
rizontales del edificio, tratando de hacerlo girar sobre su eje vertical, que
corresponde al centro de gravedad determinado por las rigideces.

Este efecto se debe a la no coincidencia entre la línea de acción de la
resultante de la fuerza sísmica, y la de los elementos resistentes, que se
aplica en el eje de rotación.

La fuerza cortante que debe resistir cada marco o muro será igual a la
suma de los efectos de considerar la fuerza actuando en su punto de acción
que llamaremos cortante directo, más el efecto de torsión que crean esas
mismas fuerzas.

Conocida la fuerza cortante sísmica que actuó en cada nivel, se distribuye
proporcionalmente a las rigideces de los elementos resistentes considerados
en el nivel analizado, y se hace la corrección que nos produce el momento de
torsión, debido a la excentricidad del punto de aplicación de la fuerza, con
el centro de giro del nivel.

La corrección a la fuerza cortante sísmica está dado por:

$$Vt_i = \frac{Mt K_i d_i}{J}$$

donde: Vt_i = fuerza cortante en el elemento resistente "i" debi-
do a torsión.

Mt = Momento torsionante de entrepiso

K_i = Rigidez del elemento considerado

J = Rigidez torsional = $(\sum K_x Y_t^2 + \sum K_y X_t^2)$

$d_i = X_t$ o Y_t = Distancia al centro de torsión, medidas normalmente
a la dirección en planta de cada elemento.

El momento torsionante se calculará con la fórmula

$$M_t = V_{tot} \cdot e$$

V_{tot} = Fuerza cortante en el entrepise
 e = excentricidad

Donde esta excentricidad "e" se tomará como la que resulte más desfavorable al elemento resistente, o sea la que le ocasione los mayores esfuerzos.

$$e = 1.5 e_g + .10 b \quad \text{e} \quad e = e_g - .10 b$$

donde: e_s = excentricidad torsional calculada como la distancia entre el centro de torsión del nivel, y la fuerza cortante en ese nivel.

b = máxima dimensión en planta de dicho entrepise medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

Esto es siguiendo las consideraciones impuestas en el art. 240 inciso VII del Capítulo de Diseño Sísmico.

Con respecto al cortante directo se considera que actúa proporcionalmente a la rigidez que posee cada elemento, y se calcula como:

$$V_d = \frac{V_{tot} K_i}{\sum K_i}$$

V_d = Cortante directo en el elemento "i"

V_{tot} = Cortante total en el entrepise estudiado

K_i = rigidez del elemento

Para determinar este efecto de torsión en los niveles donde se presenta la inversión del cortante, se calcule como el efecto de las fuerzas en los marcos y su respuesta al centro de rigidez de esos marcos, más el efecto de fuerzas en el muro y su respuesta a la sección que trabaje en planta (sean los patines o el alma) y superponiendo esos efectos con los correspondientes al del cortante directo, lo cual nos dará el valor del cortante total.

Esto debido a que independientemente del sentido del cortante, este tiene un punto de aplicación bien definido, y cada elemento dependiendo de su rigidez responderá al efecto de torsión en función a ese punto.

Así el sistema de marcos en ciertos niveles recibe la acción de fuerzas cortantes mayores a las fuerzas calculadas, y esas fuerzas de mayor magnitud

se distribuirán como cortante directo en proporción a la rigidez de cada marce, y el efecto de torsión se valorará calculando el momento con esa misma fuerza y su trabajo hacia el centro de torsión de esos marcos.

En el sistema de muros obrará un cortante de signo contrario pero con el mismo punto de aplicación, el cual será absorbido por los patines de la sección canal cuando el sismo sea paralelo al eje "x", y el alma de esa sección cuando sea paralelo al eje "y". Ya que al analizar por flexión el muro en vo ladize se tenía una sección canal completa trabajando, al analizar el cortante en cada planta se tomaron los elementos de esta sección que resistan esos esfuerzos, según sea la dirección del cortante, por lo cual trabajan los patines e el alma según el sentido que se este analizando.

El caso de torsión para este sistema de muros se analizó valuando el momento considerando la fuerza que actúa realmente en ese sistema, contraria a la de los marcos, y con su respuesta al centro de rigideces del mismo sistema.

En forma independiente se valúan los esfuerzos de torsión que causa cada sistema de fuerzas en cada sistema resistente, ya que son las fuerzas que realmente actúan en ellos.

Es práctico disponer los elementos de estos cálculos en tablas como las que se muestran a continuación, y que sirvieron para calcular los cortantes afectados por torsión, se muestran los resultados en las tablas TV-12 a la TV-27 que corresponden a cada nivel de la estructura.

También se presenta en la figura FV-9 gráficamente el problema de torsión, donde se muestra el sistema de fuerzas actuantes y los elementos resistentes, enfocada al caso particular del entrepiso 13 cuyo cálculo se desarrolló en la tabla TV-13

F) SUPERPOSICION DE LA ACCION DE COMPONENTES ORTOGONALES

El artículo 237 del Capítulo de Diseño Sísmico nos indica la necesidad de analizar las estructuras bajo la acción de dos componentes ortogonales del movimiento del terreno que constituye una aproximación a la que se obtendría de un análisis de confiabilidad estructural cuyo objetivo fuese lograr igual seguridad, independientemente de las direcciones de los componentes superpuestos en el análisis.

Así se superpondrá la influencia de un componente con 0.3 del otro, diseñando para lo más desfavorable, ya sea el efecto de $V_x + 0.3 V_y$ e de

$V_y + 0.3 V_x$, para cada elemento trabajando independientemente. Con este criterio se calculó para cada marco y mure los efectos de superposición, con lo cual se determine el cortante total actuando sobre cada uno de ellos.

En la tabla TV-28 se muestran los resultados calculados a partir de los valores obtenidos en las tablas TV-12 a TV-27, y se muestra para cada marco y mure los valores de cortante total que toman en cada nivel.

G) MOMENTOS DE VOLTEO

Las fuerzas sísmicas o empujes que provoca el sismo, tienen una resultante la cual cuando el edificio es resistente para soportar sus deformaciones, le tratará de voltear.

Esto provoca que las columnas del lado del empuje estén sujetas a tensiones mientras que las del lado opuesto se comprimen; estos esfuerzos son nulos en el eje de rotación, que se puede tomar como la proyección del centro de gravedad del edificio sobre su base, y aumentan gradualmente a medida que se apartan de él, llegando a un máximo en las columnas de los extremos; asimismo estos esfuerzos serán mayores cuanto más angosto sea el edificio en la dirección que se analiza. Para que el equilibrio se presente tendrá que haber un momento resistente igual y de sentido contrario al de volteo, es por eso que en los edificios altos y angostos tiene mucha importancia el momento de volteo.

Cuando la altura del edificio es demasiada y poco ancha su base, las tensiones que se producen en las columnas del lado del empuje llegan a ser mayores que sus cargas, y el edificio se pedrará volcar sobre el terreno, a menos que esté debidamente empotrado en él, o que tenga la suficiente amplitud la base.

Se efectuó el cálculo de los momentos de volteo en forma independiente, es decir se analiza por cada marco y mure en cada dirección. Así cada elemento se analiza con las fuerzas cortantes de diseño para los diversos entresijos que lo componen; estos valores de cortante son ya considerando la acción de los dos componentes horizontales ortogonales,

Este cálculo se presenta en forma ordenada dentro de las tablas TV-29 a la TV-41 donde se muestran los momentos de volteo del elemento que se trate por cada nivel.

En estas tablas los valores "W" son el resultado de encontrar los pesos tributarios de cada nivel al marco o al muro en cuestión. En la columna "V" se muestran los cortantes de diseño, en la siguiente columna "Mv" se calcula el momento de volteo sin reducir, y su cálculo se realiza multiplicando el cortante del nivel inmediatamente superior, por la distancia al nivel analizado mas el momento de volteo del piso superior

El momento de volteo se considera como la fuerza resultante o empuje sísmico "F" multiplicada por su brazo de palanca o sea la distancia "x" que hay entre su punto de aplicación y la base de la estructura.

$$M_v = F \times x$$

que será igual a considerar cada fuerza por su distancia hacia la base y sumárlas, pero para conocer el momento en cada nivel se procede a calcular el producto del cortante actuante en el entrepiso inmediatamente superior, por su distancia al nivel analizado, y añadir el momento de volteo del piso superior

En el artículo 240 inciso VI del RCDF se permite una reducción al momento de volteo, tomándolo igual al calculado multiplicado por $.08 + .2 Z = i$ donde "Z" corresponde a la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo, y la altura total de la construcción "Z" y el factor "i" se presentan en las tablas por cada nivel.

El mismo artículo estipula que esta reducción no sera menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel.

Por lo anterior se presenta en la columna Yg , las distancias del nivel considerado al centro de gravedad de la parte de la estructura por encima de dicho nivel. y V Yg su producto por la fuerza cortante, y se observa cual de los dos términos i Mv o V Yg es el mayor, valor que sera usado para fines de diseño.

Al analizar los marcos 1,2 y 3 vemos que los valores que rigen el momento de volteo son los correspondientes a i Mv; esto se explica debido a que los cortantes son pequeños y sobre todo que mucho cortante le toma el muro, provocando así una reducción en esos marcos. Al actuar la fuerza en esos marcos y tener una base muy amplia, esta reducirá mucho el volteo que se pudiera presentar, aparte de considerar el empotramiento del edificio.

En el otro sentido tenemos una dimensión de la base mucho menor, en esos marcos que son del A al G también el valor dominante son los i M_v .

En lo tocante a los muros, se presenta una inversión de cortante en los niveles superiores, lo cual origina que en esos niveles tengamos momentos de volteo de sentido contrario, lo que reducirá los momentos de volteo en los niveles inferiores; y lógicamente en la base. Con respecto a la reducción de estos momentos se observa que los valores ya reducidos son menores a los correspondientes a $V Y_g$, porque estos últimos momentos serán negativos donde el cortante sea negativo, y no varía progresivamente equilibrando a los inferiores, y nos da como resultado valores más grandes.

Por esto es que para fines de diseño se tomara el valor M_v tal cual, sin reducciones, ya que esta no es aplicable.

Accion de Marcos

Eje	k _{iy}	x _i	k _{iy} x _i	x _{it}	k _{iy} x _{it}	k _{iy} x _{it} ²	Efecto V _y			V _x
							directo	torsion	total	torsion
2	2149.68	5.15	11070.85	-3.85	- 8276.27	31863.63	9.54	+ 4.78	14.32	5.33
3	3391.22	11.45	38829.47	+2.45	8308.49	20355.80	15.05	- 1.32	13.73	5.35
	5540.90		49900.32			52219.43	24.59			

X_t=9.00

Y_t=11.33

M_{ty}1=(1.5 e+.10 b)= 67.50

M_{ty}2=(e-.10 b)= 18.56

M_{tx}1=(1.5 e+.10 b)= 75.23

M_{tx}2=(e-.10 b)=- 8.36

$\Sigma k_{ix}y_{it}^2 + \Sigma k_{iy}x_{it}^2 = 116827.21$

Eje	k _{ix}	y _i	k _{ix} y _i	y _{it}	k _{ix} y _{it}	k _{ix} y _{it} ²	Efecto V _x			V _y
							directo	torsion	total	torsion
D	3160.30	14.50	45824.35	3.17	10018.15	31757.54	28.34	+ .72	29.06	5.78
E	3053.45	8.05	24580.27	3.28	10015.32	32850.24	27.39	+ 6.45	33.84	5.78
	6213.75		70404.62			64607.78				

Accion de Muros

Eje	k _{iy}	x _i	k _{iy} x _i	x _{it}	k _{iy} x _{it}	k _{iy} x _{it} ²	directo	torsion	total	torsion
M	2752.25	7.68	21137.28	+ .62	1706.40	1057.96	- 12.22	- .22	-12.44	1.85

X_t= 7.68 e_x=.08
 Y_t=11.275 e_y=.425

M_{ty}1 = 9.16
 M_{tx}1 = 55.61

M_{ty}2= -6.72
 M_{tx}2= -9.54

$\Sigma k_{iy}x_{it}^2 + \Sigma k_{ix}y_{it}^2 = 51341.44$

Eje	k _{ix}	y _i	k _{ix} y _i	y _{it}	k _{ix} y _{it}	k _{ix} y _{it} ²	directo	torsion	total	torsion
M1	2417.33	8.92	21562.58	-3.225	- 7795.89	25141.74	- 21.68	- 1.44	- 23.12	1.39
M2	2417.33	13.63	32948.21	3.225	7795.89	25141.74	- 21.68	- 8.44	- 30.12	1.39
	4834.66		54510.79			50283.48				

Accion de Marcos

Eje	k _{iy}	x _i	k _{iy} x _i	x _{it}	k _{iy} x _{it}	k _{iy} x _{it} ²	Efecto			V _x
							directo	torsion	total	
1	6446.73	0	0	-5.25	-33845.33	177688.00	28.73	- 1.00	27.73	6.52
2	6874.72	5.15	35404.81	- .10	- 687.47	68.75	30.64	- .02	30.62	.13
3	5583.25	11.45	63928.21	6.20	34616.15	214620.13	24.88	+ 7.14	32.02	6.67
	18904.70		99333.02			392376.88				

Xt= 5.25 ex= 1.67
 Yit=10.72 ey= .79

Mty1 = 84.25(1.5x1.67+.10(11.45)) = 307.51
 Mty2 = 84.25 (1.67-.10(11.45)) = 44.23
 Mtx1 = 287.23 Mtx2 = -124.45

$\Sigma k_{iy}x_{it}^2 + \Sigma k_{ix}y_{it}^2 = 1490878.09$

Eje	k _{ix}	y _i	k _{ix} y _i	y _{it}	k _{ix} y _{it}	k _{ix} y _{it} ²	Efecto			V _y
							directo	torsion	total	
B	2086.78	23.00	47995.94	12.28	25625.67	314683.09	11.89	+ 4.94	16.83	5.28
C	2432.72	19.85	48289.49	9.13	22210.73	202784.00	13.87	+ 4.28	18.15	4.58
D	2194.68	14.50	31822.86	3.78	8295.89	31358.47	12.51	+ 1.60	14.11	1.71
E	2092.95	8.05	16848.25	- 2.67	- 5588.18	14920.43	11.93	+ .47	12.40	1.15
F	2360.30	4.25	10031.28	- 6.47	- 15271.14	98804.28	13.46	+ 1.27	14.73	3.15
G	3290.69	0	0	-11.51	- 37875.84	435950.94	18.76	+ 3.16	21.92	7.81
	14458.12		154987.82			1095501.21				

Accion de Muros

Eje	k _{iy}	x _i	k _{iy} x _i	x _{it}	k _{iy} x _{it}	k _{iy} x _{it} ²	directo	torsion	total	torsion

Xt=7.68 ex= .76
 Yt =11.27 ey= .24

Mty1= 46.72(1.5x.76+.10(11.45))= 106.76
 Mty2= 46.72 (.76-.10(11.45))= -17.98
 Mtx1= 44.90(1.5x.24+.10(23.00))= 119.43
 Mtx2= 44.90(.24-.10(23.00))= -92.50

$\Sigma k_{ix}y_{it}^2 + \Sigma k_{iy}x_{it}^2 = 85954.52$

Eje	k _{ix}	y _i	k _{ix} y _i	y _{it}	k _{ix} y _{it}	k _{ix} y _{it} ²	directo	torsion	total	torsion
M2	3938.60	13.63	53880.05	3.225	12701.99	40963.90	- 22.45	-17.65	- 40.10	15.77
	7877.20		88012.36			81927.80				

TESIS PROFESIONAL
U.N.A.M. T I B E R 85
 ingenieria civil

DISTRIBUCION DE CORTANTE
 ENTRE ELEMENTOS RESISTENTES ENTREPISO (12)

hoja: TV-14
 fecha:
 calculo: Fjnl.

Accion de Marcos

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy Xit ²	Efecto Vy			Vy
							directo	torsion	total	
1										
1	5003.38	0	0	-5.69	- 28469.23	161989.93	22.54	+ .55	23.09	8.03
2	6874.72	5.15	35404.81	-.54	- 3712.35	2004.67	30.98	+ .07	31.05	1.07
3	5583.25	11.45	63928.21	5.76	32159.52	385238.84	25.16	+ 4.71	29.87	9.06
	17461.35		99337.02			349233.44				

Xt=5.69 ex=.83
 Yt=10.04 ey=1.22

Mty1= 78.68(1.5x.83+.10(11.45))= 188.05
 Mty2= 78.68(.83-.10(11.45))=-24.78
 Mtx1= 87.75(1.5x1.22+.10(23)) = 362.41
 Mtx2= 87.75(1.22-.10(23)) = - 94.77

$\sum KiyXit^2 + \sum KixYit^2 = 1285147.81$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	Efecto Vx			Vx
							directo	torsion	total	
B	1657.70	23.00	38127.10	12.96	21483.79	278429.94	10.93	+ 6.06	16.99	3.14
C	1951.64	19.85	38740.05	9.81	19145.59	187818.22	12.87	+ 5.40	18.27	2.80
D	2194.68	14.50	31822.86	4.46	9788.27	43655.70	14.48	+ 2.76	17.24	1.43
E	2092.95	8.05	16848.25	- 1.99	- 4164.97	8288.29	13.81	+ .31	14.12	.61
F	1889.63	4.25	8030.93	5.79	- 10940.96	63348.15	12.47	+ .80	13.27	1.60
G	3515.56	0	0	-10.04	-35296.22	354374.07	23.19	+2.60	25.79	5.16
	13302.16		133569.19			935914.37				

Accion de Muros

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy Xit ²	Efecto Vy			Vy
							directo	torsion	total	
M	2745.00	7.68	21081.68	.62	1701.90	1055.18	-12.38	+ .11	- 12.27	2.43

Xt = 7.68 ex = 1.16
 Yt = 11.275 ey = .015

Mty1= -12.38(1.5x1.16+.10(11.45)) = 35.72
 Mty2= -12.38(1.16-.10(11.45)) = 2.30
 Mtx1= -21.45(1.5x.015+.10(23)) = 49.82
 Mtx2= -21.45(.015-.10(23)) = -49.01

$\sum KixYit^2 + \sum KiyXit^2 = 34908.60$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	Efecto Vx			Vx
							directo	torsion	total	
M1	1627.47	8.92	14517.03	-3.225	-5248.59	16926.71	- 10.73	- 7.49	- 18.23	5.37
M2	1627.47	13.63	22182.42	+3.225	5248.59	16926.71	- 10.73	-7.37	- 18.01	5.37
	3254.94		36699.45							

TESIS PROFESIONAL
V.H.A.M. TIBER 85
 ingeniería civil

DISTRIBUCION DE CORTANTE
 ENTRE ELEMENTOS RESISTENTES ENTREPISO (11)

hoja: TV-15
 fecha:
 calculo: f.jnl.

Accion de Marcos

Eje	Kiy	xi	Kiy xi	Xit	Kiy Xit	Kiy Xit ²	Efecto Vy			Vx
							directo	torsion	total	
1	5003.38	0	0	- 5.69	- 28469.23	161989.93	22.86	+ .80	23.66	9.00
2	6874.72	5.15	35404.81	- .54	- 3712.35	2004.67	31.41	+ .10	31.51	1.17
3	5583.25	11.45	63928.21	5.76	32159.52	185238.84	25.51	+ 4.3	29.86	10.17
	17461.35		99333.02			349233.44				

Xt=5.69 ex=.69
 Yt=10.04 ey=1.13

Mty1 = $\frac{1}{2}(1.5x.69+.10(11.45)) = 173.90$
 Mty2 = $\frac{1}{2}(.69-.10(11.45)) = -36.29$
 Mtx1 = $\frac{1}{2}(1.5x1.13+.10(23)) = 406.45$
 Mtx2 = $\frac{1}{2}(1.13-.10(23)) = -119.04$

$\sum KiyXit^2 + \sum KixYit^2 = 1285147.81$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	Efecto Vx			Vy
							directo	torsion	total	
B	1657.70	23.00	38127.10	12.96	21483.79	278429.94	12.66	+ 6.79	19.41	2.91
C	1951.64	19.85	38740.05	9.81	19145.59	187818.22	14.93	+ 6.06	20.99	2.59
D	2194.68	14.50	31822.86	4.46	9788.27	43555.70	16.19	+ 3.10	19.89	1.32
E	2092.95	8.05	16848.25	- 1.99	- 4164.97	8288.29	16.00	+ .39	16.39	.56
F	1889.63	4.25	8030.93	- 5.79	- 10940.96	63348.15	14.45	+ 1.01	15.46	1.48
G	3515.56	0	0	-10.04	- 35296.22	354374.07	26.89	+ 3.27	30.16	4.78

Accion de Muros

Eje	Kiy	xi	Kiy xi	Xit	Kiy Xit	Kiy Xit ²	directo	torsion	total	torsion

Xt= 7.68 ex= 1.30
 Yt=11.275 ey= .105

Mty1 = $13.09(1.5x1.3+.10(11.45)) = 40.51$
 Mty2 = $13.09(1.3-.10(11.45)) = 2.03$
 Mtx1 = $8.88(1.5x.105+.10(23.0)) = 21.82$
 Mtx2 = $8.88(.105-.10(23.0)) = -19.49$

$\sum KixYit^2 + \sum KiyXit^2 = 25278.42$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	directo	torsion	total	torsion
M2	1162.30	13.63	15842.15	3.225	3748.42	12088.65	-4.44	- 2.89	- 7.33	6.00
	2324.60		26209.87			24177.30				

Eje	k _{iy}	x _i	k _{iy} x _i	x _{it}	k _{iy} x _{it}	k _{iy} x _{it} ²	E f e c t o		V _y	V _x
							directo	torsion	total	torsion
1	5003.38	0	0	- 6.31	-31571.33	199215.08	23.11	+ 3.23	26.34	10.70
2	6874.72	5.15	35404.81	- 1.16	- 7974.68	9250.06	31.76	+ .81	32.57	2.70
3	5583.25	11.45	63928.21	5.14	28697.91	147507.23	25.79	+ 2.87	28.66	9.72
M	7909.52	7.68	60745.11	1.99	15739.94	31322.49	36.54	+ 1.57	38.11	5.33
suma	25370.87		160078.13			387294.86				

$\bar{x}_t = 6.31 \quad e_x = 0.01$

P.C.(6.30, 11.12)

$MT_y = 117.20(1.5 \times 0.01 + 1.0 \times 11.45) = 135.94$
 $MT_{y_2} = 117.20(0.01 - 1.0 \times 11.45) = -133.02$

$\sum k_{iy}x_{it}^2 + \sum k_{ix}y_{it}^2 = 1\ 329934.05$

Eje	k _{ix}	y _i	k _{ix} y _i	y _{it}	k _{ix} y _{it}	k _{ix} y _{it} ²	E f e c t o		V _x	V _y
							directo	torsion	total	torsion
B	1657.70	23.00	38127.10	12.91	21400.91	276285.71	14.00	+ 7.25	21.25	2.19
C	1951.64	19.85	28740.05	9.76	19048.00	185908.54	16.49	+ 6.45	22.94	4.95
D	2194.68	14.50	31822.86	4.41	9678.54	42682.36	18.55	+ 3.27	21.82	.99
E	2092.95	8.05	16848.25	- 2.04	- 4269.62	8710.02	17.69	+ .48	18.17	.44
F	1889.63	4.25	8030.93	- 5.84	- 11035.44	64446.96	15.97	+ 1.23	17.20	1.13
G	3515.56	0	0	-10.09	- 35472.00	357912.48	29.71	+ 3.97	33.68	3.63
M1	283.49	8.92	2528.73	- 2.04	- 578.32	1179.77	2.40	+ .06	2.46	.06
M2	283.49	13.63	3863.97	4.41	1250.19	5513.34	2.40	+ .42	2.82	.13
	13869.14		139961.89			942639.19				

$\bar{y}_t = 10.09 \quad e_y = 1.03$

$MT_x = 117.20(1.5 \times 1.03 + 1.0(23)) = 450.63$
 $MT_{x_2} = 117.20(1.03 - 1.0(23)) = -146.84$

Eje	Kiy	xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	5003.38	0	0	-6.52	-32622.04	212695.69	23.20	+ 5.71	28.41	12.47
2	6874.72	5.15	35404.81	-1.37	- 9418.37	12903.16	31.88	+ 1.50	33.38	3.60
3	5583.25	11.45	63928.21	+4.93	27525.42	135700.33	25.89	+ 2.48	28.37	10.52
M	12571.12	7.68	96546.20	+1.78	22376.59	39830.34	58.33	+ 2.02	60.35	8.55
	30032.47		195879.22			401129.52				

Xt=6.52 ex=.27

P.C.(6.25,11.09)

MTy₁ = 139.31 (1.5x.27+.10(11.45) = 215.92

MTy₂ = 139.31 (x.27-.10(11.45) = -121.90

$\sum KiyXit^2 + \sum KixYit^2 = 1\ 352048.84$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vy
							directo	torsion	total	
B	1657.70	23.00	38127.10	12.85	21301.45	273723.57	15.85	8.14	23.99	3.40
C	1951.64	19.85	38740.01	9.70	18930.91	183629.81	18.66	+ 7.24	25.90	3.02
D	2194.68	14.50	31822.86	4.35	9546.86	41528.83	20.98	+ 3.65	24.63	1.52
E	2092.95	8.05	16848.25	- 2.10	- 4185.90	9229.91	20.01	+ .59	20.60	.67
F	1889.63	4.25	8030.93	+ 5.90	11148.82	65778.02	18.06	+1.56	19.62	1.78
G	3515.56	0	0	- 10.15	- 35682.93	362181.78	33.60	+5.00	38.60	5.70
M1	636.34	8.92	5676.15	- 2.10	- 1336.31	2806.26	6.08	+ .19	6.27	.21
M2	636.34	13.63	8673.31	4.35	2768.08	12041.14	6.08	+ 1.06	7.14	.44
	14574.84		147918.61			950919.32				

Yt=10.15 ey=-.94

MTx₁ = 139.31 (1.5x.94+.1(23) = 516.84

MTy₂ = 139.31 (.94-.10(23) = -189.46

Eje	Kiy	xi	Kiyxi	xit	Kiyxit	Kiyxit ²	E f e c t o			
							directo	torsion	total	Vy
1	5003.38	0	0	6.67	- 33372.55	222594.67	23.03	+ 7.06	30.09	14.04
2	6874.72	5.15	35404.81	1.52	- 10449.57	15883.35	31.65	+ 2.21	33.86	4.40
3	5583.25	11.45	63928.21	4.78	63928.21	127568.33	25.71	+ 5.16	30.87	26.90
M	17128.91	7.68	131550.03	1.63	27920.12	45509.80	78.79	+ 2.26	81.05	11.75
	34590.26		230883.05			411556.35				

$X_t = 6.67 \quad e_x = .45$
P.C. (6.22, 11.07)

$MT_{y1} = 159.20 (1.5 \times .45 + 1(11.45)) = 289.74$

$MT_{y2} = 159.20 (\quad .45 - .10(11.45)) = -110.64$

$\Sigma Kiyxit^2 + \Sigma Kixyit^2 = 1369508.34$

Eje	Kix	yi	Kixyi	yit	Kixyit	Kixyit ²	E f e c t o			
							directo	torsion	total	Vx
B	1657.70	23.00	38127.10	+12.81	21235.14	272022.10	17.38	8.93	26.31	4.49
C	1951.64	19.85	38740.01	9.66	18852.84	182118.46	20.47	7.93	28.40	3.99
D	2194.68	14.50	31822.86	4.31	9459.07	40768.60	23.02	3.98	27.00	2.00
E	2092.95	8.05	16848.25	-2.14	- 4478.91	9584.87	21.95	+ .74	22.69	.95
F	1889.63	4.25	8030.93	- 5.94	- 11224.40	66672.95	19.82	+ .105	21.67	2.37
G	3515.56	0	0	-10.19	- 35823.56	365042.04	36.87	+ 5.91	42.78	7.58
M1	938.99	8.92	8375.79	- 2.14	- 2009.44	4300.20	9.85	+ .33	10.18	.43
M2	938.99	13.63	12798.43	4.31	4047.05	17442.77	9.85	1.70	11.55	.85
	15180.14		154743.37			957951.99				

$Y_t = 10.19 \quad e_y = .88$

$MT_{x1} = 159.20 (1.5 \times .88 + .10(23)) = 576.30$

$MT_{y2} = 159.20 (\quad .88 - .10(23)) = -226.06$

Eje	Kiy	xi	Kiyxi	xit	Kiyxit	Kiyxit ²	E f e c t o			
							directo	torsion	total	torsion
1	5003.38	0	0	-6.80	- 34022.98	231356.29	22.53	+ 8.90	31.43	15.49
2	6874.72	5.15	35404.81	-1.65	- 11343.29	18716.43	30.95	+ 2.96	33.91	5.17
3	5583.25	11.45	63928.21	4.65	25962.11	120723.82	25.14	+ 1.81	26.95	11.82
M	21832.67	7.68	167674.91	1.50	32749.01	49123.51	98.25	+ 2.28	100.53	14.91
	39294.02		267007.93			419920.05				

$X_t = 6.80 \quad e_x = .60$

$P.C.(6.20, 11.06)$

$M T y_1 = 176.87 (1.5 \times .60 + .10(11.45)) = 361.70$

$M T y_2 = 176.87 (\quad .60 - .10(11.45)) = - 96.40$

$\Sigma Kiyxi^2 + \Sigma KixYit^2 = 1 382701.62$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	E f e c t o			
							directo	torsion	total	torsion
B	1657.70	23.00	38127.10	12.78	21185.41	270749.49	18.79	9.65	28.44	5.54
C	1951.04	19.85	38740.01	9.63	18794.29	180989.04	22.13	8.55	30.68	4.92
D	2194.68	14.50	31822.86	4.28	9393.23	40203.03	24.88	4.28	29.16	2.46
E	2092.95	8.05	16848.25	- 2.17	- 4541.70	9855.49	23.73	+ .84	24.57	1.19
F	1889.63	4.25	8030.93	- 5.97	- 11281.09	67348.11	21.43	+ 2.10	23.53	2.95
G	3515.56	0	0	-10.22	- 35929.02	367194.62	39.86	+ 6.71	46.57	9.40
M1	1148.28	8.92	10242.66	- 2.17	- 2491.77	5407.14	13.02	+ .47	13.49	.65
M2	1148.28	13.63	15651.06	4.28	4914.64	21034.65	13.02	2.23	15.25	1.29
	15598.72		159462.87			962781.57				

$Y_t = 10.22 \quad e_y = .84$

$M T x_1 = 176.87 (1.5 \times .84 + .10(23)) = 629.66$

$M T y_2 = 176.87 (\quad .84 - .10(23)) = -258.23$

Eje	Kiy	xi	Kiyxi	xit	Kiyxit	Kiyxit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	5003.38	0	0	6.90	- 34523.32	238210.92	21.58	10.45	32.06	16.45
2	6874.72	5.15	35404.81	1.75	- 12030.76	21053.83	29.65	3.65	33.30	5.74
3	5583.25	11.45	63928.21	4.55	25403.79	115587.23	24.09	+ 1.52	25.61	12.11
M	27143.62	7.68	208463.00	1.40	38001.07	53201.50	116.99	+ 2.27	119.26	18.12
	44604.97		307796.02			428053.48				

$$X_t = 6.90 \quad e_x = .71$$

$$P.C. (6.19, 11.05)$$

$$MTy_1 = 192.31 (1.5x.71 + .10(11.45)) = 425.00$$

$$MTy_2 = 192.31 (\quad .71 - .10(11.45)) = -83.65$$

$$\Sigma Kiyxit^2 + \Sigma Kixyit^2 = 1399520.29$$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vx	Vy
							directo	torsion	total		
B	1657.70	23.00	38127.10	12.73	21102.52	268635.09	19.49	10.06	29.55	6.40	
C	1951.64	19.85	38740.01	9.58	18696.71	179114.49	22.94	8.91	31.85	5.68	
D	2194.68	14.50	31822.86	4.23	9283.50	39269.19	25.80	4.43	30.23	2.82	
E	2092.95	8.05	16848.25	2.22	- 4646.35	10314.89	24.61	+ .97	25.58	1.41	
F	1889.63	4.25	8030.93	6.02	- 11375.57	68480.95	22.22	+ 2.37	24.59	3.45	
G	3515.56	0	0	10.27	- 36104.80	370796.31	41.33	+ 7.54	48.87	10.96	
M1	1527.34	8.92	13623.87	2.22	- 3390.69	1521.34	17.96	+ .71	18.67	1.03	
M2	1527.34	13.63	20817.64	4.23	6460.65	27328.54	17.96	3.06	21.04	1.96	
	16356.84		168010.66			971466.61					

$$Y_t = 10.27 \quad e_y = .78$$

$$MTx_1 = 192.31 (1.5x.78 + .10(23)) = 667.32$$

$$MTx_2 = 192.31 (\quad .78 - .10(23)) = -292.31$$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	5003.38	0	0	-7.00	- 35023.66	245165.62	20.12	12.04	32.16	17.06
2	6874.72	5.15	35404.81	-1.85	- 12718.23	23528.73	27.64	4.37	32.01	6.19
3	5583.25	11.45	63928.21	4.45	24845.46	110562.31	22.45	+ 1.17	23.62	12.10
M	33660.95	7.68	258516.10	1.30	43759.24	56887.01	135.31	+ 2.06	137.37	21.32
	51122.30		357849.12			436143.67				

$X_t = 7.00 \quad e_x = .82$
 $r.c. (6.18, 11.04)$

$MT_{y_1} = 205.53 (1.5x.82 + .10(11.45)) = 488.13$

$MT_{y_2} = 205.53 (.82 - .10(11.45)) = - 66.80$

$\sum KiyXi^2 + \sum KixYit^2 = 1 419769.04$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vx	Vy
							directo	torsion	total		
B	1657.69	23.00	38127.10	12.67	21002.93	266107.15	19.55	10.23	29.78	7.22	
C	1951.64	19.85	38740.05	9.52	18579.61	176877.91	23.02	9.05	32.07	6.39	
D	2194.68	14.50	31822.86	4.17	9151.81	38163.07	25.88	4.46	30.34	3.15	
E	2092.95	8.05	16848.25	- 2.28	- 4771.93	10879.99	24.68	+ 1.10	25.78	1.64	
F	1869.63	4.25	8030.93	- 6.08	- 11488.95	69852.82	22.29	+ 2.64	24.93	3.95	
G	3515.56	0	0	-10.33	36315.73	375141.54	41.46	+ 8.36	49.82	12.48	
M1	2063.23	8.92	18404.01	- 2.28	- 4704.16	10725.49	24.33	+ 1.08	25.41	1.62	
M2	2063.23	13.63	28121.83	4.17	8603.67	35877.30	24.33	4.19	28.52	2.95	
	17428.64		180095.03			983625.37					

$Y_t = 10.33 \quad e_y = .71$

$MT_{x_1} = 205.53 (1.5x.71 + .10(23)) = 691.60$

$MT_{y_2} = 205.53 (.71 - .10(23)) = -326.79$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	torsion
1	5351.12	0	0	-7.06	- 37778.91	266719.08	19.32	14.12	33.44	19.42
2	7365.45	5.15	37932.07	-1.91	- 14068.01	26869.90	26.57	5.26	31.83	7.23
3	5942.64	1.45	68043.23	4.39	26088.19	114527.15	21.45	+ 1.00	22.45	13.41
M	41323.27	7.68	317362.71	1.24	51240.86	63538.66	149.18	1.97	151.15	26.35
	59982.48		423338.01			471654.79				

$X_t = 7.06 \quad e_x = .89$
 $E.W = (6.17, 11.04)$

$MT_{y1} = 216.53 (1.5 \times .89 + .10(11.45)) = 536.99$
 $MT_{y2} = 216.53 (.89 - .10(11.45)) = - 55.22$

$\Sigma Kiy Xi t^2 + \Sigma Kix Y i t^2 = 1 436042.36'$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vx	Vy
							directo	torsion	total	torsion	
B	1657.69	23.00	38127.10	12.70	21052.66	267368.82	19.36	10.82	30.19	7.87	
C	1951.64	19.85	38740.05	9.55	18638.16	177994.45	22.80	9.58	32.38	6.97	
D	2194.68	14.50	31822.86	4.20	9217.66	38714.16	25.64	4.74	30.38	3.45	
E	2092.95	8.05	16846.25	- 2.25	- 4709.14	10595.56	24.45	+ 1.11	25.56	1.76	
F	1729.49	4.25	7350.33	- 6.05	-10453.42	63303.66	20.20	+ 2.46	22.66	3.91	
G	3222.17	0	0	-10.30	- 33188.35	341840.02	37.64	+ 7.80	45.44	12.41	
M1	2844.22	8.92	25370.44	- 2.25	- 6399.50	14398.86	33.22	+ 1.51	34.73	5.38	
M2	2844.22	13.63	38766.72	4.20	11945.72	50172.04	33.22	6.14	39.36	4.47	
	18537.09		191025.75			964387.57					

$Y_t = 10.30 \quad e_y = .74$

$MT_{x1} = 216.53 (1.5 \times .74 + .10(23)) = 738.37$
 $MT_{x2} = 216.53 (.74 - .10(23)) = -337.79$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vy	Vx
							directo	torsion	total		
1	6610.28	0	0	- 7.05	-46602.47	328547.44	-20.28	14.05	34.74	35.92	
2	9096.51	5.15	46847.03	- 1.90	-17283.37	32838.40	27.90	5.36	33.26	13.32	
3	7297.30	11.45	83554.08	+ 4.40	32108.12	141275.73	22.38	+ 1.02	23.40	24.75	
M	51074.92	7.68	392255.39	+ 1.25	63843.65	79804.56	156.80	+ 2.04	158.84	49.21	
	74079.01		522656.50			582466.13					

$X_t = 7.05$ $e_x = .89$
 P.C. (6.16, 11.17)

$MT_{y_1} = 227.36 (1.5 \times .89 + .10(11.45)) = 563.85$
 $MT_{y_2} = 227.36 (.89 - .10(11.45)) = - 57.98$

$\Sigma Kiyxit^2 + \Sigma KixYit^2 = 1816930.36$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vx	Vy
							directo	torsion	total		
A	1765.21	28.90	51014.57	15.56	27466.67	427381.35	19.01	+ 2.44	21.45	8.32	
B	1777.01	23.00	40871.23	9.65	17148.15	165479.61	19.13	+ 1.52	20.65	5.32	
C	1979.60	19.85	39295.06	6.50	12867.40	83638.10	21.32	+ 1.14	22.46	4.00	
D	2170.27	14.50	31468.92	1.15	2495.81	2870.18	23.37	+ .22	23.59	.77	
E	2375.23	8.05	19120.60	- 5.30	- 12588.72	66720.21	25.58	9.70	35.28	3.91	
F	849.75	4.25	3611.44	- 9.10	- 7732.73	70367.80	9.15	5.96	15.11	2.40	
G	1639.56	0	0	-13.35	- 21888.13	292206.48	17.66	16.87	34.53	6.80	
M1	4277.11	8.92	38151.82	- 5.30	- 22668.68	120744.02	46.06	17.47	63.53	7.03	
M2	4277.11	13.63	58297.01	1.15	4918.68	5656.48	46.06	+ .44	46.50	1.52	
	21110.85		281830.65			1234464.23					

$Y_t = 13.35$ $e_y = 2118$

$MT_{x_1} = 227.36 (1.5 \times 2.18 + .10(28.90)) = 1400.54$
 $MT_{y_2} = 227.36 (2.18 - .10(28.90)) = - 161.42$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	13602.44	0	0	- 7.20	- 97937.57	705150.49	16.34	23.76	40.10	31.18
2	19027.85	5.15	97993.43	- 2.05	- 39007.09	79964.54	22.86	9.46	32.32	12.42
3	15954.40	11.45	182677.88	4.25	67806.20	288176.35	19.17	+. .57	19.74	21.59
M	144865.00	7.68	1112563.20	1.10	159351.50	175286.65	173.84	+. 1.35	175.19	50.74
	193449.69		1393234.51			1248578.03				

$X_t = 7.20 \quad e_x = 1.05$
 P.C.(6.15,11.36)

$MTy_1 = 232.20 (1.5x1.05+.10(11.45) = 631.58$

$MTy_2 = 232.20 (1.05-.10(11.45) = - 22.06$

$\Sigma KiyXit^2 + \Sigma KixYit^2 = 2.603154.11$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vy
							directo	torsion	total	
A	1558.57	28.90	45042.67	16.55	25794.33	426896.22	7.09	+. 2.52	9.61	6.26
B	2141.90	23.00	49263.70	10.65	22811.24	242939.65	9.74	+. 2.22	11.96	5.53
C	2249.72	19.85	44656.94	7.50	16872.90	126546.75	10.23	+. 1.65	11.88	4.09
D	2359.12	14.50	34207.24	2.15	5072.11	10905.03	10.73	+. .50	11.23	12.31
E	7710.42	8.05	62068.88	4.30	- 33154.81	142565.67	35.06	10.56	45.62	8.04
M1	17510.99	8.92	156198.03	4.30	- 75297.26	323778.21	79.68	23.98	103.66	18.27
M2	17510.99	13.63	238674.75	2.15	37648.63	80944.55	79.68	+. 3.68	83.36	9.13
	51041.71		630112.25			1354576.08				

$Y_t = 12.35 \quad e_y = .99$

$MTx_1 = 232.20(1.5x.99+.10(20.85) = 828.95$

$MTx_2 = 232.20(.99-.10(20.85) = -254.26$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	7244.52	0	0	- 7.38	- 53464.56	394568.44	11.31	20.65	31.96	33.70
2	8373.41	5.15	43123.06	- 2.23	- 18672.71	41640.13	13.07	7.21	20.28	11.77
3	8166.72	7.45	93503.07	4.07	33236.11	135270.96	12.75	- .41	12.34	20.95
M	128826.92	7.68	989390.75	.92	118520.77	109039.11	200.97	- 1.45	199.52	74.71
	152610.97		1126015.88			680518.64				

$X_t = 7.38 \quad e_x = 1.26$
 P.C. (6.14, 11.40)

$MT_{y1} = 238.10 (1.5 \times 1.26 + .10(11.45)) = 715.49$

$MT_{y2} = 238.10 (1.26 - .10(11.45)) = 22.62$

$\Sigma KiyXit^2 + \Sigma KixYit^2 = 1852728.08$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	E f e c t o			Vy
							directo	torsion	total	
A	1692.32	28.90	48908.05	15.63	26450.96	413428.53	10.90	+. .70	11.60	18.89
B	2216.42	23.00	50977.66	9.72	21543.60	209403.82	14.28	+. .57	14.85	19.69
C	2312.24	19.85	45897.96	6.57	15191.42	99807.61	14.90	+. .40	15.30	17.72
D	2875.63	14.50	41696.64	1.22	3508.27	4280.09	18.53	+. .10	18.63	16.10
E	3353.51	8.05	26995.76	-5.23	- 17538.86	91728.22	21.60	11.05	32.65	10.43
M1	12258.85	8.92	109348.94	-5.23	- 64113.79	335315.10	78.95	40.41	119.36	42.23
M2	12258.85	13.63	167088.13	1.22	14955.80	18246.07	78.95	+. .40	79.35	64.53
	36967.84		490913.14			1172209.44				

$Y_f = 13.28 \quad e_y = 1.88$

$MT_{x1} = 238.10 (1.5 \times 1.88 + .10(20.85)) = 1167.88$

$MT_{x2} = 238.10 (1.88 - .10(20.85)) = - 48.81$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	E f e c t o			Vx
							directo	torsion	total	
1	18479.98	0	0	-7.34	- 135643.05	995620.01	11.44	19.91	31.35	22.77
2	24479.91	5.15	126071.54	-2.19	- 53611.00	117408.10	15.15	7.87	23.02	9.00
3	19310.02	11.45	221099.73	4.11	79364.18	326186.79	11.95	- .26	11.69	13.32
M	326424.19	7.68	2506937.80	.96	313367.22	300832.53	202.38	- 1.01	201.37	52.60
	388694.00		2854109.07			1740047.43				

$X_t = 7.34 \quad e_x = 1.21$

P.C.(6.13.11.42)

$MT_{y1} = 240.92 (1.5 \times 1.21 + .10(11.45)) = 713.12$

$MT_{y2} = 240.92 (1.21 - .10(11.45)) = 15.66$

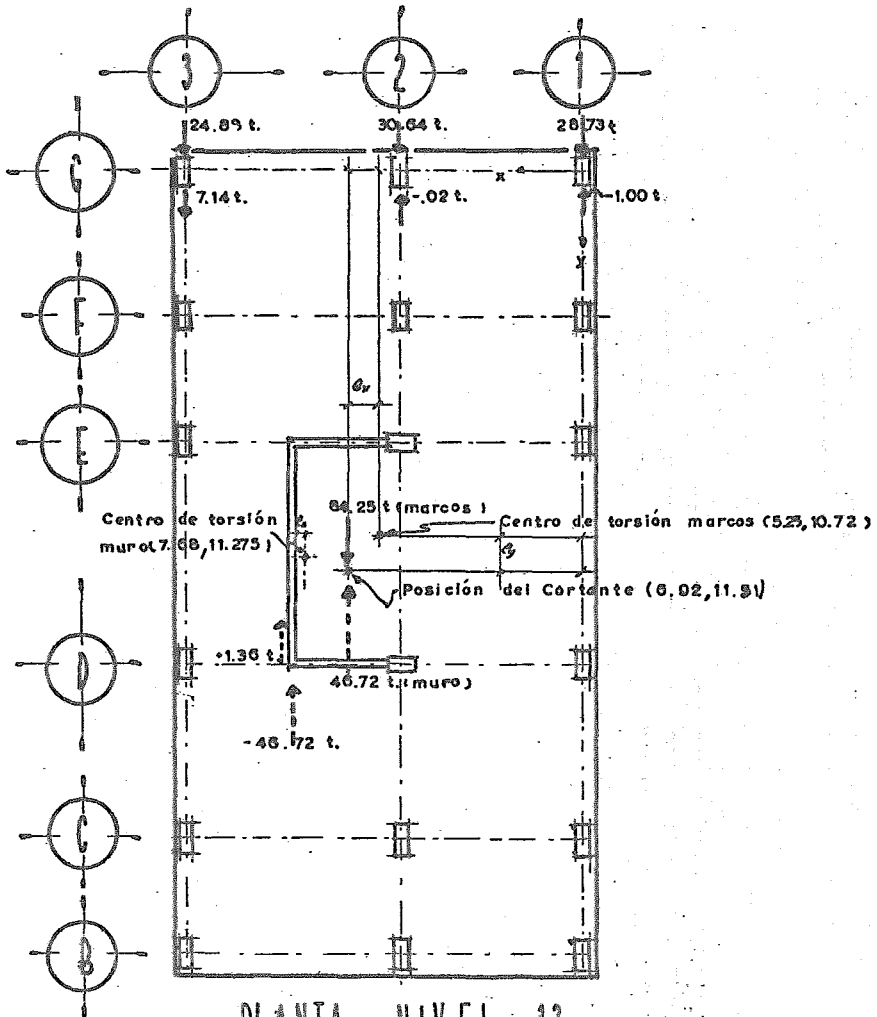
$\Sigma Kiy Xit^2 + \Sigma Kix Yit^2 = 4 857903.04$

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	Kix Yit	Kix Yit ²	E f e c t o			Vy
							directo	torsion	total	
A	2822.30	28.90	81564.47	17.15	48402.45	830101.93	7.71	+. 6.14	13.85	7.10
B	3334.87	23.00	76702.01	11.25	37517.29	422069.48	9.11	+. 4.76	13.87	5.15
C	3424.52	19.85	67976.72	8.10	27738.61	244682.76	9.36	+. 3.52	12.88	4.07
D	6029.15	14.50	87422.68	2.75	16580.16	45595.45	16.47	+. 2.70	18.57	2.43
E	6049.78	8.05	48700.73	-3.70	- 22384.19	82821.49	16.53	3.76	20.29	3.29
F	1691.81	4.25	7190.19	-7.50	- 12688.57	95164.31	4.62	2.13	6.75	1.86
G	5713.14	0	0	-11.75	- 67129.40	788770.39	15.61	11.26	26.87	9.85
M1	29580.04	8.92	263853.96	-3.70	- 109446.15	404950.75	80.75	18.37	99.12	16.07
M2	29580.04	13.63	403175.95	2.75	81345.11	223699.05	80.75	+. 10.32	91.07	11.94
	88225.68		1036586.71			3117855.61				

$Y_t = 11.75 \quad e_y = .33$

$MT_{x1} = 240.92 (1.5 \times .33 + .10(28.90)) = 815.51$

$MT_{y2} = 240.92 (.33 - .10(28.90)) = -616.75$



PLANTA NIVEL 13

EFFECTO DE TORSION CONSIDERANDO INVERSION
DEL CORTANTE ANALISIS SENTIDO "Y"

NIVEL	1	2	3	M	A	B	C	D	E	F	G	M-1	M-2
14		15.92	15.34	-13.00				30.80	35.57			-23.54	-30.54
13	29.69	30.66	34.02	-50.79		18.41	19.52	14.62	12.75	15.68	24.26	-40.84	-44.83
12	25.50	31.37	32.59	-13.00		17.93	19.11	17.67	14.30	13.75	27.34	-19.84	-19.62
11	26.36	31.86	32.91	13.41		20.34	21.77	20.29	16.56	15.90	31.59	-9.48	-9.13
10	29.55	33.38	31.58	39.71		21.91	23.52	22.12	18.30	17.54	34.77	2.48	2.86
9	32.15	34.46	31.53	62.92		25.01	26.81	25.09	20.80	20.15	40.31	6.33	8.46
8	34.30	35.18	38.94	84.58		27.66	29.60	27.60	22.98	22.38	45.05	10.31	11.81
7	36.08	35.46	30.50	105.00		30.10	32.16	29.90	24.93	24.42	49.39	13.69	15.64
6	37.00	35.02	29.24	124.70		31.47	33.55	31.08	26.00	25.63	52.16	18.98	21.63
5	37.28	33.87	27.25	143.77		31.95	33.98	31.28	26.27	26.12	53.57	25.90	29.40
4	39.27	34.00	26.47	159.06		32.55	34.47	31.42	26.09	23.83	49.16	36.34	40.70
3	45.34	37.26	30.83	173.60	24.00	22.25	23.66	23.82	36.45	15.83	36.57	65.64	46.96
2	49.45	36.05	27.51	190.41	11.49	13.62	13.11	15.68	48.03			109.14	86.10
1"	42.00	25.43	15.31	226.33					36.16	4.01	12.12	107.95	149.97
1	43.29	23.81	24.65	221.93	22.37	24.15	22.31	23.46	35.78			132.03	98.71
0	38.18	25.72	16.83	217.15	15.98	15.42	14.10	19.30	21.28	7.31	29.83	103.94	94.65

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				MARCO	" 1 "				
13	13	53.51	29.69	0	1	1	0	0	0
12	12	78.10	25.50	83.13	.93	.99	82.30	2.80	83.13
11	11	78.10	26.36	154.53	.86	.97	149.90	3.94	100.47
10	10	78.10	29.55	228.34	.78	.96	219.21	5.27	136.92
9	9	78.10	32.15	311.08	.71	.94	292.42	6.64	196.21
8	8	78.10	34.30	401.10	.64	.93	373.02	8.02	257.84
7	7	78.10	36.08	497.14	.57	.91	452.40	9.41	322.76
6	6	78.10	37.00	598.16	.50	.90	538.34	10.80	389.66
5	5	78.10	37.28	701.76	.43	.89	624.57	12.20	451.40
4	4	78.10	39.27	806.15	.35	.87	701.35	13.60	507.00
3	3	97.08	46.34	916.10	.28	.86	787.85	14.99	588.66
2	2	62.00	49.45	1045.85	.21	.84	878.51	16.09	745.61
1.5	1.5	45.40	42.00	1110.14	.18	.83	921.42	16.30	806.04
1	1	60.73	43.29	1164.74	.14	.83	966.73	16.83	706.86
0	0	101.32	38.18	1281.62	.07	.81	1038.11	18.53	802.16
N.D				1394.26	0	.80	1115.40	19.80	755.96

MOMENTOS DE VOLTEO

NIV.	ENT.	W. (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O	" 2 "				
14		65.40		0	1	1	0	0	0
	14		15.92						
13		107.13		44.57	.93	.99	44.12	2.80	44.58
	13		30.66						
12		136.54		130.42	.87	.97	126.51	3.86	118.35
	12		31.37						
11		136.54		218.25	.80	.96	209.52	4.96	155.60
	11		31.86						
10		136.54		307.46	.73	.95	292.09	6.24	198.81
	10		33.38						
9		136.54		400.92	.67	.93	372.86	7.57	252.69
	9		34.46						
8		136.54		497.41	.60	.92	457.62	8.93	307.73
	8		35.18						
7		136.54		595.91	.53	.91	542.28	10.31	362.71
	7		35.46						
6		136.54		695.20	.46	.89	618.73	11.69	414.53
	6		35.02						
5		136.54		793.25	.40	.88	698.06	13.07	457.71
	5		33.87						
4		136.54		888.89	.33	.87	773.33	14.46	489.76
	4		34.00						
3		171.48		983.29	.26	.85	835.80	15.85	538.90
	3		37.26						
2		102.50		1087.62	.20	.84	913.60	16.62	619.26
	2		36.05						
1.5		64.32		1134.49	.17	.83	941.63	17.19	619.70
	1.5		25.43						
-1		101.22		1167.55	.14	.82	957.39	17.85	453.93
	1		23.81						
0		167.55		1231.84	.07	.81	997.79	19.57	465.96
	0		25.72						
N.D				1307.71	0	.80	1046.16	20.89	537.30

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	V Yg (t-m)
				M A R C O		" 3 "			
14	14	41.35	15.34	0	1	1	0	0	0
13	13	91.27	34.02	42.95	.93	.99	42.52	2.80	42.95
12	12	99.79	32.59	138.21	.87	.97	134.06	3.67	124.85
11	11	99.79	32.91	229.46	.80	.96	220.28	4.90	159.69
10	10	99.79	31.58	321.60	.73	.95	305.52	6.23	205.03
9	9	99.79	31.53	410.03	.67	.93	381.33	7.59	239.69
8	8	99.79	38.94	498.30	.60	.92	458.44	8.96	282.51
7	7	99.79	30.50	607.34	.53	.91	552.70	10.35	403.03
6	6	99.79	29.24	692.74	.46	.89	616.54	11.74	358.07
5	5	99.79	27.25	774.61	.40	.88	681.66	13.13	383.92
4	4	99.79	26.47	850.91	.33	.87	740.29	14.52	395.67
3	3	123.28	30.83	925.03	.26	.85	786.28	15.91	421.14
2	2	63.57	27.51	1011.35	.20	.84	849.53	17.01	524.42
1.5	1.5	48.51	15.31	1047.11	.17	.83	869.10	17.42	479.22
1	1	62.74	24.65	1067.01	.14	.82	874.95	18.05	276.35
0	0	114.15	16.83	1133.57	.07	.81	918.19	19.90	490.53
N.D				1183.22	0	.80	946.58	21.28	358.14

NIV.	ENT.	W. (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O		" A "			
3	3	45.57	24.00	0	1	1	0	0	0
2	2	48.55	11.49	67.20	.75	.95	63.84	2.80	67.20
1	1	48.13	22.37	97.07	.51	.90	87.36	3.95	45.39
0	0	48.19	15.98	157.47	.27	.85	133.85	5.31	118.78
N.D				204.61	0	.80	163.69	6.92	110.58

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O	" B "				
13	13	19.62	18.41	0	1	1	0	0	0
12	12	27.06	17.93	51.55	.93	.99	51.03	2.80	51.54
11	11	27.06	20.34	101.75	.86	.97	98.70	3.98	71.36
10	10	27.06	21.91	158.70	.78	.96	152.35	5.32	108.21
9	9	27.06	25.01	220.05	.71	.94	206.85	6.69	146.57
8	8	27.06	27.66	290.08	.64	.93	269.77	8.07	201.83
7	7	27.06	30.10	367.53	.57	.91	334.45	9.46	261.66
6	6	27.06	31.47	451.80	.50	.90	406.62	10.86	326.89
5	5	27.06	31.95	539.92	.43	.89	480.53	12.25	385.51
4	4	27.06	32.55	629.38	.35	.87	547.56	13.64	439.80
3	3	58.90	22.25	720.52	.28	.86	619.65	15.04	489.55
2	2	55.64	13.62	782.82	.21	.84	627.57	15.09	335.75
1	1	54.94	24.15	818.24	.14	.83	679.14	15.47	210.70
0	0	55.10	15.42	883.44	.08	.82	724.42	16.20	391.23
N.D				928.93	.0	.80	743.14	17.32	267.07

MOMENTOS DE VOLTEO

NIV.	ENT.	W. (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C C		" C "			
13	13	54.47	19.52	0	1	1	0	0	0
12	12	50.71	19.11	54.66	.93	.99	54.11	2.80	54.66
11	11	50.71	21.77	108.16	.86	.97	104.92	4.25	81.22
10	10	50.71	23.52	169.12	.78	.96	162.36	5.67	123.44
9	9	50.71	26.81	234.98	.71	.94	220.88	7.08	166.52
8	8	50.71	29.60	310.05	.64	.93	288.35	8.48	227.35
7	7	50.71	32.16	392.92	.57	.91	357.56	9.89	292.74
6	6	50.71	33.55	482.97	.50	.90	434.65	11.29	363.09
5	5	50.71	33.98	576.91	.43	.89	513.45	12.69	425.75
4	4	50.71	34.47	672.06	.35	.87	584.69	14.09	478.78
3	3	50.71	23.66	768.57	.28	.86	660.97	15.49	533.94
2	2	53.13	13.11	834.82	.21	.84	701.25	16.89	399.62
1	1	52.88	22.31	868.91	.14	.83	721.20	18.03	236.37
0	0	52.57	14.10	929.14	.08	.82	771.90	19.32	431.03
N.D				970.14	0	.80	776.60	20.86	294.13

TESIS PROFESIONAL

UNAM. TIBER 85
Ingeniería civil

MOMENTOS DE VOLTEO

hoja: TV-35

fecha:

calculo: f.jnl.

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O	" D "				
14	14	45.34	30.80	0	1	1	0	0	0
13	13	59.58	14.62	86.24	.93	.99	85.38	2.80	86.24
12	12	75.43	17.47	127.18	.87	.97	123.36	4.00	58.48
11	11	75.43	20.29	176.66	.80	.96	169.70	5.13	90.65
10	10	75.43	22.12	233.47	.73	.95	224.80	6.42	130.26
9	9	75.43	25.09	295.41	.67	.93	274.73	7.76	171.65
8	8	75.43	27.60	365.66	.60	.92	336.40	9.12	228.82
7	7	75.43	29.90	442.94	.53	.91	403.08	10.49	289.53
6	6	75.43	31.08	526.66	.46	.89	468.73	11.87	354.91
5	5	75.43	31.28	613.68	.40	.88	540.04	13.26	412.12
4	4	75.43	31.42	701.26	.33	.87	610.09	14.35	458.25
3	3	75.43	23.82	789.24	.26	.85	676.85	16.04	503.98
2	2	64.35	15.68	855.94	.20	.84	718.99	17.43	415.18
1	1	63.92	23.46	896.71	.14	.82	735.30	18.81	294.94
0	0	68.58	19.30	960.05	.07	.81	777.64	20.30	476.24
N.D.				1016.99	0	.80	813.59	21.93	423.25

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O		" E "			
14	14	61.41	35.47	0	1	1	0	0	0
13	13	51.66	12.75	92..	.93	.99	98.60	2.80	99.60
12	12	62.32	14.30	135.30	.87	.97	131.24	4.32	95.06
11	11	62.32	16.56	175.33	.80	.96	168.32	5.58	80.00
10	10	62.32	18.30	221.70	.73	.95	210.62	6.92	114.60
9	9	62.32	20.80	272.94	.67	.93	253.83	8.28	151.52
8	8	62.32	22.98	331.18	.60	.92	308.69	9.66	200.93
7	7	62.32	24.93	395.52	.53	.91	359.92	11.04	252.70
6	6	62.32	26.00	465.33	.46	.89	415.14	12.43	309.88
5	5	62.32	26.27	538.13	.40	.88	473.55	13.82	359.32
4	4	62.32	26.09	611.68	.33	.87	532.16	15.21	399.57
3	3	62.32	36.45	684.74	.26	.85	582.03	16.60	433.09
2	2	6.40	48.03	786.40	.20	.84	660.91	18.00	656.0
1.5	1.5	45.46	33.16	849.24	.17	.83	704.87	19.14	919.30
1	1	5.42	35.78	896.24	.14	.82	734.92	19.34	699.33
0	0	54.53	21.28	992.84	.07	.81	804.20	21.99	783.94
N.D				1055.63	0	.80	844.50	23.45	499.02

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M A R C O		" F "			
13	13	39.50	15.68	0	1	1	0	0	0
12	12	49.47	13.75	43.90	.93	.99	43.46	2.80	43.90
11	11	49.47	15.90	82.40	.86	.97	79.93	4.04	55.55
10	10	49.47	17.54	126.92	.78	.96	121.84	5.40	85.86
9	9	49.47	20.15	176.04	.71	.94	165.47	6.78	118.92
8	8	49.47	22.38	232.45	.64	.93	216.18	8.16	164.42
7	7	49.47	24.42	295.12	.57	.91	268.55	9.56	213.95
6	6	49.47	25.62	363.50	.50	.90	327.15	10.95	267.40
5	5	49.47	26.12	435.26	.43	.82	387.38	12.35	316.53
4	4	49.47	23.83	508.40	.35	.87	442.31	13.74	358.89
3	3	49.47	15.83	575.12	.28	.86	494.60	15.14	360.79
1.5	1.5	55.87	4.01	640.02	.18	.84	537.62	17.84	282.41
0	0	50.67	7.31	656.06	.08	.82	537.97	20.15	80.80
N.D				677.63	0	.80	542.10	21.51	157.24

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	V Yg (t-m)
				M A R C O		" G "			
13	13	27.08	24.26	0	1	1	0	0	0
12	12	49.44	27.34	67.93	.93	.99	67.25	2.80	67.93
11	11	49.44	31.59	144.48	.86	.97	140.15	3.79	103.62
10	10	49.44	34.77	232.93	.78	.96	223.60	5.10	161.11
9	9	49.44	40.31	330.29	.71	.94	310.47	6.46	224.61
8	8	49.44	45.05	443.15	.64	.93	412.13	7.84	316.03
7	7	49.44	49.32	569.30	.57	.91	518.06	9.23	415.81
6	6	49.44	52.16	707.59	.50	.90	636.83	10.62	524.52
5	5	49.44	53.57	853.63	.43	.89	759.73	12.01	626.44
4	4	49.44	49.16	1003.63	.35	.87	873.16	13.41	718.37
3	3	49.44	36.57	1141.27	.28	.86	981.50	14.80	727.57
1.5	1.5	56.90	12.12	1291.21	.16	.84	1084.62	17.50	639.98
0	0	53.38	29.83	1339.70	.05	.82	1098.55	19.78	239.73
N.D.				1427.69	0	.80	1149.15	21.05	627.92

MOMENTOS DE VOLTEO

NIV.	ENT.	W. (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	V Yg (t-m)
				M U R O	" M "				
14	14	22.50	-138.00	0	1	1	0	0	0
13	13	17.43	-50.79	-36.40	.93	.99	-36.03	2.80	-36.40
12	12	17.03	-13.00	-178.61	.86	.97	-173.29	4.38	-222.46
11	11	17.03	13.41	-215.01	.80	.96	-206.41	5.87	-76.31
10	10	17.93	32.71	-177.46	.73	.95	-168.59	7.32	98.16
9	9	17.03	62.92	-66.27	.67	.93	-61.63	8.75	347.46
8	8	17.03	84.58	109.90	.60	.92	101.11	10.17	639.90
7	7	17.03	105.00	346.72	.53	.91	345.51	11.58	972.44
6	6	17.03	124.70	640.72	.46	.89	570.24	13.00	1365.00
5	5	17.03	143.67	989.88	.40	.88	871.09	14.40	1795.68
4	4	17.03	159.06	1390.28	.33	.87	1209.54	15.81	2263.00
3	3	17.03	173.60	1835.65	.26	.85	1560.30	17.22	2739.01
2	2	11.04	190.41	2321.73	.20	.84	1950.25	18.62	3232.43
1.5	1.5	3.22	226.33	2569.26	.17	.82	2132.48	19.00	3617.39
1	1	11.04	221.93	2863.50	.14	.82	2348.07	20.02	4531.12
0	0	15.52	217.15	3462.71	.07	.81	2804.79	21.78	4833.64
N.D.				4103.30	0	.80	3282.64	23.39	5079.14

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M U R O		"M-1"			
14	14	18.76	- 23.54	0	1	1	0	0	0
13	13	7.71	- 40.84	- 65.91	.93	.99	-65.25	2.80	-65.91
12	12	6.95	- 19.84	-180.26	.87	.97	-174.85	4.78	- 195.21
11	11	6.95	- 9.48	-235.82	.80	.96	-226.39	6.59	- 130.75
10	10	6.95	2.48	-262.36	.73	.95	-249.24	8.25	- 78.21
9	9	6.95	6.33	-255.42	.67	.93	-237.54	9.84	24.40
8	8	6.95	10.31	-237.69	.60	.92	-218.67	11.38	72.04
7	7	6.95	13.69	-206.76	.53	.91	-188.15	12.89	132.89
6	6	6.95	18.98	- 168.43	.46	.89	-149.90	14.37	196.73
5	5	6.95	25.90	-115.29	.40	.88	-101.46	15.85	300.83
4	4	6.95	36.34	-42.76	.33	.87	- 37.20	17.30	448.07
3	3	6.95	65.64	58.99	.26	.85	50.14	18.75	681.38
2	2	1.75	109.14	242.78	.20	.84	203.94	20.19	1325.27
1.5	1.5	5.16	107.95	384.66	.17	.83	319.27	21.13	2306.13
1	1	1.75	132.03	524.99	.14	.82	430.50	21.37	2306.90
0	0	7.10	103.94	881.48	.07	.81	714.00	23.72	3131.75
N.D				1188.10	0	.80	950.48	25.16	2615.13

NIV.	ENT.	W (ton)	V (ton)	Mv (t-m)	Z	i	iMv. (t-m)	Yg (m)	VYg (t-m)
				M U R O		" M-2 "			
14	14	17.28	- 30.54	0	1	1	0	0	0
13	13	9.90	- 44.83	- 85.51	.93	.99	- 84.65	2.80	- 85.51
12	12	9.50	- 19.62	-211.04	.87	.97	-204.70	4.58	-205.32
11	11	9.50	- 9.13	-265.97	.80	.96	-255.33	6.20	-121.64
10	10	9.50	2.86	-291.54	.73	.95	-276.96	7.72	- 70.48
9	9	9.50	8.46	-283.53	.67	.93	- 263.68	9.20	26.31
8	8	9.50	11.81	-259.84	.60	.92	-239.05	10.66	90.18
7	7	9.50	15.64	-226.77	.53	.91	-206.36	12.10	142.90
6	6	9.50	21.63	-182.98	.46	.89	-162.85	13.54	211.77
5	5	9.50	29.40	-122.42	.40	.88	-107.73	14.97	323.80
4	4	9.50	40.70	- 40.09	.33	.87	- 34.88	16.40	482.16
3	3	9.50	46.96	73.86	.26	.85	62.78	17.81	724.87
2	2	8.67	86.10	205.35	.20	.84	172.50	19.22	902.57
1.5	1.5	1.75	149.97	317.28	.17	.83	263.34	19.25	1657.43
1	1	6.92	98.71	512.24	.14	.82	420.04	20.30	3044.40
0	0	8.80	94.65	778.76	.07	.81	630.80	21.98	2169.65
N.D				1057.98	0	.80	846.38	23.63	2236.58

V.3 ANALISIS DINAMICO

A) ANTECEDENTES

Se desarrolla este análisis como una medida para considerar la actividad vibratoria o dinámica de la estructura, ya que la actuación de cargas que están en función del tiempo son las que causan la mayoría de las fallas estructurales, debido a que en general son más severas que las estáticas, y al aplicarse rápidamente producen un movimiento al sistema con relación a su posición de equilibrio. Estas fuerzas excitadoras causan efectos indeseables en la mayoría de los casos ya que los esfuerzos de trabajo de los materiales se ven incrementados.

Aun cuando la altura del edificio no alcanza la mínima reglamentaria para el empleo de este tipo de análisis, lo cual señala el art. 238 del Capítulo de Diseño Sísmico del RCDF, se realizó para conocer los efectos antes mencionados, así como para establecer un criterio de comparación en cuanto a los resultados de este análisis con los del análisis Estático.

Referente a las disposiciones que señala el RCDF en relación al Espectro para Diseño Sísmico Dinámico, como son los parámetros que lo definen y estos límites, estos fueron establecidos dentro del tema denominado "Reglamentación" al principio del capítulo, y durante el desarrollo del análisis estas disposiciones fueron observadas.

B) MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA

Una estructura de varios niveles se puede idealizar como un conjunto de masas ligadas entre sí por medio de una conexión elástica, esta unión entre las masas se representa por un resorte que tiene cierta rigidez, en nuestro caso la rigidez lateral se determinó por medio del método de Khan y Sbarounis, considerando el sistema Marco-Muro en interacción, con la contribución de rigidez que le proporciona cada sistema.

En relación con las masas concentradas de una planta, cada una de ellas comprende las masas de la losa, una planta de columnas, de muros, y especialmente cualquier sobrecarga viva permanente sobre la planta que se analice.

El número de grados de libertad de la estructura se considera como el número de datos que es necesario fijar para definir una configuración cualquiera del sistema.

Los grados de libertad para cada masa son tres, que corresponden a dos desplazamientos en las direcciones X y Y, y un desplazamiento angular alrededor del eje Z. Si despreciamos las deformaciones axiales de las columnas y los giros por torsión, se origina un sistema donde se reducen los grados de libertad a un desplazamiento lineal por cada una de las masas.

La representación gráfica de este sistema se muestra en la figura FV-10 donde se señalan las rigideces de cada resorte, así como el valor de las masas que lo componen, y puesto que las rigideces varían para cada una de las direcciones principales, tendremos entonces dos modelos matemáticos, uno en el sentido X, y otro en el sentido Y.

C) OBTENCION DE LOS MODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

El método directo de solución de un sistema con varios grados de libertad involucra un análisis matricial complejo el cual a su vez requiere una considerable labor, ya que el desarrollo en la solución de la ecuación y del determinante así lo amerita.

Es por esto que para la obtención de los modos de vibración de la estructura se recurrió al empleo de métodos iterativos, en particular el método del Dr. Nathan M. Newmark para la obtención del modo fundamental de vibración, y el método de Helzer para la obtención de los modos superiores.

Para este análisis se desarrollaron los programas de computadora correspondientes para así trabajar en forma más rápida, práctica y eficientemente nuestro problema. Estos programas son presentados dentro de los anexos.

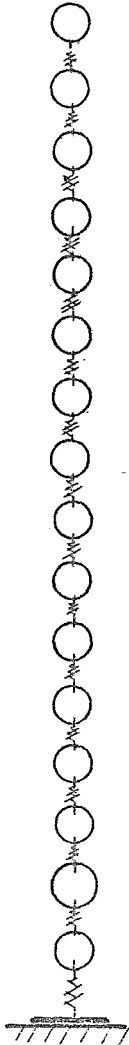
Método de Newmark.

Este método se efectuará por aproximaciones sucesivas y converge a la frecuencia más baja con la cual se obtiene el modo fundamental. Se basa en el equilibrio dinámico que debe existir en el movimiento libre estacionario de un sistema, entre fuerzas de inercia y acciones de los resortes.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1).- Suponer un estado de desplazamiento de la estructura. Se trabaja generalmente con un vector (X) de desplazamientos:

$$X = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 2 \\ \cdot \\ \cdot \\ n \end{bmatrix}$$



MASAS		RIGIDEZES	
No.	Ton - $\frac{\text{seg}^2}{\text{m}}$	SENTIDO "X" T / M	SENTIDO "Y" T / M
16	10.4618	1379.04	2786.04
15	22.7910	6582.45	8412.55
14	28.1019	10060.69	14700.66
13	28.1019	12154.45	20319.47
12	28.1019	13869.82	25367.96
11	28.1019	14387.43	30023.70
10	28.1019	15176.35	34608.69
9	28.1019	15597.00	39304.14
8	28.1019	16352.89	44619.49
7	28.1019	17432.57	51126.86
6	28.1019	18538.52	59980.61
5	34.6769	21110.49	74058.63
4	20.7655	31032.96	193500.00
3	13.7136	57150.85	225855.77
2	20.1050	36972.05	152628.21
1	33.8787	88240.08	388580.65

2).- Calcular las fuerzas de Inercia de las masas que corresponden a los desplazamientos anteriores, en funcion de la frecuencia al cuadrado (w^2) por ser desconocido el valor de esta.

$$F_i = \frac{W}{g} w^2 X_i$$

3).- Estableciendo el equilibrio se encuentran las fuerzas en los resortes (Q) a partir de las fuerzas de Inercia (F_i) acumulando estos valores, cuyo calculo se inicia en la última masa.

4).- Calcular los desplazamientos relativos (Δ) que sufre cada piso por efecto de las fuerzas en los resortes y en función de su rigidez.

$$\Delta = \frac{Q}{K}$$

5).- Obtener los desplazamientos totales (X_f) acumulando los desplazamientos relativos obtenidos en el renglon anterior.

6).- Se igualan los desplazamientos supuestos (X_i) con los finales ($X_f \cdot w^2$) para calcular la frecuencia al cuadrado

$$w^2 = \frac{X_i}{X_f}$$

Cuando las frecuencias son iguales, se obtiene la solución, pues esto indica que las relaciones de los desplazamientos son también iguales.

Si se tiene una diferencia grande entre las frecuencias, el modo difiere en forma considerable del fundamental.

En este caso se realizarán los ciclos necesarios hasta tener la solución del sistema, y el nuevo vector de desplazamientos se obtiene dividiendo los desplazamientos X_f , entre el primer valor de ellos, siendo este el valor de X_i en la primera masa.

Método de Holzer

Este método es empleado para el cálculo de los modos superiores, es también un proceso iterativo, pero a diferencia del anterior, donde se supone una configuración de desplazamientos iniciales, en este se supone un valor para (w^2).

Si al final de una iteración se cumplen las condiciones de frontera impuestas en el último nivel, esa frecuencia corresponderá a un modo natural de vibración.

El procedimiento es el siguiente:

1).- Suponer un valor de (ω^2) mayor al del modo fundamental ya obtenido

2).- Se supone un desplazamiento de la masa (m_1), que puede ser $X_1 = 1$

3).- Se calcula la fuerza en el primer resorte

$$Q_1 = X_1 K = K$$

4).- Se calcula la fuerza de Inercia en la primera masa

$$F_1 = -m_1 \omega^2 X_1 = -m_1 \omega^2$$

5).- Aplicando condiciones de equilibrio se encuentra la fuerza en el segundo resorte

$$Q_1 = Q_{1-1} - F_1$$

6).- El desplazamiento relativo del segundo nivel con respecto al primero, se calcula como:

$$\Delta X_2 = X_2 - X_1 = \frac{F_2}{K_2} \quad y$$

$$X_2 = X_1 + \frac{F_2}{K_2}$$

7).- La fuerza de Inercia en la segunda masa es igual a

$$F_2 = m_2 \omega^2 X_2$$

y el procedimiento continúa calculando desplazamientos, fuerzas en resortes, y fuerzas de Inercia hasta llegar a la última masa.

8).- La frecuencia supuesta será la correcta si el equilibrio entre la fuerza en el último resorte y la fuerza de Inercia de la última masa se satisface. Esta frecuencia corresponderá entonces a un modo natural de vibración.

Si no se cumple en la primera iteración el equilibrio, se supondrá otra frecuencia y se repite el procedimiento hasta verificar la condición de frontera en la última masa

Estos métodos fueron utilizados para calcular los modos de vibración de la estructura, haciendo uso de los programas que fueron implementados.

D) OBTENCION DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

Del calculo de los modos de vibración se obtuvieron desplazamientos en las masas, solo que a una cierta escala arbitraria. Es por esto que se tiene que determinar los desplazamientos reales de la estructura.

Así pues, para conocer esos desplazamientos tenemos que desarrollar la ecuación matricial que expresa el vector de desplazamientos de la estructura en términos de las contribuciones modales

$$X_i(t) = \sum_{R=1}^n V_i \frac{V_R^T M}{V_R^T M V_R} \left(X_i(0) \cos W_R T + \frac{X_i'(0)}{W_R} \operatorname{sen} W_R T \right)$$

y obtiene el estado de desplazamientos y cortantes de la estructura para cualquier tiempo

En forma general y desarrollando la ecuación anterior

$$X_i(T) = \sum_{R=1}^n \frac{\sum_{i=1}^n M_i V_{iR}}{\sum_{i=1}^n M_i V_{iR}^2} \phi_R(T) V_{iR}$$

e bien

$$X_i(T) = \sum_{R=1}^n C_R \phi_R(T) V_{iR}$$

en donde:

$X_i(T)$ = Vector de desplazamientos relativos en función de los modos de vibración para un instante cualquiera $n \times n$

V_{iR} = Modo de vibración (R) a escala arbitraria

$\phi_R(T) = X_i(0) \cos W_R T + \frac{X_i'(0)}{W_R} \operatorname{sen} W_R T$

y su derivada $\dot{\phi}_R(T) = -X_i(0) W_R \operatorname{sen} W_R T + \frac{X_i'(0)}{W_R} W_R \cos W_R T$

A C_R se le define como el Coeficiente de Participación

$$C_R = \frac{\sum_{i=1}^n M_i V_{iR}}{\sum_{i=1}^n M_i V_{iR}^2}$$

Se considera que el terreno sufre subitamente una aceleración igual a $A.G$ siendo A la ordenada del espectro de diseño, y G la aceleración gravitacional. Y como ϕ_R es función de las condiciones iniciales, y se trata de un impulso instantáneo en un tiempo muy pequeño, podemos considerar T aproximadamente igual a cero.

Y si $T = 0$

$$\dot{\phi}_R = X(0) \quad \text{y} \quad \ddot{\phi}_R = -X(0) W_R^2$$

de donde:

$$\phi_R = \frac{\dot{\phi}_R}{W_R^2} \quad \text{despreciando el signo}$$

y $\ddot{\phi}_R$ se considera una aceleración del terreno, por lo que

$$\ddot{\phi}_R = A_R G$$

De aquí que podemos expresar los desplazamientos reales como :

$$X_{1i} = \sum_{R=1}^n A_R G \frac{C_R}{W_R^2} V_{1iR}$$

Resumiendo, debemos de calcular el coeficiente de Participación para cada modo y se divide entre su frecuencia al cuadrado, se calcula el término $A_R G$, que es la ordenada del espectro del modo R por la aceleración gravitacional, y el producto de estos términos se multiplica por el valor del desplazamiento de cada masa en el modo R a escala, y lo que obtenemos como resultado, son los valores de los desplazamientos reales.

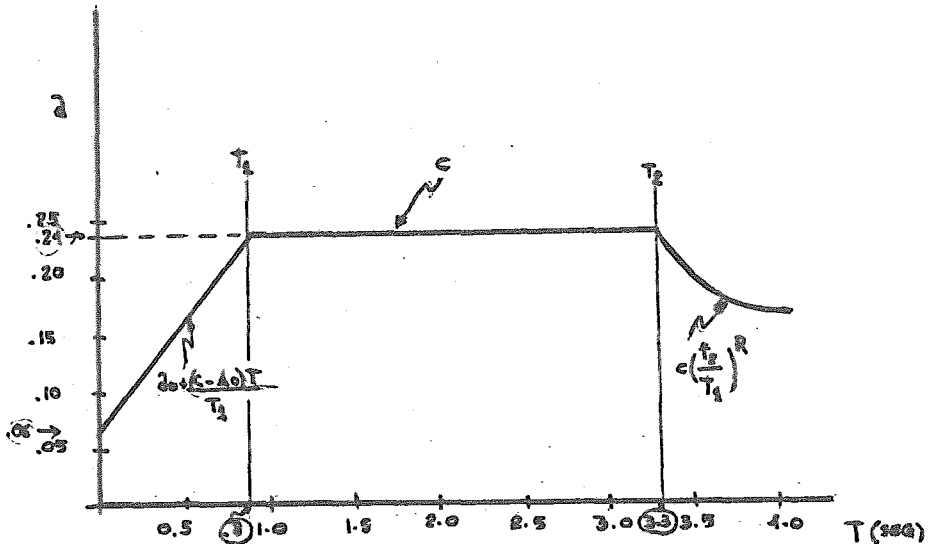
El RCDF recomienda un espectro de diseño para la zona III, como el mostrab a continuación dentro de la figura FV-11, en donde las ordenadas espectrales indicadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, y estas aceleraciones están dadas por las siguientes expresiones

$$A = A_0 + \frac{c - A_0 T}{T_1} \quad \text{si } T < T_1$$

$$A = c \quad \text{si } T_1 < T < T_2$$

$$A = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^R \quad \text{si } T > T_2$$

los valores de c , A_0 , T_1 y T_2 y R están dados dentro del tema denominado "Reglamentación"



Espectro de Aceleraciones de
Diseño Zona III
figura FV-11

Los resultados del calculo de los desplazamientos reales son mostrados en las tablas TV-42,43,y 44 para el sentido "X", y en las tablas TV-45,46 y 47 para el sentido "Y".

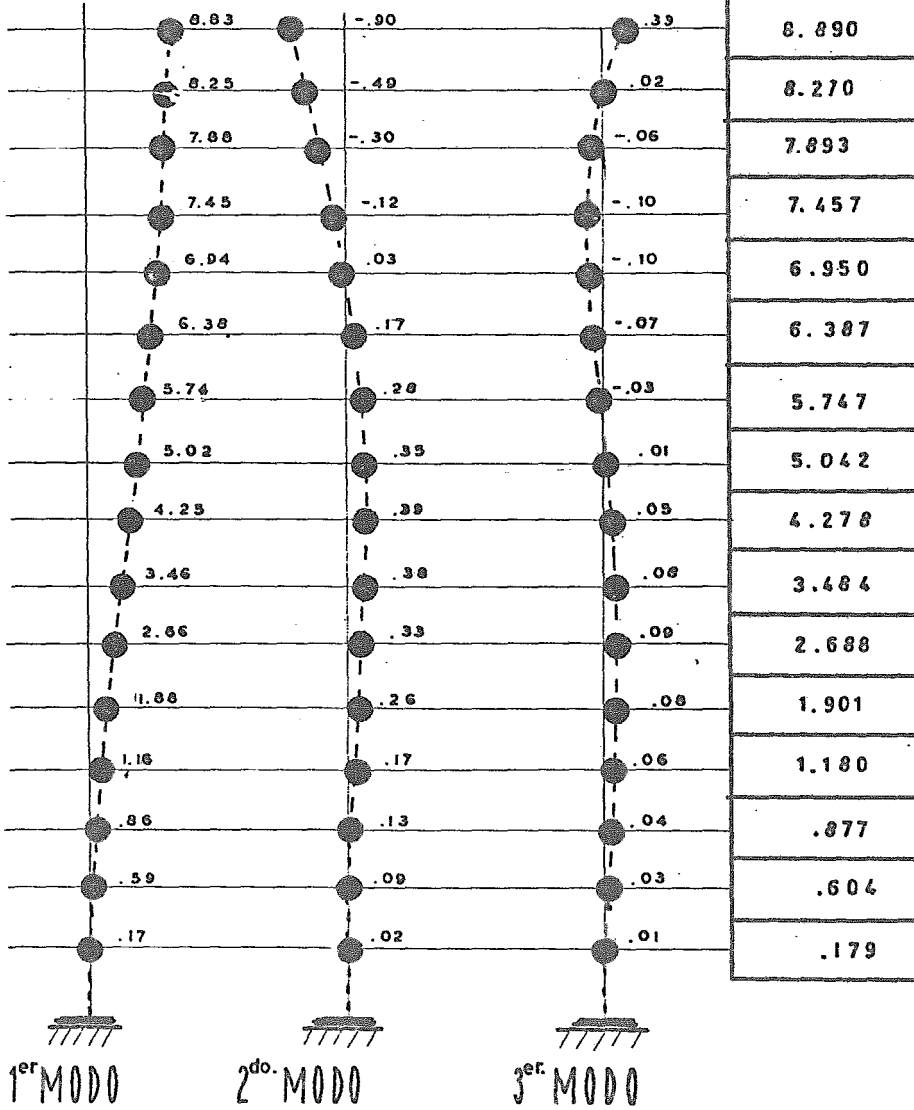
Fueron analizados tres modos de vibración para cada sentido, la interpretación gráfica de los desplazamientos reales se presenta en las figuras FV-12 y FV-13, y son producto de los resultados obtenidos del programa para la solución del Análisis Sísmico Dinámico. Además se calculo la participación de cada modo natural en cuanto a su desplazamiento, y se combinaron de acuerdo con la expresión

$$R = \left(\sum_{i=1}^n R_i^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

los resultados productos de esta participación son mostrados dentro de las mismas figuras.

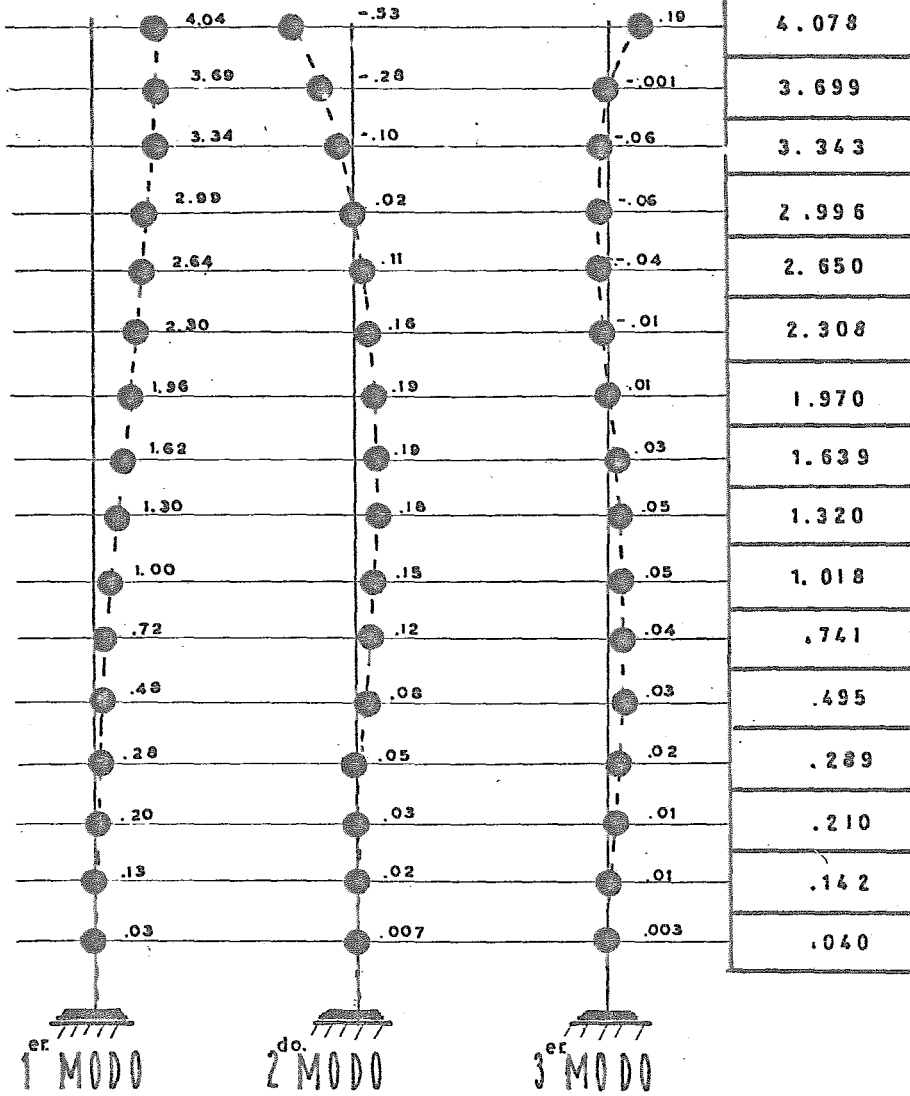
SENTIDO "X"

Desplazamientos
totales
(cms)



SENTIDO "Y"

Desplazamientos
totales



E) CALCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES SISMICAS

Una vez que han sido encontrados los desplazamientos reales que sufre la estructura, las fuerzas sismicas en cada entrepiso se calculan a partir de los valores de desplazamiento relativo de los dos niveles que le limitan, multiplicados por la rigidez de entrepiso

$$V_{iR} = K_i \cdot X_{iR}$$

Los cortantes obtenidos para cada modo son mostrados dentro de los resultados del programa e incluidos en las tablas TV-42 a TV-47. Estos valores fueron ya reducidos por ductilidad.

Se presentan para cada sentido tres modos de vibración y los cortantes respectivos, faltando considerar la participación de cada modo en la fuerza Sismica de Diseño que actúa en la estructura.

F) REDUCCION POR DUCTILIDAD

Se mencionó que las fuerzas cortantes presentadas ya estaban afectadas por la reducción debida a ductilidad, este debido a que el artículo 235 del Capítulo de Sismo del RCDF establece que debido al grado de ductilidad que puede desarrollar una estructura se introduce un factor de reducción denominada "Q", y que esta es función de la ductilidad "Q" y por el cual se pueden dividir las fuerzas debidas a Sismo con fines de diseño. Este esta basado en resultados de estudios analíticos en cuanto a la valuación de la respuesta Sismica Dinámica de sistemas con relación carga-deformación de tipo elastoplástico.

El factor de reducción está definido de la siguiente manera.

$$Q' = Q \quad \text{si} \quad T > T_1$$
$$Q' = 1 + \frac{(Q-1) T}{T_1} \quad \text{si} \quad T < T_1$$

Una vez obtenidos los Cortantes para cada modo y reducidos por ductilidad, es necesario calcular las fuerzas Cortantes de diseño debidas a la superposición de los diversos modos, este se realizó de acuerdo con el criterio de

la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados máximos.

Se calcularon de acuerdo con:

$$V_i = \left(\sum_{R=1}^n P_{iR}^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

empleada con anterioridad para el cálculo de desplazamientos totales. Con esto se obtienen valores de los Cortantes Sísmicos de Diseño, que son mostrados a continuación (Tabla TV-48) para cada dirección principal.

También se presenta en la tabla TV-49 la participación de este cortante en cada marco, de acuerdo a la rigidez que posea cada uno de ellos, estos resultados se emplearán dentro del capítulo VI para el análisis por carga lateral.

CORTANTES SISMICOS TOTALES

ANALISIS DINAMICO

Masa	Sentido " X "	Sentido " Y "
1	157.78	1155.66
2	157.16	155.28
3	155.93	154.49
4	154.73	153.70
5	152.30	152.05
6	145.99	147.48
7	139.10	142.10
8	130.54	135.00
9	120.40	126.17
10	108.71	115.61
11	95.50	103.28
12	80.78	89.06
13	64.61	72.78
14	46.97	54.25
15	27.87	33.18
16	11.08	12.93

ITERACION NO. 8

1^{er} modo "X"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES:	FZAS. CDR. SISM.:	(N*42)
1	0.40656	122.47993	0.17637	155.647	7.205
2	0.81525	122.07337	0.59596	155.131	7.205
3	0.80766	121.25813	0.86559	154.095	7.205
4	1.64680	120.45046	1.16553	153.069	7.205
5	4.43738	118.80367	1.88070	150.975	7.205
6	5.09493	114.36628	2.66467	149.336	7.205
7	6.61798	109.27135	3.46123	138.667	7.205
8	8.14327	102.65337	4.25896	130.452	7.205
9	9.61561	94.51011	5.02900	120.104	7.205
10	10.97481	84.89450	5.73987	107.831	7.205
11	12.20608	73.91969	6.38383	93.937	7.205
12	13.28722	61.71362	6.94927	78.426	7.205
13	14.25531	48.42640	7.45558	61.510	7.205
14	15.08059	34.17109	7.88721	43.425	7.205
15	12.80217	19.09049	8.25577	24.260	7.205
16	6.28832	6.28832	8.83524	7.991	7.205

FRECUENCIA AL CUADRADO= 50.373

2° modo "X"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES:	FZAS CCR. SISM. :
1	-20.480	882.491	0.0274	24.1623
2	-40.490	862.011	0.0912	23.6015
3	-39.534	821.521	0.1306	22.4930
4	-79.100	781.987	0.1725	21.4105
5	-201.884	702.887	0.2637	19.2448
6	-209.510	501.003	0.3377	13.7173
7	-237.915	291.493	0.3835	7.9810
8	-243.481	53.577	0.3924	1.4549
9	-222.798	-189.903	0.3591	-5.1995
10	-176.603	-412.701	0.2846	-11.2946
11	-107.978	-589.304	0.1740	-16.1319
12	-22.577	-697.281	0.0364	-19.0713
13	78.032	-719.858	-0.1258	-19.7095
14	186.403	-641.826	-0.3004	-17.5730
15	246.496	-455.423	-0.4899	-12.4693
16	200.935	-208.927	-0.9047	-5.7204

FRECUENCIA AL CUADRADO= 103.601

3^{er} modo "X"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES:	FZAS. COR. SISM.:
1	-42.120	882.491	0.0103	9.1259
2	-81.811	840.371	0.0338	8.6903
3	-78.433	758.560	0.0476	7.8443
4	-153.175	680.127	0.0614	7.0032
5	-363.403	526.952	0.0872	5.4293
6	-325.315	163.550	0.0965	1.6913
7	-292.895	-161.766	0.0867	-1.6728
8	-195.758	-454.661	0.0579	-4.7017
9	-50.064	-650.419	0.0148	-6.7260
10	111.193	-700.483	-0.0329	-7.2438
11	252.330	-589.290	-0.0747	-6.0439
12	337.209	-336.959	-0.0998	-3.4845
13	337.137	0.249	-0.0908	0.0026
14	219.974	337.386	-0.0651	3.4839
15	-61.519	557.360	0.0225	5.7637
16	-495.839	495.842	0.3943	5.1275

ITERACION NO. 8
 1er modo "Y"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES	FZAS. COR. SISM.:	W+2
1	0.40656	201.48315	0.03928	152.609	19.286
2	0.85429	201.07660	0.13909	152.330	19.286
3	0.86408	200.22231	0.20624	151.653	19.286
4	1.80358	199.35823	0.28430	151.029	19.286
5	5.15270	197.55464	0.48638	149.657	19.286
6	6.26188	192.40195	0.72939	145.756	19.286
7	8.62975	186.14008	1.00520	141.015	19.286
8	11.21717	177.51031	1.30659	134.477	19.286
9	13.96887	166.29314	1.62711	125.979	19.286
10	16.83141	152.32426	1.96054	115.377	19.286
11	19.76649	135.49286	2.30242	102.645	19.286
12	22.73346	115.72637	2.64802	87.671	19.286
13	25.70995	92.99290	2.99473	70.449	19.286
14	28.68664	67.28295	3.34145	50.971	19.286
15	25.68541	38.59631	3.68902	29.239	19.286
16	12.91090	12.91090	4.04009	9.701	19.286

TESIS PROFESIONAL U.N.A.M. TIBER 85 Ingeniería civil	PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE LOS MODOS DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL METODO DE HOLZER	noja: TV-46 fecha:
---	--	-----------------------

FRECUENCIA AL CUADRADO= 104.076

2° modo "y"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES:	FZAS. COR. SISM.:
1	-42.313	3885.806	0.0073	28.2486
2	-88.344	3843.493	0.0256	27.9410
3	-88.736	3755.149	0.0377	27.2988
4	-183.512	3666.413	0.0514	26.6537
5	-510.130	3482.902	0.0856	25.3196
6	-587.349	2972.771	0.1217	21.6111
7	-751.103	2385.423	0.1556	17.3413
8	-879.658	1634.320	0.1822	11.6310
9	-947.047	754.662	0.1962	5.4362
10	-927.537	-192.385	0.1921	-1.3736
11	-796.618	-1119.922	0.1650	-8.1415
12	-531.458	-1916.540	0.1101	-13.9327
13	-108.618	-2447.998	0.0225	-17.7962
14	501.769	-2556.616	-0.1039	-18.5858
15	1102.224	-2054.847	-0.2815	-14.9381
16	952.611	-952.623	-0.5301	-6.9253

TESIS PROFESIONAL U.N.A.M. TIBER 85 ingeniería civil	PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE LOS MODOS DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL METODO DE HOLZER	hoja: TV-67 fecha:
---	--	-----------------------

FRECUENCIA AL CUADRADO= 223.463

3er modo "Y"

MASA	FZAS. EN LAS MASAS:	FZAS. EN LOS RESORTES:	DESP. TOT. REALES:	FZAS COR. SISM. :
1	-90.851	3885.806	0.0033	12.9592
2	-187.969	3794.955	0.0116	12.6562
3	-186.945	3606.986	0.0170	12.0294
4	-331.506	3420.041	0.0228	11.4059
5	-1018.612	3038.535	0.0365	10.1936
6	-1079.239	2019.923	0.0478	6.7365
7	-1217.891	940.684	0.0539	3.1372
8	-1171.073	-277.206	0.0518	0.9245
9	-893.394	-1448.279	0.0395	-4.8300
10	-383.508	-2341.674	0.0170	-7.8075
11	300.503	-2725.182	-0.0133	-9.0085
12	1020.781	-2424.679	-0.0452	-8.0863
13	1541.442	-1403.898	-0.0682	-4.6520
14	1470.934	137.544	-0.0651	0.4597
15	24.397	1608.479	-0.0013	5.3543
16	-1632.867	1632.876	0.1941	5.4457

NIVEL	1	2	3	M	A	B	C	D	E	F	G	M-1	M-2
14		9.97	15.73	-12.77				25.39	24.53			-19.42	-19.42
13	25.41	27.09	22.00	-41.32		8.84	10.30	9.29	8.86	9.99	13.94	-16.68	-16.68
12	18.45	25.35	20.59	-10.13		7.75	9.12	10.26	9.78	8.83	16.43	-7.60	-7.60
11	17.92	24.61	19.99	10.26		8.82	10.38	11.68	11.14	10.06	18.71	-3.09	-3.09
10	17.56	24.13	19.60	27.77		9.66	11.37	12.78	12.19	11.00	20.48	1.65	1.65
9	17.21	23.64	19.20	43.25		10.86	12.79	14.38	13.71	12.38	23.04	4.17	4.17
8	16.72	22.98	18.66	57.22		11.87	13.98	15.72	14.98	13.53	25.18	6.73	6.73
7	16.07	22.07	17.93	70.08		12.79	15.06	16.94	16.15	14.58	27.14	8.87	8.87
6	15.14	20.81	16.90	82.13		13.23	15.57	17.52	16.70	15.08	28.06	12.20	12.20
5	13.91	19.10	15.52	93.46		13.23	15.57	17.52	16.70	15.08	28.06	16.47	16.47
4	13.16	18.11	14.61	101.61		13.06	15.37	17.28	16.48	13.62	25.38	22.40	22.40
3	13.57	18.67	14.98	104.87	12.73	12.82	14.28	15.66	17.13	6.13	11.83	30.86	30.86
2	10.81	15.12	12.68	115.07	4.72	6.49	6.82	7.15	23.37			53.10	53.10
1'	5.32	7.32	5.27	136.59					21.34	2.00	5.16	63.71	63.71
1	7.37	8.52	8.30	131.06	7.19	9.42	9.83	12.23	14.25			52.11	52.11
0	7.40	9.80	7.73	130.76	5.05	5.96	6.12	10.78	10.82	3.03	10.22	52.89	52.89

V.4 COMPARACION ENTRE EL ANALISIS ESTATICO Y EL DINAMICO

A) CRITERIO DE COMPARACION Y CONCLUSIONES

Ante cargas horizontales se analizó la estructura bajo sollicitaciones per fuerzas Estáticas y per fuerzas Dinámicas, con el fin de tener los elementos para establecer un criterio de comparación y poder definir que Certantes se emplearán para fines de diseño.

Para el método Estático se desarrolló el método de Khan y Sbarounis para estimar la rigidez transversal y longitudinal del edificio, y se continuó con el análisis.

Con estas rigideces y con las masas de cada nivel se procedió a un análisis Dinámico utilizando el método de Newmark para la obtención del modo fundamental, y el método de Holzer para valuar los modos superiores, obteniéndose tres modos de vibración para cada sentido.

En base a los datos relativos al Certante obtenidos de estos análisis, observamos en la Tabla TV-50 donde son presentados, que los valores mayores corresponden a los certantes obtenidos per el método Estático.

Estos valores son mayores a sus similares Dinámicos en un porcentaje que promedio un 40%, ya que en el último nivel el valor de certante estático es menor en un 4% al dinámico, caso unico en ese nivel, y en la base del edificio el certante estático es mayor en un 55% con respecto al dinámico.

Generalmente se encuentra que el criterio del análisis Estático lleva a resultados más conservadores, y se confirma en cuanto estos valores son mayores a los dinámicos en nuestro caso. Esto es debido a que el prededimiento estático es intrínsecamente aproximado, ya que se basa en la observación y respuesta de un gran número de estructuras, además de que en este tipo de análisis no se piden consideraciones explícitas de los periodos naturales de vibración, originando con ello la introducción de errores del lado de la seguridad en la valuación de las fuerzas Certantes, ya que las fórmulas que se especifican para su cálculo expresan una variación lineal de aceleraciones de magnitud ajustada.

Todo esto lleva a mayores valores de Certantes Estáticos, mientras que la

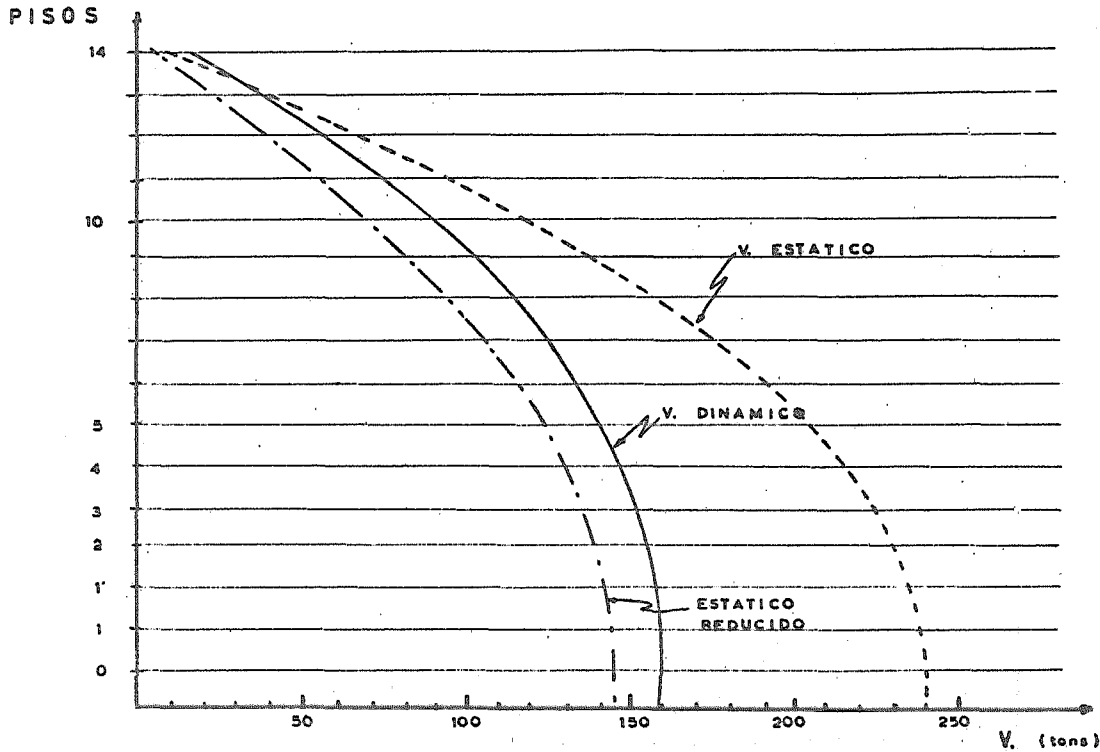
Respuesta Dinámica es producto de un análisis mucho más elaborado, donde se tienen resultados más precisos y realistas. Es por este que se eligieron los valores de Cortante Dinámico para realizar el análisis por carga lateral.

Con los valores dinámicos se toma en cuenta la participación de cada modo de vibración, siguiendo el criterio que marca el reglamento en relación a incluir todos los modos naturales de vibración con periodo mayor e igual a 0.4 seg., y en ningún caso se podrán considerar menos de tres de ellos, con el fin de combinar los efectos modales mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas Cortantes correspondientes a cada modo en la dirección analizada.

También se define en el RCDF que en ningún nivel se tomará una fuerza Cortante de diseño menor que el 60% de las que resultan del Análisis Estático.

En la figura FV-14 se graficarán estos valores, observándose que los Cortantes Dinámicos nunca son menores a sus correspondientes estáticos reducidos. Esta limitación al 60% de las Fuerzas Cortantes Estáticas, tiene como fin cubrir los casos poco usuales de estructuración, ya que en ellos los valores dinámicos conducen a esfuerzos excesivamente bajos, que desprotegerán contra el sismo a la estructura, además de cubrir errores de análisis en los que se pudiera incurrir no obstante una revisión cuidadosa.

Por las razones anteriores se toman los Cortantes Dinámicos para proceder a realizar el análisis por cargas horizontales del edificio.



NIVEL	V. ESTATICO	V. DINAMICO	V. ESTATICO reducido
14	12.37	12.93	7.42
13	37.52	33.18	22.51
12	66.30	54.25	39.78
11	92.86	72.78	55.72
10	117.20	89.06	70.32
9	139.31	103.28	83.59
8	159.20	115.61	95.52
7	176.87	126.17	106.12
6	192.31	135.00	115.39
5	205.53	142.10	123.32
4	216.53	147.48	129.92
3	227.36	152.05	136.42
2	232.20	153.76	139.32
1'	234.89	154.49	140.93
1	238.10	155.28	142.86
0	240.92	155.66	144.55

CAPITULO VI

ANALISIS ESTRUCTURAL

A) METODO DE RIGIDEZ.

El método de rigidez, aplicable al análisis de estructuras, es un método matricial, del cual sus bases no son nuevas. Sin embargo, este método no se desarrolló completamente sino hasta hace unas décadas, debido a que para su utilización se requiere de la solución de un gran número de ecuaciones simultáneas, además del desarrollo de numerosas operaciones matriciales. Una vez creadas y perfeccionadas las computadoras digitales, se ha convertido en un poderoso y eficaz método para solucionar el análisis de estructuras de cualquier tipo y tamaño, que antes requerían de laboriosos y pesados cálculos.

Básicamente, existen dos métodos para el análisis matricial de estructuras, que son el de rigidez y el de flexibilidad. Se puede decir que son equivalentes y están basados en los mismos principios. Los dos métodos cumplen con las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y condiciones de compatibilidad de desplazamientos, pero no en la misma secuencia. El método de flexibilidad satisface primero las compatibilidades entre los desplazamientos, mientras que el de rigidez satisface primero el equilibrio de fuerzas. En cuanto a los resultados del análisis, el método de rigidez determina primero los desplazamientos ocurridos, para después calcular las fuerzas internas. En el de flexibilidad sucede lo contrario, es decir, primero se obtienen fuerzas internas y después desplazamientos.

El método de rigidez se basa en la siguiente expresión fundamental:

$$P = K \Delta \quad (1)$$

donde:

P : Vector de fuerzas generalizadas

K : matriz de rigidez de la estructura

Δ : vector de desplazamiento generalizado de un nudo

Esto nos dice que los desplazamientos producidos en una estructura son proporcionales a las fuerzas aplicadas exteriormente. Esta proporcionalidad está dada por la matriz de rigidez K de la estructura, que representa

la variación de las fuerzas P_1 con respecto a los desplazamientos Δ_j , - mientras los demás Δ permanecen constantes. Debe de otra manera, representa la fuerza necesaria para mantener a la estructura en equilibrio cuando se provea un desplazamiento unitario en un nudo j :

$$K = \frac{\partial P_1}{\partial \Delta_j} \quad (2)$$

En forma general, la ecuación (1) puede escribirse como:

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \dots \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \dots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \dots & K_{3n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \\ \dots \\ \Delta_n \end{bmatrix} \quad (3)$$

donde:

K_{11} : rigidez de nudo (Matrices de la diagonal principal).

K_{ij} : rigidez de un elemento ij en el extremo i . (Matrices fuera de la - diagonal principal).

Si no existen elementos entre dos nudos ij , su matriz de rigidez será cero ($K_{ij} = 0$). Cada K_{ij} es en sí misma una matriz. Para estructuras planas la matriz de rigidez de un elemento será de orden 3×3 , mientras que para una estructura en el espacio su matriz de rigidez será de orden 6×6 . Este está en relación con el número de desplazamientos posibles de cada nudo. Por ejemplo, para un marco plano, existirán tres : dos lineales (Δ_x y Δ_y) y un giro - sobre un eje perpendicular (Θ_z). Asimismo, para el marco plano, existen tres fuerzas interiores en cada extremo de una barra: fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante.

La matriz de rigidez K de toda la estructura está expresada en términos - de un sistema común de coordenadas (sistema general). La manera más sencilla de ensamblarla es calcular la rigidez de cada elemento en un sistema de coordenadas local, en función de la orientación particular de cada barra, y después transferir estas coordenadas al sistema general.

Si fijamos un sistema de coordenadas como el mostrado en la figura FVI-1, se puede establecer la relación entre las fuerzas y los desplazamientos desarrrollados en los extremos de un elemento de acuerdo a estos ejes. (Fig. FVI-2). Las fuerzas producidas en el extremo i de un elemento ij debidas a los desplazamientos introducidos en el extremo j, serán iguales a los producidos en el extremo j (Teorema de reciprocidad de Maxwell).

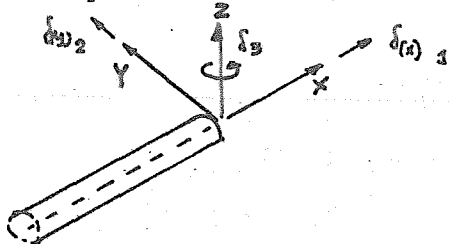


FIGURA FVI-1

i j	P_1	$\frac{EA}{L}$	0	0	$\frac{EA}{L}$	0	0	j j	δ_1
	P_2	0	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{-6EI}{L^2}$	0	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{-6EI}{L^2}$		δ_2
	P_3	0	$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$	0	$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$		δ_3
.....								
j i	P_1	Le mismo			Le mismo			j i	δ_1
	P_2	Le mismo			Le mismo				δ_2
	P_3	Le mismo			Le mismo				δ_3

FIGURA FVI-2
(Marsce Plane)

La relación de la figura FVI-2 puede escribirse de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} P_{ij} \\ \dots \\ P_{ji} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii}^j & \vdots & k_{ij} \\ \dots & \vdots & \dots \\ k_{ji} & \vdots & k_{jj}^i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{ij} \\ \dots \\ \delta_{ji} \end{bmatrix} \quad (4)$$

Sist. local

donde:

- P_{ij} : fuerzas en el extremo i
- P_{ji} : fuerzas en el extremo j
- δ_{ij} : desplazamientos en el extremo i
- δ_{ji} : desplazamientos en el extremo j
- k_{ij} : relaciona las fuerzas en el extremo i a los desplazamientos en el extremo j
- k_{ji} : relaciona las fuerzas en el extremo j a los desplazamientos en el extremo i
- k_{ii}^j : rigidez del elemento en el extremo i. Relaciona fuerzas y desplazamientos en el mismo extremo. (i)
- k_{jj}^i : rigidez del elemento en el extremo j. Relaciona fuerzas y desplazamientos en el mismo extremo. (j)

También se conoce a k_{ij} y a k_{ji} como rigidez cruzada del elemento, y a k_{ii}^j y a k_{jj}^i como rigidez directa del mismo.

Desarrollando la expresión anterior, tenemos:

$$\begin{aligned} P_{ij} &= k_{ii}^j \delta_{ij} + k_{ij} \delta_{ji} \\ P_{ji} &= k_{ji} \delta_{ij} + k_{jj}^i \delta_{ji} \end{aligned} \quad \begin{matrix} \text{(Sist. local)} \\ (5) \end{matrix}$$

Existen dos principios básicos que deben cumplirse para ensamblar la matriz de rigides K :

a) Compatibilidad de desplazamientos.- Los desplazamientos en los extremos de todas las barras que concurren a un nudo deben ser iguales, y por tanto, equivalentes al desplazamiento de ese nudo.

$$\Delta_i = \Delta_{ij} = \Delta_{in} = \Delta_{ii} = \dots = \Delta_{in} \quad (6)$$

b) Equilibrio de fuerzas en los nudos.- La suma de fuerzas en los extremos de

todas las barras que concurren en un nudo debe ser igual a la carga externa-aplicada.

$$P_i = P_{ij} + P_{im} + \dots + P_{in} \quad (7)$$

La ecuación (5) está expresada en coordenadas locales, y para poder cambiarla a un sistema de coordenadas global es necesario hacer una transformación de ejes, lo cual se logra por medio de la utilización de la matriz de rotación R_{ij} . Al aplicar esta, se puede cambiar de un sistema global a uno local.

La matriz R_{ij}^T es su transpuesta y hace lo contrario, convierte de un sistema local a uno global.

Para el caso de un mero plano y de acuerdo a la convención de ejes merados, la matriz de rotación estará dada por:

$$R_{ij} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad R_{ji} = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & -\cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

α = ángulo formado entre la barra y el eje X global, en el sentido de las manecillas del reloj.

Transformando desplazamientos globales a locales:

$$\begin{aligned} \delta_{ij} &= R_{ij} \Delta_j \\ \delta_{ji} &= R_{ji} \Delta_j \end{aligned} \quad (9)$$

por lo que la expresión (5) nos queda:

$$P_{ij} = k_{ij}^j R_{ij} \Delta_j + k_{ij} R_{ji} \Delta_j \quad (10)$$

Muchas veces es conveniente hacer una modificación, con objeto de trabajar - se le en una matriz de rotación (R_{ij}), haciendo que $k_{ij} R_{ji} = k_{ij}^* R_{ij}$

Para un mero plano:

$$k_{ij}^* = \begin{bmatrix} \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \quad (11)$$

Con esta modificación, la ecuación (10) nos resulta:

$$P_{ij} = k_{ii}^j R_{ij} \Delta_i + k_{ij}^* R_{ij} \Delta_j \quad (12)$$

Si aplicamos la transpuesta de la matriz de rotación, obtenemos el equivalente en sistema global:

$$P_{ij} = R_{ij}^T k_{ii}^j R_{ij} \Delta_i + R_{ij}^T k_{ij}^* R_{ij} \Delta_j$$

$$P_{ij} = K_{ii}^j \Delta_i + K_{ij} \Delta_j \quad (13)$$

donde:

$$K_{ii}^j = R_{ij}^T k_{ii}^j R_{ij} \quad (14)$$

$$K_{ij} = R_{ij}^T k_{ij}^* R_{ij}$$

Sustituyendo en la ecuación (13) las condiciones de compatibilidad de desplazamientos y de equilibrio de fuerzas en los nudos, tenemos:

$$P_{ij} = K_{ii}^j \Delta_{ij} + K_{ij} \Delta_{ji} = K_{ii}^j \Delta_i + K_{ij} \Delta_j$$

$$P_i = K_{ii}^1 \Delta_i + K_{i1} \Delta_1 + K_{ii}^2 \Delta_i + K_{i2} \Delta_2 + \dots + K_{ii}^n \Delta_i + K_{in} \Delta_n$$

Agrupando términos:

$$P_i = \left[K_{ii}^1 + K_{ii}^2 + \dots + K_{ii}^n \right] \Delta_i + K_{i1} \Delta_1 + K_{i2} \Delta_2 + \dots + K_{in} \Delta_n$$

En forma general:

$$P_i = K_{ii} \Delta_i + K_{i1} \Delta_1 + K_{i2} \Delta_2 + \dots + K_{in} \Delta_n \quad (15)$$

donde:

$$K_{ii} = K_{ii}^1 + K_{ii}^2 + \dots + K_{ii}^n \quad (16)$$

Si escribimos la ecuación (15) para otros nudos, tendremos la ecuación matricial (3):

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \dots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \dots & K_{3n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \\ \vdots \\ \Delta_n \end{bmatrix}$$

K_{I,II} de la ecuación (19), pues se requeriría de mucho espacio extra.

B) PROGRAMA DE COMPUTADORA.

Un programa para un análisis por computadora con el empleo del método de rigidez, requiere del empleo de muchas matrices para guardar todos los datos, cálculos y resultados, originándose también una gran cantidad de operaciones matriciales e implicando el resolver sistemas de ecuaciones simultáneas de orden muy elevado. Pongamos como ejemplo al marco B de nuestro edificio: la matriz de rigidez final, considerando solo a los nudos que no son apoyes, origina un sistema de ecuaciones de 300×300 .

De lo anterior, se ve que es necesario la elaboración de programas eficientes para resolver estructuras de tamaños medios a grandes, donde se utilizan métodos sofisticados para almacenamiento de datos, así como para resolver sistemas de ecuaciones que eviten errores de redondeo y truncamiento que se presentan.

Existen muchos programas implementados ya dentro de los catálogos de biblioteca de las computadoras y que son de fácil acceso. Uno de estos es el llamado MARPLA.

En la elaboración del análisis de los diferentes marcos de esta Tesis, se recurrió al empleo del MARPLA, que forma parte del paquete CECAP/ESTRUCTURAS. Este es un programa de fácil manejo e interpretación, basado en el método de rigidez y que presenta muchas ventajas prácticas para su empleo.

A continuación se describen algunas de las ventajas y aplicaciones del MARPLA:

a) Resuelve marcos planos que no excedan de las siguientes cantidades:

- 1023 nudos
- 1023 apoyes
- 1023 barras

Estas cantidades representan marcos sumamente grandes, para edificios muy altos (Rascacielos).

b) Los datos pueden introducirse sin la necesidad de utilizar fermates, de tal manera que el usuario no se ve abrumado por reglas fijas de perforación de datos. Este representa una gran ventaja, pues se logra introducir todos los datos de un marco rápidamente, sin demasiados problemas. Dejando un es-

pacie entre dos dates es suficiente para separarlos.

e) Es posible utilizar signos de agrupamiento, lo que representa gran ayuda cuando los dates son iguales para muchos elementos, cosa que ocurre muy frecuentemente.

d) Se pueden resolver varios problemas en una sola corrida de programa, inclusive del mismo marce para diferentes condiciones. Con este abherrames tiempo de precese y de lectura de dates.

e) Existe la libertad de fijar un sistema global de referencia a voluntad, pudiendo dar la geometría del marce con dos opciones:

- Indicando coordenadas de las juntas
- Indicando longitudes e inclinaciones de las barras

f) Es posible indicar nudos que se encuentren restringidos al movimiento, - en cualquier dirección, no importa si no coinciden con los ejes globales.

g) Se pueden considerar las siguientes condiciones de carga independientes:

- Fuerzas en los nudos en sistema global
- Fuerzas en los nudos en sistema local
- Cambios de temperatura
- Desplazamiento de los apoyes
- Fuerzas concentradas en los miembros en sistema global
- Fuerzas concentradas en los miembros en sistema local
- Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sistema global
- Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sistema local
- Fuerzas linealmente distribuidas en los miembros en sistema global
- Fuerzas linealmente distribuidas en los miembros en sistema local
- Desplazamiento de los nudos restringidos

h) Se pueden considerar hasta 10 condiciones de carga dependientes (combinaciones de las anteriores).

Para cada problema introducido a la máquina, el programa genera 3 listados.

El primero es una copia de los dates leídos. Con este pedemos revisar si no existe algún error nuestro al introducir las cantidades. Si existiera algún error en la forma de meter los dates, un mensaje aparece en este listado.

El segundo listado nos da una forma explícita de todos los dates proporcionados al programa. Los valores de este listado son los que fueron utilizados para resolver el problema, es decir, son los dates que el programa -

"entendió" a partir de los datos del primer listado. También aquí se percibe el ancho máximo de banda de la matriz de rigidez final ensamblada.

El tercer listado nos da los resultados del programa, siempre y cuando no haya habido errores. Los resultados generados son:

- Desplazamientos de los nudos (sistema global)
- Desplazamientos de los apoyos (sistema global)
- Elementos mecánicos en los extremos de las barras (sist. local)
- Equilibrio de fuerzas en los nudos
- Reacciones en los apoyos (sistema global)

La tabla TVI-1 nos muestra la "Tabla de referencia Rápida para la introducción de datos al programa MARPLA".

MARCOS PLANOS. (MARPLA)

TABLA TVI - 1

Tabla de Referencia Rápida

Cada guión significa una tarjeta; (E) significa un número entero en formato libre; (R) significa un número real en formato libre; (1) significa ver nota (1) al final de la tabla; * en la columna una significa tarjeta de comentarios; % en la columna una significa inicio de un nuevo problema.

GRUPO	LA INFORMACION DE ESTE GRUPO SE UTILIZA PARA:	SINTAXIS VALIDA DE LA(S) TARJETAS DEL GRUPO:	EL PROGRAMA INTERPRETA LA INFORMACION DE LAS TARJETAS COMO:
1	Identificación del problema	-Cualquiera excepte un asteris % en la columna 1	-El encabezado de los resultados
2	Tamaño del problema	- NN NA NB NI ND	-NN(E) nudos, NA(E) apoyos, NB(E) barras, NI(E) condiciones de carga independientes, ND(E) condiciones de carga dependientes.
3	Áreas transversales, momentos de inercia y áreas efectivas de cortante de las barras.	-B AX IZ AY -B1 : B2 AX IZ AY -#	-La barra B(E) ó -las barras B1(E) a B2(E) tienen una sección transversal de área AX(R) unidades ² , un momento de inercia centrado del con respecto al eje Z de IZ(R) unidades ⁴ , y un área efectiva de cortante de AY(R) unidades ² . (1) -Fin de datos
4	Constantes elásticas de las barras	-B E NU -B1 : B2 E NU -#	-La barra B(E) ó -Las barras B1(E) a B2(E) tiene(n) un módulo de elasticidad de valor E(R) y un coeficiente de Poisson de valor NU(R). (2) $G = E/(2(1+NU))$ -Fin de datos
5	Coefficientes de expansión térmica.	-NT	-A continuación siguen NT(E) tarjetas con los valores de los coeficientes de expansión térmica.

		-B ALFA	} NT Tarjetas con alguno- de estos dos fermates		-La barra B(E) ó
		-B1 ; B2 ALFA			-Las barras B1(E) a B2(E) tienen un un coeficiente de expansión lineal de valer alfa(R).
6	Incidencias de las barras	-B J1 J2	← NB tarjetas co me ésta		-La barra B(E) tiene como junta ini cial la junta J1(E) y como junta - final a la junta J2(E).
7	Longitudes e inclinaciones de las barras		PRIMERA OPCION		
	explícitamente	-O	(Cero en fermate libre)		-Las longitudes e inclinaciones se- darán explícitamente
		-B L ALFA			-La barra B(E) ó
		-B1 ; B2 L ALFA			-Las barras B1(E) a B2(E) tiene(n)- una longitud L(R) y forma(n) un án- gulo de ALFA(R) grados con el eje- X global
		-#			-Fin de datos
	per coordenadas		SEGUNDA OPCION		
		-1	(Uno en fermate libre)		-Las longitudes e inclinaciones se- darán implícitamente (per coordena das)
		-J X Y	← NJ tarjetas como ésta		-La junta J(E) tiene coordenadas - X(R), Y(R) referidas al sistema - global
8	Nudos restringidos en di recciones globales	-NNR			-A continuación siguen NNR(R) tarje tas con la información de los nudos res tringidos en direcciones globales
		-N DIREC	← NNR tarjetas co me ésta		-El nudo N(E) se encuentra restringi do al desplazamiento en la direc ción global X (si DIREC = 0) o en la dirección global Y (si DIREC = 1) o en la dirección global Z (si DI- REC = 2)
9	Nudos restringidos incli- nados	-NNI			-A continuación siguen NNI(E) tarje tas con los valores de los ángulos de inclinación de los nudos restrin gidos inclinados

-N ALFA ← NNI tarjetas como ésta

-El nudo N(E) se encuentra restringido en una dirección que forma un ángulo ALFA(R) con el eje Y global

10 Una condición de carga independiente

-Cualquiera excepto un asterisco en la columna uno
-NT

-Segundo encabezado para los resultados

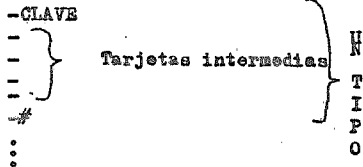
-La condición de carga del subgrupo en turno requiere de NT(E) tipos de carga diferentes para su descripción.

Existen las siguientes:

NOMBRE	CLAVE
Fuerzas en los nudos en sistema global	0
Fuerzas en los nudos en sistema local	1
Cambios de temperatura	2
Desplazamientos de los apoyos.	3
Fuerzas concentradas en los miembros en sistema global	4
Fuerzas concentradas en los miembros en sistema local	5
Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sist. global	6
Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sist. local	7
Fuerzas linealmente distribuidas en los miembros en sist. global	8
Fuerzas linealmente distribuidas en los miembros en sist. local	9
Desplazamientos de los nudos restringidos	10

De lo anterior se deduce que siempre se cumplirá que $i \leq NT \leq 11$

-Las tarjetas que vienen a continuación y hasta la tarjeta de fin de datos (#), describen la condición de carga indicada por CLAVE(E) según la tabla anterior por lo que siempre se cumplirá que $0 \leq CLAVE \leq 10$
Los tipos deberán colocarse en orden ascendente de clave



Fuerzas concentradas en los miembros en sistema global

Para CLAVE = 4 :
-B L FX FY MZ
-B1 : B2 L FX FY MZ

Fuerzas concentradas en los miembros en sistema local

Para CLAVE = 5 :
-B L FX FY MZ
-B1 : B2 L FX FY MZ

Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sistema global

Para CLAVE = 6 :
-B WY LA LB WX
-B1 : B2 WY LA LB WX

Fuerzas uniformemente distribuidas en los miembros en sistema local

Para CLAVE = 7 :
-B WY LA LB WX
-B1 : B2 WY LA LB WX

des sobre el eje Y global y baje un giro formado de $\varphi Z(R)$ unidades (radia nes) sobre el eje Z global

-La barra B(E) ó
-Las barras B1(E) a B2(E) tiene(n) aplicadas las fuerzas FX(R) y FY(R) y el par MZ(R) referidas al sistema global, a una distancia L(R) unidades medidas sobre la barra en turno a partir de su extremo inicial.
L debe ser menor que la longitud de la barra en turno.

-La barra B(E) ó
-Las barras B1(E) a B2(E) tiene(n) aplicadas las fuerzas FX(R), FY(R) y el par MZ(R) referidas al sistema local, a una distancia de L(R) unidades medidas sobre la barra en turno a partir de su extremo inicial.
L debe ser menor que la longitud de la barra en turno.

-La barra F(E) ó
-Las barras B1(E) a B2(E) tiene(n) aplicada una fuerza uniformemente distribuida con componentes WX(R) y WY(R) en el sistema global. La fuerza actúa desde LA(R) y hasta LB(R) ambas medidas sobre la barra a partir de su extremo inicial. (3)

-Igual que para la clave = 6 solo que ahora WX Y WY se toman como las componentes de la fuerza uniforme en el sistema local de la barra en turno. (3)

10
(Cent)

Fuerzas linealmente distri
buidas en los miembros en
sistema global

Para CLAVE = 8 :
-B WYA WYB LA LB WXA WXB
-B1 : B2 WYA WYB LA LA WXA WXB

-La barra B(E) ó
-Las barras B1(E) a B2(E) se encuen -
tran sujetas a una fuerza que varia-
linealmente desde WYA(R) en LA(R) has
ta WYB(R) en LB(R) en la dirección y
global , y desde WXA(R) en LA(R) has
ta WXB en LB(R) en la dirección X -
global. (3)

Fuerzas linealmente distri
buidas en los miembros en .
sistema local

Para CLAVE = 9 :
-B WYA WYB LA LB WXA WXB
-B1 : B2 WYA WYB LA LB WXA WXB

-Igual que para clave = 8 solo que aho
-ra se considera que WYA(R), WYB(R) es
tán referidos al eje Y local y WXA(R)
y WXB(R) al eje X local. (3)

Desplazamientos de los nu
des restringidos

Para clave = 10 :
-N DIREC DES
-N1 : N2 DIREC DES

-El nudo N(E) ó
-Los nudos N1(E) a N2(E) se encuentran
sujetos a un desplazamiento forzade
de valer DES(R) sobre la dirección -
restringida DIREC (0 = X, 1 = Y, -
.2 = Z, 3 = dirección restringida) del
nudo en turno

10

Una condición de carga de
pendiente

-NC PAR

-La condición de carga independiente nú
mero NC(E) interviene en la presente-
condición de carga con un factor de par
ticipación PAR(R). Las condiciones de
carga independientes son numeradas del
1 al NI por lo que siempre se cumplirá
que $1 \leq NC \leq NI$.
PAR = 1.0 indica participación de 100%
PAR = 0.5 indica participación de 50%
Etc.
-Fin de datos

- NOTAS: (1) si se proporciona un valer de: AY = 0, se asigna AY = AX/1.2
(2) si se proporciona un valer de: NU = 0, se asigna NU = 0.3
(3) si se proporciona un valer de: LA = 0, se asigna LA = 0
si se proporciona un valer de: LB = 0, se asigna LB = 1

G) ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

Se presenta como ejemplo el listado de los resultados -
obtenidos del análisis para cargas gravitacionales de los
marcos 2 y D.

Los resultados obtenidos están en metros y toneladas.

U.N.A.M.

INGENIERIA

MARCO PLANO

CE.CA.F.I.

C. RAMOS

RESULTADOS

DATOS PARA EL MARCO 2

CARGAS GRAVITACIONALES

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	DES-X	DES-Y	OTRO-Z
1	-7.0251E-03	-0.0523E-03	2.1737E-04
2	-7.7095E-03	-1.0239E-02	2.7106E-04
3	-6.9344E-03	-1.2029E-02	1.5713E-03
4	-6.9344E-03	-1.1015E-02	2.0152E-04
5	-6.9441E-03	-1.1110E-02	2.1517E-04
6	-6.9560E-03	-0.0258E-03	2.3143E-04
7	-6.9660E-03	-1.0132E-02	2.6575E-04
8	-7.1187E-03	-1.1728E-02	0.3583E-04
9	-7.1502E-03	-7.2515E-03	0.3829E-04
10	-6.7478E-03	-1.1352E-02	2.2288E-04
11	-6.6224E-03	-1.0944E-02	2.3249E-04
12	-6.6224E-03	-1.1030E-02	2.7485E-04
13	-6.6224E-03	-0.0830E-03	2.4382E-04
14	-6.6224E-03	-1.0037E-02	2.6229E-04
15	-6.6193E-03	-1.1003E-02	3.3664E-04
16	-6.1840E-03	-7.1811E-03	3.6892E-04
17	-6.5560E-03	-1.3355E-02	2.2233E-04
18	-6.5560E-03	-1.0785E-02	2.4176E-04
19	-6.5560E-03	-0.5714E-03	2.7389E-04
20	-6.5560E-03	-1.2077E-02	2.1499E-04
21	-6.5448E-03	-0.2077E-02	2.5355E-04
22	-6.5448E-03	-1.1573E-02	3.4483E-04
23	-6.5448E-03	-1.1573E-02	3.3520E-04
24	-6.5448E-03	-1.0339E-02	2.2256E-04
25	-6.5448E-03	-1.0339E-02	2.4037E-04
26	-6.5448E-03	-1.0339E-02	2.6837E-04
27	-6.5448E-03	-1.0339E-02	2.4150E-04
28	-6.5448E-03	-0.2763E-03	2.5839E-04
29	-6.5448E-03	-1.1632E-02	3.4789E-04
30	-6.5448E-03	-1.1632E-02	3.3523E-04
31	-4.0663E-03	-1.0894E-02	2.2115E-04
32	-4.0663E-03	-1.0076E-02	2.3157E-04
33	-4.0663E-03	-1.0085E-02	2.5901E-04
34	-4.0663E-03	-0.0005E-03	2.3356E-04
35	-4.0663E-03	-0.0275E-03	2.3761E-04
36	-4.0586E-03	-1.0589E-02	3.3741E-04
37	-4.0586E-03	-1.0589E-02	3.2705E-04
38	-3.9933E-03	-1.2919E-02	2.2705E-03
39	-3.9933E-03	-0.4902E-03	2.2027E-04
40	-3.9830E-03	-0.6572E-03	2.4759E-04
41	-3.9830E-03	-7.5418E-03	2.2150E-04
42	-3.9830E-03	-0.4470E-03	2.3309E-04
43	-3.9830E-03	-1.0033E-02	3.2707E-04
44	-3.9830E-03	-1.2972E-02	3.1141E-04
45	-2.7417E-03	-1.1573E-02	2.1007E-04

123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

101	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
102	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
103	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
104	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
105	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
106	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
107	0.000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

SEKSI PONTUS MEKANIS FEM LEB DARPAS
 BASKA JUBTA AXIAL CORTAMPE MOMENTO

1	3	0.000E+00	7.492E-16	5.274E-10
1	4	0.000E+00	5.57	-4.50
2	10	0.000E+00	-6.384E-16	-8.049E-10
2	11	0.000E+00	10.7	-7.78
3	17	-1.421E-14	1.277E-15	3.469E-10
3	18	1.421E-14	10.7	-7.78
4	24	0.000E+00	-3.885E-16	-1.332E-10
4	25	0.000E+00	10.7	-7.78
5	31	-1.421E-14	-2.775E-17	-1.721E-10
5	32	1.421E-14	10.7	-7.78
6	38	0.000E+00	8.327E-16	-1.281E-10
6	39	0.000E+00	10.7	-7.78
7	45	0.000E+00	5.245E-16	-8.070E-10
7	46	0.000E+00	10.7	-7.78
8	52	0.000E+00	1.819E-15	-7.280E-10
8	53	0.000E+00	10.7	-7.78
9	59	-7.105E-15	7.220E-16	2.984E-10
9	60	7.105E-15	10.7	-7.78
10	66	0.000E+00	-8.457E-16	-2.775E-10
10	67	0.000E+00	10.7	-7.78
11	73	0.000E+00	4.161E-17	-4.718E-10
11	74	0.000E+00	10.7	-7.78
12	4	1.00	0.37	6.64
12	5	-1.00	7.35	-4.45
13	11	-0.141	13.0	10.00
13	12	0.141	41.7	-7.41
14	18	-0.121	13.0	10.00
14	19	0.121	11.7	-7.43
15	25	-0.531E-02	17.0	9.90
15	26	0.531E-02	11.0	-7.40
16	32	-1.444E-02	17.0	9.90
16	33	1.444E-02	11.0	-7.51
17	39	-2.171E-02	17.0	9.90
17	40	2.171E-02	11.0	-7.50
18	46	-2.451E-02	17.0	9.90
18	47	2.451E-02	11.0	-7.53
19	53	-2.490E-02	17.0	9.90
19	54	2.490E-02	11.0	-7.74
20	60	-5.740E-02	17.0	9.90
20	61	5.740E-02	11.0	-7.50
21	67	-0.103	12.0	9.50
21	68	0.103	12.0	-7.50
22	74	-0.103	12.0	9.50
22	75	0.103	12.0	-7.50
23	85	-0.303	17.0	9.30
23	86	0.303	11.0	-7.73
24	94	-1.052	10.4	-7.30
24	95	1.052	10.2	-7.00

12345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

25	5	1.21	10.4	5.54
26	13	-1.71	12.6	-4.63
27	3	-0.785	11.1	-5.09
28	13	0.785	12.6	-4.98
29	3	-0.12	11.1	-5.07
30	13	0.12	12.6	-4.99
31	3	-1.27	11.1	-5.07
32	13	1.27	12.6	-4.99
33	3	-1.27	11.1	-5.09
34	13	1.27	12.6	-4.97
35	3	-1.30	11.1	-5.13
36	13	1.30	12.6	-4.93
37	3	-2.31	11.1	-5.19
38	13	2.31	12.6	-4.87
39	3	-2.35	11.1	-5.27
40	13	2.35	12.6	-4.76
41	3	-2.44	11.1	-5.37
42	13	2.44	12.6	-4.69
43	3	-2.53	11.1	-5.49
44	13	2.53	12.6	-4.63
45	3	-2.63	11.1	-5.63
46	13	2.63	12.6	-4.53
47	3	-2.73	11.1	-5.70
48	13	2.73	12.6	-4.43
49	3	-2.83	11.1	-5.81
50	13	2.83	12.6	-4.33
51	3	-2.93	11.1	-5.93
52	13	2.93	12.6	-4.23
53	3	-3.03	11.1	-6.03
54	13	3.03	12.6	-4.13
55	3	-3.13	11.1	-6.13
	13	3.13	12.6	-4.03
	3	-3.23	11.1	-6.23
	13	3.23	12.6	-3.93
	3	-3.33	11.1	-6.33
	13	3.33	12.6	-3.83
	3	-3.43	11.1	-6.43
	13	3.43	12.6	-3.73
	3	-3.53	11.1	-6.53
	13	3.53	12.6	-3.63
	3	-3.63	11.1	-6.63
	13	3.63	12.6	-3.53
	3	-3.73	11.1	-6.73
	13	3.73	12.6	-3.43
	3	-3.83	11.1	-6.83
	13	3.83	12.6	-3.33
	3	-3.93	11.1	-6.93
	13	3.93	12.6	-3.23
	3	-4.03	11.1	-7.03
	13	4.03	12.6	-3.13
	3	-4.13	11.1	-7.13
	13	4.13	12.6	-3.03
	3	-4.23	11.1	-7.23
	13	4.23	12.6	-2.93
	3	-4.33	11.1	-7.33
	13	4.33	12.6	-2.83
	3	-4.43	11.1	-7.43
	13	4.43	12.6	-2.73
	3	-4.53	11.1	-7.53
	13	4.53	12.6	-2.63
	3	-4.63	11.1	-7.63
	13	4.63	12.6	-2.53
	3	-4.73	11.1	-7.73
	13	4.73	12.6	-2.43
	3	-4.83	11.1	-7.83
	13	4.83	12.6	-2.33
	3	-4.93	11.1	-7.93
	13	4.93	12.6	-2.23
	3	-5.03	11.1	-8.03
	13	5.03	12.6	-2.13
	3	-5.13	11.1	-8.13
	13	5.13	12.6	-2.03
	3	-5.23	11.1	-8.23
	13	5.23	12.6	-1.93
	3	-5.33	11.1	-8.33
	13	5.33	12.6	-1.83
	3	-5.43	11.1	-8.43
	13	5.43	12.6	-1.73
	3	-5.53	11.1	-8.53
	13	5.53	12.6	-1.63
	3	-5.63	11.1	-8.63
	13	5.63	12.6	-1.53
	3	-5.73	11.1	-8.73
	13	5.73	12.6	-1.43
	3	-5.83	11.1	-8.83
	13	5.83	12.6	-1.33
	3	-5.93	11.1	-8.93
	13	5.93	12.6	-1.23
	3	-6.03	11.1	-9.03
	13	6.03	12.6	-1.13
	3	-6.13	11.1	-9.13
	13	6.13	12.6	-1.03
	3	-6.23	11.1	-9.23
	13	6.23	12.6	-0.93
	3	-6.33	11.1	-9.33
	13	6.33	12.6	-0.83
	3	-6.43	11.1	-9.43
	13	6.43	12.6	-0.73
	3	-6.53	11.1	-9.53
	13	6.53	12.6	-0.63
	3	-6.63	11.1	-9.63
	13	6.63	12.6	-0.53
	3	-6.73	11.1	-9.73
	13	6.73	12.6	-0.43
	3	-6.83	11.1	-9.83
	13	6.83	12.6	-0.33
	3	-6.93	11.1	-9.93
	13	6.93	12.6	-0.23
	3	-7.03	11.1	-10.03
	13	7.03	12.6	-0.13
	3	-7.13	11.1	-10.13
	13	7.13	12.6	0
	3	-7.23	11.1	-10.23
	13	7.23	12.6	0.13
	3	-7.33	11.1	-10.33
	13	7.33	12.6	0.23
	3	-7.43	11.1	-10.43
	13	7.43	12.6	0.33
	3	-7.53	11.1	-10.53
	13	7.53	12.6	0.43
	3	-7.63	11.1	-10.63
	13	7.63	12.6	0.53
	3	-7.73	11.1	-10.73
	13	7.73	12.6	0.63
	3	-7.83	11.1	-10.83
	13	7.83	12.6	0.73
	3	-7.93	11.1	-10.93
	13	7.93	12.6	0.83
	3	-8.03	11.1	-11.03
	13	8.03	12.6	0.93
	3	-8.13	11.1	-11.13
	13	8.13	12.6	1.03
	3	-8.23	11.1	-11.23
	13	8.23	12.6	1.13
	3	-8.33	11.1	-11.33
	13	8.33	12.6	1.23
	3	-8.43	11.1	-11.43
	13	8.43	12.6	1.33
	3	-8.53	11.1	-11.53
	13	8.53	12.6	1.43
	3	-8.63	11.1	-11.63
	13	8.63	12.6	1.53
	3	-8.73	11.1	-11.73
	13	8.73	12.6	1.63
	3	-8.83	11.1	-11.83
	13	8.83	12.6	1.73
	3	-8.93	11.1	-11.93
	13	8.93	12.6	1.83
	3	-9.03	11.1	-12.03
	13	9.03	12.6	1.93
	3	-9.13	11.1	-12.13
	13	9.13	12.6	2.03
	3	-9.23	11.1	-12.23
	13	9.23	12.6	2.13
	3	-9.33	11.1	-12.33
	13	9.33	12.6	2.23
	3	-9.43	11.1	-12.43
	13	9.43	12.6	2.33
	3	-9.53	11.1	-12.53
	13	9.53	12.6	2.43
	3	-9.63	11.1	-12.63
	13	9.63	12.6	2.53
	3	-9.73	11.1	-12.73
	13	9.73	12.6	2.63
	3	-9.83	11.1	-12.83
	13	9.83	12.6	2.73
	3	-9.93	11.1	-12.93
	13	9.93	12.6	2.83
	3	-10.03	11.1	-13.03
	13	10.03	12.6	2.93
	3	-10.13	11.1	-13.13
	13	10.13	12.6	3.03
	3	-10.23	11.1	-13.23
	13	10.23	12.6	3.13
	3	-10.33	11.1	-13.33
	13	10.33	12.6	3.23
	3	-10.43	11.1	-13.43
	13	10.43	12.6	3.33
	3	-10.53	11.1	-13.53
	13	10.53	12.6	3.43
	3	-10.63	11.1	-13.63
	13	10.63	12.6	3.53
	3	-10.73	11.1	-13.73
	13	10.73	12.6	3.63
	3	-10.83	11.1	-13.83
	13	10.83	12.6	3.73
	3	-10.93	11.1	-13.93
	13	10.93	12.6	3.83
	3	-11.03	11.1	-14.03
	13	11.03	12.6	3.93
	3	-11.13	11.1	-14.13
	13	11.13	12.6	4.03
	3	-11.23	11.1	-14.23
	13	11.23	12.6	4.13
	3	-11.33	11.1	-14.33
	13	11.33	12.6	4.23
	3	-11.43	11.1	-14.43
	13	11.43	12.6	4.33
	3	-11.53	11.1	-14.53
	13	11.53	12.6	4.43
	3	-11.63	11.1	-14.63
	13	11.63	12.6	4.53
	3	-11.73	11.1	-14.73
	13	11.73	12.6	4.63
	3	-11.83	11.1	-14.83
	13	11.83	12.6	4.73
	3	-11.93	11.1	-14.93
	13	11.93	12.6	4.83
	3	-12.03	11.1	-15.03
	13	12.03	12.6	4.93
	3	-12.13	11.1	-15.13
	13	12.13	12.6	5.03
	3	-12.23	11.1	-15.23
	13	12.23	12.6	5.13
	3	-12.33	11.1	-15.33
	13	12.33	12.6	5.23
	3	-12.43	11.1	-15.43
	13	12.43	12.6	5.33
	3	-12.53	11.1	-15.53
	13	12.53	12.6	5.43
	3	-12.63	11.1	-15.63
	13	12.63	12.6	5.53
	3	-12.73	11.1	-15.73
	13	12.73	12.6	5.63
	3	-12.83	11.1	-15.83
	13	12.83	12.6	5.73
	3	-12.93	11.1	-15.93
	13	12.93	12.6	5.83
	3	-13.03	11.1	-16.03
	13	13.03	12.6	5.93
	3	-13.13	11.1	-16.13
	13	13.13	12.6	6.03
	3	-13.23	11.1	-16.23
	13	13.23	12.6	6.13
	3	-13.33	11.1	-16.33
	13	13.33	12.6	6.23
	3	-13.43	11.1	-16.43
	13	13.43	12.6	6.33
	3	-13.53	11.1	-16.53
	13	13.53	12.6	6.43
	3	-13.63	11.1	-16.63
	13	13.63	12.6	6.53
	3	-13.73	11.1	-16.73
	13	13.73	12.6	6.63
	3	-13.83	11.1	-16.83
	13	13.83	12.6	6.73
	3	-13.93	11.1	-16.93
	13	13.93	12.6	6.83
	3	-14.03	11.1	-17.03
	13	14.03	12.6	6.93
	3	-14.13	11.1	-17.13
	13	14.13	12.6	7.03
	3	-14.23	11.1	-17.23
	13	14.23	12.6	7.13
	3	-14.33	11.1	-17.33
	13	14.33	12.6	7.23
	3	-14.43	11.1	-17.43
	13	14.43	12.6	7.33
	3	-14.53	11.1	-17.53
	13	14.53	12.6	7.43
	3	-14.63	11.1	-17.63
	13	14.63	12.6	7.53
	3	-14.73	11.1	-17.73
	13	14.73	12.6	7.63
	3	-14.83	11.1	-17.83
	13	14.83	12.6	7.73
	3	-14.93	11.1	-17.93
	13	14.93	12.6	7.83
	3	-15.03	11.1	-18.03
	13	15.03	12.6	7.93
	3	-15.13	11.1	-18.13
	13	15.13	12.6	8.03
	3	-15.23	11.1	-18.23
	13	15.23	12.6	8.13
	3	-15.33	11.1	-18.33
	13	15.33	12.6	8.23
	3	-15.43	11.1	-18.43
	13	15.43	12.6	8.33
	3	-15.53	11.1	-18.53
	13	15.53	12.6	8.43
	3	-15.63	11.1	-18.63
	13	15.63	12.6	8.53
	3	-15.73	11.1	-18.73
	13	15.73		

87	10	3.0	-0.017	-1.23
88	11	2.0	-0.017	-1.21
89	12	2.0	-0.017	-1.21
90	13	2.0	-0.017	-1.21
91	14	2.0	-0.017	-1.21
92	15	2.0	-0.017	-1.21
93	16	2.0	-0.017	-1.21
94	17	2.0	-0.017	-1.21
95	18	2.0	-0.017	-1.21
96	19	2.0	-0.017	-1.21
97	20	2.0	-0.017	-1.21
98	21	2.0	-0.017	-1.21
99	22	2.0	-0.017	-1.21
100	23	2.0	-0.017	-1.21
101	24	2.0	-0.017	-1.21
102	25	2.0	-0.017	-1.21
103	26	2.0	-0.017	-1.21
104	27	2.0	-0.017	-1.21
105	28	2.0	-0.017	-1.21
106	29	2.0	-0.017	-1.21
107	30	2.0	-0.017	-1.21
108	31	2.0	-0.017	-1.21
109	32	2.0	-0.017	-1.21
110	33	2.0	-0.017	-1.21
111	34	2.0	-0.017	-1.21
112	35	2.0	-0.017	-1.21
113	36	2.0	-0.017	-1.21
114	37	2.0	-0.017	-1.21
115	38	2.0	-0.017	-1.21
116	39	2.0	-0.017	-1.21
117	40	2.0	-0.017	-1.21
118	41	2.0	-0.017	-1.21
119	42	2.0	-0.017	-1.21
120	43	2.0	-0.017	-1.21
121	44	2.0	-0.017	-1.21
122	45	2.0	-0.017	-1.21
123	46	2.0	-0.017	-1.21
124	47	2.0	-0.017	-1.21
125	48	2.0	-0.017	-1.21
126	49	2.0	-0.017	-1.21
127	50	2.0	-0.017	-1.21
128	51	2.0	-0.017	-1.21
129	52	2.0	-0.017	-1.21
130	53	2.0	-0.017	-1.21
131	54	2.0	-0.017	-1.21
132	55	2.0	-0.017	-1.21
133	56	2.0	-0.017	-1.21
134	57	2.0	-0.017	-1.21
135	58	2.0	-0.017	-1.21
136	59	2.0	-0.017	-1.21
137	60	2.0	-0.017	-1.21
138	61	2.0	-0.017	-1.21
139	62	2.0	-0.017	-1.21
140	63	2.0	-0.017	-1.21
141	64	2.0	-0.017	-1.21
142	65	2.0	-0.017	-1.21
143	66	2.0	-0.017	-1.21
144	67	2.0	-0.017	-1.21
145	68	2.0	-0.017	-1.21
146	69	2.0	-0.017	-1.21
147	70	2.0	-0.017	-1.21
148	71	2.0	-0.017	-1.21
149	72	2.0	-0.017	-1.21
150	73	2.0	-0.017	-1.21
151	74	2.0	-0.017	-1.21
152	75	2.0	-0.017	-1.21
153	76	2.0	-0.017	-1.21
154	77	2.0	-0.017	-1.21
155	78	2.0	-0.017	-1.21
156	79	2.0	-0.017	-1.21
157	80	2.0	-0.017	-1.21
158	81	2.0	-0.017	-1.21
159	82	2.0	-0.017	-1.21
160	83	2.0	-0.017	-1.21
161	84	2.0	-0.017	-1.21
162	85	2.0	-0.017	-1.21
163	86	2.0	-0.017	-1.21
164	87	2.0	-0.017	-1.21
165	88	2.0	-0.017	-1.21
166	89	2.0	-0.017	-1.21
167	90	2.0	-0.017	-1.21
168	91	2.0	-0.017	-1.21
169	92	2.0	-0.017	-1.21
170	93	2.0	-0.017	-1.21
171	94	2.0	-0.017	-1.21
172	95	2.0	-0.017	-1.21
173	96	2.0	-0.017	-1.21
174	97	2.0	-0.017	-1.21
175	98	2.0	-0.017	-1.21
176	99	2.0	-0.017	-1.21
177	100	2.0	-0.017	-1.21
178	101	2.0	-0.017	-1.21
179	102	2.0	-0.017	-1.21
180	103	2.0	-0.017	-1.21
181	104	2.0	-0.017	-1.21
182	105	2.0	-0.017	-1.21
183	106	2.0	-0.017	-1.21
184	107	2.0	-0.017	-1.21
185	108	2.0	-0.017	-1.21
186	109	2.0	-0.017	-1.21
187	110	2.0	-0.017	-1.21
188	111	2.0	-0.017	-1.21
189	112	2.0	-0.017	-1.21
190	113	2.0	-0.017	-1.21
191	114	2.0	-0.017	-1.21
192	115	2.0	-0.017	-1.21
193	116	2.0	-0.017	-1.21
194	117	2.0	-0.017	-1.21
195	118	2.0	-0.017	-1.21
196	119	2.0	-0.017	-1.21
197	120	2.0	-0.017	-1.21
198	121	2.0	-0.017	-1.21
199	122	2.0	-0.017	-1.21
200	123	2.0	-0.017	-1.21

116	34	-172.	5.38	8.10
117	40	-203.	-5.76	-29.2
117	41	-203.	5.76	13.1
118	55	-236.	-5.98	-33.8
118	56	-236.	5.98	17.7
119	62	-262.	-5.52	-37.5
119	63	-262.	5.52	22.1
120	66	-276.	-5.33	-41.6
120	67	-276.	5.33	20.1
121	76	-328.	-5.17	-44.0
121	77	-328.	5.17	29.5
122	81	-356.	-4.60	-45.4
122	82	-356.	4.60	32.5
123	86	-377.	-4.23	-37.8
123	87	-377.	4.23	32.3
124	89	-376.	-3.53	-49.8
124	90	-376.	3.53	45.3
125	96	-396.	-2.79	-44.5
125	97	-396.	2.79	37.0
126	103	-410.	-2.20	-44.2
126	104	-410.	2.20	37.7
127	7	-17.5	-5.19	-8.534 ^c -0.2
127	8	-17.5	5.19	1.1
128	14	-52.3	-5.56	-14.39
128	15	-52.3	5.56	1.7
129	21	-87.9	-6.78	-16.51
129	22	-87.9	6.78	3.3
130	24	-123.3	-6.53	-18.6
130	25	-123.3	6.53	6.3
131	35	-177.	-1.20	-13.7
131	36	-177.	1.20	1.1
132	42	-172.	-1.58	-16.2
132	43	-172.	1.58	1.3
133	55	-227.	-1.31	-22.0
133	56	-227.	1.31	1.9
134	56	-201.	-1.21	-27.0
134	57	-201.	1.21	2.3
135	63	-241.	-1.15	-31.5
135	64	-241.	1.15	2.2
136	76	-336.	-0.82	-35.3
136	77	-336.	0.82	3.0
137	77	-364.	-0.70	-36.7
137	78	-364.	0.70	3.3
138	82	-346.	-1.93	-44.4
138	83	-346.	1.93	3.0
139	96	-425.	-1.59	-50.4
139	97	-425.	1.59	4.2
140	97	-352.	-0.01	-47.1
140	98	-352.	0.01	4.7
141	103	-477.	-0.12	-46.0
141	104	-477.	0.12	4.8
142	15	-25.4	-7.22	5.89
142	16	-25.4	7.22	1.2
143	22	-40.6	-4.16	5.5
143	23	-40.6	4.16	1.0
144	20	-60.7	-4.18	5.81
144	21	-60.7	4.18	1.9
145	36	-90.8	-4.10	5.62
145	37	-90.8	4.10	1.8
146	43	-113.	-4.04	5.37
146	44	-113.	4.04	1.4

12345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

147	50	136.	3.45	5.30
147	43	-136.	-3.45	5.77
148	57	-136.	-3.45	5.13
148	50	-136.	-3.45	5.69
148	44	-136.	-3.45	5.04
149	57	-136.	-3.45	5.58
150	71	-208.	-3.30	5.15
150	64	-208.	-3.30	5.33
151	78	-244.	-4.07	5.37
151	71	-222.	-4.07	5.93
152	83	-252.	-4.20	5.55
152	79	-252.	-4.20	4.40
153	91	-277.	-3.33	3.70
153	83	-277.	-3.33	4.47
154	96	-297.	-3.27	4.11
154	91	-297.	-3.27	4.72
155	105	-310.	-1.03	4.27
155	98	-310.	-1.03	4.13
156	114	-311.	-4.75	4.23
156	114	-311.	-4.75	4.10
157	123	-250.	-3.22	5.50
157	116	-250.	-3.22	5.41
158	133	-300.	-3.61	4.13
158	123	-300.	-3.61	4.09
159	137	-311.	-3.60	5.01
160	142	-311.	-3.60	5.17
160	137	-311.	-3.60	5.72
161	151	-311.	-3.51	5.12
161	142	-311.	-3.51	4.49
162	156	-311.	-3.50	4.99
162	149	-311.	-3.50	4.25
163	161	-311.	-3.25	4.85
163	156	-311.	-3.10	4.03
164	163	-311.	-3.10	4.64
164	156	-311.	-2.60	3.70
165	172	-311.	-2.60	4.34
165	163	-311.	-2.20	4.25
166	172	-311.	-2.20	4.03
166	163	-311.	-1.50	4.45
167	177	-311.	-3.50	4.09
167	167	-311.	-3.50	4.55
168	184	-311.	-3.50	4.75
168	177	-311.	-4.07	4.31
169	190	-255.	-4.07	4.31
169	184	-255.	-4.20	5.20
170	195	-311.	-4.20	4.20
170	187	-311.	-3.40	4.60
171	195	-311.	-3.40	4.74
171	187	-311.	-3.00	4.50
172	193	-311.	-3.00	4.02
172	187	-311.	-3.00	4.73
173	193	-311.	-4.00	4.84
173	187	-311.	-4.00	5.55

EQUILIBRIO DE LOS TIPOS

1 0.0000 0.0000 0.0000

123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

D) ANALISIS PARA CARGA POR SISMO

Se presenta como ejemplo el listado de los resultados obtenidos del análisis por sismo de los marcos 2 y D, de los cuales se presentaron anteriormente los resultados producidos por cargas verticales.

Los resultados se encuentran en metros y toneladas.

DÁTOS PARA EL MARCO 2

FUENZAS DE SISMO

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS			
NUDO	DES-X	DES-Y	GIRO-Z
1	0.3312	-1.1555E-03	-6.0362E-03
2	0.3313	-2.1465E-05	-6.0667E-03
3	0.337R	1.6575E-02	-7.0824E-03
4	0.337R	R.2590E-05	-7.0824E-03
5	0.33501	1.6572E-03	-6.0825E-03
6	0.33586	-1.2975E-03	-8.1218E-03
7	0.33585	7.4566E-05	-8.1478E-03
8	0.33583	1.0172E-03	-8.0856E-03
9	0.33582	-9.7513E-05	-7.4497E-03
10	0.3363	1.0458E-02	-7.7693E-03
11	0.3363	R.7006E-03	-7.7693E-03
12	0.3362	1.0352E-03	-7.6879E-03
13	0.3362	-1.2704E-03	-6.2992E-03
14	0.335	1.6199E-04	-8.3337E-03
15	0.336	1.0141E-03	-7.6359E-03
16	0.335	-6.1847E-03	-6.0297E-03
17	0.335	1.0478E-02	-8.2209E-03
18	0.335	R.0758E-03	-6.2209E-03
19	0.33125	1.2933E-03	-7.9591E-03
20	0.33123	-1.2281E-03	-8.5931E-03
21	0.33123	1.2294E-03	-8.6139E-03
22	0.33123	1.0273E-03	-8.1225E-03
23	0.33123	-0.0062E-03	-8.4327E-03
24	0.22890	2.0115E-02	-6.6484E-03
25	0.22890	7.8779E-03	-6.6484E-03
26	0.22895	1.8371E-03	-5.4234E-03
27	0.22890	-1.4534E-03	-3.0201E-03
28	0.22877	2.0713E-04	-9.0527E-03
29	0.22877	R.0733E-03	-6.5340E-03
30	0.22876	-R.2597E-03	-8.8402E-03
31	0.22633	2.2907E-02	-9.1743E-03
32	0.22633	7.6039E-03	-9.1743E-03
33	0.22626	1.7513E-03	-6.3253E-03
34	0.22620	-1.4657E-03	-9.4835E-03
35	0.22616	3.4501E-04	-9.5231E-03
36	0.22616	1.0094E-03	-9.0241E-03
37	0.22616	-R.8844E-03	-9.3302E-03
38	0.22360	2.1553E-02	-9.7283E-03
39	0.22360	7.2747E-03	-9.7283E-03
40	0.22352	1.4005E-03	-9.4542E-03
41	0.22345	-1.7451E-03	-9.9792E-03
42	0.22340	3.7891E-04	-1.0006E-02
43	0.22340	1.0802E-03	-8.0124E-03
44	0.22340	-6.1823E-03	-8.0124E-03
45	0.22072	2.1053E-02	-1.0742E-02

25	5	-44.2	-16.3	-29.8
26	8	-54.2	-16.3	-32.1
27	12	-24.0	-17.7	-33.2
28	13	-24.0	-17.7	-34.4
29	10	-34.3	-18.5	-34.7
30	20	-24.0	-18.5	-35.7
31	26	-40.0	-19.5	-36.7
32	27	-48.0	-19.5	-37.7
33	33	-63.3	-20.9	-39.1
34	34	-53.3	-20.9	-40.0
35	40	-76.0	-22.2	-41.7
36	41	-76.0	-22.2	-42.5
37	47	-85.7	-23.4	-44.1
38	48	-85.7	-23.4	-44.9
39	55	-100.0	-24.4	-46.1
40	55	-100.0	-24.4	-46.7
41	61	-110.0	-24.9	-47.2
42	62	-110.0	-24.9	-47.6
43	69	-120.0	-24.7	-48.0
44	75	-125.0	-23.3	-47.2
45	76	-135.0	-23.3	-44.4
46	87	-147.0	-19.3	-38.9
47	88	-147.0	-19.3	-38.5
48	95	-177.0	-12.2	-24.4
49	95	-177.0	-12.2	-21.9
50	1	-4.10	-36.4	-11.7
51	2	-4.10	-36.4	-11.8
52	7	-3.45	-9.11	-29.3
53	7	-3.45	-9.11	-29.5
54	13	-6.75	-9.37	-30.2
55	13	-6.75	-9.37	-30.2
56	20	-10.00	-9.73	-31.4
57	21	-10.00	-9.73	-31.9
58	27	-13.50	-10.7	-32.2
59	28	-13.50	-10.7	-32.9
60	35	-17.00	-11.3	-34.0
61	41	-20.50	-11.3	-36.3
62	42	-20.50	-11.3	-37.8
63	49	-24.00	-11.7	-37.8
64	49	-24.00	-11.7	-38.8
65	55	-31.00	-12.0	-39.0
66	56	-31.00	-12.0	-39.0
67	63	-38.00	-12.1	-39.1
68	63	-38.00	-12.1	-38.1
69	70	-45.00	-11.9	-36.1
70	76	-52.00	-11.0	-35.0
71	77	-52.00	-11.0	-35.0
72	81	-60.00	-9.65	-31.1
73	82	-60.00	-9.65	-31.1
74	86	-68.00	-7.07	-24.8
75	90	-76.00	-7.07	-22.7
76	97	-84.00	-7.07	-15.0
77	97	-84.00	-7.07	-14.9
78	33	-30.00	-13.1	-20.1
79	33	-30.00	-13.1	-24.2
80	44	-38.00	-14.0	-27.9
81	15	-5.00	-14.5	-37.2
82	21	-9.00	-14.5	-39.2

1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4

55	22	1	99	13	5	-36	5
56	24	1	97	14	2	-41	2
57	35	1	95	15	2	-40	2
58	35	1	77	16	0	-43	4
59	42	1	95	16	9	-45	3
60	43	1	95	17	9	-44	3
61	49	1	79	17	5	-47	6
62	50	1	70	17	5	-46	6
63	56	1	70	18	1	-48	6
64	57	1	69	18	1	-46	1
65	57	1	37	18	1	-49	1
66	57	1	37	19	3	-48	8
67	61	1	32	19	3	-48	1
68	70	1	32	19	0	-48	1
69	70	1	32	20	0	-48	1
70	71	1	32	20	0	-48	1
71	77	1	32	20	0	-45	1
72	77	1	32	21	0	-45	1
73	78	1	32	21	0	-45	1
74	83	1	32	21	0	-39	7
75	83	1	32	22	0	-40	1
76	90	1	32	22	0	-32	1
77	90	1	32	22	0	-32	1
78	91	1	32	22	0	-20	5
79	97	1	32	22	0	-22	3
80	98	1	32	22	0	-18	2
81	98	1	32	22	0	-18	2
82	98	1	32	22	0	-19	3
83	98	1	32	22	0	-22	3
84	98	1	32	22	0	-22	3
85	98	1	32	22	0	-24	3
86	98	1	32	22	0	-24	3
87	98	1	32	22	0	-24	3
88	98	1	32	22	0	-24	3
89	98	1	32	22	0	-24	3
90	98	1	32	22	0	-24	3
91	98	1	32	22	0	-24	3
92	98	1	32	22	0	-24	3
93	98	1	32	22	0	-24	3
94	98	1	32	22	0	-24	3
95	98	1	32	22	0	-24	3
96	98	1	32	22	0	-24	3
97	98	1	32	22	0	-24	3
98	98	1	32	22	0	-24	3
99	98	1	32	22	0	-24	3
100	98	1	32	22	0	-24	3

1234567890123456789012345678901234567890123456789012345

116	31	-7.30	-36.1	721.
117	11	-10.3	-72.0	-1990.
117	11	-10.3	-72.0	-1990.
118	55	-33.0	-110.	-2004.
118	55	-33.0	-110.	-2004.
119	55	-42.7	-187.	110.
119	55	-42.7	-187.	110.
120	55	-45.2	-210.	340.
120	55	-45.2	-210.	340.
121	76	-60.1	-264.	635.
121	76	-60.1	-264.	635.
122	01	-80.1	-264.	-32.8
122	01	-80.1	-264.	-32.8
123	70	-90.1	-321.	1.2249E+03
123	70	-90.1	-321.	1.2249E+03
123	01	-70.1	-261.	-550.
124	01	-90.0	-300.	2.118E+03
124	01	-90.0	-300.	2.118E+03
124	01	-90.0	-300.	-1.210E+03
125	01	-90.0	-300.	2.557E+03
125	01	-90.0	-300.	2.557E+03
125	01	-90.0	-300.	-2.5087E+03
125	01	-90.0	-300.	3.141E+03
125	01	-90.0	-300.	-2.570E+03
125	01	-90.0	-300.	4.000E+03
125	01	-90.0	-300.	-3.150E+03
126	103	-90.0	-300.	5.470E+03
126	103	-90.0	-300.	5.470E+03
127	7	-90.0	-300.	-0.040E+03
127	7	-90.0	-300.	-0.040E+03
127	7	-90.0	-300.	-1.220E+03
128	14	-90.0	-300.	118.
128	14	-90.0	-300.	118.
129	7	-90.0	-300.	-318.
129	7	-90.0	-300.	-318.
129	7	-90.0	-300.	195.
130	21	-90.0	-300.	-473.
130	21	-90.0	-300.	-473.
130	21	-90.0	-300.	307.
131	25	-90.0	-300.	-507.
131	25	-90.0	-300.	-507.
131	25	-90.0	-300.	549.
132	22	-90.0	-300.	-601.
132	22	-90.0	-300.	-601.
132	22	-90.0	-300.	517.
133	35	-90.0	-300.	710.
133	35	-90.0	-300.	710.
133	35	-90.0	-300.	-358.
134	50	-90.0	-300.	648.
134	50	-90.0	-300.	648.
134	50	-90.0	-300.	-200.
135	03	-90.0	-300.	500.
135	03	-90.0	-300.	500.
135	03	-90.0	-300.	111.
135	03	-90.0	-300.	347.
136	70	-90.0	-300.	640.
136	70	-90.0	-300.	640.
136	70	-90.0	-300.	-23.0
137	03	-90.0	-300.	1.329E+03
137	03	-90.0	-300.	1.329E+03
137	03	-90.0	-300.	-853.
138	70	-90.0	-300.	2.107E+03
138	70	-90.0	-300.	2.107E+03
138	70	-90.0	-300.	-1.249E+03
139	02	-90.0	-300.	3.260E+03
139	02	-90.0	-300.	3.260E+03
139	02	-90.0	-300.	-2.127E+03
140	02	-90.0	-300.	4.633E+03
140	02	-90.0	-300.	4.633E+03
140	02	-90.0	-300.	-3.203E+03
141	04	-90.0	-300.	5.227E+03
141	04	-90.0	-300.	5.227E+03
142	07	-90.0	-300.	-1.509E+03
142	07	-90.0	-300.	-1.509E+03
142	07	-90.0	-300.	20.5
143	15	-90.0	-300.	5.2.4
143	15	-90.0	-300.	5.2.4
143	15	-90.0	-300.	25.5
144	22	-90.0	-300.	33.4
144	22	-90.0	-300.	33.4
144	22	-90.0	-300.	20.0
144	22	-90.0	-300.	20.0
145	29	-90.0	-300.	27.3
145	29	-90.0	-300.	27.3
145	29	-90.0	-300.	27.3
146	33	-90.0	-300.	41.1
146	33	-90.0	-300.	41.1
146	33	-90.0	-300.	41.1
147	33	-90.0	-300.	30.4
147	33	-90.0	-300.	30.4
148	35	-90.0	-300.	14.0
148	35	-90.0	-300.	14.0

12345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

147	50	-10.0	-20.2	34.2
148	57	-10.0	-20.2	47.4
149	50	-10.0	-20.2	39.0
150	53	-23.3	-42.6	49.0
151	57	-23.3	-42.6	49.9
152	71	-32.6	-54.9	47.9
153	78	-42.2	-65.0	56.4
154	71	-42.2	-65.0	42.0
155	83	-51.1	-73.0	56.2
156	76	-51.1	-73.0	28.3
157	91	-61.1	-82.2	62.7
158	83	-61.1	-82.2	22.5
159	94	-70.0	-90.5	67.3
160	91	-70.0	-90.5	4.3
161	58	-70.0	-90.5	11.0
162	58	-70.0	-90.5	20.1
163	16	-11.1	-10.4	4.7
164	9	-11.1	-10.4	19.3
165	23	-20.0	-19.1	7.3
166	15	-20.0	-19.1	18.4
167	22	-22.2	-20.0	6.7
168	22	-22.2	-20.0	17.0
169	37	-29.0	-28.0	7.4
170	47	-37.0	-35.5	23.4
171	51	-38.9	-37.1	11.5
172	48	-40.9	-39.7	25.1
173	55	-42.3	-41.7	15.2
174	55	-44.0	-43.0	25.8
175	55	-44.0	-43.0	14.2
176	72	-44.0	-43.0	25.1
177	72	-44.0	-43.0	21.5
178	72	-44.0	-43.0	23.7
179	72	-44.0	-43.0	26.9
180	72	-44.0	-43.0	23.2
181	74	-44.0	-43.0	25.5
182	92	-44.0	-43.0	27.1
183	92	-44.0	-43.0	31.0
184	92	-44.0	-43.0	24.4
185	92	-44.0	-43.0	27.0
186	92	-44.0	-43.0	5.5
187	92	-44.0	-43.0	11.7
188	92	-44.0	-43.0	22.3
189	92	-44.0	-43.0	37.7
190	92	-44.0	-43.0	41.6
191	92	-44.0	-43.0	43.2
192	92	-44.0	-43.0	2.3
193	92	-44.0	-43.0	57.2
194	92	-44.0	-43.0	9.4
195	92	-44.0	-43.0	11.1
196	92	-44.0	-43.0	33.7

REQUISITO DE LOS NUDOS

WUD 1-7
 1 0.000 0.000 0.000

1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUNTES
 APUNTO DES-A DES-Y GIRD-7

45	0.0000L+00	0.0000E+00	0.0000E+00
46	0.0000L+00	0.0000E+00	0.0000E+00
47	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS
 PARA JUNTA AXIAL CONTANTE MOMENTO

1	3	-19.7	-9.64	-21.3
1	4	19.7	9.64	23.5
2	6	6.71	-7.80	-25.2
2	7	-6.71	7.80	25.9
3	7	7.14	-8.19	-26.2
3	4	-7.14	8.19	27.3
4	10	13.5	-8.91	-28.8
4	13	-13.5	8.91	29.7
5	15	17.4	-9.76	-31.5
5	16	-17.4	9.76	32.7
6	19	21.2	-10.8	-34.0
6	21	-21.2	10.8	35.9
7	22	24.0	-11.8	-37.9
7	24	-24.0	11.8	39.2
8	24	26.6	-12.7	-40.8
8	27	-26.6	12.7	42.2
9	28	33.2	-13.4	-43.0
9	28	-33.2	13.4	44.4
10	31	39.5	-13.7	-44.0
10	33	-39.5	13.7	45.1
11	34	47.4	-13.4	-44.4
11	36	-47.4	13.4	45.1
12	37	54.9	-12.3	-39.7
12	37	-54.9	12.3	40.7
13	39	64.2	-16.2	-33.0
13	40	-64.2	16.2	33.7
14	42	63.9	-16.7	-22.2
14	43	-63.9	16.7	21.9
15	43	72.4	-9.7	-24.6
15	44	-72.4	9.7	21.5
16	45	81.1	-10.8	-27.1
16	45	-81.1	10.8	26.0
17	47	85.2	-11.1	-26.0
17	48	-85.2	11.1	26.5
18	49	95.3	-12.1	-30.5
18	49	-95.3	12.1	29.0
19	51	100.0	-13.5	-33.9
19	51	-100.0	13.5	32.2
20	51	106.1	-15.2	-36.1
20	51	-106.1	15.2	36.2
21	52	107.5	-17.0	-42.0
21	52	-107.5	17.0	40.7
22	53	107.4	-18.0	-47.0
22	53	-107.4	18.0	45.4
23	54	107.6	-20.4	-52.0
23	54	-107.6	20.4	49.7
24	54	111.0	-22.2	-53.0
24	54	-111.0	22.2	53.0

0123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

24	29	-1.16	22.7	-53.1
25	31	0.54	-22.0	-57.5
26	32	-0.55	22.0	-55.0
27	33	-0.70	-22.7	-50.8
28	34	0.13	22.7	-51.8
29	35	-0.13	-21.0	-45.5
30	36	0.08	21.0	-40.0
31	37	-0.08	-17.4	-43.3
32	38	0.00	17.4	-42.5
33	39	-0.33	-11.5	-28.3
34	40	0.33	11.5	-28.1
35	41	-0.04	-12.3	13.1
36	42	0.04	12.3	21.3
37	43	-0.58	-12.4	10.9
38	44	0.58	12.4	12.1
39	45	-0.22	-9.0	11.7
40	46	0.22	9.0	15.3
41	47	-0.31	-10.0	12.7
42	48	0.31	10.0	16.9
43	49	-0.77	-11.7	14.1
44	50	0.77	11.7	18.0
45	51	-0.55	-13.0	15.8
46	52	0.55	13.0	20.5
47	53	-0.24	-14.2	17.8
48	54	0.24	14.2	22.0
49	55	-0.77	-15.3	17.8
50	56	0.77	15.3	22.5
51	57	-0.00	-16.6	23.0
52	58	0.00	16.6	21.0
53	59	-1.04	-16.6	23.1
54	60	1.04	16.6	21.0
55	61	-1.17	-15.5	22.2
56	62	1.17	15.5	24.4
57	63	-1.20	-15.5	19.2
58	64	1.20	15.5	20.1
59	65	-1.20	-15.5	15.3
60	66	1.20	15.5	23.0
61	67	-1.11	-11.0	23.0
62	68	1.11	11.0	15.3
63	69	-1.00	-11.0	23.0
64	70	1.00	11.0	15.3
65	71	-1.00	-10.0	6.7
66	72	1.00	10.0	32.7
67	73	-0.31	-6.0	43.4
68	74	0.31	6.0	43.4
69	75	-0.22	-2.0	24.5
70	76	0.22	2.0	56.5
71	77	-0.00	-15.5	-25.7
72	78	0.00	15.5	-21.0
73	79	-0.77	-10.0	-34.4
74	80	0.77	10.0	-31.5
75	81	-0.33	-1.0	-40.3
76	82	0.33	1.0	-40.3
77	83	-0.00	-17.4	-42.5
78	84	0.00	17.4	-44.4
79	85	-0.30	-3.0	-41.1
80	86	0.30	3.0	-44.4
81	87	-0.44	-5.5	-40.4
82	88	0.44	5.5	-52.0
83	89	-0.22	-3.6	-32.7
84	90	0.22	3.6	-41.4
85	91	-0.11	-1.1	-61.4
86	92	0.11	1.1	-27.1
87	93	-0.00	-1.5	-4.0
88	94	0.00	1.5	-4.0
89	95	-0.70	-15.0	41.5
90	96	0.70	15.0	

1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234

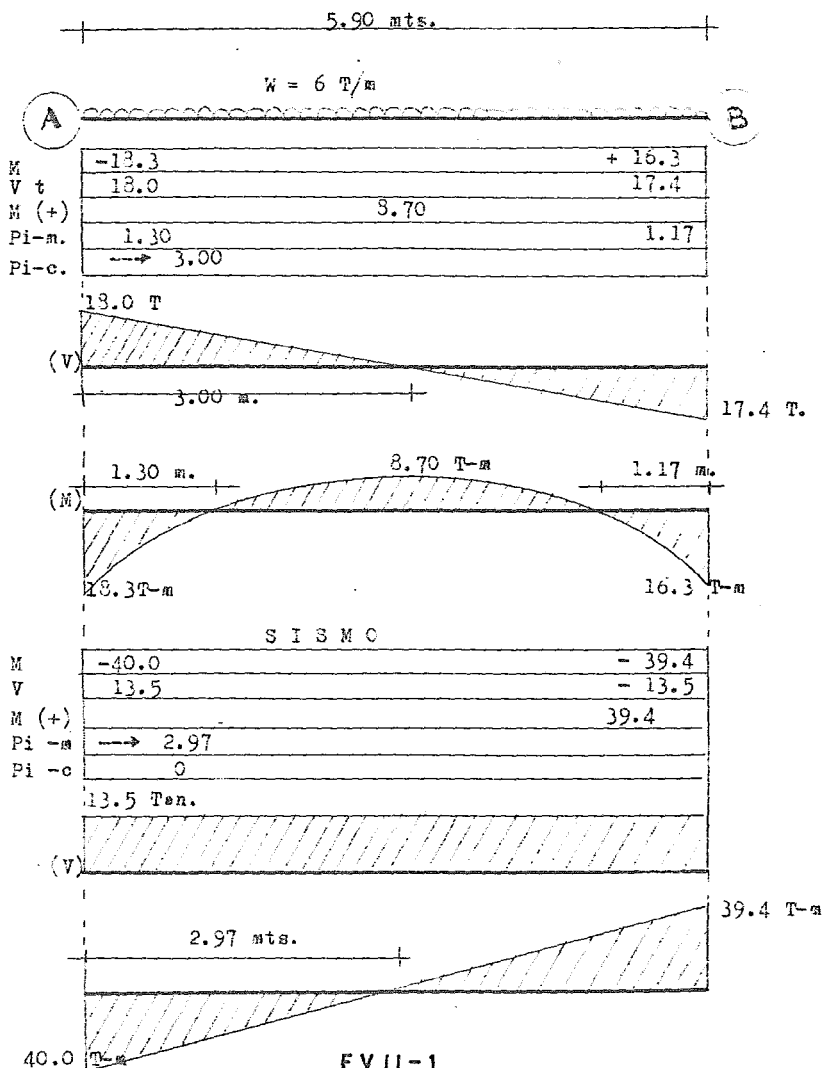
CAPITULO VII

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

A) DISEÑO DE LOSAS

A continuación se presenta a manera de ejemplo, la secuencia de cálculo de diseño de la losa reticular entre los ejes A y B del marco 2 (Nivel 2)

Acciones .- Los diagramas presentados se obtienen del análisis efectuado por medio del programa de computadora, para cargas verticales, como para sismo.



Materiales:

Cemento	$f^*c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	$f^*e = 0.8 f^*e = 200 \text{ Kg/cm}^2$
	$f''_e = 0.85 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$	
Acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	

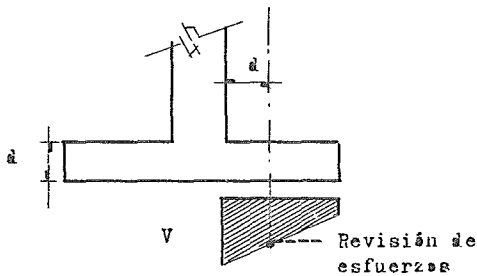
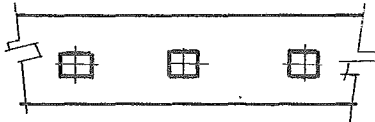
Diseño per fuerza cortante.-

La resistencia de una losa a fuerza cortante será la menor que se obtenga de considerar lo siguiente:

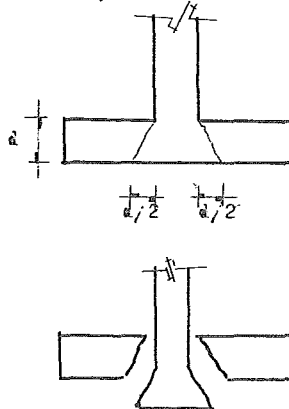
- a) La losa actúa como una viga ancha, de tal forma que las grietas diagonales se extenderían en un plano que abarcaría todo el ancho. Este caso se revisa de acuerdo a las disposiciones para vigas.
- b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncada en torno a la carga o reacción concentrada. A esto se le conoce como revisión por penetración.

La revisión que suele regir es esta última.

a) VIGA ANCHA



b) PENETRACION



El prisma de esfuerzos cortantes no va a ser constante, debido a que una parte del momento de la columna se va a transmitir por cortante a la losa. Esta parte que se transmite es α y la diferencia $1 - \alpha$ se transmite a la losa por flexión.

Area crítica de penetración de la columna

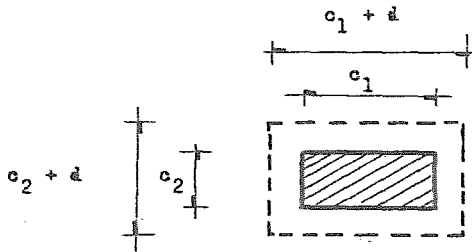
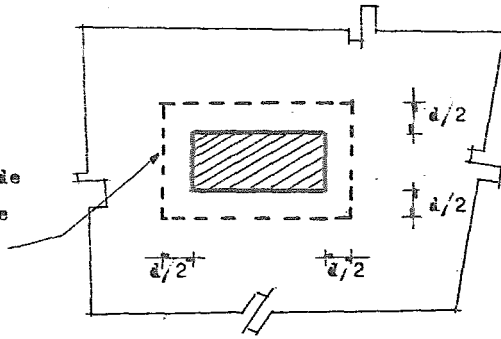
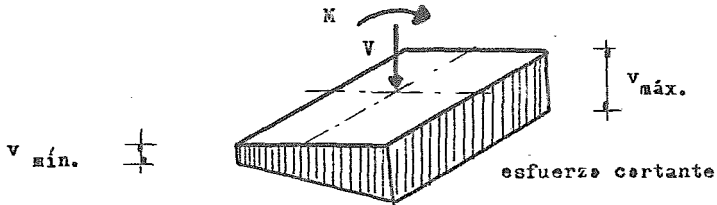
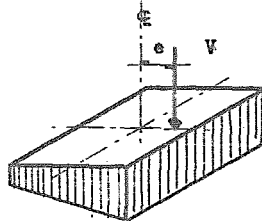


DIAGRAMA DE ESFUERZOS COMBINADOS



$$v = \frac{V}{Ae} + \frac{\alpha M C_A}{J_e}$$

Esfuerzo cortante que se transmite por momento de la columna



$$V_c = \alpha M_{\text{columna}}$$

De acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus -
 Normas Técnicas Complementarias para Concreto Reforzado:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

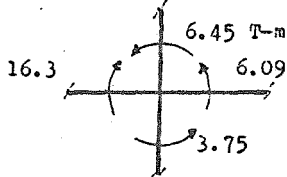
Momento Polar de inercia:

$$J_o = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna 2B.-

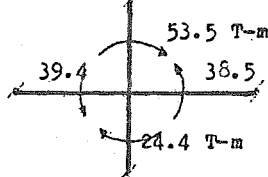
Fuerzas internas en condiciones de servicio:

C.V. + C.M.

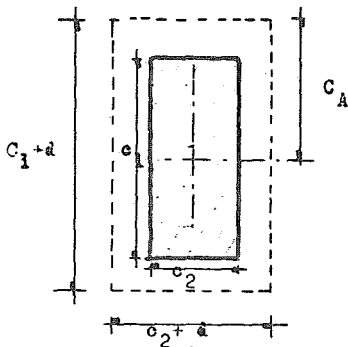


$$V = 17.4 + 9.47 = 26.87 \text{ T}$$

S I, S M O



$$V = 24.5 - 13.5 = 11 \text{ Ten.}$$



$$d = 30 \text{ cm}$$

$$c_1 = 90 \text{ cm} ; c_1 + d = 120 \text{ cm}$$

$$c_2 = 40 \text{ cm} ; c_2 + d = 70 \text{ cm}$$

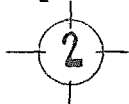
$$C_A = 120/2 = 60 \text{ cm}$$

Perímetro crítico:

$$b_o = 2(120 + 70) = 380 \text{ cm}$$

Area crítica:

$$A_o = b_o \cdot d = 380(30) = 11,400 \text{ cm}^2$$



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{120}{70}}} = 0.467$$

Momento polar de inercia:

$$J_o = \frac{30(120)^3}{6} + \frac{120(30)^3}{6} + \frac{30(70)(120)^2}{2} = 24,300,000 \text{ cm}^4$$

Revisión bajo cargas verticales.-

$$V_u = 26.87(1.4) = 37.62 \text{ Ton.}$$

$$M_u = (6.45 + 3.75) 1.4 = 14.28 \text{ T-M}$$

(Suma de momentos de columna)

El esfuerzo máximo en la sección crítica será:

$$v_{\max} = \frac{37620}{11400} + \frac{0.467(1428000)(60)}{24,300,000} = 4.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible del concreto (come lesa y sin considerar el refuerzo):

$$v_{\text{per}} = F_R \sqrt{f_c'} = 0.8 \sqrt{200} = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{per}} > v_{\max}$$

∴ No se requiere refuerzo transversal por cargas verticales

Revisión bajo cargas verticales y sismo.-

$$V_u = (26.87 + 11) 1.1 = 41.66 \text{ Ton}$$

$$M_u = (6.45 + 3.75 + 53.5 + 24.4) 1.1 = 96.91 \text{ T-M}$$

Esfuerzo máximo en la sección crítica:

$$v_{\max} = \frac{41,660}{11400} + \frac{0.467(9691000)(60)}{24300000} = 14.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\max} > v_{\text{per}}$$

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo permisible considerando el refuerzo:

$$v_{\text{per}} = 1.5 F_R \sqrt{f_c'} = 1.5(0.8) \sqrt{200} = 16.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{per}} > v_{\max}$$

Se acepta. Se requiere refuerzo bajo cargas verticales + sismo

Para calcular el refuerzo necesario se consideran dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho b de cada viga será igual al peralte efectivo de la lesa (d) más la dimensión horizontal de la cara de la columna a la cual llega. Los estribos serán cerrados y su espaciamiento no será mayor de $d/2$

Refuerse por tensión diagonal.-

$$b = d + e_2 = 30 + 40 = 70 \text{ cm}$$

Certante que toma el concreto como viga:

$$v_e = 0.5 F_r \sqrt{f'_c} = 0.5(0.8) \sqrt{200} = 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_e = b d v_e = 70(30) 5.65 = 11,865 \text{ Ten}$$

Certante máxime:

$$v_{\max} = 13.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = b d v_{\max} = 13.76 (70)(30) = 28,896 \text{ Kg}$$

Certante que toman los estribes:

$$V_E = 28,896 - 11,865 = 17,031 \text{ Kg}$$

Usando E# 3 de cuatro ramas: ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$)

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_E} = \frac{0.8(0.71 \times 4)(4200)(30)}{17,031} = 17 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(0.71 \times 4)(4200)}{3.5(70)} = 39 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

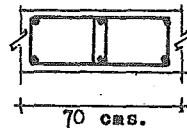
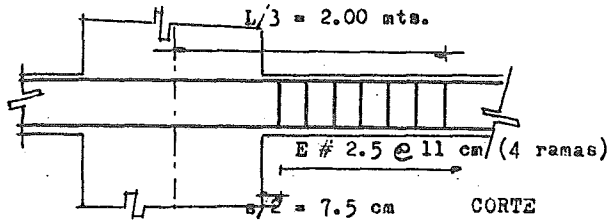
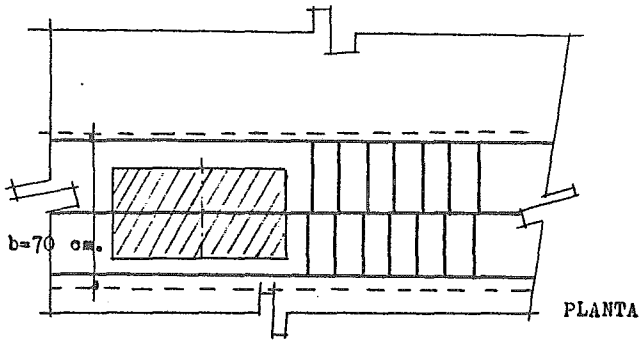
Usando E # 2.5 de cuatro ramas:

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_E} = \frac{0.8(0.49)(4)(4200)(30)}{17,031} = 11 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b} = \frac{(0.8)(0.49 \times 4)(4200)}{3.5(70)} = 27 \text{ cm}$$

∴ Usar E # 2.5 @ 11 cm de 4 ramas

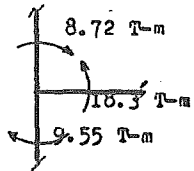
Los estribes se deben colocar hasta un tercio del claro.



Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna 2A.-

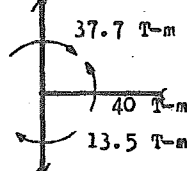
Fuerzas internas en condiciones de servicio:

C.V. + C.M.

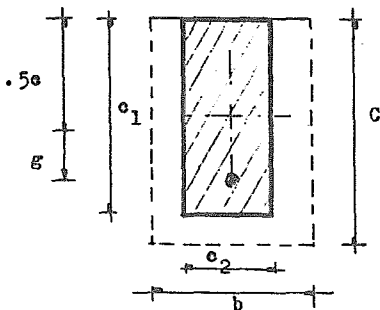


$V = 18 \text{ Ton.}$

S I S M O



$V = 13.5 \text{ Ton.}$



$e_1 = 90 \text{ cm}$

$e_2 = 40 \text{ cm}$

$d = 30 \text{ cm}$

$b = e_2 + d = 40 + 30 = 70 \text{ cm}$

$e = e_1 + d = 90 + \frac{30}{2} = 105 \text{ cm}$

$A_c = (2e + b)d = (2(105) + 70)(30)$
 $= 8,400 \text{ cm}^2$

$g = \frac{b c}{2(2e + b)} = \frac{70(105)}{2(2(105) + 70)} = 13.125 \text{ cm}$

Momento polar de inercia:

$$\begin{aligned}
 J_o &= \frac{d e^3}{6} + \frac{e d^3}{6} + 2 e d e^2 + b d \left(\frac{e}{2} - e \right)^2 \\
 &= \frac{30(105)^2}{6} + \frac{105(30)^2}{6} + 2(105)(30)(13.125)^2 + 70(30)\left(\frac{105}{2} - 13.125\right)^2 \\
 &= 12,601,719 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{e}{b}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{105}{70}}} = 0.450$$

Revisión bajo cargas verticales.-

$$V_u = 18(1.4) = 25.20 \text{ Ton}$$

$$M_u = (8.72 + 9.55) 1.4 = 25.578 \text{ T-M}$$

Esfuerzo máximo en la sección crítica:

$$v_{\max} = \frac{25200}{8400} + \frac{0.450(2557800)(52.5)}{12,601,719} = 8.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{per}} > v_{\max} \quad \therefore \text{Bajo cargas verticales se requiere refuerzo.}$$

Revisión bajo cargas verticales más sismo.-

$$V_u = (18 + 13.5)1.1 = 34.65 \text{ Ton}$$

$$M_u = (8.72 + 9.55 + 37.7 + 2.31) 1.1 = 64.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo en la sección crítica:

$$v_{\max} = \frac{34650}{8400} + \frac{0.450(6410000)52.5}{12601719} = 16.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando el refuerzo:

$$v_{\text{per}} > v_{\max} \quad \therefore \text{Se requiere refuerzo transversal. Rige la condición de cargas verticales + sismo}$$

Refuerzo por tensión diagonal.-

$$b = d + e_2 = 30 + 40 = 70 \text{ cm}$$

Certante que toma el concreto como viga:

$$v_c = 0.5 F_R \sqrt{2' e} = 0.5(0.8) \sqrt{200} = 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = b d v_c = 70 (30) 5.65 = 11,865 \text{ Kg}$$

Certante máximo:

$$v_{\text{MAX}} = v_u = 16.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = b d v_u = 70(30)16.14 = 33,894 \text{ Kg}$$

Certante que toman los estribos:

$$V_E = 33,894 - 11,865 = 22,029 \text{ Kg}$$

Usando E # 2.5 de 4 ramas ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) :

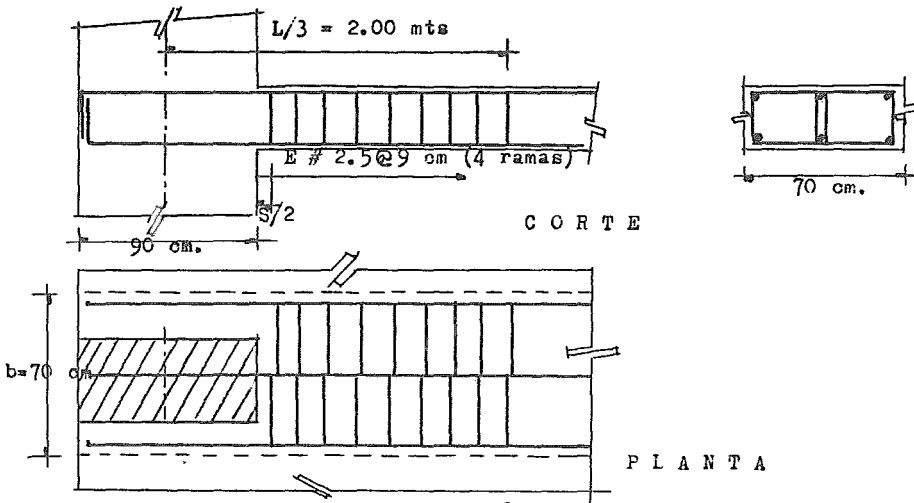
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_E} = \frac{0.8(0.49 \times 4)(4200)(30)}{22,029} = 9 \text{ cm}$$

$$S_{\text{MAX}} = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(0.49)4200(4)}{3.5(70)} = 27 \text{ cm}$$

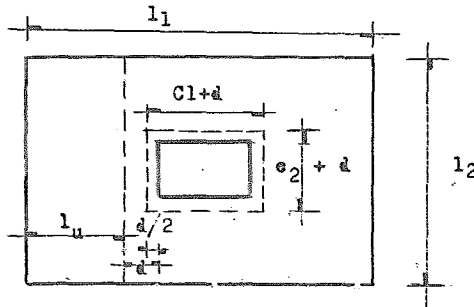
$$S_{\text{MAX}} = \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

∴ Usar E # 2.5 @ 9 cm (4 Ramas)

Los estribos deberán colocarse hasta un tercio del claro.



Revisión como viga ancha.-



Esfuerzo cortante que toma el concreto:

$$v_c = F_R \cdot 0.5 \sqrt{f'c} = 0.8(0.5) \sqrt{250} = 6.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Columna exterior:

$$l_1 = 5.90/2 = 2.95 \text{ m}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$c_1 = 90 \text{ cm}$$

$$w = 740 \text{ Kg/m}^2$$

$$l_u = l_1 - d - c_1$$

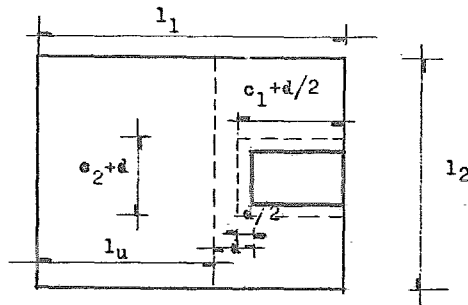
$$l_u = 2.95 - 30 - 90 = 175 \text{ cm}$$

Tomando un ancho unitario de la viga a una distancia "d" del paño de la columna se tiene:

$$v_n = \frac{v}{F_R \cdot b \cdot d} = \frac{740(1.75)(1.0)}{0.8(100)(30)} = 0.51 \text{ Kg/cm}^2$$

como $v_n < v_c$ no es necesario reforzar como viga ancha.

Columna interior:



$$w = 740 \text{ Kg/m}^2$$

$$l_1 = 4.525 \text{ m}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

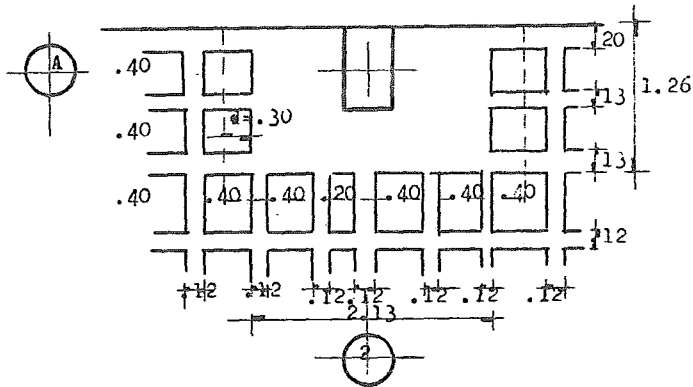
$$c_1 = 90 \text{ cm}$$

$$l_u = l_1/2 - d - \frac{c_1}{2} = 226.25 - 30 - 45 = 151.25 \text{ cm}$$

$$v_n = \frac{740(1.5125)(1.0)}{0.80(100)(30)} = 0.46 \text{ Kg/cm}^2 < v_c$$

No se necesitan estribos

Diseño por cortante de las nervaduras.-



Se tienen 11 nervaduras en una distancia "d" del paño del ábaco.

Perímetro de la sección crítica a una distancia "d" del paño del ábaco:

$$213 + 2(30) = 273 \text{ cm} \quad \text{Dirección del eje A}$$

$$126 + 30 = 156 \text{ cm} \quad \text{Dirección del eje 2}$$

Area donde se deducen las cargas:

$$A = \left(\frac{5.90}{2} \times 5.725 \right) - (2.73 \times 1.56) = 12.63 \text{ m}^2$$

El cortante que actúa en la sección crítica será:

$$V_u = \left(\overbrace{0.5 w A}^{V_{iso}} + V_{hip} + V_{sis} \right) F_c$$

$$V_u = (0.5)(6)(12.63) + \frac{18.3 - 16.3}{5.90} + 13.5)(1.1) = 56.9 \text{ Ton}$$

Area de las 11 nervaduras (a_n) que resisten el cortante:

$$a_n = (2(20) + 4(13) + 4(12) + 25) 30 = 4950 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo cortante que actúa:

$$v_n = \frac{V_u}{F_R a_n} = \frac{56,900}{0.8(4950)} = 14.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante que resiste el concreto:

$$v_c = 0.5 F_R \sqrt{f'c} = 0.5(0.8) \sqrt{250} = 6.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $v_n > v_c$, se necesitan estribos.

Cortante que deben tomar los estribos:

$$v_E = v_n - v_c = 14.37 - 6.32 = 8.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Para nervaduras de 20 cm se proponen E # 2 @ 16 de 2 ramas:

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b s} = \frac{2(0.32)4200}{20(16)} = 8.40 \quad 8.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Para las demás nervaduras: (2 ramas)

N de 25:	E # 2 @ 13	$v_s = 8.27 \text{ Kg/cm}^2$
N de 13:	E # 2 @ 25	$v_s = 8.27 \text{ Kg/cm}^2$
N de 12:	E # 2 @ 25	$v_s = 8.96 \text{ Kg/cm}^2$

Revisión hasta la cara de la primera nervadura transversal:

Perímetro de la sección crítica hasta la primera nervadura transversal:

$213 + 2(40) = 293 \text{ cm}$	Dirección eje A
$126 + (40) = 166 \text{ cm}$	Dirección eje 2

Area donde se deducen las cargas:

$$\left(\frac{5.90}{2} \times 5.725 \right) - 2.93(1.66) = 12.02 \text{ m}^2$$

Cortante que actúa en la sección:

$$V_u = 1.1 (0.5(60)12.02 + 0.34 + 13.5) = 54.89 \text{ Ton}$$

Area de las 15 nervaduras:

$$a_n = (2(20) + 4(13) + 2(12) + 5(12) + 11 + 25)(30) = 5760 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo cortante que actúa:

$$v_n = \frac{54890}{0.8(5760)} = 9.53 \text{ Kg/cm}^2 > v_c \quad \therefore \text{ se necesitan estribos.}$$

Cortante que toman los estribos:

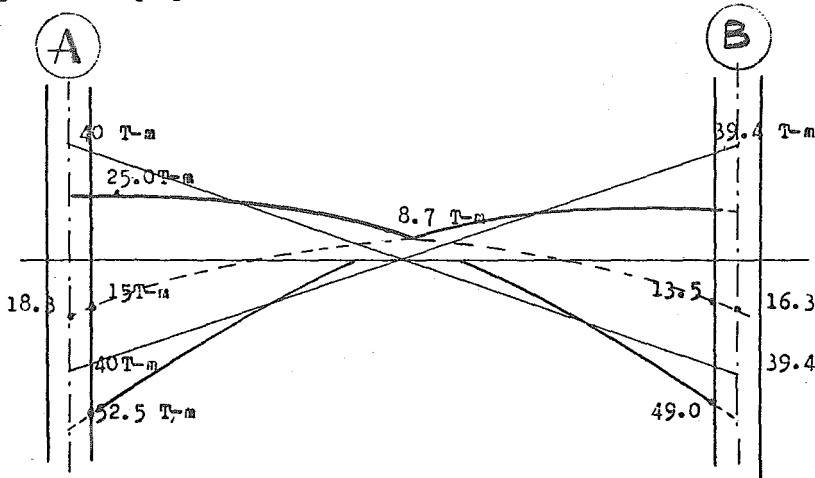
$$v_E = v_n - v_c = 9.53 - 6.32 = 3.21 \text{ Kg/cm}^2$$

A partir de este punto se dejara una separación máxima $S = 30 \text{ cm}$ para todas - las nervaduras, puesto que el cortante que se debe tomar es excedido a esta - separación por todas las nervaduras.

N 25 cm	$\hat{v}_s = 3.58 \text{ Kg/cm}^2$	$> v_E$
N 20 cm	$v_s = 4.48 \text{ Kg/cm}^2$	$> v_E$
N 13 cm	$v_s = 6.89 \text{ Kg/cm}^2$	$> v_E$
N 12 cm	$v_s = 7.46 \text{ Kg/cm}^2$	$> v_E$

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION.-

Diagrama de superposición de momentos:



$15(1.4) = 21.0$	$8.7(1.4) = 12.18$	$13.5(1.4) = 18.9$
$52.5(1.1) = 57.75 *$	$25(1.1) = 27.5 *$	$49(1.1) = 53.9 *$

MOMENTOS EN TONELADAS METRO.

Momentos de diseño: (*)

Rige CM + CV + SISMO

Dimensionamiento por flexión en la sección crítica próxima al eje A.-
(Se presenta solo el dimensionamiento por flexión negativa cerca de la columna de orilla, y por flexión positiva).

Momento que de columna se transmite por flexión a la losa:

$$(1 - \alpha) M_{col}$$

$$(1 - 0.450) 64.10 = 32.26 \text{ T-m}$$

este momento debe transmitirse por flexión en un ancho:

$$b = e_2 + 3 h = 40 + 3(35) = 145 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo:

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{3,226,000}{145(30)^2} = 24.72 \text{ Kg/cm}^2$$

De las ayudas de diseño del RCDDF:

$$\rho = 0.0072; \quad A_s = 0.0072(145)(30) = 31.32 \text{ cm}^2$$

Para una mayor facilidad constructiva y dar continuidad a los armados de las nervaduras, como puede verse en los planos respectivos, se optó por correr tanto en el techo superior como en el inferior 2 varillas del # 6 en las nervaduras que unen columnas y una varilla del # 4 en las restantes. El acero faltante se tomará con bastones.

Se debe anclar el 50% del acero en la columna, por especificación, y el acero restante se reparte en las nervaduras que caen en el ancho $c_2 + 3h = 145$ cm., centrado con respecto a la columna. Se propone el siguiente armado:

- 1 Nervadura central (25 cm) : 6 # 6
- 2 Nervaduras de 12 cm : 2 # 6 + 1 # 4 c/u

Refuerzo en la sección crítica por flexión (Momentos negativos).-

En franjas de columna:

$$0.75(57.75) = 43.31 \text{ T-M}$$

En las franjas centrales:

$$0.25(57.75) = 14.44 \text{ T-M}$$

pero en la franja de ancho $c_2 + 3h$ ya se tomó un momento de 32.26 T-M. La diferencia se repartirá en proporción a los anchos de nervaduras no incluidas en el ancho $c_2 + 3h$. Hay 2 N de 12 cm.

$$43.31 - 32.26 = 11.05 \text{ T-M}$$

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{1105000}{24(30)^2} = 51.15 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.017$$

En cada nervadura de 12 cm:

$$A_s = 0.017(12)(30) = 6.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 2\#6 y 1\#4}$$

Para las franjas centrales:

Existen 3 N de 11 cm. y 3 N de 12 cm.

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{1444000}{69(30)^2} = 23.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0058$$

En cada nervadura de 11 cm:

$$A_s = 0.0058(11)(30) = 1.91 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 2\#4}$$

Para las nervaduras de 12 cm:

$$A_s = 0.0058(12)(30) = 2.09 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 2\#4}$$

Dimensionamiento por momento positivo máximo en el claro.-

Franja de columna:

$$M_u = 0.6(27.5) = 16.5 \text{ T-M}$$

La franja de columna incluye 4 N de 12 cm y 1 N de 25 cm:

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{1650000}{73(30)^2} = 25.11 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0072$$

Para cada nervadura de 12 cm:

$$A_s = 0.0072(12)(30) = 2.59 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 2 \# 4}$$

Para la nervadura de 25 cm:

$$A_s = 0.0072(25)(30) = 5.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 2 \# 6}$$

Franjas centrales:

$$M_u = 0.4(27.5) = 11 \text{ T-M}$$

Las franjas centrales incluyen 3 N de 11 cm y 3 N de 12 cm:

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{1100000}{69(30)^2} = 17.71 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho = 0.0052$$

Para cada nervadura de 11 cm:

$$A_s = 0.0052(11)(30) = 1.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 1 \# 4 + 1 \# 3}$$

Para cada nervadura de 12 cm:

$$A_s = 0.0052(12)(30) = 1.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 1 \# 4 + 1 \# 3}$$

Longitud de desarrollo.-

$$l_d = \frac{0.06 A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} < 0.006 d_b f_y$$

A_s = área de la varilla

d_b = diámetro de la varilla

Para var. # 6:

$$l_d = 0.06(2.85)4200/\sqrt{250} = 46 \text{ cm} < 48 \text{ cm}$$

$$l_d \text{ min} = 0.006(1.91)4200 = 48 \text{ cm} \checkmark \text{ O.K.}$$

Para var. # 4:

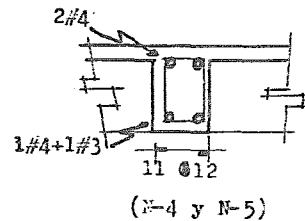
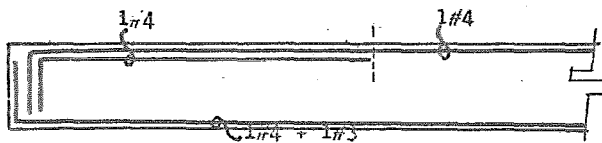
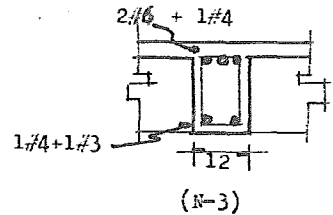
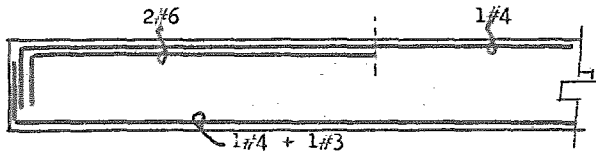
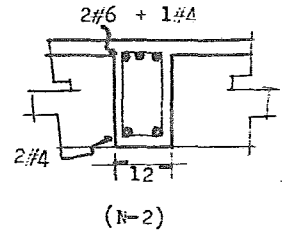
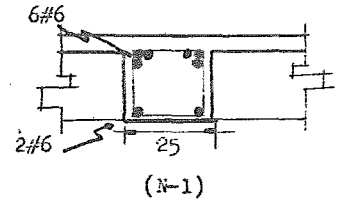
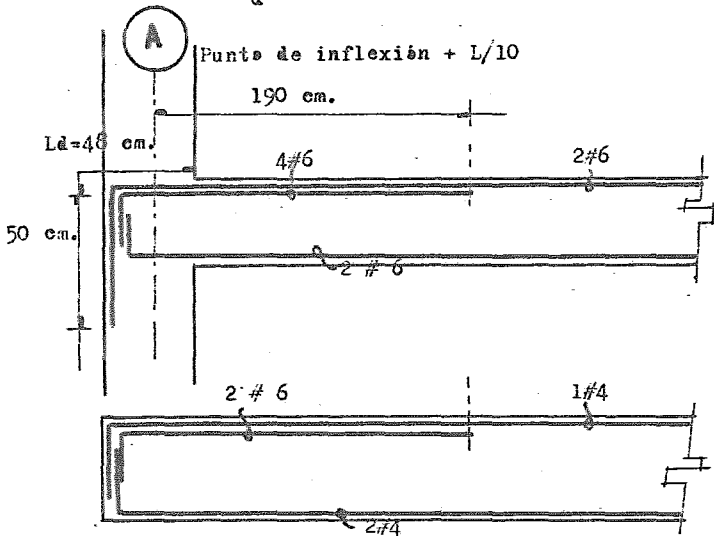
$$l_d = 0.06(1.27)4200/\sqrt{250} = 21 \text{ cm} < 32 \text{ cm}$$

$$l_d \text{ min} = 0.006(1.27)4200 = 32 \text{ cm} \checkmark \text{ O.K.}$$

Para var. # 3:

$$l_d = 0.06(0.71)4200 / \sqrt{250} = 12 \text{ cm} < 30 \text{ cm (Mínime var. tensión)}$$

$$l_d \text{ min} = 0.006(0.95)4200 = 24 \text{ cm} < \text{mínime varillas a tensión (30cm)}$$

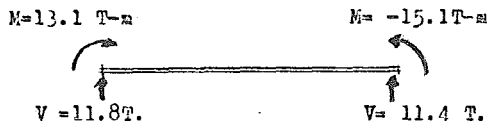


B) DISEÑO DE TRABES

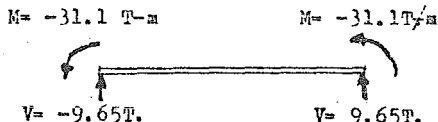
A continuación se presenta el procedimiento que fue seguido para el diseño de las trabes que componen la estructura, enfocados al caso particular de la trabe del Eje 3 en el tramo de D - E, en el nivel 2

Acciones .- Son el resultado de los análisis realizados por medio de los programas de computadora, para los casos de carga vertical y sismo.

Cargas Permanentes



Cargas Accidentales



Factores de Carga.

C.V. + C.M. x 1.4

$$M = 18.34 \text{ T-m}$$

$$V = 16.52 \text{ T}$$

$$M = 21.12 \text{ T-m}$$

$$V = 15.96 \text{ T}$$

C.V.+C.M.+C.A. x 1.1

$$M = 14.4 \text{ T-m}$$

$$V = 13.0 \text{ T}$$

$$M = 16.6 \text{ T-m}$$

$$V = 12.5 \text{ T}$$

$$M = 34.2 \text{ T-m}$$

$$V = 10.6 \text{ T}$$

$$M = 34.2 \text{ T-m}$$

$$V = 10.6 \text{ T}$$

Superpondremos los diagramas de Momentos Flexionantes y Cortante de cada condición, para encontrar y diseñar con los elementos más desfavorables, esto se muestra en la figura FVII- 3

Especificaciones :

Concreto

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

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

$$f^{**}c = 0.35 f^*c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

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

Sección propuesta

$$30 \times 60 \text{ cm.}$$

Refuerzo Longitudinal.-

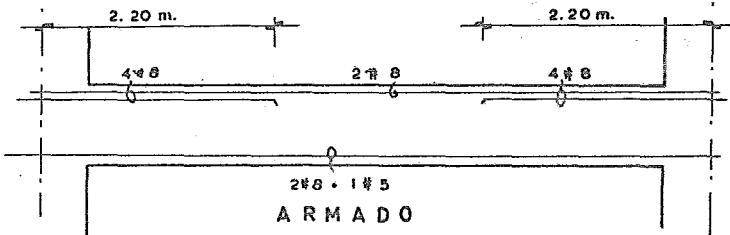
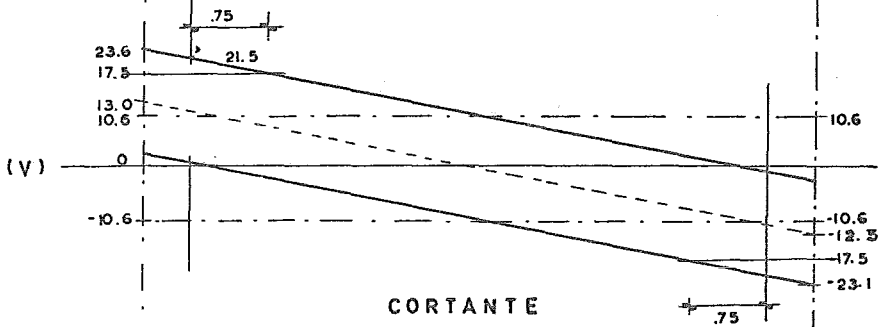
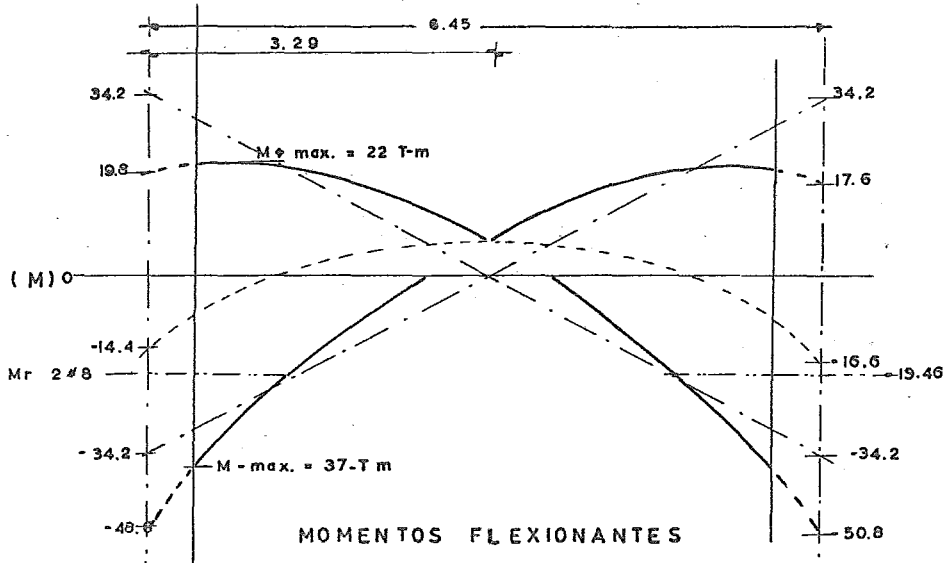
Momento Flexionante Negativo

Diseñaremos con el momento máximo en las secciones críticas al paño de la columna, en donde $M(-)_{\text{max.}} = 37 \text{ T-m}$ (Ver figura FVII- 3)

$$M_r = F_r b d^2 f^{**}c \quad q (1 - 0.5q)$$

$$\rho_b = \frac{4800}{6000 + f_y} \cdot \frac{f^{**}c}{f_y} = \frac{4800}{6000 + 4200} \cdot \frac{170}{4200} = 0.019$$

$$\rho_{\text{max.}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.019 = 0.0142$$



$$\rho_{\min.} = \frac{0.70 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Cálculo de la cuantía de ρ . - Usaremos las ayudas de diseño que presentan las Normas Técnicas Complementarias del RCDF, que corresponden a un valor de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, en donde para hacer uso de ellas calcularemos:

$$\frac{M_r}{b d^2} = \frac{37 \times 10^5}{30 \times 55^2} = 40.7$$

entramos con este valor a las gráficas y la intersectamos con el valor de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ de donde obtenemos

$$\rho = 0.0125$$

$$\rho_{\max} > \rho_{\text{prop.}} > \rho_{\min.} \therefore \text{se acepta } \rho = 0.0125$$

Cálculo de A_s .

$$A_s = \rho b d = 0.0125 \times 30 \times 55 = 20.6 \text{ cm}^2$$

tenemos cuatro varillas de 1"

Momento Flexionante Positivo.

$$M(+)_{\max.} = 22 \text{ t-m (ver figura FVII- 3)}$$

$$\frac{M_r}{b d^2} = \frac{22 \times 10^5}{30 \times 55^2} = 24.24 \text{ de las ayudas de diseño}$$

$$\text{obtenemos } \rho = 0.007$$

Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d = 0.007 \times 30 \times 55 = 11.55 \text{ cm}^2$$

Tenemos dos varillas de 1" + una de 5/8"

Corte de Varillas por momento negativo

Suponiendo que se cortan dos varillas de 1" tenemos

$$20.3 \text{ cm}^2 \text{ --- } 37 \text{ T-m}$$

$$10.4 \text{ cm}^2 \text{ --- } x \quad x = 19 \text{ T-m (Momento que toman las 2 varillas de 1")}$$

Distancia a la que deben prolongarse las varillas más allá del punto que sea necesarias

- a) un peralte = 60 cms. se prolongan 60 cms.
 b) 12 diámetros = 30 cms.

Por lo que los bastones tendrán una longitud de

$$1.60^* + .60 = 2.20 \text{ mts.}$$

* Medida tomada de la figura FVII-3 y longitud donde $M = 19 \text{ T-m}$ a partir de la columna.

Revisión por longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo en el lecho superior debe cumplir la especificación

$$L_d = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \times 1.4 \geq 0.006 d b f_y$$

donde:

d_b = diámetro de la barra en cms.

A_s = Area transversal de la barra en cms²

$$L_d \text{ por } 1'' = \frac{0.06 \times 5.07 \times 4200}{\sqrt{250}} \times 1.4 = 113 \text{ cms.}$$

$$L_d \geq 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 65 \text{ cms.}$$

Longitud de desarrollo para lecho superior = 113 cms.

tenemos

$2.20 > 1.13$ por lo cual los bastones tendrán una longitud de 2.20 mts.

Cálculo de Refuerzo Transversal

Revisión para ver si se admite la sección de 30 x 60 cms.

Se debe cumplir que: $V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$

$V_{u \text{ max.}}$ de la figura FVII-3 tenemos que $V_u = 21.5 \text{ Tens.}$

$$2.5 \times 0.8 \times 30 \times 55 \times \sqrt{170} = 43 \text{ Tens.} > 21.5 \text{ Tens.}$$

de donde se admite la sección de 30 x 60 cms.

Cálculo de la fuerza que toma el concreto

$$\text{si } \rho < 0.01 \quad V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$$

$$\rho_{2\#8+1\#5} = (2 \times 5.07) + (1.99) / 30 \times 55 = 0.007$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 30 \times 55 \times (0.2 + 30 \times 0.007) \times \sqrt{170} = 7 \text{ Tens.}$$

$$V_u - V_{cr} = 21.5 - 7 = 14.5 \text{ ton.}$$

Considerando estribos de varilla del # 3 con $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ (dos ramas)
la separación será igual a :

$$S = \frac{Fr A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 55}{14,500} = 18 \text{ cms.}$$

Revisaremos contra la separación máxima

a) $S_{\text{máx.}} < \frac{Fr A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 30} = 45 \text{ cms.}$

b) Si $V_u > V_{cr}$ pero menor o igual que $1.5 Fr b d \sqrt{f'_c}$, el espaciamiento no será mayor que $0.5 d$

$$1.5 Fr b d \sqrt{f'_c} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 55 \times \sqrt{170} = 25.8 \text{ Tons.}$$

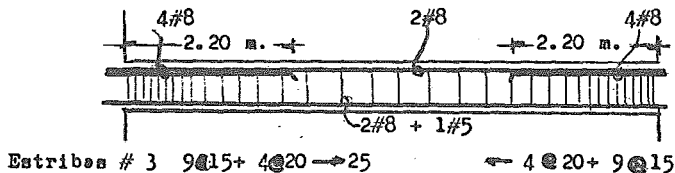
$25.8 > 21.5$ es aplicable que la separación máxima sea igual a $0.5 d = 0.5 \times 55 = 27.5 \text{ cms.}$

El cortante trabajando los estribos a la separación máxima es igual

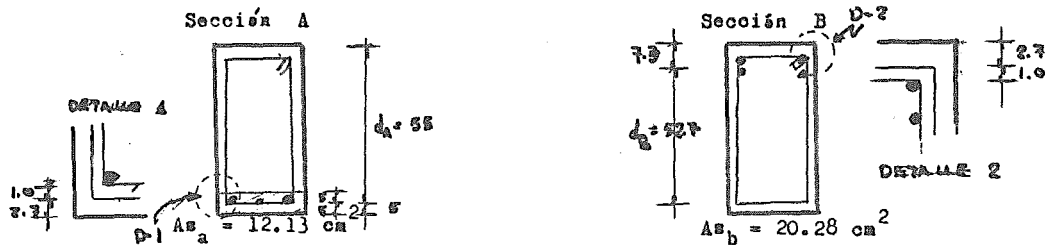
$$V_u - V_{cr} = \frac{Fr A_v f_y d}{S} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 55}{25} = 10.5 \text{ Ton.}$$

Distancia del paño de columna, a la ubicación del cortante resistente a la separación de 25 cms = 1.20 mts. (De la figura FVII-3) $V_{\text{resist.}} = 10.5 + 7 = 17.5T.$

Distribución de estribos del # 3



Revisión del Agrietamiento de la Viga



Momentos flexionantes de servicio

$$M_a = 20 \text{ T-m}$$

$$M_b = 34.5 \text{ T-m}$$

La viga no se considera expuesta a un ambiente agresivo.

$$\text{Materiales } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de la Sección A (Momento Positivo)

se debe cumplir que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 40\,000 \text{ kg/cm}$$

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

d_c = recubrimiento del concreto medida desde la fibra externa de tensión, al centro de la barra más próxima a ella

A = Área de concreto a tensión que rodea el refuerzo principal de tensión, dividida entre el número de barras.

$$f_s \text{ se puede estimar como } \frac{M}{0.9 d A_s}$$

$$f_s = \frac{20 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 12.23} = 3330 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{c_a} = 3.7 + 2.54/2 = 4.97 \text{ cms.}$$

Como hay barras de diferentes diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro.

$$A_a = \frac{4.97 \times 30 \times 2}{\frac{12.23}{5.07}} = \frac{298.2}{2.39} = 124 \text{ cm}^2$$

$$f_{s_a} \sqrt[3]{d_{c_a} A_a} = 3330 \sqrt[3]{4.97 \times 124} = 28\,338 < 40\,000 \text{ kg/cm}$$

Se acepta el refuerzo de la sección A por agrietamiento

Revisión de la Sección B (Momento negativo)

$$f_{s_b} = \frac{M_b}{0.9 d_b A_{s_b}} = \frac{34.5 \times 10^5}{0.9 \times 52.7 \times 20.28} = 3586 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_{c_b} = 3.7 + 2.54/2 = 4.97 \text{ cm.}$$

como en este caso las barras son del mismo diámetro

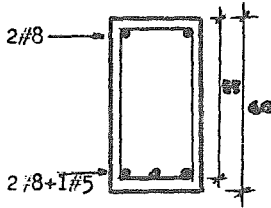
$$A_b = 7.3 \times 30 \times 2 / 4 = 109.5 \text{ cm}^2$$

$$f_{s_b} \sqrt[3]{d_{c_b} A_b} = 3586 \sqrt[3]{4.97 \times 109.5} = 29\,277 < 40\,000 \text{ Kg/cm.}$$

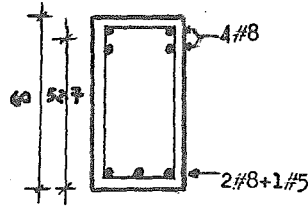
Se acepta el refuerzo en la sección B, por lo que se refiere al agrietamiento.

Revisión de Deflexiones

Refuerzo en las secciones extremas y central



Sección Central (3)



Sección Extrema (1) y (2)

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

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

$$Ec = 10\,000 \sqrt{f'c} = 10\,000 \sqrt{250} = 1.58 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Es = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2 \times 10^6}{1.58 \times 10^5} = 12.6$$

$$n-1 = 12.6 - 1 = 11.6$$

A) Cálculo de deflexiones inmediatas bajo cargas muertas + cargas vivas (diferidas) en condiciones de servicio.

Acciones

Carga muerta = 1.0 t/m

Carga Viva = 0.9 t/m

C.V. diferida para cálculo de deflexiones = 0.8 t/m

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_i = \frac{w L^4}{185 E I}$$

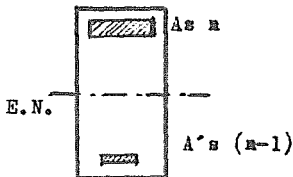
Cálculo del momento de Inercia (I) de la sección transformada agrietada

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4}$$

I_1 e I_2 = Momentos de Inercia de las secciones extremas

I_3 = Momento de Inercia de la sección central.

Cálculo Momento de Inercia sección 1 y 2



$$As n = 20.28 \times 12.6 = 255 \text{ cm}^2$$

$$A's (n-1) = 12.13 \times 11.6 = 140 \text{ cm}^2$$

Determinación de la profundidad del eje neutro, tomando momentos estáticos al eje neutro.

$$n A_s (d-c) = \frac{bc^2}{2} + (n-1) A'_s (c-5)$$

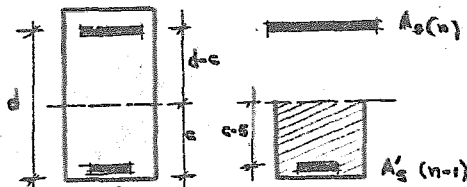
$$255(d-c) = 15c^2 + 140(c-5)$$

sabemos que $d = 52.7$

$$13\,438 - 255c = 15c^2 + 140c - 700$$

$$15c^2 + 395c - 14\,138 = 0$$

de donde $c = 20.23$ cm.



$$I_2 = I_1 = A_s (n) (d-c)^2 + (n-1) (c-5)^2 + \frac{b c^3}{3}$$

$$I_{2y1} = 255 (52.7-20.23)^2 + 140 (20.23-5)^2 + \frac{30 (20.23)^3}{3} = \underline{\underline{384\,112\text{ cm}^4}}$$

Cálculo Momento de Inercia de la sección 3

$$A'_s (n-1) = 10.14 \times 11.6 = 118 \text{ cm}^2$$

$$A_s (n) = 12.6 \times 12.6 = 153 \text{ cm}^2$$

Determinación de la profundidad del eje neutro, tomando momentos estáticos al eje neutro.

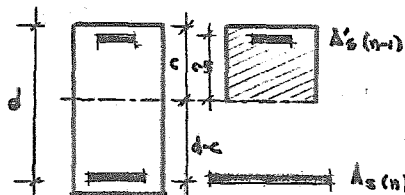
$$A_s n (d-c) = \frac{b c^2}{2} + A'_s (n-1) (c-5)$$

$$153 (55-c) = 15 c^2 + 118 (c-5)$$

$$8415 - 153c = 15 c^2 + 118c - 590$$

$$15c^2 + 271c - 9005 = 0$$

$e = 17.08$ cms.



$$I_3 = A_s (n) (d-c)^2 + A'_s (n-1) (c-5)^2 + B \frac{b c^3}{3}$$

$$I_3 = 153 (55-17.08)^2 + 118 (17.08-5)^2 + \frac{30 (17.08)^3}{3} = \underline{\underline{287\,049\text{ cm}^4}}$$

Momento de Inercia que se emplea para calcular la deflexión inmediata

$$I = I_1 + I_2 + 2I_3 / 4 = 2 (384\,112) + 2 (287\,049) / 4 = \underline{\underline{335\,578\text{ cm}^4}}$$

Deflexión inmediata bajo carga muerta + una carga viva de 0.8 t/m

$$\Delta_{1\text{cm}+.8} = \frac{w l^4}{185 EI} = \frac{1.8 \times 645^4}{(185)(1.58 \times 10^7)(3.35 \times 10^5)} = .32 \text{ cms.}$$

Cálculo de la deflexión diferida bajo la carga muerta y una carga viva de 0.8 t/m

$$\Delta_{\text{dif.}} = \Delta_i \times \left(2 - 1.2 \frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} \right) \geq 0.6 \Delta_i$$

Relación $A'_{\text{S}}/A_{\text{S}}$ que se usará por ser un elemento continuo

$$\frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} = \frac{2(A'_{\text{S}}/A_{\text{S}})_2 + 2(A'_{\text{S}}/A_{\text{S}})_3}{4}$$

$$\left(\frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} \right)_{\text{sec. 2}} = \frac{12.13}{20.28} = .6 \quad \left(\frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} \right)_{\text{sec. 3}} = \frac{10.14}{12.13} = .84$$

$$\frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} = \frac{2 \times .60 + (2 \times .84)}{4} = 0.72$$

Cálculo del factor

$$\left(2 - 1.2 \frac{A'_{\text{S}}}{A_{\text{S}}} \right) = 2 - 1.2 \times 0.72 = 1.14 > 0.6 \text{ se acepta}$$

Deflexión Diferida

$$0.32 \times 1.14 = 0.37 \text{ cms.}$$

Deflexión total del elemento

$$\Delta_i + \Delta_d = 0.32 + 0.37 = 0.69 \text{ cms.}$$

que se compara con la deflexión permisible

$$y_{\text{permisible}} = 0.5 + \frac{1}{240} = 0.5 + \frac{0.7 \times 645}{240} = 2.38 \text{ cms} > 0.69 \text{ cms.}$$

por lo cual la sección se acepta por deflexiones.

C) DISEÑO DE COLUMNAS

Diseñaremos la columna C-2 por flexocompresión biaxial, bajo cargas muertas, vivas y accidentales entre los niveles 4 y 5, ejemplificando la secuencia seguida para el diseño de estos elementos.

Acciones

Dirección " x "	extreme superior	extreme inferior
C. G.	P = -205 T. M = 4.82 T-m	P = 205 T. M = 3.29 T-m
C. A.	P = 28.2 T M = 12.6 T-m	P = -28.2 T. M = 12.6 T-m
Dirección " y "		
C. G.	P = -205 T M = 5.33 T-m	P = 205 T M = 4.15 T-m
C. A.	P = 32.1 T M = 47.9 T-m	P = -32.1 T M = 49.9 T-m

Materiales

Concrete	$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	$f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
	$f''_c = 0.85 f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 158 \text{ 100 kg/cm}^2$
Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
Sección	40 x 90 $A_g = 3600 \text{ cm}^2$	$\frac{f_y}{f^*_c} = 24.70$

Revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de esbeltez

Análisis sentido Y - Y

a) Revisión por movimiento general

Se considera a la columna como columna con extremos NO restringidos, ya que la rigidez lateral del muro es menor al 85% de la rigidez total del entrepiso.

Se desprecian los efectos de esbeltez si:

$$\frac{H'}{r} < 22$$

H' = longitud efectiva de pandeo

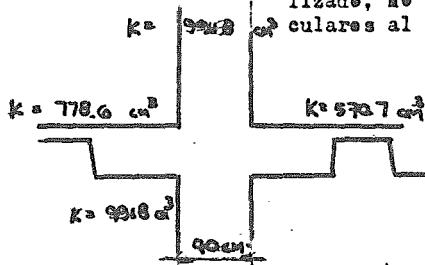
r = radio de giro de la sección = 0.3h

El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y del sistema de piso, que se define de la forma:

$$\psi = \frac{\sum K_{col.}}{\sum K_{piso}}$$

$K_{\text{col.}}$ = rigidez de las columnas que concurren en un nudo de la estructura

K_{piso} = rigidez de los elementos que forman el sistema de piso, y que están contenidos en el plano del marco estructural analizado, no incluye las rigideces de las trabes perpendiculares al marco.



$$\psi_{\text{sup.}} = \psi_{\text{inf.}} = \frac{9918.3 \times 2}{778.6 + 570.7} = 14.70$$

$$H = 245 \text{ cm.} \quad r = 0.30 \times 90 = 27 \text{ cm.}$$

Con los parámetros $\psi_{\text{sup.}}$ y $\psi_{\text{inf.}}$ entramos en el nomograma para determinar longitudes efectivas H' de miembros a flexocompresión con extremos no restringidos, de donde obtenemos $K = 3.4$

$$H' = KH = 3.4 \times 245 = 833 \text{ cm.} \quad \frac{H'}{r} = \frac{833}{27} = 31 > 22$$

per lo cual hay que considerar los efectos de esbeltez

Cálculo del Factor de Amplificación

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

$\sum P_u$ = sumatoria de cargas axiales presentes en el entrepiso = 2380 Ton.

$\sum P_c$ = sumatoria de cargas críticas de Euler.

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 E I}{H^2} \quad E I = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + u}$$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_g = Momento de Inercia centroidal de la sección bruta de concreto

u = relación entre el máximo momento de diseño per carga muerta, y el máximo momento de diseño total.

$$u = \frac{5.33}{49.9 + 4.15} = 0.10 \quad I_g = \frac{40 \times 90^3}{12} = 2\,430\,000 \text{ cm}^4$$

$$E I = \frac{0.40 \times 158\,100 \times 2\,430\,000}{1 + 0.10} = 1.39 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

Carga crítica de Euler para columnas ejes C,D,E y F

$$P_c = \frac{Fr \pi^2 EI}{H^2} = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.39 \times 10^{11}}{833^2} = 1680 \text{ Tons.}$$

Para columnas ejes Gy B

$$\psi_{\text{inf.}} = \psi_{\text{sup.}} = \frac{9918 \times 2}{778.65} = 25.47 \text{ del nomograma } K = 4.5$$

$$H' = 4.5 \times 245 = 1102.50 \quad P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.39 \times 10^{11}}{1102.50^2} = 960 \text{ Ton.}$$

Factor de Amplificación

$$P_c = (10 \times 1680) + (6 \times 960) = 22560 \text{ Ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{2380}{22560}} = \underline{\underline{1.11}}$$

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

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

los momentos M1 y M2 son los momentos flexionantes de los extremos del elemento, siendo M2 el numéricamente mayor.

Cálculo del término $34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

excentricidad accidental $e_a = 0.05 h = 0.05 \times 90 = 4.5 \text{ cms} > 2 \text{ cm. OK}$

excentricidad $e = M / P$

$$e_{\text{sup.}} = 5.33 + 47.9 / 205 = 26 \text{ cms.}$$

$$e_{\text{inf.}} = 4.15 + 49.9 / 205 = 26 \text{ cms.}$$

excentricidades de diseño

momentos

$$e_{d \text{ sup.}} = 26 - 4.5 = 21.5 \text{ cm.}$$

$$M_1 = 205 \times 21.5 = 44.07 \text{ T-m}$$

$$e_{d \text{ inf.}} = 26 + 4.5 = 30.5 \text{ cm.}$$

$$M_2 = 205 \times 30.5 = 62.50 \text{ T-m}$$

$$34 - 12 \left(- \frac{44.07}{62.52} \right)^* = 42.45$$

* El término M1/M2 es negativo ya que el elemento se flexiona en curvatura doble.

Calcule de H'/r

$$\psi_{\text{inf.}} = \psi_{\text{sup.}} = \frac{9918.3 \times 2}{778.6 + 570.7} = 14.70$$

del nomograma correspondiente a columnas con extremos restringidos tomamos $K = 0.97$

$$H' = K H = 0.97 \times 245 = 237.6 \text{ cms.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{237.6}{27} = 8.80 < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

por lo cual se pueden despreciar los efectos de esbeltez para esta condición

$$\text{Factor de Amplificación en Dirección } Y = \underline{1.11}$$

Revisión en el sentido $X - X$

a) Por movimiento general

Se despreciará el efecto de esbeltez si $H'/r < 22$

$$H = 245 \text{ cms.} \quad r = 0.3 h = 0.30 \times 40 = 12 \text{ cms.}$$

$$\psi_{\text{inf.}} = \psi_{\text{sup.}} = \frac{1959 \times 2}{555.6 + 463.8} = 3.84$$

del nomograma de columnas con extremos no restringidos $K = 2$

$$H' = 2 \times 245 = 490 \quad \frac{H'}{r} = \frac{490}{12} = 40.83 > 22$$

si hay que considerar los efectos de esbeltez

Cálculo del Factor de Amplificación

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \geq 1.0 \quad P_u = 2380 \text{ Tons.}$$

Carga crítica columnas eje 2

$$u = \frac{3.29}{12.6 + 4.82} = 0.18 \quad I_g = \frac{90 \times 40^3}{12} = 480\,000 \text{ cm}^4$$

$$E I = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u} = \frac{0.4 \times 158100 \times 480000}{1 + .18} = 2.57 \times 10^{10}$$

$$P_e = \frac{0.85 \pi^2 E I}{H^2} = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 2.57 \times 10^{10}}{490^2} = 898 \text{ Tons.}$$

Carga crítica columnas eje 3

$$\psi_{\text{sup.}} = \psi_{\text{inf.}} = \frac{1959 \times 2}{463.8} = 8.45 \text{ del nomograma } K = 2.8$$

$$H' = 2.8 \times 245 = 686 \text{ cm.} \quad P_e = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 2.57 \times 10^{10}}{686^2} = 458 \text{ Tons.}$$

Carga crítica columnas eje 1

$$\psi_{\text{sup.}} = \psi_{\text{inf.}} = \frac{1959 \times 2}{555.6} = 7.05 \text{ del nomograma } K = 2.6$$

$$H' = 2.6 \times 245 = 637 \text{ cm. } P_c = \frac{0.85 \times W^2 \times 2.57 \times 10^{10}}{637^2} = 531 \text{ Ton.}$$

Sumatorias de cargas críticas

$$\sum P_c = (4 \times 898) + (6 \times 531) + (6 \times 458) = 9526 \text{ Tons.}$$

Factor de Amplificación

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{2380}{9526}} = 1.32$$

No se incluye la revisión local de la columna con extremos restringidos ya que esa condición solo rige en columnas de sección menor

Factores de Amplificación

$$\text{Sentido X } F. A. = 1.32$$

$$\text{Sentido Y } F. A. = 1.11$$

Afectaremos los momentos por carga permanente con una excentricidad accidental igual a $e_a = 0.05 d$

$$\text{Sentido X} = 4.82 + (205 \times 0.05 \times 40) = 8.92 \text{ T-m}$$

$$\text{Sentido Y} = 5.33 + (205 \times 0.05 \times 90) = 14.55 \text{ T-m}$$

con estos momentos y aplicando los Factores de Amplificación obtenidos, tenemos que:

	Sentido X	Sentido Y
Cargas Permanentes	P = 205 Ton. M = 11.77 T-m	P = 205 Ton. M = 16.15 T-m
Cargas Accidentales	P = 28.2 Ton. M = 16.63 T-m	P = 32.1 Ton. M = 55.39 T-m

Las columnas serán revisadas para las siguientes alternativas, donde se considera el caso de flexocompresión biaxial

	Sentido X	Sentido Y
I C. Permanentes x 1.4	$P_c = 287 \text{ Tm}$ $M_x = 16.47 \text{ T-m}$ $M_y = 6.78 \text{ T-m}$	$P_c = 287 \text{ Ton.}$ $M_y = 22.61 \text{ T-m}$ $M_x = 4.95 \text{ T-m}$

	Sentido X	Sentido Y
II C.Per + C. Accid. x 1.1 considerando compresiones	Pe = 256 T Mx = 31.24 T-m My = 23.60 T-m	Pe = 260 T. My = 78.70 T-m Mx = 9.37 T-m
III C.Per. + C. Accid. x 1.1 considerando tensiones	Pe = 195 Tm Mx = 31.24 T-m My = 23.60 T-m	Pe = 190.2 T My = 78.70 T-m Mx = 9.37 T-m

Diseño de la columna.- Dimensionaremos la columna por acciones permanentes, considerando la flexocompresión principal en la dirección "X"(case I)

$$Pe = 287 \text{ Tm} \quad Mx = 16.47 \text{ T-m} \quad My = 6.78 \text{ T-m}$$

preponemos $\rho = 0.009$ ya que $\rho_{\min.} = 20/f_y = 0.005$
 $\rho_{\max.} = 0.08$ (RCDF)

Revisáremos la resistencia por la fórmula de Bresler

$$\frac{1}{Pr} = \frac{1}{Px} + \frac{1}{Py} - \frac{1}{Pe}$$

$$As = 0.009 \times 3600 = 32.4 \text{ cm}^2$$

determinación de Pe

$$Pe = 0.85 f''c Ac + As f_y = 0.85 \times 170 \times 3600 + 32.4 \times 4200 = 656 \text{ Tm.}$$

determinación de Px

$$e_x = \frac{Mx}{Pr} = \frac{16.47}{287} = 6 \text{ cms.} \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{6}{40} = 0.15 \quad \frac{d}{h} = \frac{35}{40} = 0.9$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c} = 0.009 \times 24.70 = 0.22$$

Con estos parámetros entramos a las ayudas de diseño que presentan las Normas Técnicas Complementarias del RCDF, para diseño y construcción de estructuras de Concreto, que muestran los diagramas de interacción de columnas en función de los parámetros antes calculados, y considerando el refuerzo en las esquinas de la sección

De estas obtenemos $K = 0.95$

$$Px = K Fr b h f''c = 0.95 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = \quad Px = 494 \text{ Tm.}$$

determinación de Py

$$e_y = \frac{6.78}{287} = 3 \text{ cms.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{3}{90} = 0.03$$

del diagrama de interacción $K = 1.1$

$$Py = K Fr b h f''c = 1.1 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = \quad Py = 572 \text{ T.}$$

$$Pr = \left(\frac{1}{494} + \frac{1}{572} - \frac{1}{656} \right)^{-1} = 444 \text{ T} > 287 \text{ T.}$$

el porcentaje está excedido

Tanteo # 2 preñemos el porcentaje mínimo $\rho_{\text{min.}} = 0.005$

$$A_s = 0.005 \times 3600 = 18 \text{ cm}^2$$

determinación de P_o

$$P_o = 0.85 f''^c A_c + A_s f_y = 0.85 \times 170 \times 3600 + 18 \times 4200 = 595 \text{ Ton.}$$

determinación de P_x

$$q = 0.005 \times 24.70 = 0.12 \quad \frac{e_x}{h_x} = 0.15 \text{ de donde } K = 0.77$$

$$P_x = K F_r b h f''^c = 0.77 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = P_x = 400 \text{ Ton.}$$

determinación de P_y

$$q = 0.12 \quad \frac{e_y}{h_y} = 0.03 \text{ de donde } K = 1.05$$

$$P_y = K F_r b h f''^c = 1.05 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = P_y = 545 \text{ Ton.}$$

$$P_r = \left(\frac{1}{400} + \frac{1}{545} - \frac{1}{595} \right)^{-1} = 376 \text{ T} > 287 \text{ T.}$$

se acepta el porcentaje mínimo

CASO II Revisión por cargas permanentes + accidentales considerando compresiones

$$P_o = 256 \text{ Ton.} \quad M_x = 31.24 \text{ T-m} \quad M_y = 23.60 \text{ T-m}$$

$$\text{preñemos } \rho = 0.008 \quad A_s = 0.008 \times 3600 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$q = 0.008 \times 24.70 = 1.9$$

determinación de P_o

$$P_o = 0.85 f''^c A_c + A_s f_y = 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 + 28.8 \times 4200 = 640 \text{ T.}$$

determinación de P_x

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{12 \text{ cm}}{40} = 0.3 \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{M_x}{P_r} = \frac{31.24}{256} = 12 \text{ cms.}$$

$$d/h = 0.9 \text{ de donde } K = 0.6$$

$$P_x = K F_r b h f''^c = 0.6 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = P_x = 310 \text{ T.}$$

determinación de P_y

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{M_y}{P_r} = \frac{23.60}{256} = 9 \text{ cms.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{9}{90} = 0.1 \text{ de donde } K = 1.0$$

$$P_y = K F_r b h f''^c = 1.0 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = P_y = 490 \text{ T.}$$

$$P_r = \left(\frac{1}{310} + \frac{1}{490} - \frac{1}{640} \right)^{-1} = 268 \text{ T} > 256 \text{ T.}$$

se acepta este porcentaje de acero

CASO III Revisión por cargas permanentes + accidentales, considerando tensiones.

$$P_e = 195 \text{ T} \quad M_x = 31.24 \text{ T-m} \quad M_y = 23.60 \text{ T-m}$$

$$\text{Si } \rho = 0.006 \quad A_s = 0.006 \times 3600 = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$q = 0.006 \times 24.70 = 0.15$$

determinación de P_e

$$P_e = 0.85 f''c A_c + A_s f_y = 0.85 \times 3600 \times 170 + 21.6 \times 4200 = 610 \text{ T.}$$

determinación de P_x

$$e_x = \frac{M_x}{Pr} = \frac{31.24}{195} = 16 \text{ cm.} \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{16}{40} = 0.4 \quad \frac{d}{h} = 0.9$$

$$\text{tenemos que } K = 0.45^x$$

$$P_x = K Fr b h f''c = 0.45 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = \quad P_x = 234 \text{ T.}$$

determinación de P_y

$$e_y = \frac{M_y}{Pr} = \frac{23.60}{195} = 12 \text{ cm.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{12}{90} = 0.13 \quad K = 0.80$$

$$P_y = K Fr b h f''c = 0.80 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = \quad P_y = 415 \text{ T.}$$

$$Pr = \left(\frac{1}{234} + \frac{1}{415} - \frac{1}{610} \right)^{-1} = 198 \text{ T} > 195 \text{ T.} \quad \checkmark \text{ OK}$$

Ahora revisaremos la sección con la flexocompresión principal en la dirección Y, para todos los casos que se presentan

CASO I Acciones permanentes

$$P_e = 287 \text{ T} \quad M_y = 22.61 \text{ T-m} \quad M_x = 4.95 \text{ T-m}$$

$$\text{tenemos } \rho = 0.005 \quad A_s = 0.005 \times 3600 = 18 \text{ cm}^2 \quad q = 0.005 \times 24.70 = 0.12$$

determinación de P_e

$$P_e = 0.85 \times 170 \times 3600 + 18 \times 4200 = \quad P_e = 595 \text{ T.}$$

determinación de P_y

$$e_y = \frac{M_y}{Pr} = \frac{22.61}{287} = 8 \text{ cm.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{8}{90} = 0.09 \quad \frac{d}{h} = \frac{85}{90} = 0.95$$

$$\text{del diagrama de interacción } K = 0.9$$

$$P_y = 0.9 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = \quad P_y = 468 \text{ T.}$$

determinación de P_x

$$e_x = \frac{M_x}{Pr} = \frac{4.95}{287} = 2 \text{ cm.} \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{2}{40} = 0.05 \quad K = 1.1$$

$$P_x = 1.1 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = \quad P_x = 572 \text{ T.}$$

$$Pr = \left(\frac{1}{572} + \frac{1}{468} - \frac{1}{595} \right)^{-1} = 453 \text{ Ton} \quad \checkmark \text{ OK}$$

CASO II Cargas Permanentes + accidentales, considerando compresiones

$$P_e = 260 \text{ Ton.} \quad M_y = 78.70 \text{ T-m} \quad M_x = 9.37 \text{ T-m}$$

revisamos con $\rho = 0.008$ $A_s = 28.80 \text{ cm}^2$

$$q = 0.008 \times 24.70 = 0.20$$

determinación de P_e

$$P_e = 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 + 28.8 \times 4200 = P_e = 641 \text{ Ton.}$$

determinación de P_y

$$e_y = \frac{M_y}{P_r} = \frac{78.70}{260} = 30 \text{ cm.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{30}{90} = 0.33 \quad \frac{d}{h} = \frac{85}{90} = 0.95$$

del diagrama de interacción $K = 0.6$

$$P_y = 0.6 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = P_y = 310 \text{ Ton.}$$

determinación de P_x

$$e_x = \frac{M_x}{P_r} = \frac{9.37}{260} = 4 \text{ cm.} \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{4}{40} = 0.10 \quad K = 0.97$$

$$P_x = 0.97 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = P_x = 500 \text{ Ton.}$$

$$P_r = \left(\frac{1}{500} + \frac{1}{310} - \frac{1}{641} \right)^{-1} = 272 \text{ T} > 260 \text{ Ton} \quad \text{ca}$$

CASO III Cargas permanentes + accidentales, considerando tensiones

$$P_e = 190 \text{ Ton.} \quad M_y = 78.70 \text{ T-m} \quad M_x = 9.37 \text{ T-m}$$

revisamos con $\rho = 0.006$ $A_s = 0.006 \times 3600 = 21.6 \text{ cm}^2$

$$q = 0.006 \times 24.70 = 0.15$$

determinación de P_e

$$P_e = 0.85 \times 170 \times 3600 + 21.6 \times 4200 = P_e = 610 \text{ Ton.}$$

determinación de P_y

$$e_y = \frac{M_y}{P_r} = \frac{78.70}{190} = 41 \text{ cms.} \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{41}{90} = 0.46 \quad K = 0.40$$

$$P_y = 0.40 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = P_y = 208 \text{ Ton.}$$

determinación de P_x

$$e_x = \frac{M_x}{P_r} = \frac{9.37}{190} = 5 \text{ cms.} \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{5}{40} = 0.11 \quad K = 0.85$$

$$P_x = 0.85 \times 0.85 \times 40 \times 90 \times 170 = P_x = 442 \text{ Ton.}$$

$$P_r = \left(\frac{1}{442} + \frac{1}{208} - \frac{1}{610} \right)^{-1} = 184 \text{ T.} \leq 190 \text{ T}$$

per lo cual rige el dimensionamiento en el sentido Y, para esta condición, teniendo que incrementar el porcentaje de acero

Para esta condición, y rigiendo el dimensionamiento en esta dirección
 preponemos un $\rho = 0.008$ $A_s = 0.008 \times 3600 = 28.8 \text{ cm}^2$

$$q = 0.008 \times 24.70 = 0.20$$

determinación de P_e

$$P_e = 0.85 \times 170 \times 3600 + 28.8 \times 4200 = \quad P_e = 641 \text{ Ton.}$$

determinación de P_y

$$e_y = 41 \text{ cms} \quad \frac{e_y}{h_y} = 0.46 \quad \text{de los diagramas } K = 0.45$$

$$P_y = 0.45 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = \quad P_y = 230 \text{ Ton.}$$

determinación de P_x

$$e_x = 5 \text{ cm} \quad \frac{e_x}{h_x} = 0.12 \quad \text{de los diagramas } K = 0.85$$

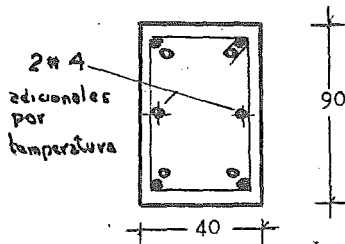
$$P_x = 0.85 \times 0.85 \times 170 \times 40 \times 90 = \quad P_x = 440 \text{ Ton.}$$

$$P_r = \left(\frac{1}{440} + \frac{1}{230} - \frac{1}{641} \right)^{-1} = 196 > 190 \text{ OK}$$

De todas las alternativas analizadas observamos que obtenemos un valor de 0.008 del porcentaje de acero, con el cual se diseñaran las columnas

Tenemos $\rho = 0.008$ $A_s = \rho \times A_c = 0.008 \times 3600 = 28.8 \text{ cm}^2$
 el armado necesario será igual a

$$4 \phi 1" + 4 \phi 3/4" = (4 \times 5) + (4 \times 2.8) = 31.2 \text{ cm}^2$$



- Varillas # 8
- ◐ Varillas # 6

Dimensionamiento per Certante

El certante de diseño es igual a

$$V_u = (4.07 + 36) \times 1.1 = 45 \text{ Tons.}$$

En miembros sujetos a flexocompresión, en los que P_e no exceda de

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s, \text{ la fuerza certante que toma el concreto}$$

(V_{cr}) se obtendrá como:

Si $\rho < 0.01$ $V_{gr} = Fr b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$ multiplicada per $1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right)$

P_u = valor absoluto de la fuerza axial de diseño en kg.
 A_g = Area bruta de la sección transversal en cm^2
 Para valuar se usa el área de las varillas de la capa más proxima a la cara de tensión.

$$A_s = 2 \phi 1" + 2 \phi 3/4" = 15.60 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{A_c} = 0.004$$

$$V_{gr \text{ red.}} = 0.8 \times 40 \times 85 \times (0.2 + 30 \times 0.004) \times 170 = 11.34 \text{ Tons.}$$

$$1 + 0.007 \left(\frac{260 \text{ 000}}{3600} \right) = 1.5$$

$$V_{gr} = 11.34 \times 1.5 = 17 \text{ Ton.} < 45 \text{ Ton.}$$

Se requiere refuerzo transversal.

Proponemos estribos con varilla del # 4 $A_s = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$ (dos ramas)

$$S_{\#4} = \frac{Fr A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.3 \times 2.54 \times 4200 \times 85}{45000 - 17000} = 26 \text{ cms.}$$

Separación estribos = 26 cms.

Requisitos de separación no mayor a :

- 1).- $850 / \sqrt{f'_c}$ veces el diámetro de la barra más delgada del paquete en nuestro caso es # 6 $\frac{850}{\sqrt{4200}} \times 2 = 26 \text{ cms.}$
- 2).- 40ϕ de la barra del estribo $\frac{40 \times 1.27}{\sqrt{4200}}$ usando estribos del # 4 $40 \times 1.27 = 60 \text{ cms.}$
- 3).- La menor dimensión de la columna ésta es igual a 40 cms.

Tenemos como separación máxima = 26 cms.

Esta separación se reducira a 10 cms. , en una longitud no menor a:

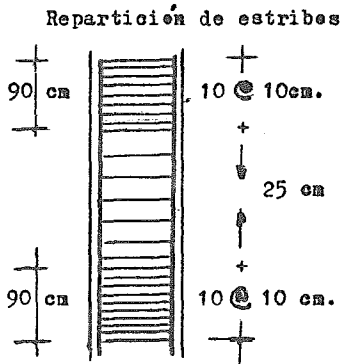
- 1).- La dimensión máxima de la columna = 90 cms.
- 2).- $1/6$ de la altura libre $245 / 6 = 40 \text{ cms.}$
- 3).- Ni menor a 60 cms.

Elegimos la dimensión de 90 cms.

Requisitos complementarios

- 1).- Dobles de los estribos rematarlos con 135° o más, seguido de un tramo recte no menor de 10ϕ
- 2).- Radio de doblez no menor a $\frac{f_y}{60 \sqrt{f'_c}} \times \phi$ de la barra

$$\frac{fy}{60 \sqrt{250}} \times \phi \text{ del estribo} = \frac{4200}{60 \times \sqrt{250}} \times 1.27 = 5.6 \text{ cms.}$$



Detalle del estribo

$$\phi = 1/2''$$

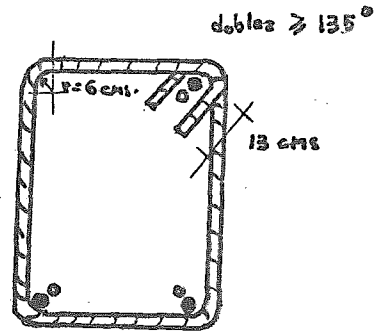


figura FVII-4

D) DISEÑO MURO RIGIDO

En el proyecto se analizó a la estructura considerando la interacción de los marcos con el muro de concreto, obteniéndose los elementos mecánicos para cada uno de ellos. Como puede observarse de los resultados obtenidos, el muro rígido es un elemento que debe resistir carga axial y momentos de gran magnitud, y para su diseño se le puede considerar como si se tratara de una columna de gran sección.

La sección que se tiene es asimétrica y el procedimiento que se siguió para la determinación de su resistencia es mediante el cálculo del diagrama de interacción respectivo.

Para este problema, se consideran conocidas la geometría del muro, así como el armado (cantidad y distribución del acero de refuerzo), la calidad del concreto ($f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$) y la calidad del acero ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$). La figura FVII-5 muestra el armado propuesto para el muro de concreto.

El diagrama construido nos dará las innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante que se pueden resistir, desde la carga axial máxima con flexión nula, hasta el caso de tener solo flexión y una carga axial nula.

Para el trazo del diagrama de interacción se requiere determinar varios puntos que lo definan. Para cada punto, se van calculando las fuerzas de tensión y compresión, una vez supesta la profundidad del eje neutro, y haciendo uso de las hipótesis del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para los diagramas esfuerzo-deformación unitaria de la sección. Este cálculo se presenta en las tablas TVII-1 a TVII-5. La secuencia de cálculo es la siguiente:

- a) Se supone un valor para la profundidad del eje neutro.
- b) Se determina la posición (P) de cada leche (i) a partir de la fibra extrema en compresión.
- c) Se calcula la distancia (D) de cada leche al eje neutro.
- d) Se determina la deformación unitaria (ξ) de cada punto, por medio de triángulos semejantes en el diagrama de deformaciones unitarias de la sección. Se considera una deformación unitaria útil del concreto de 0.003
- e) Se calcula el esfuerzo en cada leche como el producto del módulo de elas-

ticidad del acero ($E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$) por la deformación unitaria correspondiente.

- f) Se obtiene la fuerza, ya sea de tensión o de compresión, de cada lecho de acero, como el producto del esfuerzo por el área de acero en cada punto.
- g) Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto, a partir del volumen del cubo de esfuerzos del concreto.
- h) Se obtiene el momento producido (M) por cada fuerza multiplicando a esta por su brazo de palanca al centro de gravedad de la sección.
- i) Se suman todas las fuerzas de tensión y de compresión resultantes, obteniéndose la carga axial máxima resistente de la sección para esa combinación.
- j) Se suman los momentos, obteniéndose el momento máximo resistente de la sección para esa combinación.

El diagrama de interacción obtenido se presenta en la figura FVII-6.

Revisión por certante del Muro Rígido

Acciones:

Certantes	C.V + C.M.	= 3.47 tons.
	C.A.	= 158 tons.
Momentos	C.V. + C.M.	= 16.5 T-m
	C.A.	= 400.0 T-m

Acciones de diseño

$$V_u = C.V + C.M. + C.A \times 1.1 = (3.47 + 158) \times 1.1 = 178 \text{ Tons.}$$

$$M_u = C.V. + C.M. + C.A \times 1.1 = (16.5 + 400) \times 1.1 = 458 \text{ T-m}$$

Valuamos la relación $M_u / V_u L$ donde L = longitud del muro

$$\frac{M_u}{V_u L} = \frac{45800000}{178000 \times 370} = .70$$

como la relación es menor a 1, se aplica la expresión

$$V_{GR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} t L$$

donde t = espesor del muro

El término tL nos refleja el área transversal del muro, resistente a ese certante.

El área transversal del muro sera

$$(90 \times 40) + (280 \times 20) + (310 \times 20) = 15\,400 \text{ cm}^2$$

De donde tendremos una fuerza resistente de:

$$V_{cR} = .85 \times .80 \times \sqrt{200} \times 15\,400 = 148\,096 \text{ Kgs.}$$

Revisión para ver si no se excede del V_u max.

No se admitira en ningun caso que V_u sea mayor a $2 F_R L t \sqrt{f_c}$

$$\text{de donde } V_{u \text{ max.}} = 2 \times .80 \times 15\,400 \times \sqrt{200} = 348 \text{ Tons.}$$

348 Tons > 178 Tons \therefore Se acepta.

Como $V_u > V_{cR}$ se requiere refuerzo per fuerza cortante

La cuantia de acero sera igual a :

$$\rho = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d t} \quad \text{y no será menor que la necesaria per cambios volumetricos.}$$

d = se determinara con base al ancho de distribución del refuerzo definido en 4.5.3 de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF.

$d = .4 H$, como H es la altura del muro y $H = 2.50$ mts.

$$d = .4 \times 250 = 100 \text{ cms.}$$

$$\rho = \frac{30\,000}{0.80 \times 4200 \times 100 \times 20} = 0.0044$$

Se acepta, ya que el mínimo requerido per temperatura es del 0.2 %

Como nuestro muro tiene una altura efectiva de 2.40 mts tenemos que

$$s_h = 240 \text{ cms.} \quad \text{y como} \quad \rho = \frac{A_{vh}}{s_h t}$$

Siendo A_{vh} = área del refuerzo horizontal comprendido en una distancia s_h

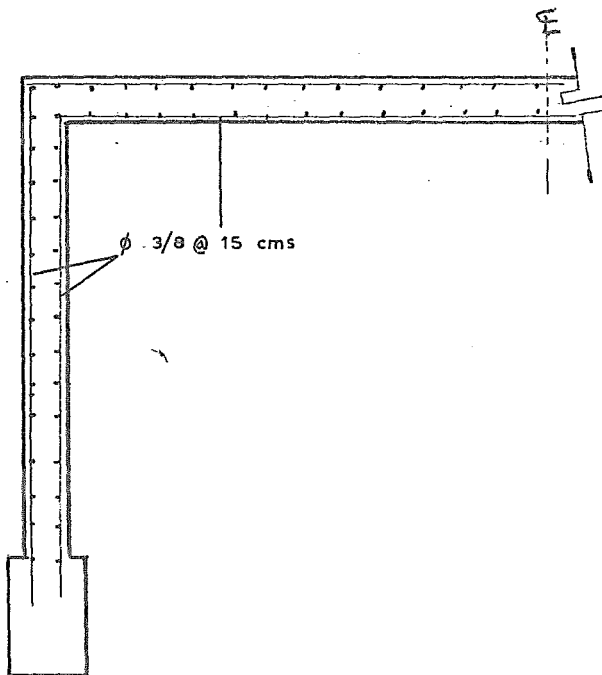
$$A_{vh} = \rho \times s_h \times t$$

$$A_{vh} = .0044 \times 240 \times 20 = 21 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo constara de dos capas de barras, próximas a las caras del muro, de donde cada capa comprendera 10.5 cm^2 de acero

Preparamos varilla del # 3 $A_{\#3} = .71 \text{ cm}^2$

De esta manera el espaciamiento entre varilla y varilla será de 15 cms., como se muestra a continuación, colocandose el refuerzo en 2 capas.

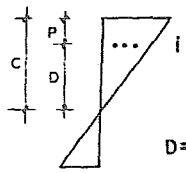


PUNTO I.

	I	P (cm.)	D (cm.)	ϵ (cm/cm)	f_s (kg/cm ²)	A_s (cm ²)	Fuerza (tons.)	Z (m.)	M (t-m)
A	1	5	35	0.0026	4200	21.59	90.68	1.26	114.25
	2	15	25	0.0018	3600	21.59	77.72	1.16	90.15
	3	30	10	0.0007	1400	2.54	3.56	1.01	3.60
	4	45	5	0.0004	800	2.54	-2.03	0.86	1.74
	5	60	20	0.0015	3000	2.54	-7.62	0.71	5.41
C	6	75	35	0.0026	4200	2.54	-10.66	0.56	5.97
	7	90	50	0.0037	4200	2.54	-10.66	0.41	4.37
	8	105	65	0.0048	4200	2.54	-10.66	0.26	2.77
	9	120	80	0.0060	4200	2.54	-10.66	0.11	1.17
	10	135	95	0.0071	4200	2.54	-10.66	0.04	0.43
E	11	150	110	0.0082	4200	2.54	-10.66	0.19	2.02
	12	165	125	0.0093	4200	2.54	-10.66	0.34	3.62
	13	180	140	0.0105	4200	2.54	-10.66	0.49	5.22
	14	195	155	0.0116	4200	2.54	-10.66	0.64	6.82
	15	210	170	0.0127	4200	2.54	-10.66	0.79	8.42
R	16	225	185	0.0138	4200	2.54	-10.66	0.94	10.02
	17	240	200	0.0150	4200	2.54	-10.66	1.09	11.62
	18	255	215	0.0160	4200	2.54	-10.66	1.24	13.21
	19	270	230	0.0172	4200	2.54	-10.66	1.39	14.82
	20	285	245	0.0183	4200	68.40	-287.28	1.54	442.41
O	21	325	285	0.0213	4200	10.14	-42.58	1.94	82.60
	22	365	325	0.0243	4200	68.40	-287.28	2.34	672.23

C O N C R E T O

ΣF_s	813.80	1.15	935.87
ΣM	209.73		2,438.74



$C = 40 \text{ cm}$
 $D = C - P$
 $Z = C \cdot G_y - P$

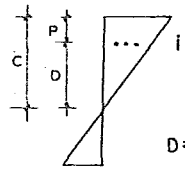
$A_{conc.} = 0.8(40)(20) + 0.8(20)312$
 $= 5,632 \text{ cm}^2$
 $F_{conc.} = 0.85(170)(5632) = 813.8' \text{ Ton}$
 $Z_{conc.} = 0.4C - C \cdot G_y$
 $= 0.4(40) - 131 = 115 \text{ cm}$

PUNTO II

	I	P (cm.)	D (cm.)	ϵ (cm/cm)	f_s (kg/cm ²)	A_s (cm ²)	Fuerza (tons.)	Z (m.)	M (t-m)
A	1	5	214	0.0029	4200	21.59	90.68	1.26	114.25
	2	15	204	0.0027	4200	21.59	90.68	1.16	105.18
	3	30	189	0.0025	4200	2.54	10.66	1.01	10.76
	4	45	174	0.0023	4200	2.54	10.66	0.86	9.16
	5	60	159	0.0021	4200	2.54	10.66	0.71	7.56
C	6	75	144	0.0019	3940	2.54	10.00	0.56	5.60
	7	90	129	0.0017	3520	2.54	8.94	0.41	3.66
	8	105	114	0.0015	3120	2.54	7.92	0.26	2.06
	9	120	99	0.0013	2700	2.54	6.85	0.11	0.75
	10	135	84	0.0011	2300	2.54	5.84	0.04	0.23
E	11	150	69	0.0009	1880	2.54	4.77	0.19	0.90
	12	165	54	0.0007	1460	2.54	3.71	0.34	1.26
	13	180	39	0.0005	1060	2.54	2.69	0.49	1.32
	14	195	24	0.0003	640	2.54	1.62	0.64	1.03
	15	210	9	0.0001	240	2.54	0.61	0.79	0.48
R	16	225	6	0.00008	160	2.54	-0.40	0.94	0.37
	17	240	21	0.0003	560	2.54	-1.42	1.09	1.55
	18	255	36	0.0005	980	2.54	-2.49	1.24	3.08
	19	270	51	0.0007	1380	2.54	-3.50	1.39	4.87
	20	285	66	0.0009	1800	68.40	-123.12	1.54	189.60
O	21	325	106	0.0014	2800	10.14	-28.39	1.94	55.07
	22	365	146	0.0020	4000	68.40	-273.60	2.34	640.22

C O N C R E T O 1227.00 0.43 527.61

$\Sigma F =$ 1060.37 $\Sigma M =$ 1686.57



$C = 219 \text{ cm}$

$D = C - P$

$Z = C.G.y - P$

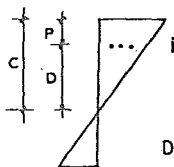
$A_{conc.} = 0.8(219)^2 + 0.8(20)312 = 8496 \text{ cm}^2$

$F_{conc.} = 0.85(170)8496 = 1,227 \text{ Ton}$

$Z_{conc.} = 0.4C - C.G.y = 0.4(219) - 131 = 43 \text{ cm}$

PUNTO III

	l	P (cm.)	D (cm.)	ϵ (cm/cm)	f_s (kg/cm ²)	A_s (cm ²)	Fuerza (tons.)	Z (m.)	M (t-m)	
A	1	5	360	0.0029	4200	21.59	90.66	1.26	114.23	
	2	15	350	0.0028	4200	21.59	90.66	1.16	105.16	
	3	30	335	0.0027	4200	2.54	10.66	1.01	10.76	
	4	45	320	0.0026	4200	2.54	10.66	0.86	9.16	
	5	60	305	0.0025	4200	2.54	10.66	0.71	7.56	
	6	75	290	0.0023	4200	2.54	10.66	0.56	5.96	
C	7	90	275	0.0022	4200	2.54	10.66	0.41	4.37	
	8	105	260	0.0021	4200	2.54	10.66	0.26	2.77	
	9	120	245	0.0020	4000	2.54	10.16	0.11	1.11	
	10	135	230	0.0019	3800	2.54	9.65	0.04	0.38	
E	11	150	215	0.0017	3400	2.54	8.63	0.19	1.64	
	12	165	200	0.0016	3200	2.54	8.10	0.34	2.75	
	13	180	185	0.0015	3000	2.54	7.63	0.49	3.73	
	14	195	170	0.0014	2800	2.54	7.11	0.64	4.55	
	15	210	155	0.0013	2600	2.54	6.60	0.79	5.21	
	16	225	140	0.0012	2400	2.54	6.09	0.94	5.72	
R	17	240	125	0.0010	2000	2.54	5.08	1.09	5.53	
	18	255	110	0.0009	1800	2.54	4.57	1.24	5.66	
	19	270	95	0.0008	1600	2.54	4.06	1.39	5.64	
	20	285	80	0.0006	1200	68.40	82.08	1.54	126.40	
O	21	325	40	0.0003	600	10.14	6.08	1.94	11.79	
	22	365	0	0.0000	0	68.40	0.00	2.34	0.00	
C O N C R E T O							1565.00	0.15	234.75	
							$\Sigma F =$ 1976.11	$\Sigma M =$ 674.83		



$$C = 365 \text{ cm}$$

$$D = C - P$$

$$Z = C \cdot G_y - P$$

$$A_{conc.} = 0.8(365)^2 + 0.8(20)312 = 10,832 \text{ cm}^2$$

$$F_{conc.} = 0.85(170)10832 = 1,565 \text{ Ton}$$

$$Z_{conc.} = 0.4 C - C G_y = 0.4(365) - 131 = 15 \text{ cm}$$

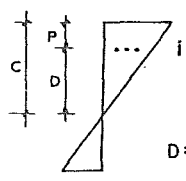
PUNTO IV

	I	P (cm.)	D (cm.)	ε (cm/cm)	fs (kg/cm ²)	As (cm ²)	Fuerza (tons.)	Z (m.)	M (t-m)
A	1	5	15	0.0022	4200	21.59	90.671	1.26	114.24
	2	15	5	0.0007	1400	21.59	30.22	1.16	35.06
	3	30	10	0.0015	3000	2.54	-7.62	1.01	7.69
	4	45	25	0.0037	4200	2.54	-10.66	0.86	9.16
	5	60	40	0.0060	4200	2.54	-10.66	0.71	7.56
C	6	75	55	0.0082	4200	2.54	-10.66	0.56	5.97
	7	90	70	0.0100	4200	2.54	-10.66	0.41	4.37
	8	105	85	0.0120	4200	2.54	-10.66	0.26	2.77
	9	120	100	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.11	1.17
	10	135	115	0.0170	4200	2.54	-10.66	0.04	0.43
E	11	150	130	0.0190	4200	2.54	-10.66	0.19	2.02
	12	165	145	0.0210	4200	2.54	-10.66	0.34	3.62
	13	180	160	0.0240	4200	2.54	-10.66	0.49	5.22
	14	195	175	0.0260	4200	2.54	-10.66	0.64	6.82
	15	210	190	0.0280	4200	2.54	-10.66	0.79	8.42
R	16	225	205	0.0300	4200	2.54	-10.66	0.94	10.02
	17	240	220	0.0330	4200	2.54	-10.66	1.09	11.62
	18	255	235	0.0350	4200	2.54	-10.66	1.24	13.21
	19	270	250	0.0370	4200	2.54	-10.66	1.39	14.81
	20	285	265	0.0390	4200	68.40	-287.28	1.54	442.41
O	21	325	305	0.0450	4200	10.14	-42.58	1.94	82.60
	22	365	345	0.0510	4200	68.40	-287.28	2.34	672.23

C O N C R E T O

	767.58	1.23	944.12
--	--------	------	--------

	Σ F = 93.15	Σ M = 2405.54
--	-------------	---------------



C = 20 cm

D = C - P

Z = C.G.y - P

$$A_{conc.} = 0.8(20)^2 + 0.8(20)312 = 5,312 \text{ cm}^2$$

$$F_{conc.} = 0.85(170)5312 = 767.58 \text{ Ton}$$

$$Z_{conc.} = 0.4 C - C G y = 0.4(20) - 131 = 123 \text{ cm}$$

PUNTO V

	l	P (cm.)	D (cm.)	ϵ (cm/cm)	f_s (kg/cm ²)	A_s (cm ²)	Fuerza (tons.)	Z (m.)	M (t-m)
A	1	5	5	0.0015	3000	21.59	64.77	1.26	81.61
	2	15	5	0.0015	3000	21.59	-64.77	1.16	75.13
	3	30	20	0.0060	4200	2.54	-10.66	1.01	10.76
	4	45	35	0.0105	4200	2.54	-10.66	0.86	9.16
	5	60	50	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.71	7.56
C	6	75	65	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.56	5.97
	7	90	80	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.41	4.37
	8	105	95	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.26	2.77
	9	120	110	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.11	1.17
	10	135	125	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.04	0.43
E	11	150	140	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.19	2.02
	12	165	155	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.34	3.62
	13	180	170	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.49	5.22
	14	195	185	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.64	6.82
	15	210	200	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.79	8.42
R	16	225	215	0.0150	4200	2.54	-10.66	0.94	10.02
	17	240	230	0.0150	4200	2.54	-10.66	1.09	11.62
	18	255	245	0.0150	4200	2.54	-10.66	1.24	13.21
	19	270	260	0.0150	4200	2.54	-10.66	1.39	14.81
	20	285	275	0.0150	4200	68.40	-287.28	1.54	442.41
O	21	325	315	0.0150	4200	10.14	-42.58	1.94	82.60
	22	365	355	0.0150	4200	68.40	-287.28	2.34	672.23

C O N C R E T O

744.46

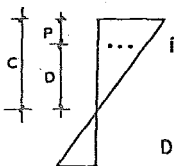
1.27

945.47

$\Sigma F =$

- 53.89

$\Sigma M =$ 2417.40



$$C = 10 \text{ cm}$$

$$D = C - P$$

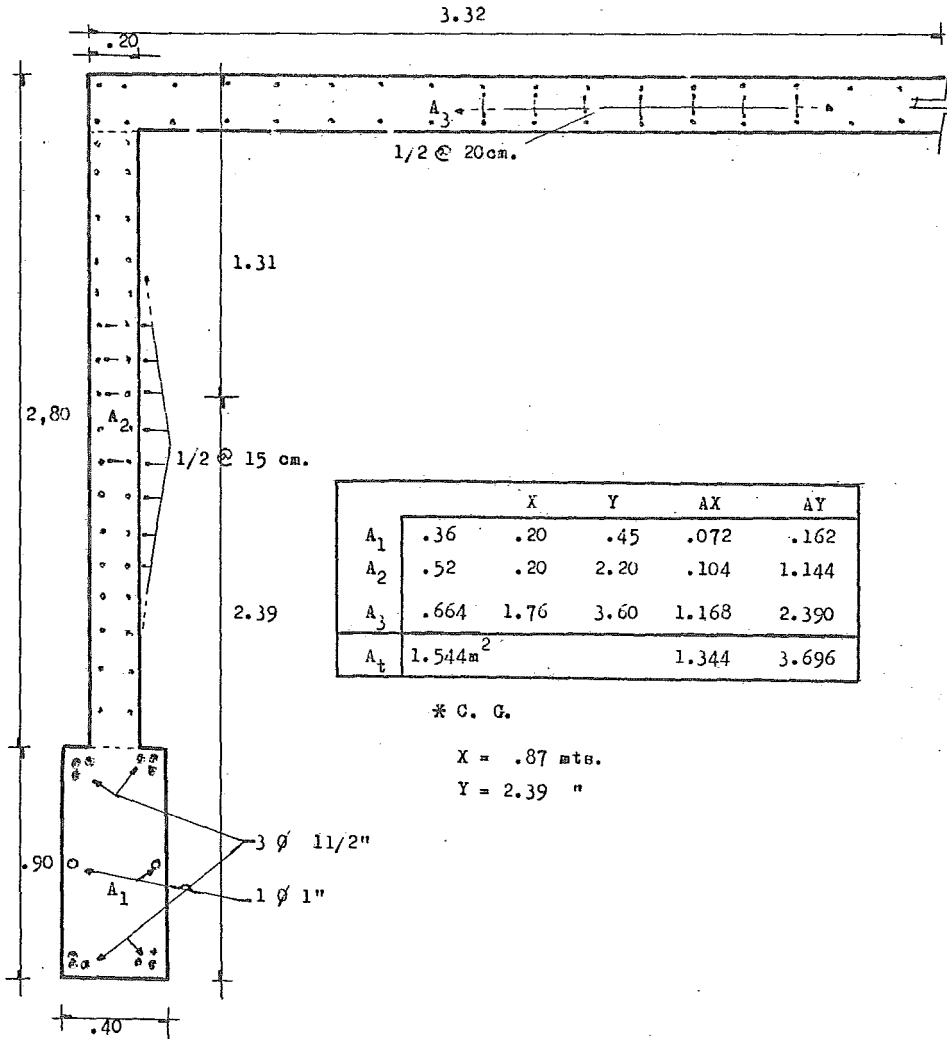
$$Z = C \cdot G_y - P$$

$$A_{\text{conc.}} = 0.8(10)20 + 0.8(20)312 = 5152 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{conc.}} = 0.85(170)5152 = 744.46 \text{ Ton}$$

$$Z_{\text{conc.}} = 0.4C - C \cdot G_y =$$

$$= 0.4(10) - 131 = 127 \text{ cm}$$



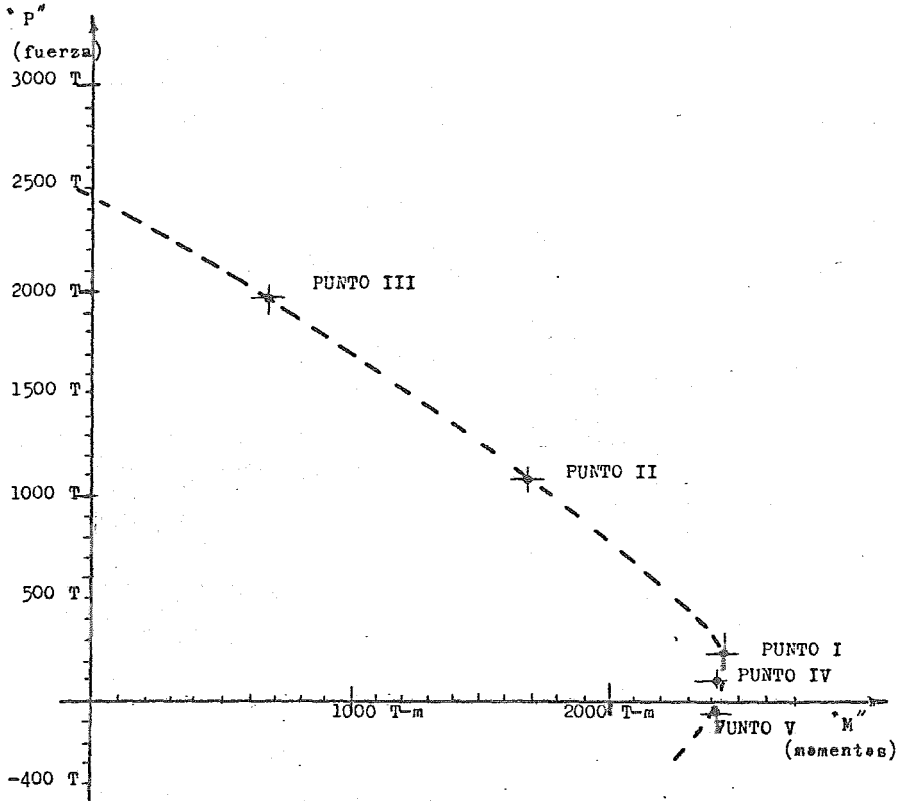


DIAGRAMA DE INTERACCION

E) ELABORACION DE PLANOS

CAPITULO VIII

ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACION

A) EXPLORACION DEL SUBSUELO

Los trabajos de exploración y prospección geotécnica del lugar, consistieron en la ejecución de un sondeo mixto (S.M.I), hasta 35.25 m. de profundidad, respecto al nivel medio actual del terreno en la zona de la boca del sondeo (Ver figura FVIII-2. Se ha denominado sondeo mixto al efectuado por medio de muestreo inalterado con tubo de pared delgada en 10 cm. de diámetro (Shelby), en los depósitos blandos y determinación de la variación al corte directo de suelos con la profundidad por medio de la prueba de penetración normal o estándar, en los estratos más compactos e resistentes del subsuelo.

Así mismo, se efectuó otro sondeo de exploración (S.E.I.), hasta 30.00 m. de profundidad, por medio de penetración normal en toda la longitud del sondeo.

La prueba estandarizada de la resistencia a la penetración con la profundidad, es la valuación de campo más comúnmente utilizada, para determinar la resistencia del suelo al corte y consiste en hincar un muestreador metálico de 5.08 cm. y 3.50 cm. de diámetros exterior e interior respectivamente, mediante el golpeo de una masa de acero de 63.5 Kg. cayendo desde una altura de 76 cm. La resistencia a la penetración normal se expresa por el número de golpes (N) necesarios para hincar el muestreador 30 cm. Cuando el subsuelo presenta una muy alta resistencia, ésta se simboliza en forma de quebrado, en el cual el numerador indica el número de golpes dados y el denominador, la correspondiente penetración en centímetros.

La prospección se complementó mediante la excavación de un pozo a cielo abierto (P.C.A.) hasta 3.00 m., de cuyo perfil se extrajo un total de 3 muestras cúbicas inalteradas.

El nivel de aguas freáticas (N.A.F.), en la época de este estudio, se determinó a una profundidad del orden de 2.10 m. con respecto al nivel medio actual de la superficie del terreno.

La localización de los sondeos y pozo a cielo abierto dentro del predio, se muestra esquemáticamente en el croquis de la figura FVIII-1.

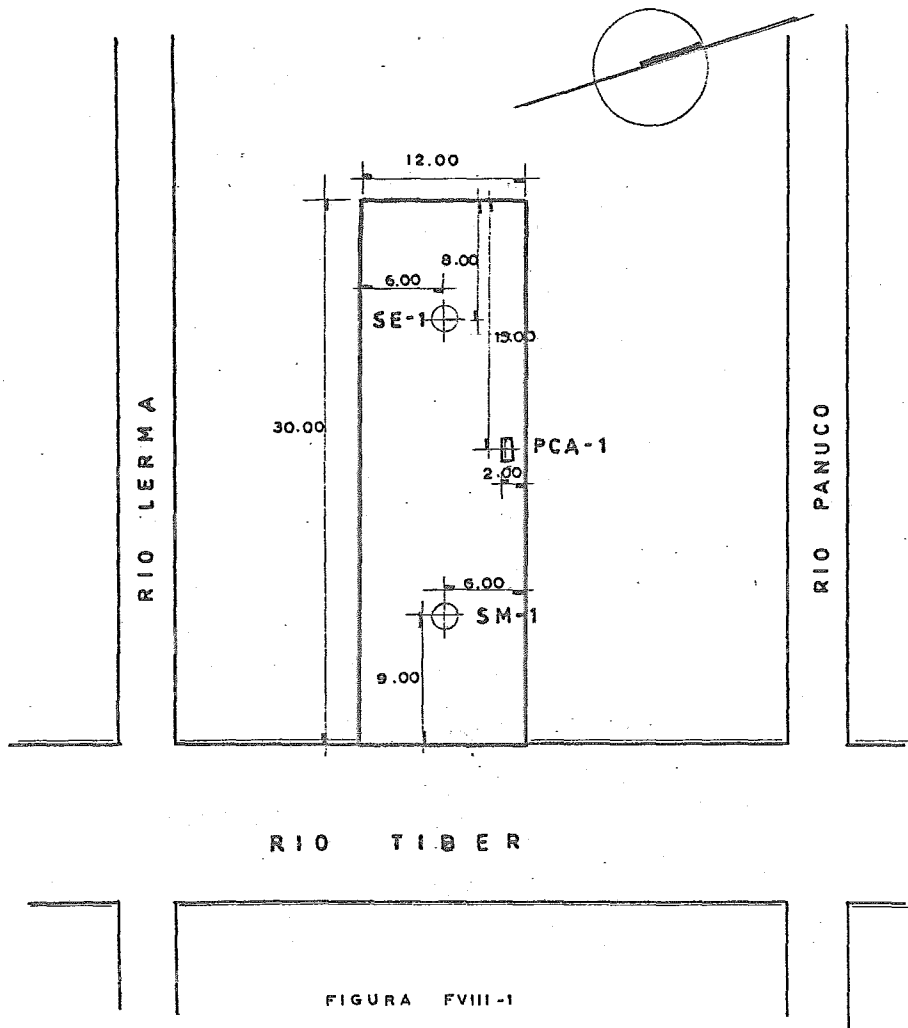


FIGURA FVIII-1

B) TIPOS DE PRUEBAS Y RESULTADOS

A las muestras obtenidas del sondeo y pozo a cielo abierto, se les efectuaron los siguientes ensayos de laboratorio: Clasificación visual y táctil, contenido natural de agua (w), límites de Atterberg (LL = límite líquido y LP = límite plástico), peso volumétrico natural (γ_m), peso específico de sólidos (S_s), resistencia a compresión no confinada (q_u) y consolidación unidimensional con flujo vertical.

A partir de los resultados de estas pruebas, se evaluaron otras propiedades importantes del subsuelo tales como: clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), grado de saturación (G_w), índice de plasticidad (I_p), consistencia relativa (C_r), esfuerzo cortante en prueba de compresión no confinada (s) y coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v). Además se calcularon los siguientes parámetros: adherencia (a), resistencia al esfuerzo cortante (ϕ y c) y los factores de capacidad de carga según las teorías de Terzaghi y Peck (N_c , N_q y N_{γ}).

Todos los resultados de los ensayos fueron interpretados y como resumen puede verse su variación en los estratos dentro de las figuras FVIII-2 y 3.

El subsuelo del lugar, se localiza dentro de la denominada "Zona del Lago", llamada así precisamente por estar formada por los depósitos aluvio-lacustres sedimentarios, acumulados en el fondo del antiguo Lago de Texcoco. El subsuelo, en su formación arcillosa superior, está constituida por potentes depósitos de arcilla bentonítica de alta plasticidad y compresibilidad, interceptados por pequeños estratos y lentes de arena fina y vidrio o cenizas volcánicas. El propiamente llamado primer estrato resistente, se localiza en esta zona a una profundidad del orden de 32.00 m. y su espesor oscila entre 2.50 y 3.00 m. Subyaciendo a la primera capa dura, se presenta otro potente depósito de arcillas plásticas muy compresibles, cuyo espesor tiene magnitudes entre 8 y 10 m.

En especial, en nuestra exploración profunda, sintetizadamente la sucesión estratigráfica encontrada es la siguiente con profundidades y elevaciones referidas al nivel medio actual de la superficie del terreno en la zona de las bocas de los sondeos:

Superficialmente y con un espesor promedio de 1.25 m., se encontró un depósito de rellenos artificiales de formación reciente, constituidos primeramente por arcillas limosas, con piedras y material de desecho de cmns

truccionos (cascaje). La compacidad de estos rellenos es baja y muy heterogénea.

Por debajo de este relleno y hasta una profundidad aproximada de 4.60 m., se presentó una sucesión de estratos de arcillas limesas poco arenosas, con alto contenido de materia orgánica coloidal, de consistencia media a blanda.

Entre 4.60 y 28.15 a 30.00 m. aproximadamente, se determinó la existencia de la formación Arcillosa Superior, integrada por potentes depósitos de arcillas bentónicas de alta plasticidad, baja resistencia al corte directo, alta compresibilidad y en consistencia variable entre muy blanda y blanda. Este depósito presenta frecuentemente pequeñas intercalaciones de arena fina, vetas de vidrio y ceniza volcánica, así como lentes de poco espesor de cenizas-cenchitas fósiles de pequeños moluscos lacustres. De todas estas intercalaciones, la más importante por su espesor y compacidad es la localizada entre 32.00 y 25.00 m., constituida por limes arenosos poco arcillosos, medianamente compactos. Esta formación, por sus propiedades de alta relación de vacíos, es la que contribuye en forma mayoritaria a la generación de asentamientos, los cuales suelen alcanzar magnitudes importantes en cimentaciones de tipo superficial, aún bajo rangos relativamente bajos de presiones de contacto.

En específico, en el sondeo S.M.I. a partir de los 28.15 m. y con un espesor del orden de 1.20 m., se detectó una lente discontinua, ya que esta no se encontró en el sondeo S.E.I., de arena fina limosa, muy compacta con gravas aisladas. Esta discontinuidad manifiesta la existencia de depresiones de la llamada Primera Capa Dura, frecuentes en esta zona del Valle.

Por debajo de la lente de arenas antes descrita y hasta una profundidad aproximada de 31.60 m. se exploró una bolsa de arcillas limesas, poco arenosas, de consistencia media a muy blanda.

Finalmente, a partir de los 31.60 m y hasta 35.25 m. aproximadamente, se encontró la Primera Capa Dura, constituida por una alternación heterogénea de vidrio volcánico compacto, limo arcilloso y limo arenoso, muy compactos y parcialmente cementados con gravas aisladas.

La estatigrafía antes descrita, se muestra en forma esquemática en las figuras FVIII-2 y FVIII-3 .

C) ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

El terreno donde se efectuó el presente estudio de Mecánica de Suelos, es de forma prácticamente regular, de sección rectangular de 12 x 30 m. aproximadamente; con frente a la calle de Tiber, Col. Cuauhtemoc. Su superficie es sensiblemente plana. En su porción pendiente muestra vestigios de edificaciones de uno e dos niveles ocupando parcialmente el área. En la fracción oriente, hacia la calle de Tiber, también en forma parcial existen edificaciones ligeras de un nivel. Conforme a lo anterior, se estima que el historial de cargas del solar no es importante, por lo que desde el punto de vista de deformaciones, se puede considerar como normalmente consolidado el subsuelo del lugar.

Conforme a los datos del proyecto, el peso total se ha estimado en 6,822 Ton., por lo que se generará en el subsuelo una presión total promedio de contacto del orden de 18.95 Ton/m². Dado su desarrollo arquitectónico, no existe coincidencia entre los centros de gravedad de cargas y de reacción en el área de cimentación, es decir, se tendrá una excentricidad de aproximadamente 2.47 m. en dirección longitudinal del edificio (eje oriente-poniente). En el sentido transversal, si hay coincidencia de cargas y reacciones. En estas condiciones, las presiones totales de contacto a nivel de desplante de la cimentación, serán de aproximadamente 9.58 y 28.31 Ton/m².

El cálculo de toda cimentación en la zona que nos ocupa, debe efectuarse considerando simultáneamente dos aspectos fundamentales: resistencia y deformación.

En nuestros primeros análisis desde el punto de vista resistencia, se aplican las teorías de Skempton para cimentaciones superficiales, en suelos predominantemente cohesivos y con el criterio de falla local; Se obtuvieron las siguientes capacidades admisibles de carga para losa corrida de concreto, en función a su profundidad de desplante y afectadas por un factor de seguridad igual a 3.

<u>PROFUNDIDAD DE DESPLANTE EN M.</u>	<u>CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA EN TON/M².</u>
1.00	5.25
2.00	7.10
3.00	8.30
4.00	8.90
5.00	9.80

Conforme a las presiones que se presentarán en el terreno, las cuales se mencionaron párrafos atrás, resulta obvio que cimentar por superficie no es posible, ya que la presión total es mayor que la capacidad de carga admisible del subsuelo. Por lo tanto, en virtud de que la edificación contará con un sótano, nuestros cálculos fueron dirigidos a analizar una cimentación compensada parcialmente, bajo las siguientes consideraciones:

Como se tiene proyectado desplantar el cajón de cimentación a 5.40 m., - respecto al nivel medio actual de la superficie del terreno; si el peso volumétrico promedio de las capas someras del subsuelo es de 1.497 Ton/m^3 y tomando en cuenta que la elevación actual del nivel de aguas freáticas (N.A.F.) es de -2.10 m.; se tendrá una compensación por alivio de cargas de aproximadamente 8.08 Ton/m^2 . Por lo anterior, se tendrá una presión neta promedio - del orden de 10.87 Ton/m^2 , con presiones netas máximas y mínimas de 20.23 y 1.50 Ton/m^2 respectivamente. Aún cuando estas magnitudes resultan similares a la capacidad de carga admisible del suelo, a la profundidad de desplante establecida en el proyecto, es necesario considerar de manera primordial el aspecto de deformación, ya que aún para presiones netas de contacto relativamente pequeñas como las que esta cimentación con cimentación compensada parcialmente generará, se pueden producir deformaciones importantes en el subsuelo. Por lo tanto, se procedió a revisar el aspecto de deformación, bajo una presión actuante promedio de 11.00 T-M^2 . Para esto, nos basamos en las teorías de Fadum-Boisinesq para la determinación de la distribución de presiones dentro de la masa del subsuelo y en la Teoría de la Consolidación Unidimensional para la evaluación de deformaciones producidas por dicha presión; Se estimó que se alcanzarían valores de asentamientos totales, solo en consolidación primaria, del orden de 1.10 m., magnitud que resulta inadmisibile, además de tener una excentricidad muy grande, lo cual no es recomendable.

Por lo anteriormente expuesto, y ya que el proyecto arquitectónico contempla la construcción de un sótano de estacionamiento de automóviles, y tomando en cuenta las propiedades físico-químicas y mecánicas del subsuelo, se determinó que la cimentación más conveniente es del tipo mixto, aprovechando la compensación que se logrará con el sótano y tomando el excedente de carga (3,825 Ton., aproximadamente) por pilotes de fricción hincados hasta una profundidad del orden de 27.50 m., respecto al nivel medio actual de la superficie del terreno y ubicarlos de tal manera que la excentricidad existen

te entre el centro de gravedad de las cargas, corresponda al de las reacciones. La capacidad admisible de carga a fricción de dichos pilotes, tomando en cuenta una longitud efectiva de 22.10 m., es de 50.75 Ton/m. Para obtener la capacidad total de un pilote, basta multiplicar este valor por el perímetro de la sección elegida, según convenga en el diseño estructural.

Por otra parte, se revisó el aspecto de deformación en esta solución de cimentación, considerando una sobrecarga producida por los bulbos de presión de los pilotes del orden de 11 T/m^2 actuando al nivel -19.40; por lo tanto, el espesor compresible influenciado es de 12.80 m. En base a lo anterior, se encontró que se generará un asentamiento máximo en el centroide de áreas de aproximadamente 18 cm.

D) DISEÑO DE LA CIMENTACION

Una vez definido el tipo de cimentación a emplear en el edificio, cuya solución se abocó a la de tipo mixto, esto es, trabajando una compensación parcial y pilotes de fricción, se procede a su análisis y diseño.

La solución estructural consiste en una losa de concreto corrida en toda el área de contacto, desplantada en el fondo del cajón, rigidizada bajo una retícula de contratrabes, funcionando estas en la periferia como muros de contención, y además una losa tapa. En cuanto al sistema de pilotes de fricción, estos reaccionan contra los dados de concreto con el fin de no ubicarlos bajo las contratrabes, y de esta manera en un futuro sean susceptibles de manejarlos como pilotes de control, para solucionar cualquier problema referente a hundimientos, desplomes o empujamiento de la estructura.

Para el análisis de la cimentación se considera la retícula sujeta a un sistema de fuerzas paralelas formado por las descargas de las columnas, las reacciones de los pilotes y el efecto de la presión de contacto producto de la compensación, admitiendo que la presión que actúa en un tablero se transmite a las contratrabes que lo limitan considerando áreas tributarias definidas por líneas a 45° que parten de las esquinas, y se supone que la presión tributaria a una contratrabes se distribuye uniformemente en su longitud; hay que tener presente que el análisis se efectúa con la reacción neta que resulta de restar a la presión de contacto el peso de la cimentación, considerandola también en forma de carga uniformemente distribuida.

Determinado el valor de la resultante de las descargas de columnas y el peso propio de la cimentación, así como su punto de aplicación, se determinó el centroide de los pilotes y la resultante de estas reacciones considerando la contribución de la compensación.

PESO TOTAL EDIFICIO	W	X	Y
(Incluye cimentación)	6,822 Ton	6.01 m	12.53 m

Después de evaluar diferentes alternativas en cuanto a la ubicación de los pilotes se logró la presentada en la figura FVIII-5, con la cual el efecto de compensación que se considera hace que se logre dar al terreno una presión uniforme, ya que aproximadamente coincide el centro de gravedad de las descargas con el centro de gravedad de las reacciones.

CALCULO CENTRO DE GRAVEDAD DE PILOTES

Usando como origen de los ejes la intersección de los ejes G y 1, se tiene:

N° Pilotes	X	My	N° Pilotes	Y	Mx
11	0.90	9.90	3	28.50	85.50
3	2.60	7.80	3	23.00	69.00
1	4.00	4.00	2	21.00	42.00
10	4.60	46.00	2	15.60	39.20
5	6.30	31.50	4	15.90	63.60
2	8.00	16.00	3	14.40	43.20
6	9.50	57.00	3	13.00	39.00
<u>13</u>	<u>11.10</u>	<u>144.30</u>	3	11.00	33.00
51		316.50	4	9.50	38.00
			7	7.90	55.30
			2	5.60	11.20
			4	4.30	17.20
			4	2.30	9.20
			<u>7</u>	<u>0.70</u>	<u>4.90</u>
			51		550.30

$$\bar{X} = \frac{316.50}{51} = 6.20 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{550.30}{51} = 10.79 \text{ m}$$

Centro gravedad de pilotes (6.20, 10.79)

Se optó por emplear 51 pilotes de 50 cm de diámetro con capacidad de carga - de 76.7 toneladas C/U (Según estudio de mecánica de suelos), para equilibrar las acciones, ya que la compensación nos origina una descarga de 2,910 Ton.

CALCULO CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS REACCIONES

	W (T-M)	X (M)	Y (M)	My (T-M)	Mx (T-M)
Compensación	2,910	6.00	15.00	17,460.0	43,650.00
Pilotes	<u>3,912</u>	6.20	10.79	<u>24,254.4</u>	<u>42,210.48</u>
	6,822			41,714.4	85,860.48

$$\bar{X} = \frac{41,714.4}{6,822} = 6.11 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{85,860.48}{6,822} = 12.58 \text{ m}$$

Centro gravedad reacciones (6.11, 12.58)

De las tablas anteriores observamos que existe en la dirección X una excentricidad de 10 cm., y en la dirección Y de 5 cm., lo que nos ocasionará ciertos momentos de volteo al no existir una coincidencia exacta en los centros-

de gravedad, a lo cual se determina calcular los momentos principales máximo y mínimo de inercia y la orientación de los ejes correspondientes para conocer la reacción de estos efectos en los pilotes, empleando la fórmula de la es - cuadrada; además se incluyó el efecto de las fuerzas sísmicas, ya que produ - centambién ciertos momentos de volteo alrededor de los dos ejes principales - de inercia, lo cual incrementa el valor de la carga sobre algunos pilotes.

Se revisa la condición de carga vertical y la combinación de carga verti - cal más sismo, aplicando los factores de carga correspondientes y empleando con fines de diseño los valores de carga sobre pilotes más desfavorables.

Cálculo de Momentos de Inercia de las Áreas de las secciones de los pilotes - respecto a ejes centroidales paralelos a los ejes X y Y.-

	Nº de pilotes	x^2	Nº pilotes(x^2)
(Iy)	11	$(-5.30)^2$	308.99
	3	$(-3.60)^2$	38.88
	1	$(-2.20)^2$	4.84
	10	$(-1.60)^2$	25.60
	5	$(+0.10)^2$	0.05
	2	$(+1.80)^2$	6.48
	6	$(+3.30)^2$	65.34
	13	$(+4.90)^2$	<u>312.13</u>
			762.31

$$I_o = 0.00307 \text{ m}^4 \quad A = 0.196 \text{ m}^2$$

Por Steiner:

$$I_y = \sum I_o + \sum Ax^2 = (51 \times 0.00307) + (0.196 \times 762.31) = \underline{\underline{149.57 \text{ m}^4}}$$

	Nº de pilotes	y^2	NºPilotes(y^2)
(Ix)	3	$(+17.71)^2$	940.93
	3	$(+12.21)^2$	447.25
	2	$(+10.21)^2$	208.49
	2	$(+8.81)^2$	155.23
	4	$(+5.11)^2$	104.45
	3	$(+3.61)^2$	39.10
	3	$(+2.21)^2$	14.65
	3	$(+0.21)^2$	0.13
	4	$(-1.29)^2$	6.65
	7	$(-2.89)^2$	58.46
	2	$(-5.19)^2$	53.87
	4	$(-6.49)^2$	168.48
	4	$(-8.49)^2$	288.32
	7	$(-10.09)^2$	<u>712.65</u>
			3,198.66

Por Steiner:

$$I_x = (51 \times 0.00307) + (0.196 \times 3198.66) = \underline{\underline{627.09 \text{ m}^4}}$$

Momento de inercia centroidal de la sección de un pilote:

$$\phi = 50 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi (0.25)^4}{4} = 0.00307 \text{ m}^4$$

El área de la sección transversal de un pilote es:

$$A = \frac{a^2}{4} = \frac{(0.5)^2}{4} = 0.196 \text{ m}^2$$

Producto de inercia Ixy .-

$$-5.30 (-10.09 - 8.49 - 6.49 - 5.19 - 2.89 - 1.29 + 3.61 + 5.11 + 8.81 + 12.21 + 17.71) = - 68.95$$

$$-3.60 (-10.09 - 8.49 - 2.89) = + 77.29$$

$$-2.20 (-10.09) = + 22.20$$

$$-1.60 (-6.49 - 2.89 - 1.29 + 0.21 + 2.21 + 3.61 + 5.11 + 10.21 + 12.21 + 17.71) = - 64.96$$

$$+0.10 (-10.09 - 6.49 - 2.89 + 5.11 + 10.21) = - 0.415$$

$$+1.80 (- 10.09 - 2.89) = - 23.36$$

$$+ 3.30 (- 10.09 - 8.49 - 2.89 - 1.29 + 0.21 + 2.21) = - 67.12$$

$$+4.90 (- 10.09 - 8.49 - 6.49 - 5.19 - 2.89 - 1.29 + 0.21 + 2.21 + 3.61 + 5.11 + 8.81 + 12.21 + 17.71) = + 75.61$$

$$\Sigma XY = - 47.70$$

Por Steiner:

$$Ixy = A \Sigma XY = 0.196(-47.70) = - 9.74 \text{ m}^4$$

Momentos principales de inercia y orientación de los ejes correspondientes.-

Análiticamente la orientación de los ejes es:

$$2\alpha = \text{arc tan } \frac{2 Ixy}{I_x - I_y} = \text{arc tan } \frac{2(9.74)}{627.09 - 149.57} = 0.04079$$

$$2\alpha = 2^\circ 20'08''$$

$$\alpha = 1^\circ 10'04''$$

Por lo que podemos considerar los ejes centroidales X,Y referidos como ejes principales de inercia, ya que la inclinación es mínima.

$$I_x \text{ max} = 627.09 \text{ m}^4$$

$$I_y \text{ min} = 149.57 \text{ m}^4$$

Al ser los ejes principales de inercia los mismos que los centroidales, las excentricidades son:

$$e_x = 10 \text{ cm} \qquad e_y = 5 \text{ cm}$$

los cuales ocasionan los siguientes momentos:

$$M_x = W e_y = 6,822(0.05) = 341.10 \text{ T-M}$$

$$M_y = W e_x = 6,822(0.10) = 682.20 \text{ T-M}$$

Empleando la fórmula de la escuadría para conocer los efectos sobre los pilotes, tenemos:

$$\frac{M_x}{I_x \text{ max}} \cdot A = \frac{341.10}{627.09}(0.196) = 0.106 \text{ T/M}$$

$$\frac{M_y}{I_y \text{ min}} \cdot A = \frac{682.20}{149.57}(0.196) = 0.894 \text{ T/M}$$

Los momentos debidos al sismo obtenidos de los momentos de volteo calculados en la sección del análisis sísmico, producen los siguientes efectos:

$$M_{xs} = 4,007 \text{ T-M} \qquad M_{ys} = 3,395 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_{xs}}{I_x \text{ max}} \cdot A = \frac{4,007}{627.09}(0.196) = 1.25 \text{ T/M}$$

$$\frac{M_{ys}}{I_y \text{ min}} \cdot A = \frac{3,395}{149.57}(0.196) = 4.45 \text{ T/M}$$

En la siguiente tabla (TVIII 1 y 2) son realizados los cálculos aplicando la fórmula de la escuadría para conocer los efectos de estos momentos sobre la capacidad de carga de cada pilote. El criterio de comparación empleado para determinar la carga crítica, fué afectando a las sobrecargas en cada pilote por los factores de carga conocidos (C.V.x1.4 y C.V. + C.Acc. X1.1) y eligiendo la mayor de ellas.

Con las reacciones de pilotes así obtenidas, más la reacción producto de la compensación y la descarga de columnas, fué analizada la retícula de cimentación, cuya geometría y nomenclatura se muestra en la figura FVIII-4, empleando el programa MALLAPLA, el cual forma parte del paquete CECATI-ESTRUCTURAS y que tiene un manejo similar al MARPLA, empleado con anterioridad para el análisis de los marcos. Se presentan los listados respectivos después de la figura FVIII-5.

TABLA TVIII-1

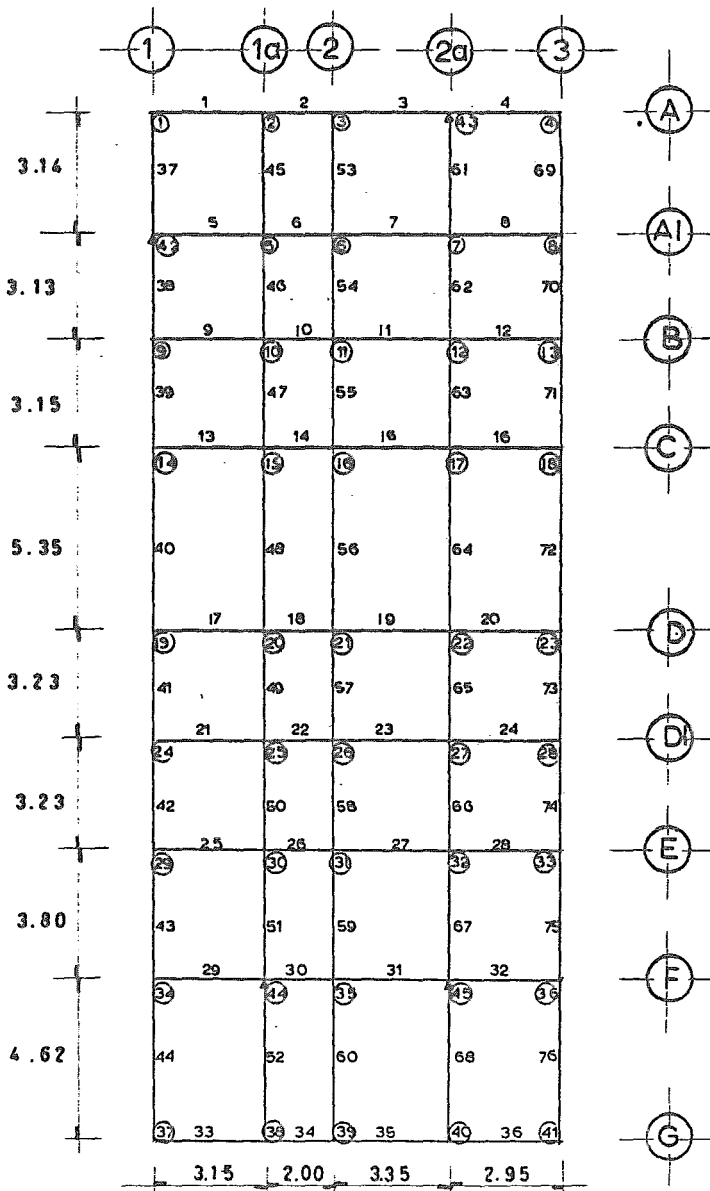
S I S M O

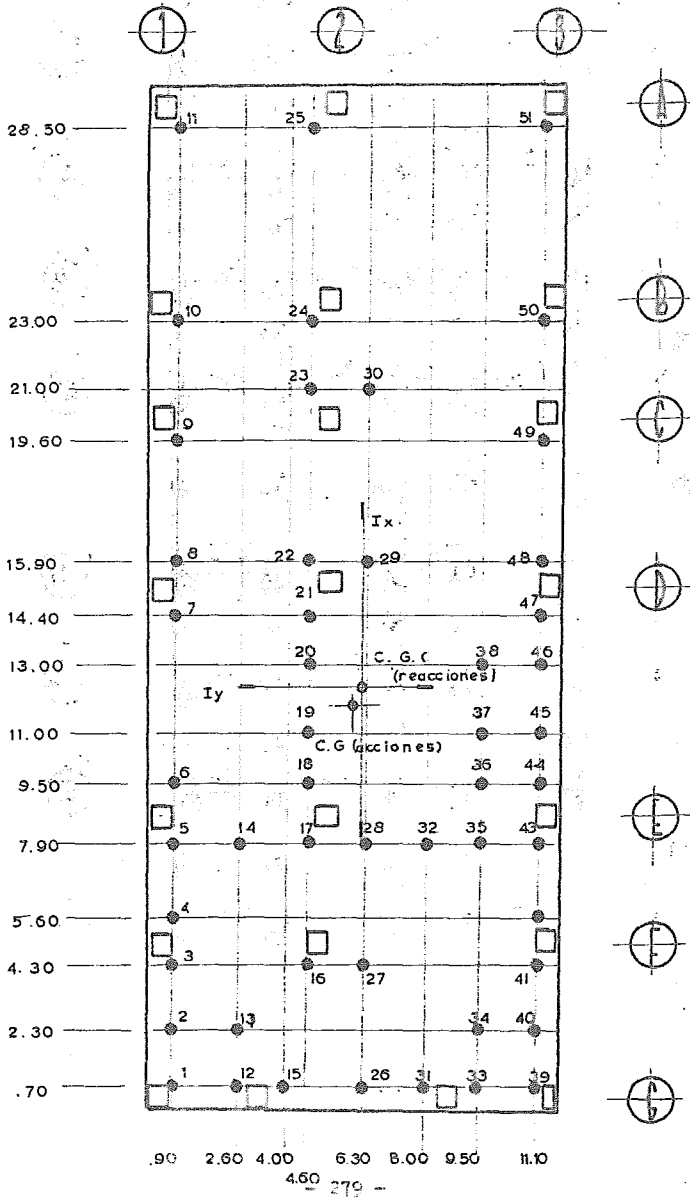
Ref.	X'	Y'	$\frac{M_x}{I_x} A Y'$	$\frac{M_y}{I_y} A X'$	N/51	P (C. Vert.)	$\frac{M_x s}{I_x} A Y'$	$\frac{M_y s}{I_y} A X'$	P (Sismo)
1	5.30	10.09	1.07	4.74	76.70	82.31	12.61	23.58	83.35
2	5.30	8.49	0.90	4.74	76.70	82.34	10.61	23.58	83.22
3	5.30	6.49	0.69	4.74	76.70	82.13	8.11	23.58	83.06
4	5.30	5.19	0.55	4.74	76.70	82.00	6.48	23.58	82.95
5	5.30	2.89	0.31	4.74	76.70	81.75	3.61	23.58	82.75
6	5.30	1.29	0.13	4.74	76.70	81.57	1.61	23.58	82.62
7	5.30	-3.61	-0.38	4.74	76.70	81.06	-4.51	23.58	82.21
8	5.30	-5.11	-0.54	4.74	76.70	80.90	-6.38	23.58	82.09
9	5.30	-8.81	-0.93	4.74	76.70	80.51	-11.01	23.58	81.78
10	5.30	-12.21	-1.30	4.74	76.70	80.14	-15.26	23.58	81.49
11	5.30	-17.71	-1.87	4.74	76.70	79.57	-22.13	23.58	81.04
12	3.6	10.09	1.07	3.22	76.70	81.00	12.61	16.02	76.23
13	3.6	8.49	0.90	3.22	76.70	80.82	10.61	16.02	76.09
14	3.6	2.89	0.30	3.22	76.70	80.22	3.61	16.02	75.61
15	2.20	10.09	1.07	2.00	76.70	79.77	12.61	9.79	72.58
16	1.60	6.49	0.68	1.43	76.70	78.81	8.11	7.12	68.30
17	1.60	2.89	0.30	1.43	76.70	78.43	3.61	7.12	67.21
18	1.60	1.29	0.14	1.43	76.70	78.27	1.61	7.12	67.09
19	1.60	-0.21	-0.32	1.43	76.70	78.11	-0.26	7.12	66.96
20	1.60	-2.21	-0.23	1.43	76.70	77.90	-2.75	7.12	66.30
21	1.60	-3.61	-0.38	1.43	76.70	77.75	-4.51	7.12	66.68
22	1.60	-5.11	-0.54	1.43	76.70	77.59	-6.38	7.12	66.55
23	1.60	-10.21	-1.08	1.43	76.70	77.05	-12.76	7.12	70.56
24	1.60	-12.21	-1.30	1.43	76.70	76.83	-15.26	7.12	72.35
25	1.60	-17.71	-1.87	1.43	76.70	76.26	-22.13	7.12	77.30
26	-0.10	10.09	1.07	-0.09	76.70	77.68	12.61	-0.44	70.94
27	-0.10	6.49	0.69	-0.09	76.70	77.30	8.11	-0.44	67.10
28	-0.10	2.89	0.30	-0.09	76.70	76.90	3.61	-0.44	63.26
29	-0.10	-5.11	-0.54	-0.09	76.70	76.07	-6.38	-0.44	64.78
30	-0.10	-10.21	-1.08	-0.09	76.70	75.53	-12.76	-0.44	69.37

TABLA TVIII-2

S I S M O

Ref.	X'	Y'	$\frac{M_x}{I_x} A Y'$	$\frac{M_y}{I_y} A X'$	N/51	P (C. Vert.)	$\frac{M_x s}{I_x} A Y'$	$\frac{M_y s}{I_y} A X'$	P (Sismo)
31	-1.80	1.07	1.07	-1.61	76.70	76.17	12.61	-8.01	69.75
32	-1.80	0.31	0.31	-1.61	76.70	75.41	3.61	-8.01	65.54
33	-3.30	1.07	1.07	-2.95	76.70	74.28	12.61	-14.68	70.32
34	-3.30	8.49	0.90	-2.95	76.70	74.65	10.61	-14.68	70.19
35	-3.30	2.89	0.31	-2.95	76.70	74.06	3.61	-14.68	69.72
36	-3.30	1.29	0.14	-2.95	76.70	73.89	1.61	-14.68	69.59
37	-3.30	-0.21	-0.02	-2.95	76.70	73.73	-0.26	-14.68	69.46
38	-3.30	-2.21	-0.23	-2.95	76.70	73.52	-2.76	-14.68	69.30
39	-4.90	10.09	1.07	-4.38	76.70	73.39	12.61	-21.80	74.79
40	-4.90	8.49	0.90	-4.38	76.70	73.22	10.61	-21.80	74.65
41	-4.90	6.49	1.68	-4.38	76.70	73.00	8.11	-21.80	74.48
42	-4.90	5.19	0.55	-4.38	76.70	72.87	6.48	-21.80	74.39
43	-4.90	2.89	0.30	-4.38	76.70	72.62	3.61	-21.80	74.18
44	-4.90	1.29	0.13	-4.38	76.70	72.45	1.61	-21.80	74.05
45	-4.90	-0.21	-0.02	-4.38	76.70	72.30	-0.26	-21.80	73.93
46	-4.90	-2.21	-0.23	-4.38	76.70	72.09	-2.76	-21.80	73.77
47	-4.90	-3.61	-0.38	-4.38	76.70	71.94	-4.51	-21.80	73.65
48	-4.90	-5.11	-0.54	-4.38	76.70	71.78	-6.38	-21.80	73.52
49	-4.90	-3.81	-0.93	-4.38	76.70	71.39	-11.01	-21.80	73.22
50	-4.90	-12.21	-1.29	-4.38	76.70	71.03	-15.26	-21.80	72.93
51	-4.90	-17.71	-1.87	-4.38	76.70	70.45	-22.13	-21.80	72.74





A B C / M P
RESULTADOS

DATOS PARA LA PETICULA

1.000 * FUERZAS MODALES EN SISTEMA GLOBAL

1.000 * FUERZAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN SISTEMA GLOBAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO-X	GIRO-Y	DES-Z
1	3.31		
2	5.344		-4.60
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			
51			
52			
53			
54			
55			
56			
57			
58			
59			
60			
61			
62			
63			
64			
65			
66			
67			
68			
69			
70			
71			
72			
73			
74			
75			
76			
77			
78			
79			
80			
81			
82			
83			
84			
85			
86			
87			
88			
89			
90			
91			
92			
93			
94			
95			
96			
97			
98			
99			
100			

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APOYOS

APOYO	GIRO-X	GIRO-Y	DES-Z
42			
43			
44			
45			

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability, particularly in the context of public administration and government operations. This section also highlights the role of technology in streamlining record-keeping processes and reducing the risk of errors or fraud.

2. The second part of the document focuses on the implementation of robust internal controls and risk management frameworks. It outlines the key components of an effective control system, including the establishment of clear policies and procedures, the assignment of responsibilities, and the regular monitoring and evaluation of control effectiveness. This section also discusses the importance of fostering a culture of integrity and ethical behavior within the organization.

3. The third part of the document addresses the need for continuous improvement and learning. It stresses that organizations should regularly assess their performance and identify areas for enhancement. This involves conducting thorough audits, soliciting feedback from stakeholders, and implementing corrective actions based on the findings. The section also emphasizes the importance of investing in training and development to ensure that employees have the necessary skills and knowledge to perform their roles effectively.

4. The fourth part of the document discusses the role of leadership in driving organizational success. It highlights the importance of setting a clear vision and strategic direction, and of communicating this vision effectively to all employees. The section also emphasizes the need for leaders to demonstrate integrity, transparency, and a commitment to ethical behavior. Additionally, it discusses the importance of fostering a collaborative and inclusive work environment that encourages innovation and creativity.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It reiterates the importance of maintaining accurate records, implementing robust internal controls, pursuing continuous improvement, and demonstrating strong leadership. The section also provides a call to action, urging all stakeholders to work together to ensure the highest standards of transparency, accountability, and ethical behavior are maintained throughout the organization.

LOSA DE CIMENTACION

Para el diseño de la losa se consideró como presión de contacto del suelo 8.08 T/M^2 más la sobrecarga producida por el incremento de volteo inducido por cargas verticales, ya que esta condición fué la que rigió y equivale a 0.81 T/M^2 , lo que nos dá una presión total de 8.89 T/M^2 , empleada con fines de diseño.

$$W_u = 8.89(1.4) = 12.46 \text{ T/M}^2$$

Todos los apoyos de la losa serán las contratraves, las cuales tienen un ancho de 30 cm.

MATERIALES:

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

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

CONSTANTES

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

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

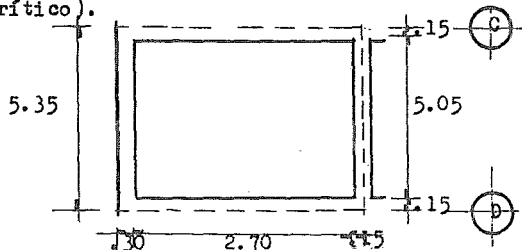
$$P_b = \frac{f^*_s}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0190$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.75(0.0190) = 0.01425$$

ESTIMACIONES PRELIMINARES

Estimación del peralte.-

Para su estimación se tomará en cuenta el tablero que presenta el mayor perímetro (Tablero crítico).



$$d = \frac{\text{Perímetro efectivo}}{300} = \frac{1.25(505) + 2(270) + 505}{300} = 5.58 \text{ cm}$$

$$\text{Si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2520 \text{ Kg/cm}^2 > 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y } W = 12,460 \text{ Kg/m}^2 > 380 \text{ Kg/m}^2$$

$$d_{\min} = 5.58 \times 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 12,460} = 14.2 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

Revisión por flexión del peralte supuesto.-

Se debe cumplir que $\rho < \rho_{\max}$

Se revisará con el momento en el apoyo, claro corto, del tablero crítico.

$$m = a_1 / a_2 = \frac{270}{505} = 0.534$$

De la tabla 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto e interpolando linealmente, obtenemos que

$$K = 0.0546$$

$$M_u = K W_u a_1^2 = 0.0546(12.46)(2.70)^2 = 4.959 \text{ T-M}$$

Cálculo del porcentaje de acero necesario:

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{495,900}{100(12)^2} = 34.43 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \rho = 0.015 > \rho_{\max}$$

$$d = 16 - r - 2 = 12 \text{ cm}$$

(los peraltes efectivos menores de 20 cm correspondientes al refuerzo de lecho superior deben reducirse en 2 cm).

Se aumentará el peralte con objeto de disminuir el porcentaje de acero a valores más convenientes.

Proponiendo $d = 20 \text{ cm}$ y $r = 5 \text{ cm}$:

$$\frac{M}{b d^2} = \frac{495,900}{100(18)^2} = 15.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0043 < 0.015$$

Revisión por cortante del peralte.-

La fuerza cortante máxima se presentará en el tablero crítico, en el claro + corto.

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - d) W_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{(0.5(2.7) - 0.18)12,460}{1 + \left(\frac{2.70}{5.05}\right)^6} = 10,072 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 0.5(0.8)(100)(18)\sqrt{200} = 10,182 \text{ Kg}$$

$V_u < V_{CR}$ Se acepta la sección por fuerza cortante.

ANALISIS Y DISEÑO POR FLEXION

Se analizará una franja de un ancho unitario de losa.

Refuerzo mínimo.-

$$a_{sm} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{450(25)}{4200(30 + 100)} = 0.0214285 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se considera que las contratrabes y la losa se encontraran expuestos a un medio agresivo, por lo que por reglamentación se debe de tomar el doble de esta área de acero mínimo:

$$2a_{sm} = 0.0428571 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En un ancho de 100 cm:

$$A_{sm} = 0.0428571 (100) = 4.2857 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con barras # 4, le corresponde una separación de:

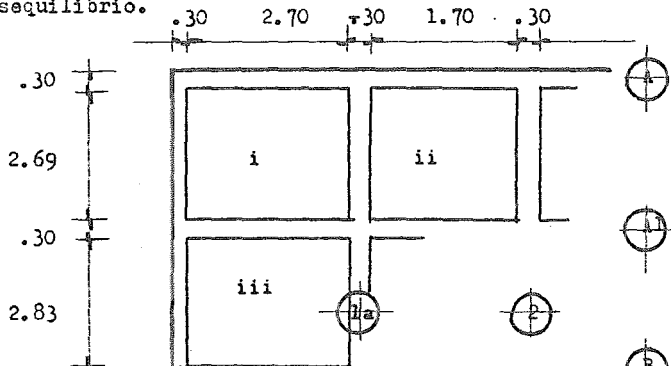
$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(1.27)}{4.2857} = 29.63 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

pero $S_{max} \begin{cases} 3.5h = 3.5(30) = 105 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$

RIGE S = 30 cm

TABLERO	i	ii	iii
Tipo	De esquina	De borde, un lado corto discontinuo	De borde, un lado largo discontinuo
a_1	2.69 m	1.70 m	2.70 m
$W_u a_1^2$	90.16 T-M	36.00 T-M	90.83 T-M
a_1 / a_2	1.0	0.63	0.95

A manera de ejemplo, se presenta el diseño de la siguiente sección de losa, calculándose para los bordes y el centro los momentos respectivos, así como las separaciones requeridas. Más adelante se presenta el ajuste de momentos en desequilibrio.



TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	$K \frac{W_u}{a_1^2}$ (T-M)	MOM. AJUS. (T-M)	SEP. (cm)
i	Positivo bordes interiores	corto	0.0324	2.921	2.949	25
		largo	0.0324	2.921		30
	Positivo bordes discontinuos	corto	0.0190	1.713	2.605	30
		largo	0.0190	1.713		30
	Negativo	corto	0.0137	1.235		30
		largo	0.0137	1.235		30
ii	Positivo bordes interiores	corto	0.0471	1.696	2.197	30
		largo	0.0379	1.364		30
	Positivo bordes discontinuos	largo	0.0241	0.858		30
		corto	0.0259	0.932		30
	Negativo	largo	0.0135	0.486		30
		corto	0.0135	0.486		30
iii	Positivo bordes interiores	corto	0.0322	2.925	2.978	25
		largo	0.0331	3.006		25
	Positivo bordes discontinuos	corto	0.0205	1.862		30
		largo	0.0205	1.862		30
	Negativo	corto	0.0147	1.335		30
		largo	0.0134	1.217		30

Ajuste de momentos.-

Distribución de momentos:

Rigidez de tableros:	(d^3 / a_1)	
Tablero i	$20^3 / 269$	= 29.74
Tablero ii	$20^3 / 170$	= 47.06
Tablero iii	$20^3 / 270$	= 29.63

Distribución entre tableros i-ii .-

Momento en desequilibrio = $2.921 - 1.696 = 1.225$ T-M

Momento a distribuir = $2/3 \times 1.225 = 0.817$ T-M

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
i	29.74	0.387
ii	47.06	0.613
	76.80	1.000

Distribución

i	ii
+ 2.921	- 1.696
-0.316	-0.501
+2.605	-2.197

Momentos ajustados

Distribución entre tableros i-iii .-

Momento en desequilibrio = $3.006 - 2.921 = 0.085$ T-M

Momento a distribuir = $2/3 \times 0.085 = 0.056$ T-M

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
i	29.74	0.5009
iii	29.63	0.4991
	59.37	1.0000

Distribución

i	iii
+ 3.006	- 2.921
- 0.028	- 0.028
+ 2.978	- 2.949

Momentos ajustados

DADOS DE PILOTES

Previamente al diseño, se analizará el tramo del eje 1 al eje 3 por medio del método de Cross, considerando una viga continua.

Rigideces de las barras:

$$R_{1-1A} = \frac{3}{4} \frac{1}{3.15} = 0.238$$

$$R_{1A-2B} = \frac{1}{5.15} = 0.194$$

$$R_{2B-3} = \frac{3}{4} \frac{1}{3.15} = 0.238$$

Factores de distribución:

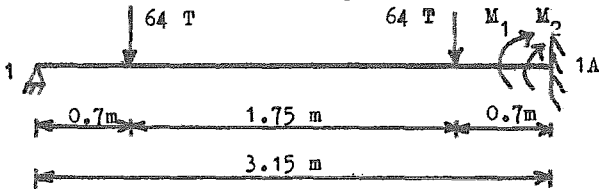
$$F_{1A-1} = - \frac{0.238}{0.238 + 0.194} = -0.551$$

$$F_{1A-2B} = - \frac{0.194}{0.238 + 0.194} = -0.449$$

$$F_{2B-1A} = - \frac{0.194}{0.238 + 0.194} = -0.449$$

$$F_{2B-3} = - \frac{0.238}{0.238 + 0.194} = -0.551$$

Momentos de empotramiento perfecto:



$$M = \frac{b(1-b)(21-b)P}{2l^2}$$

$$M_1 = \frac{2.45(3.15-2.45)(2(3.15)-2.45)64}{2(3.15)^2} = 21.294 \text{ T-M}$$

$$M_2 = \frac{0.7(3.15-0.7)(2(3.15)-0.7)64}{2(3.15)^2} = 30.973 \text{ T-M}$$

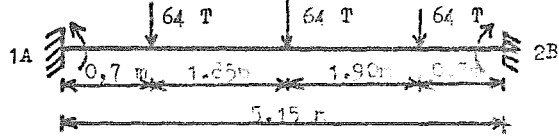
$$M_T = M_1 + M_2$$

$$M_T = 21.294 + 30.973$$

$$M_T = 52.267 \text{ T-M}$$

Para el caso de la viga 2B a 3 se tendrá el mismo caso, tanto en cargas como en geometría, por lo que el valor del momento de empotramiento en el extremo 2B será igual a $- 52.267 \text{ T-M}$.

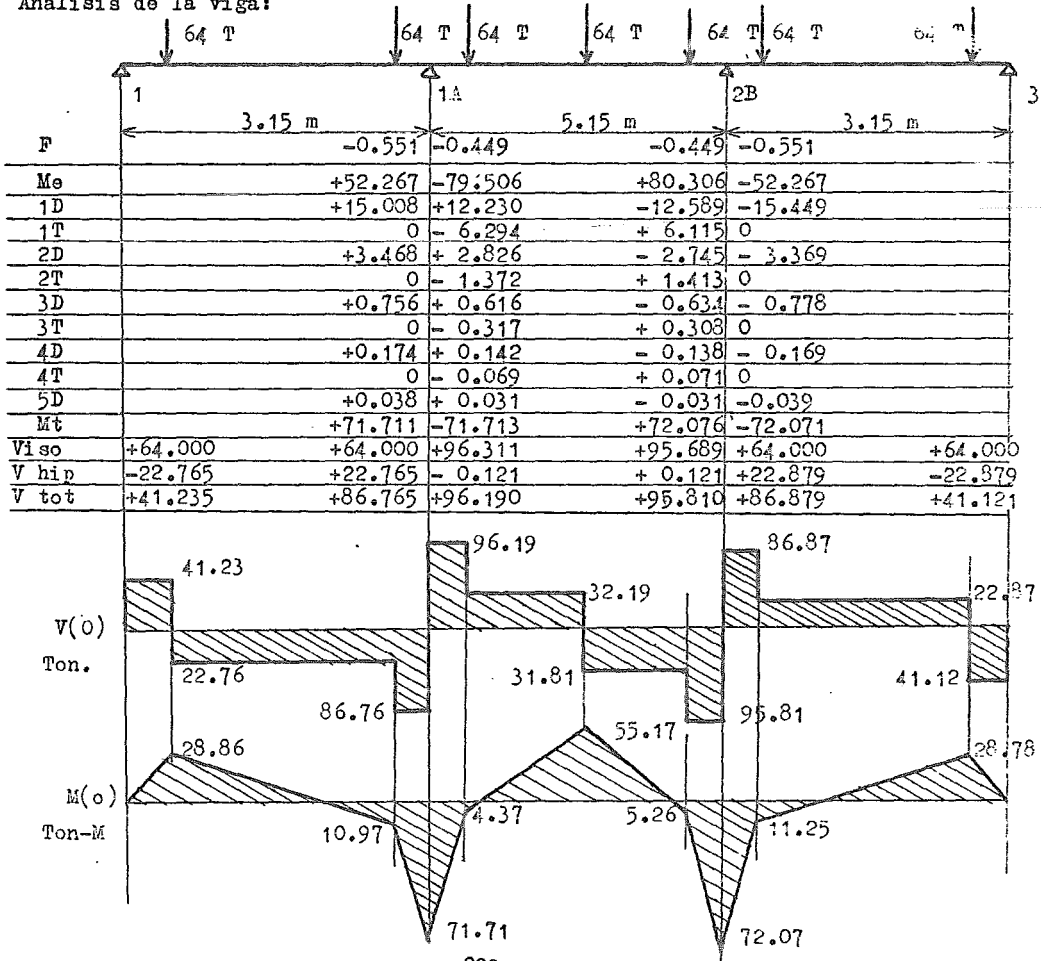
$$M = \frac{P a^2 b}{l^2}$$



$$M_{1A} = \frac{64(0.7)^2 \cdot 4.45}{(5.15)^2} + \frac{64(4.45)^2 (0.7)}{(5.15)^2} + \frac{64(2.55)^2 \cdot 2.6}{(5.15)^2} = - 79.506 \text{ T-M}$$

$$M_{2B} = \frac{64(4.45)^2 (0.7)}{(5.15)^2} + \frac{64(0.7)^2 \cdot 4.45}{(5.15)^2} + \frac{64(2.6)^2 \cdot 2.55}{(5.15)^2} = + 80.306 \text{ T-M}$$

Análisis de la viga:



Dimensionamiento de la sección:

$$M_{\max} = -72.08 \text{ T-m}$$

$$V_{\max} = 96.19 \text{ Ton.}$$

$$M_u = 1.4(-72.08) = -100.912 \text{ T-m}$$

$$V_u = 1.4(96.19) = 134.666 \text{ Ton}$$

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

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

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

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

Se utilizará, por necesidades del procedimiento constructivo, las siguientes dimensiones:

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 65 \text{ cm}$$

Porcentajes máximo y mínimo de acero:

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0190$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.0190) = 0.0142 \quad (\text{Zona sísmica})$$

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

Cálculo de la cantidad de acero:

$$M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$100.912 \times 10^5 = 0.9(150)(65)^2(170)(q - 0.5q^2)$$

$$100.912 \times 10^5 = 96,963,750 (q - 0.5q^2)$$

$$q - 0.5q^2 = 0.1040$$

$$q^2 - 2q + 0.208 = 0$$

$$q_1 = 1.889$$

$$q_2 = 0.110 \quad \checkmark$$

$$\rho = \frac{q f'c}{f_y} = \frac{0.110(170)}{4200} = 0.0044$$

Se acepta, ya que $0.0142 > 0.0044 > 0.0026$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \rho b d = 0.0044(150)(65) = 42.9 \text{ cm}^2$$

Se usarán 8 var. # 8 (#8 @ 20 cm)

Diseño de estribos:

$$\rho = 0.0044 < 0.01$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &= F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'c} \\ &= 0.8(150)(65)(0.2 + 30(0.0044)) \sqrt{200} \\ &= 36,622 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Se debe cumplir que

$$\begin{aligned} V_u &\leq 2.5 F_R b d \sqrt{f'c} = 2.5(0.8)(150)(65) \sqrt{200} \\ &= 275 \text{ Tons.} > V_u \text{ O.K.} \\ &(V_u = 134.7 \text{ Ton.}) \end{aligned}$$

Cortante que toman los estribos:

$$V_E = 134.7 - 36.7 = 98 \text{ Ton}$$

Separaciones máximas: (Usando 14 ramas y E 5/16")

$$S_{\max} = \frac{F_p A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(0.49 \times 14) 4200}{3.5(150)} = 44 \text{ cm}$$

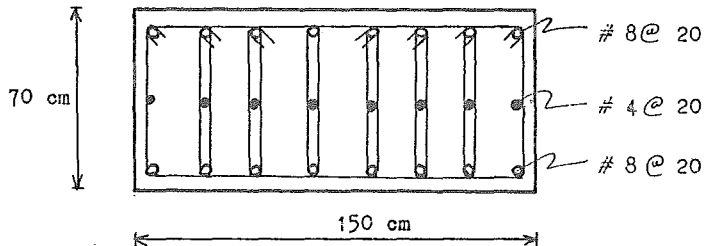
$$1.5 F_R b d \sqrt{f'c} = 1.5(0.8)(150)(65) \sqrt{200} = 16,546 \text{ Kg } V_u$$

$$\therefore S_{\max} = \frac{d}{4} = \frac{65}{4} = \underline{\underline{16.25 \text{ cm}}} \text{ (RIGE COMO MAXIMA)}$$

Separación teórica:

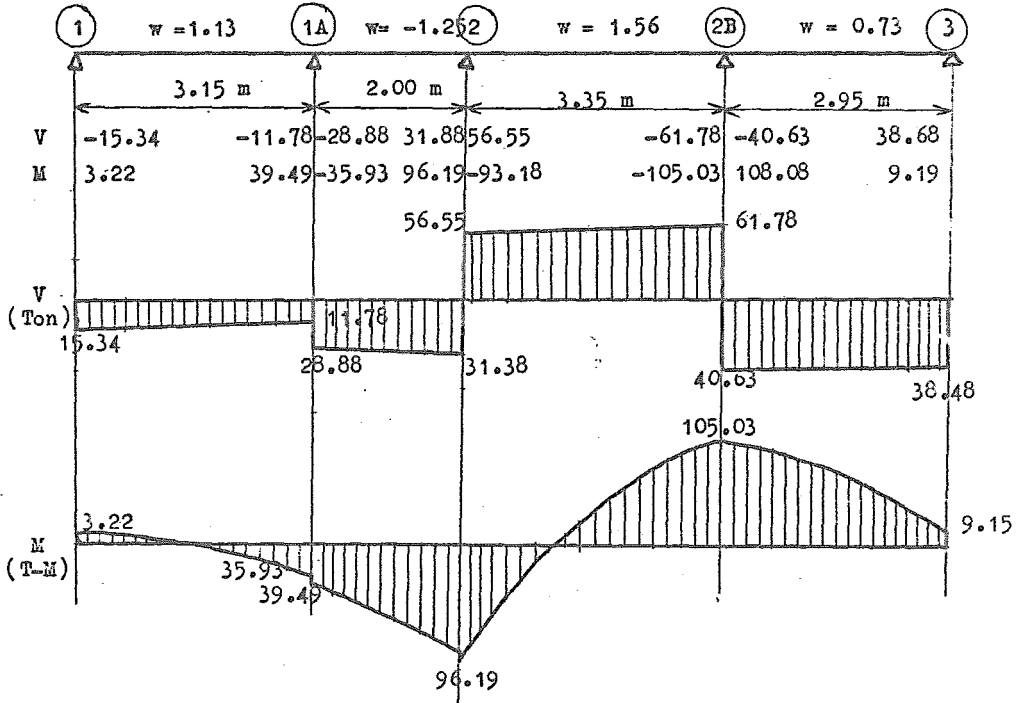
$$S = \frac{F_p A_v d f_y}{V_E} = \frac{0.8(0.49 \times 14) (4200) 65}{98,000} = \underline{\underline{15 \text{ cm}}}$$

Por lo tanto, se colocarán estribos 5/16" de 14 ramas a cada 15 cm.



DISEÑO DE CONTRATRABES

A continuación se presenta el análisis de la contratrabe situada en el eje G, entre 1 y 3, tomando como base los elementos mecánicos obtenidos del análisis de la retícula.



MATERIALES

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

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

CONSTANTES

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

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

Porcentajes de acero.-

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.019$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.019) = 0.0143$$

Refuerzo mínimo por temperatura.-

$$\rho_s = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{450(250)}{4200(250 + 100)} = 0.077 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se propone utilizar una sección de 30 x 250, misma que fué utilizada en el análisis de la retícula de cimentación. (Recubrimiento de 10 cm).

En un ancho de 30 cm.:

$$A_s = 0.0077(30)(2) = 4.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Se consideró el doble del área de acero mínima por estar la contratrabe expuesta a un medio ambiente agresivo).

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{4.62}{30(240)} = 0.0006$$

∴ Rige el porcentaje de acero mínimo de 0.0026

$$A_s = \rho b d = 0.0026(30)(240) = 18.72 \text{ cm}^2$$

Se tomará
con 4 # 8.

Porcentaje de acero real:

$$\text{Area de 4 # 8} = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{20.28}{30(240)} = \underline{\underline{0.0028}}$$

Momento que toman las 4 var. # 8.-

Momento último que puede tomar este armado:

$$M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$\text{donde } q = \rho \frac{f_y}{f'c} = 0.0028 \frac{4200}{170} = 0.0691764$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} M_R &= 0.8(30)(240)^2 (170)(0.0691764)(1 - 0.5 \times 0.0691764) \\ &= 15,694,721 \text{ Kg-M} = 156.9 \text{ T-M} \end{aligned}$$

Momento máximo se presenta en el apoyo del eje 2B:

$$M_u = 105(1.4) = 147 \text{ T-M} < M_R$$

Por lo tanto, con las cuatro varillas del # 8 corridas a todo la largo de la contratrase en los dos lechos, se tomarán todos los momentos, tanto negativos como positivos.

Longitud de desarrollo.-

La longitud de desarrollo necesaria para varillas del # 8, la cual se deberá de dar en el anclaje de la contratrase en sus extremos, será la siguiente:

$$l_d = \frac{0.06 A_s f_y}{f'c} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{0.06(5.07)(4200)}{250} = 81 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006(2.54)(4200) = 64 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Para varillas en el otro lecho se debe incrementar la longitud de desarrollo multiplicando por el factor 1.4: (lecho superior)

$$l_d = 1.4(80) = 112 \rightarrow 115 \text{ cm}$$

Diseño por fuerza cortante.-

Es el valor de $\rho < 0.01$, por lo que la fuerza cortante que resiste el concreto será:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'c} = 0.8(30)(240)(0.2 + 30 \times 0.0028) \sqrt{200}$$

$$= 23,134 \text{ Kg.}$$

Se debe cumplir que

$$V_u \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f'c} = 2.5(0.8)(30)(240) \sqrt{200}$$

$$= 203,646 \text{ Kg}$$

$$V_{u\max} = 62(1.4) = 86.8 \text{ Ton} < 203,646 \text{ Kg}$$

Se acepta la sección por cortante.

Separación máxima?-

$$S_{\max} = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8((2 \times 0.71)4200)}{3.5(30)} = 45.4 \text{ cm}$$

(Se utilizarán estribos de 2 ramas var. # 3)

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'c} = 1.5(0.8)(30)(240) \sqrt{200} = 102,188 \text{ Kg} \quad V_u$$

luego $S_{max} = d/2 = 240/2 = 120 \text{ cm}$

Rige la separación máxima de 45 cm.

Tramo 1:

$$V_u = 15,339(1.4) = 21,474.6 \text{ Kg}$$

$$V_{GR} > V_u$$

No se requieren estribos en este tramo. Se dará la separación máxima $S = 45 \text{ cm}$.

Tramo 2:

$$V_u = 31,386(1.4) = 43,940.4 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(2 \times 0.71)(4200)(240)}{43,940.9 - 23,134.3} = 55 \text{ cm} > S_{max}$$

$$\therefore S = 45 \text{ cm}$$

Tramo 3:

$$V_u = 61,779(1.4) = 86,490.6 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8(2 \times 0.71)(4200)(240)}{86,490.6 - 23,134.3} = 18 \text{ cm}$$

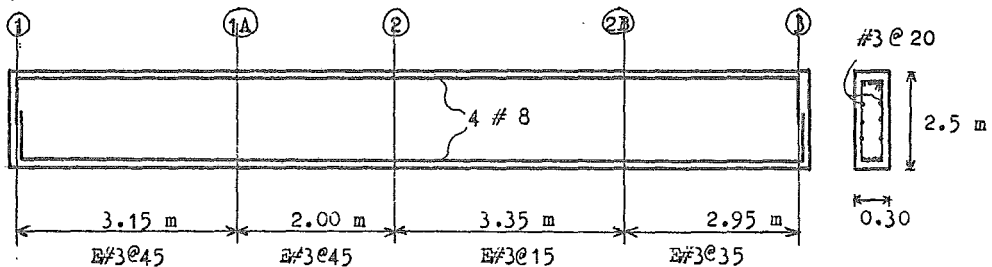
Se dejarán estribos a cada 15 cm.

Tramo 4:

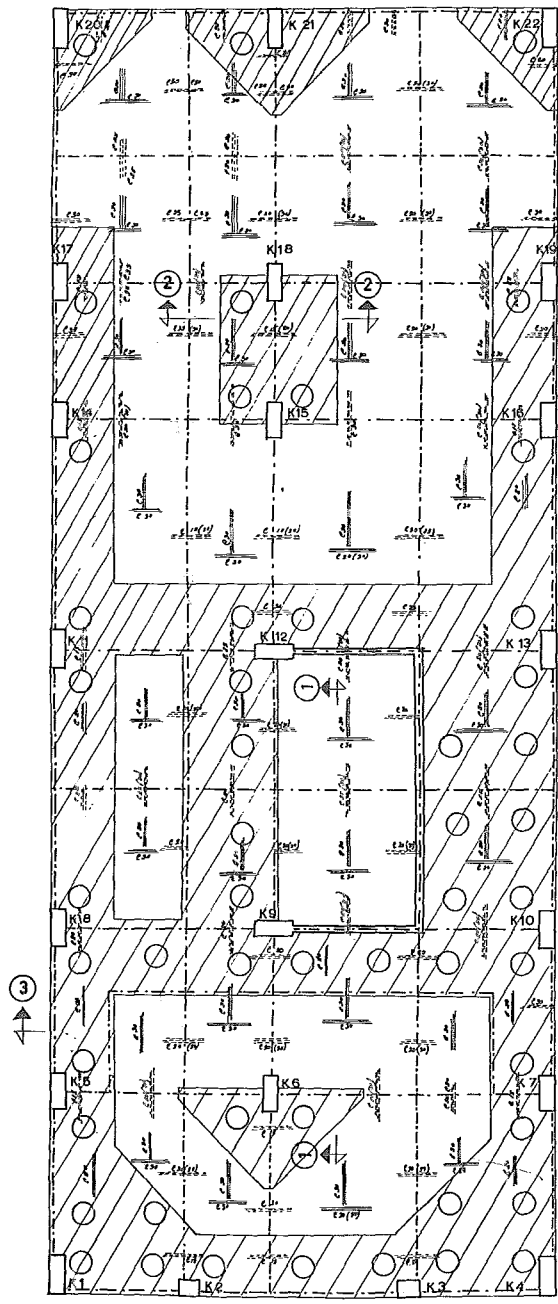
$$V_u = 40,632(1.4) = 56,884.8 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8(2 \times 0.71)(4200)(240)}{56,884.8 - 23,134.3} = 34 \text{ cm}$$

Se dejarán estribos a cada 35 cm.

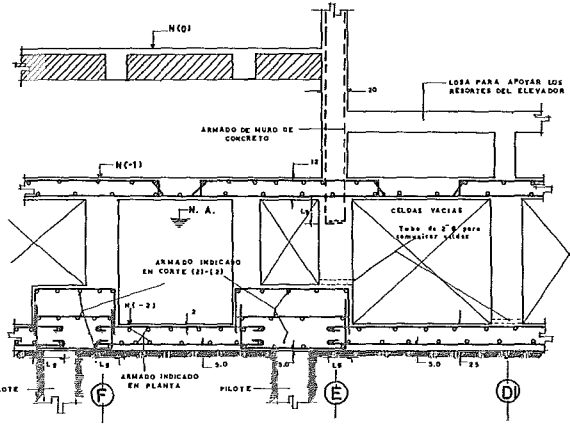


E) ELABORACION DE PLANOS DE CIMENTACION

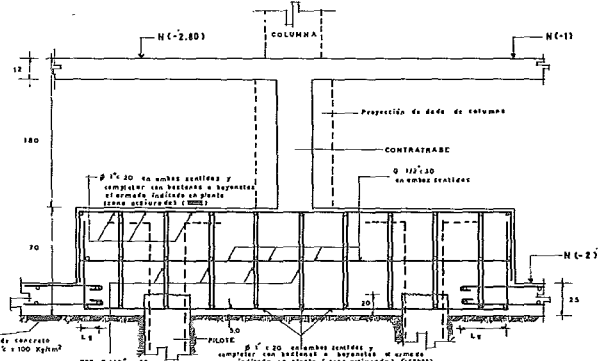


PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (-2)

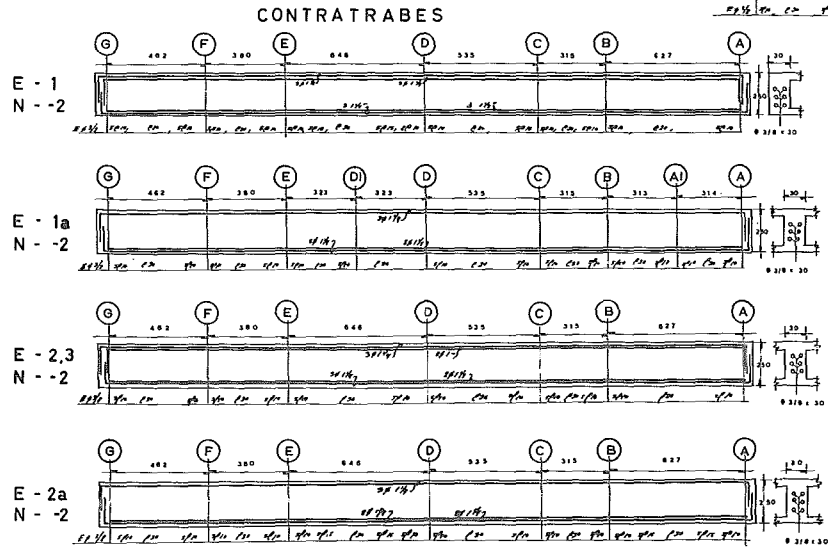
LOSA MACIZA DE 25 CM. DE ESPESOR ARMADA CON ϕ 12 x 20 EN AMBOS SENTIDOS COMPLETANDO CON BASTONES Y BATOMETAS PARA DAR EL ARMADO INDICADO EN PLANTA
LOSA MACIZA DE 70 CM. DE ESPESOR (20RA ASCUAPADA) VER ARMADO EN CORTE (1)-(1)



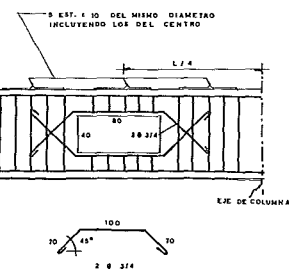
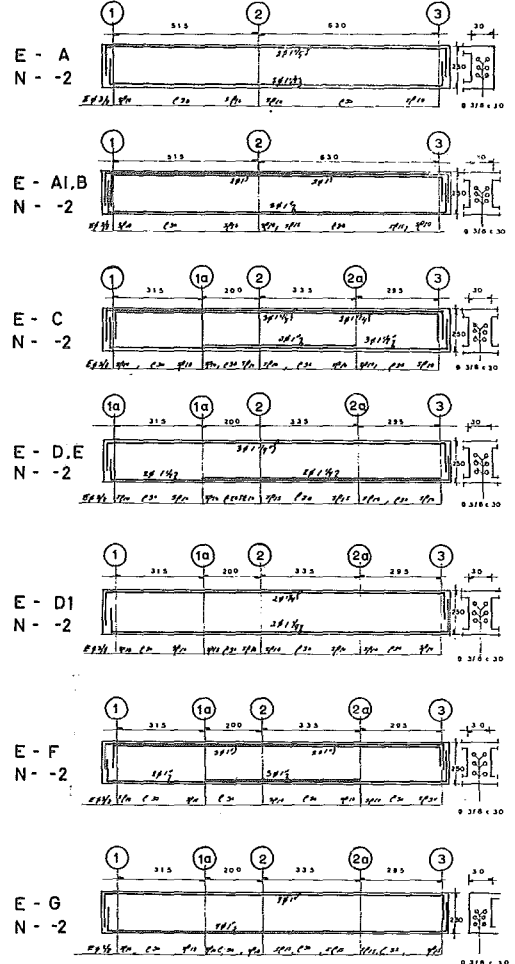
CORTE (1)-(1)



CORTE (2)-(2)



CONTRATRABES



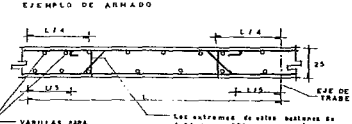
Detalle de Paso de Hombre en contratrabe

NOTAS LOSAS MACIZAS DE CIMENTACION

- 1.- El concreto tendrá un $f'c = 250$ Kg/cm²
- 2.- El acero de refuerzo tendrá un $f_y = 4200$ Kg/cm²
- 3.- El espesor de la losa será de 25 cm.
- 4.- Las varillas para armar la losa serán de ϕ 1/2" de diámetro
- 5.- El recubrimiento de las varillas medido a partir de su superficie externa será de 5.0 cm.
- 6.- El tamaño máximo de agregados será de 7.0 cm.

NOMENCLATURA DE ARMADO

- 1.- Las varillas indicadas sobre los ejes (trabe o muro) corresponden a las varillas que se colocarán en el lecho inferior.
- 2.- Las varillas indicadas en los contras de los tableros corresponden a las varillas que se colocarán en el lecho superior.
- 3.- Las separaciones indicadas entre paréntesis, corresponden a los cuartos extremos.
- 10.- Cuando no se indique separación entre paréntesis, se conservará la única para todo el ancho del tablero.
- 11.- Todas las varillas llevarán gancho según croquis, excepto las bastones del lecho superior, cuyos extremos se doblarán como se muestra en la siguiente figura.



- 12.- En todos los casos se correrá una tercera parte del lecho inferior y el resto se cortará formando bastones o se doblará a 45° formando columpias
- 13.- Las varillas del lecho inferior que no se continúan al claro adyacente se prolongarán 5 diámetros más allá del eje

NOTAS DE PILOTES

- 1.- El concreto tendrá un $f'c = 250$ Kg/cm²
- 2.- El acero de refuerzo tendrá un $f_y = 4200$ Kg/cm²
- 3.- Se pondrán 57 pilotes de 80 cm, de diámetro desplantados a una profundidad de 27.50 m, con respecto al nivel de banqueta
- 4.- Los pilotes trabajarán a fricción con una capacidad de carga de 76.7 Ton. (según estudio de Mecánica de Suelos)
- 5.- Los pilotes quedarán espaciados mínimo a 3 diámetros centro a centro de pilote, y queden un diámetro libre separado de la colindancia

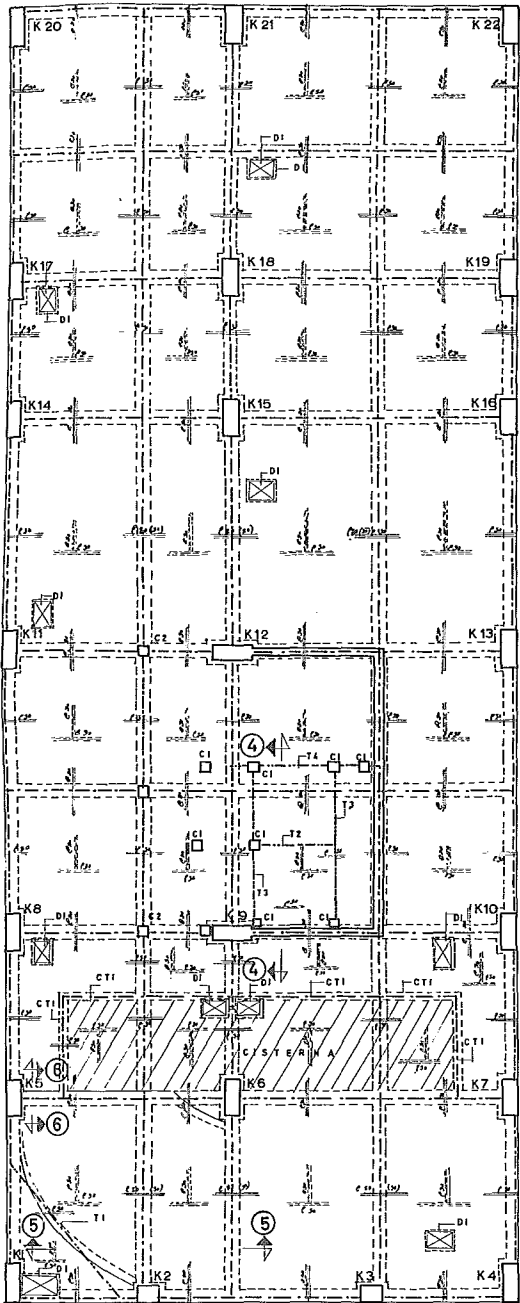
NOTAS GENERALES

- 1.- Rectifíquense todos los cotos y ejes con sus correspondientes en los planos arquitectónicos y en lo obra
- 2.- Todas las cotes y dimensiones están indicadas en cm, excepto las dimensiones de las varillas que están indicadas en pulgadas
- 3.- Ver corte (3) en plano C-2

SIMBOLOGIA

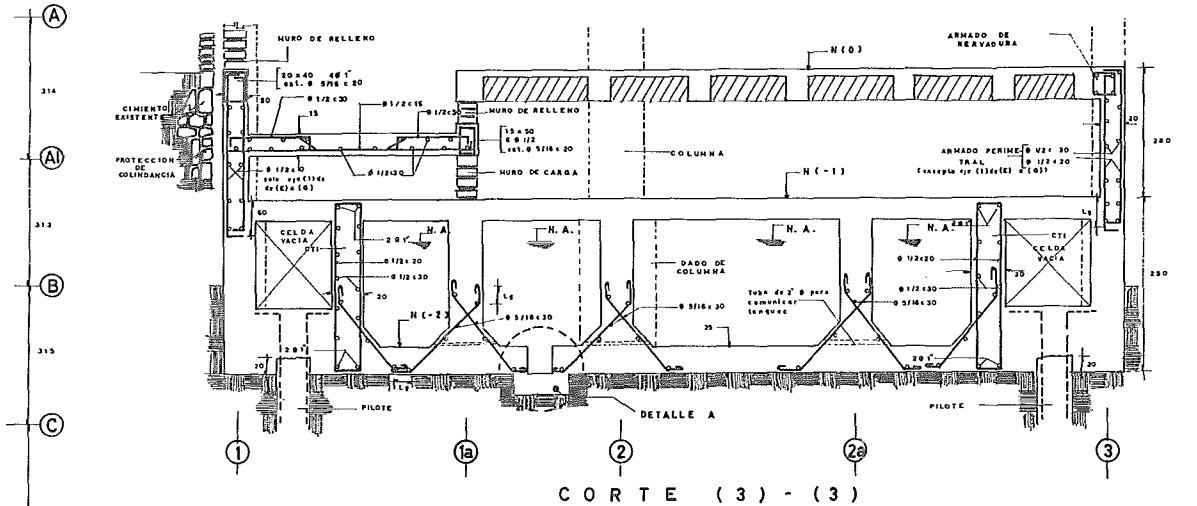
- Muro de concreto
- Eje de contratrabe
- Límite de losa
- Castillo o columna que se continúa arriba del nivel en que se indica
- Losa maciza de 70 cm. de espesor

PROFESIONAL TIBER 85
 U.N.A.M.
 C-1
 CIMENTACION PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (-2)
 ESCALA 1:50

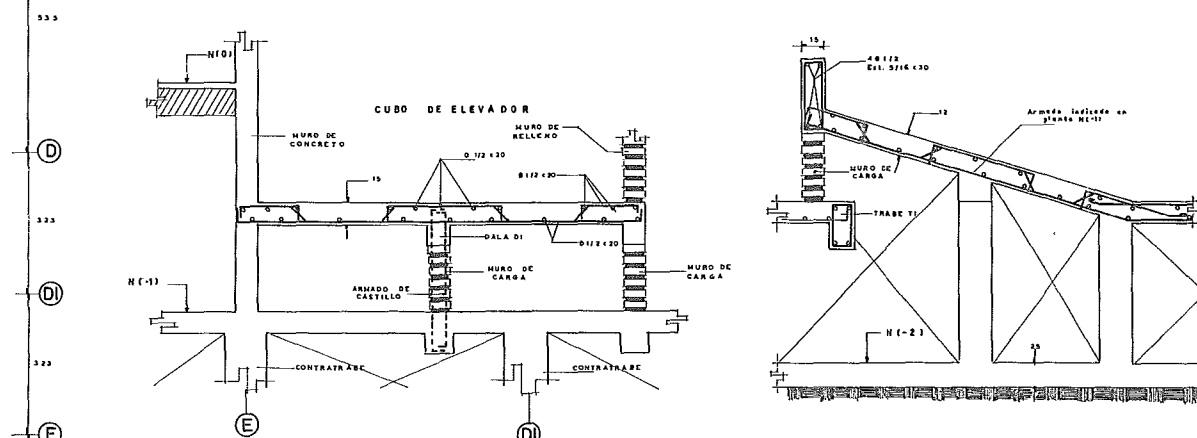


PLANTA ESTRUCTURAL N(-1)

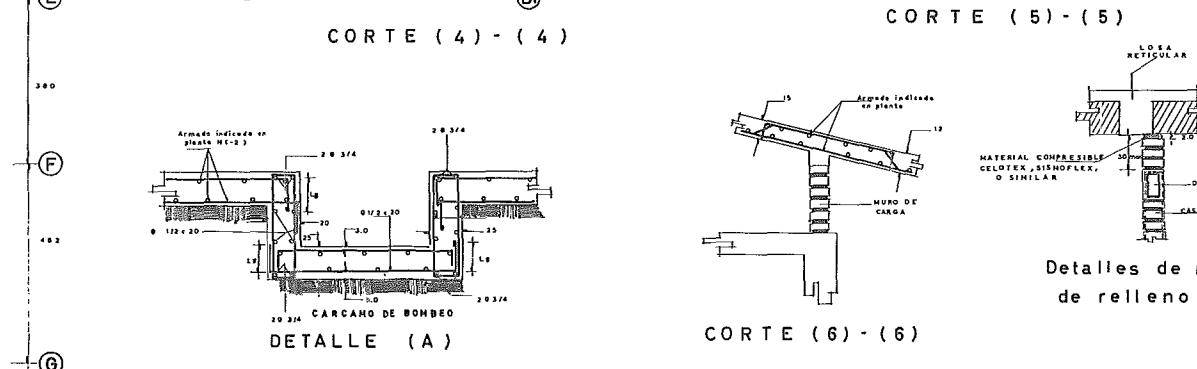
LOSA MACIZA DE 12 CM. DE ESPESOR ARMADA CON Ø 5/16 A LA SEPARACION INDICADA EN PLANTA



CORTE (3) - (3)



CORTE (4) - (4)

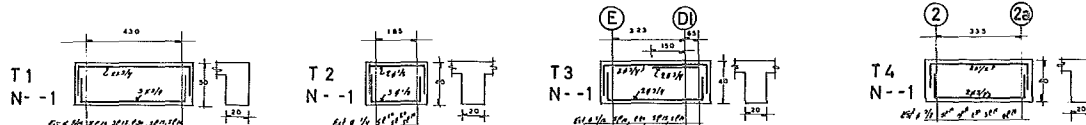


DETALLE (A)

CORTE (6) - (6)

Detalles de muro de relleno

TRABES



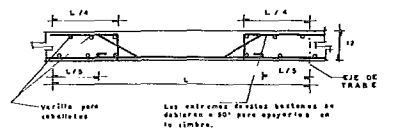
NOTAS LOSAS MACIZAS

- 1.- El concreto tendrá un $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.- El acero de refuerzo tendrá un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- 3.- El espesor de la losa será de 12 cm.
- 4.- Las varillas para armar la losa serán de $\# 5/16$ de diámetro.
- 5.- El recubrimiento de las varillas medido a partir de su superficie exterior, será de 1.0 cm.
- 6.- El tamaño máximo de agregados será de 2.0 cm.

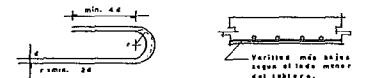
NOMENCLATURA DE ARMADO

- 7.- Las varillas indicadas sobre los ejes (trabe o muro), corresponden a las varillas que se colocarán en el lecho superior (ver detalle).
- 8.- Las varillas indicadas en los centros de los tableros, corresponden a las varillas que se colocarán en el lecho inferior (ver detalle).
- 9.- Las separaciones indicadas entre parentesis corresponden a los cuartos extremos.
- 10.- Cuando no se indique separación entre parentesis se conservará la única por todo el ancho del tablero.
- 11.- Todos las varillas llevarán gancho según croquis, excepto los bostones del lecho superior cuyos extremos se doblarán como se muestra en la siguiente figura.

EJEMPLO DE ARMADO



- 12.- En todos los casos se correrá una tercera parte del armado del lecho inferior y el resto se colocará formando bostones, o se doblará a 45° formando columpios según convenga.
- 13.- Las varillas del lecho inferior que no se continúan al claro adyacente se prolongarán 5 diámetros más allá del eje.



NOTAS GENERALES

- 1.- Rectifíquense todos los cotas y ejes con sus correspondientes en los planos arquitectonicos y en la obra.
- 2.- En todos los trabes cuyo claro sea mayor o igual a 400 cm, se dará una contraflecha al centro del claro igual a $L/400$.
- 3.- Todos los cotas y dimensiones estan indicadas en cm, excepto las dimensiones de las varillas que estan indicadas en pulgadas.

TABLA DE DALAS Y CASTILLOS

NUMERO	SECCION	ARMADO	ESTRIBOS
D1	15 x 25	4 Ø 5/16	Ø 1/4 c 20
C1	15 x 25	4 Ø 5/16	Ø 1/4 c 20
C2	15 x 30	6 Ø 1/2	Ø 1/4 c 20

INGENIERO PROFESIONAL TIBER 85
 U.N.A.M. INGENIERIA CIVIL
 C-2 CIMENTACION PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (-1)
 ESCALA: 1:50 DISEÑADO: CM. REVISADO: CM.

F) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La solución de cimentación más conveniente es del tipo mixto, a base de compensación parcial de cargas por medio de un cajón hueco de concreto que servirá de sótano y tomando el excedente de carga por pilotes trabajando por fricción. Estos pilotes se hincarán a una profundidad de 27.50 m., respecto al nivel actual de la superficie del terreno y deberán hincarse dentro de una perforación previa especificada en el inciso anterior y antes de iniciar los trabajos de excavación, para evitar que se produzcan expansiones del subsuelo que posteriormente se traducirán en asentamientos adicionales a los evaluados en este estudio.

Las perforaciones previas podrán realizarse extrayendo solo el 50% del material y remoldeando el 50% restante, hasta romper la estructura del suelo.

Los pilotes se podrán hincar a presión hidráulica con lastre o a percusión, mediante el golpeo de martillos diesel. Sin embargo, en el caso de hincado a percusión, los impactos y vibraciones producidos por el martinete pueden dañar seriamente a la construcción ubicada en la colindancia norte del predio, ya que se trata de una edificación de dos niveles, cimentada por superficie a base de zapatas.

En ambos procesos de hincado, es conveniente efectuar en forma previa, la perforación indicada párrafos atrás, y en toda la longitud de hincado, pues to que a los 26.00 m. de profundidad se presentan en forma errática y discontinua estratos de arenas limosa y lentes de conchuelas de pequeños moluscos fósiles.

La excavación del cajón de cimentación se podrá efectuar en una sola etapa, procediendo de inmediato a construir la protección de colindancias reglamentaria.

CAPITULO IX

ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

A) CIMENTACION

EXCAVACION.-

- La excavación se hará con una retroexcavadora con cucharón de $3/4 \text{ yd}^3$ a una profundidad de 5.60 mts.
- El material producto de la excavación deberá depositarse en el lugar más cercano posible de la obra.
- Para el acarreo será necesario el uso de camiones de volteo de 7 m^3 . La cantidad de estos está sujeta a la distancia a la que se encuentre el lugar de depósito del material.
- El lecho inferior de la excavación deberá estar a nivel y limpio de raíces y troncos antes de desplantar la cimentación.

PILOTES.-

- Parte de la cimentación constará de un sistema de 57 pilotes con un diámetro de 50 cm. y una profundidad de hincado de 22.10 mts.
- Los pilotes serán hincados en los puntos que marcan los planos estructurales.
- El refuerzo longitudinal deberá anclarse al resto de la cimentación. Para ello deberá dejarse un tramo del pilote a sobreelevación respecto a su nivel definitivo para así demolerse posteriormente y descubrir el refuerzo.
- No se permitirá hincar pilotes hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia de proyecto.
- Las tolerancias para los pilotes son las siguientes:

Las dimensiones de la sección transversal no diferirán en 1 cm en menos ó 3 en más.

2 % de inclinación máxima con respecto a la vertical

Con respecto a su posición se aceptará una diferencia de 15 cm máxima en cualquier dirección.

B) ALBAÑILERIA

CONCRETO.-

- El concreto que se use deberá cumplir con las características que marquen

les planes estructurales, tales como resistencia a la compresión (f_c) y tamaño máximo del agregado.

- El concreto usado en columnas, trabes y losas será premezclado y bombeado hasta el nivel correspondiente.

- El concreto deberá entregarse en obra cuando menos una hora después de haber salido de la planta. Este debe comprobarse con la boleta que el jefe debe traerse consigo, en donde se indique la hora de salida de la planta. En caso de haberse excedido de una hora, la revoltura deberá reanudarse por un corte lapso de tiempo, para asegurarse que la mezcla no se haya segregado.

- Es importante la comprobación de que las pruebas de revenimiento así como la fabricación de los cilindros se haga adecuadamente.

En caso de que el revenimiento no se encuentre dentro de los límites establecidos, el concreto deberá rechazarse.

- Los revenimientos permisibles para concreto de peso normal serán los siguientes:

f_c (Kg/cm ²)	Trabes, losas macizas, columnas y muros.	Zapatas y losas de cimentación.	Losas encasetonadas, contravientos diagonales.
140 a 175	10 a 13 cm	6 a 11 cm	10 a 13 cm
210 a 280	8 a 11 cm	6 a 11 cm	8 a 12 cm

- El tamaño del agregado nunca será mayor que $1/5$ de la dimensión más estrecha de la cimbra o $3/4$ de la mínima separación entre varillas. Pero en términos generales se recomienda el uso de grava de $3/4"$, $1"$ o $1 \frac{1}{2}"$ (19, 25 o 38 mm respectivamente). En este caso particular se usará grava de $3/4"$ (19 mm).

- En el vaciado del concreto a la cimbra, se debe procurar que este quede lo más cerca posible de su posición final para evitar así el traspaleo o el transportarlo a través de vibraciones. No se permitirá el dejar caer el concreto de una altura mayor de 1.20 m.

- Todo el concreto estructural deberá ser debidamente vibrado, vigilando que no haya un exceso en este proceso que provoque la segregación en el concreto.

- Cuando los colados de trabes y losas no se hagan en una sola pieza o cuando se tenga que interrumpir un colado por alguna causa extraordinaria, los cortes se harán a $1/5$ del claro.

- El curado del concreto deberá iniciarse al haberse producido el fraguado inicial, aproximadamente 3 horas después del colado. Este se llevará a cabo

simplemente manteniendo húmeda la superficie para evitar así las pérdidas de bidas al calor producido en el fraguado.

ACERO DE REFUERZO.-

- El acero que se use en la estructura, deberá tener una resistencia a la tensión (f_y) de 4200 Kg/cm².
- Todas las varillas cuyo diámetro exceda al del # 2 (1/4") deberán cumplir con las especificaciones que marca la Dirección General de Normas en cuanto al corrugado.
- Deberá evitarse que la materia extraña o excesiva oxidación estén presentes en la superficie de la varilla, pues esto puede afectar su adherencia al concreto. En caso de existir este problema, deberá cepillarse a la varilla con un cepillo de alambre.
- Los dobles se harán en frío alrededor de un perno con diámetro no menor que cuatro veces el de la varilla para diámetros hasta 1.6 cm., no menor que cinco veces hasta 2.5 cm., y seis veces hasta 3.8 cm.
- Para anclajes y traslapes se seguirá como regla general 40 diámetros, a menos que en planos estructurales se marque algo diferente.
- El acero deberá estar debidamente calzado para que el concreto pueda penetrar entre la cimbra y el acero, permitiendo así que este último trabaje adecuadamente.
- Se podrá cambiar el diámetro de alguna varilla solo con la autorización del Director de Obra y solo se podrá reemplazar por una de mayor diámetro.

CIMBRA.-

- Antes de un colado, el director de la obra debe autorizar el diseño y disposición de la cimbra que se propone emplear.
- La cimbra debe de estar limpia y libre de toda partícula suelta.
- Antes del colado, la madera que estará en contacto con el concreto deberá de impregnarse de diesel o aceite quemado para proteger así tanto al concreto como a la propia cimbra.
- Es importante que la madera no presente aberturas por donde pueda escapar la lechada.
- No se admitirá madera que tenga nudos en exceso.
- Para la cimbra se usará madera de pino de 3a y triplay de 16 mm. Los pies derechos irán sobre rastras y estarán colocados sobre dos cuñas de madera con las cuales se podrá corregir cualquier asentamiento.

- Tanto en trabes como en losas se deberá dejar una contraflecha, la cual será de la siguiente magnitud:

En trabes	1/400 del claro libre
En tableros de losa	1/400 del lado corto (la contraflecha se medirá desde el centro de los apoyes largos hasta el centro del tablero).

- Los tiempos de descimbrado total serán los siguientes:

En columnas, muros y otros muros verticales: 24 horas

En losas y fondeos de trabes: cuando el concreto alcance el 65% de su resistencia de proyecto.

En voladizos: Cuando el concreto alcance el 80 % de su resistencia de proyecto.

GASTILLOS.-

- El espaciamiento promedio entre castillos será de 20 veces el espesor del muro.

- En muros de carga se construirán castillos a distancias no mayores de 3m.

- Otros puntos donde se requiere la construcción de castillos son: en intersecciones de muros, en extremos de muros aislados, en remates de muros, y a los lados de puertas y ventanas cuando no existan elementos estructurales que lo sustituyan

MUROS DE TABIQUE DE BARRO RECOCIDO.-

- Las piezas deberán humedecerse antes de proceder a colocarlo.

- Las piezas deberán ser asentadas con mortero cemento-arena 1:5 en hiladas cuatrapeadas.

- Deberá revisarse que las hiladas queden a plomo (las verticales) y a nivel (las horizontales).

PISOS.-

- El piso será de loseta de granizo San Luis de fondeo blanco 30x30 cm asentada con mortero cemento-arena 1:5 .

-Una vez colocada, llevará una lechada con cemento blanco y agua.

- Por último, se pulirá y brillantará para darle el acabado final.

RELLENO EN AZOTEA Y EXTERIORES.-

- El relleno se hará con tezontle el cual deberá tener un proceso de compacta

per medio de pisón durante su colocación.

- Deberá de revisarse que se cumpla con dar las pendientes y niveles que marcan los planos.

- El material de relleno (tezentle) no deberá ser expuesto al agua y en caso de humedecerse deberá de secarse antes de su colocación.

- Sobre el relleno de tezentle se colocará un entortado hecho con mortero cemento-arena 1:5, el cual recibirá la impermeabilización.

IMPERMEABILIZACION.-

- La impermeabilización se hará con productos Fester y el proceso será el siguiente:

Se procederá a hacer la impregnación de la superficie a base de MICROPRIMER; inmediatamente después se aplicarán 3 capas de asfalto emulsionado de nombre MICROSEAL 3A a razón de un litro por metro cuadrado por capa, intercalando membrana de refuerzo FESTERFLEX y se dará acabado con pintura FESTALUM.

-A continuación se describe en que consiste cada uno de los productos usados en la impermeabilización:

Festalum.- Producto líquido de consistencia densa, a base de asfaltos selectos, gilsenita y pasta pura de aluminio. Da a la superficie un acabado con apariencia de metal plateado. Esta superficie brillante refleja los rayos solares hasta en un 80% disminuyendo así considerablemente el paso del calor por transmisión, reduciendo las temperaturas en el interior.

Festerflex.- Es una membrana inorgánica flexible con resistencia a la intemperización. Es usada como refuerzo entre capas asfálticas, se amolda a las superficies y estructura la impermeabilización ligando las capas entre sí.

Microprimer.- Es una emulsión asfáltica líquida de gran estabilidad, con un alto contenido de sólidos. Se usa para sellar superficies porosas de mortero y concreto.

Microseal 3A.- Es una composición de grades selectos de asfalto de petróleo refinado, suspendidos como partículas microscópicas en un vehículo químico especial conteniendo además fibras de asbesto y rellenos minerales inertes cuidadosamente seleccionados.

C) INSTALACION ELECTRICA

- La acometida al edificio será en baja tensión.

- La alimentación a los diferentes niveles será de la siguiente manera:

Con cable # 6 a los primeros tres niveles

Con cable # 6 a los siguientes tres niveles

Con cable # 4 a los niveles subsecuentes

- En cada nivel habrá 2 tableros de control, por lo que habrá que conducir 8 cables a cada nivel (4 a cada tablero: 3 fases y 1 neutro).
- Los cables que se mencionaren anteriormente serán conducidos en tubería de los siguientes diámetros:

Los cables # 4 en tubo conduit de 1 $\frac{1}{2}$ " (38 mm)

Los cables # 6 y # 8 en tubo conduit de 1 $\frac{1}{4}$ " (32 mm)

- Como se había mencionado, en cada nivel habrá dos tableros, uno para cada oficina.
- Los tableros serán modelo QO 424 con general de 100 amperes.
- El cableado a luminarias será con cable # 14 y a contactos con cable # 10.
- La conducción de estos últimos cables se hará con tubo conduit de 3/4".
- La iluminación en áreas de oficina y estacionamiento se hará a base de lámparas fluorescentes de 2x74 watts con acrílico de tipo envolvente en su gran mayoría, y solo se colocarán de 2 x 38 watts en donde haya limitaciones de espacio para colocar las primeras.

D) INSTALACION HIDRAULICA Y SANITARIA

- El sistema de dotación de agua se hará mediante un equipo hidroneumático de 10 HP que tomará el agua de una cisterna que se encuentra en el nivel -1, y que tiene una capacidad de 115 m³.
- La presión y caudal que requieren los diferentes muebles sanitarios para su correcto funcionamiento son los siguientes:

Lavabo:	presión	0.73 Kg/cm ²	Caudal	15 lt/min
WC:	presión	1.00 Kg/cm ²	Caudal	100 Lt/min
- El equipo hidroneumático que se propone es adecuado para proporcionar las presiones y gastos requeridos por los muebles, incluso en los niveles más altos del edificio.
- Como un sistema de dotación de agua auxiliar se contará con 8 tinacos de 1100 lts. que serán alimentados de la misma cisterna mediante una bomba de 7.5 HP.

- La tubería con la cual el hidroneumático surtirá a los muebles será galvanizada de 1 $\frac{1}{8}$ ".
- La tubería que alimenta los tinacos desde la cisterna será también galvanizada de 1 $\frac{1}{2}$ ".
- Finalmente, la tubería que alimenta a los muebles de baño desde los tinacos será galvanizada de 1 ".
- Los muebles de baño serán de las siguientes características:

WC Clímpice Ideal Standard

Lavabe Tampice Ideal Standard

- Los WC funcionarán con válvula de descarga (fluxómetro).
- El drenaje sanitario se hará con tubo PVC de 4" y las bajadas se harán por el ducto de humos

E) CANCELERIA

- La cancelería que se utilizará en todo el edificio será de aluminio anodizado natural de 2" x 1 $\frac{1}{4}$ ", color plateado.

F) CARPINTERIA

- Las puertas estarán constituidas por un marco de madera de pino con tres refuerzos horizontales, y recubiertas con triplay también de pino de 6 mm de espesor.
- Como acabado final, las puertas se pintarán con pintura vinílica.

G) CERRAJERIA

- En las puertas de acceso a las oficinas se usará una chapa Schlage A52 PD modelo Plymouth, en lámina de bronce, con cerradura extra para doble seguridad.
- En baños se requiere de chapa Schlage A30 D modelo Plymouth en lámina de bronce.
- En las bodegas la chapa más adecuada es la Schlage A70 PD modelo Plymouth en lámina de bronce.

- En la puerta de acceso al edificio se usará una chapa Phillips 575 JM-AN en color aluminio, con jaladera por el exterior y manija por el interior.

H) RECUBRIMIENTOS

- Los muros serán aplanados con yeso, para lo cual la superficie a aplanar - deberá ser humedecida previamente para que el tabique no reste humedad a la mezcla.
- El aplanado deberá tener un espesor no mayor de 2.5 cm ni menor de 1 cm.
- Como acabado final, los muros serán pintados con pintura vinílica (2 manos).
- Antes de proceder a pintar, debe asegurarse que la superficie esté libre - de polvo, seca, bien pulida y sin grietas. Si aparecieran grietas, estas deberá n ser resanadas antes de pintarse.
- En cuanto al plafón, este llevará como aplanado inicial una capa de yeso, - sobre el cual se aplicará tirol rústico que finalmente será pintado con viníl lica.

I) VIDRIERIA

- Toda la cancelería de aluminio estará prevista de vidrios polarizados color cobre con un espesor de 4 mm.
- Con objeto de lograr un cierre hermético es conveniente que el vidrio sea - recibido por un empaque de vinilo, el cual permite impedir el paso del agua y del aire.
- La medida de los vidrios será 5 mm. más corta en cada una de las dimensione nes del vano.
- En las hojas corredizas es preferible que se tome la precaución de desmonta rlas para colocar los vidrios.

J) INSTALACIONES ESPECIALES

ELEVADORES.-

- El edificio contará con un sistema de 2 elevadores OTIS con capacidad para - 8 personas cada uno (560 Kg.).

CAPITULO X

ANALISIS DE COSTOS

A) ANTECEDENTES

Una parte primordial en el proyecto es el presupuesto. Actualmente se hace indispensable el conocer un coste bastante aproximado de una determinada obra antes de empezar su ejecución. Es prácticamente imposible dar un coste exacto debido a la constante fluctuación en los precios, principalmente de materiales (los incrementos en los precios de la mano de obra son mas predecibles), pero conociendo el programa de trabajo se puede calcular el coste de un determinado concepto al saber cuando se llevará a cabo y aplicándole la tasa de inflación correspondiente.

Cualquiera que sea la fuente del financiamiento requerirá de un presupuesto en el cual se detallen cada uno de sus conceptos con su coste correspondiente. Si la inversión es por cuenta propia, el conocimiento del coste se hace indispensable para poder determinar un precio de venta o renta, según sea el caso.

Durante la ejecución de la obra el presupuesto es útil para poder hacer las correcciones necesarias en caso de algún incremento imprevisto en el costo de mano de obra o material. Además, combinando el presupuesto con el programa de obra, podremos obtener un flujo de efectivo, en donde se especifiquen las erogaciones mensuales, semanales e inclusive diarias, y así saber en cualquier momento cuanto se ha gastado, y cuanto falta por gastar.

Así, el presupuesto junto con el programa, se presentan como una herramienta indispensable para una ejecución controlada y sistematizada de la obra, de lo que depende el éxito económico del proyecto.

B) PRECIO UNITARIO

El elemento medular de un presupuesto es el precio unitario. Este se define como la remuneración o pago en moneda que el contratante cubre al contratista, por unidad de obra y concepto de trabajo que ejecute, de acuerdo a las especificaciones. El precio unitario facilita enormemente la elaboración de un presupuesto así como el pago de las estimaciones durante la ejecución de la obra. La elaboración de un precio unitario está en función de las espe

cificaciones, los salarios oficiales y los rendimientos de los trabajadores que intervienen en la realización de dicha labor. En cuanto a los rendimientos, se pueden encontrar en manuales de construcción; pero las condiciones de trabajo pueden cambiar debido a factores tales como: el clima, la zona o cualquier otro que los pueda alterar. Por esto es importante antes de empezar a construir establecer con los contratistas los precios unitarios de todas las actividades que se ejecutarán en el transcurso de la obra.

Las partes de las que está formado el presupuesto son las mismas que las del precio unitario, solo que se aplican directamente a este último. Dichas partes son:

	Materiales
I) Costes directos	Obra de mano
	Equipo
	Administración central
II) Costes indirectos	Administración en obra
	Financiamiento
	Fianzas y seguros
	Imprevistos
III) Utilidad	

A la suma de los costos directos e indirectos se le llama costo unitario. - Si al costo unitario agregamos la utilidad, obtenemos el precio unitario.

$$\text{COSTO UNITARIO} + \text{UTILIDAD} = \text{PRECIO UNITARIO}$$

C) COSTOS DIRECTOS

Se entiende por costo directo todo aquel que influye directamente en la ejecución de la obra, estos son: Materiales, mano de obra y equipo.

MATERIALES.- Actualmente y especialmente en una ciudad tan grande como México, la gran variedad y calidad de los materiales requiere de una investigación minuciosa antes de su adquisición. La compra de un material obedece al presupuesto con que se cuenta, al tiempo que se vaya a usar (ya que de tratarse de una obra temporal no conviene hacer un gasto fuerte), a la disponibilidad de dicho material en la zona, etc.

En caso de contar con el dinero suficiente, podría ser conveniente adquirir la totalidad del material con bastante anticipación, previendo así el -

alza en el precio de éste, pero lo anterior implica la utilización de una -
bodega o almacén, lo que significa una erogación extra, por lo cual se hace
indispensable, como se había mencionado, una investigación de cuanto mate-
rial se requerirá y cuando es el momento preciso para comprarlo.

Se debe tener cuidado de que el material esté siempre en la obra cuando
se le requiera, ya que de lo contrario significará tiempo muerto para los -
trabajadores, que a su vez se traduce en pérdida de dinero.

MANO DE OBRA.- Este elemento del costo directo se refiere al factor humano
en la realización de alguna labor. A continuación se presenta una clasifica
ción jerárquica de diferentes trabajadores que intervienen en la construc-
ción:

Maestro de obra

Cabe

Oficial albañil

Carpintero de obra negra

Herrero en construcción

Oficial colocador de mosaicos y azulejos

Yesero en construcción de edificios y casas habitación

Oficial pintor de casas, edificios y construcciones en general

Oficial de herrería

Operador de camión de carga de volteo

Oficial carpintero en fabricación y reparación de muebles

Oficial electricista

Oficial plomero en instalaciones sanitarias

Vidriero

Colocador de recubrimientos, tapices, alfombras, etc.

Aluminero

Ayudante

Peón

El salario de un trabajador obedece lógicamente a su grado de especializa-
ción. El salario que se usa para la elaboración de un presupuesto es el lla
made salario real, en el cual se incluyen todas las prestaciones que marca-
la ley. En la tabla TX-1 se hace un desglose del salario real, tomando -
como ejemplo a un peón que percibe el salario mínimo.

TABLA TX - 1

CLASIFICACION DEL PERSONAL	A SALARIO BASE	B PERCEPCION ANUAL	C PRIMA VACACIONAL A x 1.5	D GRATIF. ANUAL A x 15	E TOTAL DEVENGADO ANUAL: B+C+D
PEON	\$ 816.00	\$ 298 044.00	\$ 1 224.00	\$ 12 240.00	\$ 311 508.00

F CUOTA I.M.S.S. E x 0.196875	G EDUCACION E x 0.01	H GUARDERIA B x 0.01	I INFONAVIT B x 0.05	J ANUAL CON INFONAVIT E+F+G+H+I	K ANUAL SIN INFONAVIT E+F+G+H
\$ 61 328.13	\$ 3 115.08	\$ 2 980.44	\$ 14 902.20	\$ 393 833.86	\$ 378 931.66

L SALARIO REAL J/300.08	M SALARIO REAL K/300.08	N FACTOR L/A	O FACTOR M/A
\$ 1 312.43	\$ 1 262.76	1.608	1.54

OBTENCION DEL SALARIO REAL DE

UN TRABAJADOR

La explicación de cada una de las columnas de la tabla anterior, es la siguiente:

Columna A : Salario base; es el que estipula la ley a través de la Comisión Nacional de Salarios Mínimos para cada tipo de trabajador.

Columna B : Percepción anual; es lo que recibe el trabajador realmente en un año, o sea el salario base por el número de días del año. Si se toma en cuenta que hay un año bisiesto cada 4 años, quedaría:

$$\text{Percepción anual} = \text{Salario base} \times 365.25$$

Columna C : Prima vacacional; según el artículo 80 de la Ley Federal del Trabajo "los trabajadores tendrán derecho a una prima no menor a un veinticinco por ciento de los salarios que le corresponden durante el período de vacaciones". (Siendo 6 días las vacaciones mínimas).

$$\text{Prima vacacional} = \text{Salario base} \times 6 \times 0.25 = \text{Salario base} \times 1.5$$

Columna D : Gratificación anual; según la Ley Federal del Trabajo en su artículo 87 " los trabajadores tendrán derecho a un aguinaldo anual que deberá pagarse antes del día 20 de diciembre, equivalente a quince días de salario cuando menos".

$$\text{Gratificación anual} = \text{Salario base} \times 15$$

Columna E : Total devengado anual; es simplemente la suma de las B, C y D.

Columna F : Cuotas al I.M.S.S.; para la industria de la construcción se definieron porcentajes sobre el total devengado:

$$\text{Para el peón (salario mínimo)} = 19.6875 \%$$

$$\text{Para salarios superiores al mínimo} = 15.9375 \%$$

Columna G : Educación; se paga el 1 % sobre el total devengado.

Columna H : Guarderías; se paga el 1 % sobre la percepción anual, es decir, no grava prima vacacional ni gratificación anual.

Columna I : Infonavit; Se paga el 5 % sobre la percepción anual, es decir, no grava prima vacacional ni gratificación anual.

En relación a esta aportación, cabe aclarar lo siguiente:

En el diario Oficial del 26 de octubre de 1972 se dispone que: " en los análisis de precios unitarios no deberá figurar el 5 % del importe de las percepciones de los trabajadores que las empresas, en calidad de patrones, están obligados a aportar al Fondo Nacional de la Vivienda". Y establece que "las dependencias a que se refiere el artículo 3° de la Ley de Inspección de Contratos y Obras Públicas (toda Secretaría, Departamento de Estado, Departamento del D.F., Gobierno de Territorio Federal, Organismo Público e

empresa de participación estatal que ordene e encomiende la ejecución de alguna obra pública) deberán hacer saber a los interesados en participar en concursos de obras que, de acompañar a sus proposiciones de análisis de precios unitarios cargos distintos de los establecidos en la sección 4 de las citadas bases y normas generales, dichas proposiciones serán desechadas".

Dentro del estudio de salarios se considera la opción de considerar el INFONAVIT o no considerarlo. (Columnas J y K)

Columna L : Salario real; es el cociente que resulta de dividir la suma anual (columna J), que en este caso es tomando en cuenta el 5 % del INFONAVIT, entre los días efectivos que se trabajan durante el año. De acuerdo a la Ley Federal del Trabajo, estos días se calculan como sigue:

Días no laborables:

Domingos	52
1° de enero	1
5 de febrero	1
21 de marzo	1
1° de mayo	1
16 de septiembre	1
20 de noviembre	1
1° de diciembre	0.17

(cada seis años)

25 de diciembre	1
vacaciones mínimas	<u>5</u>

TOTAL: 65.17 días

Días pagados	365.25
Días efectivos	365.25 - 65.17 = 300.08
De donde	Columna L = J/300.08

Columna M : Salario real; es semejante a la columna anterior, únicamente sin considerar la aportación al INFONAVIT.

Columna M = K /300.08

Columna N : Factor; para obtener el salario real considerando la aportación al INFONAVIT dentro del costo directo.

Columna N: L/A

Columna O : Factor; para obtener el salario real sin considerar la aportación del INFONAVIT dentro del costo directo.

Columna O: M/A

Como se dijo anteriormente, el salario de cada uno de las trabajadoras va
ría con su grado de especialización, pero también con la zona del país en -
que se encuentre la obra. Para este último, el país se encuentra dividido -
en 4 diferentes grupos, en los cuales quedan incluidos todos los estados, -
ciudades e zonas. En la tabla TX-2 se muestran algunos de los trabaja-
dores que intervienen en la construcción con sus correspondientes salarios
en las diferentes zonas. Las letras A, B, C y D se refieren a los 4 grupos -
mencionados párrafos atrás. Dentro del grupo A se encuentran aquellos esta-
dos, ciudades e zonas en donde los salarios son más bajos, avanzando progre
sivamente en el B y C, teniendo los salarios más altos en la zona D.

Las zonas pertenecientes al grupo A son las siguientes:
Durango, Zacatecas, Norte de Guanajuato, Hidalgo, Centro de Guerrero, Chia-
pas (exceptuando Tapachula), Campeche, entre otros.

En el grupo B se encuentran zonas tales como:
Sierra de Sonora, Chihuahua (exceptuando Cd. Juárez), Nueve León norte, Si-
nalaes norte, Aguascalientes, Nayarit, Colima, Cd. de Querétaro, Michoacán,
Tehuacan, Morelos, Tlaxcala, Puebla, Oaxaca (zona del Istmo), Tabasco, Mérida,
entre otros.

En el grupo C:
Costa de Sonora, Monterrey (área metropolitana), Mante (Tamps.), Tampico y Al-
tamira (tamps.), Poza Rica (Ver.), Tuxpan (Ver.), Guadalajara (área metropo-
litana).

Y por último, las zonas pertenecientes al grupo D son:
Baja California Norte y Sur, Nogales (Son.), Cd. Juárez (Chih.), Tamaulipas
norte, Distrito Federal (zona metropolitana), Minatitlán y Coatzacoalcos -
(Ver.), Acapulco (Gro.).

EQUIPO.- El otro factor que interviene en un costo directo es el equipo o ma-
quinaria que se usa durante el proceso de construcción. Este equipo puede ir
desde un vibrador, una revoladora o un malacate, hasta maquinaria pesada -
para movimiento de tierras. Para empresas que se dedican a esta última ac-
tividad, resulta de vital importancia el hacer un análisis detallado del -
costo de operación de su equipo debido a la alta cantidad de dinero que tie
ne invertido en él.

Para tener en cuenta el costo del equipo en un presupuesto, se hace nece
sario saber el costo de operación por hora, es decir, el costo horario. Pa-

SALARIOS MINIMOS GENERALES

Vigentes del 11 de Junio al 31 de Diciembre
de 1984

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Clasificación del trabajador	Grupos salariales			
	A	B	C	D
Peón (Salario mínimo)	600.00	660.00	750.00	816.00
Oficial de albañilería	876.00	964.00	1095.00	1192.00
Carpintero de obra negra	815.00	897.00	1019.00	1109.00
Oficial colocador de mosaicos y azulejos	856.00	941.00	1070.00	1164.00
Yezero en construcción de edi- ficios y casas habitación	811.00	892.00	1014.00	1103.00
Herrero en construcción	844.00	928.00	1054.00	1147.00
Chofer de camión de carga	896.00	986.00	1121.00	1219.00
Oficial electricista instalador y reparador de instalaciones eléctricas	856.00	941.00	1070.00	1164.00
Encargado de bodega y/o almacén	791.00	870.00	988.00	1075.00
Oficial de herrería	844.00	928.00	1054.00	1147.00
Oficial pintor de casas, edificios y construcciones en general	835.00	919.00	1044.00	1136.00
Oficial plomero en instalaciones sanitarias	840.00	923.00	1049.00	1142.00
Soldador con seplete o con arco eléctrico	864.00	950.00	1080.00	1175.00

Fuente: Comisión Nacional de los
Salarios mínimos

T A B L A T X - 2

ra la obtención del costo horario intervienen una serie de factores que a continuación se enumeran:

Gastos fijos.- Son aquellos que gravan el costo horario del equipo, independientemente de que éste se halle operando o inactivo:

a) Interés sobre capital.- Es el cargo equivalente a los intereses que retribuiría el capital invertido en la maquinaria.

$$I = \frac{\text{Inversión x interés anual}}{\text{Heras normales promedio anuales}}$$

b) Depreciación.- Toma en cuenta la disminución del valor original del equipo a lo largo del tiempo.

$$D = \frac{\text{Inversión}}{\text{Vida fiscal del equipo}}$$

Se sugiere una depreciación del 20% anual.

c) Mantenimiento.- Aquí se consideran los gastos que deben de efectuarse para reparar al equipo cuando sea necesario. Se considera el mantenimiento tanto menor como mayor.

$$M = X \% \text{ de la depreciación}$$

d) Seguros.- Este es el cargo que considera lo que se tiene que gastar para cubrir los riesgos de la maquinaria durante su vida económica.

$$S = \frac{\text{Costos de seguro anual}}{\text{Heras anuales}}$$

e) Almacenaje y gastos anuales.- Son los gastos del equipo mientras no esté en operación, así como los correspondientes a tenencias, permisos, placas, revistas, etc.

$$A = \frac{\text{Gasto anual}}{\text{Heras anuales}}$$

f) Factor de utilización.- Si el uso del equipo no es constante, se sugiere el uso del factor de utilización, que se expresa como:

$$F.U. = \frac{\text{Meses del año}}{\text{Meses activos}}$$

Gastos de operación.- Estos gastos tienen efecto mientras el equipo está en actividad:

a) Combustibles.- Son las erogaciones por consumo del diesel o gasolina neces

sarios para la operación del equipo.

$E = \text{Consumo horario} \times \text{precio del combustible}$

b) Lubricantes.- Son las erogaciones ocasionadas por los consumos y gastos- (cambios periódicos) de aceite.

$L = \text{Consumo horario} \times \text{precio de lubricante}$

c) Llantas.- Incluye los gastos de reparación y renovación de las llantas - de la maquinaria, cuando esta está equipada con ellas.

$Ll = \frac{\text{Valor de las llantas}}{\text{Horas de vida de las llantas}}$

d) Operación.- Considera el pago de salarios al operador de la máquina .

$O = \frac{\text{Salario real}}{\text{Horas efectivas por día}}$

e) Fletes.- Este es un concepto muy impreciso, pero una expresión recomendable es la siguiente:

$F = \frac{\text{Dos fletes}}{\text{Horas de uso del equipo}}$

D) COSTOS INDIRECTOS

El costo indirecto es la suma de todos los gastos técnicos y administrativos para la correcta ejecución de una obra.

El costo indirecto lo podemos dividir dentro de los grupos siguientes:

- Administración central
- Administración en obra
- Financiamiento
- Fianzas y seguros
- Imprevistos

ADMINISTRACION CENTRAL.- Son todos los gastos originados en la Oficina Central de la Constructora para la administración global de la empresa. El porcentaje de estos gastos que se le aplique a cada obra ejecutada será proporcional al monto de cada una.

Como pudiera apreciarse, los costos indirectos van a depender en forma direc

ta de la buena o mala organización de la empresa.

Estos gastos de administración central los podemos a su vez dividir en:

- + Honorarios y sueldos
- + Depreciaciones, mantenimiento y rentas
- + Gastos de oficina
- + Suscripciones y afiliaciones
- + Promociones y concursos

+ honorarios y sueldos:

- Personal directivo
- Personal técnico
- Personal administrativo
- Consultores y asesores
- Estudios e investigaciones

+ Depreciaciones, mantenimiento y rentas:

- Renta de oficinas
- Renta de almacenes
- Teléfono
- Luz
- Depreciación de mobiliario de oficina
- Depreciación de equipo de oficina
- Depreciación de vehículos
- Combustibles y lubricantes de vehículos

+ Gastos de oficina

- Papelería y útiles de escritorio
- Copias fotostáticas
- Copias heliográficas y xerográficas
- Material para limpieza
- Otros

+ Suscripciones y afiliaciones

- Afiliación a la CNIC
- Registro en la SPP
- Suscripción a revistas profesionales
- Cuotas a asociaciones profesionales

+ Promociones y concursos

- Gastos de concursos
- Obsequios a clientes
- Atención a clientes
- Otros

ADMINISTRACION DE OBRA.- Son todos los gastos técnicos y administrativos que son 100 % aplicables a la obra en estudio, y los pedemes dividir en:

- + Honorarios y sueldos
- + Fletes y transportes
- + Gastos de oficina
- + Obras provisionales
- + Varies

+Honorarios y sueldos

- Personal técnico
- Personal administrativo
- Consultores y asesores
- Estudios e investigaciones

+Fletes y transportes

- De campamento
- De equipo de construcción
- De mobiliario
- Depreciación de vehículos
- Pasaje de personal técnico
- Comunicación (giros, correos, etc., en obra feránea)

+Gastos de oficina

- Papelería y útiles de escritorio
- Copias fotostáticas
- Material para limpieza
- Depreciación de mobiliario y equipo de oficina
- Luz
- Otros

+Obras provisionales

- Oficinas
- Bodegas
- Cercas perimetrales
- Sanitarias
- Caminos de acceso
- Otros

+Varies

- Sindicatos
- Control de calidad
- Derechos de pase
- Servicios médicos de emergencia

- Letreros en general
- Intercomunicación
- Reposiciones
- Otros

FINANCIAMIENTO.- En el momento de realizar la construcción de una obra no siempre se cuenta con el monto total para su ejecución. Es por esto que es necesario el financiar la obra, basándonos en el presupuesto de la misma y en el programa de obra realizado. De esta manera, se sabrá cuando y cuanto dinero se requerirá. El costo del financiamiento será el porcentaje que se cobre por el capital de financiamiento, el cual puede llegar a ser en ocasiones de más del 50 % del costo total de la obra.

FIANZAS Y SEGUROS.- Dentro de los costos indirectos no debe de olvidarse las erogaciones que se efectúan por concepto de las fianzas, seguros, multas, recargos, regalías, etc., que es necesario cubrir y que de manera general se considera varían del 1 al 4 % del costo total de la obra.

IMPREVISTOS.- Al efectuar un presupuesto, no siempre se toman en cuenta todos los factores, ya sea por errores cometidos, omisiones etc. Además, en el desarrollo de la obra existen demoras y riesgos naturales que repercuten en el costo final. Este es un concepto difícil de estimar, por ser un tanto subjetivo, pero la experiencia ha demostrado que los imprevistos representan entre un 2 % y 5 % del costo directo total de una obra.

Obtención del factor de indirectos.-

El factor de indirectos es la cantidad por la que se tiene que multiplicar el costo directo para obtener el precio unitario o costo de venta de cada concepto de la obra. Para la obtención de este factor es necesario conocer primeramente el costo directo total de la obra estudiada, para relacionar ambos costos.

De la experiencia observada de las obras, podemos de manera general presentar las siguientes relaciones:

Para obras pequeñas

$$\frac{\text{Costo indirecto}}{\text{Costo directo}} = 0.21$$

Para obras medianas

$$\frac{\text{Costo indirecto}}{\text{Costo directo}} = 0.18$$

Para obras grandes

$$\frac{\text{Costo indirecto}}{\text{Costo directo}} = 0.15$$

El factor de indirectos para obras chicas se integraría como sigue:

Costo directo	1.000
Costo indirecto	<u>0.210</u>
	1.210
Utilidad 10 %	<u>0.121</u>
Factor de Indirectos:	1.331

Para obras medianas:

Costo directo	1.000
Costo indirecto	<u>0.180</u>
	1.180
Utilidad 10 %	<u>0.118</u>
Factor de Indirectos:	1.298

Para obras grandes:

Costo directo	1.000
Costo indirecto	<u>0.150</u>
	1.150
Utilidad 10 %	<u>0.115</u>
Factor de Indirectos:	1.265

Nota: Se tomó arbitrariamente una utilidad del 10 %.

E) UTILIDAD

La determinación de la utilidad es una decisión de cada empresa. La utilidad es la ganancia que recibe el empresario por el trabajo producido y los riesgos afrontados. Los factores que influyen en la determinación de la utilidad son, entre otros: El grado de dificultad técnica de la obra, localización de la misma, plazo en el que deba ejecutarse, magnitud de la obra, etc.

Para que resulte realmente ganancia, en su monto debe incluirse a todos los que participan de ella y que son:

- + Las autoridades a través del impuesto sobre la renta
 - + Los trabajadores a través del reparto de utilidades
 - + Los empresarios, por su inversión en la empresa y su actividad comercial
- Se puede considerar un porcentaje de utilidad razonable el 10 %.

F) DESARROLLO DEL PRESUFUESTO

La ejecución del presupuesto fué realizada a base de un programa de computadora, para el análisis de Precios Unitarios, denominada " DIKA APRE-83" de la compañía MICUDIKA.

Con base a este programa se desarrolla el presupuesto, siguiendo los aspectos definidos dentro del capítulo, integrándose los conceptos que forman el análisis de precios.

Se determinó el empleo de este tipo de programas, por su gran versatilidad, ya que maneja no solo el análisis de los Precios Unitarios, sino también elementos como explosiones de Insumos, que incluyen materiales, mano de Obra, equipos y subcontratos, con lo cual se manejan los Precios Unitarios en una forma más rápida, ordenada, y eficiente.

El desarrollo de los Precios Unitarios se muestra a continuación en los siguientes listados, dentro de los cuales, el importe de los precios que integran cada concepto, solo reflejan la cantidad correspondiente al costo directo, o sea no se le han incluido el costo indirecto, ni la utilidad.

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
I.- OBRAS PRELIMINARES					
1	TRAZO Y NIVELACION DEL TERRENO	360.0000	M2	108.27	38977.20
TOTAL DE:					... \$ 38977.20

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
II.- CIMENTACION					
1	EXCAVACION CON MAQUINA, CARGA AL CAMION Y ACARREO DEL MATERIAL FUERA DE LA OBRA	2016.0000	M3	850.00	1713600.00
2	PLANTILLA DE CONCRETO HECHO EN OBRA F'C=100 EN CIMENTACION	360.0000	M2	399.21	143715.60
3	CIMBRA COMUN EN CONTRATRABES, INCLUYE DESCIMBRADO	924.0000	M2	757.57	699994.68

4	CIMBRA COMUN EN LOSAS MACIZAS DE CIMENTACION, INCLUYE DESCIMBRADO	286.8500	M2	757.57	217157.44
5	CIMBRA COMUN EN DADOS DE CIMENTACION, INCLUYE DESCIMBRADO	45.7200	M2	757.57	34636.10
6	ACERO DE REFUERZO #3 EN CONTRATRABES	3.3200	TON	106577.07	353835.87
7	ACERO DE REFUERZO #10 EN CONTRATRABES	16.9000	TON	103221.60	1744445.04
8	ACERO DE REFUERZO #4 EN LOSAS MACIZAS DE CIMENTACION	7.2000	TON	102300.98	736567.05
9	ACERO DE REFUERZO #2.5 EN DADOS DE CIMENTACION	2.7600	TON	120035.38	331297.64
10	ACERO DE REFUERZO #4 EN DADOS DE CIMENTACION	1.1500	TON	102300.98	117646.12
11	ACERO DE REFUERZO #8 EN DADOS DE CIMENTACION	17.4000	TON	96565.98	1680248.05
12	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A CONTRATRABES, F'C=250 KG/CM2, INC. COLOCACION	146.7000	M3	9289.31	1362741.77
13	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A LOSAS MACIZAS DE CIMENTACION F'C=250 KG/CM2, INCLUYE COLOCACION Y VIBRADO	180.0000	M3	9289.31	1672075.80
14	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A DADOS DE CIMENTACION F'C=250 KG/CM2, INCLUYE COLOCACION Y VIBRADO	72.4100	M3	9289.31	672638.93
15	CIMBRA COMUN EN MURO DE CONTENSION PERI-				

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	METRAL, INCLUYE DESCIMBRADO	161.0800	M2	1160.53	186938.17
16	ACERO DE REFUERZO #4 EN MURO DE CONTEN- CION PERIMETRAL	4.2900	TON	102300.98	438871.20
17	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A MURO DE CONTENSION PERIMETRAL F'C=250 KG/CM2, INCLUYE COLOCACION Y VIBRADO	41.4200	M3	9289.31	384763.22
18	CIMBRA COMUN EN CISTERNA, INCLUYE DES- CIMBRADO	90.4000	M2	1160.53	104911.91
19	ACERO DE REFUERZO #2.5 EN CISTERNA	0.0360	TON	120035.38	4321.27
20	ACERO DE REFUERZO #4 EN CISTERNA	1.0600	TON	102300.98	108439.03
21	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A CISTER- NA F'C=250 KG/CM2, INCLUYE COLOCACION	10.5000	M3	9289.31	97537.75
TOTAL DE:					... \$ 12806382.64

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
III.- ESTRUCTURA					
1	CIMBRA APARENTE EN COLUMNAS, INCLUYE DESCIMBRADO	1726.7400	M2	1160.53	2003933.57
2	ACERO DE REFUERZO #4 EN COLUMNAS	10.7200	TON	103533.15	1109875.36
3	ACERO DE REFUERZO #8 EN COLUMNAS	14.6400	TON	98249.93	1438378.97
4	ACERO DE REFUERZO #10 EN COLUMNAS	22.9300	TON	103221.60	2366871.28
5	ACERO DE REFUERZO #12 EN COLUMNAS	5.3500	TON	103221.60	552235.56
6	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A COLUM- NAS F'c=250 KG/CM2, INCLUYE COLOCACION	237.2500	M3	9289.31	2203888.79
7	CIMBRA APARENTE EN LOSAS, TRABES Y RAM- PAS	4257.0000	M2	1055.76	4494370.32
8	ACERO DE REFUERZO #2 EN LOSAS TRABES Y RAMPAS	1.6800	TON	143163.10	240514.00
9	ACERO DE REFUERZO #2.5 EN LOSAS, TRABES Y RAMPAS	4.5000	TON	121555.05	546997.72
10	ACERO DE REFUERZO #3 EN LOSAS, TRABES Y RAMPAS	17.6500	TON	107891.38	1904282.85

11	ACERO DE REFUERZO #4 EN LOSAS TRABES Y RAMPAS	18.3500	TON	103533.15	1899833.30
12	ACERO DE REFUERZO #6 EN LOSAS, TRABES Y RAMPAS	77.4300	TON	100006.08	7743470.77
13	ACERO DE REFUERZO #8 EN LOSAS, TRABES Y RAMPAS	28.6000	TON	98249.93	2809947.99
14	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A LOSAS TRABES Y RAMPAS, INCLUYE COLOCACION	910.6000	M3	9289.31	8458845.68
15	BLOCK PARA ALIGERAR LOSA 30X20X40 CM	18080.0000	PZA	166.39	3008331.20
16	CIMBRA APARENTE EN MURO RIGIDO, INCLUYE DESCIMBRADO	518.1300	M2	1160.53	601305.40
17	ACERO DE REFUERZO #2.5 EN MURO RIGIDO	2.3500	TON	121555.05	285654.36
18	ACERO DE REFUERZO #4 EN MURO RIGIDO	6.7300	TON	103533.15	696778.09
19	CONCRETO PREMEZCLADO, BOMBEADO A MURO RIGIDO F'C=250 KG/CM2 INCLUYE COLOCACION	108.3600	M3	9289.31	1006589.63

TOTAL DE: ... \$ 43372104.84

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
IV. - ALBANILERIA					
1	MURO TABIQUE ROJO RECOCIDO DE 7X14X28 CM EN 14 CM DE ESPESOR	1108.5900	M2	1124.53	1246642.71
2	CASTILLOS DE CONCRETO REFORZADO DE 15X15 CM, F'C=200 KG/CM2	92.5000	M	996.04	92133.70
3	PRETIL DE TABIQUE ROJO RECOCIDO CON 21 CM DE ESPESOR	72.8500	M2	2004.53	146030.01
4	BARANDAL DE TABIQUE ROJO RECOCIDO CON 14 CM DE ESPESOR	120.0000	M2	1124.53	134943.60
5	PISO DE LOSETA DE GRANITO 30X30 CM	2917.0000	M2	2096.72	6116132.24
6	RELLENO DE TEZONTLE EN AZOTEA Y EXTERIOR	64.3000	M3	2575.18	165584.07
7	ENTORTADO AZOTEA CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5 PARA RECIBIR IMPERMEABILIZACION	321.5000	M2	303.94	97716.71
8	FORJADO DE ESCALONES CON PFDACERIA DE TABIQUE	333.2000	ML	561.87	187215.08
9	SUMINISTRO Y COLOCACION DE LINACO DE ASBESTO VERTICAL 1100 LTS	8.0000	PZA	41833.00	334664.00
TOTAL DE:					\$ 8521062.12

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
V.- ACABADOS					
1	APLANADO DE YESO EN MUROS	2859.1800	M2	412.41	1179154.42
2	APLANADO DE YESO EN PLAFÓN A NIVEL	2917.0000	M2	413.45	1206033.65
3	TIROL EN PLAFONES. ACABADO FINO	2917.0000	M2	190.08	554463.36
4	PINTURA VINILICA SOBRE SUPERFICIE DE YESO EN MUROS	2859.1800	M2	313.63	896724.62
TOTAL DE:					... \$ 3836376.05

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07
HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
VI.- SUBCONTRATOS					
1	A) PILOTES				
2	SISTEMA DE PILOTES EN CIMENTACION; INCLUYE: FABRICACION DE PILOTE CIRCULAR DE 50 CM DE DIAMETRO POR 23 MTS DE LARGO, TRANSPORTE A LA OBRA E HINCADO	57.0000	PZA	150000.00	8550000.00

3	B) INSTALACION HIDRAULICA Y SANITARIA				
4	SUMINISTRO E INSTALACION DE BOMBA DE 7.5 HP EN CISTERNA	1.0000	PZA	119820.00	119820.00
5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA GALVANIZADA DE 2" PARA ALIMENTAR TINACOS	40.0000	ML	1400.00	56000.00
6	INSTALACION SUMINISTRO Y COLOCACION DE INODORO OLIMPICO IDEAL STANDARD; INCLUYE SUMINISTRO Y COLOCACION DE FLUXOMETRO	41.0000	SAL	42700.78	1750731.98
7	INSTALACION, SUMINISTRO Y COLOCACION DE LAVABO TAMFICO IDEAL STANDARD CON LLAVES	21.0000	PZA	26893.92	564772.32
8	INSTALACION DE CESPOL COLADERA	21.0000	SAL	2800.00	58800.00
9	C) EQUIPO HIDRONEUMATICO				
10	SUMINISTRO E INSTALACION DE EQUIPO HIDRONEUMATICO DE 10 HP	1.0000	PZA	1500000.00	1500000.00
11	D) INSTALACION ELECTRICA				
12	SALIDA PARA ALUMBRADO; INCLUYE TUBO DE POLIDUCTO Y CABLEADO	550.0000	SAL	3133.00	1723150.00
13	SALIDA PARA APAGADORES Y CONTACTOS; INCLUYE TUBO DE POLIDUCTO, CABLEADO Y APAGADOR (O CONTACTO)	296.0000	SAL	3133.00	927368.00
14	SUMINISTRO E INSTALACION DE LAMPARAS DE 2X74 WATTS CON ACRILICO TIPO ENVOLVENTE	368.0000	PZA	8025.85	2953512.80
15	SUMINISTRO E INSTALACION DE LAMPARAS 2X38 WATTS CON ACRILICO TIPO ENVOLVENTE	144.0000	PZA	5900.85	849722.40

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER

FECHA: 16/07

DISKETTE: PRESUPUESTOS

HOJA:

PARTIDA :

NUMERO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
16	SUMINISTRO E INSTALACION DE TABLERO DE CONTROL QO-424 CON GENERAL DE 100 AMPERS	24.0000	PZA	30000.00	720000.00
17	E) ELEVADORES				
18	SUMINISTRO E INSTALACION DE ELEVADORES OTIS CON CAPACIDAD DE 8 PERSONAS, 560 KG	2.0000	PZA	4000000.00	8000000.00
19	F) CANCELERIA				
20	CANCELERIA DE ALUMINIO ANODIZADO NATURAL DE 2"X1.25"; INCLUYE SUMINISTRO Y COLOCACION DE VIDRIO Y SELLADO CON NEOPRENO GRIS	451.2300	M2	8810.52	3975570.93
21	G) HERRERIA				
22	SUMINISTRO Y COLOCACION DE HERRERIA EN EN FACHADA Y PUERTAS DE ACCESO A ESTACIONAMIENTO	66.3000	M2	11082.08	734741.90
23	H) PUERTAS				
24	SUMINISTRO Y COLOCACION DE PUERTAS DE TAMBOR DE PINO; INCLUYE PINTURA Y CERRAJERIA	54.0000	PZA	25000.00	1350000.00
25	I) IMPERMEABILIZACION				

26 IMPERMEABILIZACION EN AZOTEA Y EXTERIO-
RES CONSISTENTE EN: SELLADO DE SUPERFI-
CIE CON MICROPRIMER, 3 CAPAS DE ASFALTO
APOSEAL INTERCALANDO 2 MEMBRANAS DE RE-
FUERZO FESTERFLEX Y ACABADO FINAL CON
FESTERBLANC 321.5000 M2 977.50 314266.25

TOTAL DE: ... \$ 34148456.58

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

PRESUPUESTO: PROYECTO TIBER FECHA: 16/07/84
DISKETTE: PRESUPUESTOS HOJA: 10

NUMERO	PARTIDA	IMPORTE
1		38977.20
2		12806382.64
3		43372104.84
4		8321062.12
5		3836376.05
6		34148456.58
TOTAL		102723359.43

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

EXPLOSION DE INSUMOS
 OBRA: PROYECTO TIBER
 DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07/84
 HOJA: 1

MATERIALES

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
1	CEMENTO GRIS	TON	97.1058	10407.50	1010628.61
2	ARENA	M3	118.6014	928.57	110129.70
3	GRAVA	M3	14.8237	928.57	13764.84
4	AGUA	M3	177.3757	225.00	39909.53
5	ALAMBRO DE 1/4	TON	1.9127	92810.00	177517.68
6	VARILLA #2.5	TON	10.6106	84040.00	691714.82
7	VARILLA #3	TON	23.2982	73000.00	1700768.60
8	VARILLA #4	TON	54.4500	70232.80	3824175.96
10	VARILLA #6	TON	85.1730	69117.30	5886927.79
11	VARILLA #8	TON	66.7040	68416.95	4563684.23
12	ALAMBRE RECOCIDO	KG	8716.6843	114.70	999803.68
15	GASOLINA NOVA	LT.	1359.4486	40.00	54377.94
16	DIESEL	LT.	8037.4700	30.00	241124.10
17	LUBRICANTE (ACEITE MULTIGRADO)	LT.	69.8323	360.00	25139.62
19	CLAVO	KG	1155.0080	131.10	151421.54
25	TRIPLAY DE PINO 2 CARAS 16 MM	M2	1188.5894	1699.81	2020376.14
32	CALHIDRA	TON	2.5819	7800.00	20138.82
34	MADERA DE PINO 3A (15 USOS)	P.T.	36769.0964	51.00	1875223.91
35	VARILLAS DE VARILLA	KG	108.0000	100.51	10855.08
38	QUE ROJO RECOCIDO 7X14X28	PZA	74149.4250	7.65	567243.10
41	TEZONTLE	M3	64.3000	1207.50	77642.25
42	YESO	TON	95.3069	5500.00	524187.95
43	CEMENTO BLANCO	TON	8.7510	14375.00	125795.62
44	CERO FINO	TON	4.0838	10350.00	42267.33
45	CERO GRUESO	TON	4.0838	10350.00	42267.33
46	LIGATIROL	LT	116.6800	354.07	41312.88
49	LOSETA DE GRANITO 30X30 CM	M2	3208.7000	1040.06	3337240.52
53	PINTURA VINILICA	LT	1429.5900	293.88	420127.90
54	SELLADOR	LT	343.1016	259.70	89103.48
60	INODORO OLIMPICO IDEAL STANDARD	PZA	41.0000	11049.83	453043.05

62	LAVABO C/LLAVE TAMPICO OVALIN GRANDE	PZA	21.0000	5093.92	106972.32
64	FLUXOMETRO PARA INODORO 32 MM	PZA	41.0000	9850.95	403888.95
84	VARILLA # 10	TON	49.6980	75000.00	3727350.00
85	BLOCK ALIGERANTE DE LOSAS	PZA	18984.0000	97.84	1857394.56

TOTAL DE MATERIALES 35433519.81

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

EXPLOSION DE INSUMOS
 OBRA: PROYECTO TIBER
 DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07/84
 HOJA: 2

EQUIPO

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
1	REVOLVEDORA 1 SACO MOTOR GAS 12 H.P.	PZ	0.0104	273000.00	2839.20
2	VIBRADOR GASOLINA DE 4 H.P.	PZ	1.0243	119000.00	121891.70
TOTAL DE EQUIPO					124730.90

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

EXPLOSION DE INSUMOS
 OBRA: PROYECTO TIBER
 DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07/84
 HOJA: 3

MANO DE OBRA

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	C A N T I D A D	COSTO UNITARIO	I M P O R T E
1	MAESTRO	%	14063981.2670	0.12	1687677.75
2	HERRAMIENTAS MENORES	%	14063981.2670	0.03	421919.43
3	OFICIAL ALBANIL	JOR	1202.4124	2173.88	2613900.26
4	AYUDANTE DE ALBANIL	JOR	3852.3621	1429.63	5507452.42
5	PEON	JOR	460.0490	1429.63	657699.85
6	FIERRERO	JOR.	1465.9241	2173.88	3186743.08
7	CARPINTERO	JOR	827.0085	2173.84	1797784.15
9	PINTOR	JOR.	539.1187	2173.88	1171979.35
TOTAL DE MANO DE OBRA					17045156.29

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

EXPLOSION DE INSUMOS
 OBRA: PROYECTO TIBER
 DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07/84
 HOJA: 4

SUBCONTRATOS

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	IMPORTE
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=200, TMA=20MM	M3	1792.6020	7112.00	12748985.42
2	BOMBEO DE CONCRETO HASTA NIVEL 5	M3	1707.2400	776.00	1324818.24
3	REVENIMIENTO DEL CONCRETO	M3	1707.2400	477.00	814353.48
6	IMPERM. EN FRIO, 3 CAPAS (FESTER)	M2	321.5000	977.50	314266.25
9	INSTALACION ELECTRICA (MAT Y MO)	SAL	846.0000	3133.00	2650518.00
10	INSTALACION HIDRAULICA Y SANIT. (MT Y MO)	SAL	62.0000	21800.00	1351600.00
13	INSTALACION CESPOL COLADERA	PZA	21.0000	2800.00	58800.00
16	HERRERIA (MATERIAL Y MANO DE OBRA)	M2	66.3000	11082.08	734741.90
22	FUERTAS DE TAMBOR DE PINO (SUM Y COLOC)	PZA	54.0000	25000.00	1350000.00
23	EXCAVACION CON MAQUINA, INC ACARREO MAT	M3	2016.0000	850.00	1713600.00
24	PILOTES 0.5X23 MTS, INC FLETE E HINCADO	PZA	57.0000	150000.00	8550000.00
25	SUMINISTRO E INSTALACION BOMBA 7.5 HP	PZA	1.0000	119820.00	119820.00
26	SUM E INST DE TUBERIA GALVANIZADA DE 2"	ML	40.0000	1400.00	56000.00
27	SUM E INST EQUIPO HIDRONEUMATICO 10 HP	PZA	1.0000	1500000.00	1500000.00
28	SUM Y COLOCACION DE LAMPARA 2X74 WATTS	PZA	368.0000	8025.85	2953512.80
29	SUM Y COLOCACION DE LAMPARA 2X38 WATTS	PZA	144.0000	5900.85	849722.40
30	SUM E INST DE TABLERO DE CONTROL Q0-424	PZA	24.0000	30000.00	720000.00
31	SUM E INST DE ELEVADOR OTIS 8 PERS 560 K	PZA	2.0000	4000000.00	8000000.00
32	CANCELERIA DE ALUMINIO	M2	451.2300	8810.52	3975570.93
33	SUM Y COLOC DE TINACO DE 1100 LTS	PZA	8.0000	41833.00	334664.00
TOTAL DE SUBCONTRATOS					50120973.42

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

I.T.E.S.M. U.E.M. VICE-RECTORIA

EXPLOSION DE INSUMOS
OBRA: PROYECTO TIBER
DISKETTE: PRESUPUESTOS

FECHA: 16/07/84
HOJA: 5

RESUMEN DE EXPLOSION DE INSUMOS

INSUMO I M P O R T E

MATERIALES 35433519.81

EQUIPO 124730.90

MANDO DE OBRA 17045156.29

SUBCONTRATOS 50120973.42

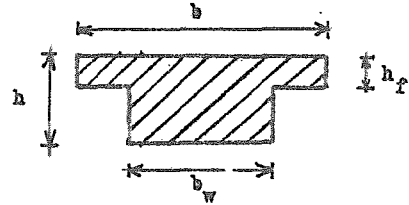
HERRAMIENTA 0.00

T O T A L 102724380.42

A-1

PROGRAMA PARA EL CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA (I_b) y RIGIDEZ (K_b) DE UNA VIGA EQUIVALENTE.

Programa para Texas Instrument 58 ó 59:



2nd CP

LRN

2nd Lbl A

STO 1

R/S

b

2nd Lbl B

STO 2

R/S

b_w

$$C_t = 1 + \left(\frac{b}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_f}{h}\right)^3 +$$

$$\frac{3 \left(1 - \frac{h_f}{h}\right)^2 \frac{h_f}{h} \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)}{1 + \frac{h_f}{h} \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)}$$

2nd Lbl C

STO 05

5 RCL 5

= STO 6

R/S

h = STO 5

STO 6 = h_f / h

Se consideró $h_f = 5$ cm

$$I_b = C_t b_w \frac{h^3}{12}$$

2nd Lbl D

STO 22

R/S

l = longitud de la viga

2nd Lbl 2nd A°

RCL 1 ÷ RCL 2 = STO 3

$(3 \times (1 - RCL 6) y^x 2 = x RCL 6 \times (RCL 3 - 1) \div$

$(1 + RCL 6 \times (RCL 3 - 1))) +$

$(RCL 3 - 1) \times (RCL 6 y^x 3 =) + 1 = STO 4$

$RCL 4 \times RCL 2 \times (RCL 5 y^x 3 =) \div 12 = STO 20$

R/S

I_b

2nd Lbl 2nd B°

RCL 20 RCL 22 =

R/S

$$K_b = \frac{I_b}{l}$$

LRN

MANEJO DEL PROGRAMA.-

INTRODUCIR:	A	(Valor de b)	(cm)
	B	(Valor de b_w)	(cm)
	C	(Valor de h . Simultáneamente se visualiza h_p/h)	(cm)
	D	(Valor de l)	(cm)
PRESIONAR:	A°	(Valor de I_b)	(cm ⁴)
	B°	(Valor de K_b)	(Kg/cm)

MOMENTOS DE INERCIA (I_b) Y RIGIDECES (K_b) DE VIGAS EQUIVALENTES.

EJE	TRAMO	b	b_w	I_b	l	K_b
A	1-2	128	53	167,442.98	480	348.84
B	1-2	233	66	242,008.01	480	504.18
B	1-2	150	72	214,430.15	480	446.73
C	1-2	230	78	266,720.43	480	555.66
D	1-2	170	82	243,735.63	480	507.78
D	1-2	256	75	271,479.81	480	565.83
E	1-2	243	70	255,028.26	480	531.31
E	1-2	157	77	227,358.24	480	473.66
E	1-2	176	83	248,941.78	480	518.63
F	1-2	228	68	244,455.40	480	509.28
G	1-1A	164	58	195,081.59	292.5	666.94
G	1-1A	140	80	222,291.66	292.5	759.97
G	1A-2A	187	65	220,122.15	425	517.93
G	1A-2A	157	87	244,700.23	425	575.76
G	2A-3	164	58	195,081.59	292.5	666.94
G	2A-3	140	80	222,291.66	292.5	759.97
A	2-3	142	58	184,239.58	595	309.65
B	2-3	255	75	271,071.43	595	455.58
B	2-3	158	78	229,709.24	595	386.07
C	2-3	251	78	275,980.90	595	463.83
D	2-3	183	82	251,018.99	595	421.88
E	2-3	167	82	242,009.11	595	406.74
F	2-3	249	80	279,410.64	595	469.60
1	A-B	132.5	52.5	168,800.10	500	337.60
2	A-B	239	73	260,024.07	500	520.05
3	A-B	141.5	53.5	175,249.49	500	350.50
1	B-C	96.5	43.5	132,844.38	225	590.42
2	B-C	162	49	175,197.81	225	778.65
3	B-C	100.5	41.5	131,253.68	225	583.35
1	C-D	126.5	46.5	154,030.75	445	346.14
2	C-D	225	73	253,990.11	445	570.76
3	C-D	133.5	53.5	171,239.50	445	384.80

EJE	TRAMO	b	b_w	I_b	l	K_b
1	D-E	138.5	55.5	177,645.76	555	320.08
2	D-E	166	82	241,429.68	555	435.00
1	E-F	106.5	43.5	138,179.68	290	476.48
2	E-F	183	53	192,695.40	290	664.46
3	E-F	111.5	41.5	136,791.27	290	471.69
1	F-G	112.5	43.5	141,228.69	335	421.60
2	F-G	196	59	211,344.21	335	630.88
3	F-G	118.5	41.5	140,124.64	335	418.28
1	G-G'	64.5	30.5	91,379.80	100	913.79
2	G-G'	95	37	119,780.51	100	1197.80
3	G-G'	65.5	29.5	90,121.48	100	901.21

NOTA: Las unidades que se trabajaren fueren centímetros

CALCULO DE RIGIDECES DE ENTREPISO (FORMULAS DE WILBUR) PARA COLUMNAS EMPOTRADAS EN LA CIMENTACION.

Programa para Texas Instrument 58 ó 59:

2nd CP

LRN

2nd Lbl A

STO 1

R/S

2nd Lbl B

STO 2

R/S

2nd Lbl C

STO 11

R/S

2nd Lbl D

STO 12

RCL 12 + RCL 13 = STO 13

R/S

2nd Lbl E

STO 14

RCL 14 + RCL 15 = STO 15

R/S

2nd Lbl 2nd A°

STO 16

RCL 16 + RCL 17 = STO 17

R/S

2nd Lbl 2nd B°

STO 18

RCL 18 + RCL 19 = STO 19

R/S

2nd Lbl 2nd C°

STO 7

2 $\boxed{X \Rightarrow T}$

RCL 7

2nd $\boxed{X = T} \oplus$

2nd $\boxed{X \geq T} \ominus$

h_{inf}

altura del entrepiso inferior al nivel n

h_n

altura del entrepiso n

h_{sup}

altura del entrepiso superior al nivel n.

$\sum K_{c inf}$

sumatoria de rigideces de columnas del entrepiso inferior a n

$\sum K_c$

sumatoria de rigideces de columnas del entrepiso n

$\sum K_t inf$

sumatoria de rigideces de trabes del nivel sobre el entrepiso inferior a n

$\sum K_t$

sumatoria de rigideces de trabes del nivel sobre el entrepiso n

Decisión de acuerdo al valor de n (entrepiso), dado por STO 7, de ir a las fórmulas para el primer entrepiso, segundo entrepiso o para el entrepiso n.

GO TO X^2

2nd Lbl X^2

$4 \times RCL 2 \div RCL 15 = STO 8$
 $(RCL 2 + RCL 11) \div (RCL 19 + (RCL 15 \div 12)) = STO 9$
 $(RCL 8 + RCL 9) \times RCL 2 = \frac{1}{X} \times 48 = STO 10$

INV SBR

Subprograma para
Primer entrepiso

2nd Lbl \oplus

$4 \times RCL 2 \div RCL 15 = STO 8$
 $(RCL 2 + RCL 1) \div (RCL 17 + (RCL 13 \div 12)) = STO 9$
 $(RCL 2 + RCL 11) \div RCL 19 = STO 10$
 $(RCL 8 + RCL 9 + RCL 10) \times RCL 2 = \frac{1}{X} \times 48 = STO 3$

INV SBR

Subprograma para
segundo entrepiso

2nd Lbl \ominus

$4 \times RCL 2 \div RCL 15 = STO 8$
 $(RCL 2 + RCL 1) \div RCL 17 = STO 9$
 $(RCL 2 + RCL 11) \div RCL 19 = STO 10$
 $(RCL 8 + RCL 9 + RCL 10) \times RCL 2 = \frac{1}{X} \times 48 = STO 3$

INV SBR

Subprograma para
entrepiso n

LRN

MANEJO DEL PROGRAMA.-

A continuación se muestra la secuencia de datos que es necesario introducir, dependiendo del entrepiso que se trate, para obtener el valor de K (rigidez de entrepiso.). Si algunos datos no cambian para algún otro entrepiso, solo es necesario cambiar los datos diferentes con las teclas respectivas.

PRIMER ENTREPISO	SEGUNDO ENTREPISO	ENTREPISO n
-	A	A
B	B	B
C	C	C
-	D	-
E	E	E
-	A'	A'
B'	B'	B'
C'(1) → K	C'(2) → K	C'(3,4,..) → K

(Valor h_{inf})

(Valor h_n)

(Valor h_{sup})

(Valores $K_{c inf}$)

(Valores $K_{c n}$)

(Valores $K_{t inf}$)

(Valores $K_{t n}$)

(Despues de presionar el valor del número de entrepiso, aparecerá el valor de la rigidez de entrepiso K).

NOTA: El valor de la rigidez obtenida (K) deberá de multiplicarse por el valor del módulo de elasticidad

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA EL CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE CORTANTES EN MARCOS Y MUROS DENTRO DE UNA ESTRUCTURA POR EL METODO DE KHAN Y SBAROUNIS.

A continuación se presenta la descripción y funcionamiento general del programa de computadora empleado dentro del Capítulo V, en el punto V.1.e, referente al cálculo de las rigideces de entrepise.

DATOS DE ENTRADA.-

Los datos que se requieren, con su descripción respectiva, deben ser proporcionados en la forma siguiente:

	COLUMNAS a UTILIZAR	DESCRIPCION DE LOS DATOS	NOMBRE DE LA VARIABLE Y FORMATO
1 ^a Tarjeta	1 a 10	Módulo de elasticidad del material.	E F10.0
	11 a 15	Momento de inercia de la sección transversal del muro.	CI F5.0
	16 a 17	Número de niveles más uno.	N I2
	18 a 19	Número de iteraciones a efectuar.	K I2
SIG. Tarjeta	1 a 10	Cortantes sísmicos en el nivel. (Acumulación de fuerzas sísmicas en los niveles).	VT(I)
	11 a 20		F10.0
	21 a 30		
	71 a 80		
TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITEN (Entran 8 datos por tarjeta)			
Sig. Tarjeta	1 a 5	Altura de piso a techo de los entrepises.	ALT(I)
	6 a 10		F5.0
	11 a 15		
	76 a 80		
TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITEN (Entran 16 datos por tarjeta)			
Sig. Tarjeta	1 a 10	Rigidez de entrepise mediante las fórmulas de Wilbur.	RIG(I)
	11 a 20		F10.0
	21 a 30		
	71 a 80		
TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITEN (Entran 8 datos por tarjeta)			
Sig. Tarjeta	1 a 5	Datos obtenidos de las tablas de Khan y Sbarounis para determinar la relación del desplazamiento total del nivel considerado	TAB(I)
	6 a 10		F5.0
	11 a 15		

rade respecto al desplazamiento
total del último nivel.

TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITEN
(Entran 16 datos por tarjeta)

VARIABLES DEL PROGRAMA.-

Las variables principales que intervienen en el programa, además de las mencionadas en la parte de "DATOS DE ENTRADA", son los siguientes:

DEINI(JJ)	Desplazamiento total inicial de los pisos en el ciclo K.
DF(KK)	Desplazamiento relativo de los entrepises, sistema de marcos.
VF(LL)	Certante en los marcos.
DW(I)	Desplazamiento total del muro sujeto a las cargas totales.
VM(MM)	Certante en los muros
DEFIN(I)	Desplazamiento final total de los pisos en el ciclo K
F(I)	Fuerzas en los niveles, e en el muro.
I,KK,JJ,LL,MM	= 2,3,4, . . . ,N

Además del programa principal, se cuenta con dos subrutinas. La primera, - llamada MOHR, sirve para calcular los desplazamientos de una viga empotrada - en un extremo por medio de los teoremas de Mohr; Es una aplicación del método de la viga conjugada y por medio de ella se calculan los desplazamientos del muro sujeto a las cargas totales, así como los desplazamientos finales. La segunda subrutina, llamada REST, efectúa la resta de dos arreglos, proceso que se utiliza varias veces dentro del programa (fuerzas en los niveles y en los muros).

RESULTADOS DEL PROGRAMA.-

El programa listará una tabla por cada ciclo o iteración efectuada. Los resultados que aparecerán son: Número de nivel, desplazamiento inicial, desplazamiento final, desplazamiento de los marcos, certante total, certante en los marcos y certante en los muros.

Cabe aclarar que los desplazamientos inicial y final son totales y el desplazamiento de los marcos es relativo.

Las unidades estarán de acuerdo a los datos introducidos, por lo que debe tenerse cuidado de introducir datos homogéneos.

Dentre del capítulo de sismo se presentan los resultados obtenidos por el método de Khan y Sbareunis para los datos del edificio analizado.

A continuación se muestra el listado completo del programa, el cual funciona de acuerdo al diagrama de flujo de la figura FA - 1.

```

DIMENSION VT(18),ALT(18),RIG(18),TAB(18),DR(18),DEINI(18),
10F(18),VF(18),VM(18),DEFIN(18),P(18)
CALL FOPEN(9,'TMP')
CALL FOPEN(12,'SLPT')
C
LECTURA DE DATOS
DO 100 JI=1,2
READ(9,1) E,CI,N,K
1 FORMAT(F10.0,F5.0,2I2)
READ(9,2) (VT(I),I=2,N)
2 FORMAT(3F10.0)
READ(9,3) (ALT(I),I=2,N)
3 FORMAT(18F5.0)
READ(9,4) (RIG(I),I=2,N)
4 FORMAT(3F10.0)
READ(9,5) (TAB(I),I=2,N)
5 FORMAT(18F5.0)
C
CALCULO DE LAS FUERZAS EN LOS NIVELES
CALL REST(P,VT,N)
C
CALCULO DEL DESP. MURC SUJETO A LAS CARGAS TOTALES (DA)
CALL MURC(E,CI,N,P,ALT,DA)
C
CONTROL DEL NUMERO DE CICLOS A EFECTUAR (K)
DO 100 II=1,K
IF(II.NE.1) GO TO 102
C
CALCULO DEL DESP. INICIAL DE LOS PISOS EN EL CICLO 1
DEINI(1)=0.0
DO 200 JJ=2,N
DEINI(JJ)=TAB(JJ)*DR(N)
200 CONTINUE
GO TO 103
C
APLICACION DEL CRITERIO DE CONVERGENCIA PARA DETERMINAR
EL NUEVO VALOR DE "DEINI".
C
102 DEINI(1)=0.0
DO 700 NN=2,N
ALFA=DEFIN(NN)-DEINI(NN)
BETA=(DA(NN)-DEFIN(NN))/DEINI(NN) + 1.0
DEINI(NN)=DEINI(NN) + ALFA/BETA
700 CONTINUE
C
CALCULO DE DESP. DE ENTREPISOS, SISTEMA F. (DF)
103 DF(1)=0.0
DO 300 KK=2,N
JJK=KK-1
DF(KK)=DEINI(KK)-DEINI(JJK)
300 CONTINUE
C
CALCULO DEL CORTANTE EN LOS MARCOS, SISTEMA F. (VF)
VF(1)=0.0
DO 400 LL=2,N
VF(LL)=RIG(LL)*DF(LL)
400 CONTINUE
C
CALCULO DEL CORTANTE EN LOS MUROS, SISTEMA F. (VM)
VM(1)=0.0
DO 500 MM=2,N
VM(MM)=VI(MM)-VF(MM)
500 CONTINUE
C
CALCULO DE LAS FUERZAS EN LOS MUROS
CALL REST(P,VM,N)
C
CALCULO DEL DESP. FINAL DE LOS PISOS (DEFIN) EN EL CICLO K.
CALL MURC(E,CI,N,P,ALT,DEFIN)
C
IMPRESION DE TITULOS Y RESULTADOS
IF(II.LE.(K-5)) GO TO 100
WRITE(12,13) II
13 FORMAT(1M1,//////,20X,"METODO DE KHAN Y SBAROUNIS",//,
130X,"CICLO=",I2,///)
WRITE(12,14)
14 FORMAT(3X,"NIVEL",1X,"DESP.INICIAL",1X,"DESP.FINAL",1X,"DES.PARC
IAL",1X,"V.TOTAL",4X,"V.MARCOS",5X,"V.MUROS",/)
DO 600 JJJ=2,N
JJJ=JJJ-1
WRITE(12,15) JJJ,DEINI(JJJ),DEFIN(JJJ),DF(JJJ),VT(JJJ),
1VF(JJJ),VM(JJJ)
15 FORMAT(5X,I2,3(2X,F10.5),3(2X,F10.3),/)
600 CONTINUE
100 CONTINUE
800 CONTINUE
STOP
END
IFORT/5/L S1/8 CECAF1/E

```

```

SUBROUTINE MOHR(E,CI,N,P,S,DESP)
DIMENSION P(18),S(18),AR(18),AT(18),M(18),SL(18),DESP(18)
C CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE UNA VIGA EMPOTRADA EN UN
C EXTREMO POR MEDIO DE LOS TEOREMAS DE MOHR.
C SE DAN COMO DATOS LAS CARGAS APLICADAS, LONGITUDES DE
C LAS SECCIONES, MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MOMENTO DE INERCIA
C DE LA SECCION Y NÚMERO DE PUNTOS CONSIDERADOS (NUM. DE
C NIVELES MAS UNO).
C CALCULO DE LA SUMATORIA DE LONGITUDES
SL(I)=0.0
DO 4 I=2,N
K=I-1
SL(I)=S(I)+SL(K)
4 CONTINUE
C CALCULO DE LA REACCION DE LA VIGA
SR=0.0
DO 6 I=2,N
SR=P(I)+SR
R=SR
8 CONTINUE
C CALCULO DEL MOMENTO DE REACCION DE LA VIGA
M(1)=0.0
DO 5 I=2,N
MOM=P(I)*SL(I)
M(1)=M(1)+MOM
5 CONTINUE
C CALCULO DE LOS MOMENTOS DE LAS SECCIONES
DO 8 I=2,N
SUMO=0.0
DO 7 K=2,I
MO=P(K)*(SL(I)-SL(K))
SUMO=SUMO+MO
7 CONTINUE
M(I)=M(1)+SUMO-(R*SL(I))
6 CONTINUE
C CALCULO DE LAS AREAS DE MOMENTOS
DO 15 I=2,N
AR(I)=M(I)*S(I)
K=I-1
AT(I)=0.5*(M(K)+M(I))*S(I)
15 CONTINUE
C CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS
DO 10 I=2,N
SUMA=0.0
DO 11 K=2,I
J=K-1
A=AR(K)*(SL(I)-0.5*S(K)-SL(J))
B=AT(K)*(SL(I)-S(K)/3.0-SL(J))
SUMA=SUMA+A+B
11 CONTINUE
DESP(I)=SUMA/(E*CI)
10 CONTINUE
RETURN
END
STORE
IRLDR/M ECLIPSE S1 S2 FORT.LB
IEXEC ECLIPSE

```

```

SUBROUTINE REST(CCPAR,CORTO,N)
DIMENSION CCPAR(18),CORTO(18)
CCPAR(1)=0.0
CCPAR(N)=CORTO(N)
MMM=N-1
DO 800 IN=2,MMM
MAS=IN+1
CCPAR(IN)=CORTO(IN)-CORTO(MAS)
800 CONTINUE
RETURN
END
IFORT/8/L S2/8 CECAFI/E

```

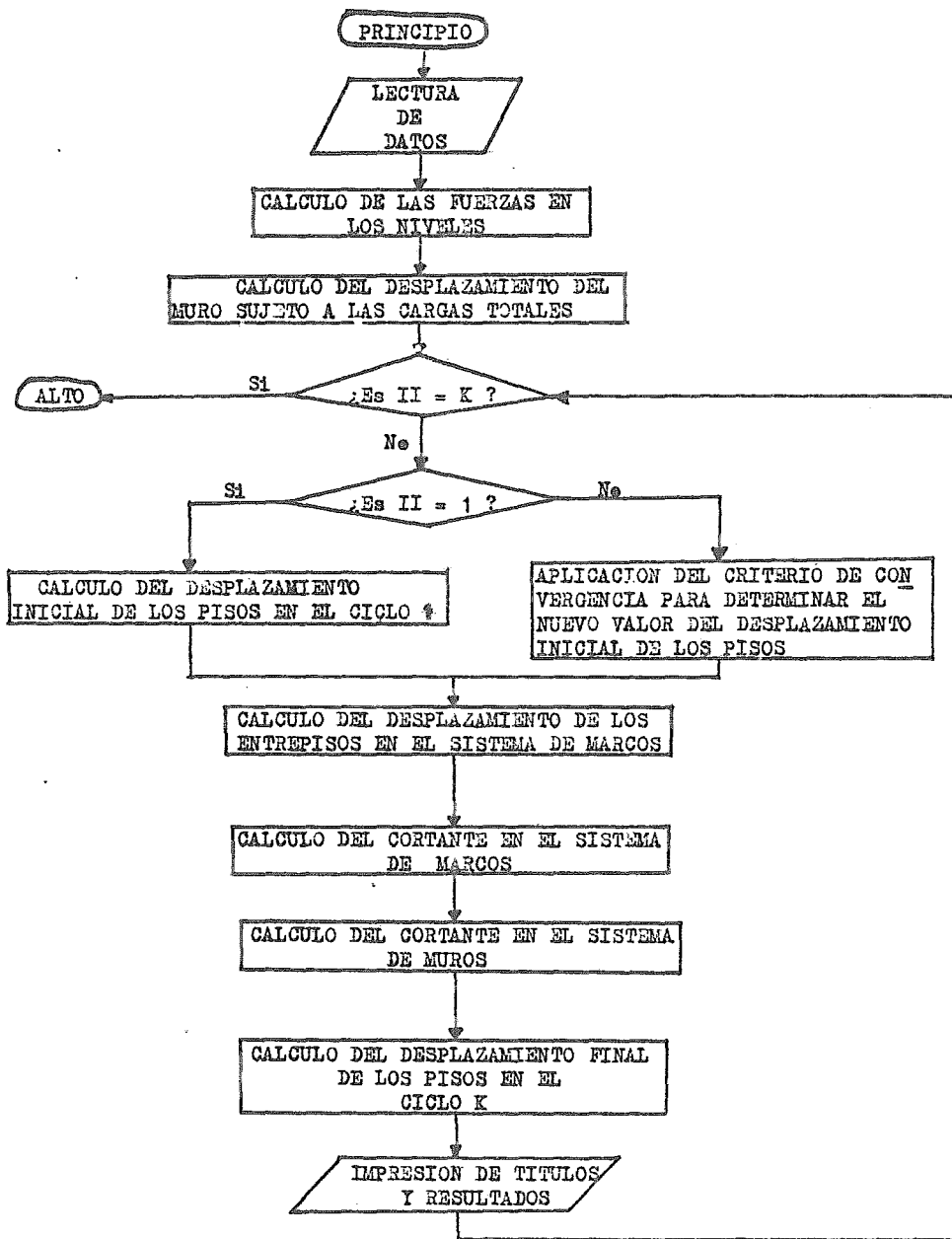


DIAGRAMA DE FLUJO. METODO DE KHAN Y SBAROUNIS.

FIGURA FA - 1

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA LA DETERMINACION DE LOS MODOS SUPERIORES DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL METODO DE HOLZER.

A continuación se presenta la descripción y funcionamiento general del programa de computadora empleado en esta Tesis en el Capítulo V, en la parte correspondiente al análisis dinámico.

DATOS DE ENTRADA.-

Los datos que se requieren, con su descripción respectiva, deben ser proporcionados en la forma siguiente al programa:

	COLUMNAS A UTILIZAR	DESCRIPCION DE LOS DATOS	NOMBRE DE LA VARIABLE Y FORMATO
1a Tarjeta	1 a 2	Número de entrepises	NE I2
	3 a 4	Número de frecuencias supuestas.	N I2
	5 a 14	Período característico inicial del espectro de diseño	T1 F10.C
	15a 24	Período característico final del espectro de diseño	T2 F10.0
	25 a 34	Coefficiente sísmico del reglamento, según la zona	C F10.0
	35 a 44	Valor de la aceleración para $T = 0$, según RCDDF	A0 F10.0
	45 a 54	Exponente de las expresiones del espectro de diseño	R F10.0
	55 a 64	Aceleración de la gravedad	G F10.0
2a Tarjeta	1 a 10	Rigideces en los resortes	RIG(I)
	11 a 20		F10.0
	21 a 30		
	71 a 80		
TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITE (Entran 8 datos per tarjeta)			
3a Tarjeta	1 a 10	Masas en los niveles	AMASA(I)
	11 a 20		F10.0
	21 a 30		
	71 a 80		
TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITE (Entran 8 datos per tarjeta)			

(Continúa)

SIG. Tarjeta	1 a 10	Frecuencias supuestas para	FRECU(I)
	11 a 20	las iteraciones a efectuar	F10.0
	21 a 30		
	71 a 80	(Se deben de proporcionar elevadas al cuadrado)	
	TANTAS TARJETAS COMO SE NECESITE		
	(Entran 8 datos per tarjeta)		

VARIABLES DEL PROGRAMA.-

El significado de las principales variables no mencionadas en el punto anterior, es el siguiente:

FIREL(I)	Fuerza de inercia relativa
FURES(I)	Fuerza en el resorte
FMAS (I)	Fuerza de inercia en la masa
XREL(I)	Desplazamiento relativo de un nivel respecto al anterior
XTOT(I)	Desplazamiento total de una masa
FI	Aceleración del sismo
CR	Coefficiente de participación
XREAL(I)	Desplazamiento total real de una masa
P(I)	Fuerzas cortantes sísmicas en cada masa
A	Ordenada del espectro de aceleraciones del RCDDF
T	Período natural de vibración

RESULTADOS DEL PROGRAMA.-

Para cada una de las iteraciones efectuadas, se desplegará un listado en cuyo encabezado figurará la frecuencia al cuadrado supuesta en el ciclo. Para cada nivel, se presentará el valor de la fuerza en la masa, la fuerza en el resorte, el desplazamiento total real y la fuerza cortante sísmica aplicada.

El programa internamente calcula los parámetros indicados por el RCDDF para el espectro de aceleraciones a considerar, presentándose en el listado, por debajo de cada tabla, los siguientes valores:

- + Diferencia entre la fuerza en el resorte y la fuerza en la masa del último nivel ($F-I$), que deberá ser un valor cercano a cero cuando la frecuencia supuesta pertenezca a un modo de la estructura.
- + Coeficiente de participación (CR)
- + Coeficiente I
- + Aceleración del sismo (FI)

- + Ordenada del espectro de aceleraciones (A)
- + Valor de la aceleración para $T = 0$ (AO)
- + Período natural de vibración (T)
- + Períodos característicos del espectro de diseño (T1 y T2)
- + Coeficiente sísmico (C)
- + Exponente de las expresiones del espectro de diseño (R)

En el capítulo V, en la sección correspondiente al análisis dinámico, se muestran como ejemplo los listados arrojados por el programa para el 2^o y 3^{er} modos del edificio analizado.

A continuación se presenta el listado del programa de computadora, el cual funciona de acuerdo al diagrama de flujo de la figura FA - 2.

```

DIMENSION RIC(30), AMASA(30), FRECU(20), XREL(30), XTOT(30)
DIMENSION FIREL(30), FIMAS(30), FURES(30), XREAL(30), P(30)
C
C TESIS PROFESIONAL. ENEP UNAM ACATLAN
C INGENIERIA CIVIL
C NUÑEZ LUCIO FRANCISCO
C OLEA NADER SERGIO
C FLORES MERINO LUIS EDUARDO
C CALCULO DE LOS MODOS DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA DE
C "N" NIVELES POR EL METODO DE HOLZER.
C LECTURA DE DATOS
CALL ASSIGN(1, 'DATO.DAT')
CALL ASSIGN(2, 'FICD.DAT')
15 READ(1, 15) NE, N, T1, T2, C, AO, R, G
   FORMAT(2I2, 6F10.0)
25 READ(1, 25) (RIG(I), I=1, NE)
   FORMAT(6F10.0)
35 READ(1, 35) (AMASA(I), I=1, NE)
   FORMAT(6F10.0)
45 READ(1, 45) (FRECU(I), I=1, N)
   FORMAT(6F10.0)
C CONTADOR PARA EL NUMERO DE ITERACIONES
DO 3 J=1, N
C CALCULO DE LA FUERZA DE INERCIA RELATIVA
DO 5 I=1, NE
5 FIREL(I)=AMASA(I)*FRECU(J)
CONTINUE
C INTRODUCCION DE CONDICIONES INICIALES
XREL(1)=1.0
XTOT(1)=1.0
FURES(1)=RIG(1)*XREL(1)
FIMAS(1)=-1.0*FIREL(1)*XTOT(1)
C CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS
DO 4 I=2, NE
K=I-1
FURES(I)=FURES(K)+FIMAS(K)
XREL(I)=FURES(I)/RIG(I)
XTOT(I)=XREL(I)+XTOT(K)
FIMAS(I)=-1.0*XTOT(I)*FIREL(I)

```

```

4      CONTINUE
C      CALCULO DE LA ORDENADA DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES
      T=6.2831853/SQRT(FRECU(J))
      IF(T.LF.T1) GO TO 300
      IF(T.GE.T2) GO TO 400
      A=C
      GO TO 500
300     A=A0 + ((G-A0)*T/T1)
      GO TO 500
400     A=C*(T2/T)**R
C      CALCULO DE LAS ACELERACIONES DEL SISMO

500     FI=A*G
C      CALCULO DEL COEFICIENTE DE PARTICIPACION
      SUMV=0.0
      SUMVC=0.0
      DO 200 I=1,NE
      SUMV=AMASA(I)*XTOT(I) + SUMV
      SUMVC=AMASA(I)*XTOT(I)**2 + SUMVC
200     CONTINUE
      CR=SUMV/SUMVC
C      CALCULO DEL COEFICIENTE I
      CI=CR/FRECU(J)
C      CALCULO DE LOS DESP. TOTALES REALES DE CADA MASA
      DO 201 I=1,NE
      XREAL(I)=FI*CI*XTOT(I)
201     CONTINUE
C      CALCULO DE LAS FUERZAS CORRIENTES SISMICAS
      XREAL(0)=0.0
      DO 202 I=1,NE
      KK=I-1
      P(I)=RIS(I)*(XREAL(I)-XREAL(KK))
202     CONTINUE
C      IMPRESION DE RESULTADOS
      WRITE(2,60)
60     FORMAT(20(//),40X,'PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE LOS MODOS DE',
      1 //,44X,'VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL',
      2 //,54X,'METODO DE HOLZER',//)
      WRITE(2,20) FRECU(J)
20     FORMAT(40X,'FRECUENCIA AL CUADRADO=',F8.3,//)
      WRITE(2,30)
30     FORMAT(20X,'MASA',2X,'FZAS. EN LAS MASAS:',4X,'FZAS. EN
      1 LOS REEDORTES:',4X,'DESP. TOT. REALES:',4X,'FZAS. COR. SISM.:',//)
      DO 6 I=1,NE
      WRITE(2,40) I,FIMAS(I),FURES(I),XREAL(I),P(I)
40     FORMAT(21X,12,6X,F12.3,13X,F12.3,13X,F9.4,10X,F9.4,/)
6      CONTINUE
      FIN=FURES(NE)+FIMAS(NE)
      WRITE(2,50) FIN
50     FORMAT(6(//),60X,'F-I =',F12.3)
      WRITE(2,70) CR,CI
70     FORMAT(///,61X,'CR =',F10.5,///,62X,'I =',F10.7)
      WRITE(2,102) FI,A
102    FORMAT(///,53X,'FI =',F10.4,///,54X,'A =',F10.4)
      WRITE(2,103) A0,T
103    FORMAT(///,53X,'A0 =',F6.3,///,54X,'T =',F10.4)
      WRITE(2,104) T1,T2
104    FORMAT(///,53X,'T1 =',F10.4,///,53X,'T2 =',F10.4)
      WRITE(2,105) C,R
105    FORMAT(///,54X,'C =',F6.3,///,54X,'R =',F10.6,20(//))
3      CONTINUE
      STOP
      END

```

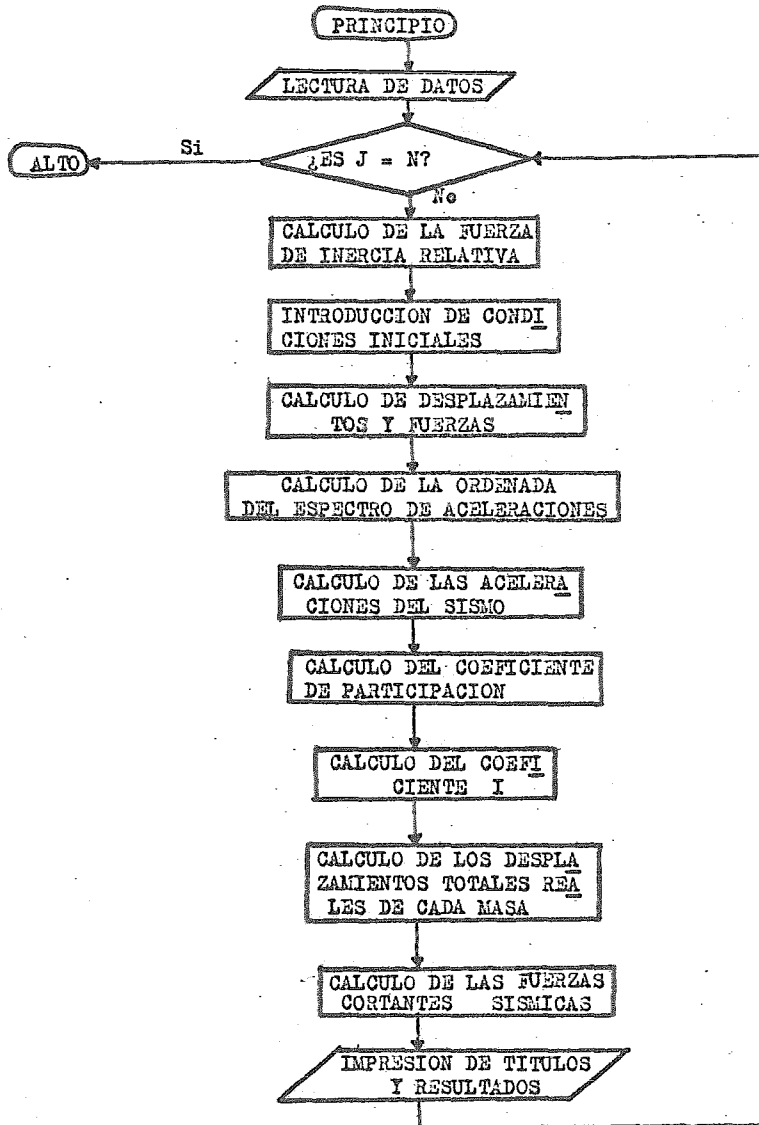



DIAGRAMA DE FLUJO. METODO DE HOLZER

FIGURA FA -2¹

PROGRAMA PARA LA OBTENCION DEL MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL METODO DE NEWMARK.

A continuación se presenta la descripción y funcionamiento general del programa de computadora empleado para el cálculo del Modo Fundamental de vibración dentro del Capítulo V, en la parte correspondiente al análisis dinámico de la estructura.

DATOS DE ENTRADA.-

Las tarjetas de datos que se necesitan elaborar para alimentar al programa, son las mismas que para el método de Holzer. La única diferencia es que no se necesitan introducir las tarjetas correspondientes a FRECU(I). La descripción de las variables y formatos siguen siendo válidas.

VARIABLES DEL PROGRAMA.-

Las variables utilizadas en el método de Newmark tienen el mismo significado que el dado para el método de Holzer, descrito anteriormente. Las únicas variables adicionales para este programa son:

XINI(I)	Desplazamiento inicial supuesto para las masas
FREPR	Frecuencia al cuadrado promedio calculada para la iteración en turno.

RESULTADOS DEL PROGRAMA.-

Para cada ciclo, se elaborará un listado con el número de iteración correspondiente en el encabezado, presentándose en forma tabular, para cada masa, la fuerza aplicada en ella, la fuerza en el resorte, el desplazamiento total real y la fuerza cortante sísmica.

Por debajo de cada tabla, aparecerán los siguientes valores:

- + Frecuencia al cuadrado promedio (FREPR)
- + Coeficiente de participación (CR) y coeficiente (I)
- + Aceleración del sismo (FI) y ordenada del espectro de aceleraciones (A)
- + Valor de la aceleración para $T=0$ (AO) y período natural de vibración (T)
- + Períodos característicos del espectro de diseño (T1 y T2)
- + Coeficiente sísmico (C) y exponente de las expresiones del espectro de diseño (R)

A continuación se presenta el listado del programa de computadora, el cual funciona de acuerdo al diagrama de flujo de la figura FA - 3.

```

DIMENSION RIG(30), AMASA(30), FRECU(30), XREL(30), XTOT(30)
DIMENSION XINI(30), FIMAS(30), FURES(30), XREAL(30), P(30)
C      TESIS PROFESIONAL. ENEP UNAM ACATLAN
C      INGENIERIA CIVIL
C      NUÑEZ LUCIO FRANCISCO
C      OLEA NADER SERGIO
C      FLORES MERINO LUIS EDUARDO
C      LECTURA DE DATOS
CALL ASSIGN(1, 'DATO.DAT')
CALL ASSIGN(2, 'RESU.DAT')
15  READ(1, 15) NE, N, T1, T2, C, AO, R, G
    FORMAT(2I2, 6F10.0)
25  READ(1, 25) (RIG(I), I=1, NE)
    FORMAT(8F10.0)
35  READ(1, 35) (AMASA(I), I=1, NE)
    FORMAT(8F10.0)
    XINI(1)=1.0
    DO 10 I=2, NE
      IA=I-1
      XINI(I)=XINI(IA) + 1.0
10  CONTINUE
C      CONTROL DEL NUMERO DE ITERACIONES
DO 100 ITE=1, N
C      CALCULO DE LA FUERZA DE INERCIA EN LAS MASAS
DO 20 I=1, NE
20  FIMAS(I)=AMASA(I)*XINI(I)
    CONTINUE
C      CALCULO DE LA FUERZA EN LOS RESORTES
FURES(NE)=FIMAS(NE)
NEA=NE-1
I=NFA
31  II=I+1
    FURES(I)=FURES(II)+FIMAS(I)
    IF(I.EQ.1) GO TO 30
    I=I-1
    GO TO 31
C      CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO
30  DO 40 I=1, NE
    XREL(I)=FURES(I)/RIG(I)
40  CONTINUE
C      CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO TOTAL
XTOT(1)=XREL(1)
DO 50 I=2, NE
JJ=I-1
50  XTOT(I)=XREL(I) + XTOT(JJ)
    CONTINUE
C      CALCULO DE LA FRECUENCIA
DO 60 I=1, NE
60  FRECU(I)=XINI(I)/XTOT(I)

```

```

60     CONTINUE
C     CALCULO DE LA FRECUENCIA AL CUADRADO PROMEDIO
      SXINI=0.0
      DO 90 I=1,NE
      SXINI=XINI(I) + SXINI
90     CONTINUE
      SXTOT=0.0
      DO 95 I=1,NE
      SXTOT=XTOT(I) +SXTOT
95     CONTINUE
      FREPR= SXINI/SXTOT
C     CALCULO DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES
      T=6.2831853/SGRT(FREPR)
      IF(T.LF.T1) GO TO 300
      IF(T.GE.T2) GO TO 400
      A=C
      GO TO 500
300    A=A0 + ((C-A0)*T/T1)
      GO TO 500
400    A=C*(T2/T)**R
C     CALCULO DE LA ACELERACION DEL SISMO
500    FI=A<C
C     CALCULO DEL COEFICIENTE DE PARTICIPACION
      SUMV=0.0
      SUMVC=0.0
      DO 200 I=1,NE
      SUMV=AMASA(I)*XINI(I) + SUMV
      SUMVC=AMASA(I)*XINI(I)**2 + SUMVC
200    CONTINUE
      CR=SUMV/SUMVC
C     CALCULO DEL COEFICIENTE I
      CI=CR/FREPR
C     CALCULO DE LOS DESP. TOTALES REALES DE CADA MASA
      DO 201 I=1,NE
      XREAL(I)=FI*CI*XINI(I)
201    CONTINUE
C     CALCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES SISMICAS
      XREAL(0)=0.0
      DO 202 I=1,NE
      KK=I-1
      P(I)=RIG(I)*(XREAL(I)-XREAL(KK))
202    CONTINUE
C     IMPRESION DE RESULTADOS
      WRITE(2,45)
45     FORMAT(35X,'PROGRAMA PARA LA OBTENCION DEL MODO FUNDAMENTAL',
1       /,55X,'DE VIBRACION DE UNA ESTRUCTURA POR EL',/,69X,'METODO
2       DE NEWMARK',/)
      WRITE(2,55) ITE
55     FORMAT(62X,'ITERACION NO.',I2,/)

```

```

WRITE(2, 65)
65  FORMAT(20X, 'MASA', 2X, 'FZAS. EN LAS MASAS: ', 4X, 'FZAS. EN LOS RES
1  CRTES: ', 4X, 'DESP. TOT. REALES: ', 4X, 'FZAS. COR. SIM. : ', 6X,
2  'W1*2', //)
DO 70 I=1, NE
WRITE(2, 75) I, FIMAS(I), FURES(I), XREAL(I), P(I), FRECU(I)
75  FORMAT(21X, I2, 6X, F12. 5, 13X, F12. 5, 13X, F8. 5, 11X, F8. 3, 5X, F10. 3, /)
70  CONTINUE
WRITE(2, 85) FREPR
85  FORMAT(6(/), 30X, 'FREC. AL CUADRADO PROMEDIO=', F12. 4)
WRITE(2, 101) CR, CI
101  FORMAT(//, 53X, 'CR =', F10. 5, //, 54X, 'I =', F10. 7)
WRITE(2, 102) FI, A
102  FORMAT(//, 53X, 'FI =', F10. 4, //, 54X, 'A =', F10. 4)
WRITE(2, 103) AO, T
103  FORMAT(//, 53X, 'AO =', F6. 3, //, 54X, 'T =', F10. 4)
WRITE(2, 104) T1, T2
104  FORMAT(//, 53X, 'T1 =', F10. 4, //, 53X, 'T2 =', F10. 4)
WRITE(2, 105) C, R
105  FORMAT(//, 54X, 'C =', F6. 3, //, 54X, 'R =', F10. 6, 20(/))
C  CALCULO DEL NUEVO VALOR DEL DESPLAZAMIENTO INICIAL
DO 80 I=1, NE
XINI(I)=XTOT(I)/XTOT(1)
80  CONTINUE
100  CONTINUE
STOP
END

```

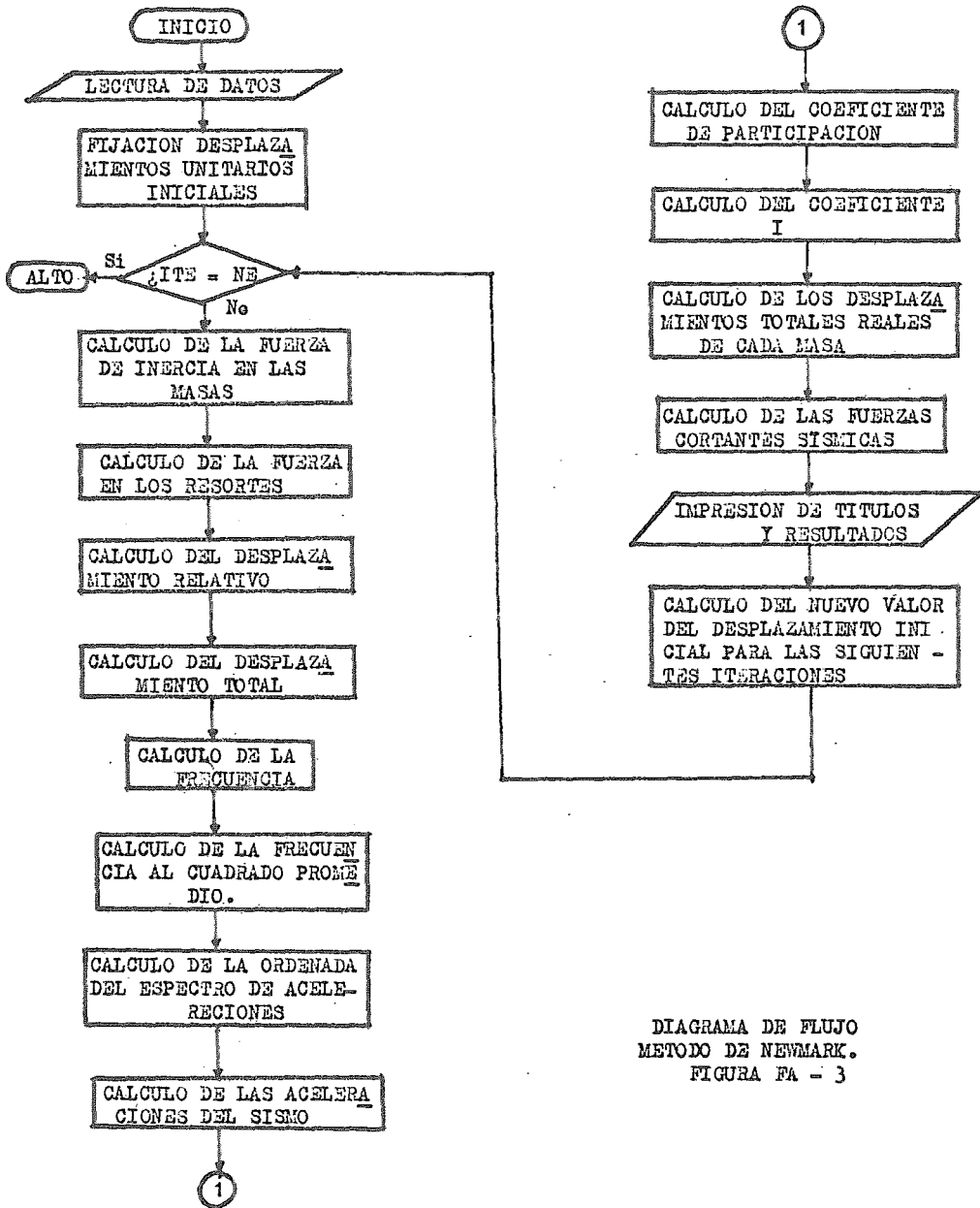


DIAGRAMA DE FLUJO
 METODO DE NEWMARK.
 FIGURA FA - 3

CONCLUSIONES

En la realización de la presente tesis, como se indicó en un principio, se trató de hacer un consenso de todo el proceso para la construcción de un edificio, pasando por aspectos tan importantes y variados como la planeación, el estudio socioeconómico, el análisis y diseño, estudio de cimentación, costos. etc., pues uno de los propósitos a seguir era el de lograr conjuntar los conocimientos adquiridos durante la carrera en una serie de materias aisladas, y dar una liga o unión a todo este gran panorama de ideas, un tanto dispersas al comienzo de la investigación objeto de este trabajo. Una vez concluida la tesis, podemos ver que el salto de los conocimientos teóricos a la aplicación práctica presenta muchas variaciones, las cuales se deben hacer haciendo uso del criterio y, también en gran medida, de la experiencia que se tiene en la materia. Se pueden dar a un mismo problema muchas soluciones, todas ellas factibles y razonables, pero al decidir por una de ellas es cuestión de un análisis más detallado haciendo un balance de en que aspectos se puede ceder y en cuales otros no.

Un aspecto que nos parece importante es el de la modernización en el trabajo, hecho que se refleja cada día en el empleo de computadoras para lograr un trabajo más rápido y eficiente, con resultados más precisos y confiables. El trabajo se puede hacer sin riesgo de cometer muchos errores en los cálculos y se tiene la oportunidad de poder probar en un menor tiempo diferentes alternativas de solución para un problema, caso que antaño no era posible hacer, por la gran cantidad de tiempo y recursos que debían invertirse, probándose antes solo unas cuantas soluciones. En nuestro caso, se hizo uso de programas de biblioteca de uso común, así como de programas desarrollados por nosotros mismos, usando máquinas de gran capacidad así como los modernos sistemas personales conocidos como "Micros", de gran actualidad y empleo en numerosos despachos de cálculo y constructoras. De esta manera, creemos que el desarrollo de esta tesis tiene una adecuación a los sistemas que actualmente se manejan.

La parte medular de la tesis fué el análisis y diseño estructural, manejando la interacción de un sistema de marcos unido a un sistema de muros, lo cual nos dió la ocasión de manejar criterios estructurales un tanto fue

ra de lo comunmente utilizado. Se empleó al concreto como una solución cons
tructiva, aprovechando sus propiedades en forma económica, obteniéndose una
magnífica respuesta para edificios altos como el nuestro, caso muy usual de
bido al crecimiento vertical de varias de las ciudades de la República.

BIBLIOGRAFIA

- Apuntes de Programación y Control de Obras
Emilio Gil Valdivia
Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
- Planificación y Presupuesto por Programas
Gonzalo Martner
Editorial Siglo XXI
- Reglamento de Construcciones para el D.F.
- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F.
Instituto de Ingeniería
- Manual de Diseño de Obras Civiles. Cimentaciones
Comisión Federal de Electricidad
- Apuntes de Diseño Estructural
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.
- Diseño de Losas Reticulares
Ing. Carlos Magdaleno
- Análisis, Cálculo y Diseño de Edificios
Alfonso Olvera López
CECSA
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V.
Ed. Limusa
- Introducción al Análisis de Estructuras con Matrices
Hayrettin Kardestuncer
Mc Graw - Hill
- Métodos Numéricos Aplicados a la Computación Digital con Fortran
James, Smith y Walford
Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A.
- Métodos Numéricos y Programación Fortran
D.D. McCracken, W.S. Dorn
Ed. Limusa
- Manual de Diseño por Sismo
Instituto de Ingeniería
U.N.A.M.

- Diseño Sísmico de Edificios. Folleto Complementario al Reglamento de Construcciones para el D.F.
Facultad de Ingeniería. U.N.A.M.
- Análisis Sísmico Modal
Ing. Carlos Magdaleno
- Fundamentos de Ingeniería Sísmica
N.W. Newmark, E. Rosenblueth
Ed. Diana
- Edificación, Diseño y Construcción Sísmoresistente
Norman B. Green
Ed. Diana
- Interaction of Shear Walls and Frames
Journal of the Structural Division ASCE
Vol. 90 ST3 Junio 1964
pp. 285-335
- Design of Combined Frames and Shear Walls
Advanced Engineering Bulletin N°. 14
Portland Cement Association
Skokie ILL 1965 p. 36
- Response of Buildings to lateral forces
ACI Comité 442. Journal ACI Vol. 68 N°. 2
Febrero 1971 pp. 81-106
- Costo y Tiempo en Edificación
Carlos Suárez Salazar
Ed. Limusa
- Normas Y Costos de Construcción
Alfredo Plazola Cisneros
Alfredo Plazola Anguiano
Ed. Limusa
- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Karl Terzaghi, Ralph B. peck
Ed. El Ateneo S.A.
- Mecánica de Suelos

Juárez Badillo, Rico Rodríguez Ed. Limusa
- Diseño y Análisis de Cimentaciones
Facultad de Ingeniería. División de Educación Continua
- Diseño y Construcción de Cimentaciones
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F.
Instituto de Ingeniería
- Especificaciones Generales de Construcción
Ferrocarriles Nacionales de México