

1
2 Leon



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "

ANALISIS Y DISEÑO PARA UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE CINCO NIVELES A BASE DE MARCOS RIGIDOS DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
FLORENCIO ALVAREZ LEON



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.

INDICE

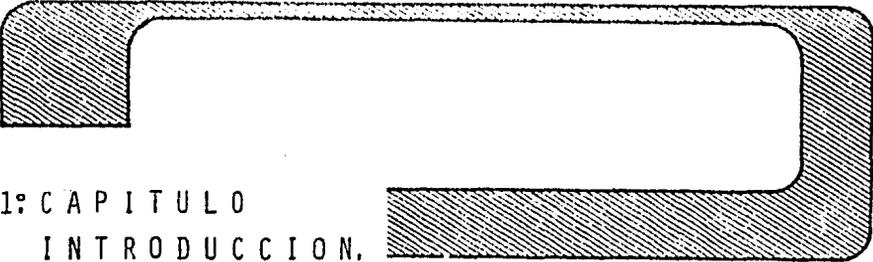
	Pág.
1. INTRODUCCION	1
2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	5
3. CRITERIOS DE DISEÑO	7
3.1.1 Diseño por medio de modelos	9
3.1.2 Método de los esfuerzos de trabajo (Teoría elástica)	9
3.1.3 Método plástico o de resistencia - última	11
3.1.4 Métodos basados en el análisis al- límite	12
3.1.5 Métodos probabilísticos	13
3.2.1 Seguridad de las estructuras	14
3.2.2 Condiciones de servicio y límites- tolerables	15
4. ESTRUCTURACION	17
4.1 Elementos sujetos a flexión	17
4.1.1 Refuerzo mínimo	17
4.1.2 Refuerzo máximo	17
4.2 Fórmulas para calcular resistencias	18
4.2.1 Secciones rectangulares sin - acero de compresión	18
4.2.2 Secciones rectangulares con - acero de compresión	19
4.3 Elementos sujetos a flexocompresión	20
4.4 Constantes de diseño	20
4.5 Elementos sujetos a fuerza cortante	22
4.5.1 Fuerza cortante que toma el - concreto	22
4.5.2 Vigas sin presfuerzo	22
4.5.3 Miembros sujetos a flexión y- carga axial	23
4.5.4 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas	24
4.5.5 Fuerza cortante en losas y <u>z</u> patas.	26

	Pág.
4.6 Adherencia y anclaje	29
4.7 Recubrimiento	38
4.8 Refuerzo por cambios volumétricos - (Temperatura)	39
4.9 Losas planas	40
4.9.1 Hipótesis para el análisis	41
4.9.2 Reducción de momentos	44
4.9.3 Secciones críticas para momen <u>to</u>	45
4.9.4 Distribución de los momentos- en las franjas	46
4.9.5 Efectos de fuerza cortante	47
4.9.6 Fuerzas laterales	47
4.9.7 Peraltes mínimos	47
4.9.8 Dimensiones de los ábacos	49
4.9.9 Disposiciones sobre el refuer <u>zo</u>	49
4.9.10 Losas encasetonadas	50
4.9.11 Losas en dos direcciones o lo sas apoyadas en cuatro lados	50
4.9.12 Flexocompresión biaxial (co- lumnas)	54
4.9.13 Efectos de esbeltez	58
4.9.14 Criterios de dimensionamiento preliminar	63
4.9.15 Planta estructural	69
 5. ACCIONES	 71
5.1 Clasificación	71
5.2 Valores de diseño	73
5.2.1 Valores nominales	73
5.2.2 Valores de diseño	74
5.3 Combinaciones de diseño y factores de carga	74
5.3.1 Reglamento del Distri <u>fo</u> Fed- eral	74
5.3.2 Reglamento del Instituo Ameri- cano del Concreto (ACI-318-77)	77
5.4 Evaluación de acciones permanentes	80
5.4.1 Carga muerta	80
5.5 Evaluación de acciones variables	80
5.5.1 Carga viva	80

	Pág.
5.6 Deformaciones impuestas	85
5.6.1 Hundimientos diferenciales	85
5.7 Evaluación de acciones accidentales	85
5.7.1 Sismo	85
5.7.2 Viento	87
5.7.3 Otras acciones accidentales	87
6. RIGIDECES	89
6.1 Rigidez de marco	89
6.2 Momentos de inercia	98
6.3 Rigideces de losas y columnas	104
6.4 Rigidez de entrepiso de marcos de edificios	111
6.5 Centro de rigideces	127
7. ANALISIS POR CARGA VERTICAL	131
7.1 Flujo de cargas	132
7.2 Marcos	149
7.3 Bajada de cargas a la cimentación	149
7.4 Centro de cargas	149
8. ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL	165
8.1 Reseña histórica de los sismos	165
8.2 Transmisión del movimiento	171
8.3 Esfuerzos que provocan los temblores en las construcciones	172
8.4 Intensidad de un sismo	173
8.5 Procedimientos de diseño	173
8.6 Solicitaciones sísmicas en la base	177
8.6.1 Clasificación de las construcciones según su destino	177
8.6.2 Clasificación de las construcciones según su estructura-ción	178
8.6.3 Clasificación de terrenos de-cimentación	178
8.6.4 Coeficiente sísmico y aspec--tro de diseño	180
8.6.5 Factor de ductilidad	182
8.7 Criterio de análisis y diseño sísmi-co	182

	Pág.	
8.7.1	Crterios de análisis	182
8.7.2	Crterios de diseo	183
8.7.2.1	Revisin de la segu ridad	183
8.7.2.2	Estados lmite de - servicio	186
8.8	Análisis sísmico	187
8.8.1	Cortante sísmica estático por nivel	187
8.9	Excentricidades de diseo	198
9.	ELEMENTOS MECANICOS DE DISEO	213
10.	DISEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	231
10.1	Diseo de las losas en dos direccio- nes de los cuartos de servicio y los baos localizadas en la azotea del - quinto nivel	231
10.1.1	Diseo de trabes que soportan las losas de los baos y cuar- tos de servicio	246
10.2	Diseo de las losas planas aligera-- das de la azotea y los entrepisos -- que constituyen a la estructura	252
10.3	Diseo de la escalera	278
10.4	Diseo de columnas	285
10.5	Diseo de cisterna	304
11.	CIMENTACION	311
11.1	Objetivo y tipos de cimentaciones	312
11.2	Capacidad de carga	318
11.3	Selección del tipo de cimentación	323
11.3.1	Cálculo del lastre para equi- librar los centros de grave-- dad de las cargas y del área	331
11.3.2	Fatiga del terreno	333
11.4	Planteamiento del problema a base de una retículo y su solución general,- despreciando la rigidez torsional de las trabes.	336

	Pág.
11.4.1 Método de la deformación	348
11.4.2 Método indirecto	355
12. PLANOS	373
13. CONCLUSIONES	377
BIBLIOGRAFIA	381



1: CAPITULO INTRODUCCION.

El estudio del comportamiento de estructuras de concreto sujetas a diversas acciones o solicitaciones es lo que debe servir de base para establecer procedimientos de diseño. Con esta idea en mente y auxiliados por los reglamentos de concreto existentes en la actualidad se puede visualizar y atacar de la mejor manera o procedimiento posible cualquier problema de análisis y diseño estructural.

Los reglamentos son guías inestimables en la práctica para el diseño y construcción de estructuras ordinarias en las regiones para las que fueron escritos. Pero no debe pensarse que la preparación del proyectista pueda limitarse al conocimiento e interpretación de las normas contenidas en un reglamento, ya que éstos cambian con frecuencia. Por esta razón, los reglamentos más usados en la actualidad son empleados en este trabajo solamente como fuentes de valores razonables de solicitaciones estructurales y para ilustrar la aplicación de algunas de las expresiones utilizadas más frecuentemente hoy en día.

El primer capítulo "Introducción", que es éste propiamente, presenta en forma general, la estructuración del presente trabajo, en los temas principales que lo componen y de los objetivos que se pretenden cubrir en cada uno de ellos.

El segundo capítulo "Descripción de la estructura", se mencionan las dimensiones, estructuración y características -

con que contará el proyecto, tema principal del presente trabajo.

El tercer tema "Criterios de diseño", presenta una idea general de los diferentes procesos de diseño, con énfasis en estructuras de concreto reforzado. Se considera a las estructuras como parte de un sistema más general que incluye las distintas instalaciones de los edificios, acabados, etc.

El cuarto tema "Estructuración" se enumeran las diferentes fórmulas y recomendaciones enunciadas por los reglamentos vigentes para solucionar diversas solicitudes o acciones que actuaron en los diferentes elementos que forman la estructura, de manera que éstos sean correctamente diseñados para resistirlas.

El quinto tema "Acciones" presenta los tipos de acciones que actuarán en una estructura, así como los valores de diseño y factores de carga.

El sexto tema "Rigideces", se estudia el concepto de rigidez y los distintos procedimientos utilizados para determinarlo en una estructura, así como una introducción importante al método de Cross.

El séptimo tema "Análisis por carga vertical", presenta el análisis fundamental de las acciones permanentes (C.M.) y las acciones variables (C.V.) que actuarán durante la vida útil de la estructura.

El octavo capítulo "Análisis por carga horizontal", estudia las características principales de los sismos, así como el método estático para tomar en cuenta su acción sobre las estructuras menores o iguales a 60.00 m. de altura.

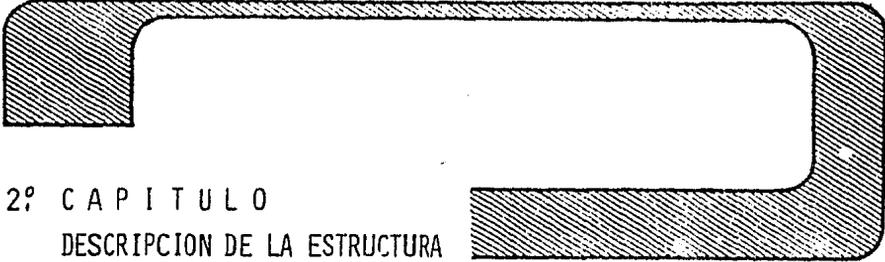
El noveno capítulo "Elementos mecánicos para diseño", presenta las sollicitaciones que actúan en los distintos elementos que constituyen a la estructura en estudio, bajo diferentes combinaciones de las acciones permanentes, variables y accidentales.

El décimo tema "Diseño de elementos estructurales", muestra el diseño estructural de los diversos elementos de la estructura como son losas, trabes, columnas, etc. bajo la combinación de acciones críticas que actuarán en ellos.

El décimo primer capítulo "Cimentación", presenta los diversos métodos para analizar una retícula de cimentación como la del edificio que nos ocupa.

El décimo segundo capítulo "Planos" presenta los distintos planos constructivos que deben acompañar a todo proyecto, presentados en forma objetiva que facilita su interpretación.

El décimo tercer tema "Conclusiones" presenta, como epilogo del trabajo, un breve comentario del mismo.



2º CAPITULO

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura se localiza en un terreno cuya superficie es de 360.00 m² de forma rectangular, consta de cinco niveles, en el primero se encuentra el estacionamiento en los superiores plantas tipo. Cada planta tipo consta de tres departamentos completamente independientes, dos constan de tres recámaras y uno de dos solamente. En la azotea se encuentran los cuartos de servicio, las jaulas de tendido y sanitarios tanto para hombres como para mujeres.

No tendrá tanque elevado para almacenamiento de agua de servicios generales, ya que ésta será proporcionada por equipo hidroneumático instalado en la planta baja, alimentado mediante una cisterna.

Se localizan en la estructura tres grandes claros que servirán para dar luz natural a cada uno de los departamentos.

Las dimensiones en planta de la estructura y basadas en el proyecto arquitectónico son las siguientes:

ancho = 11.90 m
largo = 30.00 m

La altura total es de 13.60 m., con entrepisos de 2.72 m. de altura, más 2.40 m. de los cuartos de servicio, alojados en la azotea.

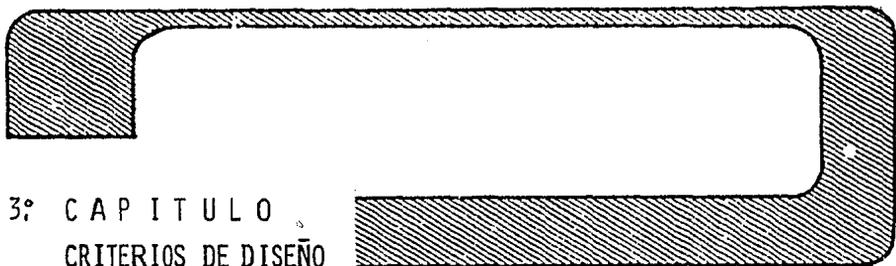
El análisis y diseño de la estructura se basa en el proyecto arquitectónico, buscando la máxima economía posible, --

aplicando recomendaciones necesarias de los diferentes reglamentos y manuales que para tal efecto existen.

La estructura es a base de marcos rígidos formados por columnas y la franja de columna de la losa aligerada. Las losas de los cuartos de servicio será maciza a lo igual que la de los sanitarios localizados en la azotea; las restantes losas de los entresijos del edificio serán a base de losas planas del tipo nervuradas.

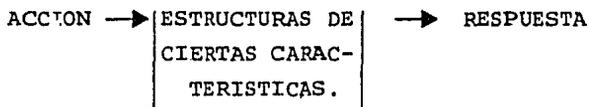
Con el objeto de dar continuidad a la estructura, en los claros que darán luz natural a los departamentos existirán trabes de liga que unirán a los cuerpos de la estructura por ellos separados.

La estructura consta de tres marcos longitudinales numerados de la manera siguiente 1, 3, 6 y de ocho marcos transversales nombrados de la forma siguiente: B, E, F, I, M, O, P y S respectivamente.



3º CAPITULO CRITERIOS DE DISEÑO

El dimensionamiento de una estructura puede definirse como el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los diferentes elementos estructurales para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio sea el adecuado. Para ello se estudian las características acción-respuesta, entendiéndose por este concepto las relaciones que existen entre las características de un elemento y su respuesta ante una determinada acción. En otras palabras, para poder dimensionar, necesitamos determinar cómo se va a comportar un elemento de características dadas ante una determinada acción. Si se conocen las relaciones:



Para todas las combinaciones posibles de acciones y características se tendrá una base racional para establecer un método de dimensionamiento. El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta para estructurar cualesquiera sujetos a toda la gama posible de acciones y combinaciones de estas acciones, es insoluble debido al número infinito de combinaciones que pueden presentarse. Esta situación ha hecho necesario el desarrollo de métodos mediante los cuales pueda basarse el estudio de una estructura en conjunto, basado en el comportamiento de sus distintas partes o elementos. Por medio

de ellos se pueden determinar las acciones internas (carga - - axial, fuerza cortante, momento, torsión) en cada uno de los miembros de la estructura resultantes de la aplicación de las sollicitaciones exteriores a la estructura total.

Esta consideración permite reducir el problema de la determinación de las características acción-respuesta a dimensiones manejables. Para establecer una base racional de dimensionamiento será necesario, entonces, obtener las características acción-respuesta correspondientes a las acciones internas que actúan más frecuentemente sobre los distintos elementos estructurales. Este problema es el que intenta resolver la Mecánica de Materiales (o la Resistencia de Materiales).

Conocidas las características acción-respuesta, se puede delimitar el rango de las sollicitaciones bajo las cuales los elementos se comportan satisfactoriamente. El problema puede representarse esquemáticamente de la manera siguiente:

ACCIONES INTERIORES →	CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	→ RESPUESTAS
carga axial	propiedades del	deformación
flexión	material	agrietamiento
cortante	tamaño	durabilidad
torsión	forma	vibración
	restricción	

Las consideraciones anteriores plantean el problema de dimensionamiento de una manera general. En los incisos siguientes se describen con mayor detalle algunos de los criterios y métodos de dimensionamiento más comúnmente utilizados en el diseño estructural.

3.1.1.- DISEÑO POR MEDIO DE MODELOS

Una manera muy directa de diseñar una estructura consiste en hacer un modelo a escala y comprobar si es satisfactorio su comportamiento bajo combinaciones de solicitaciones que reproduzcan aquellas a las que se supone estará sujeto el prototipo.

El uso de modelos es a veces el método más indicado en el diseño de elementos estructurales de forma muy compleja que no son fáciles de analizar por medio de los modelos matemáticos usuales. En elementos que van a fabricarse en gran número puede también convenir este método por el refinamiento de dimensiones que es posible lograr, ya que la información que se puede obtener de ensayos a escala es de lo más fidedigna posible.

Los modelos matemáticos reproducen los fenómenos físicos-reales, tan sólo de una manera aproximada. Para satisfacer la condición de seguridad, el modelo debe resistir solicitaciones a escala, un tanto mayores que las que se estima, deberá soportar la estructura bajo sus condiciones de servicio, las respuestas del modelo a estas solicitaciones deberán estar comprendidas entre los valores considerados como admisibles. Evidentemente las desventajas principales del método son su costo y el tiempo necesario para obtener resultados.

3.1.2. METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO (TEORIA ELASTICA)

Un procedimiento muy usado es el que suele denominarse de esfuerzos de trabajo. Consiste esencialmente en el proceso siguiente: Las acciones internas (cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes y torsiones) inducidas en los distintos elementos de la estructura por las solicitaciones de servicio o de trabajo que actúan sobre éstos, se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos produ-

cidos en las distintas secciones por las acciones internas, - por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables.

Las hipótesis fundamentales de la teoría elástica son:

- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.

Corolario: Las deformaciones son proporcionales a -- igual distancia del eje neutro y su ley de variación es lineal.

- Dentro de los esfuerzos de trabajo, los módulos de -- elasticidad son constantes.

Corolario: Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y siguen una ley de variación lineal.

- Las tensiones serán tomadas íntegramente por el acero y se consideran aplicadas en el centro de gravedad de éste.
- La adherencia entre el acero y el concreto es perfecta y sus deformaciones son iguales a igual distancia del eje neutro.
- El conjunto de fuerzas interiores y exteriores constituyen un sistema en equilibrio.

3.1.3.- METODO PLASTICO O DE RESISTENCIA ULTIMA

Según este enfoque, las acciones internas que las sollicitaciones externas producen sobre las estructuras se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que pueden estar sujetos, sean igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado.

Las hipótesis fundamentales de la teoría plástica son:

- Las secciones planas antes de la deformación, permanecen planas después de la deformación.

Corolario: Las deformaciones son proporcionales a -- igual distancia del eje neutro y siguen -- una ley de variación lineal.

- Al llegar a la capacidad límite, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones por lo que no siguen una ley de variación lineal.

Consecuencia: El diagrama de esfuerzos puede tener -- cualquier forma (rectangular o no, -- triangular, trapecial, parabólica, etc.) siempre y cuando los valores resultantes de las fórmulas obtenidas con estos diagramas estén de acuerdo con los resultados reales o experimentales.

- Las tensiones serán tomadas íntegramente por el acero y se considerarán aplicadas en el centro de gravedad de éste.

- La adherencia entre el acero y el concreto es perfecta y sus deformaciones son iguales a igual distancia del eje neutro.
- El sistema de fuerzas interiores y exteriores forman un sistema en equilibrio.

3.1.4.- METODOS BASADOS EN EN ANALISIS AL LIMITE

Los métodos descritos en la sección anterior presentan - cierta contradicción: mientras que la resistencia de las secciones individuales se determinan por métodos que tienen en cuenta la naturaleza inelástica de los materiales, las acciones internas producidas por las solicitaciones se basan en hipótesis elásticas. Se supone en estos métodos que una estructura agota su resistencia cuando cualquiera de las secciones de los elementos que la integran alcanza su máxima capacidad de carga. Esto es cierto únicamente en el caso de estructuras hechas con materiales con un comportamiento elástico - - ideal. Como es sabido una estructura de un material, elasto-plástico, como lo son mucho de los materiales de construcción, puede seguir admitiendo incrementos de carga, aún cuando alguna de sus secciones haya alcanzado su resistencia, puesto que la naturaleza inelástica del material permite que la sección siga deformándose sin llegar a fallar. Las secciones que se comportan en esta forma, reciben el nombre de articulaciones plásticas. La estructura seguirá tomando carga, mientras no aparezcan suficientes articulaciones plásticas para que se forme un mecanismo de colapso.

El diseño basado en el análisis al límite se emplea con bastante frecuencia en el cálculo de estructuras de acero, sobre todo cuando son relativamente sencillas. No es de fácil aplicación en estructuras complejas. Un aspecto que requiere

mayor atención es el riesgo de que se presenten problemas de inestabilidad antes de que llegue a formarse el mecanismo de colapso. La aplicación del método al diseño de estructuras de concreto reforzado implica mayores dificultades que en -- las estructuras de acero, ya que en el concreto reforzado -- existe incertidumbre en la cantidad de rotación que puede soportar una sección sin que se presente una falla repentina.

3.1.5.- METODOS PROBABILISTICOS

Las solicitaciones que obran sobre las estructuras, como la resistencia de éstas, son cantidades de naturaleza -- aleatoria, que no pueden calcularse por métodos determinísticos, como se supone en los criterios de diseño que acaban de reseñarse. Esta característica de las cargas y la resistencia, ha llevado a algunos investigadores a pensar en la conveniencia de recurrir a métodos probabilísticos.

Las incertidumbres que existen en las variables y parámetros que deben considerarse hacen que exista siempre una cierta probabilidad de que se presenten combinaciones de valores tales que las solicitaciones sean superiores a las resistencias. Para establecer el diseño de las estructuras sobre bases racionales se ha sugerido que se asigne a éstas -- una resistencia nominal, tal que aún considerando el intervalo de distribución de los valores de la resistencia en torno al valor nominal, la combinación de este intervalo de variación de las solicitaciones implique una probabilidad muy reducida de que las solicitaciones excedan las resistencias. -- Sin embargo, existen limitaciones a la aplicación práctica de un criterio de este tipo. Por una parte no se tiene suficiente información sobre las variaciones tanto de las solicitaciones que deben considerarse como de las resistencias de los materiales y de las estructuras construidas con ellos.

3.2.1.- SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

De las consideraciones sobre las finalidades del diseño se deduce que la primera condición que debe satisfacer una estructura es que sea lo suficientemente resistente. En términos de las características acción-respuesta, se puede definir la resistencia de un elemento estructural o de una estructura a una acción determinada como el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la resistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo, con el valor correspondiente bajo las cargas de servicio. De esta comparación se origina el concepto de factor de seguridad o factor de carga, definiéndose éste como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente bajo las condiciones de servicio.

El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor se trata de tomar en cuenta en el diseño las incertidumbres sobre los efectos de ciertas acciones y sobre los valores usados en las etapas diversas del proceso. Entre las principales incertidumbres se pueden mencionar el desconocimiento de los solicitaciones reales y su distribución, la validez de las hipótesis y simplificaciones utilizadas en el análisis, la diferencia entre el comportamiento real y el supuesto, la discrepancia entre los valores reales de las dimensiones y de las propiedades de los materiales y las especificadas en el diseño, y el riesgo del deterioro con el tiempo. La manera de lograr una seguridad adecuada varía según el criterio analizado.

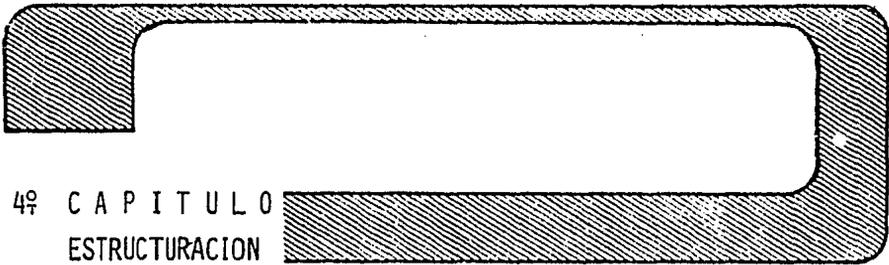
En el diseño por esfuerzos de trabajo no se exceden unos esfuerzos permisibles que son una fracción de los esfuerzos máximos que soportan los materiales utilizados. En los métodos plásticos de dimensionamiento se procura que la resistencia de las diferentes secciones internas producidas por las

solicitaciones de trabajo en una cierta cantidad. Los reglamentos suelen dar reglas para lograr la seguridad deseada.

Uno de los problemas más difíciles del diseño es el de establecer el grado de seguridad conveniente. Un aspecto de la elección de factor de seguridad poco estudiado, es la manera de tomar en cuenta la influencia de la ductilidad. Si dos estructuras son igualmente resistentes pero tienen distinta ductilidad, parece razonable considerar que la más dúctil contará con un factor de seguridad mayor. Muchos reglamentos resuelven al proyectista el problema de la elección del factor de seguridad fijando reglas fáciles de aplicar, pero a veces simplistas, que no le dan mucha libertad para variar los criterios de seguridad de acuerdo con la importancia de la estructura y los demás factores que intervienen.

3.2.2.- CONDICIONES DE SERVICIO Y LIMITES TOLERABLES

Para garantizar que una estructura tenga un comportamiento aceptable bajo condiciones de servicio, se comparan los valores de las respuestas (deformaciones, agrietamiento, durabilidad, vibración), correspondientes a las acciones estimadas con ciertos límites preestablecidos que la experiencia ha dictado que son satisfactorios para el tipo de estructura de que se trata. El problema es más difícil que el de evaluar la resistencia, ya que las deformaciones y el agrietamiento son función de las acciones reales que obran en la estructura, de la historia de carga y de todas aquellas variables que influyen en su comportamiento. El establecer límites razonables para la deformaciones y el agrietamiento para diferentes tipos de estructuras es un problema aún más complejo que el de establecer un factor de seguridad razonable.



4º CAPITULO
ESTRUCTURACION

La estructuración se llevará a cabo siguiendo los lineamientos que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y el Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-77) básicamente, auxiliándonos del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

4.1.-ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION

4.1.1.- Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$(A_s \text{ min}) = \frac{0.7}{f_y} f'_c b d \text{ -----4.1}$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección.

4.1.2.- Refuerzo máximo

El área máxima de acero a tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponda a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su

deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen su falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_s = \frac{F_C''}{F_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd \quad \text{-----} \quad 4.2$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* \leq 250 \text{ kgr/cm}^2 \quad \text{-----} \quad 4.3$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* > 250 \text{ kgr/cm}^2 \quad \text{-----} \quad 4.4$$

4.2. FORMULAS PARA CALCULAR RESISTENCIAS

4.2.1. Secciones Rectangulares sin acero de compresión

La resistencia a flexión se valúa como:

$$M_R = F_B b d^2 f_c'' q (1-0.5q) \quad \text{-----} \quad 4.5$$

o bien

$$M_R = F_R A_y f_y d (1-0.5 q) \quad \text{-----} \quad 4.6$$

donde

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) \quad f_c^* = 0.85 f_c^*$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{-----} \quad 4.7$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{-----} \quad 4.8$$

A_s = área del refuerzo a tensión

$F_R = 0.90$

4.2.2.- Secciones Rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d-d') \right] \quad \text{-----} \quad 4.9$$

donde

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

A_s = área del acero de tensión

A_s' = área del acero de compresión

d' = distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión

$F_R = 0.90$

La ecuación 4.9 es válida sólo si el acero de compresión - fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección, esto se cumple si

$$(p - p') > \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \text{-----} 4.10$$

donde

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

Cuando no se cumple esta condición, M_R se determinará analizando la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de la teoría elástica; o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones 4.5 ó 4.6 despreciando el acero a compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero a tensión cumpla con el requisito de 4.1.2.

4.3.- ELEMENTOS SUJETOS A FLEXOCOMPRESION

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis de la teoría elástica, o bien con diagramas de iteración contruidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión. (Ver inciso 4.12)

4.4.- CONSTANTES DE DISEÑO

Además de las ecuaciones anteriores, aplicadas según el caso, se deberán tener en cuenta las siguientes constantes de diseño (A.C.I-77)

Relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \text{-----} 4:11$$

Profundidad del eje neutro de proyecto

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} \quad \text{-----} \quad 4.12$$

Profundidad del eje neutro (revisión de la k de proyecto)

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \quad \text{-----} \quad 4.13$$

Esfuerzo del concreto

$$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)} \quad \text{-----} \quad 4.14$$

Esfuerzo del acero (de proyecto)

$$f_s = \frac{n f_c (1-k)}{k} \quad \text{-----} \quad 4.15$$

Esfuerzo del acero (de revisión)

$$f_s = \frac{2M}{A_s j d} \quad \text{-----} \quad 4.16$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad \text{-----} \quad 4.17$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j k \quad \text{-----} \quad 4.18$$

Peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad \text{----- 4.19}$$

4.5.- ELEMENTOS SUJETOS A FUERZA CORTANTE

4.5.1.- Fuerza Cortante que toma el concreto

Las expresiones que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , - del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que - un metro y, además, la relación h/b no exceda de 6. Para cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá la fuerza cortante que toma el concreto dado por dichas - expresiones en un 20%.

4.5.2.- Vigas sin presfuerzo.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no me-- nor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } p < 0.01; V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad \text{-----4.20}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01; V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \quad \text{-----4.21}$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen-- directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{CR} se - obtendrá multiplicando el valor de la ecuación 4.21 por

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}\right) > 1.0; \text{ pero sin que tome } V_{CR} \text{ mayor que } \text{-----}$$

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

donde

M = Momento flexionante

V = Fuerza cortante

ambos, M y V actuando en la sección.

Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{CR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones 4.20 y 4.21.

4.5.3.- Miembros sujetos a flexión y carga axial.

En miembros σ flexocompresión en los que P_u no exceda de $0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 4.20 ó 4.21 por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$. Para valuar p se -- usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_g$, en secciones circulares. Para estas últimas bd se sustituirá por A_g .

Si P_u es mayor que $0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$ se hará variar linealmente V_{CR} , en función de P_u , hasta cero para $P_u = A_g f_c'' + A_s f_y$.

En miembros sujetos a flexotensión, V_{CR} se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 4.20 ó 4.21 por $1 - 0.03 (P_u/A_g)$. Para valuar p y tratar secciones circulares se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

Donde

P_u = Valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso.

A_g = Área bruta de la sección transversal en cm^2

A_s = Área total de acero en la sección en cm^2

4.5.4.- Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos; también se puede usar malla de alambre soldado.

Para estribos no se usará acero con refuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm^2 . Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de malla no se tomará mayor de 4200 kg/cm^2 . El diámetro mínimo de estribos será de 6.3 mm (No. 2).

No se tomará en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor que 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30° .

En vigas de marcos que deban resistir sismo y en cuyo diseño se usa un factor de ductilidad de 2 ó mayor, debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (No. 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior así como cuando, V_u sea mayor que V_{CR} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, el espaciamiento, S , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{CR}} < \frac{F_R A_v f_y}{3.5 B} \text{-----4.22}$$

si $\theta = 45^\circ$

$$S = \frac{F_R (1.414 A_V f_Y d)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_V f_Y}{3.5 b} \text{ ----4.23}$$

si $\theta = 90^\circ$

$$S = \frac{F_R A_V f_Y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_V f_Y}{3.5 b} \text{ -----4.24}$$

donde

A_V = El área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S (cm^2).

θ = El ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

f_Y = El esfuerzo del acero (kgr/cm^2)

V_u = Cortante de diseño (kgr)

V_{CR} = Cortante que resiste el concreto (kgr)

b = Ancho del elemento (cm)

d = Peralte efectivo del elemento (cm)

S = Espaciamiento de los estribos (cm)

F_R = Factor de carga (0.85)

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ si el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que $0.25 d$.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$.

Quando el refuerzo constante de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con:

$$A_V = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_Y \text{ sen } \theta} \text{ ----- 4.25}$$

Si $\theta = 45^\circ$

$$A_V = \frac{V_U - V_{CR}}{0.7071 F_R f_Y} \quad \text{-----} \quad 4.26$$

Si $\theta = 90^\circ$

$$A_V = \frac{V_U - V_{CR}}{F_R f_Y} \quad \text{-----} \quad 4.27$$

En este caso no se admitirá que V_U sea mayor que

$$1.5 F_R \sqrt{f_C^*} \quad bd$$

4.5.5.- Fuerza Cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas a reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- a). La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones para vigas comen~~t~~tadas en los apartados 4.5.1 y 4.5.4.
- b). Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación:

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

- Si el área donde actúa la reacción o carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, -- siendo d el peralte efectivo de la losa.
- Si el área cargada tienen entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea el mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

Si no hay transmisión de momentos entre la losa o zapata y la columna el esfuerzo cortante de diseño se calculará con:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{-----} \quad 4.28$$

donde:

- b_o = El perímetro de la sección crítica
- V_u = La fuerza cortante de diseño en dicha sección

Cuando hay transferencia de momento se supondrá que una -- fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1+d)/(c_2+d)}} \quad \text{-----} \quad 4.29$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida anteriormente. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, su poniendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (figura

4.1) En columnas rectangulares C_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y C_2 es la dimensión perpendicular a C_1 .

El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $C_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas, siendo h el espesor de la losa, -- ábaco o zapata; para esto puede concentrarse en ese ancho parte del refuerzo por flexión, respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los - criterios anteriores no debe exceder de

$$v_u = F_R \sqrt{f_c^*} \quad \text{-----} \quad 4.30$$

a menos que se suministre refuerzo.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se crucen sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa.

En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamiento se calculará con las expresiones 4.22, - - 4.23 ó 4.24 según sea el caso, sin que sea mayor que $d/2$. Se supondrá

$$V_u = v_u b d \quad \text{-----} \quad 4.31$$

y

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{-----} \quad 4.32$$

donde

v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia.

El espaciamiento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un tercio -- del claro entre columnas en el caso de losas planas, o hasta -- el borde en zapatas.

En ningún caso se admitirá que $v_u > 1.5 F_R \sqrt{f_c^*}$

El refuerzo mínimo en losas planas de estructuras en cuyo diseño por sismo se use un factor de ductilidad de 4 o mayor, -- debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes -- descrito, usando estribos de diámetro no menor de 6.3 mm espaciados a no más de $d/2$. Este refuerzo se mantendrá hasta no -- menos de un cuarto del claro correspondiente.

4.6.- ADHERENCIA Y ANCLAJE

Una de las suposiciones fundamentales sobre las que se basa la teoría de las vigas de concreto reforzado es que existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo y que ambos se deforman juntos sin que se rompa la liga entre ellos; sin embargo, la tendencia del acero a deslizarse dentro del concreto está siempre presente. La liga entre la superficie del acero y el concreto se debe a la contracción inicial -- de este último al fraguar y a la fricción entre los dos mate-- riales; las varillas laminadas con salientes o proyecciones se conoce con el nombre de varillas corrugadas y su propósito es -- desarrollar una liga o adherencia mecánica entre el concreto y el acero.

El esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas-corrugadas está dado por:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} \quad \text{-----} \quad 4.33$$

La ecuación 4.33 da la adherencia máxima para varillas del lecho superior, pero no mayor de 25.00 Kgr/cm². Para varillas-que no sean del lecho superior, el esfuerzo está dado por

$$U = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \quad \text{-----} \quad 4.34$$

pero no mayor de 35.00 kgr/cm²; para todas las varillas corruga-das o compresión, el esfuerzo permisible es de

$$U = 1.7 \sqrt{f'_c} \quad \text{-----} \quad 4.35$$

pero no mayor de 28.00 kgr/cm².

En las expresiones 4.33 y 4.34, D es el diámetro nominal - de la varilla, en cm. Las varillas del lecho superior, por lo-que se refiere a adherencia, son aquellas varillas horizontales colocadas de tal manera que se cuelan más de 30 cm de concreto- por debajo de ellas, en el miembro en cuestión.

La tabla 4.1 nos da los esfuerzos permisibles de adheren- cia según la varilla y tipo de concreto.

VARILLAS DEL LECHO SUPERIOR					VARILLAS QUE NO SEAN DEL LECHO SUPERIOR			
$U = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} \quad 25 \text{ kgr/cm}^2$					$U = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \quad 35 \text{ kgr/cm}^2$			
VARILLA No.	$f'_c \text{ kgr/cm}^2$				$f'_c \text{ kgr/cm}^2$			
	175	210	280	350	175	210	280	350
2*	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
3	24.6	24.6	24.6	24.6	35.2	35.2	35.2	35.2
4	23.9	24.6	24.6	24.6	33.7	35.2	35.2	35.2
5	19.1	21.0	24.2	24.6	27.0	29.6	34.2	35.2
6	16.0	17.4	20.2	22.6	22.5	24.7	28.5	31.8
7	13.6	15.0	17.3	19.3	19.3	21.1	24.4	27.3
8	12.0	13.1	15.1	16.9	16.9	18.5	21.4	23.8
9	10.6	11.6	13.4	15.0	15.0	16.4	18.9	21.2
10	9.4	10.3	11.9	13.3	13.3	14.6	16.8	18.9
11	8.5	9.3	10.8	12.0	12.0	13.1	15.1	16.9

TABLA 4.1. ESFUERZOS PERMISIBLES DE ADHERENCIA (TENSION) EN KG/CM²

*Todas las varillas son corrugadas, con excepción de la # 2 que es lisa.

El procedimiento de diseño usual es determinar el número y tamaño de las varillas, de acuerdo con el momento flexionante; una vez hecho esto, se calcula el esfuerzo de adherencia en la sección crítica, para determinar si se excede o no el esfuerzo permisible; si se encuentra que el esfuerzo real es mayor que el permisible, puede ser necesario utilizar un mayor número de varillas más pequeñas, obteniéndose así un área transversal equivalente, pero ofreciendo una mayor superficie-

para resistir los esfuerzos de adherencia.

Para determinar los esfuerzos de adherencia en cualquier sección se usó la siguiente fórmula

$$U = \frac{V}{\sum o_j d} \quad \text{-----} \quad 4.36$$

Donde

- U = Esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial de la varilla, en Kgr/cm².
- V = Cortante vertical total, en Kgr. Este es usualmente el valor máximo, tomado en la cara de los apoyos.
- j = Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión. Se determina mediante el uso de la ecuación 4.17.
- d = Peralte efectivo de la viga, en cm.
- ∑o = Suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada, en cm.

Los esfuerzos de adherencia obtenidos con la ecuación 4.36 se comparará con los permisibles determinados por las expresiones 4.33 ó 4.34 según sea el caso o directamente con los proporcionados por la tabla 4.1.

En la tabla 4.2 se incluyen los tamaños más grandes de varillas que permiten esfuerzos permisibles de 25 y 35 Kgr/cm², para varillas superiores y de otro tipo, respectivamente, en concretos de distintas resistencias.

f'_c kg/cm ²	TAMAÑO MAXIMO DE VARILLA QUE PERMITE ESFUERZOS DE ADHERENCIA DE 25 Kg/cm ² PARA VARILLAS DEL LECHO SUPERIOR Y - 35 Kg/cm ² PARA OTRAS VARILLAS QUE NO SEAN DEL LECHO SUPERIOR	
	VARILLAS DEL LECHO SUPERIOR	VARILLAS QUE NO SEAN DEL LECHO SUPERIOR
175	# 3	# 3
210	# 4	# 4
280	# 4	# 4
350	# 5	# 5

TABLA 4.2.- TAMAÑO MAXIMO DE VARILLAS, DE ACUERDO CON LOS ESFUERZOS DE ADHERENCIA.

Para tamaños mayores que los indicados en la tabla 4.2, - es posible determinar directamente el número de varillas requeridos, de acuerdo con los esfuerzos de adherencia. Su tamaño y número pueden encontrarse por medio de un procedimiento de - aproximaciones sucesivas, pero el siguiente método ahorra tiempo y cálculos innecesarios. Sabemos que:

$$U = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

para varillas del lecho superior. Sea u = número de varillas con diámetro igual a D cm; entonces $\Sigma o = n \pi D$, por lo que

$$u = \frac{V}{n \pi D j d} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

si $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $j = 0.872$, entonces

$$n = \frac{V}{2.3 \times 210 \times \pi \times 0.872 \times d}$$

$$n = \frac{V}{91.4 d} \quad \text{-----} \quad 4.37$$

para varillas del lecho superior. De manera similar, si $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $j = 0.872$ para varillas que no sean del lecho superior

$$n = \frac{V}{127 d} \quad \text{-----} \quad 4.38$$

Al determinar los esfuerzos reales de adherencia, Σo es igual a la suma de los perímetros de todas las varillas longitudinales, si todas son del mismo tamaño; sin embargo, si son de diferente tamaño

$$\Sigma o = \frac{4 A_s}{D} \quad \text{-----} \quad 4.39$$

donde

A_s = Es el área del acero total

D = Es el diámetro de la varilla más grande

Las fórmulas 4.37 y 4.38 son fórmulas específicas, basadas en la utilización de concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. La fórmula general es

$$n = \frac{V}{Qd} \quad \text{-----} \quad 4.40$$

donde

Q = Es un factor dado en la tabla 4.3, que depende de las diferentes resistencias del concreto.

f'_c kg/cm ²	Q	
	VARILLAS LECHO SUPERIOR	VARILLAS QUE NO SEAN DEL LECHO SUPERIOR
175	83.9	118.2
210	91.1	128.6
280	103.6	146.5
350	115.2	159.0

TABLA 4.3 VALORES DE Q PARA DETERMINAR EL NUMERO DE VARILLAS POR ESFUERZOS DE ADHERENCIA

El esfuerzo máximo de tensión en el refuerzo longitudinal se presenta en el punto de momento flexionante máximo. Con objeto de evitar el deslizamiento de las varillas dentro del concreto, a cada lado de este punto debe existir una longitud suficiente de varilla para suministrar un anclaje adecuado en el concreto. La longitud necesaria para proporcionar el anclaje necesario se denomina longitud de desarrollo y es la distancia entre dos secciones de una varilla de refuerzo, con fuerza de tensión por lo que en la longitud de desarrollo actúan esfuerzos de adherencia que equilibran la diferencia entre las fuerzas de tensión de la varilla.

Lo anterior se cumple en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:

a).- A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual a la longitud de desarrollo L_d .

b).- Las barras que dejan de ser necesarias por flexión - se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo d más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

c).- En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo - que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$.

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

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5 h \quad \text{-----} \quad 4.41$$

donde

L_d = Longitud de desarrollo

L = Claro del elemento

h = Peralte total del elemento

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera - que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su - esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud - básica, L_{db} , dada por la ecuación 4.42, en cm, por el factor - o los factores indicados en la tabla 4.5.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{f'_c} \geq 0.006 d_b f_y \quad \text{-----} \quad 4.42$$

Para mayor facilidad se tabulan en la tabla 4.4 la longitud de desarrollo, cm, de varillas corrugadas de lecho inferior.

VARILLA	LONGITUD DE DESARROLLO L_d
# 11 o menor	$0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.006 d_b f_y$
# 14	$0.82 f_y / \sqrt{f'_c}$
# 18	$1.06 f_y / \sqrt{f'_c}$

TABLA 4.4 LONGITUD DE DESARROLLO (cm) DE VARILLAS CORRUGADAS DE LECHO INFERIOR.

Las longitudes básicas dadas por la ecuación 4.42 o por la tabla 4.4 se multiplicarán por los factores dados por la tabla 4.5 según sea el caso

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
BARRAS HORIZONTALES O INCLINADAS COLOCADAS DE MANERA QUE BAJO - - ELLAS SE CUELEN MAS DE 30 CM DE CONCRETO	1.4
EN CONCRETO LIGERO	1.33
BARRAS CON f_y MAYOR DE 4200 Kg/cm ²	$2 - \frac{4200}{f_y}$

TABLA 4.5 FACTORES QUE MULTIPLICAN A LAS LONGITUDES BASICAS DETERMINADAS POR LA ECUACION 4.42 O POR LA TABLA 4.4

Una manera de calcular la longitud de anclaje de las varillas es mediante el uso de la siguiente relación

$$L_d = \frac{f_s D}{4 U} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{-----} \quad 4.43$$

donde

- L_d = Longitud de anclaje, en cm
- D = Diámetro de una de las varillas de refuerzo, en cm
- f_s = Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal, en Kg/cm^2
- U = Esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial de la varilla, en kg/cm^2 (véase la tabla 4.1)

4.7.- RECUBRIMIENTO

El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1.0 cm ni menor que su diámetro.

En contacto con el terreno - - - - -	$r = 7.0 \text{ cm}$
Sujetos al intemperismo del # 6 al # 12- - -	$r = 5.0 \text{ cm}$
Sujetos al intemperismo para barras # 5- - -	$r = 4.0 \text{ cm}$
No expuestas al intemperismo (losas de entrepisos, muros, etc.)	
# 12 - - - - -	$r = 4.0 \text{ cm}$
del # 11 ó menores - - - - -	$r = 2.0 \text{ cm}$
Vigas, traveses y columnas	
Refuerzo principal (anillos, estribos, espiral	$r = 4.0 \text{ cm}$
Cascarones, placas	
barras $> \# 6$ - - - - -	$r = 2.0 \text{ cm}$
barras $\leq \# 5$ - - - - -	$r = 1.5 \text{ cm}$

4.8.- REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS (TEMPERATURA)

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo por temperatura que se suministre no será menor que

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)} \quad \text{-----} \quad 4.44$$

donde

a_s = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por la unidad de ancho de la pieza, (cm^2/m). El ancho mencionado se mide perpendicularmente, a dicha dirección y a X_1 .

X_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, en cm.

Si X_1 es menor que 20 cm, el refuerzo en cuestión puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor que 20 cm, el refuerzo se colocará en 2 capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el refuerzo no será menor de $2 a_s$.

Por simplicidad, en vez de utilizar la fórmula 4.44 puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie y de 0.4 por ciento en los expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5 X_1$.

En resumen, el refuerzo por temperatura, será:

$$\begin{array}{ll} \text{En losas con } f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{----- } a_s = 0.0020 \\ \text{si } f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{----- } a_s = \frac{7.56}{f_y} \end{array}$$

$$\text{Relación de área de acero a área total } \geq 0.0014$$

4.9.- LOSAS PLANAS

Losas planas son aquéllas que transfieren la carga directamente a las columnas, en general sin la ayuda de trabes, pueden ser macizas de peralte constante, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, moldes para formar alvéolos en la losa, etc). También pueden tener un cuadro de peralte menor en la parte central de los tableros, con tal que dicho cuadro quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco y no menor de 10 cm.

La losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos.

En ocasiones se utiliza una trabe de borde en la periferia de la losa; en otras ocasiones los bordes de la losa se apoyan sobre muros.

En cada tablero de una losa plana se distinguen tres franjas en cada dirección. La central, de ancho igual a la mitad del claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho, y las extremas o de columna, cada una de ancho igual a un cuarto de dicho claro.

Las ventajas que presenta este sistema son:

1.- Los esfuerzos de flexión y cortante son tales, que re

partidos entre el número total de nervios proporcional a su sección, resultan bajos.

2.- Para el caso de fuerzas horizontales, producidas por viento o sismo, se presentan grandes esfuerzos en la unión de la columna a entrepiso, que pueden ser contrarrestados por la resistencia del material proporcionada por la subpresión del capital.

3.- El entrepiso es capaz de resistir fuertes concentraciones de carga en cualquier punto del tablero, ya que los esfuerzos son transmitidos a nervaduras vecinas en ambas direcciones.

4.- Ofrece una rápida erección de la estructura, que repercute en el costo de la obra, debido en primer lugar a la cimbra plana que puede hacerse rápida y fácilmente, el volumen de colado es más reducido y se ahorra tiempo en la habilitación y colocación del acero de refuerzo.

4.9.1.- Hipótesis para el Análisis

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elásticos considerando las siguientes hipótesis:

a).- Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franja de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columna considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

b).- Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columna o de -

trabe) puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta los siguientes requisitos:

Para valuar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas, igual a

$$a = \frac{0.5L_2}{1 + \frac{1.67 L_2}{L_1}} + 0.3 c \leq 0.5 L_2 \text{ -----4.45}$$

donde:

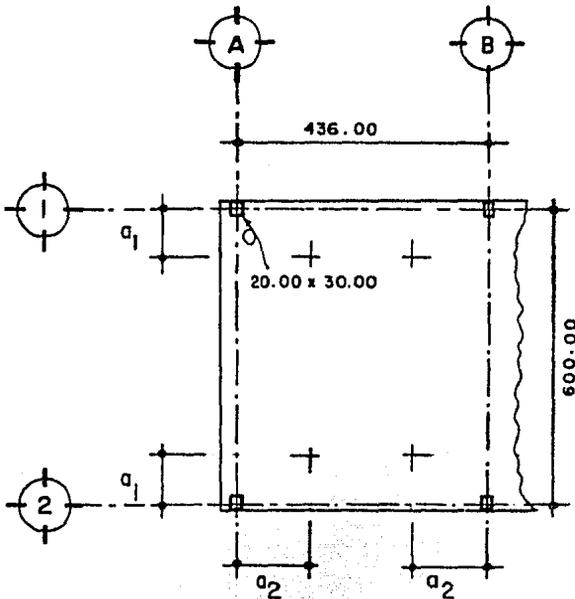
L_2 = El claro del tablero perpendicular a L_1 que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

L_1 = Es el claro en la dirección que se analiza.

c = Dimensión de la columna en la dirección de L_2 si no hay capitel; si existe capitel, c es el diámetro de la intersección, con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto que puede inscribirse en el capitel.

El siguiente ejemplo muestra el procedimiento que se seguirá en el capítulo 6 "Rigideces" para valuar el ancho de la trabe equivalente en los distintos tableros.

Supóngase que se quiere determinar el ancho de la trabe equivalente que tendrá el siguiente tablero, con columnas de 20 x 30 cm.



ACOTACIONES EN cm.

Para

$$L_1 = 436.00 \text{ cm}$$

$$L_2 = 600.00 \text{ cm}$$

$$c = 20.00 \text{ cm}$$

$$a_1 = \frac{0.5 (600.00)}{1 + \frac{1.67 (600.00)}{436.00}} + 0.3 (20.00)$$

$$a_1 = (90.960 + 6.00) \text{ cm.}$$

$$a_1 = 96.960 \text{ cm.}$$

$$a_1 \approx 97.00 \text{ cm.}$$

$$0.5 L_2 = 0.5 (600.00) \\ = 300.00 \text{ cm}$$

entonces:

$$a_1 < 300.00 \text{ cm}$$

---- CORRECTO

Para

$$L_1 = 600.00 \text{ cm}$$

$$L_2 = 436.00 \text{ cm}$$

$$c = 30.00 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{0.5 (436.00)}{1 + \frac{1.67 (436.00)}{600}} + 0.3 (30.00)$$

$$a_2 = (98.485 + 9.00) \text{ cm}$$

$$a_2 = 107.485 \text{ cm}$$

$$a_2 \approx 108.00 \text{ cm}$$

$$0.5 L_2 = 0.5 (436.00)$$

$$= 218.00 \text{ cm}$$

Entonces

$$a_2 < 218.00 \text{ cm} \quad \text{----- CORRECTO}$$

Debe tenerse presente la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los miembros debida a capiteles y -- ábacos; también se tendrán en cuenta los efectos de trabes y - agujeros. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la - columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

4.9.2.- Reducción de Momentos

Cuando se cumplan las condiciones que siguen, los momentos en las secciones críticas debidos a cargas verticales obtenidas según el inciso 4.9.1, pueden reducirse de manera que la suma del momento positivo más el promedio de los momentos negativos en cada tablero no sea menor que

$$M_0 = 0.115 \left(1 - \frac{1.25 c}{L_1} \right) WL_1 \text{ ----- } 4.46$$

donde:

- W = Carga total en el tablero
- L_1 = Claro del tablero en la dirección en que se considera la flexión
- c = Dimensión de la columna paralela a L_1 , cuando las columnas de un tablero no son iguales, debe usarse su promedio.

Para poder efectuar las reducciones indicadas en el párrafo anterior deben cumplirse las siguientes condiciones:

- a). La estructura consta por lo menos de tres crujeas en cada dirección.
- b). La relación de claro largo o corto en ningún tablero se excederá de 1.33.
- c). Los momentos M_o en tableros contiguos no difieren en más de 33% al menor de ellos.
- d). La relación de carga viva a muerta no es mayor de 2.

El momento de desequilibrio que resulte en cada nudo al hacer las redistribuciones indicadas se repartirá entre las columnas en proporción a sus rigideces.

4.9.3.- Secciones Críticas para Momento.

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondiente. Aquí c es la dimensión transversal de la columna paralela a L_1 , o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o ábaco. Si hay capitel, se tomará la -

intersección con el arranque del capitel.

4.9.4.- Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla 4.6 siguiente:

F. A. J. A.	MOMENTO FLEXIONANTE				
	MOMENTO NEGATIVO EN EL SOPORTE INTERIOR	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO EN EL SOPORTE EXTERIOR		
			LOSA SOPORTADA SOBRE COLUMNAS O SOBRE VIGAS DE UN ESPESOR IGUAL AL DE LA LOSA.	LOSA SOPORTADA SOBRE MUROS DE CARGA DE CONCRETO REFORZADO O TRABES DE PERALTE TOTAL IGUAL O MAYOR QUE 3 VECES EL ESPESOR DE LA LOSA	
FAJA DE COLUMNAS	76.0	60.0	80.0	60.0	
FAJA CENTRAL	24.0	40.0	20.0	40.0	
MEDIA FAJA DE COLUMNA CENTRAL Y PERALTE DE LA VIGA MARGINAL O MURO	PERALTE TOTAL DE LA VIGA IGUAL AL ESPESOR DE LA LOSA	38.0	30.0	40.0	30.0
	PERALTE TOTAL DE LA VIGA O MURO MAYOR QUE 3 VECES EL ESPESOR DE LA LOSA	19.0	15.0	20.0	15.0

TABLA 4.6.- PORCENTAJES DE DISTRIBUCION DEL MOMENTO FLEXIONANTE ENTRE LAS FAJAS DE COLUMNAS Y CENTRAL.

Por lo que respecta a la transmisión de momentos entre columna y losa, se explica en la siguiente figura 4.1.

4.9.5.- Efectos de fuerza cortante

Se aplicarán las prescripciones del inciso 4.5.5. con especial atención a la transmisión correcta de momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas.

4.9.6.- Fuerzas Laterales

Los efectos de las fuerzas laterales se determinarán de acuerdo a los criterios utilizados para cargas verticales.

4.9.7.- Peraltes Mínicos.

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$d_{\min} = k L \left(1 - \frac{2c}{3L} \right) \quad \text{-----} \quad 4.47$$

donde

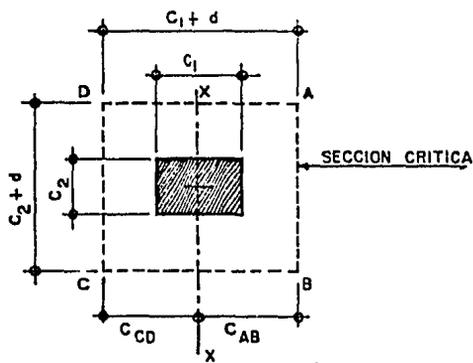
L = es el claro mayor

k = coeficiente que se determina como sigue

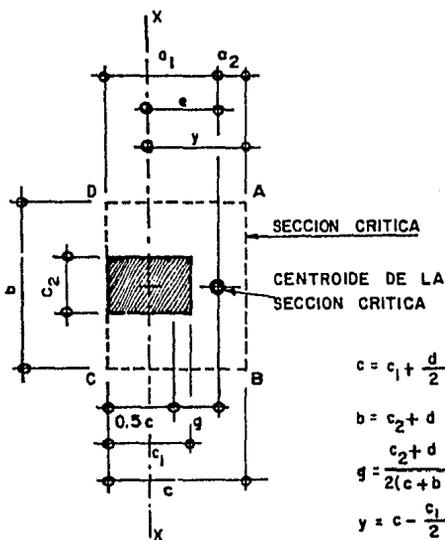
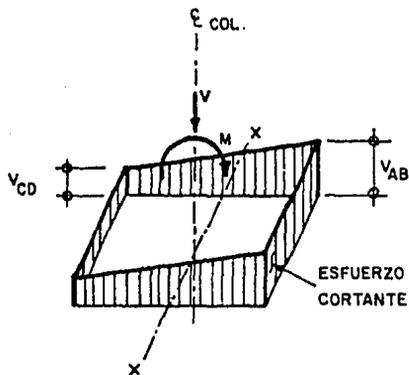
Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de 4.9.8. $k = 0.0006 \quad f_{sw} \quad 0.02 \text{---} 4.48$

Losas sin ábacos $k = 0.00075 \quad f_{sw} \quad 0.025 \text{---} 4.49$

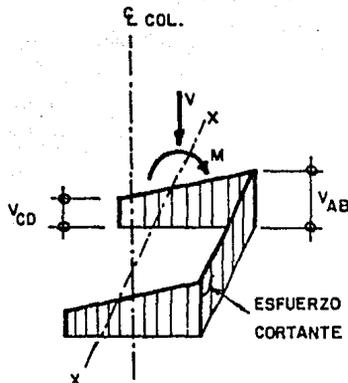
donde



a).- COLUMNA INTERIOR



b).- COLUMNA DE BORDE



$$\begin{aligned}
 c &= c_1 + \frac{d}{2} \\
 b &= c_2 + d \\
 g &= \frac{c_2 + d}{2(c + b)} \\
 y &= c - \frac{c_1}{2} \\
 e &= y - \frac{c}{2} + g \\
 a_2 &= \frac{c}{2} - g
 \end{aligned}$$

$$V_{AB} = \frac{V}{A_C} + \frac{\alpha M_{CAB}}{J_C}$$

$$V_{CD} = \frac{V}{A_C} - \frac{\alpha M_{CAB}}{J_C}$$

$$A_C = 2d(C_1 + C_2 + 2d)$$

$$J_C = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$\alpha = (\text{ECUACION 4.29})$$

FIG. 4.1.- TRANSMISIONES DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y LOSA

f_s = Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 , (puede suponerse igual a $0.6 f_y$).

w = Carga en condiciones de servicio, en kg/m^2

c = Dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores obtenidos con la ecuación 4.47 deben aumentar se en un 30% en tableros exteriores y en losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa, h , será menor que 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm. si no existe.

4.9.8.- Dimensiones de los Abacos

La dimensión de cada ábaco en planta no será menor que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

4.9.9.- Disposiciones sobre el refuerzo

Se respetarán las prescripciones sobre refuerzo mínimo -- por flexión y por cambios volumétricos de 4.1.1. y 4.8, además, el espaciamiento de las varillas en las secciones críticas no excederá de dos veces el espesor de la losa, excepto en aquellas porciones del área de la misma que sean de construcción celular o nervada.

El refuerzo debe detallarse teniendo en cuenta los siguientes requisitos mínimos:

a).- Los refuerzos positivos y negativos deben prolongarse más allá de cada punto de inflexión una distancia no menor que un décimo del claro respectivo.

b).- Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columna.

c).- Por lo menos el 25% del acero de cada franja extrema o limítrofe debe estar comprendido en un ancho igual a 0.5 más medio peralte efectivo a cada lado del eje de columnas. El resto del refuerzo irá uniformemente espaciado en la franja que pertenece. Aquí c es la dimensión de la columna o capitel normal al refuerzo.

4.9.10.- Losas encasetonadas.

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un octavo del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden.

4.9.11.- Losas en dos direcciones o losas apoyadas en cuatro lados.

Como ya se dijo anteriormente, las losas de los cuartos de servicio y de los baños localizadas en la azotea del edificio, serán losas armadas en dos direcciones. De estas losas podemos decir que por lo general, cuando un tablero de piso es cuadrado o casi cuadrado y sus cuatro lados descansan sobre vigas, es económico utilizar dos juegos de varillas de refuerzo, colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro; estas varillas transmiten las cargas a las cuatro vigas o muros de apoyo. En el caso de un tablero rectangular, el claro corto debe soportar una carga mayor que el claro largo. La magnitud de la carga transmitida en cada dirección depende no solamente de las longitudes relativas de los lados de la losa, sino también

de las condiciones de continuidad que se presenta en los cuatro lados.

El Instituto Americano del Concreto en su Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado, describe tres métodos que pueden usarse en el diseño de losas en dos direcciones; en nuestro caso utilizaremos el "método 2" y los términos que se utilizan en el procedimiento son:

- C = Coeficiente de momento para losas en dos direcciones, según se indica en la tabla 4.7.
- m = Relación del claro corto al claro largo, S/L
- S = Longitud del claro corto
- L = Longitud del claro largo
- w = Carga uniforme total, en kg/m^2

Al igual que en las losas planas, en el diseño de una losa en dos direcciones se toma en consideración dos franjas de piso; una es la franja central, con un ancho igual a la mitad del tablero, que se extiende a través de éste en la dirección en que se consideran los momentos y la otra es la franja de columna, cuyo ancho es igual a la cuarta parte del tablero y que ocupa las áreas que quedan fuera de la franja central. En la figura 4.2 se muestran estas franjas.

En la tabla 4.7 se indican los coeficientes para los momentos flexionantes en las franjas centrales de la losa; los momentos se calculan por medio de la fórmula:

$$M = C w S^2 \quad \text{-----} \quad 4.50$$

MOMENTOS	CLARO CORTO						CLARO LARGO ψ_m	
	$m = S/L$							
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5		
CASO 1 - Interior 	- Cont	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
	- Disct	-	-	-	-	-	-	-
	+	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
CASO 2 - Un borde discontinuo 	- Cont	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
	- Disct	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
	+	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
CASO 3 - Dos bordes discontinuos 	- Cont	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
	- Disct.	0.025	0.028	0.031	0.036	0.039	0.045	0.025
	+	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
CASO 4- Tres bordes discontinuos 	- Cont	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
	- Disc.	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
	+	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
CASO 5- Aislado 	- Cont.	-	-	-	-	-	-	-
	- Disct	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
	+	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

TABLA 4.7 COEFICIENTES PARA MOMENTOS EN LOSAS MEDIANTE EL USO DEL METODO 2 DEL A.C.I.

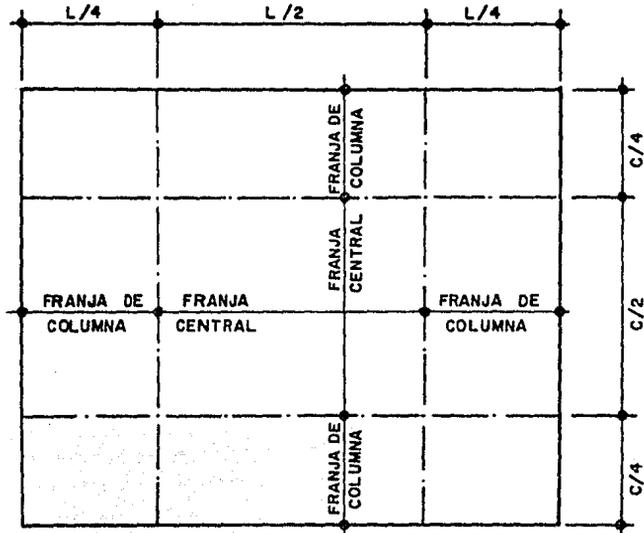


FIG. 4.2- FAJAS PRINCIPALES DE UNA LOSA.

El mismo reglamento permite una reducción de dos tercios en el cálculo de momentos en las fajas de columna, con respecto a los momentos correspondientes en las fajas centrales. -- Los cinco casos de la tabla 4.7 se refieren a las condiciones de continuidad que existen en los bordes del tablero; nótese que en el caso 5, el de un panel con sus cuatro bordes discontinuos, debe considerarse un momento flexionante negativo sobre los apoyos.

Quando se utilizan dos juegos de varillas de refuerzo, - se coloca uno de ellos directamente sobre el otro; es conveniente colocar las varillas del claro corto, las cuales soportan mayor carga, por debajo de las del claro largo.

4.9.12. FLEXOCOMPRESION BIAxIAL (COLUMNS)

En el diseño de elementos sujetos a flexocompresión (columnas) se sigue el procedimiento general adoptado por el R.C.D.F.-76, llamado de estados límite, equivalente al diseño plástico o por resistencia última estipulado por otros reglamentos; cabe aclarar que el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-77) tiene hipótesis semejantes a las del Reglamento de -- Construcciones para el Distrito Federal (R.C.D.F.-76), excepto -- en la definición del bloque de esfuerzos de compresión en el -- concreto. El bloque adaptado por el ACI indica una profundidad variable según la resistencia en compresión del concreto y no -- permite, por tanto, la construcción de gráficas adimensionales -- válidas para concretos de cualquier resistencia. Sin embargo, -- las resultantes del bloque son muy similares a las que se obtie -- nen con la hipótesis del R.C.D.F.-76, por lo que los diagramas -- de iteración dan resultados que concuerdan, salvo errores muy -- pequeños, con los que se obtienen mediante las hipótesis del -- A.C.I.-77.

Se distinguen dos casos de distribución del acero: acero -- colocado únicamente en las caras perpendiculares al plano de mo -- mentos (fig. 4.3a) y acero distribuido en cantidades iguales en -- las cuatro caras (fig. 4.3b). Las gráficas de iteración del se -- gundo caso pueden aplicarse con errores despreciables a distri -- buciones de esfuerzo como el de las figuras 4.3c y 4.3d.

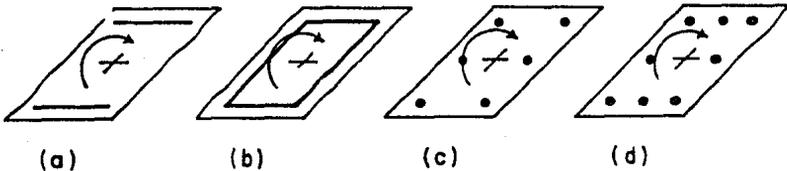


FIG. 4.3.

En situaciones claramente diferentes a las anteriores, - es recomendable elegir una de dos opciones: considerar que el refuerzo está uniformemente distribuido (fig. 4.3b), o despre- ciar el refuerzo colocado en las caras laterales y diseñar pa- ra acero concentrado en los extremos (fig. 4.3a).

En el caso de flexocompresión biaxial, el diagrama de -- iteración resulta ser una superficie de falla en tres dimen- siones, la cual se puede reducir a un problema de dos dimen- siones haciendo cortes verticales a la superficie original. - Cada corte corresponde a una relación fija entre los momentos adimensionales en las dos direcciones (R_x/R_y); teniéndose grá- ficas para valores R_x/R_y de 0.5 a 1.0; además, si se toma en- cuenta que el caso de flexocompresión corresponde a $R_x/R_y = 0$, se tienen tres cortes verticales a la superficie de falla, -- con lo que se pueden cubrir, con una aproximación aceptable, - todos los casos posibles mediante interpolación lineal.

Considérese la nomenclatura de la figura 4.4.

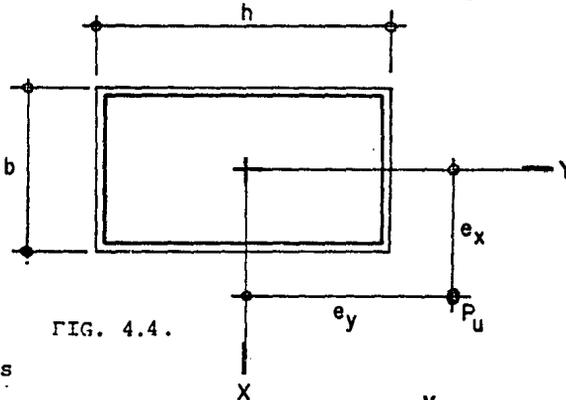


FIG. 4.4.

y además

$$M_{ux} = P_u e_x ; \quad R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b h^2 f_c''} \quad \text{-----} \quad 4.51$$

$$M_{uy} = P_u e_y ; \quad R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f_c''} \quad \text{-----} \quad 4.52$$

Como se debe cumplir $R_x/R_y \leq 1.0$, entonces R_x está asociado al menor de ambos momentos adimensionales, siendo el plano de este momento perpendicular al eje Y. El diagrama de iteración para flexocompresión biaxial se selecciona con la relación d/b , donde b es la dimensión de la columna en la dirección de e_x , y d es el peralte efectivo en la dirección de b ; usualmente, en la práctica, b es el lado menor de la sección, sin embargo, puede ocurrir que b no coincida con el lado menor, y la sección tendrá que girarse.

A diferencia del problema de flexocompresión uniaxial, en el caso de flexocompresión biaxial la resistencia depende de la relación b/h , puesto que las expresiones analíticas quedan en función de ella. Los valores de carga y momentos, que se tienen por flexocompresión biaxial en secciones rectangulares -- ($b/h < 1$), están del lado de la seguridad respecto a los que corresponden a secciones cuadradas ($b/h = 1$). Las diferencias máximas en esos valores son del orden de 20.00% para $q = 1.0$, y corresponde a secciones con $b/h = 0.25$, con refuerzo $f_y = 4000.00 \text{ kg/cm}^2$ distribuido uniformemente y para recubrimientos altos -- ($d/b = 0.80$) que es el caso en que esta relación influye más; las diferencias mencionadas se reducen a la mitad para recubrimientos menores ($d/b = 0.85$).

En forma alternativa, los casos de flexocompresión biaxial pueden resolverse con las gráficas para flexocompresión uniaxial y con algún método aproximado para tomar en cuenta el efecto en dos direcciones. Un primer método es el que proviene de la fórmula de Bresler, en la forma dada por

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_0}} \quad \text{-----4.53}$$

donde:

P_R = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .

P_{RO} = carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{RX} = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.

P_{RY} = carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y en un plano de simetría.

Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y la excentricidad accidental. La expresión 4.53 reduce al problema de flexocompresión en dos direcciones, al de una dirección. El método es muy útil para revisión de secciones, sin embargo su empleo es laborioso cuando se trata de un problema de diseño.

Para excentricidades grandes, el método deja de ser aplicable y el R.C.D.F-76 da como alternativa la siguiente relación:

$$\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad \text{-----4.53}$$

donde

M_{Ux} y M_{Uy} = momentos de diseño según los ejes X e Y

M_{Rx} y M_{Ry} = momentos resistentes de diseño según los ejes X e Y.

La expresión es aplicable cuando P_R/P_{RO} es menor de 0.10- Esta fórmula, en algunos casos, puede ser demasiado conservadora pues proviene de un diagrama de iteración lineal de los momentos actuantes M_{Ux} , M_{Uy} .

Para superar el problema que representa la falta de precisión que se tiene al emplear para el diseño de columnas rectangulares los diagramas de interacción para flexocompresión - biaxial correspondientes a secciones cuadradas, es recomendable revisar el refuerzo así obtenido con la fórmula de Bresler, aprovechando así los diagramas de interacción para una estimación preliminar del refuerzo y la fórmula de Bresler para la revisión del mismo.

4.9.13.- Efectos de Esbeltez

Se entiende por efecto de esbeltez la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial o flexocompresión, debida a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

El análisis de las estructuras generalmente se hace considerando un comportamiento lineal basado en estimaciones de las rigideces de los miembros e ignorando el efecto en ella de los desplazamientos laterales. Cuando se emplea este criterio, -- los elementos mecánicos obtenidos deben modificarse tomando en cuenta los efectos de segundo orden cuando son significativos.

Para ilustrar los efectos de segundo orden, supóngase una columna articulada en sus extremos y sujeta a carga axial y momento flexionante también en sus extremos (fig. 4.5a). Esta columna es equivalente a la mostrada en la (fig. 4.5b), y tiene el diagrama de momento flexionante de la (fig. 4.5c). Al aplicar la carga P al sistema de la (fig. 4.5b), éste se deforma como se muestra en la (fig. 4.5d), y, como consecuencia de esta deformación, aumenta la distancia de la línea de acción de las cargas P al eje de la columna, lo cual equivale a que aumente la excentricidad de la carga en una excentricidad (y).

Por lo tanto, el momento flexionante real en una sección cualquiera de la columna es:

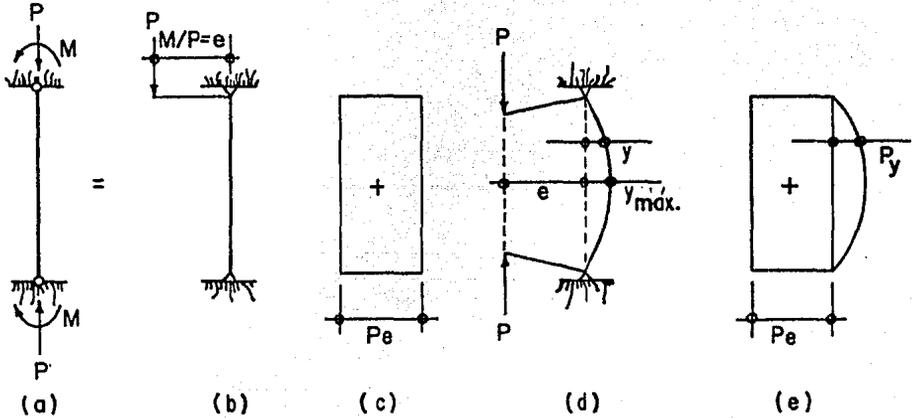


FIG. 4.5. MOMENTOS ADICIONALES EN UNA COLUMNA POR EFECTOS DE ESBELTEZ

$$M = P_e + P_y = P (e + y) \quad \text{----- 4.54}$$

El momento máximo, para este ejemplo, es a la mitad de la altura, donde alcanza el valor:

$$M_{\text{máx}} = P (e + y_{\text{máx}}) \quad \text{----- 4.55}$$

Como consecuencia de los momentos adicionales P_y , la resistencia del elemento se reduce respecto a la resistencia que tendría si sólo se aplicase el momento P_e . Esta reducción de resistencia se conoce como efecto de esbeltez. En realidad,

el efecto de esbeltez se presenta en cualquiera que sea la longitud del elemento, pero es importante únicamente el elemento cuya relación longitud-peralte es grande, o sea, en elementos esbeltos. Sólo en estos elementos la magnitud de los momentos adicionales, P_y , es significativa en relación con los momentos P_e .

La reducción de resistencia por esbeltez puede deberse también a desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna, como sucede en marcos no contraventeados sujetos a carga lateral o que presentan asimetría en carga o en geometría.

El R.C.D.F-76 en su artículo 1.3.2, estipula lo siguiente:

miembros en los que puede desprejiciarse los efectos de esbeltez - Los efectos de esbeltez pueden desprejiciarse en miembros con extremos restringidos lateralmente cuando la relación H'/r y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que:

$$34 - 12 M_1 / M_2 \quad \text{-----} \quad 4.56$$

en miembros con extremos no restringidos, cuando H'/r es menor que 22. En la expresión anterior

M_1 = momento menor en los extremos del miembro

M_2 = momento mayor en los extremos del miembro

M_1/M_2 = es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble. Para valuar M_1 y M_2 se incluirán las excentricidades accidentales.

en secciones rectangulares, el radio de giro, r , puede tomar-

se igual a 0.30 por la dimensión de la sección en la dirección considerada, y en secciones circulares igual a 0.25 por el diámetro. En todos los casos en que H'/r sea mayor de 100.00 deberá hacerse un análisis de segundo orden.

Los momentos de diseño, serán de tal manera que, para los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con lo anterior, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, obtenido aproximadamente con los criterios a y b que siguen. En todos los casos las excentricidades accidentales se tomarán con los signos que conduzcan el mayor valor del momento de diseño.

Criterio a.- Miembros con extremos restringidos lateralmente.- El momento amplificado, M_c , se calculará con la expresión:

$$M_c = F_a M_2 \quad \text{-----} \quad 4.57$$

donde M_2 es el mayor de los momentos, en valor absoluto, que actúan en los extremos del miembro, obtenido del análisis convencional incluyendo la excentricidad accidental, multiplicado por el factor de carga correspondiente

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u / P_c} \geq 1.00 \quad \text{-----} \quad 4.58$$

$$C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40 \quad \text{-----} \quad 4.59$$

el término $0.40 \frac{M_1}{M_2}$ es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si se flexiona en curvatura doble.

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad \text{-----} \quad 4.60$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{(1 + u)} \quad \text{-----} \quad 4.61$$

$$E_c = 10000 f'_c \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad 4.62$$

donde:

I_g = momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.

u = relación entre el máximo momento de diseño por -- carga muerta y el máximo momento de diseño total.

Criterio b.- Miembros con extremos no restringidos lateralmente.- El momento de diseño para cada columna se calcula con la ecuación 4.57 usando el mayor de los dos valores de F_a siguientes:

I.- El que se obtenga con la ecuación 4.63 para el entre piso completo suponiendo que todas las columnas están cargadas, y con sus extremos sin restricción lateral.

$$F_a = \frac{I}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0 \quad \text{-----} \quad 4.63$$

las sumas se refieren a todas las columnas del entre piso.

II.- El obtenido como si la columna tuviera sus extremos restringidos.

En estructuras de concreto reforzado, las columnas se encuentran restringidas parcialmente por los sistemas de piso, sin que existan articulaciones o empotramientos perfectos. El grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y del sistema de piso, lo cual puede definirse en la siguiente forma:

$$\psi_a = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{piso}} \quad \text{----- 4.64}$$

$$\psi_a = \frac{\sum (I/L)_{columnas}}{\sum (I/L)_{trabes}}$$

en el nudo a.

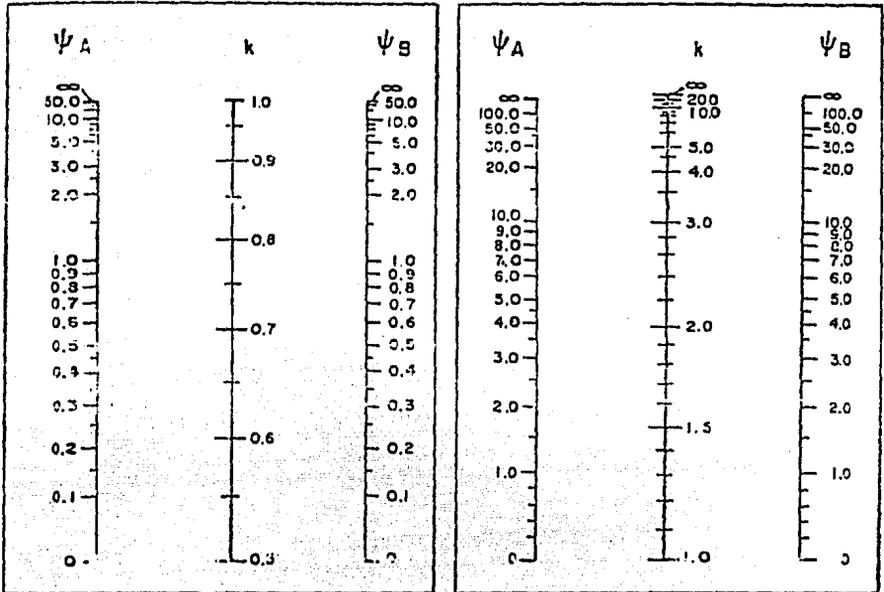
El cálculo de la longitud efectiva de pandeo en función del grado de restricción, ψ , puede hacerse utilizando los nomogramas de la (fig. 4.6), en los que ψ_a y ψ_b son los valores de ψ en los extremos A y B de la columna.

4.14.- CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

4.11.1.- Dimensionamiento de Losas

Para encontrar el espesor de las losas macizas requeridas, en base al reglamento del A.C.I. 318-77, se considera el tablero más crítico y se encuentra su espesor usando la fórmula:

$$h = \frac{\text{PERIMETRO}}{180} \quad \text{----- 4.65}$$



EXTREMOS EMPOTRADOS
(restricción al movimiento
lateral).-

EXTREMOS ARTICULADOS
(sin restricción al movimiento
lateral).-

Ψ = Cociente de $E(I/L)$ de las columnas, entre $E(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$$H' = KH$$

A y B son los extremos de la columna.

FIG.- 4.6.- NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS, H' , DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION.

Para los cuartos de servicio tenemos:

$$S = 275.00 \text{ cm}$$

$$L = 550.00 \text{ cm}$$

$$h = \frac{2 (S + L)}{180}$$

$$h = \frac{2 (275.00 + 550.00) \text{ cm}}{180}$$

$$h = \frac{1650.00}{180} \text{ cm}$$

$$h = 9.17 \text{ cm}$$

$$h \approx 10.00 \text{ cm}$$

Para los sanitarios se tiene:

$$S = 275.00 \text{ cm}$$

$$L = 360.00 \text{ cm}$$

$$h = \frac{2 (S + L)}{180}$$

$$h = \frac{2 (275.00 + 360.00) \text{ cm}}{180}$$

$$h = \frac{1270.00}{180} \text{ cm}$$

$$h = 7.06 \text{ cm}$$

$$h \approx 10.00 \text{ cm}$$

De lo anterior se desprende que tanto los cuartos de servicio como los sanitarios localizados en la azotea del edificio tendrán losa maciza con un espesor total de 10.00 cm.

Para determinar el espesor aproximado que tendrán las losas planas, consideramos que el peralte efectivo estará comprendido entre $\frac{1}{28}$ y $\frac{1}{38}$ del claro crítico, entonces:

$$d = \frac{L}{32} \quad \text{-----} \quad 4.66$$

Para nuestro caso, el claro crítico se encuentra localizado entre los ejes I e M y que es de 616.00 cm, entonces:

$$d = \frac{616.00}{32} \text{ cm}$$

$$d = 19.25 \text{ cm}$$

$$d = 20.00 \text{ cm}$$

Como es una losa plana aligerada, consideramos lo prescrito en el último párrafo del inciso 4.9.7.

$$d = 1.30 (20.00) \text{ cm}$$

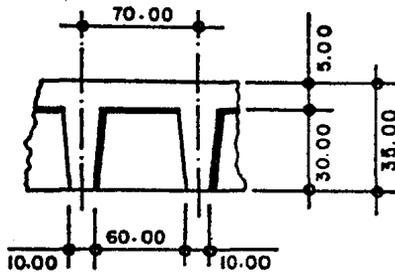
$$d = 26.00 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = (26.00 + 5.00) \text{ cm}$$

$$h = 31.00 \text{ cm}$$

$$h = 35.00 \text{ cm}$$



Por lo anterior, todas las losas de entrepiso serán planas y aligeradas; por especificación, las nervaduras en ningún caso serán menores a 10.00 cm de espesor y estar separadas más de 75.00 cm de centro a centro. Las losas tendrán una capa de compresión de concreto de 5.00 cm.

De lo anterior se desprende que la trabe equivalente determinada por la ecuación 4.45 para cada caso específico, tendrá un peralte total de 35.00 cm, con un espesor de patín igual al de la capa de compresión de 5.00 cm, el ancho del patín y del alma es variable según sean los valores de, a , determinados por la ecuación antes citada y el número de nervaduras comprendidas en dicha dimensión.

Para el dimensionamiento de las columnas se considera apriori lo más crítica en forma (dada por requerimientos arquitectónicos) y carga, con respecto a las demás, aplicando la siguiente fórmula:

$$P = 0.85 (0.25 f'_c A_g + f_s A_s) \text{ ----- } 4.67$$

donde:

P = Carga axial permisible, sin reducci3n por longitud o excentricidad, en kg.

f'_c = Resistencia 3ltima del concreto, en kg/cm^2

f'_s = Esfuerzo permisible de compresi3n en el refuerzo vertical, tomado como el 40% del valor de la resistencia de fluencia, pero no mayor a 2100.00 kg/cm^2 .

A_g = Area total de la secci3n, en cm^2

A_s = Area total del refuerzo longitudinal (1.0%) en cm^2

Como se utilizar3 concreto con $f'_c = 200.00 \text{ Kg/cm}^2$ y acero como un $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, y $f'_s = 2100.00 \text{ kg/cm}^2$, entonces la f3rmula 4.53 se reducir3, despejando a A_g de la misma se tiene

$$P = 0.85 \cdot 0.25 \cdot (200.00 \text{ Kg/cm}^2) A_g + 2100.00 \text{ Kg/cm}^2 (0.01)$$

$$P = 0.85 \cdot (50.00 \text{ Kg/cm}^2) A_g + 21.00 \text{ Kgr}$$

$$P = 42.50 \text{ Kg/cm}^2 A_g + 17.85 \text{ Kg}$$

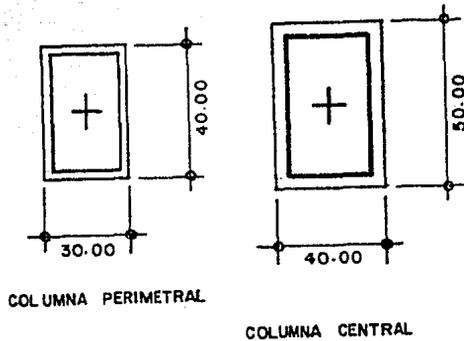
$$A_g = \frac{P - 17.85 \text{ Kg}}{42.50 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_g = 0.02353 P \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}} \right) - 0.42000 \text{ cm}^2$$

con la cual se encuentra una secci3n diferente para cada nivel.

Considerando que el realizar esto, repercute tanto en la ejecuci3n de la obra como en la econom3a de la misma, se opt3 por considerar un solo tipo de columna, siendo las columnas centrales (eje 3) de mayor secci3n que las perimetrales (ejes 1 y 6).

De lo anterior, la geometría que tendrán las columnas será la siguiente:



4.15.- PLANTA ESTRUCTURAL

En los planos arquitectónicos A-01, A-02 y A-03 se muestran la planta baja, la planta de entepiso y la planta de azotea y cuartos de servicio respectivamente; en los planos estructurales E-01 y E-02 se muestran los tipos de losas utilizadas (macizas y nervuradas respectivamente).

5º CAPITULO

ACCIONES

Acción es todo agente-externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento - cuyos efectos en una estructura-pueden hacer que ésta alcance un estado límite.

Para fines de diseño, las acciones se presentan usualmente por medio de sistemas de carga y/o deformaciones cuyos - - efectos sobre la estructura se supone equivalente a los de -- las acciones reales.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el -- efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad NO despreciable de ocurrir simultáneamente.

En este capítulo se presentan los criterios generales para evaluar las acciones y las combinaciones de ellas que deben considerarse en el diseño de una estructura.

5.1.- CLASIFICACION

Con objeto de formar combinaciones de diseño, las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que obran sobre una estructura con su intensidad máxima.

Se consideran tres categorías:

1). Acciones permanentes.

Son aquéllas que obran en forma continua sobre la estructura, y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.

Comprenden:

- 1.1.- Carga Muerta.- Dentro de la que se considera el peso propio, tanto de los elementos estructurales como no estructurales, incluyendo instalaciones y equipo que ocupen una posición fija y permanente en la construcción, y el peso estimado de elementos que, posteriormente, puedan colocarse en forma permanente.
- 1.2.- Empuje estático de tierras, granos y líquidos, de carácter permanente.
- 1.3.- Deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a preesfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

2). Acciones variables.

Son las que actúan sobre una estructura con una intensidad variable en el tiempo.

Comprenden:

- 2.1. Carga viva.- Representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.
- 2.2. Efectos causados en las estructuras por cambios de temperatura y contracciones.
- 2.3. Deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
- 2.4. Efectos de operación de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto, frenaje y aceleración.

3). Acciones accidentales.-

Estas no se deben al funcionamiento propio de la construcción y pueden alcanzar valores significativos sólo durante lapsos breves.

Comprenden:

- 3.1. Sismo
- 3.2. Viento
- 3.3. Cargas de montaje
- 3.4. Otras acciones accidentales, como nieve, explosiones, incendios y otros agentes que pueden -- ocurrir en casos extraordinarios.

5.2.- VALORES DE DISEÑO

5.2.1. Valores Nominales

El valor nominal de una acción es un valor de su intensidad que tiene asociada una probabilidad pequeña y prefijada de ser excedida durante un intervalo de tiempo determinado; excepto cuando los efectos de una acción sean favorables a la estabilidad de la estructura, en cuyo caso el valor nominal de la acción será una intensidad con una probabilidad pequeña y prefijada de NO ser alcanzada.

Los reglamentos y códigos establecen como valores nominales a intensidades de acciones que tienen una probabilidad de excedencia (o de no ser alcanzada) del 1 al 10%. Específicamente, los reglamentos del Distrito Federal y Estatales de la SAHOP establecen el 2%.

Para las acciones variables pueden considerarse tres posibles valores nominales:

- a). Valor nominal de la intensidad máxima
- b). Valor nominal de la intensidad media
- c). Valor nominal de la intensidad instantánea

Para determinar el valor nominal de una acción deberá tomarse en cuenta la incertidumbre en la intensidad de la misma y la que se deba a la idealización del sistema de carga.

5.2.2.- Valores de Diseño.

El valor de diseño de una acción es el producto de su valor nominal por un factor de carga que depende de la clasificación de la acción y de la combinación de carga en la cual se considere.

Para determinar el valor de diseño deberá consultarse el inciso 5.3, donde se proporcionan los factores de carga para distintas combinaciones, y los incisos 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7, -- donde se discuten los valores nominales para acciones permanentes, variables y accidentales.

5.3.- COMBINACIONES DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA

A fin de revisar la seguridad de una estructura deberá -- considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad NO despreciable de ocurrir simultáneamente y regirá en el diseño la combinación que produzca los efectos más desfavorables.

5.3.1.- Reglamento del Distrito Federal

En este reglamento se consideran dos categorías de combinaciones:

- 1.- Combinaciones que incluyen acciones permanentes y va-

riables.- Se consideran todas las acciones permanentes que actúan sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trata de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinación deberá revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

En este tipo de combinación entra la carga muerta más carga viva, en cuyo caso se empleará la intensidad máxima de la carga viva considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavorables de la carga viva, deberán utilizarse los valores de la intensidad instantánea.

- 2.- Combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales.- En cada combinación se considerarán todas las acciones permanentes, las variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental.

En ambos tipos de combinaciones, todas las acciones se deberán tomar con sus intensidades nominales y multiplicar sus efectos por los factores de carga apropiados de acuerdo a lo siguiente:

- a). Para combinaciones que consideren exclusivamente acciones permanentes y variables se tomará un factor de carga $F_c = 1.4$, excepto en estructuras que soporten pisos en los cuales puede haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, es--

cuelas, locales de espectáculos y templos, o de construcciones que contengan equipo sumamente valioso, -- por ejemplo museos, en cuyo caso se tomará $F_c = 1.5$.

- b). Para combinaciones que, además de las acciones permanentes y variables, incluye una acción accidental, se tomará $F_c = 1.1$, excepto para algunos casos de sismo y viento en los que explícitamente se indique un factor distinto.
- c). Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o durabilidad de la estructura, se tomará $F_c = 0.9$; además, el valor mínimo probable se considerará como valor nominal de la intensidad de la acción.
- d). Para el diseño por esfuerzos admisibles y la revisión de estados límite de servicio, se tomará en todos los casos $F_c = 1.0$.
- e). Cuando se incluyan efectos de deformaciones impuestas, las combinaciones de diseño serán las siguientes:

$$1.4 (S_m + S_v) + S_h + S_t + S_c + S_f \text{ ----- } 5.1$$

$$1.1 (S_m + S'_v) + S_h + 0.7 S_t + S_c + S_f \text{ ----- } 5.2$$

$$1.1 (S_m + S''_v) + S_s + S_h + 0.5 S_t + S_c + S_f \text{ --- } 5.3$$

donde:

S_m = Carga muerta

S_v = Carga viva uniforme para diseño por carga gravitacional

S'_v = Carga viva con la distribución más desfavorable.

- S_v'' = Carga viva para diseño sísmico
 S_s = Acción debida a sismo o viento
 S_h = Acción debida a hundimientos diferenciales
 S_t = Acción debida a cambios de temperatura
 S_f = Acción debida a la contracción por fraguado
 (concreto)
 S_c = Acción debida a deformaciones durante el proceso
 constructivo.

Los valores unitarios de carga viva para calcular S_v , S_v' y S_v'' se determinarán de acuerdo al inciso 5.5.1.

5.3.2.- Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-77).

Las combinaciones de diseño para las cuales deberá revisarse la seguridad de la estructura son las siguientes:

Si la resistencia requerida U , que debe resistir la carga muerta (S_m) y la carga viva (S_v), será por lo menos igual a:

$$U = 1.4 S_m + 1.7 S_v \quad \text{-----} \quad 5.4$$

Si en el diseño va a incluirse la resistencia a los efectos estructurales de una carga de viento especificada (S_w), deben investigarse las siguientes combinaciones de S_m , S_v y S_w para determinar la mayor resistencia (U) requerida.

$$U = 0.75 (1.4 S_m + 1.7 S_v + 1.7 S_w) \quad \text{-----} \quad 5.5$$

$$U = 1.05 S_m + 1.275 S_v + 1.275 S_w \quad \text{-----} \quad 5.5.1$$

donde las combinaciones de carga deben incluir tanto el valor-

total, como el valor cero de S_v , para determinar la condición más crítica y

$$U = 0.9 S_m + 1.3 S_w \text{ ----- } 5.5.2$$

pero en ningún caso la combinación de S_m , S_v ó S_w , la resistencia requerida U será menor que la determinada por la ecuación 5.4.

Si se va a incluir en el diseño la resistencia a cargas o fuerzas de sismo especificadas, (S_s), deben aplicarse las combinaciones de carga dadas por las ecuaciones 5.5, 5.5.1 y 5.5.2, excepto que 1.1 S_s debe sustituir a S_w .

Si se va a incluir en el diseño el empuje lateral del terreno (S_e), la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a

$$U = 1.4 S_m + 1.7 S_v + 1.7 S_e \text{ ----- } 5.6$$

pero cuando S_m ó S_v reduzcan el efecto de S_e , $0.9 S_m$ debe sustituirse por $1.4 S_m$ y el valor cero de S_v se utilizará para determinar la mayor resistencia requerida U . En ninguna combinación S_m , S_v ó S_e , la resistencia requerida será menor que la requerida por la ecuación 5.4.

Si se va a incluir en el diseño la resistencia a la presión lateral de líquidos, (S_e), deben aplicarse las combinaciones de carga dada por la ecuación 5.6, excepto que $1.7 S_e$ se debe sustituir por $1.4 S_e$; la presión vertical de líquidos se debe considerar como carga muerta (S_m), con las debidas consideraciones a las variaciones en la profundidad del líquido.

Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse en la carga viva (S_v).

Cuando los efectos estructurales (S_x) de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura, sean significativos en el diseño, la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a

$$U = 0.75 (1.4 S_m + 1.7 S_v + 1.4 S_x) \text{ ----- } 5.7$$

$$U = 1.05 S_m + 1.275 S_v + 1.05 S_x \text{ ----- } 5.7.1$$

pero la resistencia requerida U no debe ser menor que

$$U = 1.4 S_m + 1.4 S_x \text{ ----- } 5.8$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura, deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante el servicio de la estructura.

La resistencia de diseño proporcionada por un miembro o sección transversal en términos de carga, momento, cortante o esfuerzo, debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones aplicables según sea el caso, multiplicados por un factor de reducción de resistencia ϕ .

El factor de reducción de resistencia ϕ debe ser el siguiente:

a).	Flexión, con o sin tensión axial - - - - -	0.90
b).	Tensión axial - - - - -	0.90
c).	Compresión axial, con o sin flexión:	
	Miembros con refuerzo en espiral - - - - -	0.75
	Otros miembros reforzados - - - - -	0.70
d).	Cortante y torsión - - - - -	0.85
e).	Aplastamiento en el concreto - - - - -	0.70
f).	Flexión en el concreto simple - - - - -	0.65

5.4.- EVALUACION DE ACCIONES PERMANENTES

5.4.1. Carga Muerta

En la evaluación de valores nominales de cargas muertas - podrán utilizarse los pesos unitarios proporcionados por la tabla 5.1. Para cada material, sea seco o saturado, se dan dos pesos unitarios. El valor mínimo se empleará cuando para la - estabilidad de la estructura, sea más desfavorable considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión, producida por viento. En cualquier otro caso se em-pleará el valor máximo.

5.5.-EVALUACION DE ACCIONES VARIABLES

5.5.1. Carga Viva

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal con-sidera tres valores nominales de carga, los cuales están dados por unidad de área en función del destino del piso o cubierta-en cuestión, como se indica en la tabla 5.2, donde A represen-ta el área tributaria, en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña.

La carga viva unitaria máxima, W_m , deberá emplearse para-

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

TABLA 5.1.- PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.

Destino del piso o cubierta	w		w _m	Observaciones
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios	70	90	$120 + 420A^{-1/2}$	(1)
II. Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público				
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable.	40	150	$150 + 200A^{-1/2}$	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ²	40	150	$150 + 400A^{-1/2}$	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	$150 + 600A^{-1/2}$	
III. Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	
IV. Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V. Comercios, fábricas y bodegas				
Área tributaria hasta de 20 m ²	0.8w _m	0.9w _m		(3)
Área tributaria mayor de 20 m ²	0.7w _m	0.8w _m	0.9w _m	(3) a
VI. Tanques y cisternas	0.7w _m	0.8w _m	w _m	(4)
VII. Cubiertas y azoteas con pendiente 10% mayor de 5%	15	70	100	(5)
VIII. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%	5	20	60	(6)
IX. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(6) (7)
X. Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
XI. Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(8)
XII. Andamios y cimbra para concreto	15	70	100	(9)

TABLA 5.2. CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO, EN Kg/m²

OBSERVACIONES:

- 1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- 2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.
- 3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal w_m que corresponda a un área tributaria menor de 20 m^2 , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_m será mayor de 350 kg/m^2 en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).
- 4) w_m presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.
- 5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de 20 por ciento.
 Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.
 En el diseño de patios, de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillo y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.
- 6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
- 7) Además en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle.
- 8) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate:
- 9) Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además con lo dispuesto en el capítulo de Cimbra y Andamios -- del título V.

el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos, como los que ocurren en suelos -- muy permeables (arenas y gravas) o en los no saturados; así como en el diseño ante cargas gravitacionales de los cimientos -- que se apoyen en estos materiales.

La carga viva unitaria reducida, W_a , debe emplearse en el diseño por sismo y por viento, así también cuando se revisen -- distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente-repartida sobre el área.

La carga viva sostenida, W , deberá emplearse en el cálculo de asentamientos en materiales poco permeables (limas y arcillas) saturados, así como en el diseño ante cargas gravitacionales de los cimientos que en ellos se apoyan, cuando el diseño -- está regido por el efecto de asentamientos diferenciales.

Cuando el efecto de carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación y volteo, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse un valor mínimo probable.

Durante el proceso de construcción deberán tomarse en cuenta las cargas vivas transitorias que puedan producirse; éstas -- incluirán el peso de los materiales almacenados temporalmente, -- el de los vehículos y equipo, el del colado de plantas superiores apoyadas en la planta que se analiza y del personal necesario no siendo este último peso menor al de la carga viva que se especifica para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de -- 5%.

5.6.- DEFORMACIONES IMPUESTAS

5.6.1.- Hundimientos Diferenciales.

Los efectos de hundimientos diferenciales como acciones - en la estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la tabla 5.3 o bien en cualquiera de los siguientes casos:

- a). Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2 cm, siempre que el suelo sobre el que se apoye la - - construcción no posea marcadas heterogeneidades y no contenga arcillas expansivas.
- b). Cuando toda la construcción se apoye en roca sana, o en suelo cuyo número de golpes por cada 30 cm de profundidad, en prueba de penetración estándar, sea mayor de 20 desde la superficie de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta y que dicho suelo no -- contenga arcillas expansivas.
- c). Cuando la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables a los hundimientos que ésta, es abundante e indica que los hundimientos diferenciales carecen de importancia.

5.7.- EVALUACION DE ACCIONES ACCIDENTALES

5.7.1.- Sismo

La evaluación de acciones sísmicas, así como las recomendaciones para el análisis y diseño sísmico, se consideran en - el capítulo 8.

<u>Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	100/(100 + 3h por ciento)	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<u>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</u>		
<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Tanques de almacenamiento de acero, sobre bases flexibles.	Pendiente del perfil de asentamiento	
Tapa fija		0.008
Tapa flotante		0.002 a 0.003
Losas de cimentación-circulares y zapatas-anulares rígidas, esbeltas y altas como torres, silos y tanques.	Pendiente transversal - media	0.002
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Muros de carga de tabique recocado o bloque de cemento.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Tuberías de concreto con juntas.	Cambio de pendiente en las juntas.	0.015

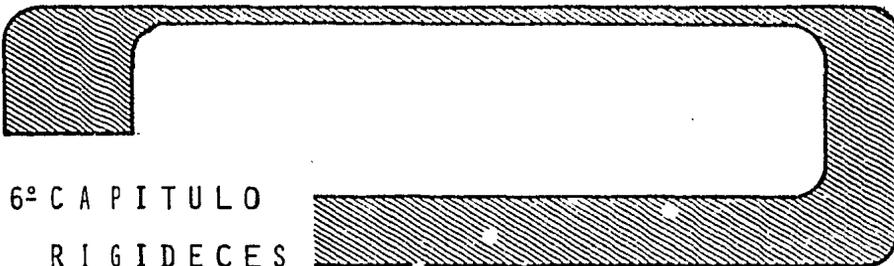
TABLA. 5.3.- LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADAS EN LA CIMENTACION.

5.7.2.- Viento.

La experiencia que se tiene en construcciones similares, de acuerdo a su localización, determina que la fuerza producida por el viento es despreciable para el proyecto que es objeto de esta tesis.

5.7.3.- Otras Acciones Accidentales.

Estas son: explosiones, incendios y otras acciones que -- pueden ocurrir en casos extraordinarios. En general no es necesario incluirlas en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos para evitar un comportamiento catastrófico en caso de ocurrir tales acciones.



6º CAPITULO

RIGIDECES

6.1.- Rigidez de Marco.

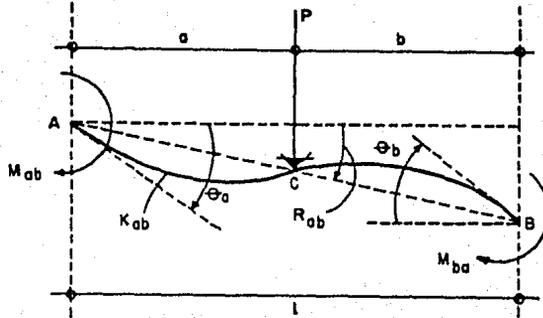
Generalmente, el análisis de los marcos se basa en las siguientes hipótesis:

- a) ... Las uniones entre las vigas y columnas son perfectamente rígidas.
- b) .- La longitud de las barras no varía a causa de la fuerza axial.
- c) .- La deformación de las barras debidas a fuerza cortante es despreciable.

Según estas hipótesis, en los nudos, o puntos en que se cortan las vigas y las columnas, ambos elementos giran el mismo ángulo, y el momento flector en los extremos de una barra es función de las variaciones angulares de sus secciones extremas y de sus desplazamientos relativos, es decir, de los giros y desplazamientos de los nudos correspondientes a sus extremos. Por ejemplo, si una viga A-B, empotrada en uno de sus extremos, se somete a la acción de una carga vertical P, concentrada en el punto C, que dista a del extremo izquierdo A y b del extremo derecho B, los momentos en los extremos de la viga se expresa como sigue:

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= -M_{ab} + \Delta m_{ab} \\ M_{ba} &= M_{ba} + \Delta m_{ba} \end{aligned} \right\}$$

----- 6.1



En estas fórmulas designamos por M_{ab} y M_{ba} a los momentos de empotramiento elástico de la viga en A y B respectivamente; M_{ab} y M_{ba} , los momentos de empotramiento correspondientes a la viga perfectamente empotrada por ambos extremos, que para el caso en estudio tiene los siguientes valores

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= P_a \left(\frac{b}{l}\right)^2 \\ M_{ba} &= P_b \left(\frac{a}{l}\right)^2 \end{aligned} \right\} \text{----- 6.2}$$

En las ecuaciones del sistema 1, Δm_{ab} y Δm_{ba} son los términos de corrección de los momentos de empotramiento y vienen expresados en función de los giros y desplazamientos de las secciones extremas (nudos). Estos términos de corrección se expresan por las conocidas ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \Delta m_{ab} &= 2EK_{ab} (2\theta_a + \theta_b - 3R_{ab}) \\ \Delta m_{ba} &= 2EK_{ba} (2\theta_b + \theta_a - 3R_{ab}) \end{aligned} \right\} \text{-----6.3}$$

En las que

E = Módulo de elasticidad
 θ_a, θ_b = Angulos girados por los nudos A y B
 K_{ab} = I_{ab}/l

I_{ab} = Momento de inercia de la barra A-B
 l = Longitud de dicha barra
 R_{ab} = l_{ab}/l
 δ_{ab} = Desplazamiento vertical del extremo en relación al extremo A, considerado a partir de su posición inicial.

Los signos convencionales de las cantidades en las ecuaciones son los siguientes: El momento flector se considera positivo cuando el par gira en el sentido de las agujas del reloj, y negativos en caso contrario. Por esta regla convencional tenemos $M_{ab} = -M_{ba}$ y $M_{ab} = M_{ba}$, cuando Δm_{ab} y Δm_{ba} se anulan, lo que corresponde a una viga perfectamente empotrada.

El momento producido por una fuerza exterior es positivo cuando tiende a producir un giro en el sentido de las agujas del reloj. La variación angular originada por el giro y desplazamiento de los nudos se considera positiva cuando el giro se produce en el sentido de las agujas del reloj, a partir de la posición inicial el elemento estructural. Por definición se entiende por rigidez angular al momento que es necesario aplicar al extremo de una pieza, para provocar en dicho extremo una deformación angular unitaria.

Sustituyendo en las ecuaciones 6.1 los valores de las ecuaciones 6.2 y 6.3 tenemos:

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= k_{ab} (2 m_a + m_b + \bar{m}_{ab}) - P_a \left(\frac{b}{l} \right)^2 \\ M_{ba} &= k_{ba} (2 m_b + m_a + \bar{m}_{ab}) + P_b \left(\frac{a}{l} \right)^2 \end{aligned} \right\} -6.4$$

En la cual designamos por:

$$m_a = 2EK \theta_a$$

$$m_b = 2EK \theta_b$$

$$\bar{m}_{ab} = -6EK R_{ab}$$

$$k_{ab} = \frac{K_{ab}}{K}$$

----- 6.5

Donde

k_{ab} = Rigidez relativa respecto al módulo K

K = Valor conveniente tomado como unidad de rigidez.

Definimos

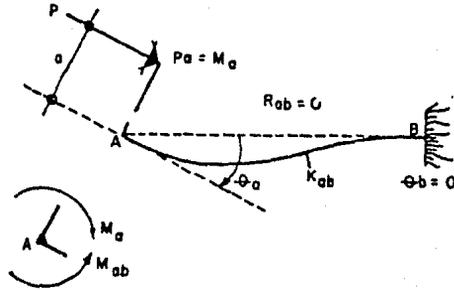
m_a = momento debido al giro θ_a

m_b = momento debido al giro θ_b

\bar{m}_{ab} = momento de desplazamiento debido a R_{ab}

La ecuación 6.4 es la ecuación general fundamental para determinar los momentos de empotramiento en los extremos de cualquier barra cambiando solamente los M_{ab} y M_{ba} ya que dependen del tipo de acciones que actúan en la barra.

Los momentos en los extremos M_{ab} y M_{ba} de una barra A-B, cuando se desprecia el ángulo de giro de la viga R_{ab} , se expresa como sigue:



$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= 2EK_{ab} (2\theta_a + \theta_b) - M_{ab} \\ M_{ba} &= 2EK_{ba} (2\theta_b + \theta_a) + M_{ba} \end{aligned} \right\} \text{-----} 6.6$$

Si no existe ninguna carga intermedia y se considera el extremo B perfectamente empotrado, se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= 4EK_{ab}\theta_a \\ M_{ba} &= 2EK_{ab}\theta_a \end{aligned} \right\} \text{-----} 6.7$$

Si en las ecuaciones anteriores eliminamos θ_a , tenemos:

$$M_{ab} = \frac{1}{2} M_{ba} \text{-----} 6.8$$

y

$$M_{ba} = M_a \text{-----} 6.9$$

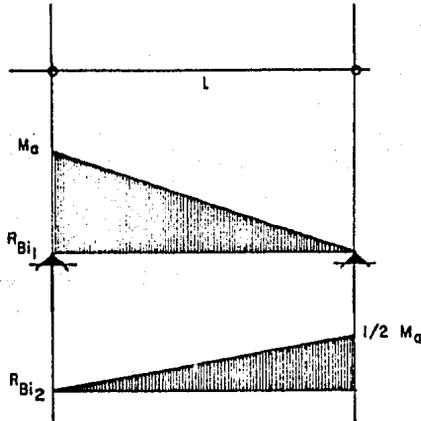
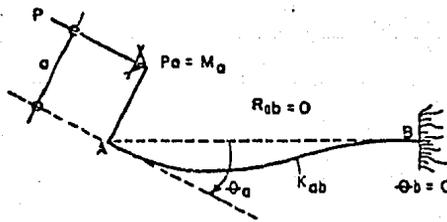
de todo ello se obtiene:

$$M_{ba} = \frac{1}{2} M_a$$

----- 6.10

Esta última expresión indica que el momento M_a aplicado en el extremo A de la barra A-B se transmite al otro extremo B con un valor de $\frac{1}{2} M_a$.

Si calculamos la rigidez de la barra A-B anterior, tendremos:



$$\theta = \theta_1 - \theta_2$$

$$\theta = \frac{R_{Bi1} l}{E I} - \frac{R_{Bi2} l}{E I}$$

$$\theta = \frac{M_a l}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{l} \cdot \frac{1}{EI} - \frac{M_a}{2} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{l}{l} \cdot \frac{1}{EI}$$

$$\theta = \frac{M_a l}{3EI} - \frac{M_a l}{12EI}$$

$$\theta = \frac{M_a l}{4EI}$$

Aplicando la definición de rigidez angular

$$\theta = 1 \quad \text{y} \quad M_a = 1$$

$$1 = \frac{r l}{4EI} \quad \circ$$

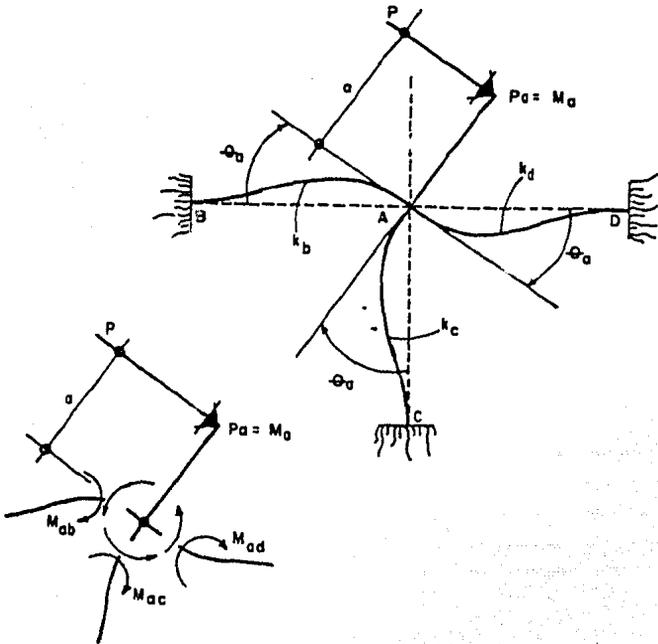
$$r = \frac{4EI}{l}$$

Consideremos un nudo de una estructura alquiera formado por tres barras A-B, A-C y A-D, concurrentes en el nudo A, - al que se le aplica un momento M_a como se indica en la página siguiente

Se trata aquí de averiguar en qué proporción se distribuye dicho momento entre cada una de las barras, suponiendo que todas ellas están perfectamente empotradas por el otro extremo.

Tomando en cuenta la condición de equilibrio del nudo A puede escribirse:

$$\left. \begin{aligned} \text{o bien:} \quad & M_a - M_{ab} - M_{ac} - M_{ad} = 0 \\ & M_a = M_{ab} + M_{ac} + M_{ad} \end{aligned} \right\} \text{----- 6.11}$$



en donde

$$\left. \begin{aligned}
 M_{ab} &= 4 E k_b \theta_a \\
 M_{ac} &= 4 E k_c \theta_a \\
 M_{ad} &= 4 R k_d \theta_a
 \end{aligned} \right\} \text{----- 6.12}$$

Sustituyendo los valores de 6.12 en la expresión 6.11 resulta:

$$M_a = 4E\theta_a (k_b + k_c + k_d) \text{----- 6.13}$$

De las expresiones 6.12 y 6.13 se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{ab}}{M_a} &= \frac{k_b}{k_b + k_c + k_d} \\ \frac{M_{ac}}{M_a} &= \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d} \\ \frac{M_{ad}}{M_a} &= \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} \end{aligned} \right\} \text{----- 6.14}$$

Llamemos:

$$\left. \begin{aligned} \frac{k_b}{k_b + k_c + k_d} &= V_b \\ \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d} &= V_c \\ \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} &= V_d \end{aligned} \right\} \text{----- 6.15}$$

Si llevamos los valores de las ecuaciones 6.15 a la 6.14 nos queda:

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= V_b M_a \\ M_{ac} &= V_c M_a \\ M_{ad} &= V_d M_a \end{aligned} \right\} \text{----- 6.16}$$

Las ecuaciones 6.16 indican que el momento aplicado M_a se reparte entre las distintas barras según los valores de V , por

lo que los momentos distribuidos son proporcionales al valor de las rigideces k .

Los valores V_b , V_c , V_d se llaman coeficientes de repartición y $V_c M_a$, $V_d M_a$, $V_c M_a$ son los momentos distribuidos.

6.2. MOMENTOS DE INERCIA

Para el análisis y diseño de los marcos, partimos que es tos están formados por columnas y trabes equivalentes en todos los entrepisos, esta última, está en función de los nervios de la losa nervurada. El cálculo de los momentos de inercia se hace por medio de la expresión

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{-----} \quad 6.17$$

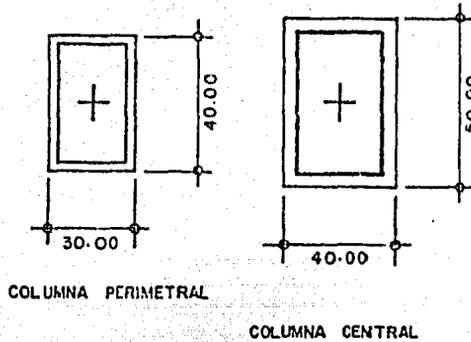
para las columnas.

Para las trabes equivalentes, se procederá como sigue:

- a). Se calcula el ancho de la trabe equivalente en las uniones losa-columna.
- b). Se suman los anchos de las nervaduras contenidas en ese ancho de trabe equivalente, junto con el ancho de la columna en el sentido que se analiza; formando el alma de una trabe T.
- c). El patín de la trabe T se formará por la capa que actuará a compresión en la losa.
- d). Se obtiene el momento inercia de la sección así formada respecto a su eje centroidal por los métodos ya conocidos.

Como ejemplo tenemos el cálculo de los momentos de inercia del marco B = Marco S

Para las columnas



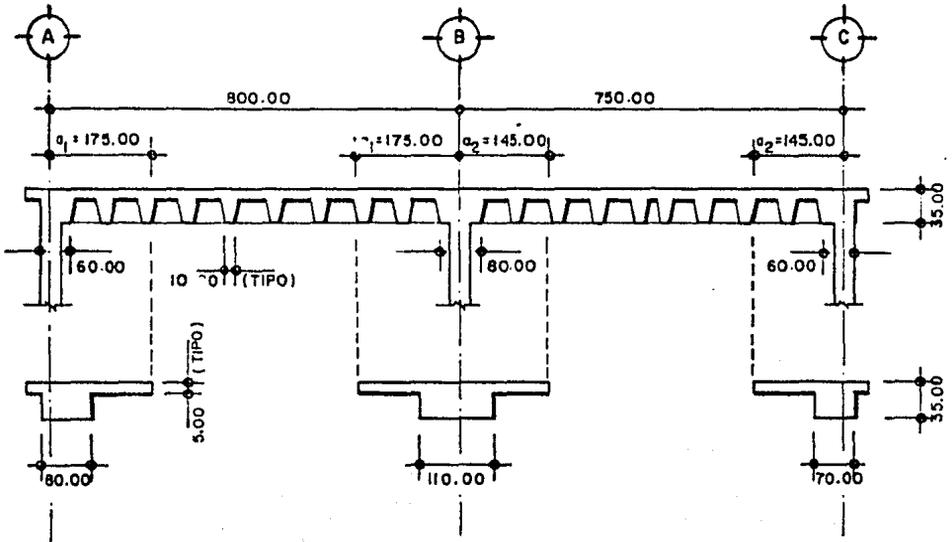
Aplicando la expresión 6.17 se tiene

SECCION	I (EJE LETRAS)	I (EJE NUMEROS)
40 x 30	$\frac{30 \times 40^3}{12} = 160\,000$	$\frac{40 \times 30^3}{12} = 90,000$
50 x 40	$\frac{40 \times 50^3}{12} = 416\,667$	$\frac{50 \times 40^3}{12} = 266,667$

Para las trabes equivalentes, hacemos uso de la expresión para determinar su ancho, esto es, la dimensión a

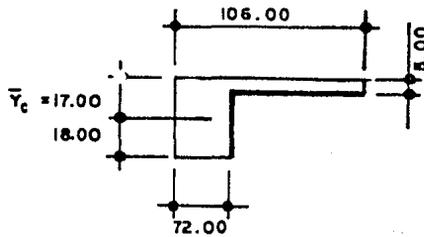
$$a = \frac{0.5 L_2}{1 + \frac{1.67 L_2}{L_1}} + 0.3 c \leq 0.5 L_2$$

Una vez determinados los valores de a , se procede como a continuación se indica.



Para el caso que nos ocupa tenemos que para el eje B las secciones que se forman son las siguientes:

TRABE EQUIVALENTE (1-B) CLARO CORTO



$$\bar{Y}_c = \frac{\sum Ad}{\sum A} \quad \text{-----} \quad 6.18$$

$$\bar{Y}_c = \frac{106.00 (5.00) (2.50) + 72.00 (30.0) (20.0)}{106.00 (5.00) + 72.00 (30.0)}$$

$$\bar{Y}_c = 17.00 \text{ cm.}$$

$$I_{xx} = I_o + A_d^2 \quad \text{-----} \quad 6.19$$

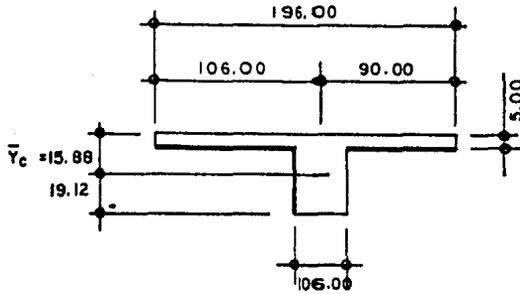
$$I_{xx} = \frac{106.00(5.00)^3}{12} + 106.00(5.00) (14.50)^2 +$$

$$\frac{72.00 (12.00)^3}{12} + 72.00 (12.00) (6.00)^2 +$$

$$\frac{72.00 (18.00)^3}{12} + 72.00 (18.00) (9.00)^2$$

$$I_{xx} = 293\,977.00 \text{ cm}^4$$

TRABE EQUIVALENTE (3-B) CLARO CORTO



$$\bar{y}_c = \frac{\sum Ad}{\sum A}$$

$$\bar{y}_c = \frac{196.00(5.00)(2.50) + 106.00(30.00)(20.00)}{196.00(5.00) + 106.00(30.00)}$$

$$\bar{y}_c = 15.88 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = I_o + Ad^2$$

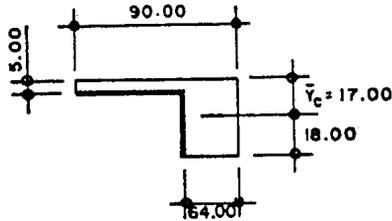
$$I_{xx} = \frac{196.00(5.00)^3}{12} + 196.00(5.00)(13.88)^2 +$$

$$\frac{106.00(10.88)^3}{12} + 106.00(10.88)(5.44)^2 +$$

$$\frac{106.00(19.12)^3}{12} + 106.00(19.12)(9.56)^2$$

$$I_{xx} = 469\,964.00 \text{ cm}^4$$

TRABE EQUIVALENTE (6-B) CLARO CORTO



$$\bar{y}_C = \frac{\sum Ad}{\sum A}$$

$$\bar{y}_C = \frac{90.00 (5.00) (2.50) + 64.00 (30.00) (20.00)}{90.00 (5.00) + 64.00 (30.00)}$$

$$\bar{y}_C = 17.00 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = I_o + Ad^2$$

$$I_{xx} = \frac{90.00 (5.00)^3}{12} + 90.00 (5.00) (14.50)^2 + \frac{64.00 (12.00)^3}{12} +$$

$$+ 64.00 (12.00) (6.00)^2 + \frac{64.00 (18.00)^3}{12} +$$

$$+ 64.00 (18.00) (9.00)^2$$

$$I_{xx} = 256.830.00 \text{ cm}^4$$

En la tabla 6.1 se enlistan momentos de inercia de las -
trabes equivalentes, obtenidas analógicamente que el ejemplo an-
terior.

TRABE EQUI. CLARO CORTO	MOMENTOS DE INERCIA (cm ⁴)	TRABE EQUIV. CLARO LARGO	MOMENTOS DE INERCIA (cm ⁴)
1-B	293 977.00	B-1	281 467.00
3-B	469 964.00	B-3	281 467.00
6-B	256 830.00	B-6	281 467.00
1-E	233 345.00	E-1	464 742.00
3-E	397 375.00	E-3	464 742.00
6-E	240 860.00	E-6	464 742.00
1-F	241 858.00	F-1	407 791.00
3-F	397 375.00	F-3	328 450.00
6-F	240 860.00	F-6	328 450.00
1-I	316 544.00	I-1	471 349.00
3-I	568 399.00	I-3	411 077.00
6-I	316 544.00	I-6	411 077.00
1-M	316 544.00	M-1	471 349.00
3-M	568 399.00	M-3	411 077.00
6-M	316 544.00	M-6	411 077.00
1-O	241 858.00	O-1	407 791.00
3-O	397 375.00	O-3	328 450.00
6-O	240 860.00	O-6	328 450.00
1-P	233 345.00	P-1	464 742.00
3-P	397 375.00	P-3	464 742.00
6-P	240 860.00	P-6	464 742.00
1-S	293 977.00	S-1	281 467.00
3-S	469 964.00	S-3	281 467.00
6-S	256 830.00	S-6	281 467.00

TABLA 6.1. MOMENTOS DE INERCIA DE LAS TRABES EQUIVALENTES.

6.3.- RIGIDECE DE LOSAS Y COLUMNAS.

Una vez determinados los momentos de inercia se procederá al cálculo de las rigideces de la siguiente manera:

a) Para las columnas:

Las rigideces se obtendrán con la expresión siguiente:

$$k_c = \frac{I_c}{L_c} \quad \text{-----} \quad 6.20$$

donde:

k_c = Rigidez de columna

I_c = Momento de inercia de la columna

L_c = Longitud de columna entre nudos

b) Para las trabes equivalentes.

Para determinar su rigidez, debido a que no hay simetría en la figura, ésta se calculará con la expresión siguiente:

$$k_T = \frac{1.4 I_T}{L_T} \quad \text{-----} \quad 6.21$$

donde:

k_T = Rigidez de trabe equivalente

I_T = Momento de inercia de la trabe equivalente

L_T = Longitud de trabe equivalente.

A continuación se presenta en las figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5 los momentos de inercia y rigideces para cada trabe y columna.

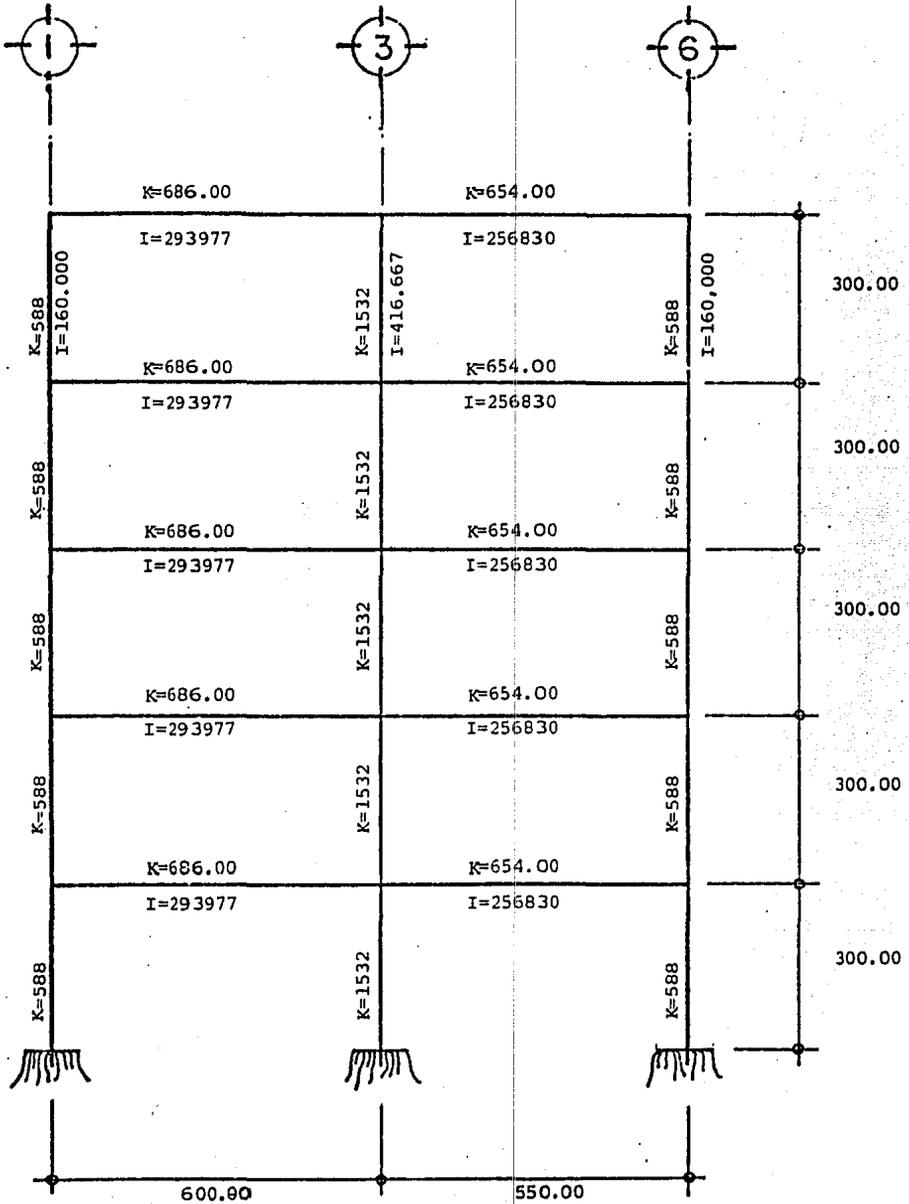


FIG. 6.1. RIGIDECES DE LOSAS Y COLUMNAS
MARCO E = MARCO P

I en cm⁴
K en kg/cm

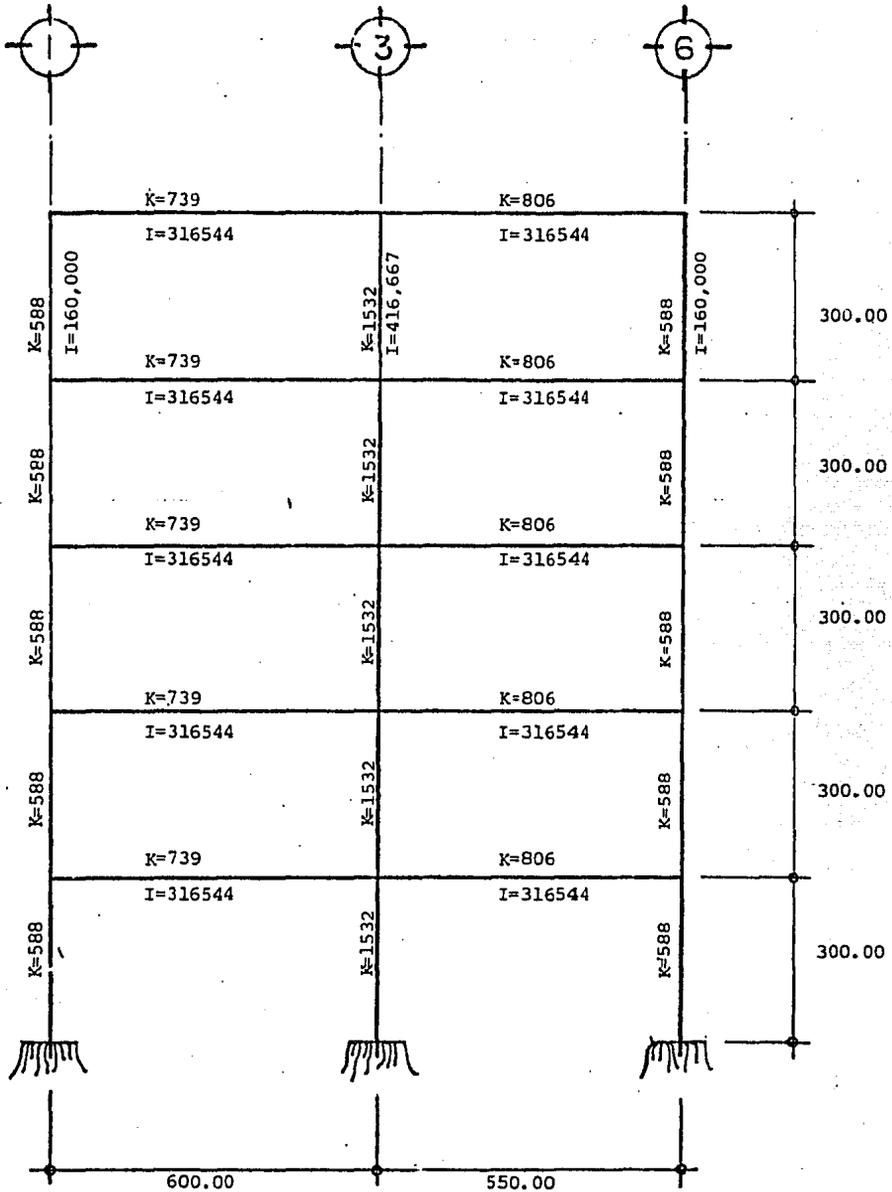


FIG. 6.2. RIGIDECES DE LOSAS Y COLUMNAS

MARCO I= MARCO M

1 en cm^4

K en kg/cm

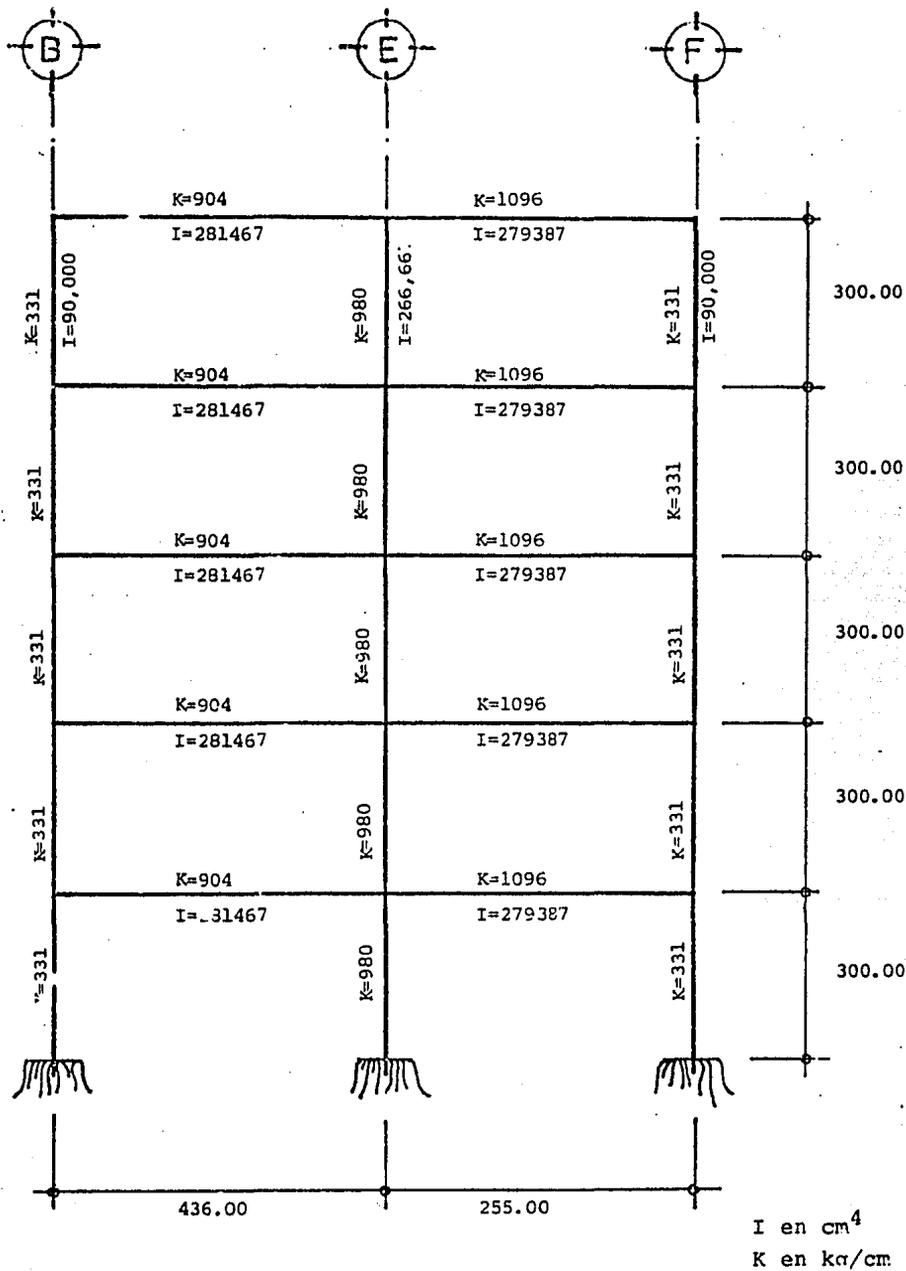
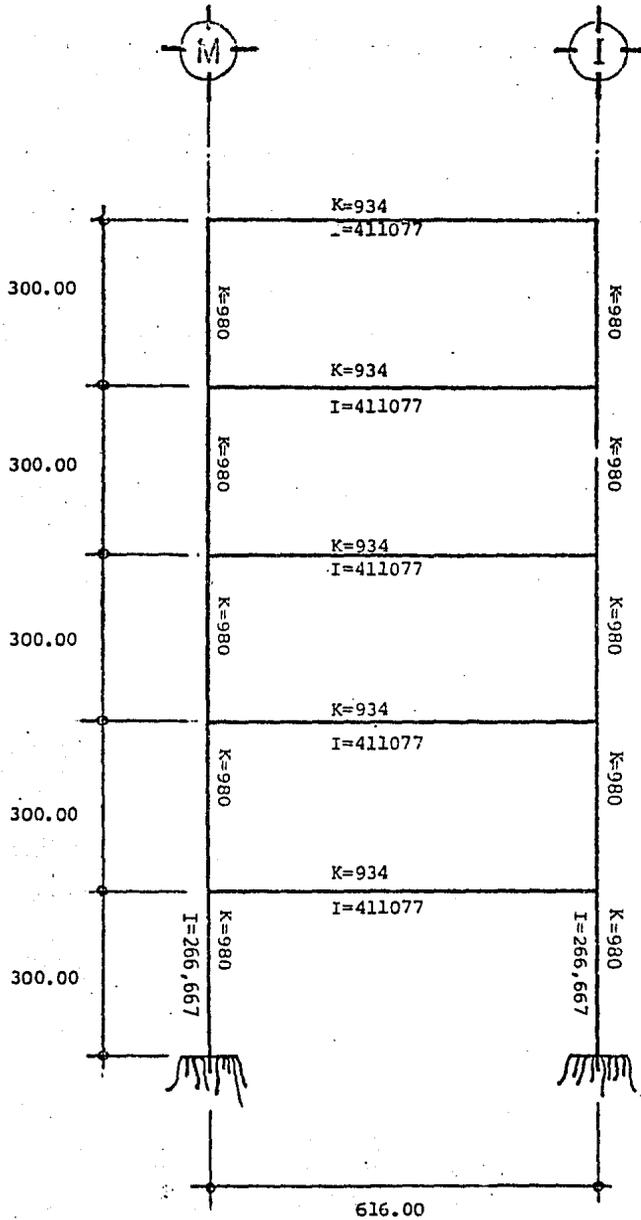


FIG. 6.3.- RIGIDECES DE LOSAS Y COLUMNAS
 MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO EJE 3 TRAMO 0-S



I en cm^4
K en kg/cm

FIG. 6.4.- RIGIDEZES DE LOSAS Y COLUMNAS
MARCO EJE 3 TRAMO I-M

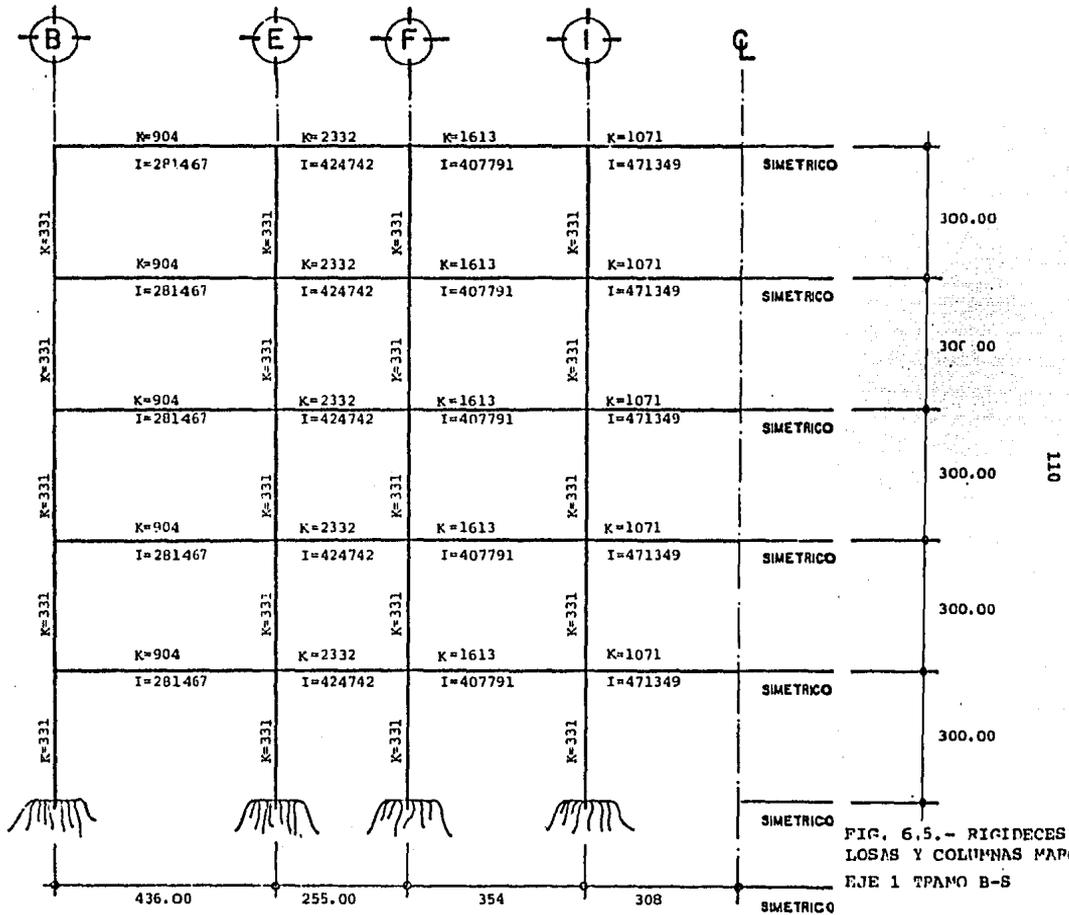


FIG. 6.5.- RIGIDEZES DE LOSAS Y COLUMNAS MARCO-EJE 1 TPAMO B-S

6.4. RIGIDEZ DE ENTREPISO DE MARCOS DE EDIFICIOS

El análisis sísmico de edificios se refiere a la distribución de las fuerzas cortantes sísmicas entre los elementos que resisten fuerzas laterales. Para llevar a cabo tal distribución es necesario calcular la rigidez, en cualquier entrepiso, de todos los marcos o muros que forman el edificio.

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza -- cortante resistida por marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales, por lo tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, - lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de los sistemas de carga no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduciendo errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son - satisfactorias. En muros, contravientos y ciertos marcos es - indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Fórmulas de Wilbur.- Estas son aplicables a marcos regulares formados por miembros con momento de inercia constante. -- Las hipótesis simplificadoras de partida son las siguientes:

a). Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según su caso).

b). La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes - al que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones:

1) - Para el primer entrepiso

a). Suponiendo columnas empotradas en la cimentación

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\Sigma K_{C,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1} + \frac{\Sigma K_{C,1}}{12}} \right]} \text{-----} 6.22$$

b). Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\Sigma K_{C,1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1}} \right]} \text{-----} 6.23$$

2) . Para el segundo entrepiso

a) . Suponiendo columnas empotradas en la cimentación

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1} + \frac{\Sigma K_{C1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{T2}} \right]} \text{-----} 6.24$$

b) . Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{T2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{T1}} \right]} \text{-----} 6.25$$

3) . Para entrepisos intermedios

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4 h_n}{\sum K_{C,n}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{Tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{Tn}} \right]} \quad \text{-----6.26}$$

En estas ecuaciones:

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión.

K_{Tn} = Rigidez relativa (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso n.

K_{Cn} = Rigidez relativa (I/L) de columnas del entrepiso n

m,n,o = Indices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n = Altura del entrepiso n.

En las figuras 6.6, 6.7, 6.8, 6.9 y 6.10 se presentan las rigideces de los entrepisos, calculadas mediante las fórmulas de Wilbur.

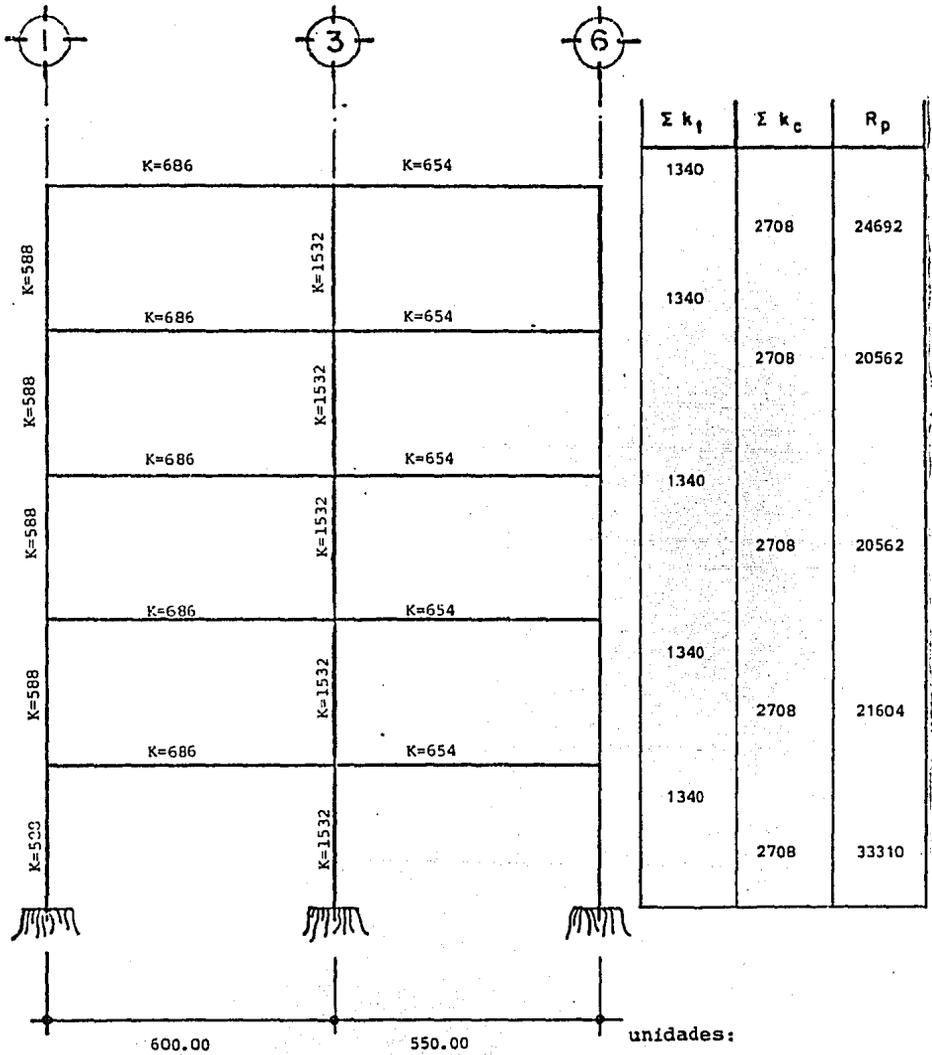


FIG. 6.6. RIGIDEZ DE PISO
MARCO E = MARCO P

unidades:

kg/cm

k_t rigidez de trabe

k_c rigidez de columna

R_p rigidez de piso

MARCO E = MARCO P

PARA EL PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 (10.000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1340 + \frac{2708}{12}} \right]}$$

$$R_1 = \frac{6788225.099}{203.790}$$

$$R_1 = 33\,309.885 \text{ kg/cm}$$

PARA EL SEGUNDO ENTREPISO

$$R_2 = \frac{48 (10\,000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1340 + \frac{2708}{12}} + \frac{272 + 272}{1340} \right]}$$

$$R_2 = \frac{6788225.099}{314.214}$$

$$R_2 = 21603.828 \text{ kg/cm}$$

PARA LOS ENTREPISOS 3 y 4

$$R_3 = R_4 = \frac{6\,788\,225.099}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1340} + \frac{272 + 272}{1340} \right]} \text{ kg/cm}$$

$$R_3 = R_4 = 20\,562.286 \text{ kg/cm}$$

PARA EL ENTREPISO 5

$$R_5 = \frac{6\ 788\ 225.099}{272 \left[\frac{4(272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1340} + \frac{272}{1340} \right]}$$

$$R_5 = 24\ 691.822 \text{ kg/cm}$$

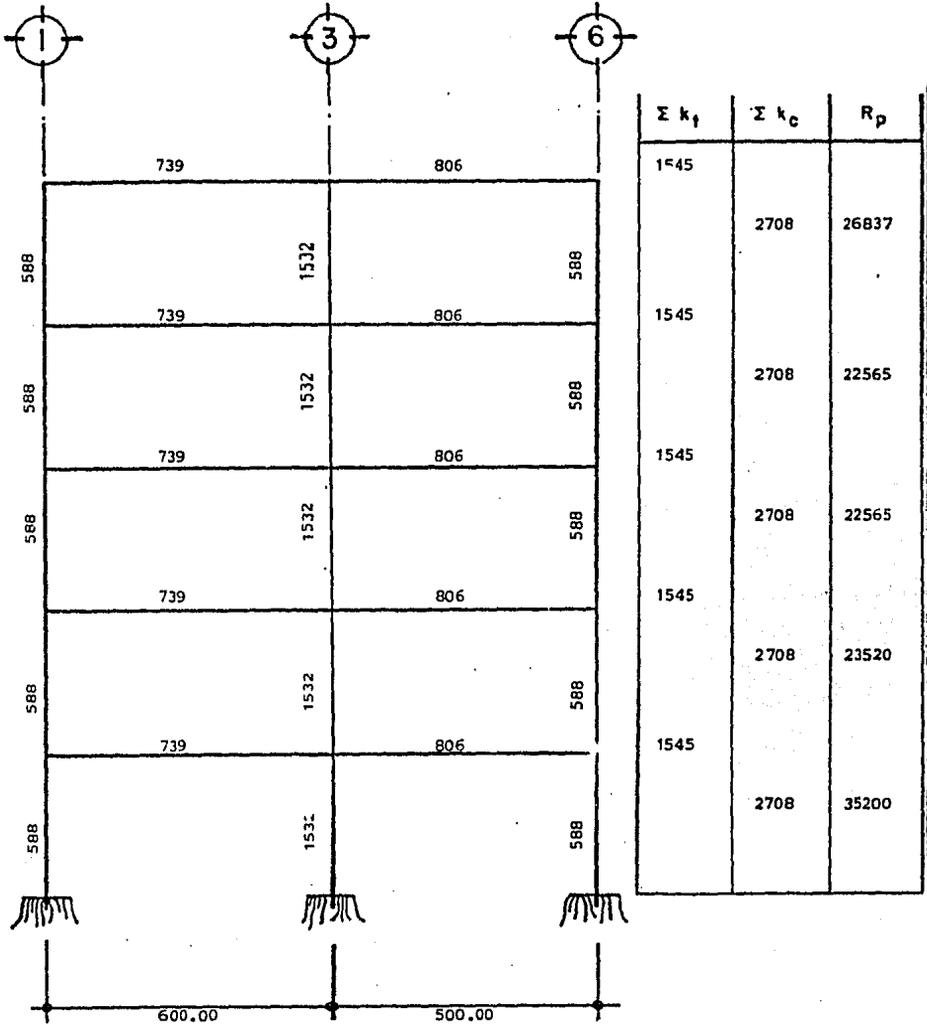


FIG. 6.7.- RIGIDEZ DE PISO
 MARCO I= MARCO M

Unidades:

kg/cm.

k_t rigidez de trabe

k_c rigidez de columna

R_p rigidez de piso

MARCO I = MARCO M

PARA EL PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 (10000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1545 + \frac{2708}{12}} \right]}$$

$$R_1 = \frac{6788225.099}{192.848}$$

$$R_1 = 35\,199.80 \text{ kg/cm}$$

PARA EL SEGUNDO ENTREPISO

$$R_2 = \frac{48 (10\,000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1545 + \frac{2708}{12}} + \frac{272 + 272}{1545} \right]}$$

$$R_2 = \frac{6788225.099}{288.621}$$

$$R_2 = 23\,519.548 \text{ kg/cm}$$

PARA LOS ENTREPISOS 3 Y 4

$$R_3 = R_4 = \frac{48 (10\,000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1545} + \frac{272 + 272}{1545} \right]}$$

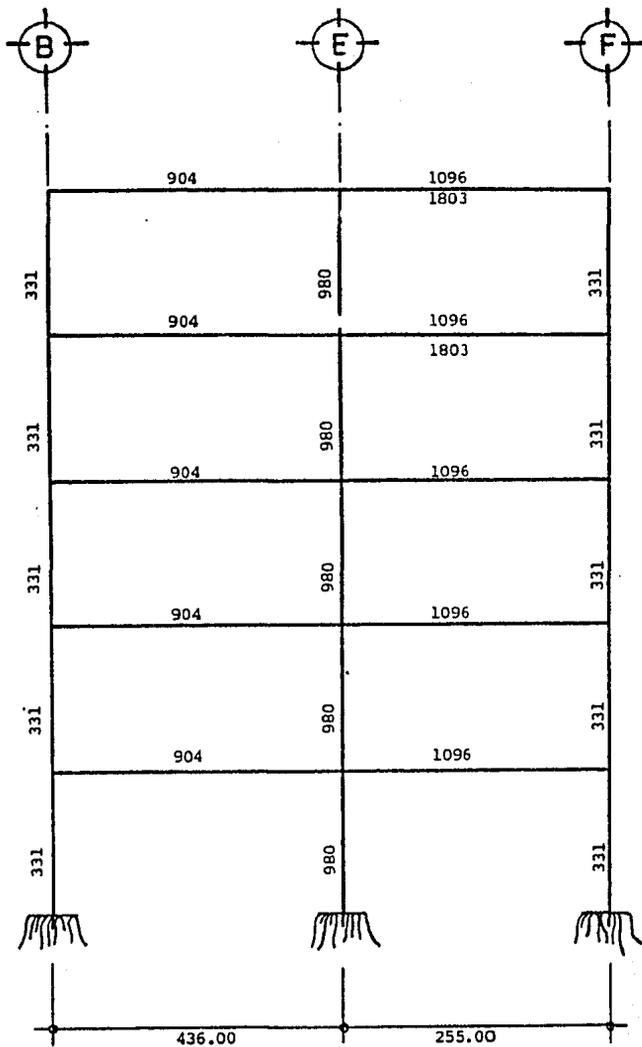
$$R_3 = R_4 = \frac{6788225.099}{300.826}$$

$$R_3 = R_4 = 22565.252 \text{ kg/cm}$$

PARA EL ENTREPISO 5

$$R_5 = \frac{6\ 788\ 225.099}{272 \left[\frac{4(272)}{2708} + \frac{272 + 272}{1545} + \frac{272}{1545} \right]}$$

$$R_5 = 26837.254 \text{ kg/cm}$$



Σk_t	Σk_c	R_p
2000	1642	23311
2000	1642	20683
2000	1642	20683
2000	1642	20985
2000	1642	27210

FIG. 6.8. RIGIDEZ DE PISO
 MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO TRAMO O-S

Unidades:

kg/cm

k_t rigidez de trabe

k_c rigidez de columna

R_p rigidez de piso

MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO TRAMO O-S

PARA EL PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 (10000)\sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1642} + \frac{272 + 272}{2000 + \frac{1642}{12}} \right]}$$

$$R_1 = \frac{6788225.099}{249.475}$$

$$R_1 = 27210.00 \text{ kg/cm}$$

PARA EL SEGUNDO ENTREPISO

$$R_2 = \frac{48 (1000)\sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1642} + \frac{272 + 272}{2000 + \frac{1642}{12}} + \frac{272 + 272}{2000} \right]}$$

$$R_2 = \frac{6788225.099}{323.459}$$

$$R_2 = 20986.329 \text{ kg/cm}$$

PARA LOS ENTREPISOS 3 y 4

$$R_3 = R_4 = \frac{48 (10000)\sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1642} + \frac{272 + 272}{2000} + \frac{272 + 272}{2000} \right]}$$

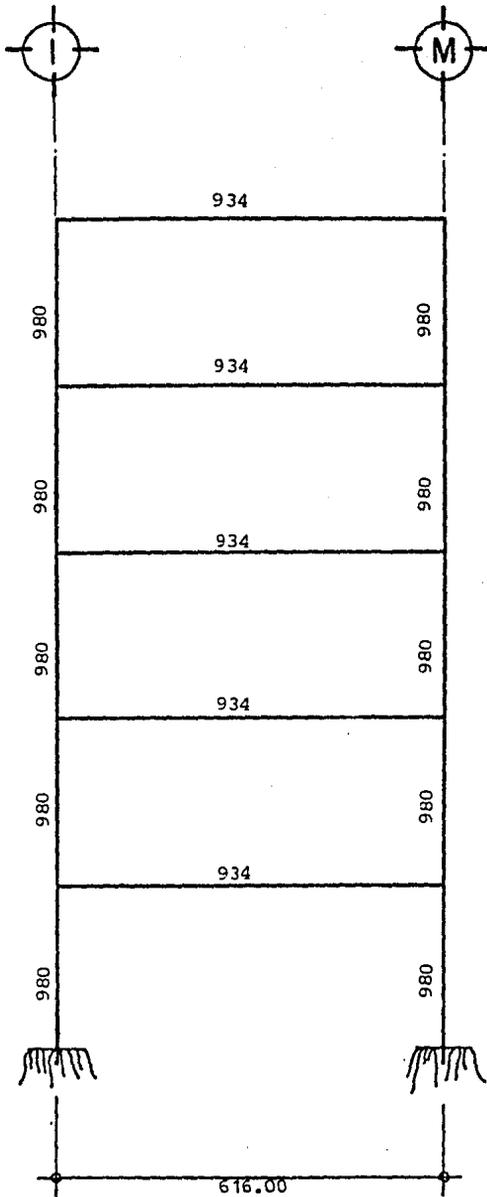
$$R_3 = R_4 = \frac{6788225.099}{328.197}$$

$$R_3 = R_4 = 20\,683.386 \text{ kg/cm}$$

PARA EL ENTREPISO 5

$$R_5 = \frac{6788\,225.09}{272 \left[\frac{4(272)}{1642} + \frac{272 + 272}{2000} + \frac{272}{2000} \right]}$$

$$R_5 = 23\,310.813 \text{ kg/cm}$$



Σk_t	Σk_c	R_p
934	1960	17467
934	1960	14510
934	1960	14510
934	1960	15280
934	1960	23749

Unidades:
kg/cm

k_t rigidez de trabe

k_c rigidez de columna

R_p rigidez de piso

FIG. 6.9.- RIGIDEZ DE PISO
MARCO EJE 3 TRAMO I-M

PARA EL PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 (10000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1960} + \frac{272 + 272}{934 + \frac{1960}{12}} \right]} = 23\,749.085 \text{ kgr/cm}$$

PARA EL SEGUNDO ENTREPISO

$$R_2 = \frac{48 (10000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1960} + \frac{272 + 272}{934 + \frac{1960}{12}} + \frac{272 + 272}{934} \right]} = 15\,280.020 \text{ kgr/cm}$$

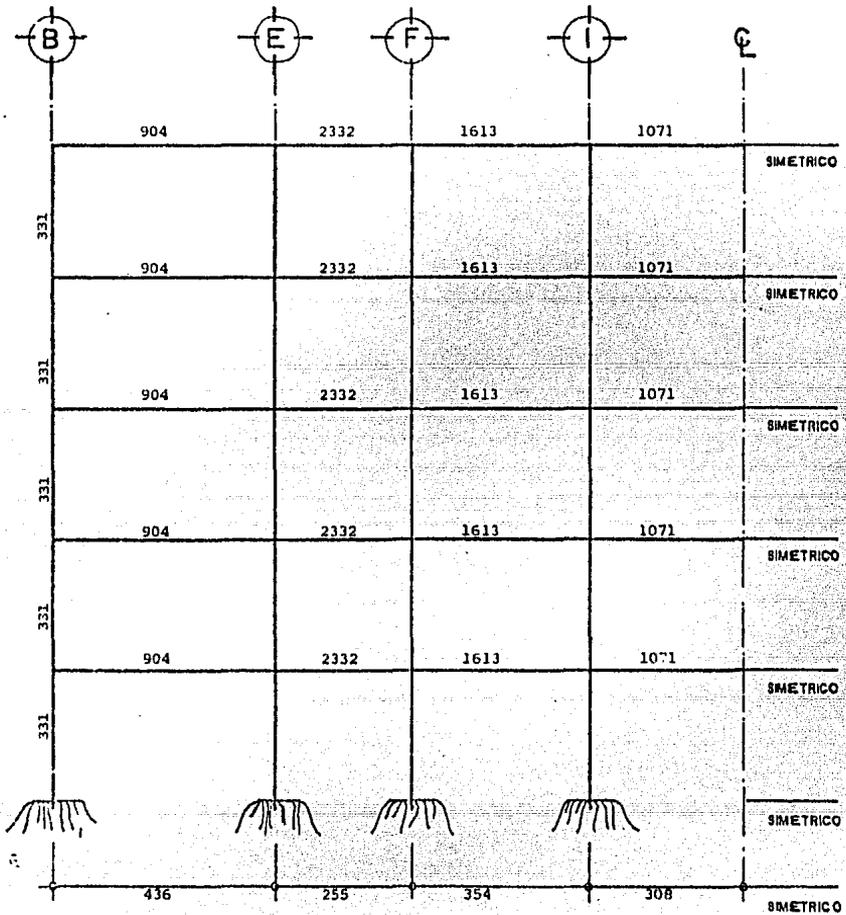
PARA LOS ENTREPISOS 3 Y 4

$$R_3 = R_4 = \frac{48 (10000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{1960} + \frac{272 + 272}{934} + \frac{272 + 272}{934} \right]} = 14\,509.848 \text{ kgr/cm}$$

PARA EL QUINTO ENTREPISO

$$R_5 = \frac{6\,788\,225.099}{272 \left[\frac{4 (272)}{1960} + \frac{272 + 272}{934} + \frac{272}{934} \right]}$$

$$R_5 = 17\,467.346 \text{ kgr/cm}$$



Σk_f	Σk_c	R_p
10769	2648	51238
10769	2648	48752
10769	2648	48752
10769	2648	48849
10769	2648	54209

125

FIG. 6.10.- RIGIDEZ DE PISO
MARCO EJE 1 TRAMO
B-S

PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 (10\ 000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2648} + \frac{272 + 272}{10679 + \frac{2648}{12}} \right]} = 54\ 209.268 \text{ kgr/cm}$$

SEGUNDO ENTREPISO

$$R_2 = \frac{48 (10,000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2\ 648} + \frac{272 + 272}{10769 + \frac{2648}{12}} + \frac{272 + 272}{10\ 769} \right]} = 48\ 849.235 \text{ kgr/cm}$$

TERCER Y CUARTO ENTREPISO

$$R_3 = R_4 = \frac{48 (10,000) \sqrt{200}}{272 \left[\frac{4 (272)}{2648} + \frac{272 + 272}{10\ 769} + \frac{272 + 272}{10\ 769} \right]} = 48\ 752.442 \text{ kgr/cm}$$

QUINTO ENTREPISO

$$R_5 = \frac{6\ 788\ 225.099}{272 \left[\frac{4 (272)}{2648} + \frac{272 + 272}{10\ 769} + \frac{272}{10\ 769} \right]} = 51\ 282.753 \text{ kgr/cm}$$

6.5.- CENTRO DE RIGIDECES

Determinado lo anterior, se calculará la posición del centro de torsión en el entrepiso, entendiéndose como:

... centro de torsión es el punto por el que debe pasar - la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso, sea exclusivamente de traslación; en caso contrario, existe torsión o rotación relativa entre los dos niveles consecutivos.

Los pasos a seguir para el cálculo de este punto son:

- Elegir un sistema de ejes de referencia (generalmente es el cartesiano x-y).
- Se toman momentos con respecto a cada uno de los ejes por medio de las expresiones

$$\Sigma M_x = \Sigma R_{ix} Y_i$$

$$\Sigma M_y = \Sigma R_{iy} X_i$$

- Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto al sistema de referencia son:

$$X = \frac{\Sigma R_{iy} X_i}{\Sigma R_{iy}}$$

$$Y = \frac{\Sigma R_{ix} Y_i}{\Sigma R_{ix}}$$

Este procedimiento se realiza en cada uno de los entrepisos, tal y como se indica en la figura 6.11 siguiente:

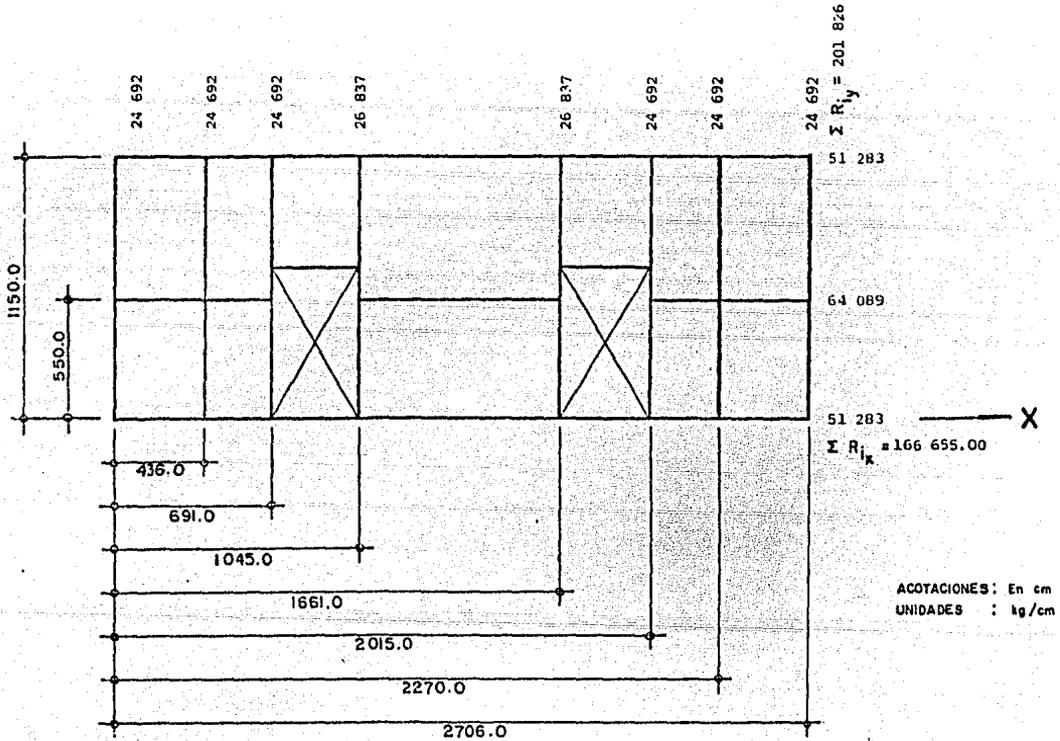


FIG. 6.11.- DIAGRAMA PARA CALCULAR EL CENTRO DE RIGIDEZES DEL QUINTO NIVEL.

CALCULO DE MOMENTOS PARA EL QUINTO NIVEL

$$\Sigma M_x = \Sigma R_{ix} Y_i$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_x &= 64089 (550) + 51283 (1150) \\ &= 94\ 224\ 400 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\Sigma M_y = \Sigma R_{iy} X_i$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_y &= 24692.(436) + 24692(691) + 26837 (1045) + \\ &26837 (1661) + 24692 (2015) + 24692 (2270) + \\ &24692 (2706) \\ &= 273\ 070\ 578 \text{ kg}\end{aligned}$$

CALCULO DE COORDENADAS

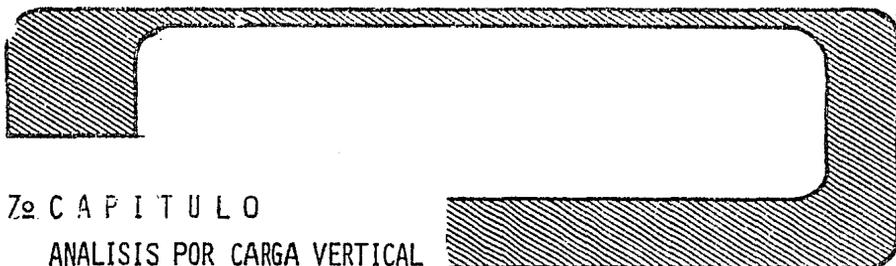
$$X = \frac{\Sigma R_{iy} X_i}{\Sigma R_{iy}} = \frac{273\ 070\ 578}{201\ 826} = 1353 \text{ cm} = 13.53 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma R_{ix} Y_i}{\Sigma R_{ix}} = \frac{94\ 224\ 400}{166\ 655} = 565 \text{ cm} = 5.65 \text{ m}$$

Un análisis similar se hace para los siguientes niveles, las coordenadas del centro de rigideces de cada uno de los -- dos niveles, se enlistan en la tabla 6.2.

NIVEL	CENTRO DE RIGIDECES	
	"X"	"Y"
5	1353.00	565.00
4	1353.00	565.00
3	1353.00	565.00
2	1353.00	565.00
1	1353.00	565.00

TABLA 6.2. CENTRO DE RIGIDECES POR NIVEL (cm).



2o CAPITULO

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

En este capítulo se tratarán específicamente dos acciones que en cualquier obra civil invariablemente se presentan, siendo éstas las acciones permanentes y las acciones variables.

Como se mencionó en el capítulo quinto del presente trabajo, la acción permanente incluye el peso propio de los elementos, estructurales o no, que van a actuar de manera permanente en la construcción. Tal es el caso del peso propio de trabes, muros, pisos, firmes, recubrimientos, plafones, columnas, etc.

Las acciones variables incluyen principalmente a las cargas vivas, que son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen carácter de permanentes. Estas cargas son esencialmente variables como pueden ser, el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, equipo, máquinas, mercancías, etc. Como se puede apreciar, una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una habitación o bien los objetos -- que se almacenan pueden variar de magnitud y posición. En estas circunstancias es imposible el considerar una carga determinada, y en un lugar dado, al mismo tiempo que no es ni económico ni factible considerar todas las condiciones posibles de carga viva en la estructura.

Al igual que para valorar las acciones permanentes usamos la tabla 5.1, para las acciones variables usamos la tabla 5.2.

7.1.-FLUJO DE CARGAS.

Siempre que se efectúa un análisis por carga vertical, es necesario saber como se presenta el flujo de cargas. En la figura 7.1 se presenta una planta estructural en donde se muestra el área o las áreas de losa que le corresponden a cada trabe.

Conociendo el área tributaria y la carga que va a estar actuando en ella (dependiendo del destino que vaya a tener la construcción como se ve en la tabla 5.2), podemos determinar la magnitud de carga que deberá soportar cualquier trabe que constituya al edificio.

En base a esto, se pueden presentar varios tipos de trabes:

- a).-Trabes principales.- Son aquéllas en las que el flujo de cargas va directamente a las columnas.
- b).-Trabes primarias.- Son aquellas en las que el flujo de cargas va directamente a la trabe principal.
- c).-Trabes secundarias.- Son aquellas en las que el flujo de cargas va directamente a la trabe primaria.

A continuación se presenta un análisis detallado de las cargas que actuarán sobre la estructura. Para las acciones permanentes su intensidad depende de las dimensiones y del peso volumétrico de los materiales usados.

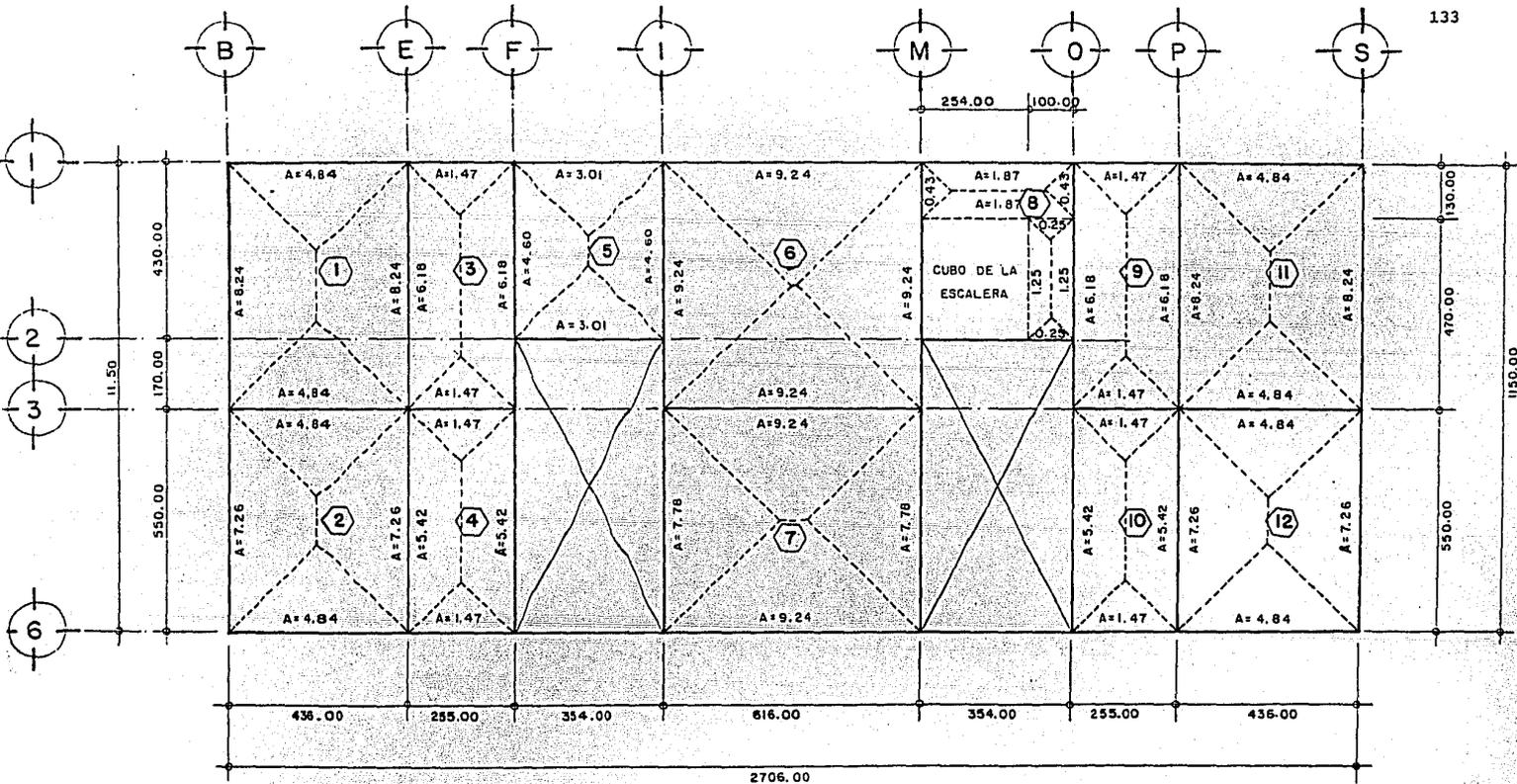


FIG. 7.1.- TABLEROS Y AREAS TRIBUTARIAS DE LAS LOSAS DE ENTREPISO Y DE AZOTEA.

UNIDADES:
 Acofaciones en cm
 Areas en m²

ANALISIS DE CARGA POR METRO CUADRADO DE LOSA MACIZA DE LOS CUARTOS DE SERVICIOS Y SANITARIOS LOCALIZADOS EN LA AZOTEA DEL EDIFICIO.

LOSA 0.10 m x 2400 Kg/m ³	240.00 Kg/m ²
ENLADRILLADO Y MORTERO	120.00 Kg/m ²
RELLENO DE TEZONTLE	110.00 Kg/m ²
PLAFON DE YESO	20.00 Kg/m ²
	<u>490.00 Kg/m²</u>

CONDICION DE CARGA ESTATICA:

$$W_o = (CM + CV)$$

$$W_o = (490.00 + 100.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o = 590.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o = 600.00 \text{ Kg/m}^2$$

CONDICION DE CARGA ESTATICA + SISMO

$$W_a = (CM + CVR)$$

$$W_a = (490.00 + 70.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 560.00 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS DE CARGA POR METRO CUADRADO LOSA DE AZOTEA DEL EDIFICIO A BASE DE LOSA PLANA ALIGERADA.

Este análisis se hace en uno de los tableros críticos, cuyos claros sean los más pronunciados y que sus nervaduras tengan dominio sobre las demás; por lo que se optó por el tablero 6 localizado entre los ejes 1, 3 y I,M.

$$\begin{aligned} \text{AREA DEL TABLERO } 6.16 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} &= 36.960 \text{ m}^2 \\ \text{VOLUMEN DE LA LOSA } 36.960 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ m} &= 12.936 \text{ m}^3 \\ \text{VOLUMEN DE LOS CASETONES:} \\ 4 \times 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} &= 0.192 \text{ m}^3 \\ 24 \times 0.40 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} &= 1.728 \text{ m}^3 \\ 36 \times 0.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} &= 3.888 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

VOLUMEN NETO DE LA LOSA:

$$12.936 \text{ m}^3 - (0.192 + 1.728 + 3.888) \text{ m}^3 = 7.128 \text{ m}^3$$

PESO DE LA LOSA:

$$7.128 \text{ m}^3 \times 2400.00 \text{ Kg/m}^3 = 17\,107.20 \text{ Kg}$$

ENTONCES:

$$W_L = \frac{P}{A} = \frac{17107.20 \text{ Kg}}{36.960 \text{ m}^2} = 462.857 \text{ Kg/m}^2$$

DE DONDE LA CARGA MUERTA SERA:

LOSA DE CONCRETO	462.857 Kg/m ²
ENLADRILLADO Y MORTERO	120.000 Kg/m ²
RELLENO DE TEZONTLE	110.000 Kg/m ²
INSTALACIONES	20.000 Kg/m ²
FALSO PLAFON	30.000 Kg/m ²
DENSIDAD DE MUROS	155.000 Kg/m ²
	<hr/>
	897.857 Kg/m ²
	= 898.000 Kg/m ²

CONDICION DE CARGA ESTATICA

$$\begin{aligned} W_o &= (CM + CV) \\ W_o &= (898.00 + 100.00) \text{ Kg/m}^2 \\ W_o &= 998.00 \text{ Kg/m}^2 \\ W_o &\approx 1000.00 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

CONDICION DE CARGA ESTATICA + SISMO

$$W_a = (CM + CVR)$$

$$W_a = (898.00 + 70.00) \text{ Kgr/m}^2$$

$$W_a = 968.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a \approx 970.00 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS DE CARGA POR METRO CUADRADO DE LOSA DE ENTREPISO:

LOSA DE CONCRETO	462.857 Kgr/m ²
MORTERO CEMENTO-ARENA	63.000 Kgr/m ²
LOSETA DE TERRAZO	55.000 Kgr/m ²
INSTALACIONES	20.000 Kgr/m ²
FALSO PLAFON	30.000 Kgr/m ²
DENSIDAD DE MUROS	<u>235.000 Kgr/m²</u>
	865.857 Kgr/m ²
	≈ 866.000 Kgr/m ²

CONDICION DE CARGA ESTATICA:

$$W_o = (CM + CV)$$

$$W_o = (866.00 + 250.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o = 1116.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o \approx 1120.00 \text{ Kg/m}^2$$

CONDICION DE CARGA ESTATICA + SISMO

$$W_a = (CM + CVR)$$

$$W_a = (866.00 + 90.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 956.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a \approx 960.00 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS POR METRO CUADRADO EN LOSAS DE LA ESCALERA:

LOSA 0.10 m x 2400.00 Kg/m ³	240.000 Kg/m ²
PLAFOND	10.000 Kg/m ²
MORTERO	63.000 Kg/m ²
ESCALONES	120.000 Kg/m ²
TERRAZO	<u>55.000 Kg/m²</u>
	488.000 Kg/m ²
	≈ 490.000 Kg/m ²

CONDICION DE CARGA ESTATICA

$$W_o = (CM + CV)$$

$$W_o = (490.00 + 500.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o = 990.000 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_o \approx 1000.000 \text{ Kg/m}^2$$

CONDICION DE CARGA ESTATICA + SISMO

$$W_a = (CM + CVR)$$

$$W_a = (490.00 + 150.00) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 640.00 \text{ Kg/m}^2$$

Las cargas anteriores se modificarán debido a la pendiente de la rampa de la escalera, esto es (Fig. 7.2).

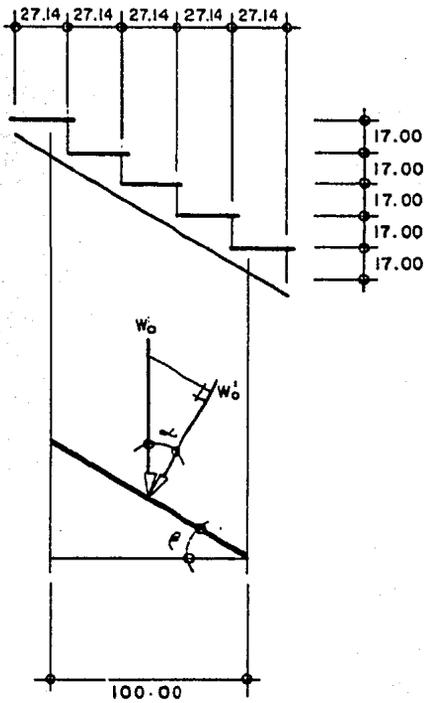


FIG. 7.2

Número de huellas en 1.00 m

$$\text{No. de huellas} = \frac{100.00 \text{ cm}}{27.14 \text{ cm}} = 368 \text{ huellas}$$

$$\tan \alpha = \frac{17.00 \text{ cm}}{27.14 \text{ cm}}$$

$$\tan \alpha = 0.6264$$

$$\alpha = \chi \tan 0.6264$$

$$\alpha = 32.0623^\circ$$

$$\alpha = 32^\circ 03'$$

Por la geometría de la figura, vemos que:

$$\alpha = \beta$$

De donde

$$\cos \alpha = \frac{W'_0}{W_0}$$

$$W'_0 = W_0 \cos \alpha$$

$$W'_0 = (1000.00 \text{ Kg/m}^2) (\cos 32.0623^\circ)$$

$$W'_0 = 847.472 \text{ Kg/m}^2$$

$$W'_0 = 850.000 \text{ Kg/m}^2$$

Que es la carga que estará actuando en la condición de -- carga estática; para la condición de carga estática más sismo, la carga que estará actuando será la siguiente:

$$W'_a = W_a \cos \alpha$$

$$W'_a = (640.00 \text{ Kg/m}^2) (\cos 32.0623^\circ)$$

$$W'_a = (640.00 \text{ kg/m}^2) (0.8475)$$

$$W'_a = 542.382 \text{ Kg/m}^2$$

$$W'_a = 543.000 \text{ Kg/m}^2$$

Ya conociendo las cargas que actúan en la estructura, se puede checar el peralte efectivo de las losas planas supuesto en la estructuración que aparece en el capítulo 4 inciso - - 4.9.6. del presente trabajo

$$d_{\min} > kL \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)$$

----- 4.47

Como es una losa plana sin ábacos usaremos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s W} \geq 0.025 \quad \text{-----} \quad 4,49$$

Donde:

$$L = 6.16 \text{ m}$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_s = 2520.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_O = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$W_O = 1.4 (898.00 \text{ Kg/m}^2) + 1.7 (100.00 \text{ Kg/m}^2)$$

$$W_O = 1427.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$c = 0.40 \text{ m.}$$

Entonces:

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{2520.00 (1427.20)} \geq 0.025$$

$$k = 0.00075 (43.5483) \geq 0.025$$

$$k = 0.0327 > 0.025 \quad \text{correcto}$$

de donde:

d min propuesto fué de 26.00 cm por lo que:

$$0.260 \geq 0.0327 (6.16) \left[1 - \frac{2 (0.30)}{3 (6.16)} \right]$$

$$0.260 \geq 0.0327 (6.16) (0.9675)$$

$$0.260 \geq 0.1949$$

$$0.260 > 0.200 \quad \text{correcto}$$

De lo anterior podemos concluir que el peralte efectivo -
supuesto en la estructuración está correcto:

$$d_{\text{efectivo}} = 26.00 \text{ cm}$$

Siguiendo con el análisis de cargas, se tiene que en las fachadas (ejes B, S y partes de F, I, M y O) hay cancelería, -- cristal y muro con recubrimiento de yeso, estimando un peso total de 100.00 Kg/m^2 , cantidad que multiplicada por la altura del entrepiso (2.37 m) se obtiene una carga de 237.00 Kg/m).

En los lados colindantes (ejes 1 y 6), se tienen muros de lindero con las siguientes características:

ALTURA	2.370 m
ESPESOR	0.140 m
RECUBRIMIENTO EN UNA CARA	0.020 m
PESO VOLUMETRICO DEL TABIQUE	1 500.000 Kg/m^3
PESO VOLUMETRICO DEL YESO	1 500.000 Kg/m^3
CARGA TOTAL POR METRO LINEAL DE TABIQUE:	
2.370 m (0.140 m) (1500.00 Kg/m^3)	= 497.70 Kg/m
	= 500.00 Kg/m
CARGA TOTAL POR METRO LINEAL DE YESO:	
2.370 m (0.020m) (1500.00 Kg/m^3)	= 71.10 Kg/m
	= 72.00 Kg/m
SOBRECARGA POR FLECHA DE TRABES	= 120.00 Kg/m

CARGA TOTAL POR METRO LINEAL:

$$M_e = (500.00 + 72.00 + 120.00) \text{ Kg/m}$$

$$M_e = 692.00 \text{ Kg/m}$$

$$M_e = 700.00 \text{ Kg/m}$$

En la azotea hay un pretíl de 0.90 m de altura (ejes 1, 6, B, S y partes de F, I, M y O), con una carga por metro lineal de:

$$0.90 \text{ m (0.140 m) (1500.00 Kg/m}^3) = 189.00 \text{ Kg/m}$$

$$0.90 \text{ m (0.020 m) (1500.00 Kg/m}^3) = 27.00 \text{ Kg/m}$$

$$M_e = 216.00 \text{ Kg/m}$$

$$M_e = 220.00 \text{ Kg/m}$$

Como los cuartos de servicio al igual que los baños alojados en la azotea del inmueble se apoyan en ésta, se tendrá que considerar el peso de éstos cuando se analice dicha azotea; -- por lo que la densidad de muro por considerar será según Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, está dada por las relaciones de la tabla siguiente:

RELACION DE LADOS a_1/a_2	0.500	0.800	1.000
MURO PARALELO A LADO CORTO	1.300	1.500	1.600
MURO PARALELO A LADO LARGO	1.800	1.700	1.600

Las dimensiones de los cuartos de servicio son:

$$a_1 = 2.520 \text{ m}$$

$$a_2 = 5.150 \text{ m}$$

por lo que:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{2.520}{5.150}$$

$$\frac{a_1}{a_2} = 0.489$$

$$\frac{a_1}{a_2} \approx 0.50$$

Muros paralelos al lado corto (MPCC)	=	15.00 m
Muros paralelos al lado largo (MPCL)	=	14.00 m
Altura del muro (H)	=	2.10 m
Peso unitario del muro (PUM)	=	210.00 kg/m ²
Factor de muro paralelo al lado corto (FMPLC)	=	1.300
Factor de muro paralelo al lado largo (FMPLL)	=	1.800
Area del tablero (AT) = 4,36m (11.50 m)	=	50.140 m ²
Peso de muro paralelo al lado corto.		

$$\text{PMPLC} = 15.00 \text{ m} (2.10 \text{ m}) (210.00 \text{ Kg/m}^2) = 6615.000 \text{ Kg}$$

Peso de muro paralelo al lado largo

$$\text{PMPLL} = 14.00 \text{ m} (2.10 \text{ m}) (210.00 \text{ Kg/m}^2) = 6714.000 \text{ Kg}$$

La carga uniformemente distribuida en el tablero será:

Paralelo al lado corto:

$$\frac{6615.00 \times 1.30}{50.14} = 171.510 \text{ Kg/m}^2$$

Paralelo al lado largo:

$$\frac{6714.00 \times 1.80}{50.14} = 221.643 \text{ Kg/m}^2$$

Carga uniformemente distribuida en la azotea:

$$(171.510 + 221.643) \text{ Kg/m}^2 = 393.153 \text{ Kg/m}^2$$

A lo anterior habrá que agregar el peso por metro cuadrado de la losa de azotea de los cuar-

tos de servicio en toda el área; esto es

$$\frac{490.00 \text{ Kg/m}^2 (2.52 \text{ m}) (5.15 \text{ m})}{(4.36 \text{ m}) (5.50 \text{ m})} = 265.188 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo que la carga total transmitida a la azotea por los cuartos de servicio es:

$$W_{CS} = (393.153 + 265.188) \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{CS} = 658.341 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{CS} = 660.00 \text{ Kg/m}^2$$

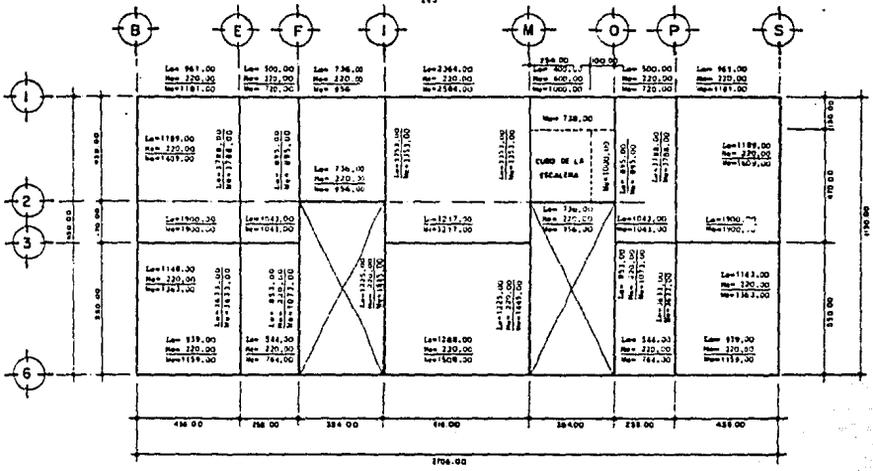
Actuando en los tableros 1, 2, 3, 4, 9, 10, 11, 12 entre los ejes E y P.

En el tablero 6, se encuentran los baños, siguiendo el mismo criterio anterior, se encontró que la carga transmitida al tablero 6 es de:

$$W_{cb} = 420.00 \text{ Kg/m}^2$$

Las cargas W_{CS} y W_{cb} se sumarán a las acciones permanentes que actúan en la losa del inmueble en los tableros correspondientes.

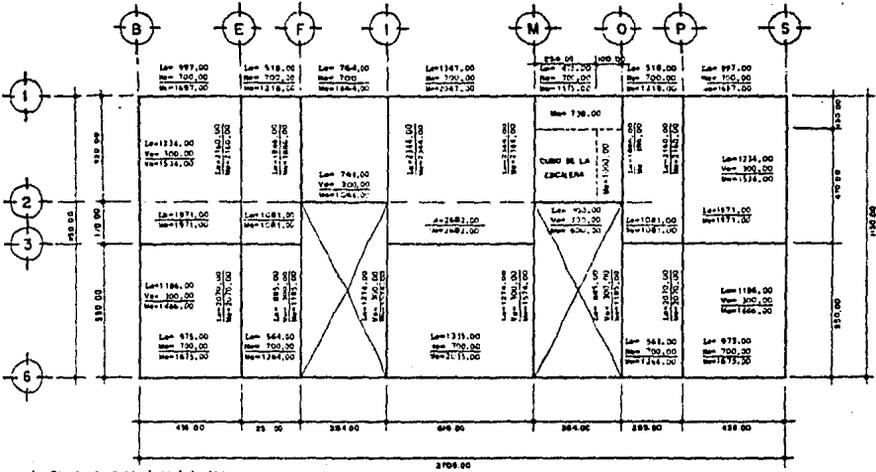
A continuación se muestran las figuras 7.3, 7.4, 7.5 y -- 7.6 en las que se tienen las cargas tanto muertas como vivas -- que actúan en las trabes del edificio. Se tienen por separado la carga muerta y viva que actúa en la losa de azotea y en las losas de entrepiso para facilitar posteriormente las combinaciones de diseño.



Lea= Carga por metro lineal de losa
 Moa= Carga por metro lineal de muro
 Mta= Carga por metro lineal total.

FIG. 7.3.- CARGAS REACTAS EN LA LOSA DE AZOTEA DEL EDIFICIO.

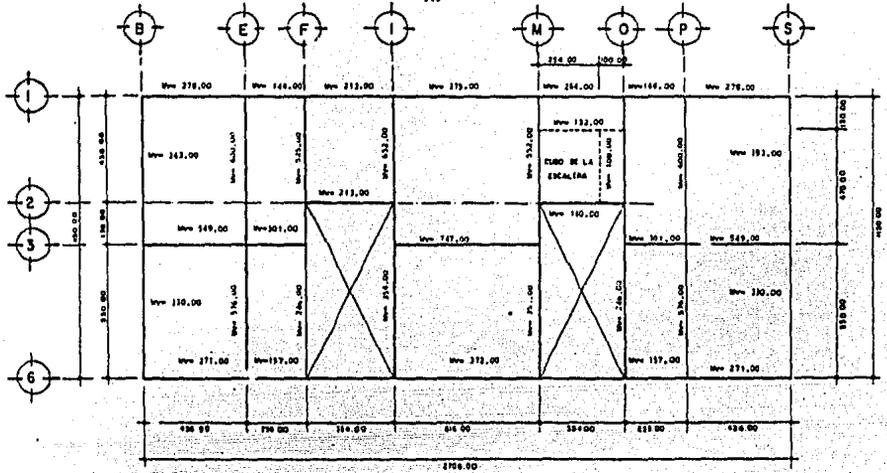
Acotaciones en cm
 Unidad 1/20



Le=Carga por metro lineal de losa.
 Lm=Carga por metro lineal de muro.
 Wm=Carga por metro lineal de las ventanas.
 W=Carga por metro lineal total.

FIG. 7.3.- CARGAS MUERTAS EN LA PLANTA TIPO

Continúa en el
 Anexo 10



Meq Carga viva por Metro Lineal

FIG. 7.4.- CARTA VIVA EN LA PLANTA TIPO

Adaptación del C.A.
Unidad: kg/m²

7.2.-MARCOS

En base a lo anterior, fundamentalmente de las figuras -- 7.3, 7.4, 7.5 y 7.6 se dedujeron las cargas que actúan en cada marco que compone a la estructura, tal y como se muestra en -- las figuras 7.7, 7.8, 7.9, 7.10 y 7.11 en las que se han numerado los nudos, trabes y columnas de cada uno para su fácil -- identificación posterior; también se define el sistema de coordenadas a emplear en su análisis.

7.3.- BAJADA DE CARGAS A LA CIMENTACION

El análisis de bajada de cargas, es uno de los estudios - importantes en el análisis de una estructura, ya que por medio de él se puede conocer el peso por nivel y el peso total de la estructura, así como el valor de la carga por columna que se - transmite a la cimentación.

En la tabla 7.1 se muestra dicho análisis, en la que se - han separado las cargas muertas de las cargas vivas y ambas se han incrementado según lo especifica la ecuación 5.4 del pre-- sente trabajo, la cual consiste en multiplicar la carga muerta por un factor de seguridad de 1.4 y a las cargas vivas por 1.7 para determinar la resistencia mínima recomendable de las co-- lumnas como de la cimentación.

7.4.- CENTRO DE CARGAS

En el inciso anterior, se obtuvo el peso que soporta cada una de las columnas en cada nivel, con estos datos se localiza el centro de masas, que será el centro de gravedad de cada nivel, a través del cual tiene aplicación el cortante sísmico y la resultante de las cargas verticales.

El procedimiento que se sigue para la obtención, es simi-

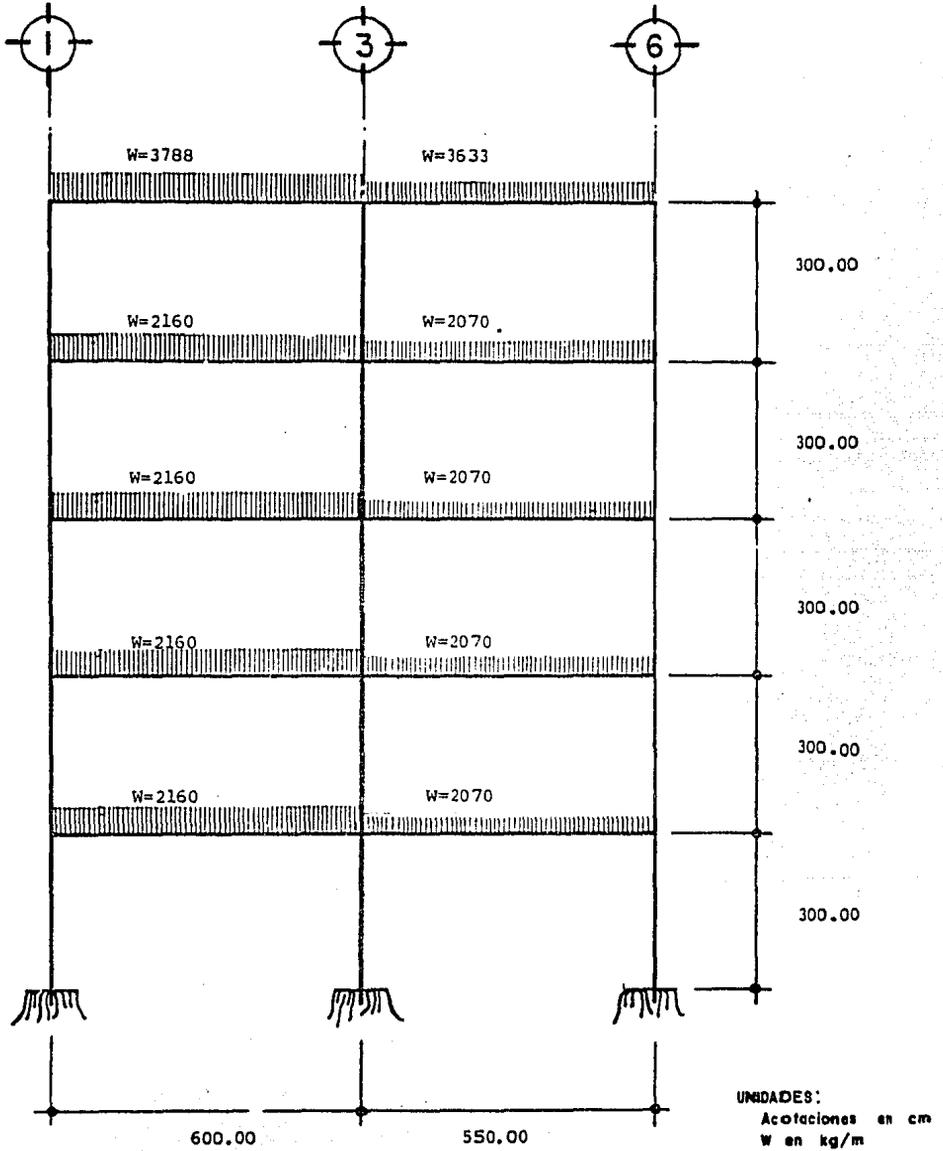


FIG. 7.7.- MARCO E= MARCO F
BAJO CARGA MUERTA

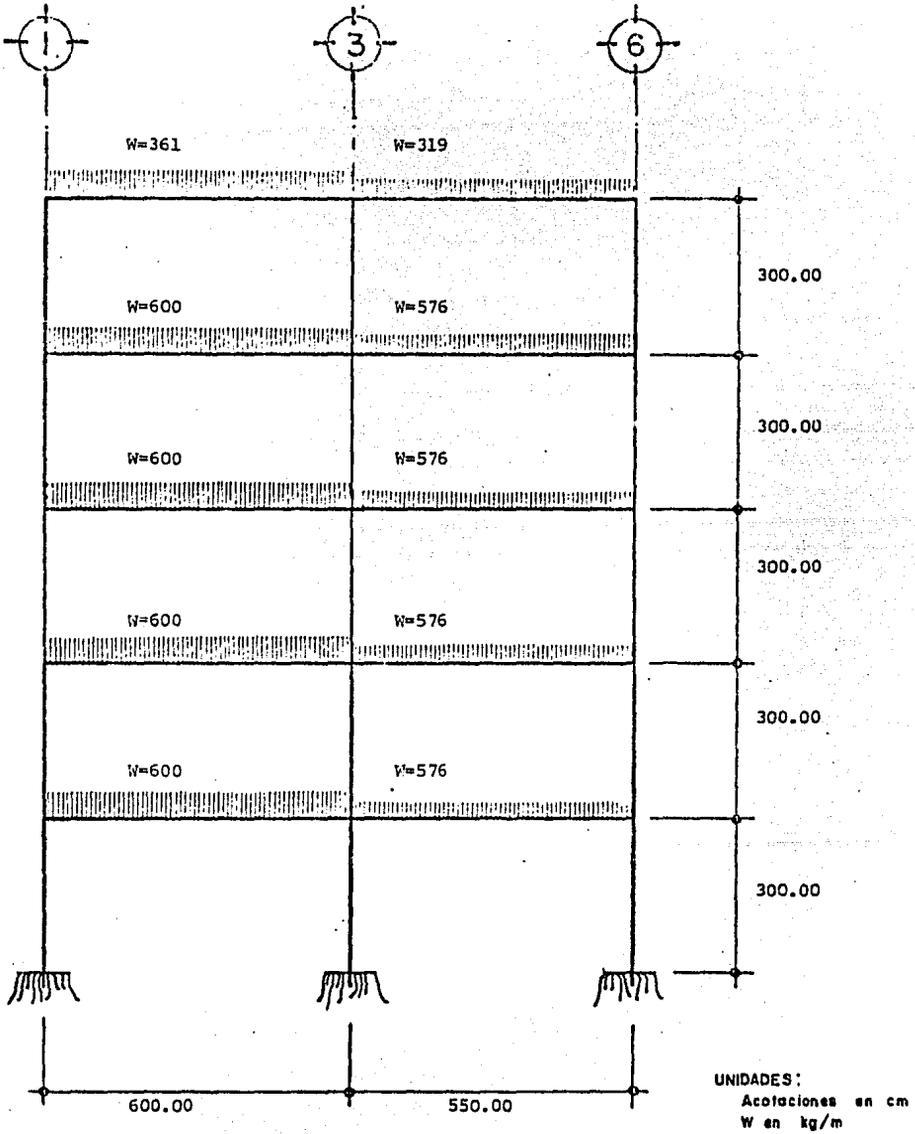


FIG. 7.7.1.- MARCO E= MARCO F
 BAJO CARGA VIVA

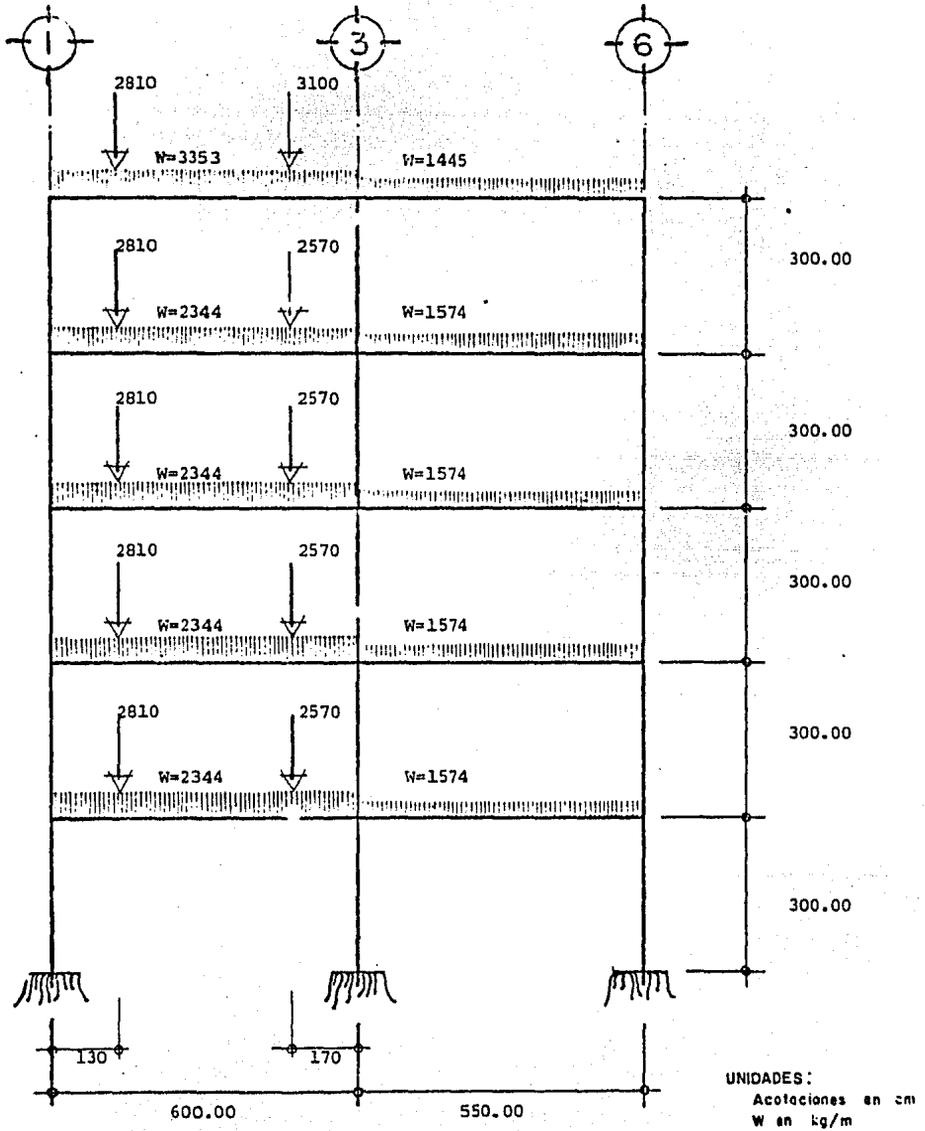


FIG. 7.8.- MARCO I= MARCO M
BAJO CARGA MUERTA

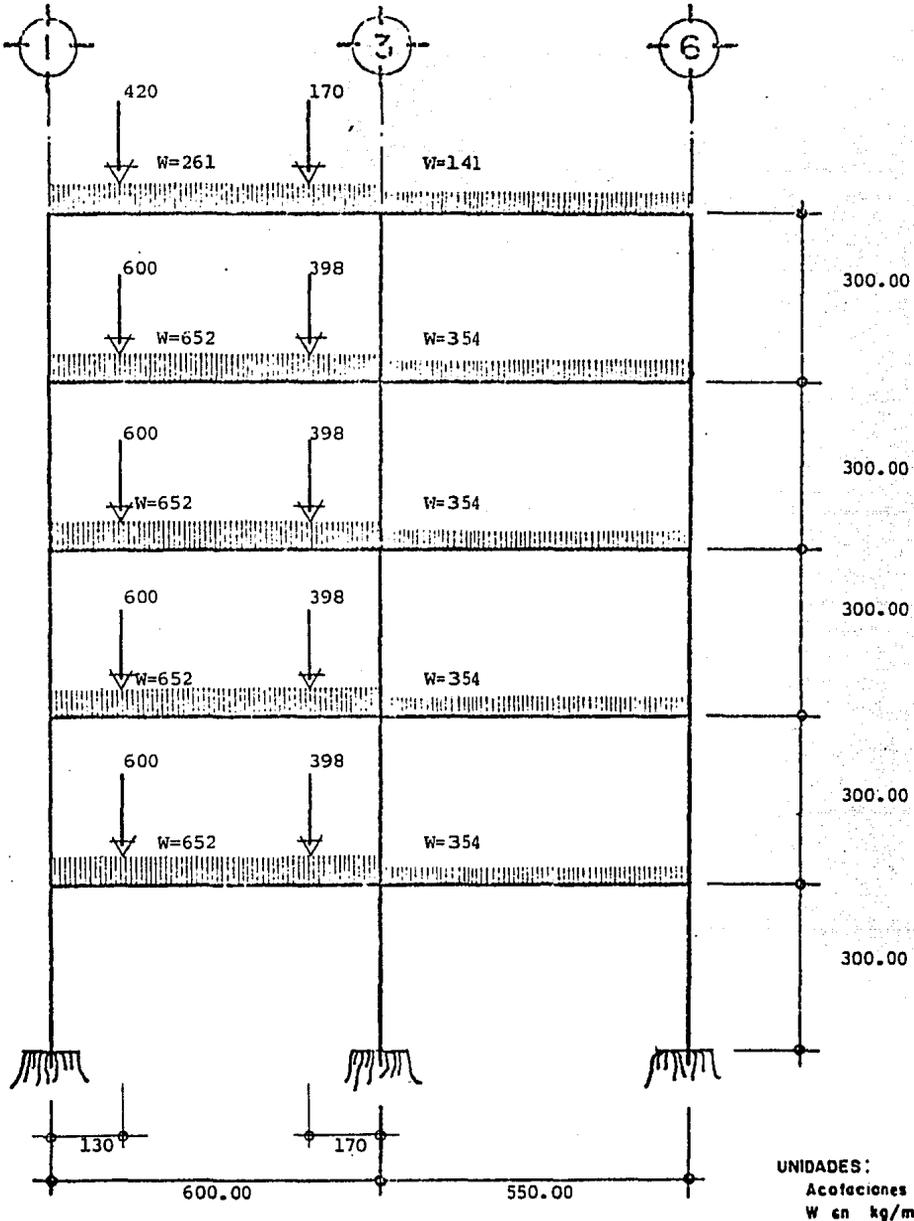


FIG. 7.8.1.- MARCO I= MARCO M
BAJO CARGA VIVA

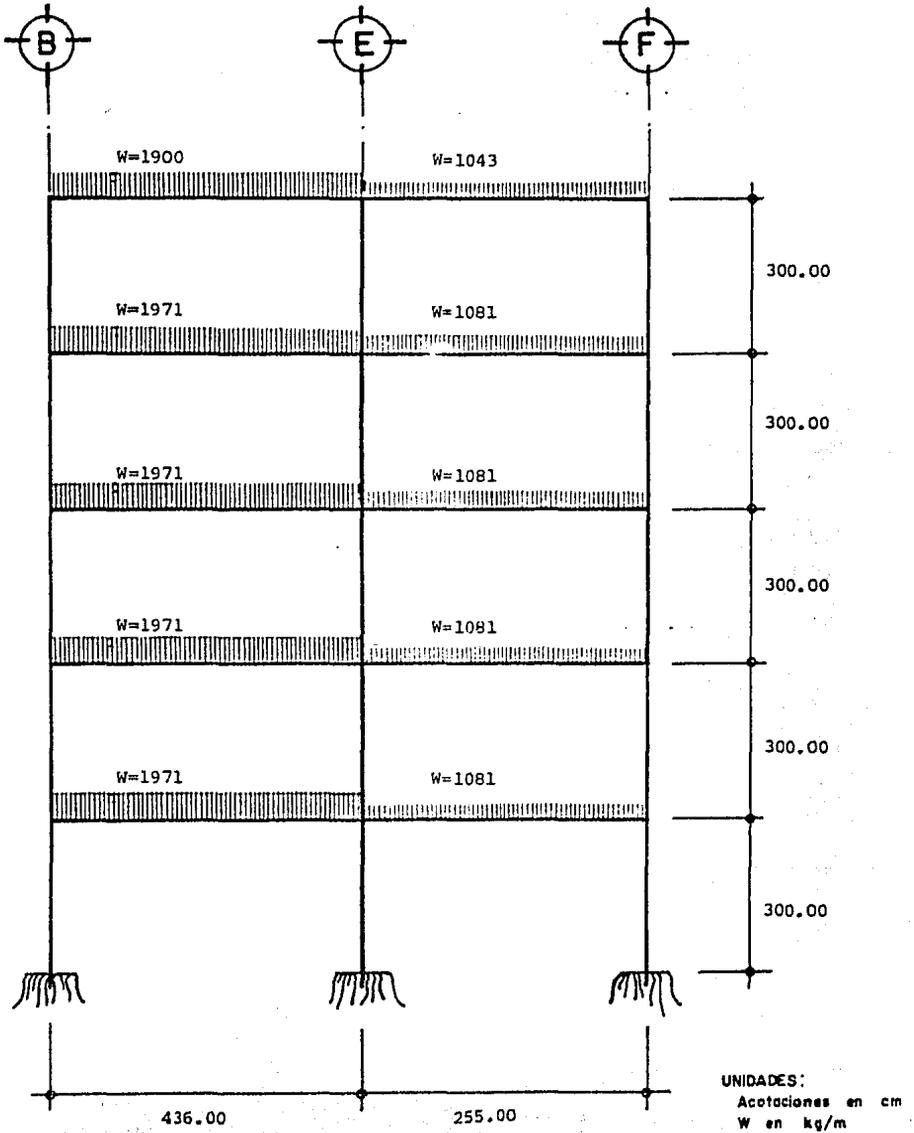


FIG. 7.9.- MARCO EJE 3 TRAMO BF= MARCO EJE
3 TRAMO O-S.
BAJO CARGA MUERTA

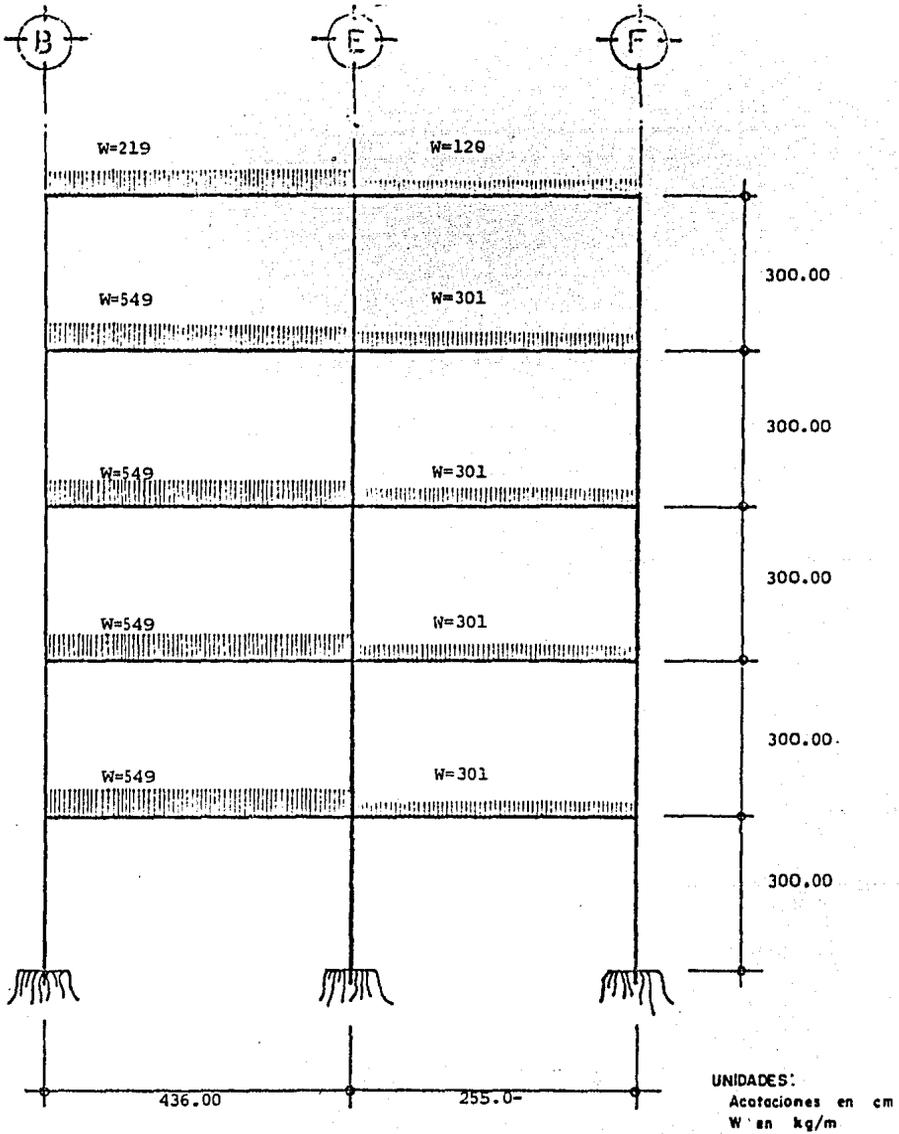


FIG. 7.9.1.- MARCO EJE 3 TRAMO BF= MARCO EJE 3
 TRAMO 0-5
 BAJO CARGA VIVA

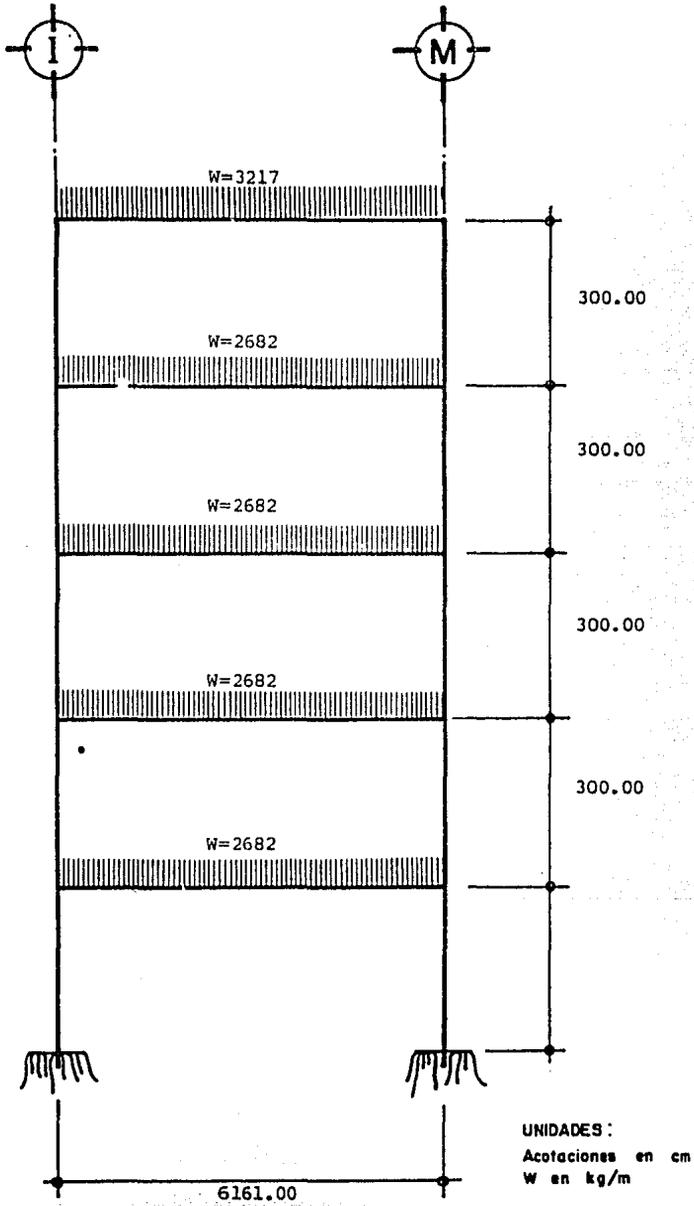


FIG. 7.10.- MARCO EJE 3 TRAMO I-M
 BAJO CARGA MUERTA

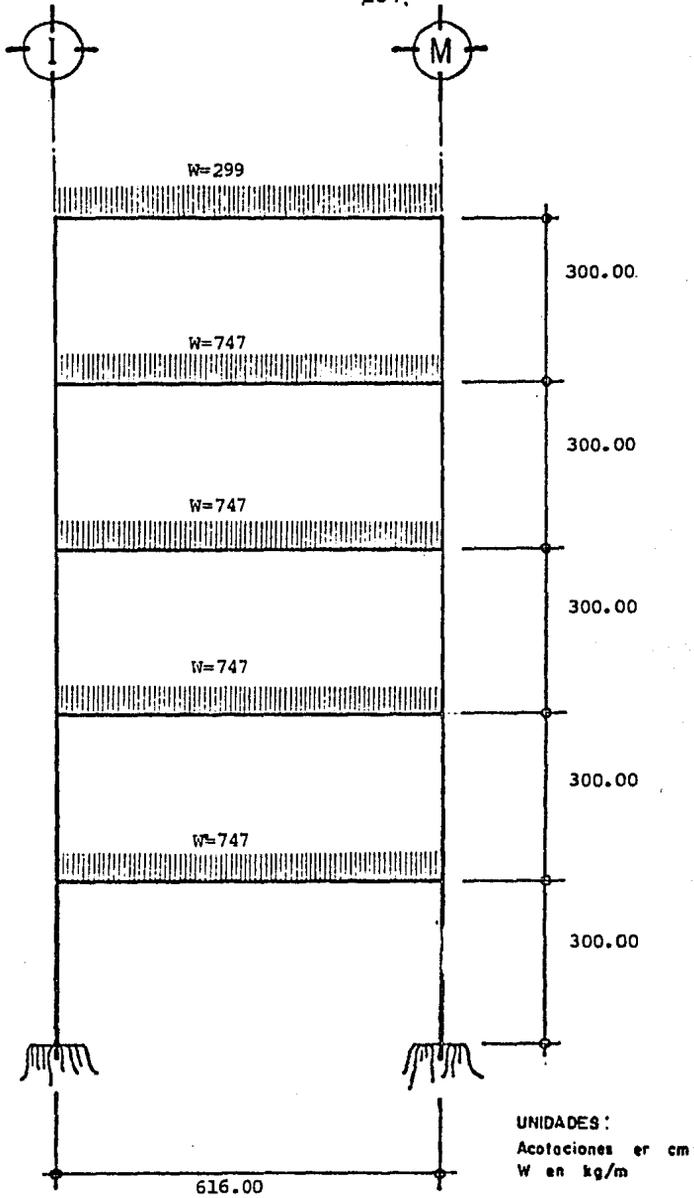


FIG. 7.10.1.- MARCO EJE 3 TRAMO I_M
BAJO CARGA VIVA.

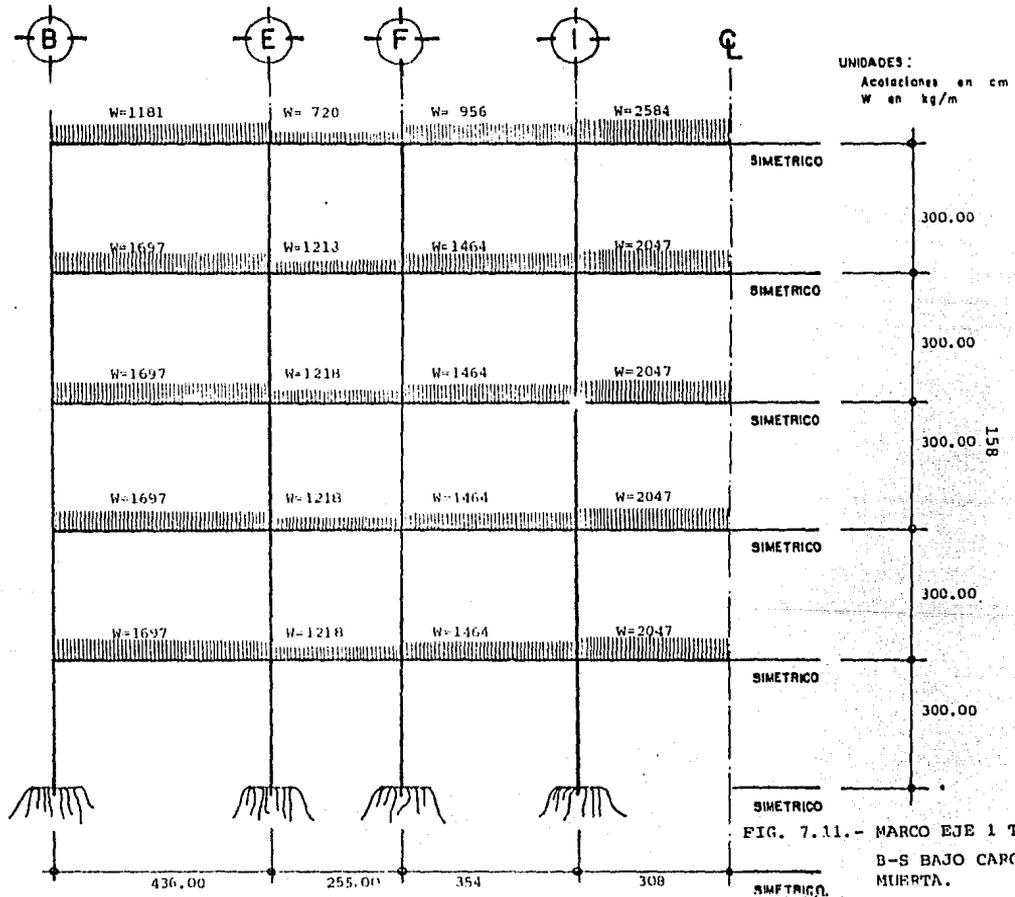


FIG. 7.11.- MARCO EJE 1 TRAMO

B-S BAJO CARGA --
MURTA.

NIVEL	TIPO DE CARGA	CARGA POR MUEL																				CARGA ACUMULADA						
		B-1	B-3	B-6	E-1	E-3	E-6	F-1	F-3	F-6	T-1	T-3	T-6	M-1	M-3	M-6	O-1	O-3	O-6	P-1	P-3		P-6	S-1	S-3	S-6		
5	W MUERTA	3,424	24,006	6,893	18,893	40,319	17,210	9,789	12,121	5,895	31,406	23,952	10,437	11,006	25,152	15,030	9,792	12,121	5,895	18,893	40,319	17,210	9,789	12,121	5,895	482,241	480,782	
	W VIVA	1,161	2,127	1,122	1,205	4,446	1,768	11,711	1,941	6,000	2,861	3,805	1,375	2,861	2,865	1,122	1,211	1,341	6,500	1,211	4,446	1,768	1,205	1,122	1,161			
	W TOTAL	10,325	26,133	10,015	20,098	44,765	19,025	14,895	14,092	6,045	18,470	19,877	12,202	14,867	28,017	16,162	11,495	14,062	6,095	25,393	44,765	19,025	11,495	14,062	6,095			
4	W ACUMULADA	14,062	26,231	10,015	19,158	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059	539,552	1020,104	
	W MUERTA	11,711	26,939	10,495	17,030	47,571	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
	W VIVA	2,265	5,127	2,547	1,410	8,524	2,059	1,421	5,121	1,420	6,822	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	4,271	5,121	1,420	1,420	4,271	5,121			
3	W TOTAL	14,491	31,520	11,532	20,448	53,336	19,843	17,781	22,171	7,439	34,002	32,247	16,688	34,002	30,126	16,688	34,002	30,126	8,089	21,171	31,520	30,126	16,688	17,781	22,171	539,552	1669,627	
	W ACUMULADA	24,095	48,251	23,552	40,598	89,618	36,493	32,126	36,233	14,493	68,847	63,071	30,430	68,847	63,071	30,430	32,126	36,233	14,493	40,598	89,618	36,493	32,126	36,233	14,493			
	W MUERTA	11,711	26,193	10,990	17,033	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
2	W TOTAL	2,266	5,127	2,547	1,410	8,524	2,059	1,421	5,121	1,420	6,822	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	4,271	5,121	1,420	1,420	4,271	5,121	539,552	2099,388	
	W ACUMULADA	11,711	26,193	10,990	17,033	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
	W MUERTA	11,711	26,193	10,990	17,033	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
1	W TOTAL	14,491	31,520	11,532	20,448	53,336	19,843	17,781	22,171	7,439	34,002	32,247	16,688	34,002	30,126	16,688	34,002	30,126	8,089	21,171	31,520	30,126	16,688	17,781	22,171	539,552	2618,670	
	W ACUMULADA	61,177	121,314	50,622	84,874	185,132	72,619	73,308	82,526	31,039	116,527	123,573	68,268	116,527	107,570	68,268	116,527	107,570	73,308	82,526	185,132	107,570	73,308	82,526	185,132			
	W MUERTA	11,711	26,193	10,990	17,033	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
0	W TOTAL	2,266	5,127	2,547	1,410	8,524	2,059	1,421	5,121	1,420	6,822	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	6,819	6,705	1,270	4,271	5,121	1,420	1,420	4,271	5,121	539,552	2618,670	
	W ACUMULADA	14,491	31,520	11,532	20,448	53,336	19,843	17,781	22,171	7,439	34,002	32,247	16,688	34,002	30,126	16,688	34,002	30,126	8,089	21,171	31,520	30,126	16,688	17,781	22,171			
	W MUERTA	11,711	26,193	10,990	17,033	44,765	17,784	16,360	17,059	6,019	27,181	25,542	15,418	27,181	24,421	15,418	16,360	17,059	6,818	17,059	27,181	25,542	15,418	16,360	17,059			
TOTAL	W TOTAL	64,869	151,192	64,504	102,253	188,809	72,828	94,362	101,115	39,668	173,080	169,402	87,295	173,080	169,402	87,295	173,080	169,402	87,295	102,253	188,809	102,253	72,828	94,362	101,115	2648,670	2648,670	
	W ACUMULADA	64,869	151,192	64,504	102,253	188,809	72,828	94,362	101,115	39,668	173,080	169,402	87,295	173,080	169,402	87,295	173,080	169,402	87,295	102,253	188,809	102,253	72,828	94,362	101,115			

TABLA 7.1.- BAJADA DE CARGAS A LA CIMENTACION.

lar al que se realizó para determinar el centro de rigideces en el capítulo sexto del presente trabajo.

1.- Se elige un sistema coordenado de referencia, generalmente es el sistema cartesiano.

2.- Se toman momentos con respecto a cada uno de los ejes, por medio de las expresiones siguiente:

$$\Sigma M_x = \Sigma W_{ix} Y_i \quad \text{-----7.1}$$

$$\Sigma M_y = \Sigma W_{iy} X_i \quad \text{-----7.2}$$

3.- Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de masas con respecto a los ejes de referencia, son los siguientes:

$$X = \frac{\Sigma W_{iy} X_i}{\Sigma W_{iy}} \quad \text{----- 7.3}$$

$$Y = \frac{\Sigma W_{ix} Y_i}{\Sigma W_{ix}} \quad \text{----- 7.4}$$

En la figura 7.12 se muestra la forma de calcular el centro de cargas para el quinto nivel de la estructura.

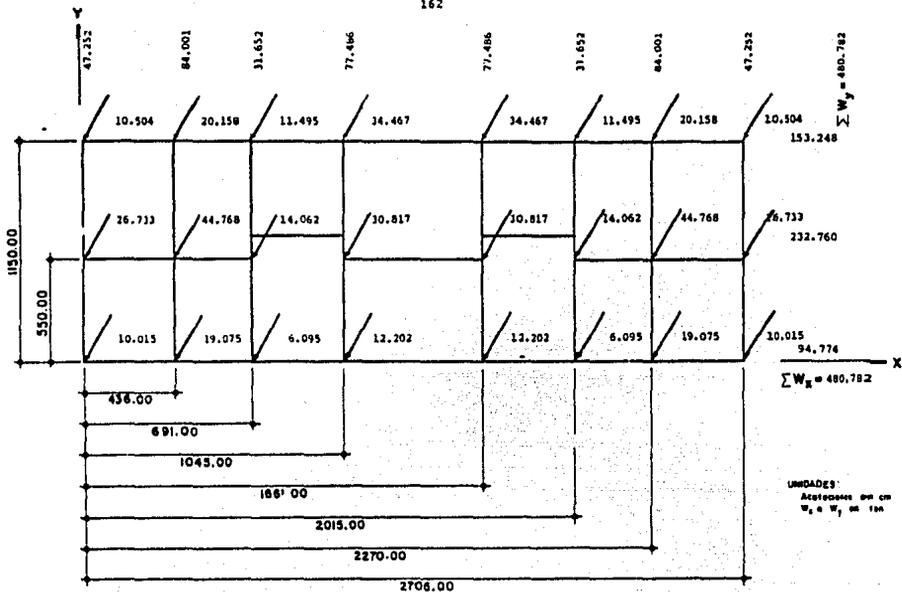


FIG. 7.12.- ESQUEMA PARA EL CALCULO DEL CENTRO DE MASA PARA EL QUINTO NIVEL.

CALCULO DE MOMENTOS

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= \Sigma W_{ix} Y_i \\ &= 232.760 (550) + 153.248 (1150) \\ \Sigma M_x &= 304\ 253.20 \\ \Sigma M_y &= \Sigma W_{iy} X_i \\ &= 84.001 (436) + 31.652 (691) + 77.486 (1045) + \\ &\quad + 77.486 (1661) + 31.652 (2015) + 84.001 (2270) \\ &\quad + 47.252 (2706) \\ \Sigma M_y &= 650\ 498.046 \end{aligned}$$

CALCULO DE COORDENADAS

$$X = \frac{\Sigma W_{iy} X_i}{\Sigma W_{iy}}$$

$$X = \frac{650\ 498.046}{480.782}$$

$$X = 1353 \text{ cm}$$

$$X = 1353 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma W_{ix} Y_i}{\Sigma W_{ix}}$$

$$Y = \frac{304\ 253.20}{480.782}$$

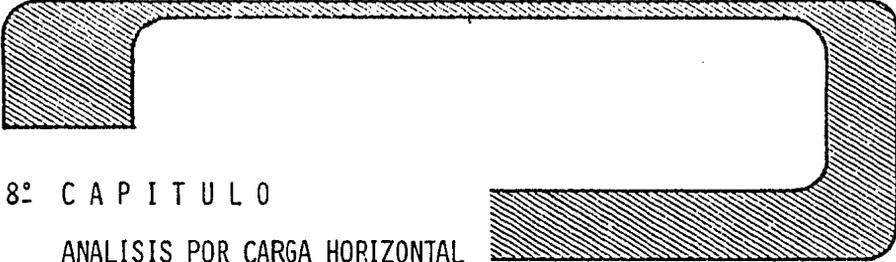
$$Y = 632.830 \text{ cm}$$

$$Y = 6.328 \text{ m}$$

Un análisis similar se realiza para los siguientes niveles, siendo sus coordenadas del centro de masas, las mostradas en la tabla 7.2.

NIVEL	CENTRO DE MASAS	
	X	Y
5	13.530	6.328
4	13.530	6.302
3	13.530	6.302
2	13.530	6.302
1	13.530	6.302

TABLA 7.2.- CENTROS DE MASA DE LOS
DISTINTOS NIVELES.



8º CAPITULO

ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL

Las grandes incertidumbres en la estimación tanto de las características de movimientos sísmicos, como del comportamiento y capacidad de los elementos estructurales ante ellos, hacen que no sea posible establecer, dentro de límites racionales y económicos, criterios de diseño que garanticen la ausencia de daños en una estructura ante la acción de cualquier temblor.

El objeto del diseño por sismo es, esencialmente, minimizar daños y preservar la vida humana, aún en los casos más severos. Específicamente, mediante las recomendaciones para diseño, se pretende que la mayoría de las estructuras:

- a).- Resistan temblores ligeros sin daño alguno.
- b).- Resistan temblores moderados con daño estructural insignificante y con cierto daño no estructural.
- c).- No colapsen ante la acción de sismos severos.

Como casos especiales, las estructuras esenciales para la seguridad y bienestar públicos en casos de emergencia, como hospitales, estaciones de bomberos, centrales termoeléctricas, etc., deben diseñarse con el criterio que permanezcan funcionando durante y después de un sismo.

8.1.- RESEÑA HISTORICA DE LOS SISMOS.

La corteza terrestre es muy delgada en comparación a su --

diámetro, su espesor se ha calculado en unos 32.00 Km. Está formada por dos capas, la exterior granítica y la inferior basáltica. Hay partes en la profundidad del océano donde su base es ya la capa basáltica.

Después de la corteza existe la discontinuidad de Mohorovich, luego el manto que tiene aproximadamente 2900.00 km de espesor compuesta principalmente por silicatos de hierro y magnesio; después hay otra discontinuidad compuesta principalmente de óxidos y sulfuros, que a su vez, encierra al núcleo, el cual está constituido por hierro y níquel, materiales que debido a las enormes presiones a que están sometidos, llegan a pesar de 16.00 a 17.00 ton/m³, pues de acuerdo con el peso total calculado al planeta y el que tienen las capas exteriores, en su centro debe alcanzar dicha densidad.

Entre la corteza y el manto, y formando en ocasiones parte de éste, hay materias incandescentes de las que provienen las erupciones volcánicas.

En atención al aumento de calor que se verifica con la profundidad, se ha determinado que en el centro de la tierra debe haber una temperatura de 3500.00 a 4000.00 °C. En la corteza hay masas de rocas que tratando de buscar equilibrio, por años acumulan fuerzas elásticas que en un momento dado ya no pueden resistir y al venir el colapso, éste se traduce en movimientos bruscos lo que ocasiona a los sismos; éstos básicamente, son causados por roturas de la corteza terrestre, por los acomodamientos en cavernas subterráneas y por las erupciones de los volcanes.

Los temblores producidos por erupciones volcánicas se llaman volcánicos y los demás tectónicos.

Los temblores que han sido más intensos, han abarcado grandes extensiones y han causado mayores daños, han sido los-

tectónicos, aunque por supuesto, los volcánicos en muchas ocasiones han provocado también grandes desastres.

La razón de los temblores, es como resultado del paso de ondas elásticas emitidas al liberarse energía de deformación almacenada en una región del interior de la tierra, puede contemplarse dentro de la teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litósfera está dividida en placas rígidas con movimientos relativos entre sí.

Se cree que en épocas remotas, solamente existía un super continente llamado Pongaea, que en el Jurásico se desmembró y dió origen a los continentes actuales. La existencia de corrientes convectivas por debajo de la corteza, ocasionó el rompimiento de una parte de ésta y el actual movimiento de las placas terrestres.

La esfera terrestre, como ya se dijo, está cubierta por una capa no uniforme, constituida por diferentes fragmentos que tienen movimiento propio; cada fragmento constituye una placa de corteza que puede ser de dos tipos: continental, constituida por material granítico, y oceánico, formada por material basáltico más denso que el primero.

Su movimiento motiva que algunas de estas placas tiendan a chocar; que la menos densa cabalque sobre la de mayor densidad y que se formen rasgos distintivos del fondo marino, como las trincheras y las cordilleras meso-oceánicas.

Por otro lado, en la parte continental se forman plieques de la corteza y se originan las montañas, además de que el material proveniente de la placa oceánica se funde, debido a las altas temperaturas y a la presión, a una profundidad aproximada de 80.00 km debajo del continente, y busca salida hacia el exterior por las partes más débiles por lo que se forman los volcanes.

En las trincheras se profundizan las corrientes convectivas y se consume suelo, mientras que en las zonas de subducción o convergencia, localizadas en las trincheras, uno de los límites de las placas se desliza debajo del otro.

Según la teoría de Tectónica de Placas, la costa del Pacífico, entre los estados de Jalisco hacia el sureste, Chiapas y Centroamérica, presenta características y sísmicas propias de una zona de subducción.

La placa que se sumerge paralelamente a la costa se conoce como Placa de Cocos, mientras que la continental se denomina Placa Americana. Puede decirse que la generación de temblores en esa zona se debe a la acumulación de esfuerzos provocados por el deslizamiento entre estas dos placas.

Las ondas elásticas emitidas al liberarse la energía pueden registrarse por medio de sismógrafos y así determinar los parámetros cinemáticos que caracterizan a los temblores como son: la hora origen, las coordenadas epicentrales, la profundidad de foco y la magnitud; esta última es el parámetro que está relacionado con la energía liberada en el foco de los temblores.

Varias son las cuestiones que aún se desconocen de los temblores:

La duda primordial es la que se refiere al mecanismo que produce la emergencia de material magmático en ciertas regiones de la tierra, y que tiene como resultado el deslizamiento y choque de las placas. Hoy desde luego, diversas teorías que tratan de explicar el fenómeno, y diversas posibilidades paralelo, pero no se sabe nada a ciencia cierta sobre cómo se origina.

Otro aspecto que no se conoce todavía es el grado de velo

cidad con que se produce el deslizamiento relativo entre las placas al producirse un temblor. Se tienen nociones de las dimensiones del área que falla y de la velocidad a la que se propaga esa falla, pero sólo en términos globales.

Podría suceder, que al estar una zona de la corteza terrestre sometida a esfuerzos de una cierta magnitud, fallara al mismo tiempo toda el área o lo hiciera en diversos sitios relativamente alejados entre sí, y con diferencias de tiempo muy pequeñas. A veces un sismo de origen volcánico provoca otro tectónico o viceversa.

En algunas ocasiones, las aguas del mar penetran por alguna grieta que se abre a capas incandescentes, se convierten en vapor y explotan. El movimiento de unas rocas puede inducir a la rotura o acomodamiento de otras y, por lo tanto, no es raro que unos temblores seguidos puedan tener dos o más hipocentros diferentes.

Motivados por un sismo, pueden surgir vapores o materiales del subsuelo, se han llegado a cegar pozos existentes y en ocasiones se han producido avalanchas de tierra o arena en mantos inclinados que han llegado, como la lava de los volcanes, a invadir poblados o campos de cultivo.

El hipocentro o foco del temblor, es el sitio de donde parte el movimiento, el epicentro o epifoco es el lugar de la superficie de la tierra donde se proyecta.

México es fundamentalmente un país sísmico, pero tiene también zonas en las que no tiembla como se aprecia en la figura -- 8.1, en la que la zona A es la de menor intensidad sísmica y la de mayor es la zona D.



FIG. 8.1.- ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXIQUANA

8.2.- TRANSMISION DEL MOVIMIENTO

Las ondas que transmiten los movimientos del temblor de tierra, tienen lógicamente un período y una longitud.

Los temblores provocan ondas longitudinales, similares a las de la propagación del sonido, ondas transversales comparables a las de la luz y superficiales como las de un mar agitado.

Las longitudinales cuyas vibraciones tienen la misma dirección en que se propaga la onda, son las más rápidas. Tales velocidades aumentan cuando atraviesan un medio compacto y disminuyen al pasar por capas de la corteza terrestre donde las rocas tienen intersticios entre una y otra o cuando atraviesan por un medio acuoso.

La transmisión de movimiento es proporcionalmente más rápida cuando el hipocentro es más profundo. Las ondas superficiales se propagan en las capas superiores y son más lentas.

Normalmente, los períodos de las ondas son más largos mientras más lejos están del hipocentro y cuanto menos duro sea el terreno donde se verifican. A distancias muy grandes, para las ondas longitudinales, se ha llegado a calcular de 5 a 13 segundos y para las transversales de 11 a 14 segundos. Los temblores de tan grandes períodos en realidad no importan para la resistencia de las construcciones, pues ya sus movimientos son tan suaves que sus efectos en ellas son muy reducidos.

Cerca del epicentro y cuando se trata de temblores fuertes, aún lejos de él, los períodos se reducen a sólo 0.3 a 3 segundos, siendo éstos los que interesan para la resistencia de las construcciones, ya que afectan considerablemente a los edificios.

Desde luego, es un hecho que, mientras mayor es la distancia al hipocentro, más diferencia hay en los tiempos de recorri

do de los distintos tipos de ondas, de manera que lejos de él, puede sentirse con mayor duración un temblor que fué breve en el lugar que se generó; en general, el mismo sismo, empieza -- con ondas de rápida oscilación, o sea corto período, viniendo-después de más larga duración.

A través del agua, las ondas pasan más fácilmente y por lo tanto, también más fácilmente se propagan sus efectos; de ahí que en los terrenos de aluvión o acuosos como el del Valle de México, los edificios sufren más que cuando se hallan en lo mas o en general sobre suelos de más baja compresibilidad.

De todas maneras, los movimientos sísmicos son siempre el resultado de diferentes impulsos, de distintas direcciones, -- condiciones e intensidades.

8.3.- ESFUERZOS QUE PROVOCAN LOS TEMBLORES EN LAS CONSTRUCCIONES.

Con frecuencia se supone sencillamente que al presentarse el sismo, la construcción va a quedar sujeta a fuerzas horizontales que la empujan lateralmente en uno y otro sentido y sus-diferentes elementos se calculan en forma estática para poder-soportarlas.

Es evidente que todo edificio está en mejores condiciones antisísmicas cuando más capacitado está para resistir esas -- fuerzas horizontales, pero desde el momento en que se propone-valorizarlas y determinar sus efectos, es necesario recurrir,- a la dinámica, ya que el temblor produce movimientos en las -- construcciones.

El estudio de acuerdo con ella, además de darnos una vi-sión clara del problema, nos pondrá en condiciones de apreciar hasta qué grado y con qué limitaciones se puede usar el cálcu-

lo, suponiendo el fenómeno como si fuera estático.

8.4.- INTENSIDAD DE UN SISMO

La intensidad de un temblor es la medida de la potencia destructiva de un sismo en un lugar dado. Varía con la distancia - al foco, características geológicas de la zona, propiedades mecánicas del suelo y el nivel de aguas freáticas, entre los más importantes.

Se han propuesta distintas escalas sísmicas con objeto de - medir la intensidad de los temblores. La más usual es la escala de Mercalli modificada (MM) que tiene 12 divisiones. Puesto que los grados de intensidad en esta escala no se establecen de manera absoluta, sino con relación al comportamiento de las estructuras, las intensidades que se designan de acuerdo con ella, se -- ven también influenciadas por el tipo y calidad de la construcción - en el lugar.

En la tabla 8.1 se tiene la escala de Intensidad Sísmica de Mercalli Modificada (M.M) y su correspondiente aceleración del - suelo aproximada.

8.5.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

El procedimiento sísmico de una estructura puede efectuarse siguiendo el procedimiento que a continuación se menciona:

a). Establecer La seguridad requerida.- La seguridad requerida se establece mediante un análisis técnico-económico de diferentes alternativas de diseño, en la que se considera su costo - inicial, el costo y consecuencias de una falla eventual y la relación entre ambos. Para estructuras usuales, basta clasificarlas de acuerdo a su destino, según el inciso 8.6.1, y considerar

	ACELERACION DEL SUELO	
	cm sec	$\frac{g}{g}$
I Instrumental.- Se observará únicamente mediante instrumentos especiales.		
II Muy ligero.- Se siente solamente por personas que se encuentren en reposo absoluto, principalmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos -- oscilan ligeramente.	2	
	3	
III Ligero.- Sentido por muchas personas, especialmente en los pisos altos de los edificios. Se sienten vibraciones semejantes a las de un camión. Puede estimarse la duración.	4	
	5	0.005 g
	6	
	7	
	8	
IV Medio fuerte.- Sentido por muchas personas en el interior de los edificios y por algunas en el exterior. No causa pánico.	9	0.01 g
	10	
V Fuerte.- Se siente en las habitaciones por todos y por muchas en el exterior de los edificios. Se rompen algunos vidrios y aparecen grietas en algunos recubrimientos.	20	
	30	
VI Muy Fuerte.- Se siente por todos. Produce daños ligeros en edificios pobremente construidos.	40	
	50	0.05 g
	60	
	70	
	80	
	90	
VII Muy Violento.- Daños insignificantes en edificios bien diseñados y construidos. Daños moderados en edificios ordinarios bien construidos. Daños considerables en -- edificios pobremente construidos o mal diseñados.	100	0.1 g
VIII Ruinoso.- Daño ligero en estructuras especialmente para soportar sismo. Daños considerables en edificios ordinarios. Tableros, muros y recubrimientos pueden ser expulsados de estructuras reticulares.	200	
	300	
IX Desastroso.- Considerable daño en estructuras especialmente diseñadas y construidas para soportar sismos. Estructuras bien diseñadas se inclinan por daños en la cimentación. La tierra se agrieta notablemente. Desplazamiento de vías férreas y de carreteras.	400	
	500	0.5 g
	600	
	700	
	800	
X Catastrófico.- Destruídas muchas estructuras diseñadas para soportar sismos. Grandes grietas en la tierra y desplazamientos de montañas. Edificios destruidos incluyendo sus cimentaciones.	900	
	1000	1 g
XI Catastrófico.- Pocas estructuras o ningunas permanecen en pie.	2000	
	3000	
XII Catastrófico. Destrucción completa.	4000	
	5000	5 g
	6000	

TABLA 8.1.- ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA Y SU CORRESPONDIENTE ACCELERACION DEL SUELO APROXIMADA.

los parámetros de diseño correspondientes.

b). Definir las características propias de la estructura.- La respuesta ante sismo, y por tanto los criterios para análisis de penden considerablemente de las características de la estructura para resistir fuerzas laterales y de su capacidad para disipar - energía mediante deformaciones. El inciso 8.6.2. presenta una - clasificación de construcciones de acuerdo a su estructuración,- y el 8.6.5. en función a su ductilidad.

c). Determinar la intensidad sísmica.- Para fines de diseño,- la intensidad sísmica en un lugar corresponde a la aceleración y velocidad máximas esperadas en el terreno firme de ese lugar. - La intensidad sísmica así definida se obtiene de riesgo sísmico- en la localidad. Estos estudios analizan las sismicidades local y regional y dan como resultado distribuciones de probabilidad - de aceleración y velocidad máxima del terreno; es decir, relacio- nes entre valores máximos de estas variables y su probabilidad - de ocurrencia, o período de recurrencia. La intensidad sísmica- para estructuras convencionales puede determinarse con base en - la regionalización sísmica de la República Mexicana, figura 8.1, y el inciso 8.4.

d). Determinar las características del terreno de cimentación. Los movimientos sísmicos que se registran en un sitio son fun- - ción, entre otras, de las características del terreno. Esto de- be reflejarse en la sollicitación que se elija para diseño. En - el inciso 8.6.3. se presenta una clasificación del sueño para di- - ño sísmico.

e). Estimar la sollicitación sísmica en la base de la estructu- ra.- Tomando en consideración los pasos anteriores es posible es timar la sollicitación sísmica en la base de la estructura median- te las siguientes alternativas:

1.- Fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

- 2.- Historias de aceleraciones de sismos reales.
- 3.- Historias de aceleraciones de movimientos simulados.

La fuerza sísmica horizontal o las fuerzas sísmicas horizontales en la base se obtienen multiplicando el peso de la estructura por un coeficiente sísmico, que es función de las características definidas en pasos anteriores, y del período fundamental de vibración de la estructura, o de uno de sus modos. El coeficiente sísmico se presenta como espectro de diseño en el inciso 8.6.4.

En el caso de que la sollicitación sísmica en la base se estipule como historia de aceleraciones, ya sea de movimientos reales o simulados, deberán emplearse por lo menos cuatro movimientos representativos, independientes entre sí.

f).- Definir criterios de análisis y diseño. En el inciso 8.7 se establecen estos criterios.

g).- Evaluar fuerzas y desplazamientos sísmicos.- Las fuerzas y desplazamientos sísmicos para diseño se obtienen mediante el análisis sísmico. Existiendo varias alternativas para realizarlo:

- 1.- Análisis estático simplificado
- 2.- Análisis estático
- 3.- Análisis dinámico modal
- 4.- Análisis dinámico paso a paso

En el inciso 8.8.1. se presenta la descripción del método estático.

- h).- Obtener elementos mecánicos debidos a sismo.
- i).- Dimensionar y detallar elementos estructurales.
- j).- Revisar estados límite de servicio.

8.6.- SOLICITACIONES SISMICAS EN LA BASE

8.6.1.- Clasificación de las construcciones según su destino.

Las construcciones, de acuerdo a su destino, pueden clasificarse dentro de los tres grupos siguientes:

GRUPO A.- Construcciones que sean realmente importantes a raíz de un sismo o que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de plantas y subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, estadios, auditorios, templos, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos museos y locales -- que alojan equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que -- puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

GRUPO B.- Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras estructuras de este grupo o del grupo A.-

GRUPO C.- Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y normalmente no causaría daño a estructuras de los dos primeros grupos. En esta clasificación se incluyen las bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas. Estas estructuras no requieren diseño sísmico.

8.6.2.- Clasificación de las construcciones según su estructuración.

De acuerdo a su estructuración, las construcciones pueden clasificarse dentro de los siguientes tipos:

TIPO 1.- Dentro de este tipo se incluyen los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en las que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos, contraventeados o no, por diafragmas o muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Comprende también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos o estructuras en que el 50% o más de su masa se halle en el extremo superior, y -- que tenga un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

TIPO 2.- Muros de retención

TIPO 3.- Otras estructuras.

8.6.3.- Clasificación de terrenos de cimentación.

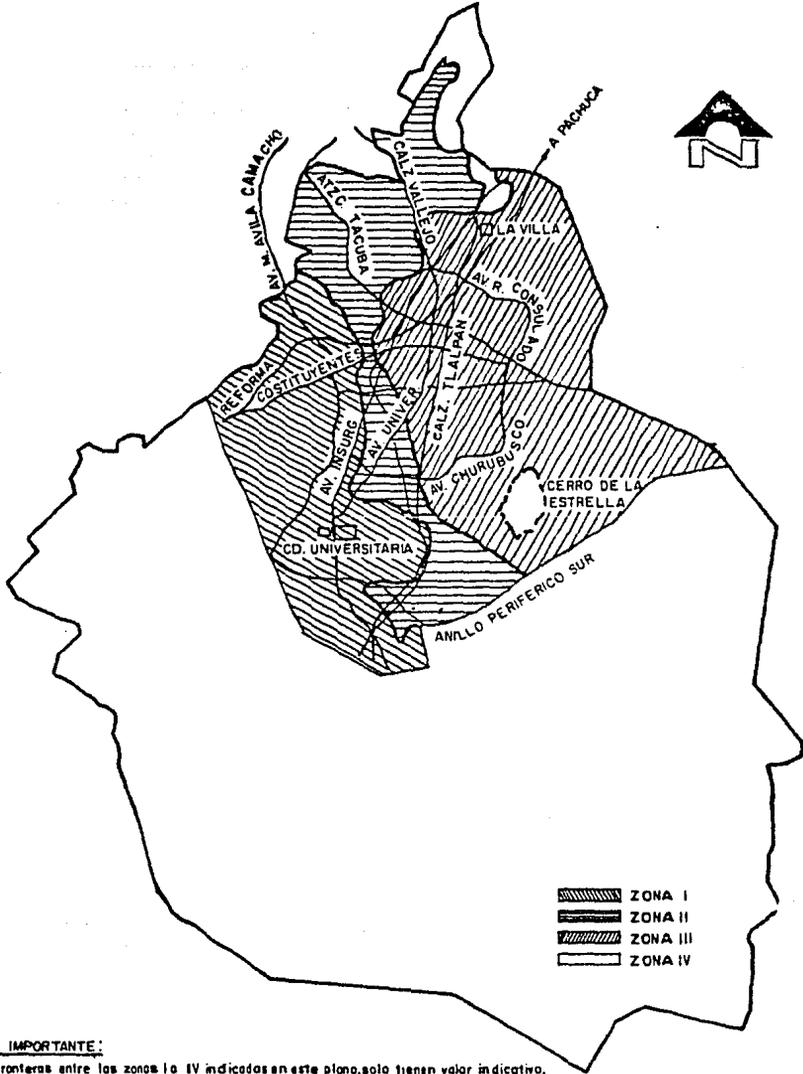
Atendiendo a su rigidez, se considerarán los siguientes tipos de terreno:

TIPO I.- Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta o suelos con características similares.

TIPO II.- Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares.

TIPO III.- Arcillas blandas muy compactas.

(Ver la figura 8.2).



NOTA IMPORTANTE:

Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano, solo tienen valor indicativo.
La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de un estudio de mecánica de suelos.

FIG. 8.2.- CLASIFICACION DE TERPENOS PARA CIMENTACION EN EL D.F.

8.6.4. Coeficiente sísmico y espectro de diseño.

El coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de una estructura, proporciona la fuerza cortante horizontal en la base debido a la acción de un sismo; es decir

$$F_B = c W \quad \text{----- 8.1}$$

donde:

F_B = Fuerza cortante horizontal en la base

c = Coeficiente sísmico

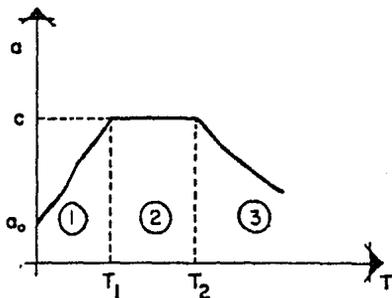
W = Peso total de la estructura.

El coeficiente sísmico expresado como función del período de vibración de la estructura, o de uno de sus modos, es el espectro de diseño de aceleraciones.

La tabla 8.2, presenta los valores y formas que debe tomar el espectro de diseño para construcciones del grupo B, tomando en cuenta, la región sísmica y el tipo de terreno de cimentación. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.3.

El coeficiente sísmico básico, c , es la mayor ordenada espectral que deben emplearse, para el análisis sísmico estático cuando no se calcule el período de vibración de la estructura.

En las zonas sísmicas C y D, en la figura 8.1, se deben considerar para el diseño aceleraciones verticales, iguales a 0.5- y 0.75 veces, respectivamente, las horizontales especificadas en la tabla 8.2.



① $0 < T < T_1 : a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$

② $T_1 \leq T \leq T_2 : a = c$

③ $T > T_2 : a = c \left[\frac{T_2}{T} \right]^r$

donde:

- a = ordenada espectral
- a_0 = ordenada espectral para $T = 0$
- c = Coeficiente sísmico básico
- r = exponente adimensional
- T = Período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos.
- T_1, T_2 = períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	a_0	T_1	T_2	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructura del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

TABLA 8.2.- ESPECTRO DE DISEÑO Y COEFICIENTES SISMICOS

8.6.5. Factor de ductilidad.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas, las ordenadas del espectro de diseño pueden reducirse dividiéndolas entre un factor Q , cuando la estructura satisface todos los requisitos de alguno de los casos que se listan en este inciso. Para cada uno de estos casos se especifica un factor de ductilidad Q , con el que se obtiene Q' de acuerdo a la tabla 8.3.

Las deformaciones calculadas con las fuerzas sísmicas reducidas deberán multiplicarse por Q y corregirse por efectos de segundo orden; es decir, por la influencia de las fuerzas internas debidas a la acción de fuerzas gravitacionales sobre la estructura deformada, cuando dicha influencia sea significativa.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de ésta en tales direcciones.

8.7. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO:

8.7.1. Criterios de Análisis.

Toda estructura que deba diseñarse por sismo, se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Adicionalmente, en construcciones localizadas en las zonas sísmicas C y D, se considerará la acción de un componente vertical. Este se tomará como una fracción -- del mayor horizontal considerado, igual a 0.5 en la zona C, y 0.75 en la D.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos; excepto en los casos en que el método simplificado de análisis sea aplicable.

a).- La influencia de fuerzas laterales, se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular, se considerarán los efec--tos de inercia rotacional en péndulos invertidos.

b).- Los efectos de segundo orden se tomarán en cuenta - cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas - verticales debidas a acciones permanentes y variables que - - obren encima de éste.

Por análisis de segundo orden se entiende la obtención - de fuerzas internas y deformaciones teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la es--tructura deformada.

c).- Estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces cuando se asegure el trabajo combinado de las secciones compuestas.

d).- En estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza-deformación sean diferentes para cada sentido de aplica- - ción de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a -- los requisitos de ductilidad.

8.7.2.- Criterios de Diseño.

8.7.2.1. Revisión de la Seguridad.

a).- Los efectos sísmicos, desplazamientos y fuerzas in-ternas, se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales-

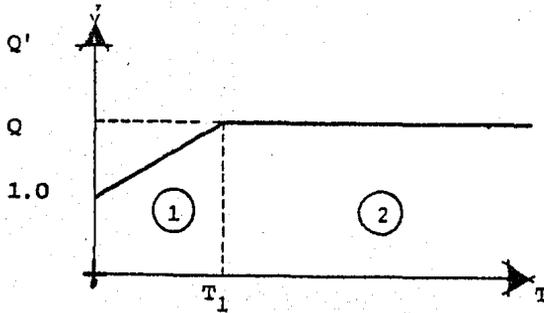


TABLA 8.3.- FACTOR DE DUCTILIDAD

$$1 \quad Q = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}$$

$$2 \quad Q' = Q$$

Donde

Q' y Q Factor de ductilidad

T Período de vibración considerado.

CASO	FACTOR DE DUCTILIDAD Q
1	6.0
2	4.0
3	2.0
4	1.5
5	1.0

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
2	1	La resistencia en todos los niveles es su ministrada exclusivamente por marcos no - contraventeados de concreto, madera o ace ro con o sin zona de fluencia definida; - así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capaci- dad de los marcos sin contar muros o con- travientos sea cuando menos el 25% del to tal. El mínimo cociente de la capacidad- resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos- los elementos que pueden contribuir a la- resistencia) entre la acción del diseño, - no diferirá en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepi- sos.	4.0

empleando un factor de carga 1.1.

b).- En edificios, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente horizontal del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.30 de los efectos del otro. En péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación de cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del terreno y 0.50 de los efectos del otro. En todos los casos se supondrá la más adversa de dichas combinaciones, asignando los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

c).- Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.

d).- Se revisará la seguridad, contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que entre la subestructura y el terreno no habrá tensiones, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes o pilas, si es que estos elementos están específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.

e).- En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería como parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas cortantes y axiales en los miembros que constituyen el marco. Se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellos ejercen los tableros.

f).- Cuando los muros divisorios no se consideren como -- parte integrante de la estructura, deberán sujetarse a ésta, -- de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Los detalles de sujeción deberán especificarse en los -- planos constructivos.

g).- Para el diseño de todo elemento que contribuya en -- más del 20% de la capacidad total en fuerza cortante, momento-torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adaptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería.

8.7.2.2.- Estados Límite de Servicio

a).- Estado límite por desplazamientos horizontales.- Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cor tante no excederá de 0.008 veces la diferencia de elevaciones-correspondientes, salvo donde los elementos, que no formen par te integrantes de la estructura, estén ligados a ella en tal - forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta, el lí mite en cuestión podrá tomarse igual a 0.016.

b).- Estado límite por rotura de vidrios.- En fachadas, - tanto interiores como exteriores, los vidrios de ventanas se - colocarán en los marcos de éstas, dejando en rededor de cada - panel una holgura de cuando menos la mitad del desplazamiento-relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deforma-ción por cortante del entrepiso y dividida entre $1 + H/B$, don-de B es la base y H la altura del tablero del vidrio de que - se trate. Esta precaución podrá omitirse cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura, de tal manera que-las deformaciones de ésta no les afecten.

c).- Estados límite por choque entre estructuras adyacentes.- Toda nueva construcción deberá estar separada de sus lin deros con los predios vecinos un mínimo de 5.0 cm, pero no me-

nos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura, en terreno tipo I, II y III respectivamente, ni menos que el desplazamiento horizontal máximo en cada nivel calculado con la expresión:

$$D = D_t + \alpha h \quad \text{----- 8.2}$$

donde:

D = Desplazamiento

D_t = Desplazamiento horizontal calculado para cada nivel

h = Altura sobre el terreno

α = 0.0010, 0.0015 ó 0.0020 para terrenos tipo I, II y III respectivamente.

8.8. ANALISIS SISMICO.

8.8.1. Cortante Sísmico Estático por Nivel.

En este método, se parte de una comparación de las resistencias requeridas por diversas estructuras ante la presencia de fuerzas horizontales con objeto de que su comportamiento sea el adecuado en relación con sismos de diversas intensidades.

Mediante la observación del comportamiento de diversas estructuras se ha llegado a proponer una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada piso es aproximadamente equivalente a los efectos dinámicos de un sismo. El objeto que se persigue es el de diseñar una estructura con determinada resistencia lateral capaz de resistir sismo sin sufrir daños estructurales importantes; es un diseño conservador para edificios regulares sin cambios bruscos en la distribución de masas, rigideces, etc. Da una distribución adecuada de cortan

tes en el caso de estructuras en las que la distribución del modo fundamental de vibración representa un porcentaje elevado de la respuesta máxima de todos los pisos.

El método de cortante sísmico estático, se basa en las siguientes hipótesis:

a). Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica -- en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de -- elementos que resisten empujes laterales en una sola dirección-- paralela a su plano.

Debe suponerse además que todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que trabajan in dependientemente; en tal caso, siempre será posible descomponer el cortante sísmico de un entrepiso, en dos componentes que satisfagan la geometría de la estructura.

b). La rigidez de entrepiso de cada elemento es conocida-- puesto que en un análisis preliminar hay necesidad de suponer -- las secciones.

c). Las losas de piso son indeformables, ya que contribuy-- en a la rigidez del marco. (En algunos edificios esta hipóte-- sis es inadmisibles, tal es el caso de edificios cuya longitud -- en planta sea varias veces su ancho, y cuya rigidez ante cargas laterales no esté distribuida de una manera sensiblemente uni-- forme en todo su largo. También lo son los edificios de losas-- precoladas, y aquellos que poseen elementos verticales resisten-- tes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable a la de las-- losas).

d). Se supone que el efecto del temblor equivale al de un-- sistema de fuerzas horizontales que actúan en dirección parale-- la a uno de los sistemas de elementos resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel.

Para efectuar el análisis sísmico estático de una estructura se procede en la forma siguiente:

PASO I.

a). Se considera que las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura forman un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas, como se indica en la figura 8.3.

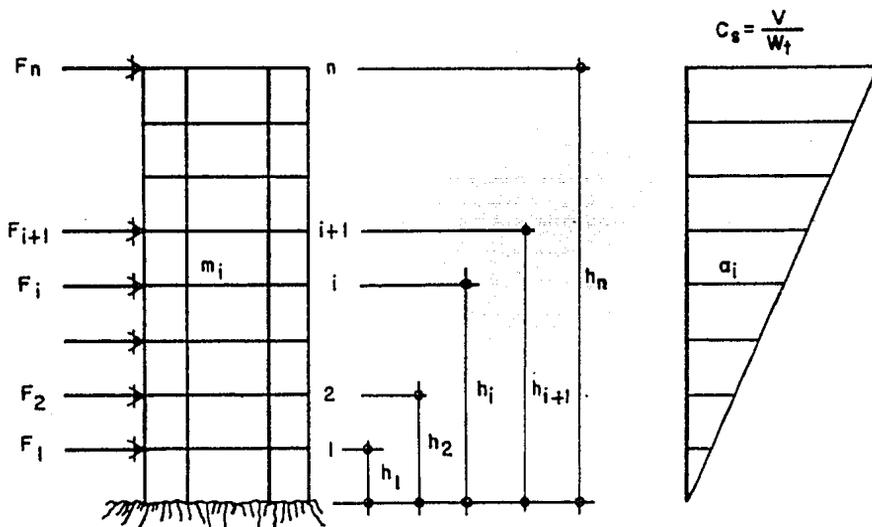


FIG. 8.3.- DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES

De la figura 8.1, se tiene que

$$F_i = m_i A_i \quad \text{-----} \quad 8.3$$

$$m_i = \frac{W_i}{g} \quad \text{-----} \quad 8.4$$

$$\frac{a}{H} = \frac{a_i}{h_i} \rightarrow a_i = \frac{a h_i}{H} \quad \text{-----} \quad 8.5$$

Sustituyendo 8.4 y 8.5 en 8.3 tenemos:

$$F_i = \frac{W_i}{g} \cdot \frac{ah_i}{H} \quad \text{-----} 8.6$$

Despejando a de la ecuación 8.6

$$a = \frac{F_i g H}{W_i h_i} \quad \text{-----} 8.7$$

También se tiene que:

$$V_T = \Sigma F_i \quad \text{-----} 8.8$$

$$\Sigma F_i = \Sigma \frac{W_i}{g} \cdot \frac{ah_i}{H} \quad \text{-----} 8.9$$

$$C_s = \frac{V_T}{W_T} \rightarrow V_T = C_s W_T = C_s \Sigma W_i \quad \text{-----} 8.10$$

sustituyendo 8.9 y 8.10 en 8.8 se tiene:

$$C_s \Sigma W_i = \Sigma \frac{W_i}{g} \cdot \frac{ah_i}{H} \quad \text{-----} 8.11$$

Despejando a de 8.11 tenemos:

$$a = C_s \frac{\Sigma W_i g H}{\Sigma W_i h_i} \quad \text{-----} 8.12$$

Sustituyendo 8.7 en 8.12 se tiene

$$\frac{F_i g H}{W_i h_i} = C_s \frac{\sum W_i g H}{\sum W_i h_i} \quad \text{-----} \quad 8.13$$

Despejando de 8.13 a F_i tenemos:

$$F_i = C_s \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{-----} \quad 8.14$$

Donde:

- F_i = Fuerza sísmica en el i -ésimo nivel
- C_s = Coeficiente sísmico básico (tabla 8.2)
- $\sum W_i$ = Peso total de la estructura
- W_i = Peso de la masa del i -ésimo nivel
- h_i = Altura del i -ésimo nivel sobre el desplante
(ver fig. 8.3)

b).-Cada una de estas fuerzas se toma igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante; esto es:

$$F_i = \alpha_i W_i \quad \text{-----} \quad 8.15$$

Donde:

α_i = Coeficiente para el i-ésimo nivel

c).-El coeficiente α_i se tomará de tal manera que la fuerza cortante total en la base de la estructura sea igual al peso total de ésta, multiplicado por el coeficiente sísmico básico, c , de la tabla 8.2.

El coeficiente sísmico básico c , puede reducirse por ductilidad dividiendo entre el factor Q de la tabla 8.3, pero en ningún caso se tendrá un coeficiente sísmico reducido menor que el valor de a_0 , dado en la tabla 8.2.

Para cumplir con estos requisitos, α_i se toma como:

$$\alpha_i = h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \cdot \frac{c}{Q} ; \frac{c}{Q} \geq a_0 \text{-----} 8.16$$

Donde:

a_0 = Ordenada del espectro de diseño para $T = 0$
(Tabla 8.2)

Q = Factor de ductilidad

De lo anterior se deduce que la ecuación 8.14 finalmente queda de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{c}{Q} \cdot \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i \text{-----} 8.17$$

La expresión 8.17 es la que se emplea para determinar las fuerzas horizontales aplicadas en cada uno de los niveles. Estos cálculos se presentan en la tabla 8.4.

PASO II

Se pueden adoptar fuerzas cortantes menores calculadas en el paso anterior si se toma en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a). El período fundamental de vibración, T , se calculará como:

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right]^{1/2} \quad \text{----- 8.18}$$

Donde:

X_i = Desplazamiento del i -ésimo nivel en la dirección de F_i

g = Aceleración de la gravedad.

b). Con el valor de T así obtenido, se determina el coeficiente sísmico, a , y el factor de reducción, Q' , en las tablas 8.2 y 8.3 respectivamente.

Si T es menor que el valor T_1 , dado en la tabla 8.2, para encontrar las fuerzas cortantes reducidas bastará sustituir la expresión 8.16 el coeficiente c/Q por a/Q' .

Si T está comprendido entre T_1 y T_2 , tabla 8.2, no podrá hacerse reducción alguna, ya que en este caso $a = c$ y $Q' = Q$.

Si T es mayor que T_2 se empleará para α_i la siguiente expresión:

$$\alpha_i = (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q} \quad \text{-----8.19}$$

Donde:

$$k_1 = \left[1 - r (1 - q) \right] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \text{ ----- } 8.20$$

$$k_2 = 1.5 r (1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \text{ ----- } 8.21$$

$q = \frac{a}{c}$, a y c dado en la tabla 8.2

r = Exponente dado en la tabla 8.2

PASO III

a). La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco-cualquiera en piso es igual a

$$V_i = V_{Di} + V_{Ti} \text{ ----- } 8.22$$

Donde:

V_{Di} = Cortante directo en el i-ésimo nivel.

V_{Ti} = Cortante debido a torsión

Esto es, al debido a la fuerza cortante del piso, supuesta-actuando en el centro de rigideces, y el debido al momento torsionante del piso. Esto lleva a producir un efecto de traslación y otro de torsión.

El efecto de traslación, como su nombre lo indica, tiende a desplazar uniformemente a todos los marcos de la estructura, paralelos a la dirección del cortante, y es repartido proporcio--nalmente a la rigidez de los mismos.

Si la dirección analizada del sismo es la paralela al eje X,

se obtiene el siguiente cortante aplicado en el centro de rigideces.

a). Cortante directo en el i -ésimo nivel

$$V_{Dix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_{ix} \quad \text{-----} \quad 8.23$$

b). Cortante torsional en el i -ésimo nivel

$$V_{Tix} = \frac{R_{ix} Y_{CT}}{R_{ix} (Y_{CT})^2 + R_{iy} (X_{CT})^2} V_{ix} e_{dx} \quad \text{-----} \quad 8.24$$

c). El cortante total según la expresión 8.22 será:

$$V_{ix} = V_{Dix} + V_{Tix}$$

Donde:

- V_{Dix} ó V_{Diy} = Cortante directo del i -ésimo entrepiso en la dirección X ó Y.
- R_{ix} ó R_{iy} = Rigidez del marco en el i -ésimo entrepiso en la dirección X ó Y.
- V_{ix} ó V_{iy} = Fuerza cortante sísmica en el i -ésimo entrepiso en la dirección X ó Y.
- V_{Tix} ó V_{Tiy} = Cortante torsional del i -ésimo entrepiso en la dirección X ó Y.
- X_{CT} ó Y_{CT} = Coordenadas de los elementos resistentes -- con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.
- e_{dx} ó e_{dy} = Excentricidad de diseño de la carga.

PASO IV

La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_d = 1.5 e_s + 0.1 L \quad \text{-----} \quad 8.25$$

$$e_d = e_s - 0.1 L \quad \text{-----} \quad 8.26$$

Donde:

e_s = Excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado.

L = La máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

Para el diseño de marcos o muros en los que la superposición de los efectos de torsión y de fuerza cortante de entrepiso sea más desfavorable que la acción de esta última.

La tabla 8.5, se muestra un resumen de los cálculos obtenidos a partir de la tabla 8.4, e inmediatamente después, se presenta la tabla 8.6 que muestran los cálculos obtenidos de la distribución de cortantes entre los elementos resistentes para los niveles 5 y 1 respectivamente.

NIVEL	ENTREPISO	W _i ton	h _i m	W _i h _i ton-m	F _{ix} ton	F _{iy} ton	CORTANTES		CENTRO GRAVEDAD		F _{iy} X̄ ton-m	F _{ix} Ȳ ton-m	I F _{iy} X̄ ton-m	I F _{ix} Ȳ ton-m	POSICION DEL CORTANTE		RIGIDECES		DESPLAZAMIENTOS		Δ TOTALES	
							V _x ton	V _y ton	X̄ m	Ȳ m					X = - I F _{iy} X̄ / V _y m	Y = - I F _{ix} Ȳ / V _x m	R _i X ton/cm	R _i Y ton/cm	ΔX = V _{ix} / R _i X cm	ΔY = V _{iy} / R _i Y cm	ΔX cm	ΔY cm
5		402.641	11.60	5475.918	39.745	39.745	39.745	39.745	11.530	6.328	537.250	251.506	537.250	251.506	11.530	6.328	166.655	201.826	0.238	0.197	2.553	2.34
4		366.037	10.88	3982.481	28.905	28.905	68.650	68.650	11.530	6.302	391.065	182.159	928.835	433.665	11.530	6.317	153.380	168.502	0.448	0.407	2.313	1.95
3		366.037	8.16	2986.862	21.679	21.679	90.329	90.329	11.530	6.302	291.917	136.621	1222.152	370.286	11.530	6.313	153.380	168.502	0.589	0.536	1.865	1.54
2		366.037	5.44	1991.241	14.451	14.451	104.782	104.782	11.530	6.302	195.549	91.083	1417.701	661.369	11.530	6.312	154.950	176.664	0.676	0.593	1.276	1.00
1		366.037	2.72	995.621	7.226	7.226	112.008	112.008	11.530	6.302	97.768	45.538	1515.460	706.907	11.530	6.311	186.587	270.260	0.600	0.414	0.600	0.41
SUMAS		1866.789		15432.127																		

ZONA : III (TERRENO COMPRESIBLE)
 GRUPO: B
 COEFICIENTE SISMICO: C= 0.24
 FACTOR DE DUCTILIDAD: Q= 4

$$F1 = \frac{C W_i W_{hi}}{Q \sum W_{hi}} = \frac{0.24}{4} \frac{(1066.789) W_{hi}}{15432.127}$$

$$F1 = 0.007258 W_{hi}$$

$$\frac{V_{ix}}{W_{ix}} = \frac{112.008}{1866.789}$$

$$\frac{V_{ix}}{W_{ix}} = 0.060$$

TABLA 8.4.- CORTANTE SISMICO ESTATICO POR NIVEL

NIVEL	CENTRO DE MASAS	CENTRO DE RIGIDECES	POSICION DEL CORTANTE	EXCENTRICIDAD	
				e_x	e_y
5	13.530 - 6.328	13.530 - 5.650	13.530 - 6.328	0.000	0.678
4	13.530 - 6.302	13.530 - 5.650	13.530 - 6.317	0.000	0.657
3	13.530 - 6.302	13.530 - 5.660	13.530 - 6.313	0.000	0.653
2	13.530 - 6.302	13.530 - 5.660	13.530 - 6.312	0.000	0.652
1	13.530 - 6.302	13.530 - 5.660	13.530 - 6.311	0.000	0.651

TABLA 8.5. EXCENTRICIDAD CALCULADA

8.9. EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

Según el paso IV del inciso 8.8, la excentricidad de diseño está dada por lo más crítico valor de las expresiones 8.25 ó 8.26. Basados en los resultados obtenidos en la tabla 8.5-tenemos las siguientes excentricidades de diseño para cada di rección de análisis.

DIRECCION X

NIVEL 5	$e_{d_x} = 1.5 (0) + 0.1 (1150) = 115.00 \text{ cm}$	$\delta e_{d_x} = 0 - 0.1 (1150.00) = -115.00$
NIVEL 4	$e_{d_x} = 1.5 (0) + 0.1 (1150) = 115.00 \text{ cm}$	$\delta e_{d_x} = 0 - 0.1 (1150.00) = -115.00$
NIVEL 3	$e_{d_x} = 1.5 (0) + 0.1 (1150) = 115.00 \text{ cm}$	$\delta e_{d_x} = 0 - 0.1 (1150.00) = -115.00$
NIVEL 2	$e_{d_x} = 1.5 (0) + 0.1 (1150) = 115.00 \text{ cm}$	$\delta e_{d_x} = 0 - 0.1 (1150.00) = -115.00$
NIVEL 1	$e_{d_x} = 1.5 (0) + 0.1 (1150) = 115.00 \text{ cm}$	$\delta e_{d_x} = 0 - 0.1 (1150) = -115.00$

DIRECCION Y

NIVEL 5	$e_{d_y} = 1.5 (0.678) + 0.1 (2706) = 271.617$	$\delta e_{d_y} = 0.678 - 0.1 (2706) = 269.922$
NIVEL 4	$e_{d_y} = 1.5 (0.657) + 0.1 (2706) = 271.586$	$\delta e_{d_y} = 0.657 - 0.1 (2706) = 269.943$
NIVEL 3	$e_{d_y} = 1.5 (0.653) + 0.1 (2706) = 271.580$	$\delta e_{d_y} = 0.653 - 0.1 (2706) = 269.947$
NIVEL 2	$e_{d_y} = 1.5 (0.652) + 0.1 (2706) = 271.578$	$\delta e_{d_y} = 0.652 - 0.1 (2706) = 269.948$
NIVEL 1	$e_{d_y} = 1.5 (0.651) + 0.1 (2706) = 271.577$	$\delta e_{d_y} = 0.651 - 0.1 (2706) = 269.949$

Se toma la excentricidad mayor de las dos posibles.

Antes de calcular los cortantes directos y por torsión, calculamos la deformación en cada nivel suponiendo que se trata de un edificio que se idealiza como una viga de cortante. Esto se hace para ver si es posible reducir las fuerzas cortantes, cuando se toma en cuenta el período fundamental de vibración de la estructura, según el paso II del inciso 8.8 del presente trabajo.

Con los resultados de la tabla 8.4, se calcula el período fundamental de vibración, T, con la expresión 8.18.

$$T = 6.3 \frac{1}{g} \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i}^{1/2} \text{-----} 8.18$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

Sustituyendo valores en cada una de las direcciones, tenemos:

DIRECCION X

$$\Sigma W_i X_i^2 = 402.641 ((3.55)^2 + 366.037 (2.313)^2 + (1.865)^2 + (1.276)^2 + (0.600)^2$$

$$\Sigma W_i X_i^2 = 6579.419 \text{ Ton-cm}^2$$

$$\Sigma F_i X_i = 39.745 (2.551) + 28.905 (2.313) + 21.679 (1.865) + 14.453 (1.276) + 7.226 (0.600)$$

$$\Sigma F_i X_i = 231.456 \text{ Ton-cm}$$

DIRECCION Y

$$\Sigma W_i Y_i^2 = 402.641 (2.147)^2 + 366.037 (1.950)^2 + (1.543)^2 + (1.007)^2 + (0.414)^2$$

$$\Sigma W_i Y_i^2 = 4553.269 \text{ Ton-cm}$$

$$\Sigma F_i Y_i = 39.795 (2.147) + 28.905 (1.950) + 21.679 (1.543) + 14.453 (1.007) + 7.226 (0.414)$$

$$\Sigma F_i Y_i = 192.694 \text{ Ton-cm}$$

Sustituyendo en la expresión 8.18, se tiene que:

$$T_x = 6.3 \frac{1}{981} \cdot \frac{6579.419}{231.456}^{1/2}$$

$$T_x = 1.072 \text{ seg}$$

$$T_y = 6.3 \frac{1}{981} \cdot \frac{4553.269}{192.694}^{1/2}$$

$$T_y = 0.978 \text{ seg}$$

Para nuestro caso, según la tabla 8.2, se tiene que:

$$T_1 = 0.80 \text{ y } T_2 = 3.3 ; Q = 4 \quad a_0 = 0.06$$

Como resultó que

$$T_2 > T_x > T_1 \quad \text{y}$$

$$T_2 > T_y > T_1$$

Esto es:

$$3.3 > 1.072 > 0.800$$

y

$$3.3 > 0.978 > 0.800$$

Como T_x y T_y están comprendidos entre T_1 y T_2 , no se permite reducción, ya que en este caso $a = c$ y $Q' = Q$.

Para comprobar lo anterior, se procederá de tal manera -- que la relación $\frac{V_T}{W_T}$ sea igual a

$$\frac{V_T}{W_T} = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} / Q' \text{ -----} 8.27$$

Donde:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}$$

De antemano sabemos por la tabla 8.4 que:

$$\frac{V_T}{W_T} = \frac{112.008}{1866.789}$$

$$\frac{V_T}{W_T} = 0.060$$

Luego en la DIRECCION X se tiene:

$$Q' = 1 + (4 - 1) \frac{1.072}{0.80}$$

$$Q' = 5.020$$

$$\frac{V_T}{W_T} = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{1.072}{0.80} / 5.020$$

$$\frac{V_T}{W_T} = 0.060$$

En la DIRECCION Y

$$Q' = 1 + (4-1) \frac{0.978}{0.800}$$

$$Q' = 4.668$$

$$\frac{V_T}{W_T} = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{0.978}{0.800} / 4.668$$

$$\frac{V_T}{W_T} = 0.060$$

El valor de $\frac{V_T}{W_T}$ en ambas direcciones es el mismo que se consideró en un principio, por lo que no se hará reducción alguna a las fuerzas calculadas en la tabla 8.4.

DIRECCION X-X

EJE	R _{ix} ton/cm	Y _i cm	R _{ix} Y _i ton	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE V _{ix}			EFECTOS DE V _{iy}
				X _{ct} cm	R _{ix} X _{ct} ton	R _{ix} X _{ct} ² (ton-cm)x10 ⁶	DIRECTO ton	TORSION ton	TOTAL ton	TORSION ton
1	54.209	1150	62340.350	+585	31712.265	18.5520	32.542	1.636	34.178	3.863
3	78.169	550	42992.950	- 15	- 1172.535	0.0176	46.925	0.060	46.975	9.143
6	54.209	0	0	-565	-30682.085	17.3050	32.542	1.580	34.122	3.731
Σ	186.587		105333.300			35.8746				

DIRECCION Y-Y

EJE	R _{iy} ton/cm	X _i cm	R _{iy} X _i ton	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE V _{iy}			EFECTOS DE V _{ix}
				X _{ct} cm	R _{iy} X _{ct} ton	R _{iy} X _{ct} ² (ton-cm)x10 ⁶	DIRECTO ton	TORSION ton	TOTAL ton	TORSION ton
B	33.310	0	0	-1353	-45068.430	60.978	13.805	5.490	19.295	2.325
E	33.310	436	14523.160	- 917	-30545.270	28.010	13.805	3.721	17.526	1.576
F	33.310	651	23017.210	- 662	-22051.220	14.598	13.805	2.686	16.491	1.137
I	35.200	1045	36784.000	- 308	-10841.600	3.339	14.588	1.321	15.909	0.559
M	35.200	1661	58467.200	308	10841.600	3.339	14.588	1.321	15.909	0.559
O	33.310	2915	67119.650	662	22051.220	14.598	13.805	2.686	16.491	1.137
P	33.310	2270	75613.700	917	30545.270	28.010	13.805	3.721	17.526	1.576
S	33.310	2706	90136.860	1353	45068.430	60.978	13.805	5.490	19.295	2.325
Σ	270.260		365661.780			213.850				

DIRECCION Y $X_{cy} = \frac{365661.780}{270.26} = 1353 \text{ cm}$

$V_{CT} = \frac{105.333.300}{186.587} = 565 \text{ cm.}$

$V_{ix} = 112.008 \text{ Ton}$ $V_{Dix} = \frac{112.008}{186.587} R_{ix}$ Cortante directo $V_{iy} = 112.008 \text{ Ton}$ $V_{Diy} = \frac{112.008}{270.260} R_{iy}$ Cortante directo

$\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2 = (35.8746 + 213.850) \times 10^6 = 249.7246 \times 10^6 \text{ Ton-cm}$

$e_{dy} = 271.577 \text{ cm}$

$e_{dx} = 115.000 \text{ cm}$

$V_{Tix} = \frac{R_{ix} Y_{CT}}{249.7246 \times 10^6} V_{ix} e_{dx}$ Cortante por TORSION

$V_{Tiy} = \frac{R_{iy} X_{CT}}{249.7246 \times 10^6} V_{iy} e_{dy}$ cortante por TORSION

$V_{Tix} = \frac{R_{ix} Y_{CT}}{249.7246 \times 10^6} (112.008) (115.00) =$

$V_{Tiy} = \frac{R_{iy} X_{CT}}{249.7246 \times 10^6} (112.008) (271.577)$

$V_{Tix} = 0.000052 (R_{ix} Y_{CT})$

$V_{Tiy} = 0.000122 R_{iy} X_{CT}$

$V_{Tiyx} = \frac{R_{ix} Y_{CT}}{\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2} V_{iy} e_{dy}$ Efecto de V_y en la dirección X

$V_{Tixy} = \frac{R_{iy} X_{CT}}{\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2} V_{ix} e_{dx}$ efecto de V_x en la dirección Y

$V_{Tiyx} = \frac{R_{ix} Y_{CT}}{249.7246 \times 10^6} (112.008) (271.577)$

$V_{Tixy} = \frac{R_{iy} X_{CT}}{249.7246 \times 10^6} (112.008) (115.00)$

$V_{Tiyx} = 0.000122 R_{ix} Y_{CT}$

$V_{Tixy} = 0.000052 R_{iy} X_{CT}$

De acuerdo a 8.7.2.1b (Art. 237 R.C.D.F) de las tablas anteriores, la suposición de la acción de dos componentes horizontales, se supondrá la influencia de un componente más el 0.30 del otro.

DIRECCION X-X

EJE	TOTAL ton	0.30 (EFECTOS DE V _{iy}) ton	FUERZA TOTAL ton
1	34.178	0.30 (3.863) = 1.159	35.337
2	46.975	0.30 (0.143) = 0.043	47.018
3	34.122	0.30 (3.731) = 1.119	35.241

DIRECCION Y-Y

EJE	TOTAL ton	0.30 (EFECTOS DE V _{ix}) ton	FUERZA TOTAL ton
B	19.295	0.30 (2.325) = 0.698	19.993
E	17.526	0.30 (1.576) = 0.473	17.999
F	16.491	0.30 (1.137) = 0.341	16.832
I	15.909	0.30 (0.559) = 0.168	16.077
M	15.909	0.30 (0.559) = 0.168	16.077
O	16.491	0.30 (1.137) = 0.341	16.832
P	17.526	0.30 (1.576) = 0.473	17.999
S	19.295	0.30 (2.325) = 0.698	19.993

TABLA 8.6. DISTRIBUCION DE CORTANTE ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL PRIMER NIVEL.

DIRECCION X-X

EJE	R _{ix} ton/cm	Y _i cm	R _{ix} Y _i ton	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE V _{ix}			EFECTOS DE V _{iy}
				Y _{ct} cm	R _{ix} Y _{ct} ton	R _{ix} ² Y _{ct} ² (ton-cm) ² 10 ⁶	DIRECTO ton	TORSION ton	TOTAL ton	TORSION ton
1	51.283	1'50	58 975.450	+585	30 000.555	17.5503	12.230	0.712	12.942	1.682
3	64.089	550	15 248.450	-15	-961.335	0.0144	15.284	0.023	15.307	0.054
6	51.283	0	0	-565	-28974.895	16.1708	12.230	0.688	12.918	1.624
Σ	166.655		94 224.400			33.9355				

DIRECCION Y-Y

EJE	R _{iy} ton-cm	X _i cm	R _{iy} X _i ton	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE V _{iy}			EFECTOS DE V _{ix}
				X _{ct} cm	R _{iy} X _{ct} ton	R _{iy} ² X _{ct} ² (ton-cm) ² 10 ⁶	DIRECTO ton	TORSION ton	TOTAL ton	TORSION ton
B	24.692	0	0	-1353	-33408.276	45.2014	4.863	1.873	6.736	0.793
E	24.692	496	10 765.712	-917	-22642.564	20.7632	4.863	1.269	6.132	0.537
F	24.692	691	17 062.172	-662	-16 346.104	10.8211	4.863	0.916	5.779	0.388
I	26.837	1045	28 044.665	-308	-8 265.796	2.5459	5.285	0.463	5.748	0.196
M	26.837	1661	44 576.257	308	8 265.796	2.5459	5.285	0.463	5.748	0.196
O	24.692	30.5	49 751.380	662	16 346.104	10.8211	4.863	0.916	5.779	0.388
P	24.692	2270	56 050.840	917	22 642.564	20.7632	4.863	1.269	6.132	0.537
S	24.692	2706	66 816.552	1353	33 408.276	45.2014	4.863	1.873	6.736	0.793
Σ	201.826		273 070.578			159.663				

V_{ix} = 39.745 Ton

V_{iy} = 39.745 Ton

Y_{CT} = $\frac{94224.400}{166.655} = 565$ cm. VD_{ix} = $\frac{39.745}{166.655}$ R_{ix} cortante directo

X_{CT} = $\frac{273070.578}{201.826} = 1353$ cm. V_{Diy} = $\frac{39.745}{201.826}$ R_{iy} cortante directo

$\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2 = (33.9355 + 158.663) \cdot 10^6 = 192.599 \times 10^6$ Ton-cm

e_{dx} = 115.00 cm

e_{dy} = 271.617 cm

V_{Tcx} = $\frac{R_{ix} Y_{CT}}{192.599 \times 10^6} V_{ix} e_{dx}$ cortante por TORSION

V_{Tiy} = $\frac{R_{iy} X_{CT}}{192.599 \times 10^6} V_{iy} e_{dy}$ cortante por torsión

V_{Tcx} = $\frac{R_{ix} Y_{CT}}{192.599 \times 10^6} (39.745) (115)$

V_{Tiy} = $\frac{R_{iy} X_{CT}}{192.599 \times 10^6} (39.745) (271.617)$

V_{Tix} = 0.0000 24 R_{ix} Y_{CT}

V_{Tiy} = 0.000056 R_{iy} X_{CT}

V_{Tiyx} = $\frac{R_{ix} Y_{CT}}{\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2} V_{iy} e_{dy}$ Efecto de V_{iy} en la dirección X
 V_{Tixy} = $\frac{R_{iy} X_{CT}}{\Sigma R_{ix} Y_{CT}^2 + \Sigma R_{iy} X_{CT}^2} V_{ix} e_{dx}$ Efecto de V_{ix} en la dirección Y

V_{Tiyx} = $\frac{R_{ix} Y_{CT}}{192.599 \times 10^6}$ (39.745 Ton) (271.617 cm)
 V_{Tixy} = $\frac{R_{iy} X_{CT}}{192.599 \times 10^6}$ (39.745 Ton) (115.00 cm)

V_{Tiyx} = 0.000056 R_{ix} Y_{CT}

V_{Tixy} = 0.0000 24 R_{iy} X_{CT}

De acuerdo a 8.7.2.1b (Art. 237 R.C.D.F) de las tablas anteriores, la suposición de la acción de dos componentes horizontales, se supondrá la influencia de un componente más el 0.30 del otro.

DIRECCION X-X

EJE	TOTAL ton	0.30 (EFECTOS DE V _{iy}) ton	FUERZA TOTAL ton
1	12.942	0.30 (1.682) = 0.505	13.447
2	15.307	0.30 (0.054) = 0.016	15.323
3	12.918	0.30 (1.624) = 0.487	13.405

DIRECCION Y-Y

EJE	TOTAL ton	0.30 (EFECTOS DE V _{ix}) ton	FUERZA TOTAL ton
B	6.736	0.30 (0.793) = 0.238	6.974
E	6.132	0.30 (0.537) = 0.161	6.293
F	5.779	0.30 (0.388) = 0.116	5.895
I	5.748	0.30 (0.196) = 0.059	5.807
M	5.748	0.30 (0.196) = 0.059	5.807
O	5.779	0.30 (0.388) = 0.116	5.895
P	6.132	0.30 (0.537) = 0.161	6.293
S	6.736	0.30 (0.793) = 0.238	6.974

TABLA 8.6.1- DISTRIBUCION DE CORTANTE ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL QUINTO NIVEL.

En base a lo anterior, se llega a la simplificación de cargas que actuarán en cada marco bajo la acción de un sismo; a -- continuación se muestran en las figuras 8.3, 8.4, 8.5, 8.6 y -- 8.7 bajo la sollicitación de fuerza sísmica. En las figuras 8.3 a 8.7 sólo se muestra la acción sísmica en el sentido de izquierda a derecha, pero no implica que dicha acción sísmica no actúe también de derecha a izquierda, debido a que el sentido de un - sismo es alterno.

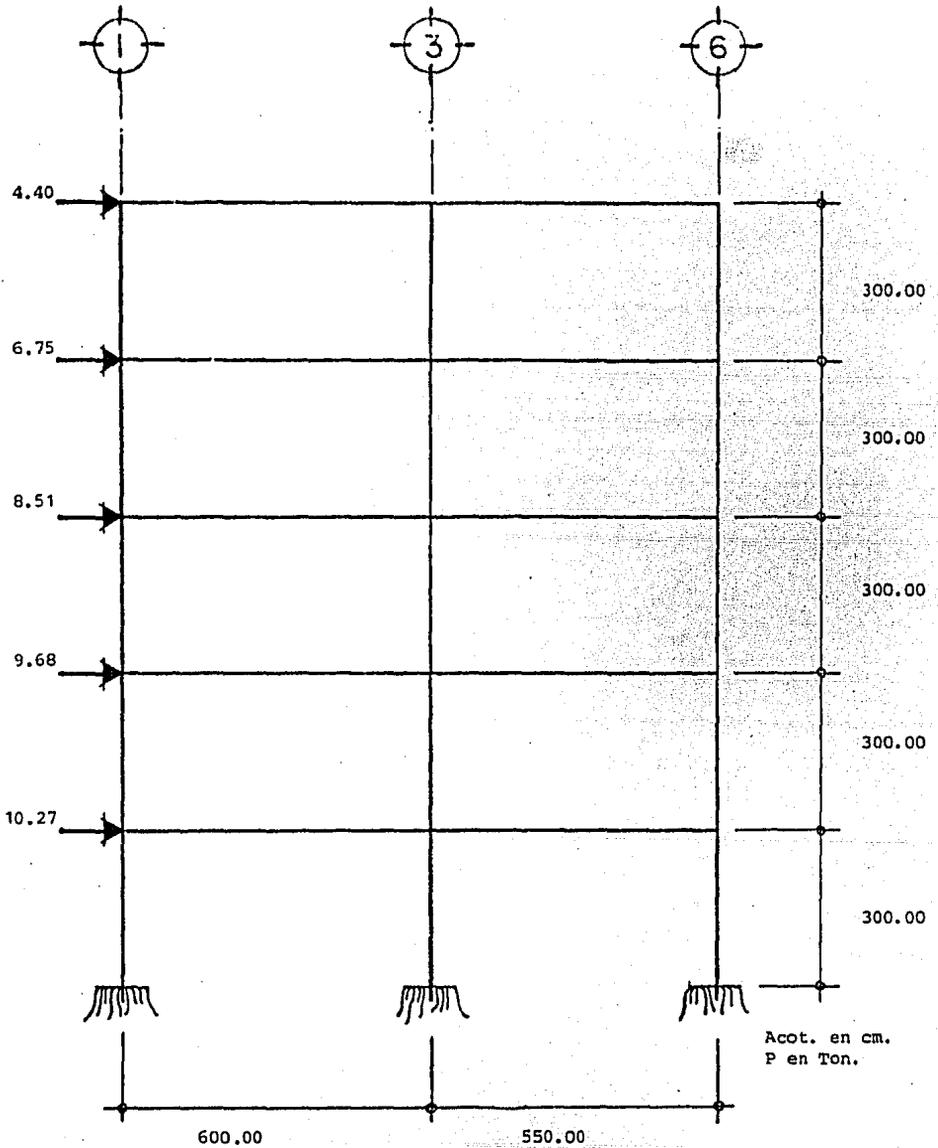


FIG. 8.3.- MARCO E = MARCO P BAJO LA ACCION SISMICA

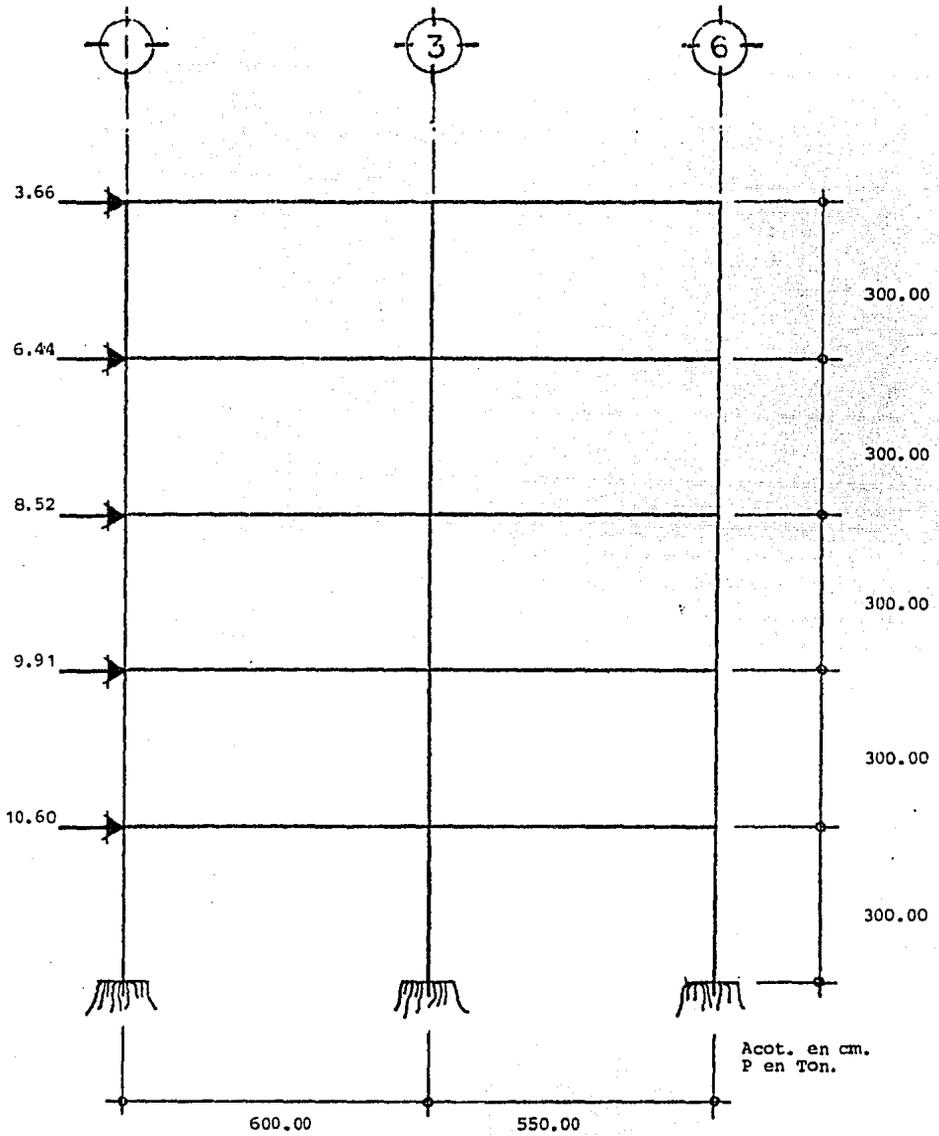


FIG.8.4. MARCO I = MARCO M BAJO LA ACCION SISMICA

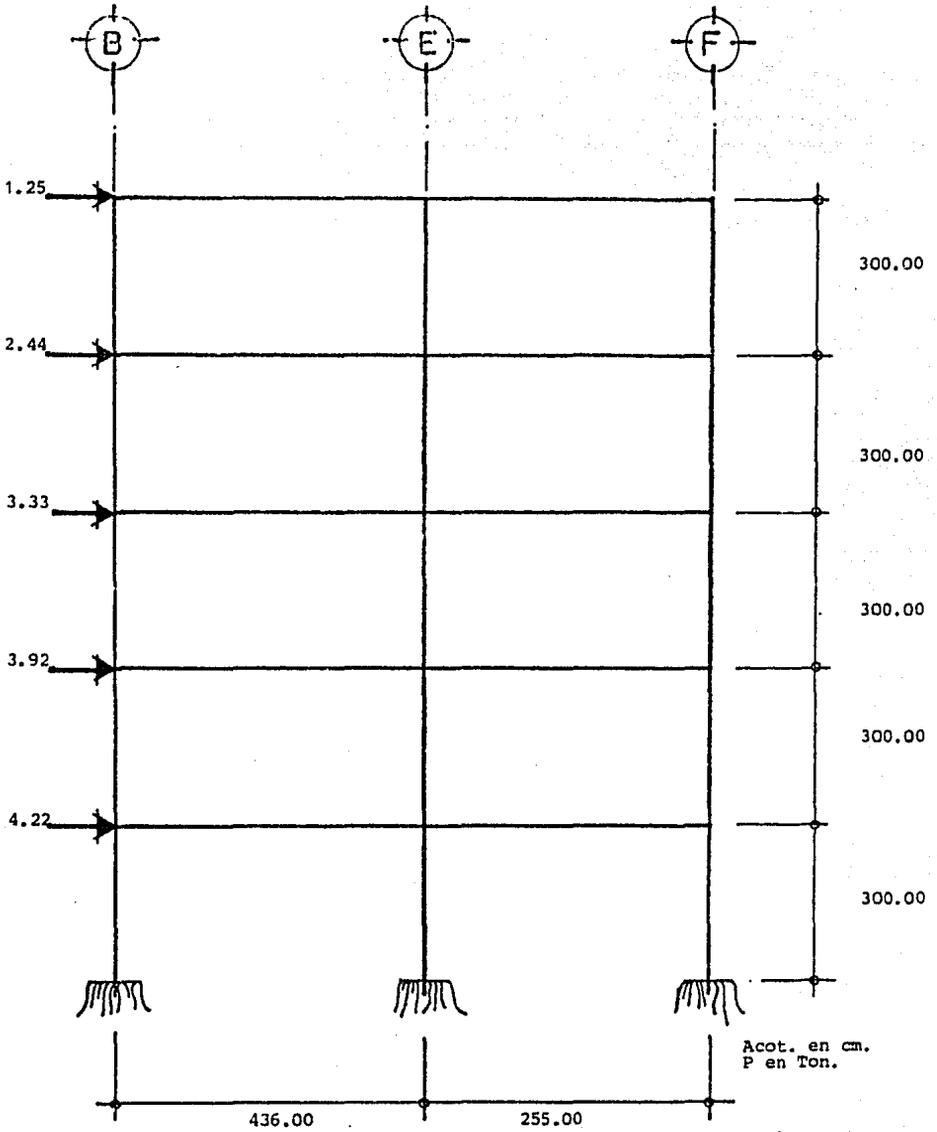


FIG. 8.5.- MARCO EJE 3 TRAMO B-F = MARCO EJE 3 TRAMO 0-S

BAJO LA ACCION SISMICA.

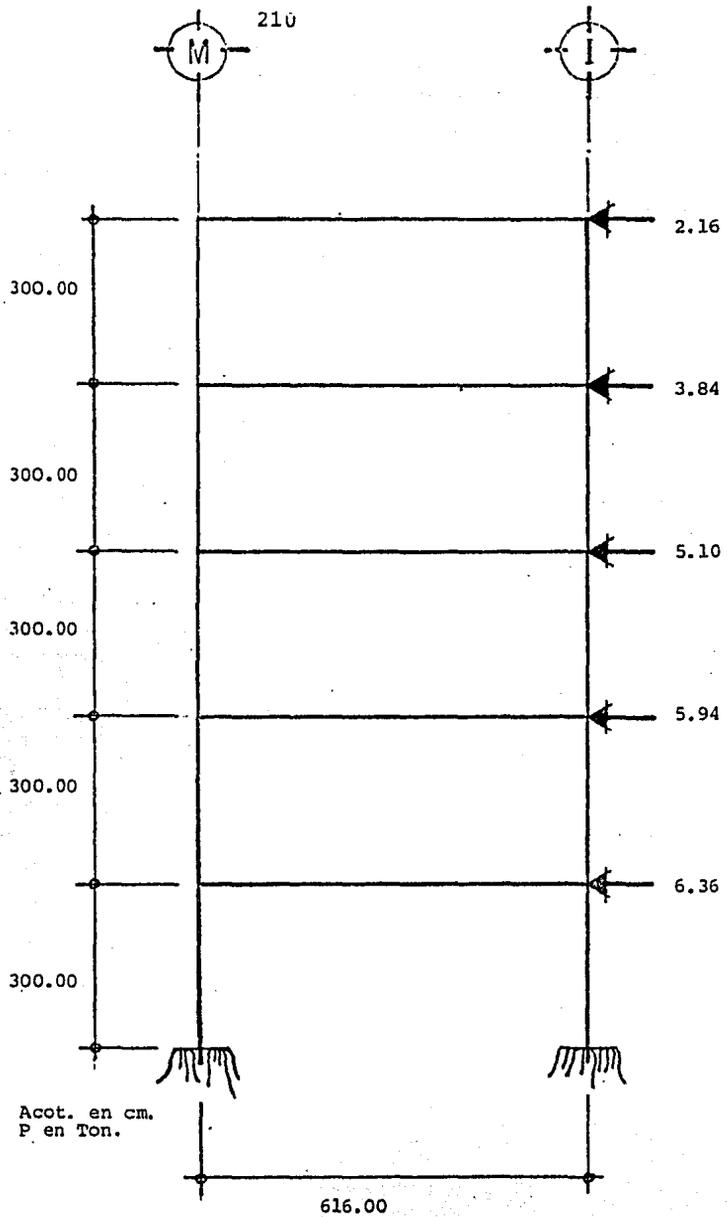


FIG.8.6.- MARCO EJE 3 TRAMO I-M BAJO LA ACCION SISMICA.

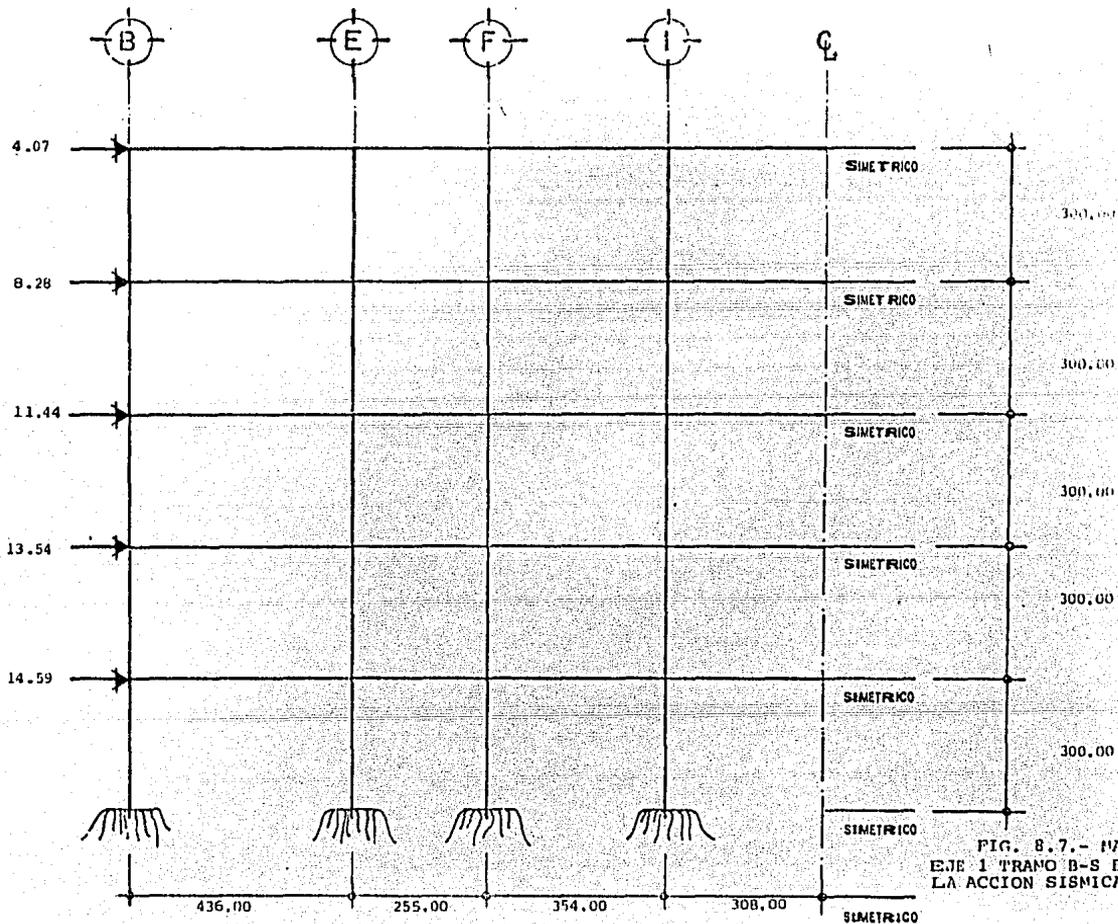


FIG. 8.7.- MARCO EJE 1 TRAMO B-S BAJO LA ACCION SISMICA.



9º. CAPITULO

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO.

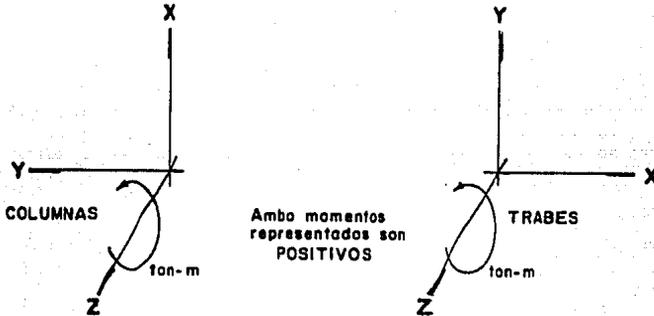
En los capítulos anteriores se vió que los llamados marcos principales son las que resisten las fuerzas debidas a las acciones permanentes (carga muerta), a las acciones variables (carga viva) y a las acciones accidentales (sismo , viento, explosiones, etc.), y las transmiten a la cimentación. Los elementos estructurales tales como trabes y columnas hay que dimensionarlos para resistir los elementos mecánicos que resulten de superponerlos correspondientes a diferentes condiciones de carga. Los -- análisis por acciones permanentes, variables y accidentales se realizan por separado obteniendo los diagramas de cada elemento mecánico. La razón de este proceso es que los factores de carga recomendables, según las ecuaciones 5.1 a 5.8 del capítulo quinto del presente trabajo, son distintas para cada condición de carga.

La resistencia mínima de cualquier elemento estructural -- del edificio está dada por la ecuación 5.4 y por una combinación de acciones mediante la ecuación 5.6.

En base a lo anterior, se resuelven las marcos representados por las figuras 7.7, 7.7.1, 7.8, 7.8.1, 7.9, 7.9.1, 7.10, - 7.10.1, 7.11 y 7.11.1 del séptimo capítulo y que representan a las acciones permanentes y variables respectivamente actuando - en dichos marcos, las cuales previamente se multiplicarán por - el factor de carga correspondiente.

Y las figuras 8.2, 8.3, 8.4, 8.5 y 8.6 del octavo capítulo

que combinadas con las anteriores, nos da en el presente capítulo a las figuras 9.1, 9.1.1., 9.1.2; 9.2, 9.2.1, 9.2.2; 9.3, -- 9.3.1, 9.3.2; 9.4, 9.4.1, 9.4.2; 9.5, 9.5.1 y 9.5.2 respectivamente; bajo la siguiente convención de signos utilizada para representar a los momentos positivos y negativos, para columnas - como para las trabes.



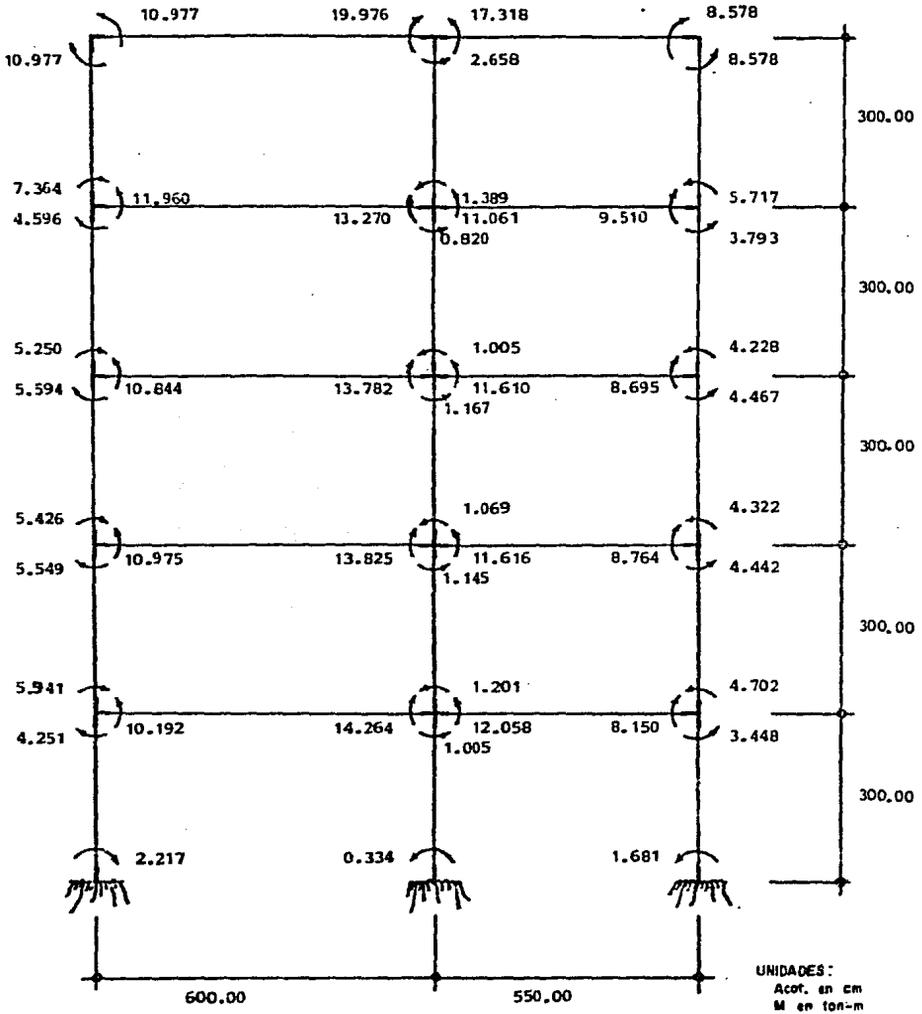


FIG. 9.1.-MARCO E = MARCO P (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE); U = 1.4 CM + 1.7 CV

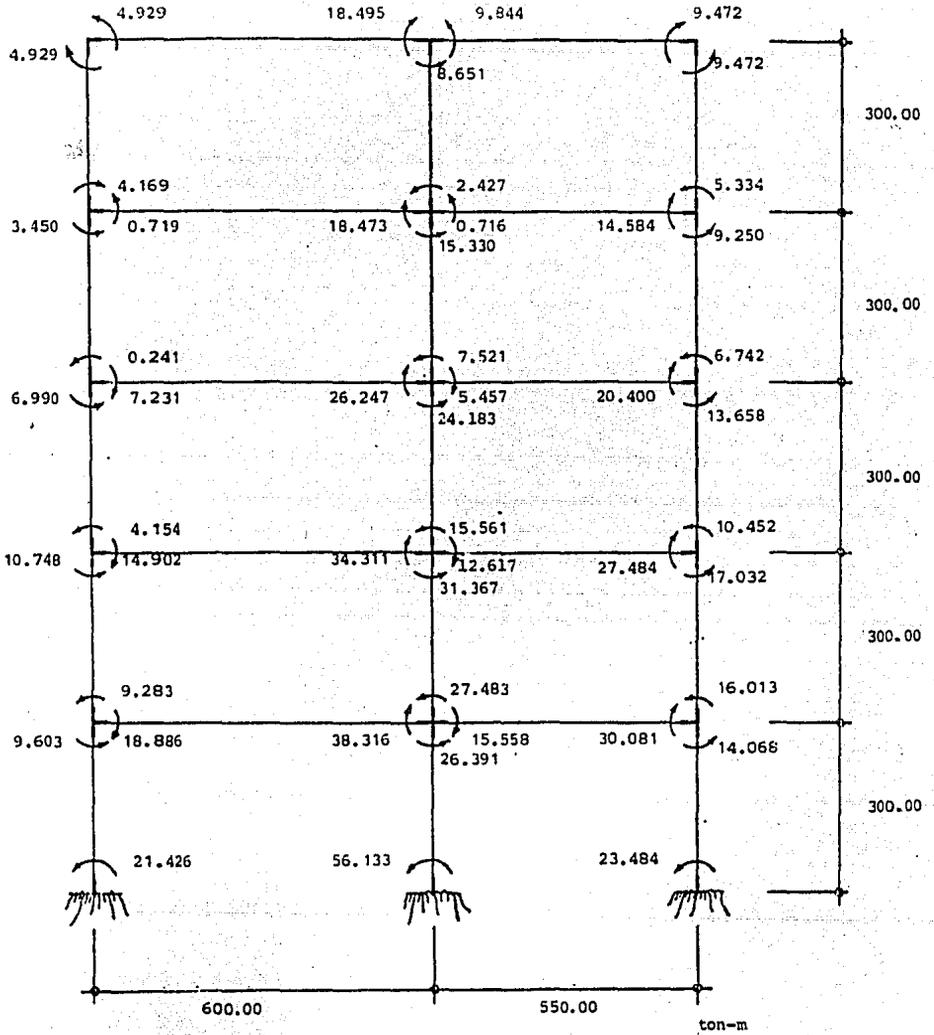


FIG. 9.1.1.- MARCO E= MARCO P (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 CS)$$

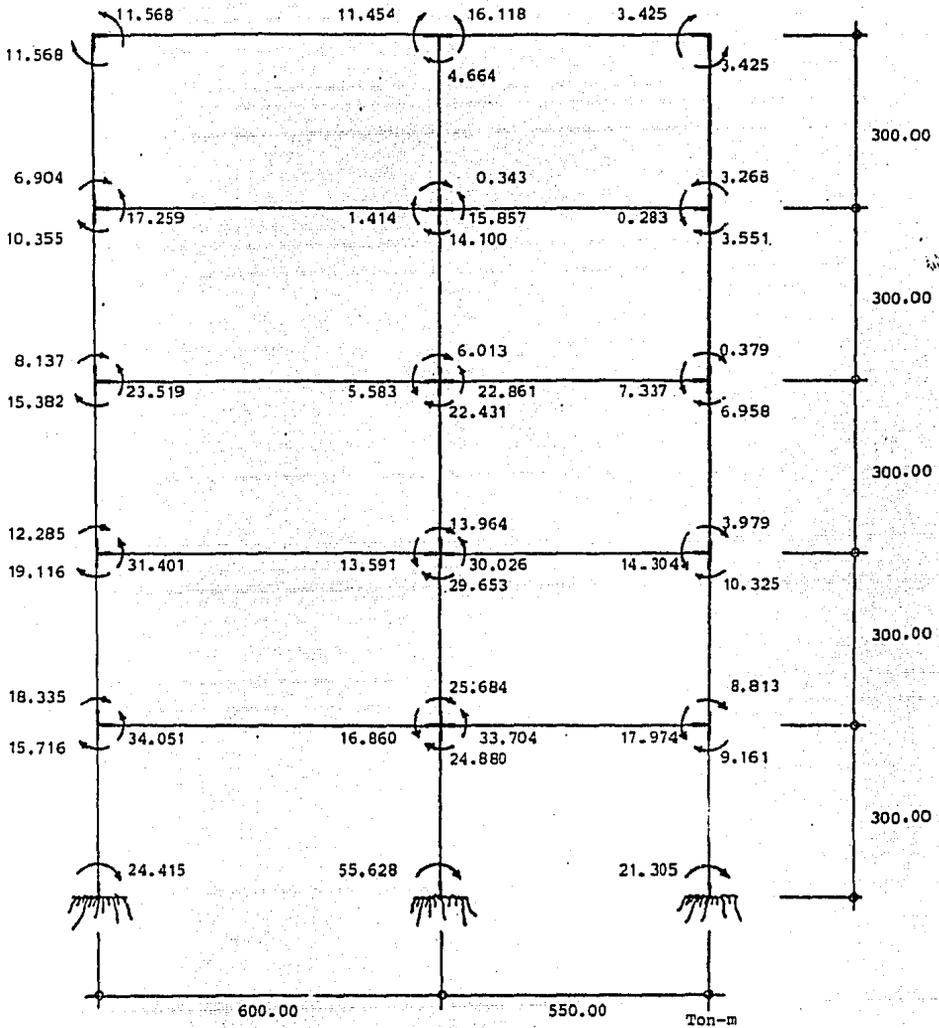


FIG.9.1.2.- MARCO E = MARCO P (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overset{\pm}{CS})$$

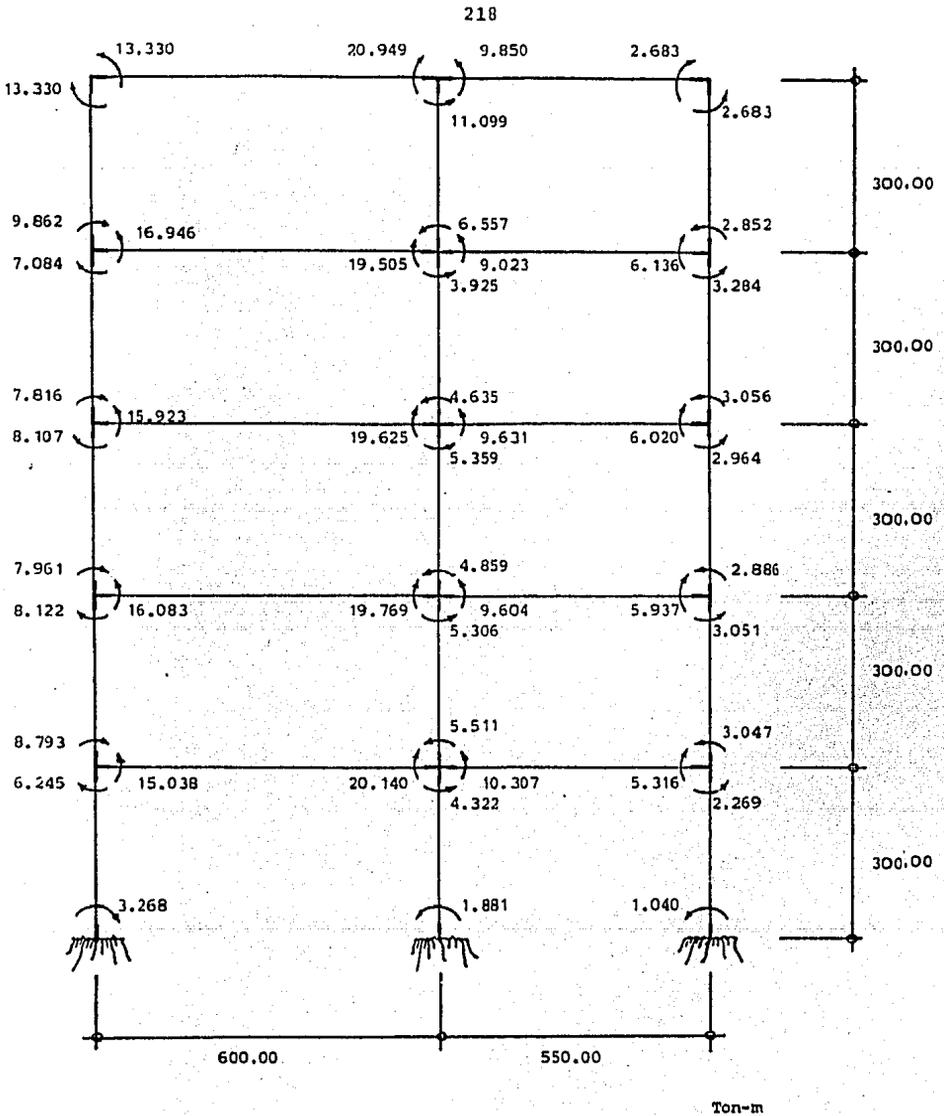


FIG. 9.2.- MARCO I = MARCO M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE)

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV.}$$

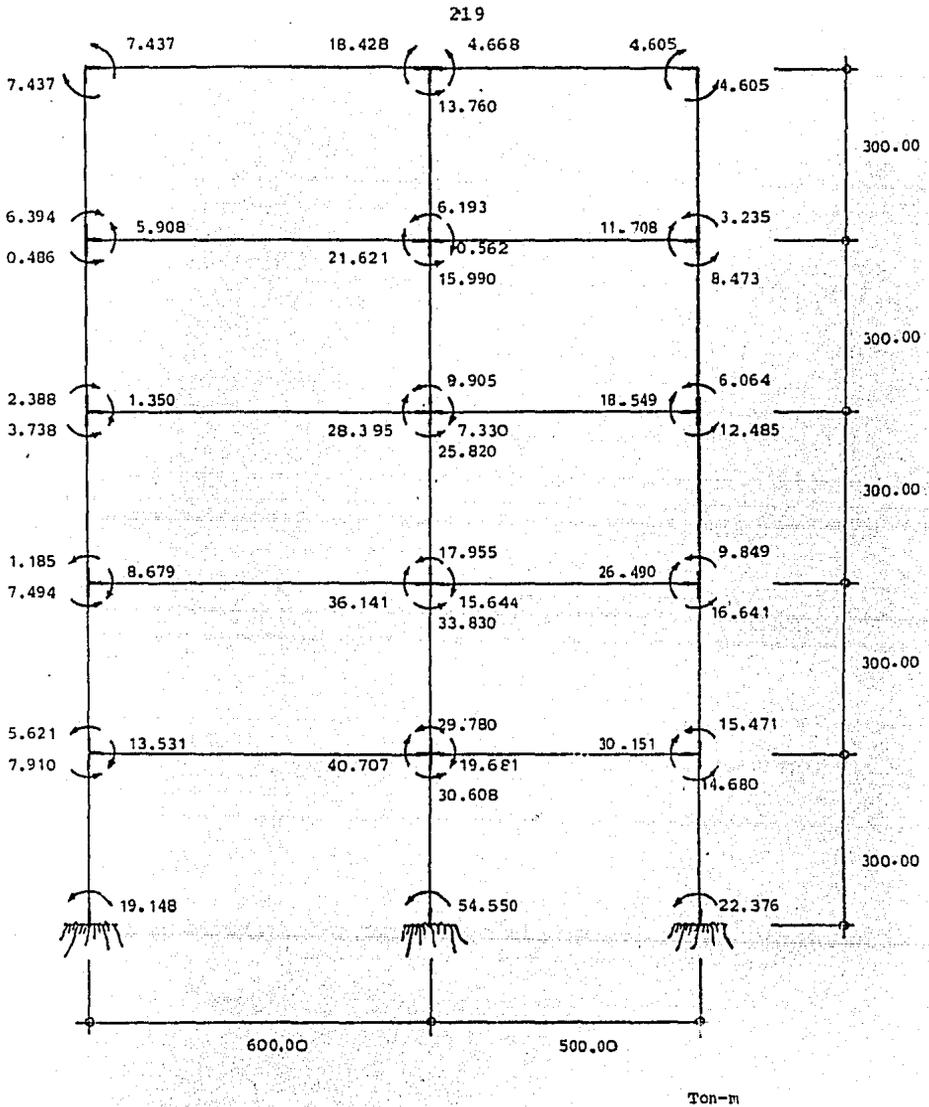


FIG. 9.2.1.- MARCO I = MARCO M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overline{CA})$$

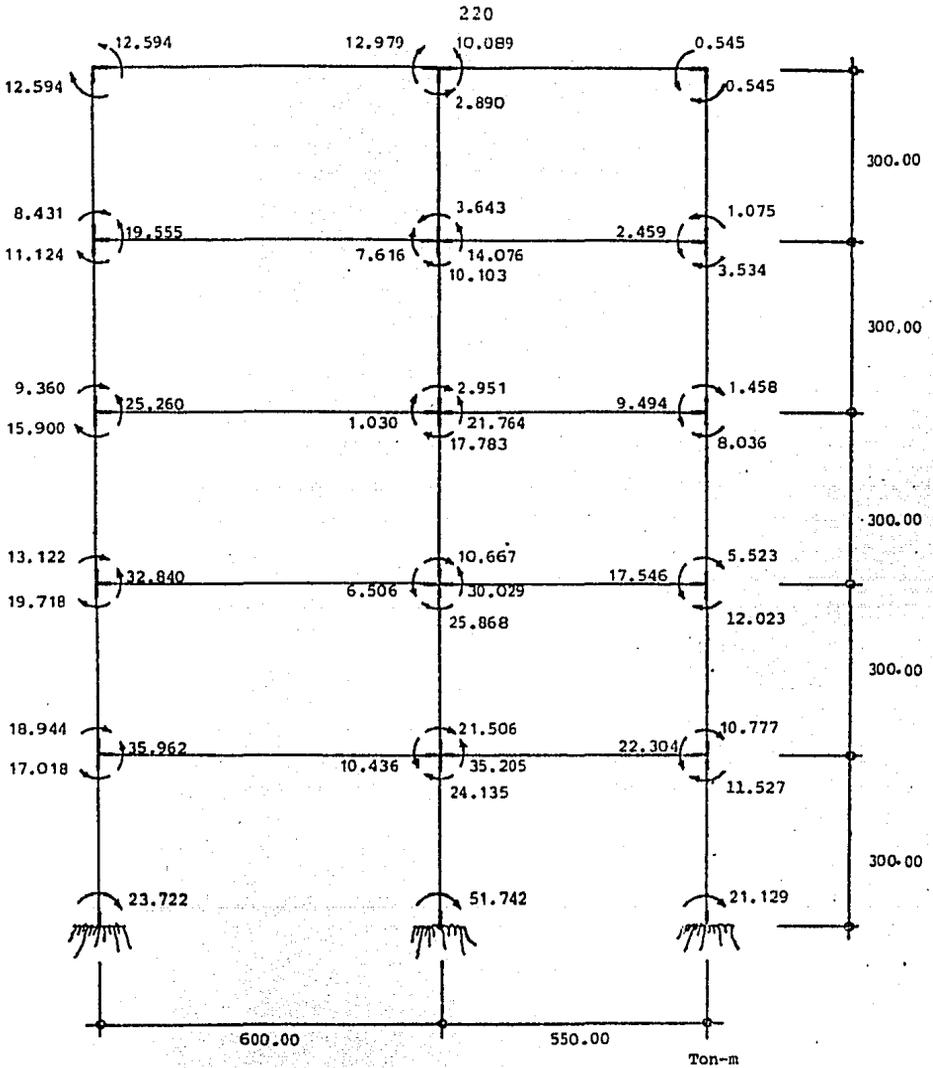


FIG. 9.2.2. MARCO I = MARCO M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL).

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overline{CA})$$

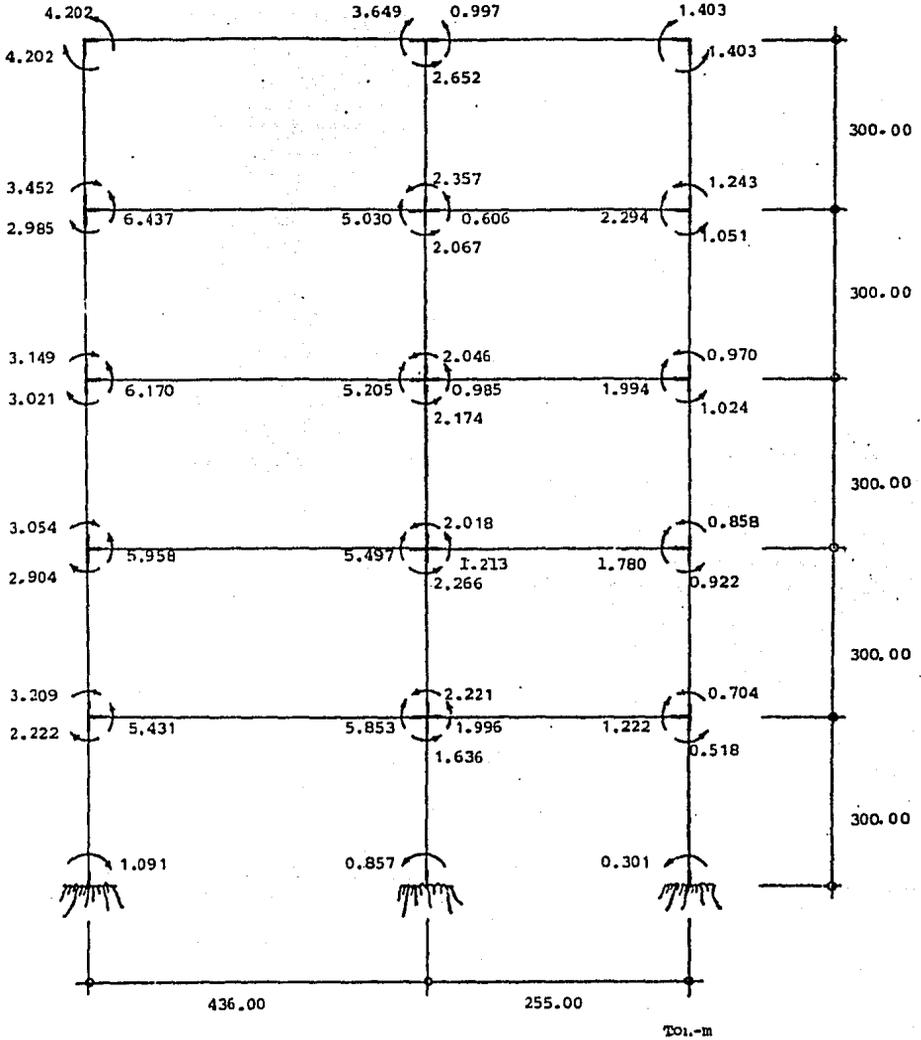


FIGURA 9.3.- MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO EJE 3 TRAMO OS
(BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE)

$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

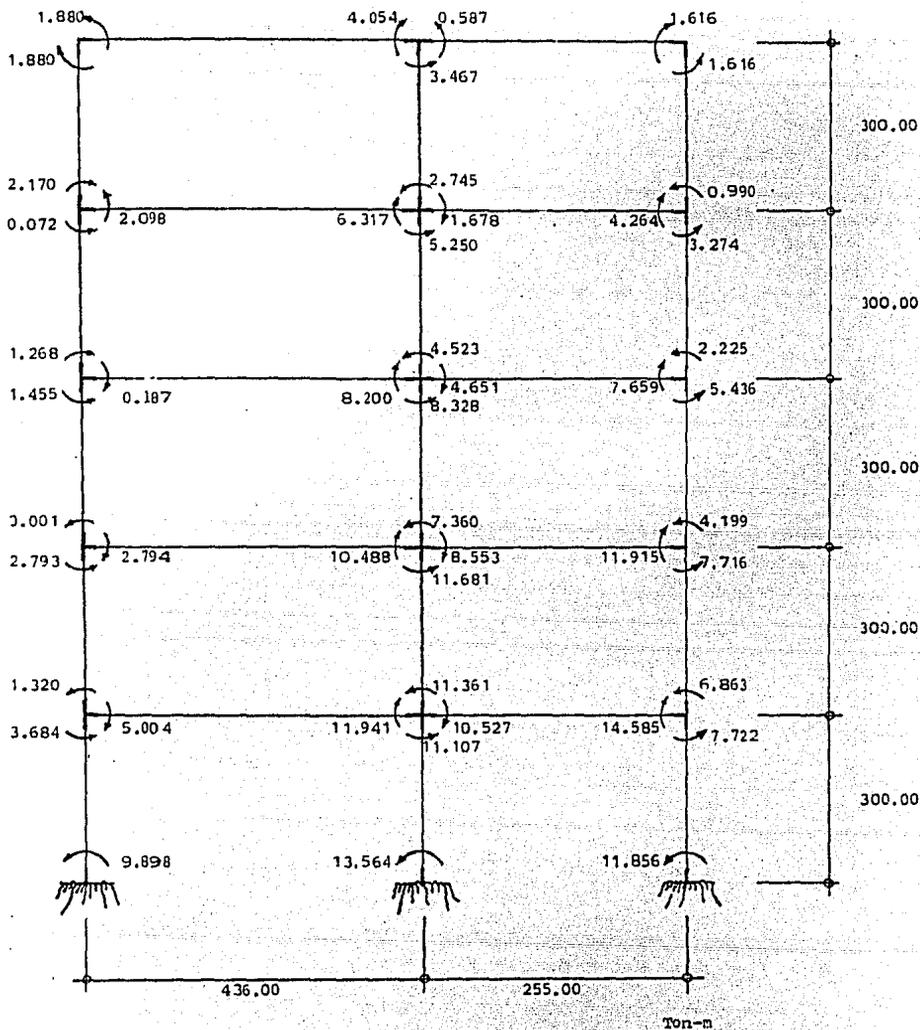


FIG. 9.3.1.- MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO EJE 3 TRAMO OS
 (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overline{CS})$$

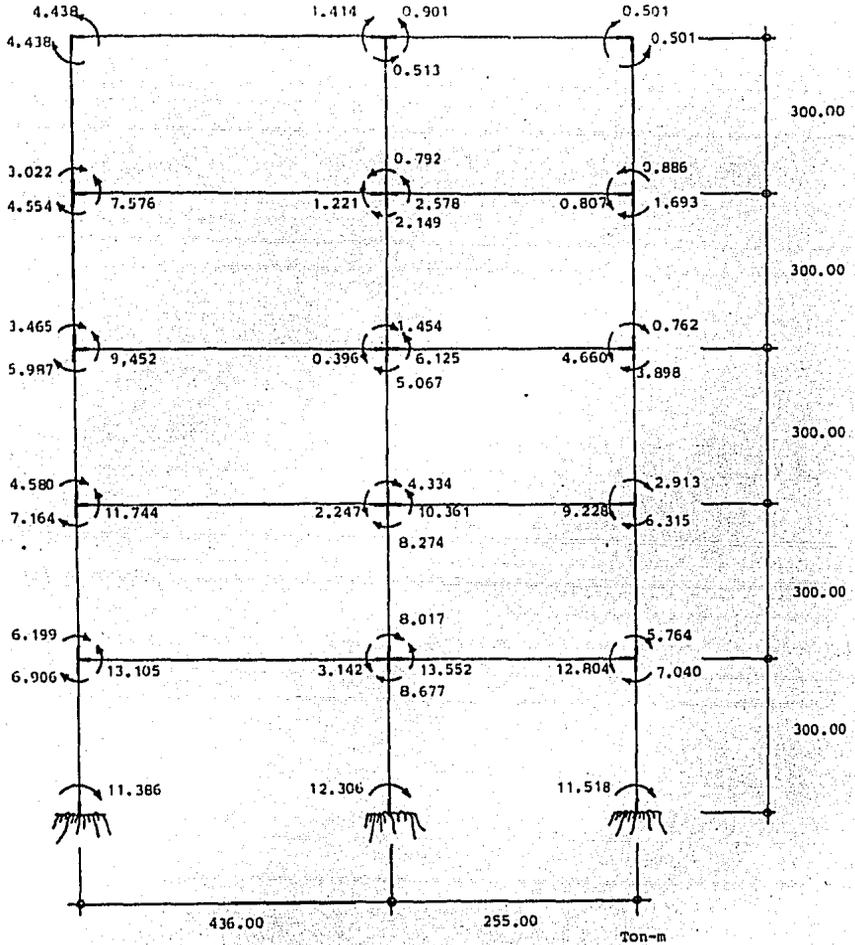


FIG. 9.3.2.- MARCO EJE 3 TRAMO BF = MARCO EJE 3 TRAMO CS
(BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE +
ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overline{CS})$$

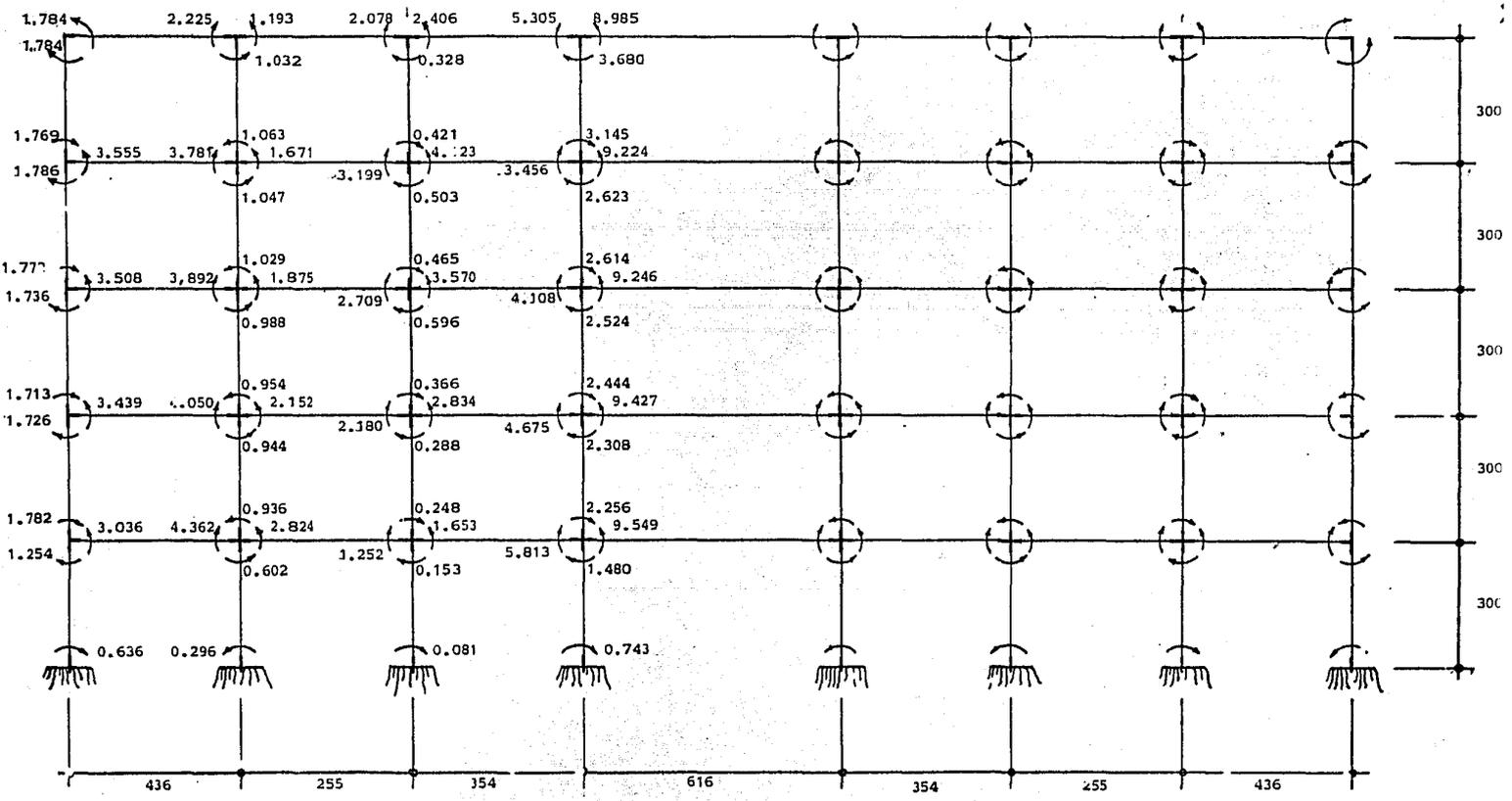


FIG. 9.4.- MARCO EJE 1 TRAMO BS-(BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE)

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV.}^2$$

Acostaciones en cm
M en Ton-m

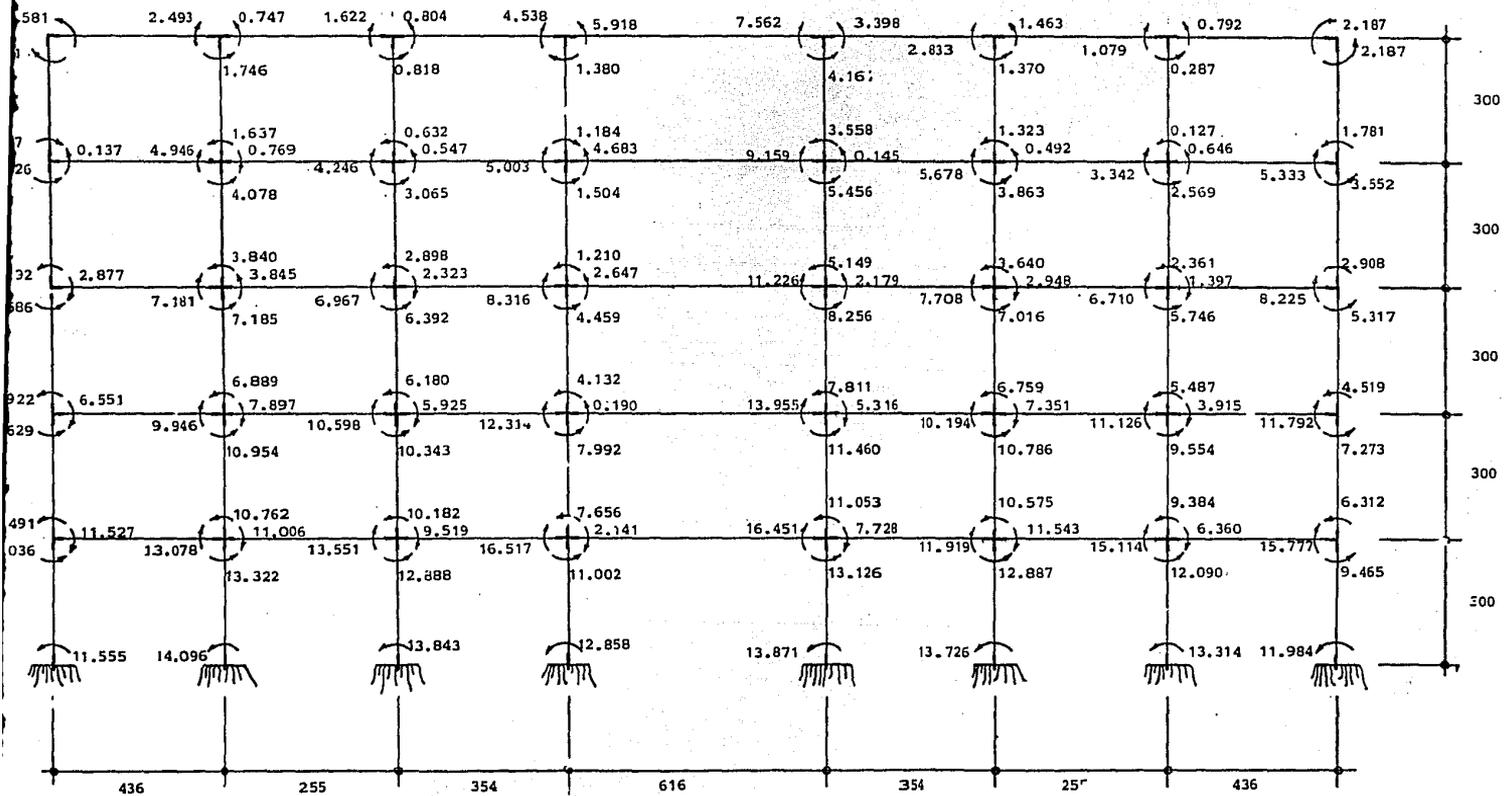


FIG. 9.4.1.- MARCO EJE 1 TRAMO BS- (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL); U= 0.75(1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 CA).

Acotaciones en cm
M en Ton-m

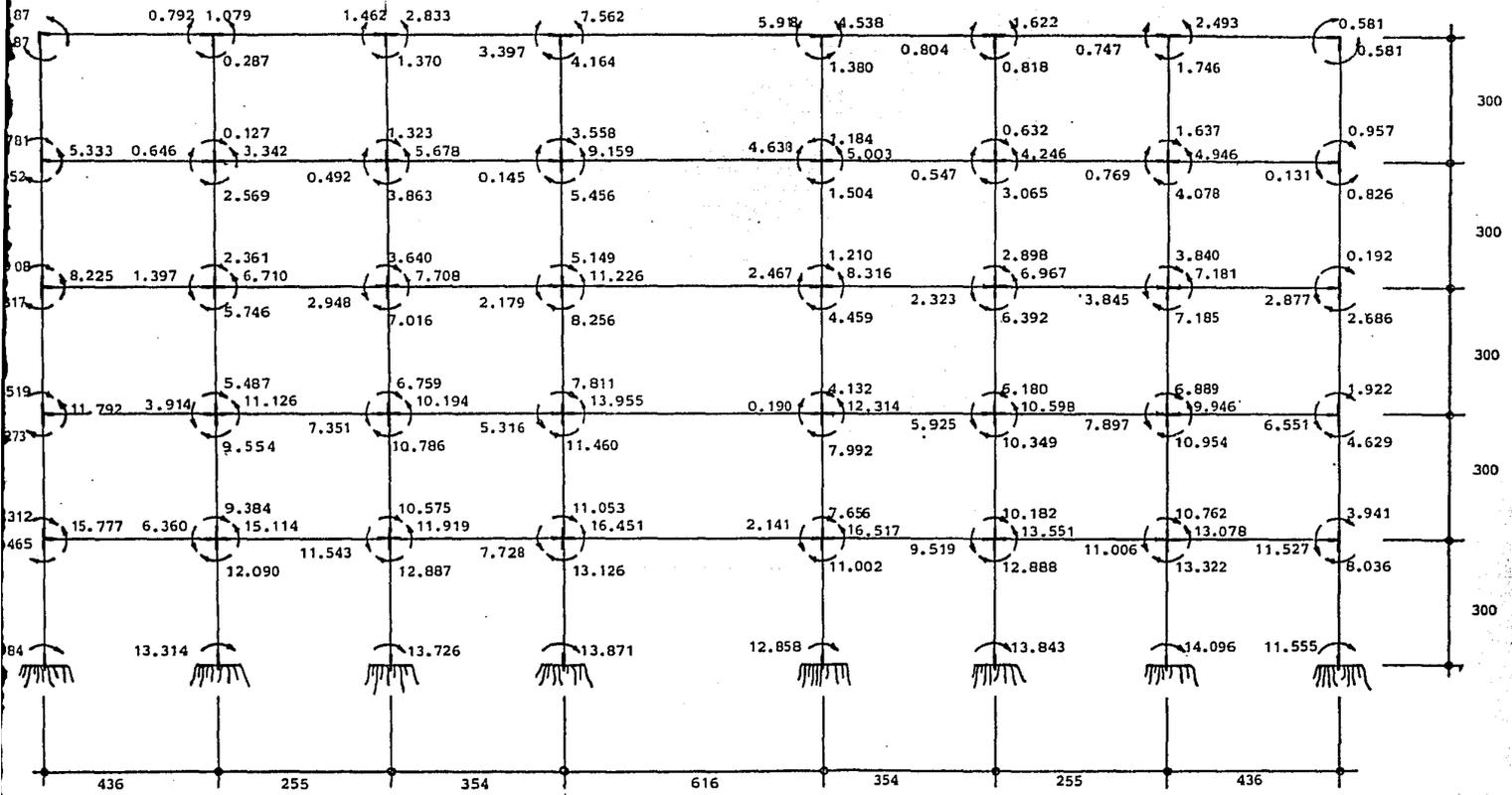


FIG. 9.4.2.- MARCO EJE 1 TRAMO BS-(BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL); $U = 0.75(1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \bar{CA})$.

Acotaciones en cm
M en Ton-m

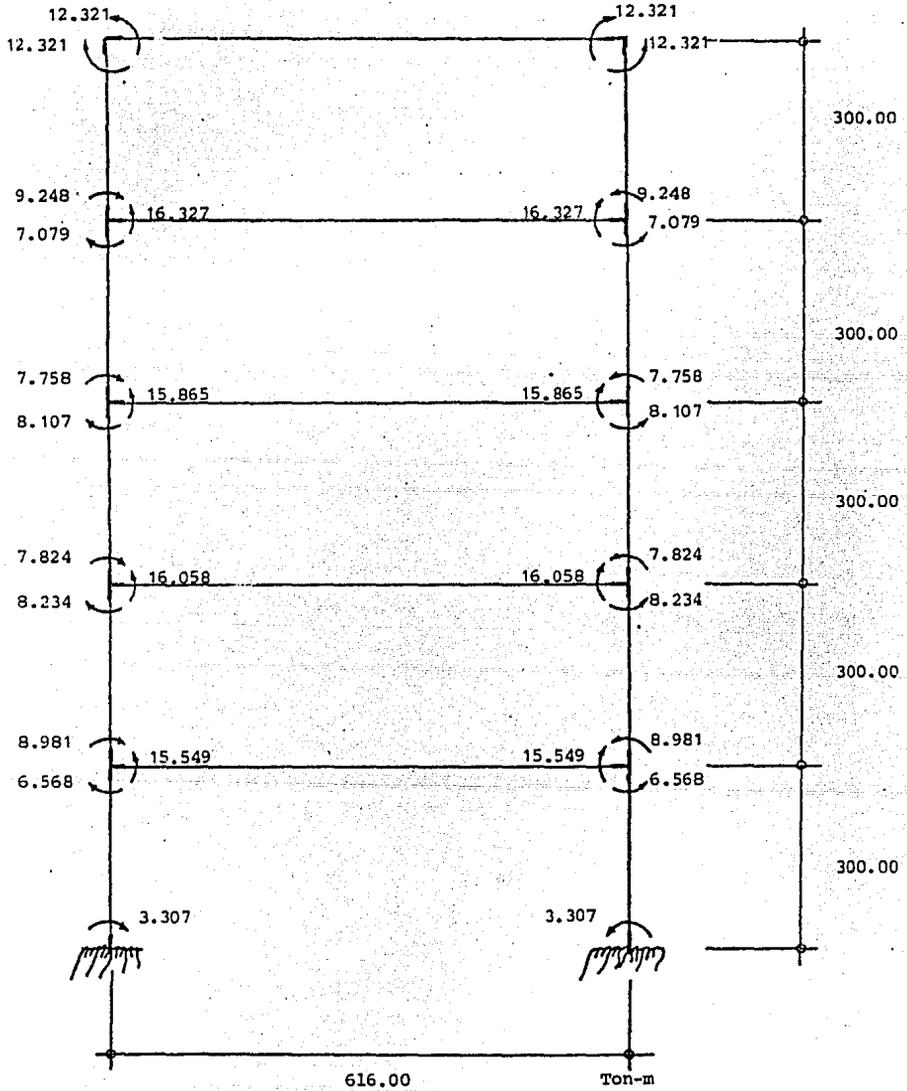


FIG. 9.5.- MARCO EJE 3 TRAMO I-M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE)

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

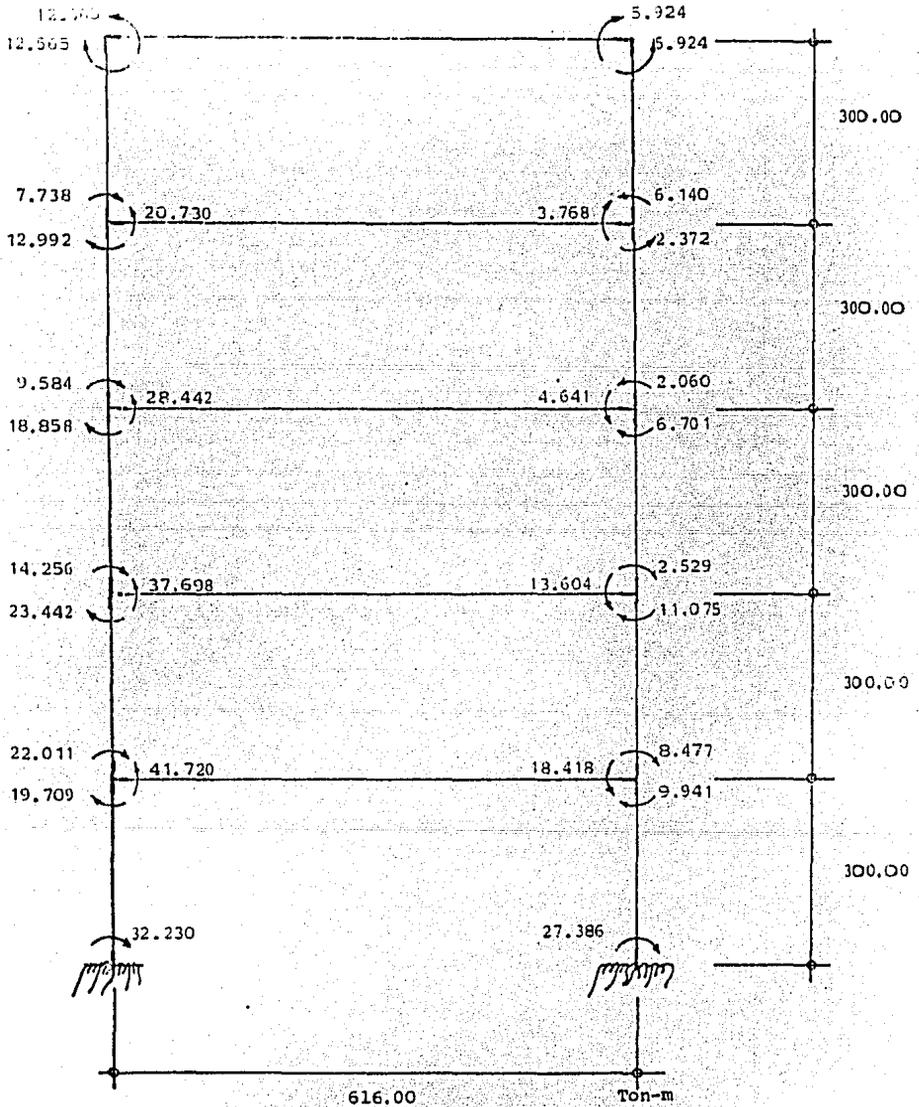


FIG.9.5.1.- MARCO EJE 3 TRAMO I-M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CB + 1.87 \overline{CS})$$

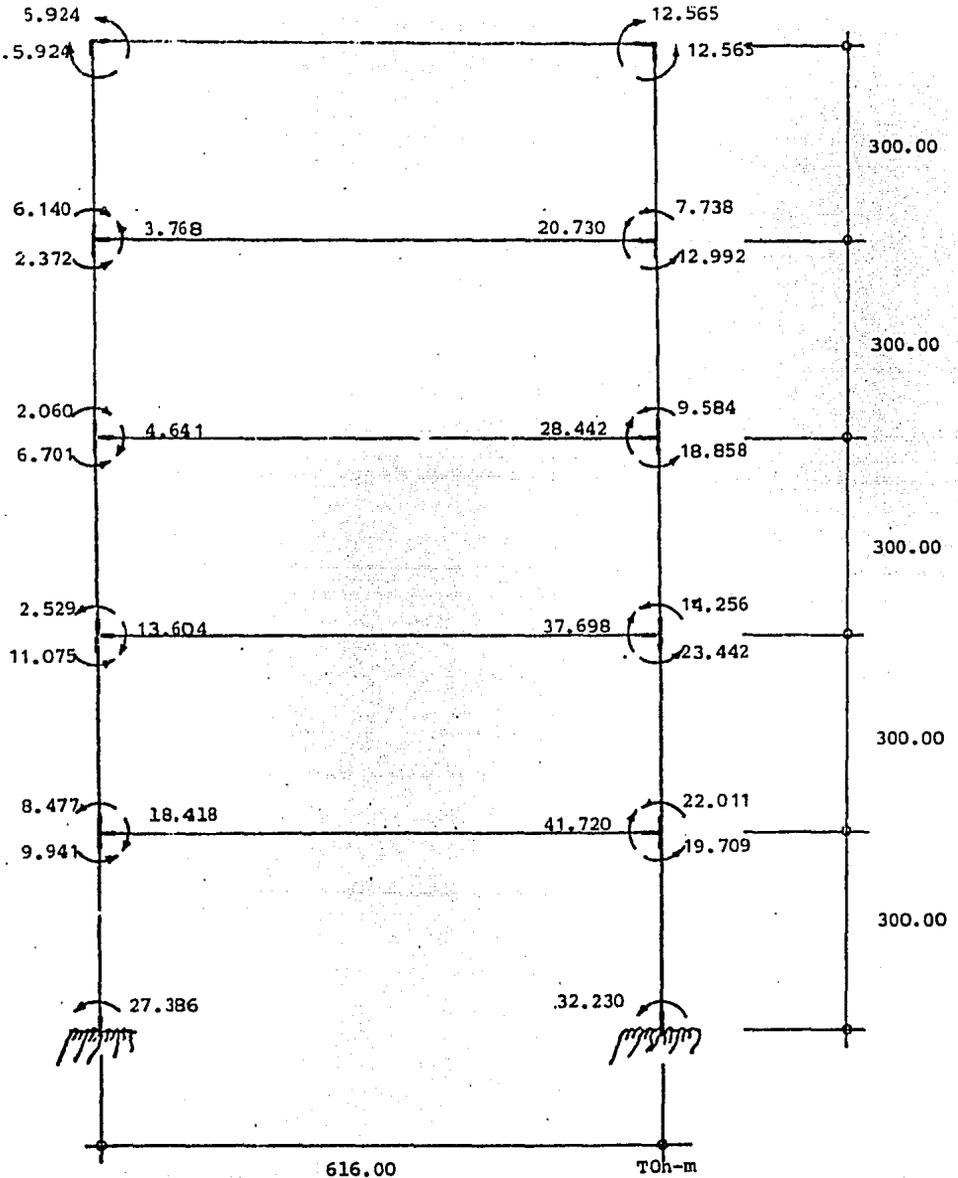


FIG. 9.5.2.- MARCO EJE 3 TRAMO I-M (BAJO ACCION PERMANENTE + ACCION VARIABLE + ACCION ACCIDENTAL)

$$U = 0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \overline{\text{CS}})$$

10º CAPITULO

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En base a los resultados obtenidos en capítulos anteriores, fundamentalmente en el noveno, pasamos a una de las etapas primordiales de toda estructura, la cual consiste en diseñar los elementos estructurales para que cumpla con su cometido durante la vida útil de la misma, atendiendo a las diversas sollicitación que puedan presentarse, de tal manera que sufra los menores daños posibles.

10.1. DISEÑO DE LAS LOSAS EN DOS DIRECCIONES DE LOS CUARTOS DE SERVICIO Y LOS BAÑOS LOCALIZADOS EN LA AZOTEA "DEL QUINTO NIVEL.

En el diseño de losas en dos direcciones se consideran dos fajas de un metro de ancho, una en la dirección larga y otra en la dirección corta; como dichas fajas son en realidad vigas rectangulares, como tales se diseñarán:

a). CONSTANTES DE DISEÑO

$$f'_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$= 15000 \sqrt{200}$$

$$E_c = 212\,132.034 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\,100\,000.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{-----} \quad 4.11$$

$$n = \frac{2\,100\,000.000}{212\,132.034}$$

$$n = 9.899$$

$$n \approx 10$$

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$f_s = 0.5 (4200.00 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_s = 2\,100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$f_c = 0.45 (200.00 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_c = 90.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} \quad \text{-----} \quad 4.12$$

$$k = \frac{10}{10 + \frac{2100.00}{90}}$$

$$k = 0.300$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad \text{-----} \quad 4.17$$

$$j = 1 - \frac{0.30}{3}$$

$$j = 0.900$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j k \quad \text{-----} \quad 4.18$$

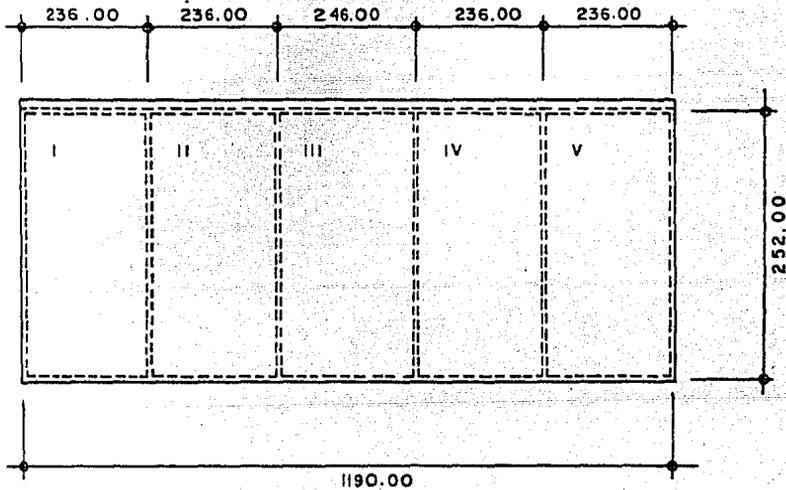
$$K = \frac{1}{2} (90.00) (0.900) (0.300)$$

$$K = 12.150$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

----- 4.19

Las dimensiones de las losas de los cuartos de servicio son las siguientes:



Por el inciso 7.1 del séptimo capítulo del presente trabajo, sabemos que la carga estática que deben soportar las losas será:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.4 (490.00 \text{ kg/m}^2) + 1.7 (100.00 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 686.00 \text{ kg/m}^2 + 170.00 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 856.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_o = U = 856.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_o = 860.00 \text{ kg/m}^2$$

b. MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS

Los tableros I y V son discontinuos en tres lados y los tableros II, III y IV son discontinuos en dos. Por lo que se aplicarán los casos 3 y 4 de la tabla 4.7; y usando la fórmula 4.50 para cada caso.

Para los tableros I y V

$$m = \frac{CC}{CL}$$

$$M = c w s^2$$

$$m = \frac{2.360}{2.520}$$

$$m = 0.937$$

$$m \approx 0.9$$

Claro corto

$$\begin{aligned} \text{momento negativo borde continuo } M &= 0.066 (860.00) (2.36)^2 = \\ &= 316.130 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{momento negativo borde discontinuo } M &= 0.033 (860.00) (2.36)^2 = \\ &= 158.065 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{momento positivo } M &= 0.050 (860.00) (2.36)^2 = \\ &= 239.493 \text{ kg-m} = \\ &= 23949.300 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Claro largo

$$\begin{aligned} \text{momento negativo borde continuo } M &= 0.059 (860.00) (2.36)^2 = \\ &= 277.812 \text{ kg-m} \\ &= 27781.20 \text{ kg-cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{momento negativo borde discontinuo } M &= 0.029 (860.00) (2.36)^2 = \\ &= 138.906 \text{ kg-m} \\ &= 13890.60 \text{ kg-cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momento positivo} \quad M &= 0.044 (860.00) (2.36)^2 = \\
 &= 210.754 \text{ kg-m} \\
 &= 21075.40 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

Para los tableros II, III y IV, el más desfavorable es el III, por lo que:

$$m = \frac{2.46}{2.53}$$

$$m = 0.976$$

$$m \approx 1.00$$

Claro corto

$$\begin{aligned}
 \text{momento negativo borde continuo} \quad M &= 0.049 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 255.014 \text{ kg-m} \\
 &= 25\ 501.40 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momento negativo borde discontinuo} \quad M &= 0.025 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 130.109 \text{ kg-m} \\
 &= 13\ 010.90 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momento positivo} \quad M &= 0.037 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 192.562 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

Claro largo

$$\begin{aligned}
 \text{momento negativo borde continuo} \quad M &= 0.049 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 255.014 \text{ kg-m} \\
 &= 25\ 501.40 \text{ kg-cm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momento negativo borde discontinuo} \quad M &= 0.025 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 130.109 \text{ kg/m} \\
 &= 13010.90 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momento positivo} \quad M &= 0.037 (860.00) (2.46)^2 = \\
 &= 192.562 \text{ kg-m} \\
 &= 19\ 256.20 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

c).- PERALTE DE LA LOSA.

El mayor momento es el del claro corto para los tableros I y V, o sea 31 613.00 kg-cm, entonces aplicando la fórmula 4.19, tenemos que:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k \cdot b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{31\ 613.00}{12.150 (100.00)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{31\ 613.00}{1215.00}}$$

$$d = 5.100 \text{ cm}$$

suponiendo un recubrimiento de 2.00 cm, tenemos que:

$$h = d + r$$

$$h = (5.100 + 2.00) \text{ cm}$$

$$h = 7.100 \text{ cm.}$$

Por especificación sabemos que el espesor de la losa no debe ser menor de 9.00 m. ni $\frac{1}{180}$ del perímetro de la misma, por lo que

$$h = \frac{2 (246.00 + 252.00) \text{ cm}}{180}$$

$$h = 5.53 \text{ cm.}$$

De donde concluimos que el espesor de la losa será:

$$h = 10.00 \text{ cm.}$$

d).- AREAS NECESARIAS DE ACERO

El área requerida de acero de refuerzo, para cada faja central de un metro de ancho, se encuentra por medio de la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad \text{-----} \quad 10.1$$

sustituyendo valores conocidos, se tiene:

$$A_s = \frac{M}{2100.00 \text{ kg/cm}^2 (0.90) d}$$

$$A_s = \frac{M}{1890.00 d} \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.00053 \frac{M}{d} \text{ cm}^2$$

relación que aplicada en cada caso de los tableros, encontramos el área de acero necesaria.

Para el claro corto

$$A_s = 0.00053 \frac{M}{d}$$

Para el claro largo

$$A_s = 0.00053 \frac{M}{d - \beta}$$

TABLEROS I y V

$\emptyset 5/16 = 0.79 \text{ cm}$

Claro corto

$$A_s = 0.00053 \frac{31613.00}{8.00} = 2.09 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{15\ 806.50}{8.00} = 1.05 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{23\ 949.30}{8.00} = 1.58 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

Claro largo

$$A_s = 0.00053 \frac{27\ 781.20}{7.21} = 2.04 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{13\ 890.60}{7.21} = 1.02 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{21\ 075.40}{7.21} = 1.55 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

TABLEROS II, III y IV

Claro corto

$$A_s = 0.00053 \frac{25\ 501.40}{8.00} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{13\ 010.90}{8.00} = 0.86 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{19\ 256.20}{8.00} = 1.27 \text{ cm}^2 \quad 5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

Claro largo

$$A_s = 0.00053 \frac{25 \ 501.40}{7.21} = 1.87 \text{ cm}^2 \quad 5/16 \ @ \ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{13 \ 010.90}{7.21} = 0.95 \text{ cm}^2 \quad 5/16 \ @ \ 25.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.00053 \frac{19 \ 256.20}{7.21} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad 5/16 \ @ \ 25.00 \text{ cm}$$

Acero mínimo en losas = 0.0025 bd

$$A_s \text{ min} = 0.0025 (100.00 \text{ cm}) (8.00 \text{ cm})$$

$$A_s \text{ min} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.C.I.})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ bd} \quad \text{-----} \quad 4.1$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200.00} (100.00) (8.00) \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.89 \text{ cm}^2 \quad (\text{R.C.D.F.})$$

rigiendo en la mayoría de los casos el acero mínimo de 2.00 cm^2

La separación entre centros de varillas será: en un centímetro de ancho, el área requerida es $2.00 \text{ cm}^2/100 = 0.02 \text{ cm}^2$, - como estamos utilizando varillas de 5/16, las cuales tienen un área de 0.49 cm^2 cada una, de acuerdo con la tabla 10.1; entonces el espaciamiento requerido para obtener 0.31 cm^2 de acero - será:

Número de designación.	Diámetro nominal		Peso Kg/m.	NUMERO DE BARRAS									
	pulg.	mm.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	26.65	28.50
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.36	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	4.00

Area de acceso en cm²

TABLA 10.1.- DIAMETROS, PESOS y AREAS DE BARRAS.

$$S = \frac{0.49}{0.02} \text{ cm}$$

$$S = 24.50 \text{ cm}$$

$$S = 25.00 \text{ cm} \quad 5/16 @ 25 \text{ cm}$$

que regirá para las fajas centrales; para la faja de columna la separación será de:

$$2s \leq 2.5 h \quad \text{-----} \quad 10.2$$

donde:

h = Espesor de la losa.

entonces:

$$2s = 2 (15.00 \text{ cm})$$

$$2s = 30.00 \text{ cm}$$

$$2.5 h = 2.5 (10.00 \text{ cm})$$

$$2.5 h = 25.00 \text{ cm}$$

De lo anterior, concluimos que el acero en las fajas de columna será:

$$5/16 @ 25.00 \text{ cm}$$

e) . ACERO POR TEMPERATURA

Según el inciso 4.8 del presente trabajo, en las losas - - cuando el esfuerzo de trabajo del acero es $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, el acero por cambios volumétrico será:

$$a_s = 0.0020 \text{ bd}$$

entonces:

$$a_s = 0.0020 (100.00 \text{ cm}) (8.00 \text{ cm})$$

$$a_s = 1.60 \text{ cm}^2$$

utilizando varillas de 5/16, irán separadas a una distancia de

$$s = \frac{0.49}{0.016}$$

$$s = 30.6 \text{ cm}$$

$$s \approx 30.00 \text{ cm}$$

$$5/16 @ 30 \text{ cm}$$

f). ESFUERZO CORTANTE UNITARIO

Para el claro corto, el cortante en el lado largo es:

$$v = \frac{w \text{ (c.c.)}}{3} \quad \text{-----} \quad 10.3$$

Para el claro largo, el cortante en el lado corto es:

$$v = \frac{w \text{ (c.c.)}}{3} \times \frac{3 - m^2}{2} \quad \text{-----} \quad 10.4$$

donde:

- v = cortante en kg/cm^2
 w = carga uniformemente distribuida kg/m^2
 C.L. = claro corto
 m = relación $\frac{\text{C.C.}}{\text{C.L.}}$
 C.L. = claro largo

Entonces, analizando el tablero III que es el más desfavorable se tiene:

claro corto

$$V = \frac{860 (2.46)}{3}$$

$$V = 705.20 \text{ kg/m}$$

claro largo

$$V = \frac{860 (2.46)}{3} \times \frac{3 - (1.00)^2}{2}$$

$$V = 705.20 \text{ kg/m}$$

El cortante máximo por cada metro de losa, se determina por la relación:

$$v = \frac{V}{b d} \quad \text{-----} \quad 4.28$$

Entonces, para el claro corto

$$v = \frac{705.20}{100.00 (8.00)} \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.8815 \text{ kg/cm}^2$$

Que es el esfuerzo cortante unitario máximo; igual valor -- tiene en el claro largo.

El esfuerzo cortante que toma el concreto en losas, se calcula con la relación:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{-----10.5}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{200.00}$$

$$v_c = 7.495 \text{ kg/cm}^2$$

como

$$v_c > v \quad \delta$$

$$7.495 \text{ kg/cm}^2 > 0.8815 \text{ kg/cm}^2$$

la losa es adecuada con respecto al cortante.

g). ESFUERZOS DE ADHERENCIA

El cortante vertical máximo es igual en el claro corto como en el claro largo, o sea 705.20 kg/m; dado que tendremos varillas de 5/16 separadas a cada 15.00 cm, la cantidad de varillas por cada faja de un metro de ancho es $100.00/15.00 = 6.667$ y como el perímetro de una varilla de 5/16 es de 2.48 cm, usando la fórmula 4.36 del inciso 4.6 del cuarto capítulo del presente trabajo, se tiene:

$$u = \frac{v}{\sum \phi j d}$$

o sea

$$u = \frac{705.20}{6.667 (2.48) (0.900) (8.00)} \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{705.20}{119.05} \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

La adherencia máxima permisible se determina por la tabla 4.1 del capítulo citado, teniéndose que:

$$u_p = 24.60 \text{ kg/cm}^2$$

como

$$u < u_p$$

o sea

$$5.92 \text{ kg/cm}^2 < 24.60 \text{ kg/cm}^2$$

el refuerzo propuesto es aceptable por adherencia

h). DETERMINACION DE BASTONES

Del acero para momento positivo, de cada tres varillas que se pongan, dos se doblarán para tomar parte o todo el momento negativo; si el acero doblado no es suficiente para tomar todo el momento negativo, la diferencia se tomará con bastones.

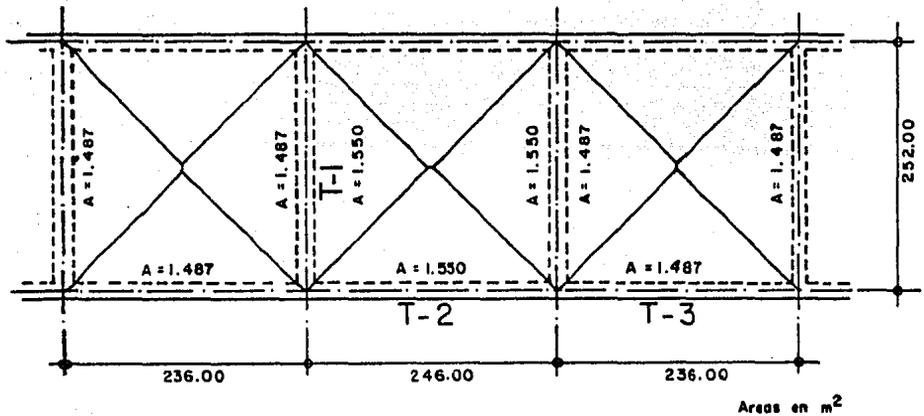
Anteriormente vimos que en números cerrados hay 6 varillas de 5/16 en cada faja de un metro; lo que equivale a que se doblarán, 4 varillas de 5/16 para tomar momentos negativos, lo que dará un área de acero de $4 (0.49 \text{ cm}^2) = 1.96 \text{ cm}^2$, que se comparará con el acero necesario por momento negativo.

Como $1.96 \text{ cm}^2 < 2.00 \text{ cm}^2$, no necesita bastones ni en claro corto ni en el claro largo.

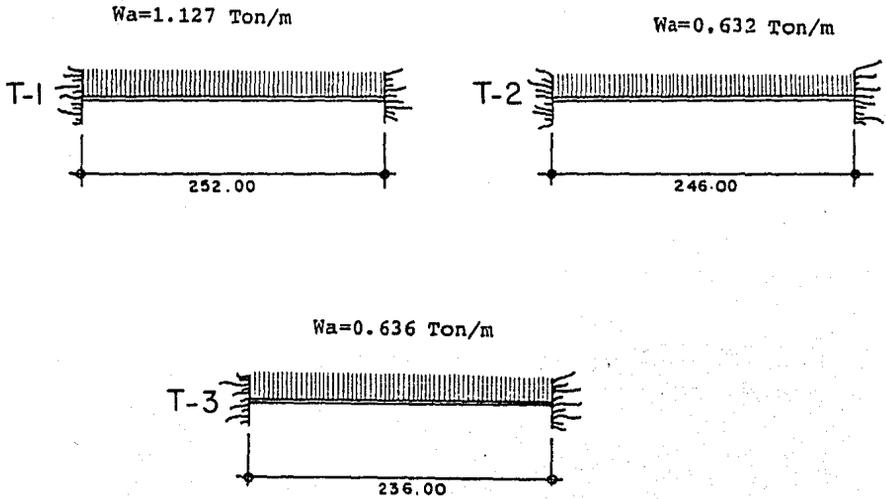
Finalmente el armado de los tableros quedará de la forma - que se muestra en el plano E-01-ESTRUCTURAL.

Siguiendo un análisis similar al anterior, el armado de la losa de los baños o que se llegó, se muestra en dicho plano:

10.1.1.- Diseño de traveses que soportarán las losas de los baños y cuartos de servicio.

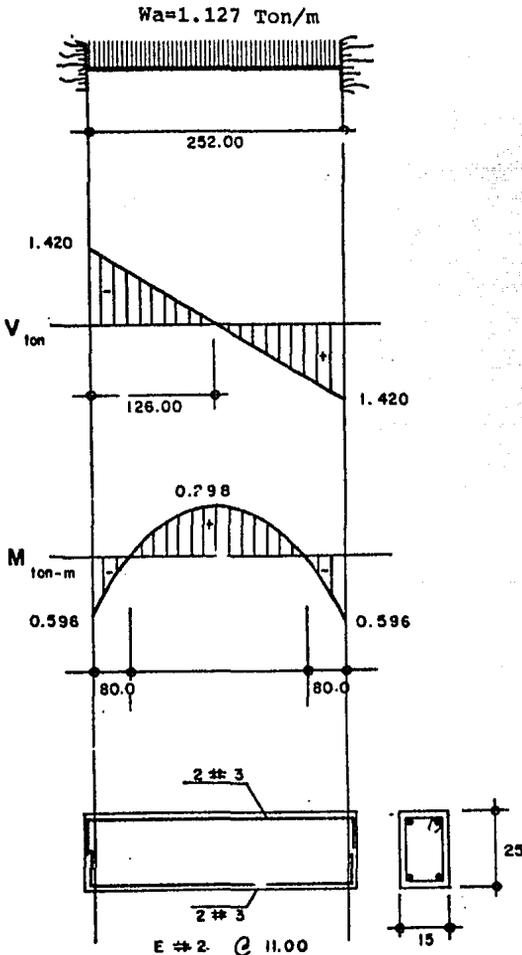


Con las áreas encontradas y considerando una carga de diseño de 860.00 kg/m^2 , las cargas que actúan en las traveses T-1, T-2 y T-3 siendo su sección de 25.00×15.00 es



Cálculo de la trabe T-1.-

Esta se considerará empotrada en sus extremos, ya que se une a las traveses T-2 y T-3, por lo tanto:

CALCULO DEL AREA DE ACERO-
PARA EL MOMENTO NEGATIVO

$$\begin{aligned} M_R &= 0.237 \text{ Ton-m} \\ b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ f'_C &= 200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_Y &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_R = b d^2 f'_C w (1 - 0.59 w)$$

$$\frac{M_R}{b d^2 f'_C} = w (1 - 0.59 w)$$

Suponiendo un recubrimiento de 3.00 cm entonces

$$\begin{aligned} d &= h - r = (25.00 - 3.00) \text{ cm} \\ d &= 22.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_R}{b d^2 f'_C} = \frac{0.596 \times 10^5}{15.00 (22.00)^2 (200.00)}$$

de donde

$$\begin{aligned} 0.041 &= w - 0.59 w^2 \\ w &= 0.042 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= w \frac{f'_C}{f_Y} \\ &= 0.042 \frac{200.00}{4200.00} \end{aligned}$$

$$p = 0.002; \quad \frac{14}{f_Y} = 0.0033$$

entonces

$$A_s = p \, b \, d \\ = 0.0033 (15.00) (22.00)$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar 2 var \# 3. (1.42 cm}^2\text{)}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO PARA EL MOMENTO POSITIVO

$$\frac{M_r}{b d^2 f'_c} = \frac{0.298 \times 10^5}{15.00 (22.00)^2 (200.00)} = 0.021$$

de donde:

$$0.021 = 2 - 0.59 w^2$$

$$w = 0.022$$

$$p = 0.022 \frac{200.00}{4200.00}$$

$$p = 0.0010$$

$$p_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{min} = 0.0033$$

como

$p < p_{min}$, se toma a este último

$$A_s = 0.0033 (15.00) (22.00)$$

$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar 2 var \# 3 (1.42 cm}^2\text{)}$$

REVISION POR CORTANTE

$$v_c = 0.5 f'_c$$

$$= 0.5 \cdot 200$$

$$v_c = 7.071 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d$$

$$= 7.071 (15.00) (22.00)$$

$$V_c = 2333.43 \text{ kg}$$

$$V_c = 2.333 \text{ Ton}$$

como

$$V_c > V_r \quad \delta$$

$$2.333 \text{ ton} > 1.420 \text{ ton}$$

no se requieren estribos, sin embargo se pondrán por especificación estribos del-
2 a una separación máxima de

$$s = \frac{d}{2}$$

$$s = \frac{22.00}{2}$$

$$s = 11.00$$

entonces:

Usar E # 2 @ 11.00 cm.

REVISION POR FLECHA

$$f = \frac{wL^4}{384 EI}$$

$$= \frac{12.00 (11.27) (252.00)^4}{384 (10000.00 \quad 200 \quad) (15.00 (25.00)^3)}$$

$$f = 0.0428 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{360.00}$$

$$= \frac{252.00}{360.00}$$

$$f_{adm} = 0.700 \text{ cm}$$

como

$$f_{adm} > f \quad \delta$$

$$0.700 \text{ cm} > 0.0428 \text{ cm}$$

se acepta la sección por flecha.

Haciendo un análisis similar para las trabes T-2 y T-3 restantes se llegó al armado que se muestra en el plano E-01-ESTRUCTURAL.

10.2.- DISEÑO DE LAS LOSAS PLANAS ALIGERADAS DE LA AZOTEA Y
LOS ENTREPIOS QUE CONSTITUYEN A LA ESTRUCTURA.-

Tomando como base lo estipulado en el inciso 4.9 del cuarto capítulo del presente trabajo, principalmente a la figura -- 4.1 y a los resultados obtenidos en el noveno capítulo, se llega a las siguientes fuerzas internas de servicio para cada -- unión losa-columna.

DISEÑANDO EN EL SENTIDO CORTO

CONSTANTES:

$$f'_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c$$

$$= 0.8 (200.00 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_c^* = 160.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser $f_c^* < 250.00 \text{ kg/cm}^2$, usamos:

$$f_c'' = 0.85 f_c^*$$

$$= 0.85 (160.00 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_c'' = 136.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 160.00 = 12.650 \text{ kg/cm}^2$$

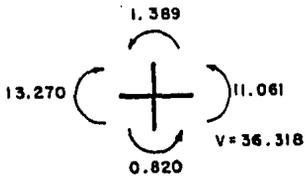
$$P_{\min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y}$$

$$= \frac{0.7 \cdot 200.00}{4200}$$

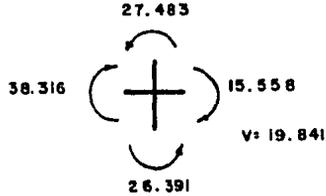
$$P_{\min} = 0.0024$$

REVISION POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA INTERIOR 3E.

Fuerzas internas en condiciones de servicio, ya afectadas por el factor de carga correspondiente.



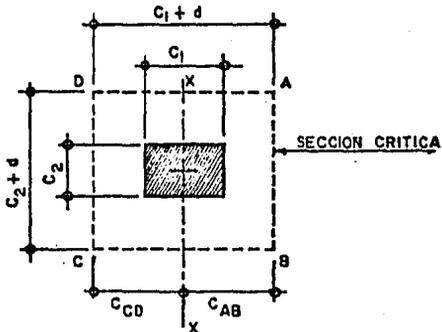
$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$



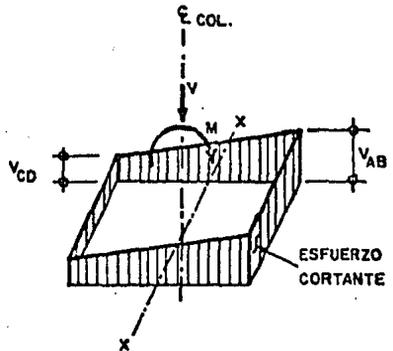
$$U = 0.75(1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \overline{CS})$$

M en ton-m
V en ton

Según lo prescrito en la figura 4.1, se tiene



a).- COLUMNA INTERIOR



$$d = h - r = (35.00 - 3.50) \text{ cm} = 31.50 \text{ cm}$$

$$C_1 = 50.00 \text{ cm}$$

$$C_2 = 40.00 \text{ cm}$$

$$C_1 + d = 81.50 \text{ cm}$$

$$C_2 + d = 71.50 \text{ cm}$$

$$C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{81.50}{2} = 40.80 \text{ cm}$$

$$A_C = 2d (C_1 + C_2 + 2d) = 2 \times 31.50 (50.00 + 40.00 + 2 \times 31.50) = 9639.00 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d) / (C_2 + d)}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{81.50 / 71.50}}$$

$$\alpha = 0.583$$

$$J_C = \frac{d (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (C_2 + d) (C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_C = \frac{31.50 (81.50)^3}{6} + \frac{(81.50) (31.50)^3}{6} + \frac{31.50 (71.50) (81.50)^2}{2}$$

$$J_C = 10\,746\,615.50 \text{ cm}^4$$

REVISION BAJO CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA

$$V_u = 36.318 \text{ Ton}$$

$$M_u = (1.389 + 0.820) \text{ ton-m} = 2.209 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u C_{AB}}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{36318.00}{9639.00} + \frac{0.583 (2.209 \times 10^5) 40.80}{10\ 746\ 615.50}$$

$$v_u \text{ máx} = (3.768 + 0.489) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 4.257 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo admisible si no se usa refuerzo

$$v_u \text{ adm} = F_R \sqrt{f_c^*}$$

$$= 0.8 (12.65 \text{ kg/cm}^2)$$

$$v_u \text{ adm} = 10.120 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$v_u \text{ adm} > v_u \text{ máx}$$

Luego, por resistencia no es necesario refuerzo,
bajo CM + CV.-

REVISION BAJO CARGA MUERTA, VIVA Y SISMO.

$$V_u = 19.841 \text{ Ton}$$

$$M_u = (27.483 + 26.391) \text{ ton-m} = 53.874 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u C_{AB}}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{19841.00}{9369.00} + \frac{0.583 (53.874 \times 10^5) 40.80}{10\ 746\ 615.50}$$

$$v_u \text{ máx} = (2.058 + 11.924) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 13.982 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$v_u \text{ adm} < v_u \text{ máx}$$

Luego, por resistencia es necesario refuerzo, bajo
CM + CV + CA

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo admisible:

$$1.5 F_R \sqrt{\frac{f_c^*}{c}} = 1.5 (10.120 \text{ kg/cm}^2) = 15.18 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ máx}$$

RIGE LA CONDICION CM + CV + CA Y PARA ESTA SE CALCULARA
EL REFUERZO.

REFUERZO POR TENSION DIAGONAL

$$s = \frac{F_R A_V f_y d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_R A_V f_y}{3.5 b} \quad \text{----- 4.24}$$

$$V_u = bd v_u \text{ máx} = 81.5 \times 31.50 \times 13.982 = 35\,895.29 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 81.5 \times 31.5 \times 12.65 = \\ &= 12\,990.29 \text{ kg} \end{aligned}$$

Para estribos # 2.5 (0.49 cm²), de cuatro ramas, tenemos:

$$A_V = 4 \times 0.49 = 1.96 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$s = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 31.50}{35 \ 895.29 - 12 \ 990.29}$$

$$s = \frac{207 \ 446.40}{22 \ 905.00}$$

$$s = 9.06 \text{ cm}$$

$$s \approx 9.00 \text{ cm}$$

REVISION DE LA SEPARACION MAXIMA

$$\frac{F_R A_v f_Y}{3.5 b} = \frac{0.84 \times 1.96 \times 4200}{3.5 \times 81.50}$$

$$= \frac{6585.60}{285.25}$$

$$= 23.09 \text{ cm} > s = 9.00 \text{ cm}$$

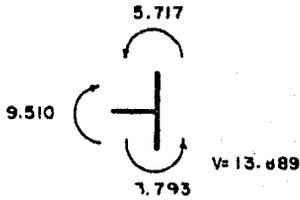
$$0.5 d = 0.5 \times 31.50 \text{ cm}$$

$$= 15.75 \text{ cm} > s = 9.00 \text{ cm.}$$

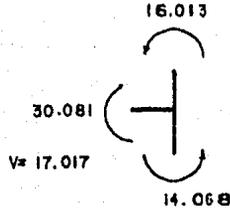
Usar estribos # 2.5 de cuatro ramas
9.00 cm hasta un tercio del claro -
(2.00 m).

REVISION POR TENSIÓN DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA DE BORDE 1 E

Fuerzas internas en condiciones de servicio, ya afectadas por el factor de carga correspondiente



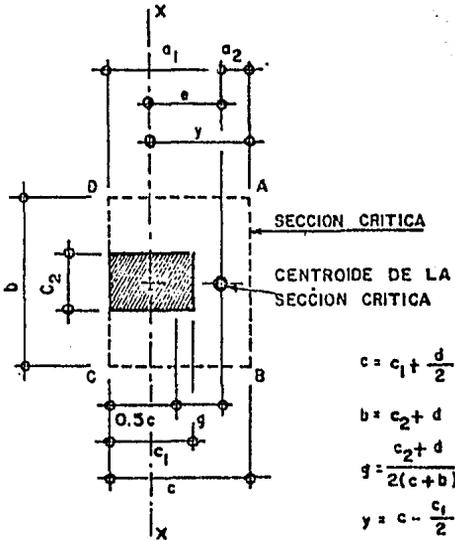
$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$



$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 \vec{CS})$$

M en ton-m
V en ton

Según lo prescrito en la figura 4.1, se tiene:



$$c = c_1 + \frac{d}{2}$$

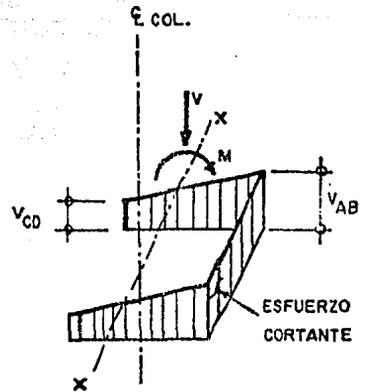
$$b = c_2 + d$$

$$g = \frac{c_2 + d}{2(c + b)}$$

$$y = c - \frac{c_1}{2}$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - e$$



b).-COLUMNA DE BORDE

$$\begin{aligned}d &= 31.50 \text{ cm} \\C_1 &= 40.00 \text{ cm} \\C_2 &= 30.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$c = C_1 + \frac{d}{2} = (40.00 + \frac{31.50}{2}) \text{ cm} = 55.75 \text{ cm}$$

$$b = C_2 + d = (30.00 + 31.50) \text{ cm} = 61.50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}A_c &= (2c + b) d = (2 \times 55.75 + 61.50) (31.50) \text{ cm}^2 \\&= 5449.50 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$g = \frac{bc}{2(2c+b)} = \frac{61.50 (55.75) \text{ cm}^2}{2(2 \times 55.75 + 61.50) \text{ cm}} = 9.91 \text{ cm}$$

$$y = C - \frac{C_1}{2} = 55.75 \text{ cm} - \frac{40.00 \text{ cm}}{2} = 35.75 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{C}{2} - g = \frac{55.75 \text{ cm}}{2} - 9.91 \text{ cm} = 17.97 \text{ cm}$$

$$a_1 = C - a_2 = 55.75 \text{ cm} - 17.97 \text{ cm} = 37.78 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}e &= y - \frac{C}{2} + g = 35.75 \text{ cm} - \frac{55.75 \text{ cm}}{2} + 9.91 \text{ cm} \\&= 17.79 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$J_c = \frac{d C^3}{6} + \frac{C d^3}{6} + 2C d g^2 + b d (c/2 - g)^2$$

$$\begin{aligned}J_c &= \frac{31.50 (55.75)^3}{6} + \frac{55.75 (31.50)^3}{6} + \\&\quad + 2 (55.75) (31.50) (9.91)^2 + 61.50 (31.50) (\frac{55.75}{2} - 9.91)^2\end{aligned}$$

$$J_c = (909\,691.04 + 290\,419.17 + 344\,931.40 + 34\,802.70) \text{ cm}^4$$

$$J_c = 1\,579\,844.31 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d/2) / (C_2 + d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{c/b}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{55.75/61.50}}$$

$$\alpha = 0.389$$

REVISION BAJO CARGA MUERTA Y VIVA

$$V_u = 13.889 \text{ ton}$$

$$M_u = 9.510 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_2}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{13\ 889.00}{5\ 449.50} + \frac{0.389 (9.510 \times 10^5) 17.97}{1.579\ 844.31}$$

$$v_u \text{ máx} = (2.549 + 4.208) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 6.757 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo admisible sin refuerzo

$$v_u \text{ adm} = F_R \sqrt{f_c^*} = 0.80 (12.65 \text{ kg/cm}^2)$$

$$v_u \text{ adm} = 10.753 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$v_u \text{ adm} > v_u \text{ máx}$$

Luego. por resistencia no es necesario refuerzo, bajo CM + CV.

REVISION BAJO CARGA MUERTA, VIVA Y SISMO

$$V_u = 17.017 \text{ ton}$$

$$M_u = 30.081 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_2}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{17017.00}{5449.50} + \frac{0.389 (30.081 \times 10^5) 17.97}{1\ 597\ 844.31}$$

$$v_u \text{ máx} = (3.123 + 13.160) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ max} = 16.283 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 10.753 \text{ kg/cm}^2 \text{ sin usar refuerzo}$$

Entonces:

$$v_u \text{ adm} < v_u \text{ máx}$$

Luego, por resistencia es necesario refuerzo, bajo

CM + CV + CA

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo admisible

$$1.5 F_R \sqrt{f_c^*} = 1.5 (10.120 \text{ kg/cm}^2) = 15.18 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ máx}$$

Según lo estipulado en el apartado 4.5.4 del presente trabajo (Art. 2.1.5.b del R.C.D.F), si V_u es mayor que $1.5 F_R \sqrt{f_c^*}$, el espaciamiento de estribos verticales no deberá -- ser mayor que $0.25 d$; en ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2.5 F_R \sqrt{f_c^*}$, es decir:

$$1.5 F_R \sqrt{f_c^*} < v_u \text{ máx} \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} v_u \text{ adm} &= 2.5 F_R \sqrt{f_c^*} \\ &= 2.5 \times 0.80 \sqrt{160.00} \\ v_u \text{ adm} &= 25.298 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Por lo que

$$\begin{aligned} v_u \text{ adm} &> v_u \text{ máx} \quad \delta \\ 25.298 \text{ kg/cm}^2 &> 16.283 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

RIGE LA CONDICION CM + CV + CA Y PARA ESTA SE CALCULARA EL REFUERZO.

REFUERZO POR TENSION DIAGONAL

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{v_u - v_{CR}} \leq \frac{F_R A_y f_y}{3.5 b} \quad \text{-----4.24}$$

$$\begin{aligned} v_u &= b d v_u \text{ máx} \\ &= 61.50 \times 31.5 \times 16.283 \end{aligned}$$

$$v_u = 31544.242 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} v_{CR} &= 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \\ &= 0.50 \times 0.80 \times 61.50 \times 31.5 \times 12.65 \end{aligned}$$

$$v_{CR} = 9801.80 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos de cuatro ramamas del # 2.5 (0.49 cm²)
tenemos:

$$A_v = 4 (0.49 \text{ cm}^2) = 1.96 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$s = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200.00 \times 31.50}{31\,544.242 - 9\,801.800}$$

$$s = \frac{207\,446.40}{21\,742.44}$$

$$s = 9.54 \text{ cm}$$

$$s = 10.00 \text{ cm}$$

REVISION DE LA SEPARACION MAXIMA

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.80 \times 1.96 \times 4200.00}{3.5 \times 61.50}$$

$$= \frac{6585.60}{215.25}$$

$$\approx 31.00 \text{ cm} > s = 10.00 \text{ cm}$$

$$0.25 d = 0.25 \times 31.5 \text{ cm}$$

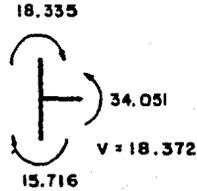
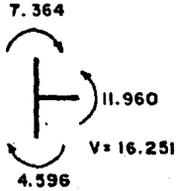
$$= 7.88 \text{ cm}$$

$$\approx 8.00 \text{ cm} < s = 10.00 \text{ cm}$$

Usar estribos del # 2.5 de cuatro ramas
@ 8.00 cm hasta un tercio del claro - -
(200.00 cm).

REVISION POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA DE BORDE 6E.

Fuerzas internas en condiciones de servicio, ya afectadas por el factor de carga correspondiente.



M en ton-m
V en ton

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \overline{\text{CS}})$$

Las propiedades geométricas son análogas a las de la columna 1B, por lo que se tiene:

$$\begin{aligned} d &= 31.50 \text{ cm} \\ C_1 &= 40.00 \text{ cm} \\ C_2 &= 30.00 \text{ cm} \\ C &= 55.75 \text{ cm} \\ b &= 61.50 \text{ cm} \\ A_c &= 5449.50 \text{ cm}^2 \\ g &= 9.91 \text{ cm} \\ y &= 35.75 \text{ cm} \\ a_2 &= 17.97 \text{ cm} \\ a_1 &= 37.78 \text{ cm} \\ e &= 17.79 \text{ cm} \\ J_c &= 1579\ 844.31 \text{ cm}^3 \\ \alpha &= 0.389 \end{aligned}$$

REVISION BAJO CARGA MUERTA Y VIVA

$$V_u = 16.251 \text{ ton}$$

$$M_u = 11.960 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_2}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{16\,251.00}{5\,449.50} + \frac{0.389 (11.960 \times 10^5) 17.97}{1\,579\,844.31}$$

$$v_u \text{ máx} = (2.982 + 5.292) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 8.274 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo admisible sin refuerzo:

$$v_u \text{ adm} = F_R \sqrt{f_c^*} = 0.8 \times 12.65 \text{ kg/cm}^2 =$$

$$v_u \text{ adm} = 10.120 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$v_u \text{ adm} > v_u \text{ máx}$$

Luego, por resistencia no es necesario refuerzo, bajo CM + CV.

REVISION BAJO CARGA MUERTA, VIVA Y SISMO

$$V_u = 18.372 \text{ ton}$$

$$M_u = 34.051 \text{ ton-m}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_2}{J_c}$$

$$v_u \text{ máx} = \frac{18\,372.00}{5\,449.50} + \frac{0.389 (34.051 \times 10^5) 17.97}{1\,579\,844.31}$$

$$v_u \text{ máx} = (3.371 + 15.067) \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ máx} = 18.438 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo admisible sin refuerzo

$$v_u \text{ adm} = 10.120 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ adm} < v_u \text{ máx}$$

Luego, por resistencia es necesario refuerzo, bajo CM + CV + CA.

Revisión del esfuerzo máximo admisible

$$1.5 F_R \sqrt{f_c^*} = 1.5 (10.120 \text{ kg/cm}^2) = 15.180 \text{ kg/cm}^2 < v_u \text{ máx}$$

Es aplicable lo estipulado en el apartado 4.5.4 del presente trabajo (Art. 2.1.5.b)

Entonces:

$$1.5 F_R \sqrt{f_c^*} < v_u \text{ máx} \leq 2.5 F_R \sqrt{f_c^*}$$

$$v_u \text{ máx adm} = 1.5 \times 0.80 \times \sqrt{160.00}$$

$$v_u \text{ máx adm} = 25.298 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que:

$$v_u \text{ máx adm} > v_u \text{ máx}$$

$$25.298 \text{ kg/cm}^2 > 18.438 \text{ kg/cm}^2$$

RIGE LA CONDICION CM + CV + CA Y PARA ESTA SE CALCULARA EL REFUERZO.

REFUERZO POR TENSION DIAGONAL

$$s = \frac{F_R A_V f d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_V f_y}{3.5b} \quad \text{-----} \quad 4.24$$

$$V_u = bd v_u \text{ máx}$$

$$= 61.50 \times 31.50 \times 18.438$$

$$V_u = 35\,719.02 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R db \sqrt{f_c^*}$$

$$= 0.5 \times 0.8 \times 61.50 \times 31.50 \times 12.65$$

$$V_{CR} = 9\,802.45 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos de 4 ramas del # 2.5 (0.49 cm²), tenemos:

$$A_V = 4 (0.49 \text{ cm}^2) = 1.96 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$s = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200.00 \times 31.50}{35719.02 - 9802.49}$$

$$= \frac{207\,446.40}{25\,916.53}$$

$$s = 8.00 \text{ cm}$$

REVISION DE LA SEPARACION MAXIMA

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200.00}{3.5 \times 61.50}$$

$$= \frac{6585.60}{215.25}$$

$$= 30.60$$

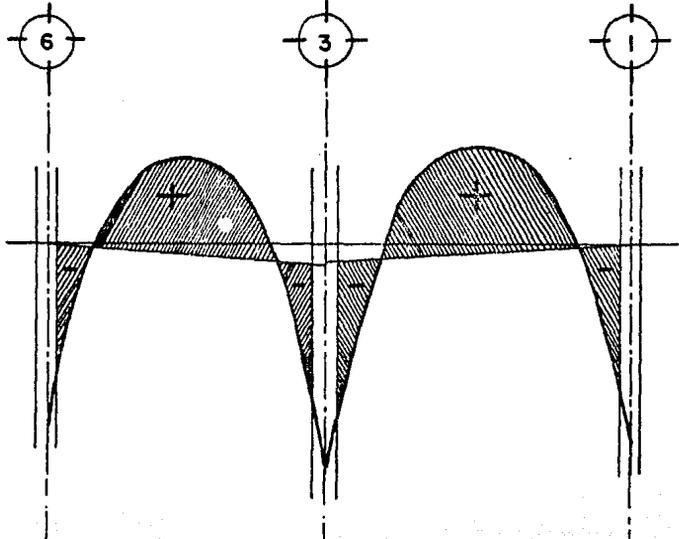
$$= 31.00 \text{ cm} > s = 12.00 \text{ cm}$$

$$0.25 d = 0.25 \times 31.50 \text{ cm}$$

$$= 7.88 \text{ cm}$$

$$\approx 8.00 \text{ cm} = s = 8.00 \text{ cm}$$

Usar estribos del # 2.5 de cuatro ramas @ 8.00 cm hasta un tercio del claro (103.00 cm).



$U = 1.4CM + 1.7CV$	-8.149	6.425	-12.057	-14.264	8.763	-10.192
$U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87\bar{CS})$	-30.031	11.011	-15.559	-38.316	13.013	-18.886
$U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87\bar{CS})$	-17.973	11.380	-33.708	-16.860	13.051	-34.051

MOMENTOS ELEGIDOS PARA DISEÑO

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION EN DIRECCION E-E

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION EN LA SECCION CRITICA PROXIMA AL EJE 1

Momento que debe transmitirse por flexión: (CM + CV + CA)

$$\begin{aligned}(1 - \alpha) M_u &= (1 - 0.386) 30.081 \text{ ton-m} \\ &= 0.614 (30.081 \text{ ton-m}) \\ &= 18.470 \text{ ton-m}\end{aligned}$$

Este momento debe transmitirse por flexión en un ancho

$$\begin{aligned}C_2 + 3h &= 30.00 \text{ cm} + 3 (35.00 \text{ cm}) \\ &= 135.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

Cálculo del refuerzo (fig. 2 de las Ayudas de Diseño del R.C.D.F.)

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{18.470 \times 10^5}{135.00 (31.50)^2} = 13.788 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.0038$$

Entonces:

$$A_s = p \text{ bd}$$

$$A_s = 0.0038 (135.00 \text{ cm}) (31.50 \text{ cm})$$

$$A_s = 16.160 \text{ cm}^2$$

En la tabla 10.1 esa área se cubre con 3 # 6 + 2 # 7 repartidas en un ancho de 135.00 cm (@ 25) centradas con respecto a la columna; al menos 5 de ellas deberán anclarse dentro de la columna.

REFUERZO EN LA SECCION CRITICA POR FLEXION
EN FRANJAS DE COLUMNA

$$0.75 (34.051) = 25.538 \text{ ton-m}$$

EN FRANJAS CENTRALES

$$0.25 (34.051) = 8.513 \text{ ton-m}$$

No debemos olvidar que en la franja de ancho $C_2 + 3h$ ya se tomó un momento de 18.470 ton-m, por lo que la diferencia existente entre 34.051 ton-m - 18.470 ton-m = 15.581 ton-m se repartirá en proporción a los anchos de nervaduras no incluidas en el ancho $C_2 + 3h$

$$2 \text{ nervadura de ancho} = (160.00 - 135.00) 0.5 = 13.00 \text{ cm}$$

$$4 \text{ nervaduras de ancho} = 10.00 \text{ cm}$$

Ancho para calcular el refuerzo:

$$2 (13.00) + 4 (10.00) = 66.00 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \frac{M_R}{bd^2} &= \frac{(34.051 - 18.470)(10^5)}{66.00 (31.50)^2} \\ &= \frac{15.581 (10^5)}{65488.5} \\ &= 23.792 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Entrando a la figura 2 de las ayudas de diseño, se tiene que:

$$p = 0.0068$$

En cada nervadura de 13.00 cm $A_g = 31.50 (13.00) (0.0068) = 2.78 \text{ cm}^2$
 Usar 4 var # 3 (2.84 cm^2)

En cada nervadura de 10.00 cm $A_g = 31.50 (10.00) (0.0068) = 2.14 \text{ cm}^2$
 Usar 3 var # 3 (2.13 cm^2)

DIMENSIONAMIENTO PARA EL MOMENTO POSITIVO MAXIMO EN EL --
 CLARO 1-3 ($M_u = 13.051 \text{ ton-m}$).

Franjas de columna.

$$M_u = 0.60 (13.051) = 7.831 \text{ ton-m}$$

La franja de columna incluye:

1 nervadura de ancho = 20.00 cm

3 nervaduras de ancho = 10.00 cm

cuyo refuerzo se calculará suponiendo que son vigas rectangulares, usando la figura 2 de las ayudas de diseño:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{7.831 \times 10^5}{(30.00 + 20.00) (31.50)^2}$$

$$= \frac{7.831 \times 10^5}{49\ 612.50}$$

$$= 15.784 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo que}$$

$$p = 0.0043$$

En cada nervadura de 20.00 cm $A_s = 31.50 (20.00) (0.0043) = 2.71 \text{ cm}^2$
 Usar 4 vars # 3 (2.84 cm^2)

En cada nervadura de 10.00 cm $A_s = 31.50 (10.00) (0.0043) = 1.35 \text{ cm}^2$
 Usar 2 vars # 3 (1.42 cm^2)

De lo anterior vemos que la nervadura de eje de columna de ancho igual a 20.00 cm lleva más de la tercera parte del refuerzo correspondiente a las franjas de columna, con lo que se cumple el requisito del último párrafo del inciso 4.9.9.c del presente trabajo (4.3.6.j del R.C.D.F.).

Franjas centrales

$$M_u = 0.40 (13.051) = 5.220 \text{ ton-m}$$

Las franjas centrales incluyen:

2 nervaduras de ancho = 13.00 cm

4 nervaduras de ancho = 10.00 cm

Entonces:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{5.220 \times 10^5}{66.00 (31.50)^2}$$

$$= \frac{5.220 \times 10^5}{65488.50}$$

$$= 7.971 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo que}$$

$$p = 0.0025$$

En cada nervadura de $A_s = 31.50 (13.00) (0.0025) = 1.02 \text{ cm}^2$
 13.00 cm Usar 1 var # 4 (1.27 cm²)

En cada nervadura de $A_s = 31.50 (10.00) (0.0025) = 0.79 \text{ cm}^2$
 10.00 cm Usar 2 vars # 2.5 (0.98 cm²)

**DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION EN LA SECCION CRITICA PROXIMA
 AL EJE 3.**

En la proximidad del eje 3 se tienen dos momentos desiguales de valor 38.316 ton-m y 33.703 ton-m; por lo que se diseñará para el más desfavorables, el momento que se transmitirá por flexión: (CM + CV + CA), será:

$$\begin{aligned} (1 - \alpha) M_u &= (1.0 - 0.583) 53.874 \text{ ton-m} \\ &= 0.417 (53.874 \text{ ton-m}) \\ &= 22.465 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Este momento debe transmitirse por flexión en un ancho de

$$\begin{aligned} C_2 + 3h &= 40.00 \text{ cm} + 3 (35.00 \text{ cm}) \\ &= 145.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculando el refuerzo (fig. 2 de las ayudas de diseño del R.C.D.F.)

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{22.465 \times 10^5}{145.00 (31.50)^2}$$

$$= \frac{22.465 \times 10^5}{143876.25}$$

= 15.614 kg/cm², por lo que:

$$p = 0.0042$$

Entonces:

$$A_s = p \, b d$$

$$A_s = 0.0042 (145.00 \text{ cm}) (31.50 \text{ cm})$$

$$A_s = 19.18 \text{ cm}^2$$

En la tabla 10.1 vemos que esta área se cubre con 2#7 + 4 # 6 (19.16 cm²), repartidas en un ancho de 145.00 cm (@24) centradas, con respecto a la columna; al menos el 50% del acero total se anclará dentro de la misma (2 # 6 + 1 # 7).

REFUERZO EN LA SECCION CRITICA POR FLEXION

EN FRANJAS DE COLUMNA

$$0.75 (38.316 \text{ ton-m}) = 28.737 \text{ ton-m}$$

EN FRANJAS CENTRALES

$$0.25 (38.316 \text{ ton-m}) = 9.579 \text{ ton-m}$$

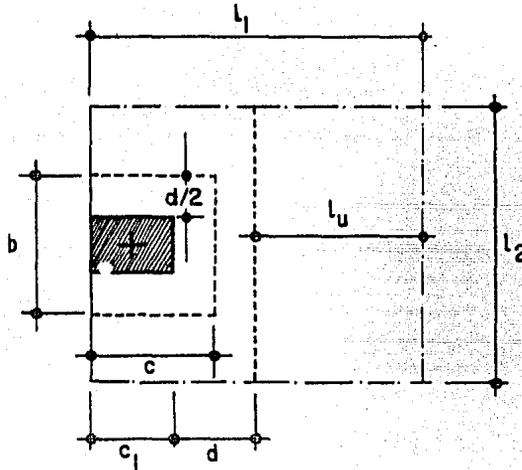
No debemos olvidar que en la franja de ancho $C_2 + 3h$ ya se tomó un momento de 22.465 ton-m, por lo que la diferencia existente entre 38.316 ton-m - 22.737 ton-m = 15.579 ton-m se repartirá en proporción a los anchos de nervaduras no incluidas en el ancho $C_2 + 3h$; como las nervaduras resultan ser las mismas que las del caso próximo al eje 1, anteriormente analizado, éste se diseñará igual que aquel.

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION EN LA SECCION CRITICA

PROXIMA AL EJE 6.

Se diseñará igual que la sección crítica próxima al eje 1.

REVISION DE LA COLUMNA PERIMETRAL 1-E COMO VIGA ANCHA



$$L_1 = 300.00 \text{ cm}$$

$$d = 31.50 \text{ cm}$$

$$C_1 = 40.00 \text{ cm}$$

$$W_o = 1120.00 \text{ kg/m}^2$$

$$L_u = L_1 - d - 0.5 C_1$$

$$= 300 \text{ cm} - 31.50 \text{ cm} - 0.5 (40.00 \text{ cm})$$

$$= 248.50 \text{ cm}$$

El esfuerzo que toma el concreto está dado por:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.53 \sqrt{200}$$

$$= 7.495 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{según el A.C.I.})$$

$$v_u \text{ adm} = F_R \sqrt{\frac{F_c^*}{C}}$$

$$= 0.80 \text{ (12.650 kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 10.120 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{según el R.C.D.F.})$$

Tomando un ancho unitario de la viga a una distancia "d" del paño de la columna, se tiene:

$$v_n = \frac{V}{F_R \cdot b \cdot d}$$

$$= \frac{1120.00 \text{ kg/m}^2 (2.485 \text{ m}) (1.00 \text{ m})}{0.85 (1.00 \text{ m}) (0.3150 \text{ m})}$$

$$= \frac{2783.20 \text{ kg/m}^2}{0.268}$$

$$= 10\,394.771 \text{ kg/m}^2$$

$$v_n = 1.039 \text{ kg/cm}^2$$

como

$$v_n < v_u \text{ adm}, \text{ esto es}$$

$$1.039 \text{ kg/cm}^2 < 10.120 \text{ kg/cm}^2$$

no es necesario reforzar

Siguiendo un criterio análogo al anterior se revisaron las franjas restantes del claro corto, a lo igual que la del claro largo, llegando finalmente al armado mostrado en el plano E-02-ESTRUCTURAL.

10.3.- DISEÑO DE LA ESCALERA

Una escalera de concreto reforzado puede considerarse como una losa inclinada, con refuerzo en una dirección y con escalones en su parte superior. El procedimiento usual es construir las después de que se han terminado ya las vigas y losas de piso; en este caso, la losa de la escalera se considera como una viga simple cuyo claro es igual a la distancia horizontal entre sus apoyos, por lo que el momento flexionante máximo estará dado por la siguiente expresión:

$$M = \frac{w l^2}{8} \quad \text{-----} \quad 10.6$$

Sin embargo, si dicha losa se cuela simultáneamente con las vigas y losas de piso, se presentarán momentos negativos en los apoyos, convirtiéndose así en una viga continua; como en el caso de losas de piso, para el diseño se considerará una faja de un metro de ancho y se calculan el peralte efectivo y el refuerzo para esta faja. Además del refuerzo de tensión se colocan varillas transversales que sirven como refuerzo por temperatura, de acuerdo con los reglamentos del A.C.I. y de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

Se considera conveniente tener claros relativamente cortos, no mayores de 13 peraltes entre descansos, excepto los compensados o de caracol; las escaleras de entre pisos se hacen generalmente en dos tramos, con una plataforma intermedia y los extremos de la losa de la escalera pueden apoyarse sobre vigas transversales, o bien puede considerarse la plataforma como parte de la losa de la escalera.

La proporción entre la huella y el peralte, generalmente se determina por medio de las limitaciones en los reglamentos de construcciones vigentes (25.00 cm y 18.00 cm respectivamente

según el R.C.D.F. como mínimo).

Se usan comúnmente tres reglas para dimensionar las huellas y los peraltes:

$$a.- 61.00 \text{ cm} \leq (2 p + h) \leq 65.00 \text{ (R.C.D.F.)} \text{ -----10.7}$$

$$b.- h + p = 45.00 \text{ cm} \text{ -----10.8}$$

$$c.- 450.00 \leq ph \leq 480.00 \text{ -----10.9}$$

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, - especifica una carga viva de 500.00 kg/m^2 sobre el área horizontal de la escalera y a menudo se utilizan 600.00 kg/m^2 para diseño de las escaleras principales.

Hagamos r igual a la altura del peralte, en cm, y t el ancho de la huella, en cm, suponiendo un peso volumétrico de - - 2400.00 kg/m^3 del concreto, el peso de los escalones, o sea el - área sombreada de la figura, es de:

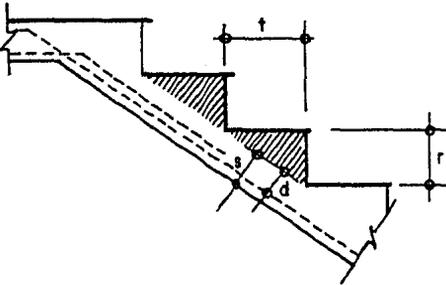
$$11.4 r \text{ -----10.10}$$

En kg/m^2 de área horizontal.-

El peso de la losa en kg/m^2 de área horizontal es:

$$p = s \sqrt{r^2 + t^2} \times$$

$$\frac{24.3}{t} \text{ -----10.11}$$

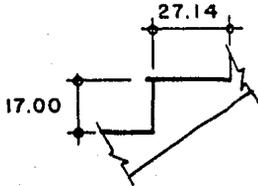
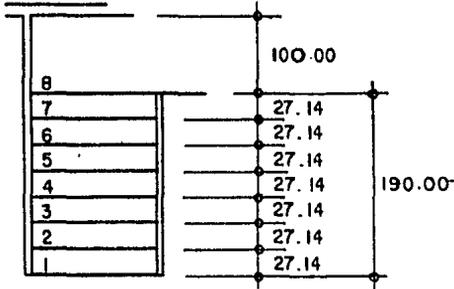


Donde:

s = peralte total de la losa

Pasando al problema que nos ocupa, se tiene que las dimensiones de la escalera por diseñar, se muestran en la siguiente figura:

Revisando las dimensiones de la huella y el peralte por las tres reglas - antes expuestas, se tiene - usando las expresiones 10.7, 10.8 y 10.9 lo siguiente:



$$2p + h = 2(17.00) + 27.14$$

$$= 61.4 \text{ cm, entonces}$$

$61.00 \text{ cm} < 61.4 \text{ cm} < 65.00 \text{ cm}$
pasan las dimensiones dadas.

$$h + p = (27.14 + 17.00) \text{ cm}$$

$$= 44.14 \text{ cm, entonces}$$

$$h + p \approx 45.00 \text{ cm}$$

pasan las dimensiones dadas.

$$ph = 27.14(17.00)$$

$$= 461.38, \text{ entonces}$$

$$(450.00) < 461.38 < 480.00$$

pasan las dimensiones dadas.

Las constantes de diseño son las mismas que se calcularon -- en el inciso 10.1 del presente capítulo, siendo éstos los siguientes:

$$f_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 90.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 4.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 29.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 10.00$$

$$j = 0.900$$

$$K = 12.150$$

El peso de los escalones se determina por la expresión 10.10 y es el siguiente:

$$\begin{aligned} 11.4 r &= 11.4 (17.00) \\ &= 193.80 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Suponiendo un espesor de losa de 10.00 cm, su peso será entonces aplicando la expresión 10.11

$$\begin{aligned} s \sqrt{r^2 + t^2} \times \frac{24.30}{t} &= 10.00 \sqrt{(17.00)^2 + (27.14)^2} \times \frac{24.30}{27.14} \\ &= 10.00 (32.02) (0.90) \\ &= 288.18 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

La carga total será:

$$\begin{aligned} W &= (193.80 + 288.18 + 500.00) \text{ kg/m}^2 \\ &= 981.18 \text{ kg/m}^2 \\ W &= 1000.00 \text{ kg/m}^2 \frac{1}{2} \end{aligned}$$

misma carga que se calculó en el inciso 7.1 del séptimo capítulo del presente trabajo.

Consideremos una faja de un metro de ancho, libremente apoyado en sus extremos, aplicando la ecuación 10.6 se tiene:

$$\begin{aligned} M &= \frac{w l^2}{8} \\ &= \frac{1000.00 (1.90)^2}{8} \end{aligned}$$

$$M = 451.25 \text{ kg-m}$$

$$M = 45125.00 \text{ kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} \quad \text{-----} \quad 4.19$$

$$d = \sqrt{\frac{45\,125.00}{12.150 \times 100.00}}$$

$$d = \sqrt{37.14}$$

$$d = 6.09 \text{ cm}$$

suponiendo que la mitad del diámetro del refuerzo es 0.60 cm y que el recubrimiento es de 2.00 cm, el peralte total es:

$$s = 6.09 \text{ cm} + 0.60 \text{ cm} + 2.00 \text{ cm}$$

$$s = 8.69 \text{ cm}$$

$$s = 10.00 \text{ cm}$$

el peralte efectivo d será:

$$d = 10.00 \text{ cm} - 2.60 \text{ cm}$$

$$d = 7.40 \text{ cm}$$

El refuerzo necesario está dado por la relación:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad \text{-----} \quad 10.1$$

$$A_s = \frac{45\,125.00}{2100.00 (0.90) (7.40)}$$

$$= \frac{45\,125.00}{13\,986.00}$$

$$A_s = 3.23 \text{ cm}^2$$

área que se cubre con 5 vars # 3 (3.55 cm^2) en cada metro de ancho de la losa a cada 20.00 cm entre centros: entonces:

usar var. # 3 @ 20.00 cm

La carga total sobre la faja de un metro de ancho es:

$$P = 1000.00 \text{ kg/m}^2 (1.90 \text{ m}) (1.00 \text{ m})$$

$$P = 1900.00 \text{ kg}$$

por lo que:

$$V = 0.5 P$$

$$= 0.5 (1900.00 \text{ kg})$$

$$V = 950.00 \text{ kg}$$

entonces:

$$v = \frac{V}{bd} \quad \text{-----} \quad 4.28$$

$$= \frac{950.00}{100.00 (7.40)}$$

$$= \frac{950.00}{740.00}$$

$$v = 1.28 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo menor que el permisible de 4.20 kg/cm^2 , por lo que la losa es lo suficientemente gruesa para resistir los esfuerzos de tensión diagonal.

El perímetro de una varilla del # 3 es de 2.98 cm (tabla-10.1) y la cantidad de varillas en cada metro es de 5, por lo que

$$u = \frac{V}{\Sigma \cdot jd} \quad \text{-----} \quad 4.36$$

$$u = \frac{950.00}{2.98(5) (0.90) (7.40)}$$

$$= \frac{950.00}{99.23}$$

$$u = 9.57 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo menor que el permisible de 29.60 kg/cm^2 , por lo que se acepta el refuerzo por adherencia.

El refuerzo por temperatura se determina por la relación

$$A_{st} = 0.0020 \text{ bd}$$

entonces:

$$A_{st} = 0.002 (100.00 \text{ cm}) (7.40 \text{ cm})$$

$$= 0.002 (740.00 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 1.48 \text{ cm}^2$$

área que se cubre con 3 var # 2.5 (1.47 cm^2) a una distancia de centro a centro de:

$$\frac{1.48 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 0.015 \text{ cm}$$

como una varilla del # 2.5 tiene un área de 0.49 cm^2 cada una - de acuerdo con la tabla 10.1; entonces el espaciamiento requerido para obtener 1.48 cm^2 de acero será:

$$S = \frac{0.49 \text{ cm}^2}{0.015 \text{ cm}}$$

$$= 33.108 \text{ cm}$$

$$S \approx 33.00 \text{ cm}$$

por especificación en ningún caso deberá colocarse a una separación mayor que cinco veces el espesor de la losa, ni mayor de -- 45.00 cm, entonces:

$$5 h = 5 (10.00 \text{ cm})$$

$$= 50.00 \text{ cm, donde}$$

$$S < 50.00 \text{ cm, se acepta}$$

y

$$S < 45.00 \text{ cm, se acepta}$$

por lo que se usará por temperatura:

var # 2.5 @ 33.00 cm

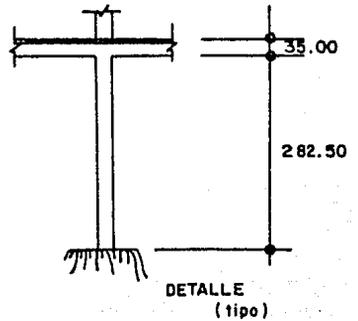
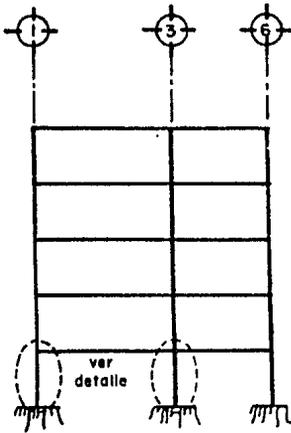
El armado de la escalera se muestra en el plano E-02-ES- -
STRUCTURAL.

10.4.- DISEÑO DE COLUMNAS

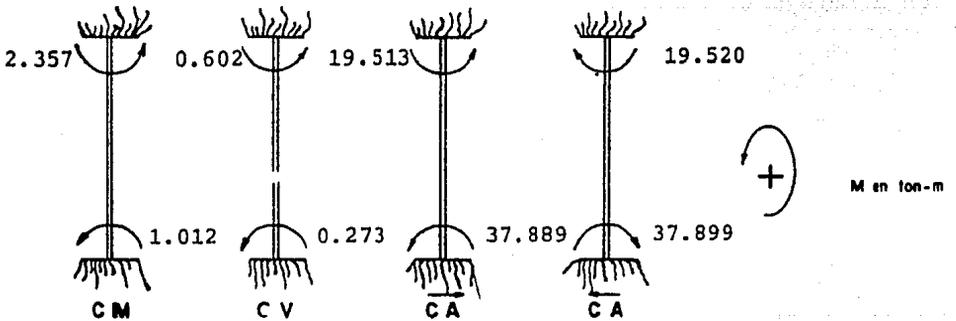
En base a los resultados obtenidos en el noveno tema del - presente trabajo y siguiendo los lineamientos del inciso 4.11 - del cuarto tema se procederá el diseño de las columnas, de tal manera que para ejemplificar el cálculo, se revisará únicamente las columnas que se encuentren en condiciones más desfavorables de trabajo.

Se diseñarán las columnas M-1 y M-3 de la planta baja, sin

olvidar que no e..isten muros de cortante ni contravientos.



COLUMNA (M-3) DIRECCION X-X

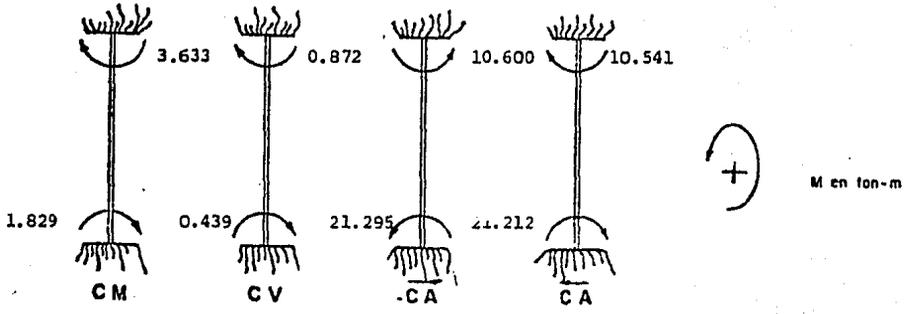


Condición	Extremo inferior	Extremo superior
P_u	226.60	
C M	1.012 Ton-m	2.357 Ton-m
C V	0.273 Ton-m	0.602 Ton-m
$\overline{C A}$	-37.899 Ton-m	-19.520 Ton-m
$\overline{C \bar{A}}$	37.889 Ton-m	19.513 Ton-m
1.4 CM + 1.7 CV	1.881 Ton-m	4.323 Ton-m
		(3.30 Ton-m por C.V)
1.87 $\overline{C A}$	-70.852 Ton-m	-36.502 Ton-m
1.87 $\overline{C \bar{A}}$	70.852 Ton-m	36.489 Ton-m
0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 CA) = 1.050 CM + 1.275 CV + 1.403 CA,		

entonces

1.050 CM	1.063 Ton-m	2.475 Ton-m
1.275 CV	0.348 Ton-m	0.768 Ton-m
1.403 $\overline{C A}$	-53.153 Ton-m	-27.377 Ton-m
* 1.403 $\overline{C \bar{A}}$	53.153 Ton-m	27.367 Ton-m
1.050 CM + 1.275 CV	1.411 Ton-m	3.243 Ton-m

*COMBINACION MAS DESFAVORABLE



Condición	Extremo inferior	Extremo superior
P_u	226.60	
CM	- 1.829	- 3.633
CV	- 0.439	- 0.872
\overline{CA}	- 21.212	-10.541
\overline{CA}	21.295	10.600

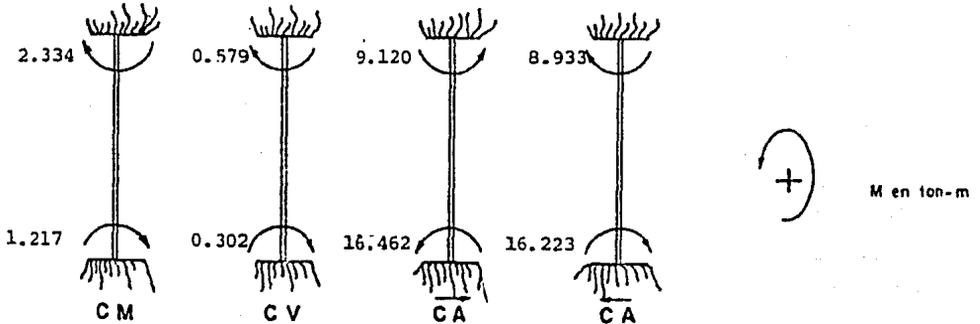
$0.75 (1.4 CV + 1.7 CM + 1.87 CA) =$

1.050 CV + 1.275 CM + 1.403 CA, entonces:

1.050 CM	- 1.920	- 3.815
1.275 CV	- 0.560	- 1.112
1.403 \overline{CA}	29.750	14.784
1.403 \overline{CA}	- 29.750	-14.867
1.050 CM + 1.275 CV	- 2.480	- 4.922

* COMBINACION MAS DESFAVORABLE

COLUMNA (M-1)

DIRECCION Y-Y

Condición	Extremo inferior	Extremo superior
P_u	172.160	
C M	- 1.217	- 2.334
C V	- 0.302	- 0.579
\overline{CA}	16.462	9.120
\overline{CA}	- 16.223	- 8.933

$$0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \text{ CA}) = 1.050 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.403 \text{ CA},$$

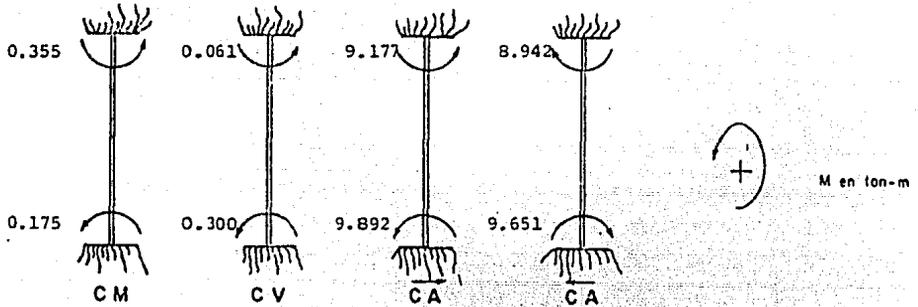
entonces:

1.050 CM	- 1.278	- 2.451
1.275 CV	- 0.385	- 0.738
1.403 \overline{CA}	23.088	12.791
1.403 \overline{CA}	- 22.757	-12.529
1.050 CM +		
1.275 CV	-1.663	-3.189

* COMBINACION MAS DESFAVORABLE

COLUMNA (M-1)

DIRECCION X-X

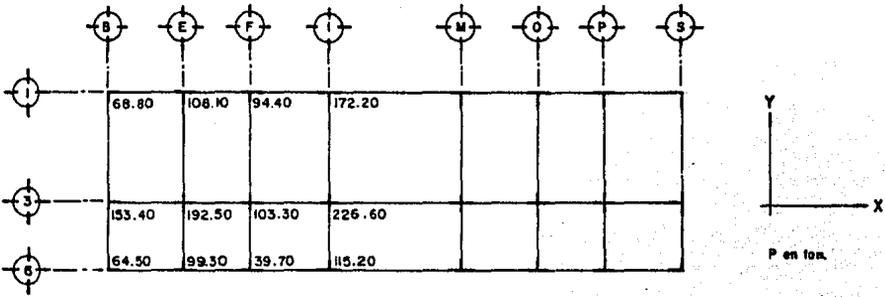


Condición	Extremo inferior	Extremo superior
P_u	172.16	
CM	0.175	0.355
CV	0.300	0.061
\overline{CA}	- 9.651	-8.942
\overline{CA}	9.892	9.177

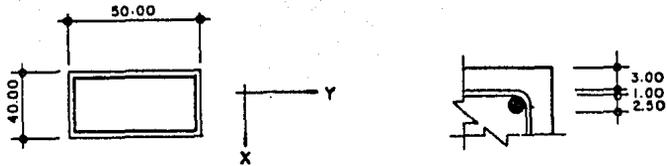
0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 CA) = 1.050 CM + 1.275 CV + 1.403 CA, entonces

1.050 CM	0.179	0.373
1.275 CV	0.383	0.078
1.403 \overline{CA}	-13.536	-12.541
* 1.403 \overline{CA}	13.874	12.871
1.050 CM + 1.275 CV	0.562	0.451

* COMBINACION MAS DESFAVORABLE



DISEÑO DE LA COLUMNA M-3



$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_c^* &= 0.80 \cdot f'_c \\
 &= 0.80 (250.00) \\
 f_c^* &= 200.00 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c'' &= 0.85 f_c^* \\
 &= 0.85 (200.00) \\
 f_c'' &= 170.00 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

RIGIDECES RELATIVAS, en cm^3

	DIRECCION X-X	DIRECCION Y-Y
I_c/L_c	1475.00	755.00 (Para todos los niveles)
I_v/L_v	667.00	786.00

CONDICION CRITICA DE CARGA (DEBIDA A CM + CV + CA)

DIRECCION X

	Extremo inferior	Extremo superior
	$P_u = 226.60$	
CM + CV	$M_u = 2.480$ 1.063 (C.M)	$M_u = 4.922$ (3.815 Ton-m por CM)
CA (SISMO)	$M_u = 29.750$	$M_u = 14.867$

DIRECCION Y

	$P_u = 226.60$	
CM + CV	$M_u = 1.411$	$M_u = 3.243$ (2.475 Ton-m C.V.)
CA (SISMO)	$M_u = 53.153$	$M_u = 27.367$

$$r = 3.00 + 1.00 + 1.00$$

$$= 5.00 \text{ cm}$$

$$d = b - r$$

$$= 40.00 - 5.00$$

$$d = 35.00 \text{ cm}$$

$$d/b = \frac{35.00}{50.00}$$

$$d/b = 0.70$$

EFECTOS DE ESBELTEZ EN LA DIRECCION Y

- a). Esbeltez de conjunto
se podrá despreciar si $H'/r < 22.00$

Cálculo de H'

$$\text{Nudo superior } \psi_a = \frac{755.00 + 755.00}{786.00} = 1.92$$

Nudo inferior

$$\psi_b = 0.0 \quad (\text{por ser empotramiento})$$

considerando que el miembro no está restringido lateralmente, -
por lo tanto, haciendo uso de la figura 4.6 se tiene

$$\begin{aligned} k &= 1.28 \\ H' &= k H \\ &= 1.28 (282.50 \text{ cm}) \\ H' &= 316.60 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= 0.30 h \\ &= 0.30 (50.00 \text{ cm}) \\ r &= 15.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{316.60}{15.00} = 21.11 < 22.00$$

se puede despreciar el efecto de esbeltez

- b).- Esbeltez considerando a la columna aislada y suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Se podrá despreciar el efecto de esbeltez si

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{-----} \quad 4.56$$

cálculo de $34 - .2 M_1/M_2$

$$\begin{aligned} e_a &= 0.05 h \\ &= 0.05 (50.00 \text{ cm}) \\ e_a &= 2.50 \text{ cm} > 2.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

excentricidad debida al momento en el nudo inferior

$$\begin{aligned} e_i &= \frac{53.153 + 1.411}{226.60} \\ &= \frac{54.564}{226.60} \\ e_i &= 0.24 \text{ m} \end{aligned}$$

excentricidad debida al momento en el nudo superior

$$\begin{aligned} e_s &= \frac{3.243 + 27.367}{226.60} \\ &= \frac{30.601}{226.60} \\ e_s &= 0.14 \text{ m} \end{aligned}$$

excentricidades de diseño

$$\begin{aligned} e_{ds} &= 0.14 + 0.025 = 0.165 \text{ m} \\ e_{di} &= 0.24 - 0.025 = 0.215 \text{ m} \end{aligned}$$

considerando que M_1 será el momento menor, tenemos

$$\begin{aligned} M_1 &= P_u e_{ds} \\ &= 226.60 (0.165) \end{aligned}$$

$$M_1 = 37.389 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = p_u e_{di}$$

$$= 226.60 (0.215)$$

$$M_2 = 48.719 \text{ Ton-m}$$

como existe curvatura doble, M_1/M_2 será negativo

$$34-12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \left(- \frac{37.389}{48.719} \right)$$

$$= 34 + 12 (0.767)$$

$$= 34 + 9.204$$

$$34-12 \frac{M_1}{M_2} = 43.204$$

Cálculo de H'/r , con $\Psi_a = 1.92$ y $\Psi_b = 0.0$, usando la figura 4.6 para desplazamientos restringidos

$$k = 0.65$$

$$H' = k H$$

$$= 0.65 (282.50)$$

$$H' = 183.63 \text{ cm}$$

$$r = 0.30 (50.00) = 15.00 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{183.63}{15.00}$$

$$\frac{H'}{r} = 12.24, \text{ entonces}$$

$$12.24 < 43.204 \quad \delta$$

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

se puede ignorar el efecto de esbeltez para las condiciones del inciso b.

De lo anterior se desprende que el factor de amplificación en la dirección Y es la unidad, esto es:

$$F_a = 1.00$$

EFFECTOS DE ESBELTEZ EN LA DIRECCION X

a).- Esbeltez de conjunto

$$\text{Nudo superior } \psi_a = \frac{1475.00 + 1475.00}{667.00} = 4.42$$

$$\text{Nudo inferior } \psi_b = 0.0$$

$$k = 1.48$$

$$H' = k H$$

$$= 1.48 (282.50 \text{ cm})$$

$$H' = 418.10 \text{ cm}$$

$$r = 0.30 (40.00 \text{ cm})$$

$$r = 12.00 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{418.10}{12.00} = 34.84 > 22.00$$

deben considerarse los efectos de esbeltez

FACTOR DE AMPLIFICACION

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0 \quad \text{-----} \quad 4.63$$

$$\begin{aligned} \sum P_u = & 2 (68.80 + 153.40 + 64.50 + 108.10 + 192.50 + \\ & 99.30 + 94.40 + 103.30 + 39.70 + 172.20 + \\ & 226.60 + 115,20) \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma P_u = 2 \quad (1438.00) \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_u = 2876.00 \text{ Ton}$$

Columnas B-3 = F-3 = I-3 = M-3 = O-3 = S-3 (40 x 50)

$$P_C = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad \text{-----} \quad 4.60$$

$$I_g = \frac{1}{12} (50.00) (40.00)^3 = 266\,667.00 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{1.068}{2.480 + 29.750} = 0.033$$

$$E_C = 10\,000 \sqrt{F'_C} \quad \text{-----} \quad 4.62$$

$$= 10\,000 \sqrt{250.00}$$

$$E_C = 158\,114.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI = 0.4 \frac{E_C I_g}{1 + u} \quad \text{-----} \quad 4.61$$

$$= \frac{0.4 (158\,114.00) (266\,667.00)}{1 + 0.033}$$

$$= \frac{1.687 \times 10^{10}}{1.033}$$

$$EI = 1.633 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

columnas B-1 = B-6 = F-6 = I-6 = M-6 = S-1 = S-6 (sección 30 x 40)

$$I_g = \frac{1}{12} (40.00) (30.00)^3 = 90\,000.00 \text{ cm}^4$$

$$U = 0.052$$

$$E_C = 158\,114.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40 (158\ 144.00) (90\ 000.00)}{1 + 0.052}$$

$$= \frac{5.692 \times 10^9}{1.052}$$

$$EI = 5.411 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

columnas E-3 = P-3

(sección 40 x 50)

Nudo superior

$$\psi_a = \frac{755.00 + 755.00}{786.00 + 786.00} = 0.96$$

Nudo inferior

$$\psi_b = 0$$

$$\therefore k = 1.15$$

$$H' = k H$$

$$= 1.15 (282.50 \text{ cm})$$

$$H' = 324.88 \text{ cm}$$

entonces

$$P_C = \frac{0.85 (\pi^2) (1.633 \times 10^{10})}{(324.98)^2}$$

$$P_C = 1\ 297\ 953.00 \text{ kg}$$

$$P_C = \frac{0.85 (\pi^2) (5.411 \times 10^9)}{(324.88)^2}$$

$$P_C = 430\ 081.00 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la carga crítica total en la planta baja es:

$$\Sigma P_C = 16 (430\ 081.00 \text{ kg}) + 8 (1\ 297\ 953.00 \text{ kg})$$

$$\Sigma P_C = 17\ 264\ 920.00 \text{ kg}$$

entonces

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{2\ 876.00}{17\ 264.92}}$$

$$= \frac{1}{1 - 0.167}$$

$$= \frac{1}{0.833}$$

$$F_a = 1.200$$

por lo que se procederá a hacer el diseño considerando la flexo compresión principal en la dirección Y del extremo inferior ya que hay mayor momento bajo CM + CV + CA

$$\begin{aligned} M_{ux} &= F_a (M_{cp} + M_{ea} + M_s) \\ &= 1.200 [2.480 + 226.60 (0.020) + 29.750] \\ &= 1200 (36.762) \end{aligned}$$

$$M_{ux} = 44.114 \text{ Ton-m}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= F_a [M_{cp} + M_{ea} + M_s] \\ &= 1.00 [1.411 + 226.60 (0.025) + 53.153] \\ &= 1.00 (60.229) \end{aligned}$$

$$M_{uy} = 60.229 \text{ Ton-m}$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$= \frac{44.114}{226.600}$$

$$e_x = 0.195 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$= \frac{60.229}{226.60}$$

$$e_y = 0.266 \text{ m}$$

PARAMETROS ADIMENSIONALES DE LAS CARGAS DE DISEÑO

La columna se diseñará por flexocompresión braxial con -- los datos siguientes:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c}$$

$$= \frac{226\ 600.00}{0.85 (40.00) (50.00) (170.00)}$$

$$K = 0.784$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_{ux}}{M_{uy}}$$

$$= \frac{44.114}{60.229}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.732$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b^2 h f'_c}$$

$$= \frac{44.114 \times 10^5}{(40.00)^2 (50.00) (170.00)}$$

$$R_x = 0.324$$

$$R_y = \frac{60.229 \times 10^5}{(40.00) (50.00)^2 (170.00)}$$

$$R_y = 0.354$$

$$e_x/b = \frac{0.195}{0.400} = 0.488$$

$$e_y/h = \frac{0.266}{0.500} = 0.532$$

$$d/b = \frac{0.450}{0.500} = 0.900$$

Entrando el diagrama correspondiente de las ayudas de diseño para columnas del R.C.D.F. 76 se obtiene:

$$q = 1.36$$

entonces

$$A_s = q \frac{f_c}{f_y} b h$$

$$= \frac{1.36 (170.00) (40.00) (50.00)}{4200.00}$$

$$A_s = 110.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = p b h$$

$$p = \frac{A_s}{b h}$$

$$p = \frac{110.00}{40.00 (50.00)}$$

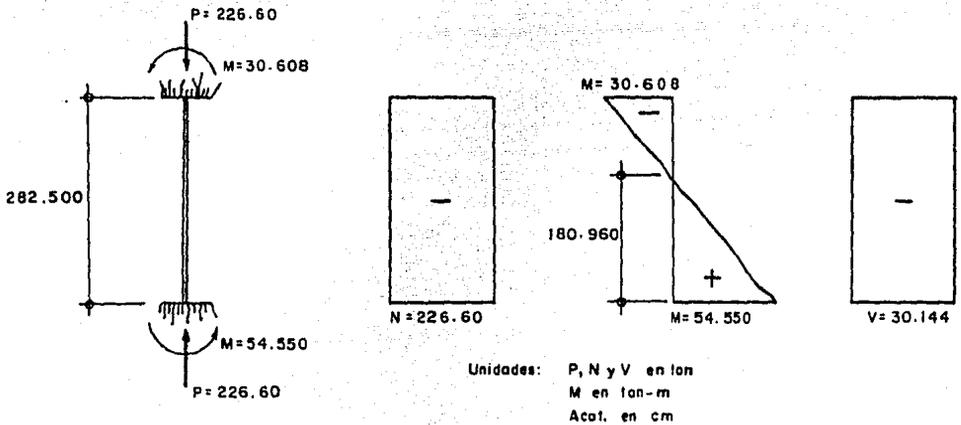
$$p = 0.055$$

$0.01 < p < 0.08$ se acepta por porcentaje

y se cubre con

$$10 \text{ var } \# 12 \quad (114.00 \text{ cm}^2)$$

Revisión por cortante



Revisión para ver si se admite la sección de 40.00 x 50.00

$$V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{\frac{f_c^*}{C}} ; V_u \text{ máx} = 30.144 \text{ Ton}$$

$$= 2.50 (0.80) (40.00) (45.00) \sqrt{200.000}$$

$$V_u = 50.912 \text{ Ton}$$

$$V_u > V_u \text{ máx } \sigma$$

$$50.912 \text{ Ton} > 30.144 \text{ Ton}$$

Se admite la sección de 40.00 x 50.00. Separación de estribos # 3 con $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$$V_{CR} = F_R \text{ bd } (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$$

$$= 0.80 (40.00) (45.00) (0.2 + 30 \times 0.055) \sqrt{200.00}$$

$$V_{CR} = 37.675 \text{ Ton}$$

como

$$V_{CR} > V_u \text{ máx}$$

no se requiere estribos, sólo se armará por especificación.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{45.00}{2}$$

$$S = 22.50 \text{ cm}$$

$$S \approx 23.00 \text{ cm}$$

entonces

Usar E # 3 @ 23.00 cm

A un tercio de la altura de la columna tanto arriba como abajo, los estribos irán a una separación de 12.00, tal como se indica en el plano C-01-CIMENTACION.

10.5.- DISEÑO DE LA CISTERNA

Como se dijo en el capítulo dos del presente trabajo, el edificio se abastecerá de agua potable en sus distintos niveles mediante el uso de equipo hidroneumático alojado en la planta baja de la estructura, para lo cual se requiere de una cisterna que lo alimente del gasto deseado.

El volumen de la cisterna se determinará de la siguiente manera:

Número de departamentos	15
Número de personas por departamento	7
Dotación	150.00 Lts/per/dfa
Ubicación	tablero entre ejes I-M y 3-6
Capacidad de la cisterna	

$$V = 15.00 (7.00) (150.00)$$

$$= 15750.00$$

$$V = 20,000.00 \text{ Lts.}$$

$$\text{Tirante} = \frac{V}{b L}$$

$$t = \frac{20.00 \text{ m}^3}{3.60 \text{ m} (3.60 \text{ m})}$$

$$= \frac{20.00}{12.96}$$

$$t = 1.543 \text{ m}$$

se le dejará un colchón libre de 30.00 cm, entonces

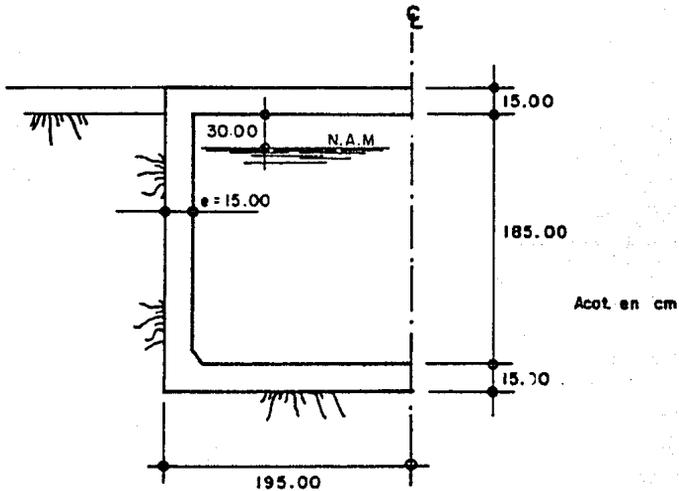
$$h = t + c$$

$$= 1.543 \text{ m} + 0.30 \text{ m}$$

$$= 1.843 \text{ m}$$

$$h = 1.85 \text{ m}$$

por lo que su geometría quedará definida de la siguiente -
forma:



Las condiciones de análisis se harán para cuando esté llena y para cuando esté vacía, considerando también que la losa - que la cubre formará parte de la losa de cimentación, misma que por encontrarse en la planta baja se diseñará para una carga vi va producida por los vehículos que sobre ella transiten.

Acciones:

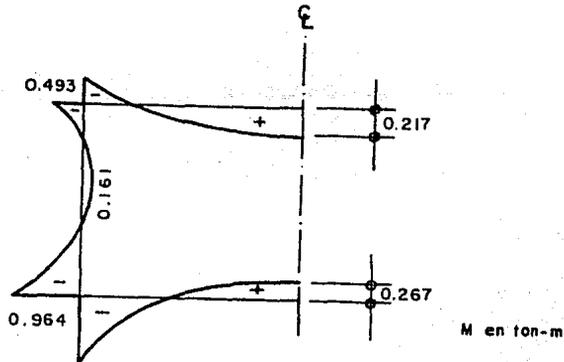
a). Para la losa de tapa

Peso propio	= 0.15 (2.400)	= 0.360 Ton/m ²
Aplanado	= 0.02 (2.300)	= 0.046 Ton/m ²
Acabado de piso	= 0.03 (2.300)	= <u>0.069 Ton/m²</u>
C.M.		= 0.475 Ton/m ²

De la tabla 5.2 Vemos que la carga viva para garages y estacionamientos (exclusivamente para automóviles) será de 150.00 kg/m^2 , más una carga concentrada de 1.50 Ton en el lugar más desfavorable de la losa, que para nuestro caso lo ubicaremos al centro del claro y revisaremos por penetración, entonces:

$$\begin{aligned}
 W_o &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\
 &= 1.4 (0.475 \text{ Ton/m}^2) + 1.7 (0.150 \text{ Ton/m}^2) \\
 &= 0.920 \text{ Ton/m}^2 \\
 W_o &\approx 1.00 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Considerando una sobrecarga de 1.00 Ton/m y el peso del material que tratará de empujar las paredes de la cisterna, mediante el método de Cross (distribución de momentos), se llegó a la solución crítica de trabajo de la misma, siendo cuando está llena de agua; los elementos mecánicos de diseño son los siguientes:



a) .- CONSTANTES DE DISEÑO

$$f'_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4 \ 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2 \ 100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 90.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.300$$

$$j = 0.900$$

$$K = 12.150$$

b) .- PERALTE DE LA LOSA DE CIMENTACION

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

$$= \sqrt{\frac{0.964 \times 10^5}{12.150 (100.00)}}$$

$$d \approx 9.00 \text{ cm}$$

considerando un recubrimiento de 5.00 cm, el espesor de losa será:

$$e = d + r$$

$$e = 9.00 \text{ cm} + 5.00 \text{ cm}$$

$$e = 14.00 \text{ cm}$$

$e \approx 15.00 \text{ cm}$, por lo que el espesor supuesto es correcto.

c).- ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$= \frac{0.964 \times 10^5}{2100.00 (0.900) (15.00)}$$

$$A_s = 3.40 \text{ cm}^2$$

Use vars # 2.5 @ 15.00 cm

d).- LOSA DE TAPA

$$d = \sqrt{\frac{0.493 \times 10^5}{12.15 (100.00)}}$$

$$d = 7.00 \text{ cm}$$

si el recubrimiento se considera de 4.00 cm, entonces el espesor de losa será:

$$d = 7.00 \text{ cm} + 4.00 \text{ cm}$$

$$d = 11.00 \text{ cm}$$

e).- ACERO DE REFUERZO EN LOSA DE TAPA

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

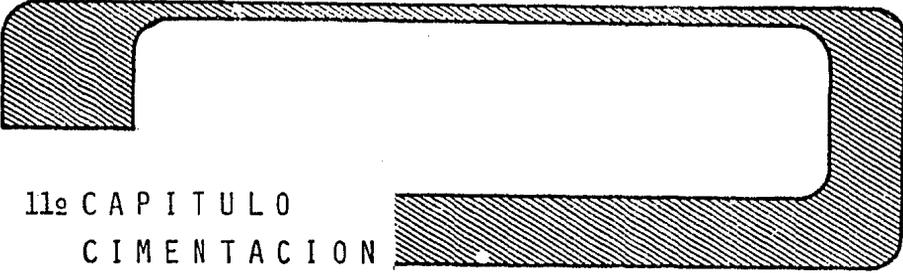
$$= \frac{0.493 \times 10^5}{2100.00 (0.90) (11.00)}$$

$$A_s = 2.371 \text{ cm}^2$$

Use vars # 2.5 @ 20.00 cm

cabe aclarar que esta losa llevará un agujero de hombre de 70.00 cm x 70.00 cm que permita el acceso de personas y utensilios para darle mantenimiento y limpieza cuando lo requiera. Para evitar que aparezcan grietas en las esquinas se pondrán perpendicular a la posible grieta varillas del # 2.5 @ 20.00 cm, tal y como se indica en el plano C-01-CIMENTACION.

De una forma análoga se determinó el refuerzo de las paredes de la cisterna tal y como se indica en el plano antes referido.



11o CAPITULO CIMENTACION

Es evidente que para que una estructura ofrezca seguridad y trabaje correctamente ha de llevar una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es cosa que no llama la atención y pasa inadvertida para el público, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero mayor destreza y mejor criterio que el que normalmente necesita para redactar un proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

Si en una estructura se aprecia que una viga de hierro ha resultado demasiado débil y flexible puede generalmente reforzarse; también puede reforzarse un pilar escaso o descargarle añadiendo otros pilares intermedios que anteriormente no se habían pensado; pero si una cimentación cede y la estructura se rompe, si todo un edificio o pilastra se inclina debido a la magnitud y desigualdad de asientos, si el hundimiento es tan grande que la estructura no ofrece seguridad ni es utilizable, poco puede entonces hacerse para mejorar la situación. Raras veces se puede reconstruir una cimentación inadecuada y reparar el edificio afectado sin que los gastos sean excesivos. Aunque la Torre inclinada de Pisa tenga fama mundial y sea centro de atracción de un gran número de turistas, un ingeniero de nuestra época no debe esperar que debido a una desigualdad de asiento de su estructura, ésta compita en fama con la de aquel edificio.

También quienes proyectan la estructura de la cimentación y deben tomar las decisiones vitales han de enfrentarse con problemas llenos de dudas. La naturaleza ha dispuesto -- los materiales en el sitio en que se encuentran de una forma caprichosa --el resultado del proceso de la naturaleza en formación y disposición de suelos y roca, generalmente modificado-- hasta cierto punto por obra del hombre-. Las propiedades físicas de estos materiales naturales difieren ampliamente. Pueden ser mezclas que poseen en cierto grado las distintas características de sus componentes y que la erosión las han reunido en un número casi infinito de combinaciones y estratificaciones. Es difícil averiguar cual será el comportamiento de estos materiales cuando sean sometidos a la acción de las cargas; las aguas pueden arrastrar el terreno o inundar la estructura. Igualmente la intervención de la mano del hombre puede agravar las dificultades y así es posible tropezar con una barcaza hurdida o con un montón de escombros enterrados --bajo el fango o la arena, con una vieja alcantarilla que atraviesa el lugar de ubicación bajo la superficie del terreno, o bien encontrarse con que una parte del terreno está formado --por material de relleno dudoso, tales como antiguos lechos de ramaje o materiales flexibles. También puede añadirse que a menudo parece como si los que van a ser propietarios estuvieran resueltos a construir las estructuras de más importancia en los sitios más inoportunos y además por una suma de dinero excesivamente escasa.

11.1.- OBJETIVO Y TIPOS DE CIMENTACIONES

El objetivo que debe cumplir toda cimentación es transmitir la carga al terreno o roca, dando seguridad contra fallas del suelo, limitando el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales, con el fin de no dañar la estructura --que sobre ella se apoya así como a los elementos estructura--

les y no estructurales que la componen. La palabra cimiento puede significar:

a).-El terreno o roca, in situ, sobre el que se transmiten las fuerzas originadas por el peso propio de la estructura y sobre cargas que posteriormente actuarán sobre la misma,

b).-El conjunto total de las partes estructurales de la infraestructura por intermedio de los cuales se transmite al terreno o roca que las soporta el peso propio de la superestructura y las fuerzas debidas a las cargas que actúan sobre ella ó

c).- Las combinaciones de los dos conceptos anteriores.

No se puede determinar con claridad cual es la línea de separación entre la superestructura y la infraestructura. Corrientemente se suelen definir dichas partes de la estructura, de acuerdo con la siguiente forma:

a).- Superestructura es la parte de la estructura que se construye con el fin principal de ser utilizada por el hombre sin "preocuparse" de cómo será soportada.

b).- Infraestructura es la parte de una estructura que es necesaria para apoyar la superestructura en su emplazamiento y transmitir al terreno todas las fuerzas a que da origen dicha superestructura.

El ingeniero de cimentaciones durante su práctica profesional, tiene como meta principal planear, diseñar y construir "conexiones" entre la infraestructura y el sistema tierra. Si las "conexiones" se realizan prácticamente en la superficie del terreno, se acostumbra llamar "Cimentaciones Superficiales", por lo contrario si los estratos superficiales no tienen suficiente calidad o bien son susceptibles de ser socavados por el agua, y es necesario apoyarse más bajo, se -

denominarán "Cimentaciones Profundas".

No existe un criterio único para separar las cimentaciones superficiales o someras, de las profundas, sin embargo es aceptable generalmente que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es mayor de 4 se tienen cimientos profundos.

Es indudable que en la elección de la mejor alternativa de cimentación para una obra dada, juegan papeles importantes el tipo de estructuración, las dimensiones y el peso de la propia obra.

A las cimentaciones superficiales pertenecen las zapatas aisladas y corridas, y las losas planas o rigidizadas con contrarabes. Las cimentaciones profundas, por su parte, pueden subdividirse a su vez en las que son piloteadas o no. Las cimentaciones denominadas cajones flotantes, pertenecen a los -- dos grupos, ya que son "superficiales" atendiendo a su relación profundidad a ancho y al método de cálculo para valuar su capacidad de carga, pero son "profundas" desde el punto de vista de procedimiento constructivo. Existen también combinaciones de cimentación para una misma estructura como la de cajón-flotante parcialmente compensado y pilotes de fricción.

De acuerdo con el criterio A. L. Little, las cimentaciones profundas son aquellas que pueden construirse:

- a).- En excavaciones abiertas no ademadas
- b).- Dentro de ataquías
- c).- Con pilotes
- d).- Con pilas
- e).- Con cilindros
- f).- Con cajones profundos

- A.- En excavaciones abiertas. Es el caso típico de los cajones flotantes, que se construyen en áreas abiertas, donde no existen restricciones de espacio en el perímetro de la obra y los taludes de la excavación pueden tenderse tanto lo requiera la estabilidad del suelo. Deben llevarse en todo momento los problemas constructivos relacionados con el suelo y el agua freática, tales como estabilidad de taludes, bufamientos del fondo de la excavación y abatimiento del nivel freático principalmente.
- B.- Dentro de ataquías. Cuando no existe amplitud suficiente para tender taludez, se emplean ataquías las cuales son estructuras temporales fabricadas ya sea con madera, concreto, acero o combinación de ellos. Se instalan alrededor del área por excavar con la finalidad específica de excluir el suelo y/o el agua. Cada ataquía tiene su propia fisonomía y se califica su efectividad en la medida que mantiene la excavación libre de desprendimientos de suelo y/o agua. En cimentaciones urbanas las ataquías -- más conocidas son los tablestacas, de madera, de concreto y de acero. Deben cuidarse en este proceso constructivo los problemas de falla de fondo, de empuje de tierras sobre las ataquías, de troquelamiento, de abatimiento del nivel freático y bufamientos del fondo, principalmente.
- C.- Con pilotes.- Es el tipo de cimentación profunda más utilizado en nuestro medio. Pueden ser prefabricados o formados en el lugar, teniendo diámetros menores de 30.00" (76.00 cm) en el primer caso y menores de 24.00" (60.00 cm) en el segundo. Atendiendo a su funcionamiento pueden ser de fricción, de punta o mixtos y de control. En relación al material de fabricación pueden ser de madera, concreto reforzado (o preesforzado) en secciones circulares, octogonales, ochavados, cuadrados, triangulares o hache, o de acero, en secciones H o I o mixtos, los cuales son -

hincados, empujados, chifloneados o alguna combinación de estos métodos.

- D.- Con pilas.- Se forman en el lugar con secciones transversales circulares, cuyo diámetro es mayor de 24.00" (60.00cm), en general son macizas. Cuando no hay agua freática o bien el flujo de agua en el suelo es pequeño, es el método más económico de cimentación profunda. Mediante procedimientos constructivos sencillos se puede ampliar su base si se requiere. Hay dos métodos clásicos para efectuar la excavación, el Chicago y el Gow. También pueden emplearse perforadoras de gran diámetro tipo Benoto, Colweld, Watson, Williams, etc., que abaratan el proceso, y permiten la construcción de pilas bajo el nivel freático en combinación con lodo bentonítico para estabilizar paredes. Algunos sistemas permiten excavar mecánicamente la campana de la pila.
- E.- Con cilindros.- Su diámetro es mayor que las pilas pero menor de 10.00 ft (3.00 m), pueden ser de concreto o acero, en alguna época se hicieron de hierro fundido. Generalmente son huecos durante su colocación y posteriormente es posible llenarlos de grava, arena, boleas, etc. si las necesidades estructurales del proyecto así lo requieren.
- F.- Cajones profundos.- Cuando la profundidad del agua es demasiado grande para emplear ataquias y las descargas estructurales a la cimentación son demasiado altas para emplear pilotes o pilas, o cilindros, se emplean los cajones profundos. En general se construyen total o parcialmente fuera de su posición final y son arrastrados posteriormente (generalmente flotando) hasta ser colocados en la vertical de su posición y a continuación hundidos paulatinamente en varias etapas hasta su apoyo final. En base a su procedimiento constructivo pueden ser cerrados, abiertos, neumáti

cos o monolíticos. Este tipo de cimentación es usual emplearlo en puentes con grandes claros y concentraciones -- elevadas de carga.

Como ya se dijo la cimentación por medio de pilotes se ha generalizado como solución para el caso en que las cargas que transmiten las diferentes edificaciones al suelo son -- muy grandes, siendo insuficiente la capacidad de carga del suelo de sustentación.

Los pilotes de punta son utilizados para transmitir toda -- la carga de las edificaciones al estrato del suelo donde -- se apoya la punta del pilote. Este tipo de cimentación -- tiene el problema de dejar a la estructura en su posición, original cuando el estrato del suelo blando su'yacente a -- la estructura se comprime (por pérdida de agua, etc.) -- creándose problemas de desniveles entre el nivel superfi-- cial del suelo y la estructura, agrietamientos de pisos en las zonas vecinas a la estructura y fuerzas verticales adi-- cionales, consecuencia de la fricción entre los suelos -- blandos y el fuste del pilote, que disminuyen la capacidad de carga de la cimentación. El cálculo de la capacidad de carga de estos pilotes debe incluir la reducción de capaci-- dad provocada por estas fuerzas de fricción.

Los pilotes de fricción son utilizados para transmitir la carga de la edificación a los diferentes estratos de suelo que atraviesa el pilote por medio de la fricción o adheren-- cia que se presenta entre el suelo y el fuste del pilote. -- Este tip. de cimentación permite el edificio asentarse de -- una forma más razonable conforme se asienta el suelo, aun-- que presenta el problema que cuando la punta está muy cerca de los estratos duros llega el momento en que ésta se -- apoya sobre dichos estratos quedando una estructura apoya-- da en pilotes de punta, en que además de los problemas men

cionados con anterioridad para los pilotes de punta, puede aparecer el problema de desajuste con las condiciones consideradas en el diseño.

El pilote de control fué diseñado por el ingeniero González Flores y permite a las edificaciones asentarse conforme se asienta el suelo blando y regula la verticalidad y uniformidad de dichos asentamientos evitando con ello la aparición de esfuerzos adicionales consecuencias de desplome de la edificación.

11.2.- CAPACIDAD DE CARGA

Una buena parte de las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis; en algunas otras teorías, especialmente en las que corresponden a esfuerzos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución, desarrollada en el marco de la Teoría de la Plasticidad, supone al medio rígido-plástico perfecto. En general, conviene reducir el problema a dos casos: la capacidad de carga de los suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0$, $\phi = 0$) y la de los suelos puramente "friccionantes" ($c = 0$, $\phi \neq 0$).

Teoría de Terzaghi.- Esta teoría es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de suelos los resultados de la Mecánica del Medio Continuo. La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y posiblemente sea la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en el caso de cimientos poco profundos, o sea, aquellos en los --

que el ancho de la base B es igual o mayor que la distancia -
 vertil entre el terreno natural y la base del cimiento (pro-
 fundidad de desplante D_f). Terzaghi desprecia la resistencia
 al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimen-
 to, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terre-
 no sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un -
 efecto que puede representarse por una sobrecarga q , donde $q =$
 γD_f .

La expresión de Terzaghi es lo siguiente:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{-----11.1}$$

donde:

q_u = capacidad de carga última del terreno

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

D_f = profundidad de desplante

B = ancho del cimiento

N_c, N_q y N_γ = coeficientes adimensionales que dependen sólo del -
 valor de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y -
 se denominan "factores de capacidad de carga" debi-
 dos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso de sue-
 lo, respectivamente.

Según la teoría de Terzaghi lo anterior es para falla gene-
 ral. Cuando se presenta la falla local se tiene que los valo-
 res obtenidos anteriormente se alteran de la forma siguiente:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad \text{----- 11.2}$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad \text{----- 11.3}$$

entonces:

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \text{ ----- 11.4}$$

Los anteriores se refieren únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para la capacidad de carga en zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi propuso las siguientes relaciones:

Zapata cuadrada

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \text{ ----- 11.5}$$

Zapata circular

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \text{ ----- 11.6}$$

La figura 11.1 es para obtener los factores de capacidad

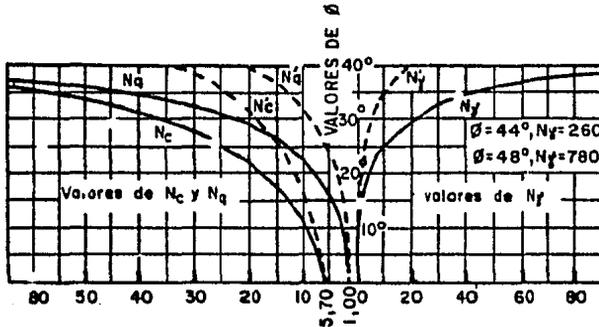


FIG. 11.1.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI.

de carga según Terzaghi.

Teoría de Skempton.- Esta teoría se usa generalmente para suelos puramente cohesivos dadas las limitaciones de la teoría de Terzaghi para ellos. Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una exportación - de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual

$$q_u = c N_c + \gamma D_f \quad \text{----- 11.6}$$

La diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la Fig. 11.2 aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares

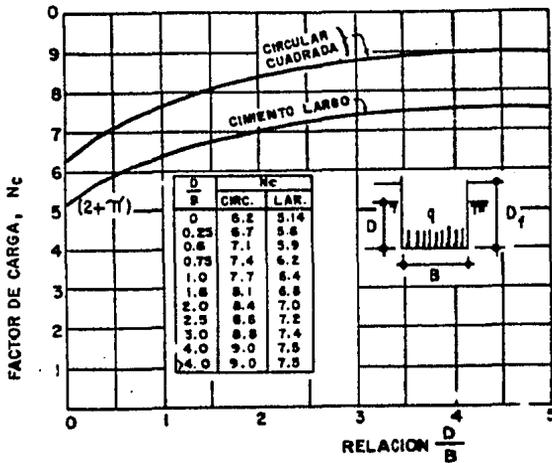


FIG. 11.2.- VALORES DE N_c SEGUN SKEMPTON, PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

Teoría de Meyerhof.- En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo -- arriba del nivel de desplanza del cimiento. El suelo arriba -- del plano de apoyo se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el -- cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. -- Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más -- profundo sea el cimiento considerado. Esta teoría supone una -- superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento cerca -- no a una espiral logarítmica.

La expresión a la que llega Meyerhof, tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{----- 11.7}$$

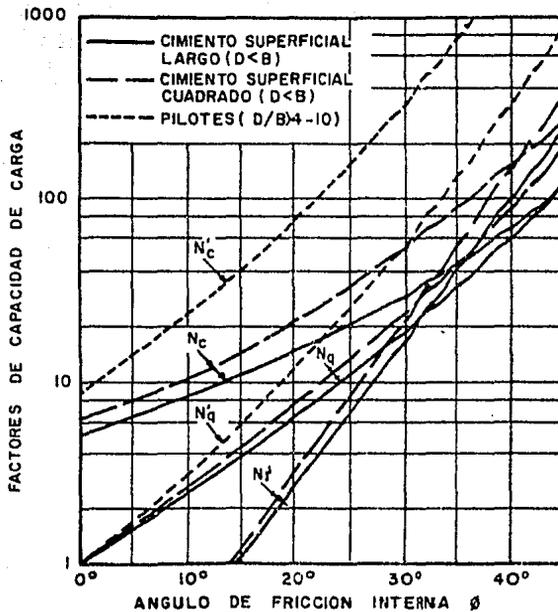


FIG. 11.3.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES Y PILOTES (CRITERIO MEYERHOF 1963)

A continuación se presenta un breve resumen en el cual se vierte la opinión respecto al campo de aplicación práctica de las diferentes teorías de capacidad de carga atrás mencionadas. El criterio para señalar a una teoría como apropiada para un caso dado obedece tanto a la confiabilidad de la teoría en sí, de acuerdo con los resultados de sus aplicaciones prácticas, como a la sencillez de su aplicación.

- a).-La Teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite $D_f \leq 2B$.
- b).-La Teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva ($\phi = 0$), sean superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en pilotes y cilindros.
- c).-Puede usarse la Teoría de Meyerhof para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y grava, incluyendo cilindros y pilotes, aunque ejerciendo vigilancia cuidadosa, ya que en ocasiones se ha observado que proporciona valores muy altos con respecto a los prudentes.

11.3.-SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

Conocidas las diferentes alternativas de cimentación que pudieran resolver el problema que nos ocupa y dado que el peso unitario medio de la estructura es de $\bar{w} = 9.242 \text{ Ton/m}^2$, 6.00-Ton/m^2 , se desplantará a una profundidad $D_f = 2.80 \text{ m} > 2.50 \text{ m}$, utilizando una placa continua de cimentación rigidizada por contrarribes en los ejes de columnas.

Debido a que no existe simetría de cargas en la estructu-

ra, es de esperarse que existan excentricidades tanto en el sentido denominado de las X (e_x) como en el Y (e_y), en la superficie que ocupará la cimentación del edificio.

En las figuras 11.4 a 11.6 se muestran las solicitaciones de servicio de la cimentación y en la fig. 11.7 se determinó la excentricidad que existe en ambos ejes para la condición crítica de diseño para carga vertical y que resultó ser la de CM + CV.

Como la planta baja se usará como estacionamiento del edificio, habrá que diseñarse la losa para tal efecto, considerando que se contará en la cimentación con doble losa, una superior que será la superficie de rodamiento de los vehículos y otra inferior que será la que esté en contacto con el terreno de desplante, distribuyendo a éste las cargas de la estructura y el peso de la cimentación.

Peso propio de la losa superior:

Losa de 17.00 cm	408.00 kg/m ²
Acabado	<u>10.00 kg/m²</u>
C. M	418.00 kg/m ²

CONDICION DE CARGA ESTATICA

$$\begin{aligned}
 W_o &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\
 &= (1.4 \times 418.00 + 1.7 \times 150.00) \text{ kg/m}^2 \\
 &= 826.20 \text{ kg/m}^2 \\
 W_o &= 826.00 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

carga que se transmitirá a las contratrabes de cimentación según sea el área tributaria que les corresponda.

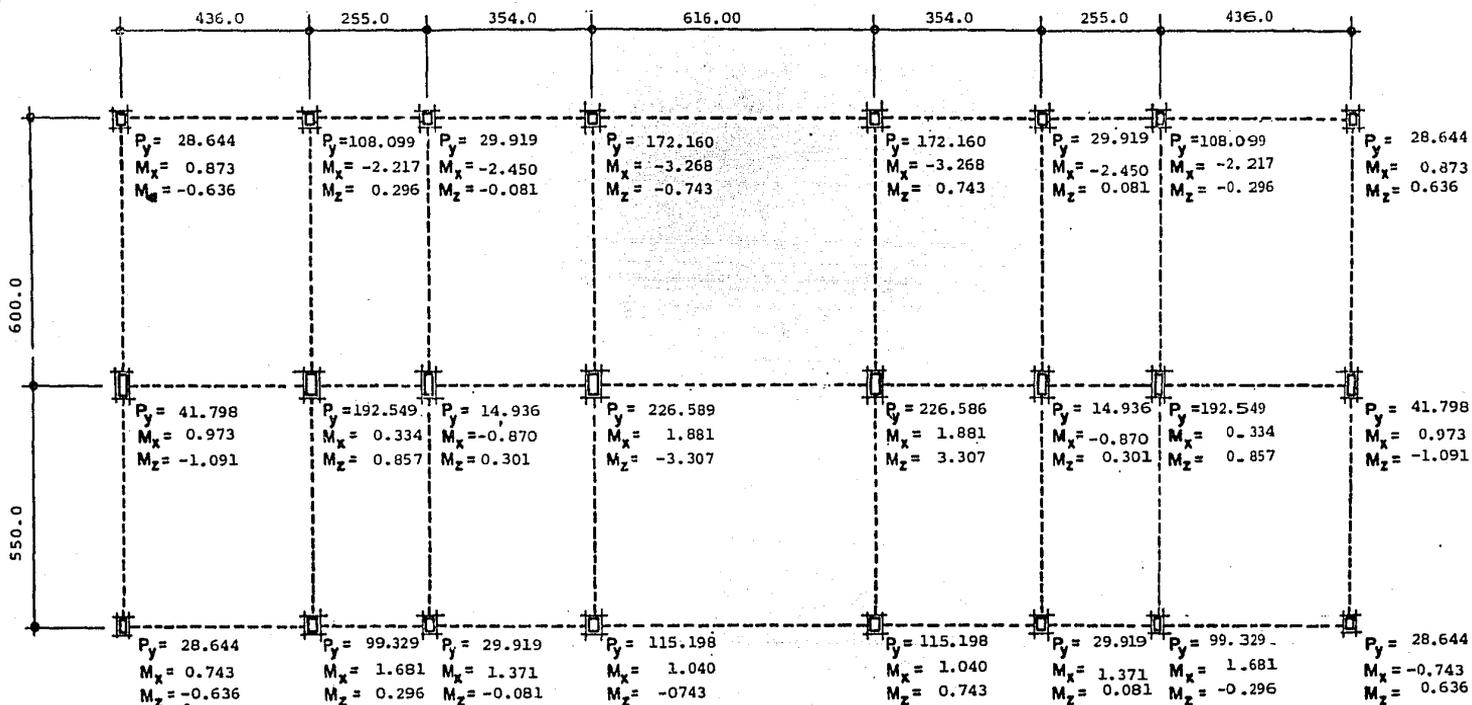
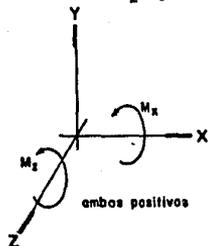
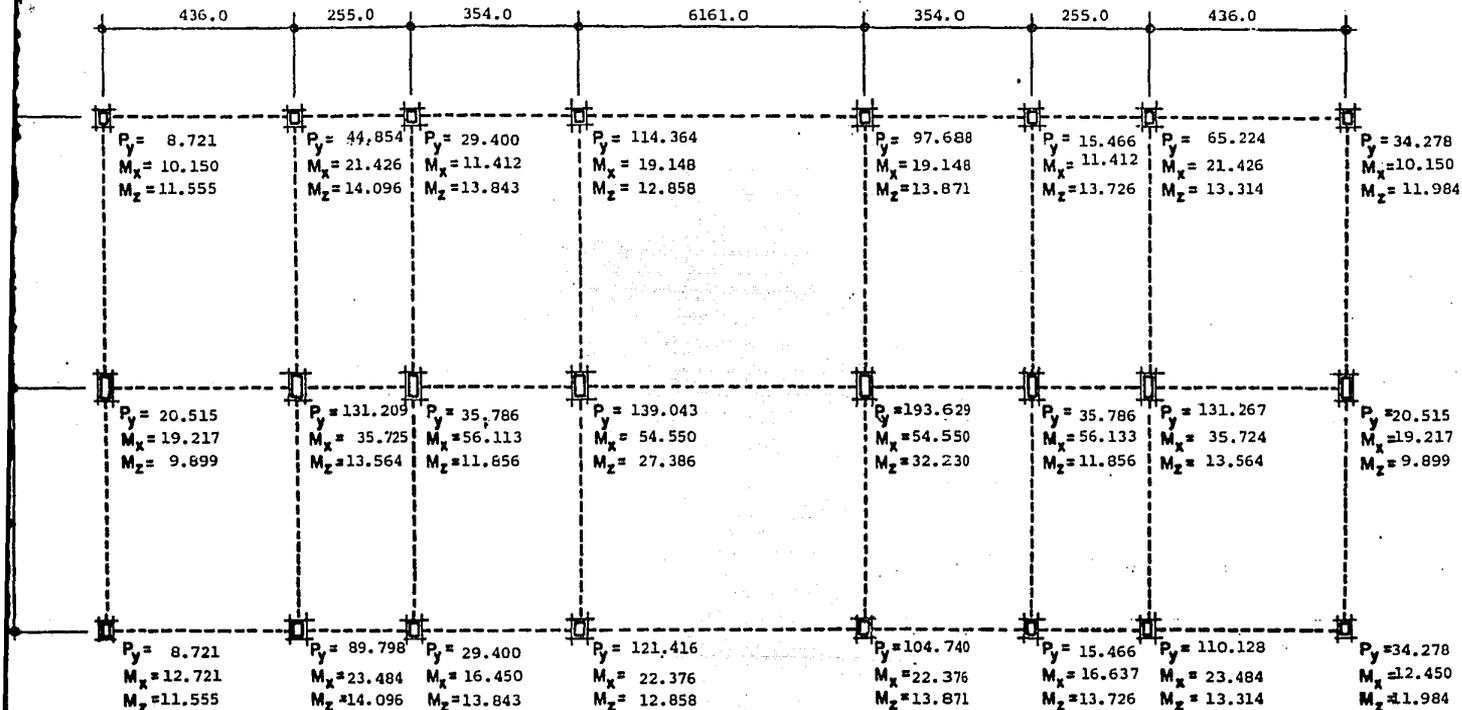


FIG. 11.4.- BAJADA DE CARGAS A CIMENTACION
BAJO CM + CV

U = 1.4 CM + 1.7 CV



ACOTACIONES EN : cm
UNIDADES: P_y = ton
 M_x = ton-m
 M_z = ton-m

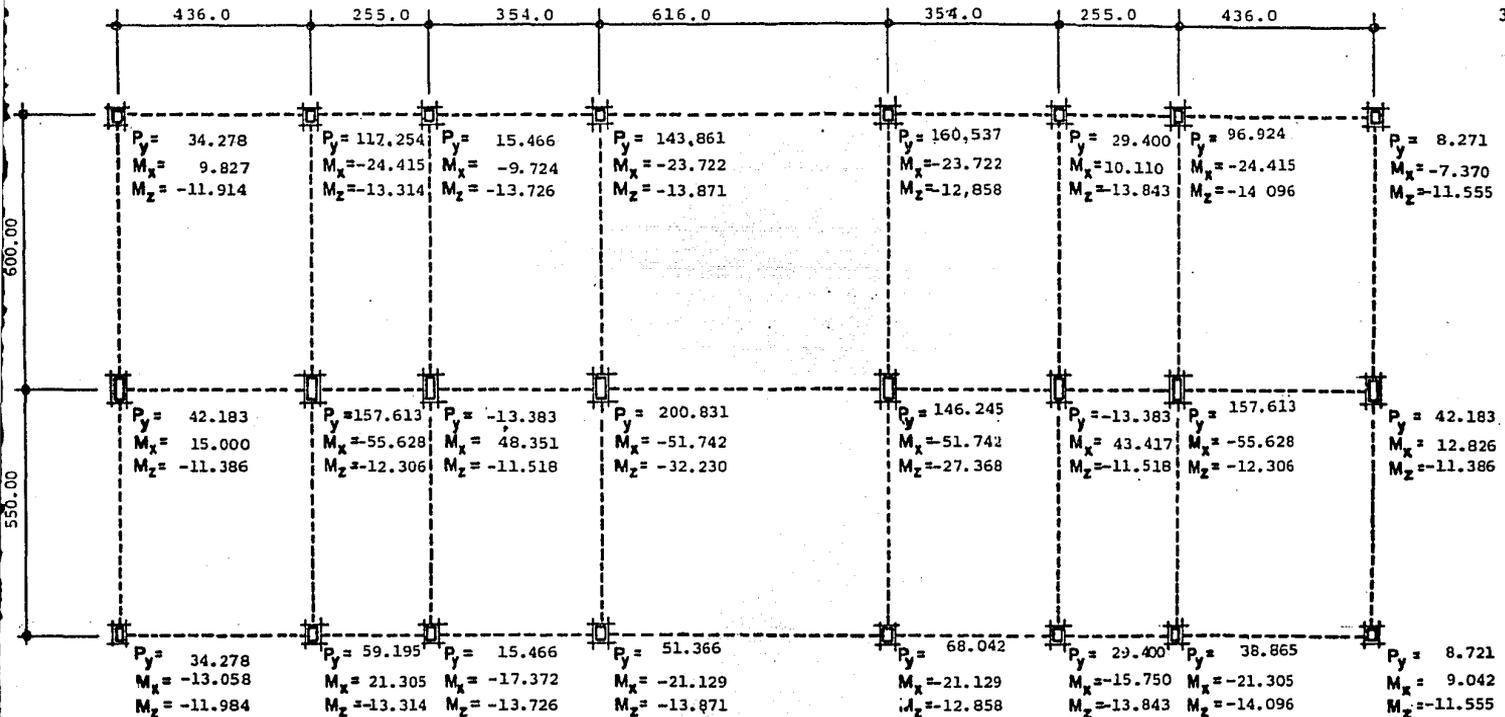


SISMO

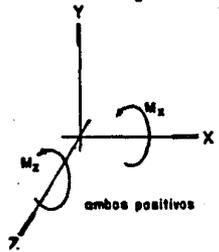
ACOTACIONES EN : cm
 UNIDADES: P_y = ton
 M_x = ton-m
 M_z = ton-m

FIG. 11.5.-BAJADA DE CARGAS A LA CIMENTACION
 BAJO CM + CV + CA
 $U=0.75 (1.4 \text{ CM}+1.7\text{CV}+1.87\text{CA})$

ambos positivos



SIST:O



ACOTACIONES EN : cm
 UNIDADES : $P_y = \text{ton}$
 $M_x = \text{ton-m}$
 $M_z = \text{ton-m}$

FIG. 11.6.- BAJADA DE CARGAS A LA CIMENTACION
 BAJO CM + CV + CA

$U=0.75 (1.4CM+1.7CV+1.87CA)$

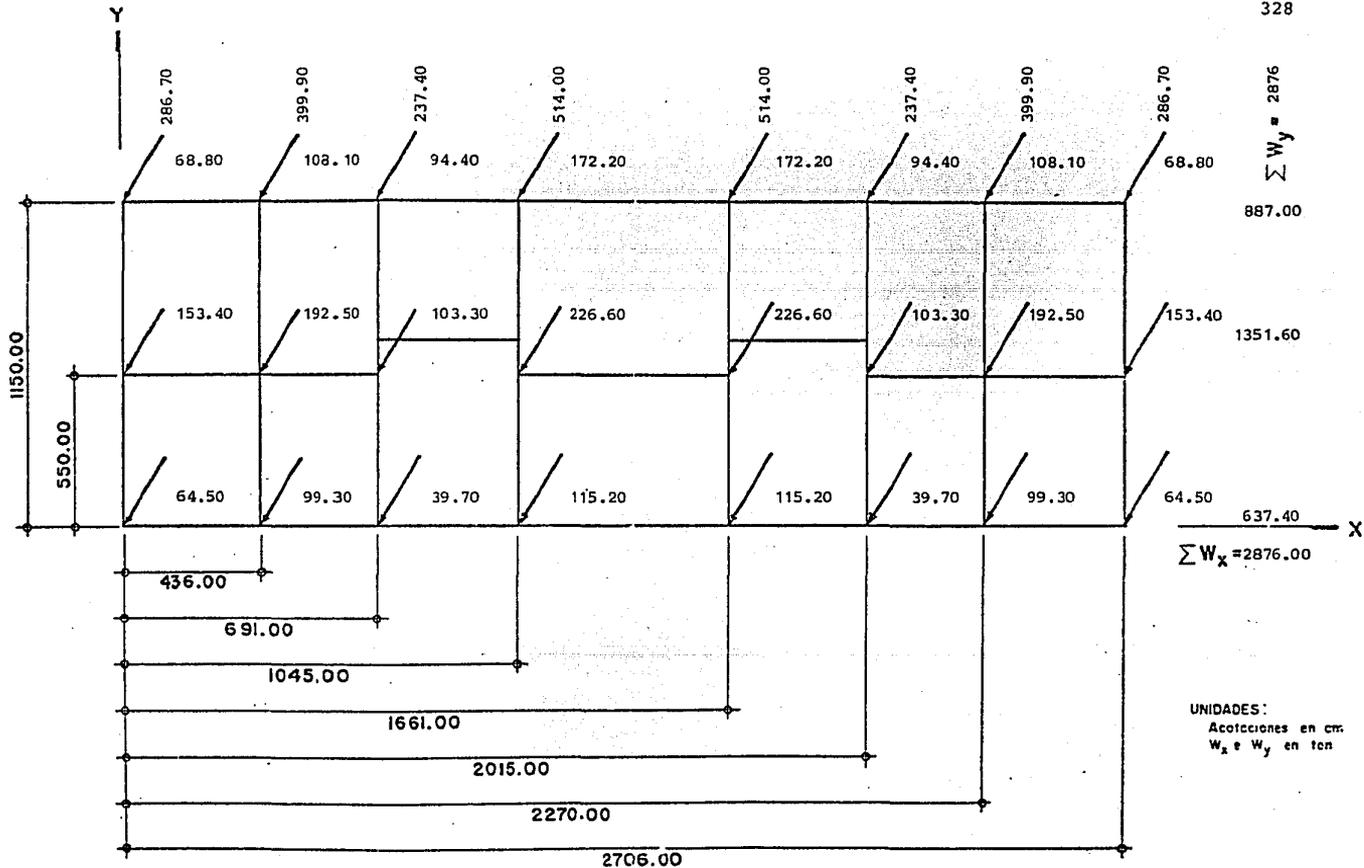


FIG. 11.7. ESQUEMA PARA EL CALCULO DEL CENTRO DE MASAS PARA LA CIMENTACION BAJO CM + CV.

Cálculo de momentos:

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_x &= \Sigma W_{ix} Y_i \\
 &= 1351.60 (550.00) + 887.00 (1150.00) \\
 M_x &= 1\,763\,430.00 \\
 \Sigma M_y &= \Sigma W_{iy} X_i \\
 &= 399.90 (436.00) + 237.40 (691.00) + 514.00 \\
 &\quad (1045.00) + 514.00 (1661.00) + 237.40 (2015.00) + \\
 &\quad 399.90 (2270.00) + 286.70 (2706.00) \\
 \Sigma M_y &= 3\,891\,228.00
 \end{aligned}$$

Cálculo de coordenadas:

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{\Sigma W_{iy} X_i}{\Sigma W_{iy}} \\
 &= \frac{3\,891\,228.00}{2876.00}
 \end{aligned}$$

$$X = 1353.00 \text{ m}$$

$$X = 13.53 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma W_{ix} Y_i}{\Sigma W_{ix}}$$

$$= \frac{1\ 763\ 430.00}{2876.00}$$

$$y = 613.15 \text{ cm}$$

$$y = 6.13 \text{ m}$$

El cálculo de la cimentación de la estructura que se estudia se hará a partir de las cargas acumulativas que reciben -- las columnas que se desplantan en el propio nivel de la cimentación cuyo valor será la suma total de las cargas que obran -- en todos los pisos del edificio.

De acuerdo con el resultado obtenido a partir de la Fig.- 11.7, se tiene una excentricidad entre el centro de gravedad -- de las cargas y el centro de gravedad del área de la placa de cimentación, siendo éstas, las siguientes:

$$e_{yc} = \frac{L_y}{2} - e_y \quad \text{-----11.8}$$

$$e_{xc} = \frac{L_x}{2} - e_x \quad \text{----- 11.9}$$

por lo tanto:

$$e_{yc} = \frac{11.50 \text{ m}}{2} - 6.13 \text{ m}$$

$$= 5.75 \text{ m} - 6.13 \text{ m}$$

$$e_{yc} = 0.38 \text{ m (en términos absolutos)}$$

$$e_{xc} = \frac{27.06 \text{ m}}{2} - 13.53 \text{ m}$$

$$= 13.53 \text{ m} - 13.53 \text{ m}$$

$$e_{xc} = 0.00 \text{ m}$$

De lo anterior se ve que existe una excentricidad de 38.0 cm en el sentido Y de la estructura.

11.3.1.- CALCULO DEL LASTRE PARA EQUILIBRAR LOS CENTROS DE GRAVEDAD DE LAS CARGAS Y EL AREA.

Se considerarán dos cisternas con una capacidad de 20 00.0 litros cada una (una para servicios generales y otra para contra incendio) y un área lastrada cuyas dimensiones se marcan en la Fig. 11.8, por lo que en suma, se tendrán dos cargas P_1 (cisternas) y P_2 (área lastrada) cuyo momento equilibrará el momento ocasionado por la excentricidad e_{yc} , cuyo valor es

$$M_{yc} = \sum p_y e_{yc} \quad \text{-----} \quad 10.10$$

entonces:

$$M_{yc} = 2876.00 \text{ Ton} (0.38 \text{ m})$$

$$M_{yc} = 1\ 092.88 \text{ Ton-m}$$

por lo que la ecuación de momento queda definida como

$$2.79 \ P = 1092.88 \text{ Ton-m}$$

$$P = \frac{1092.88 \text{ Ton-m}}{2.79 \text{ m}}$$

$$P = 391.71 \text{ Ton}$$

cantidad que descontada en peso igual al de las cisternas de 20.0 m³ cada una, se tiene:

$$P_r = 391.71 \text{ Ton} - 2(20.00 \text{ Ton})$$

$$P_r = 351.71 \text{ Ton}$$

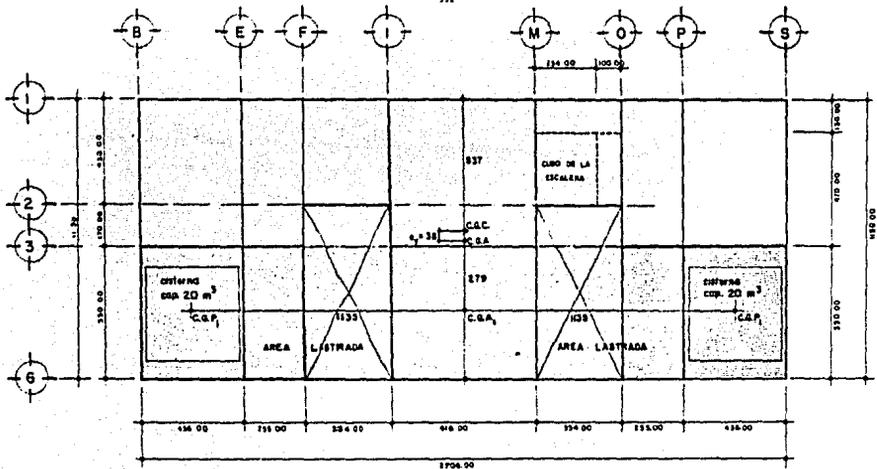


FIG. 11.8.- CENTRO DE GRAVEDAD DE AREAS LASTRADAS PARA HACER COINCIDIR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS, CON EL CENTRO DE GRAVEDAD DEL AREA DE CIMENTACION.

C.C.C. = Centro de gravedad de concreto
 C.G.A. = Centro de gravedad de la area de cimentacion
 C.G.A.L. = Centro de gravedad de la area lastrada
 C.G.P. = Centro de gravedad de las pilas

esta última cantidad se tendrá que alcanzar con el área lastrada. El valor del área A_2 es

$$A_2 = 132.44 \text{ m}^2$$

La carga del lastre por metro cuadrado de superficie deberá ser igual a

$$\frac{P_r}{A_2} = \frac{351.71 \text{ Ton}}{132.44 \text{ m}^2} = 2.66 \text{ Ton/m}^2$$

Si el lastre que se utiliza es tierra consolidada producto de la excavación para la cimentación, cuyo peso volumétrico es de 1.800 ton/m^3 , el espesor del lastre será:

$$h = \frac{\frac{P_r}{A_2}}{\gamma \text{ del lastre}}$$

$$h = \frac{2.66 \text{ Ton/m}^2}{1.80 \text{ Ton/m}^3}$$

$$h = 1.48 \text{ m}$$

11.3.2.—FATIGA DEL TERRENO

Será la relación entre el peso total de la estructura más el lastre y el área de la cimentación. Para el caso que se estudia, tenemos:

$$f_t = \frac{P + P_1 + P_2}{A}$$

$$= \frac{(2876.00 + 40.00 + 351.71) \text{ Ton}}{11.50 (27.06) \text{ m}^2}$$

$$f_t = \frac{3267.71 \text{ Ton}}{311.19 \text{ m}^2}$$

$$f_t = 10.50 \text{ Ton/m}^2$$

El valor de la fatiga del terreno será el que decida el tipo de cimentación que debe proyectarse ya que si está afuera de la capacidad de carga del suelo, no será posible calcular una cimentación por superficie.

Si el valor de la fatiga del terreno es superior al de la capacidad de carga del suelo, se podrá todavía pensar en una cimentación combinada por flotación o sustitución y por superficie. Para este caso la capacidad de carga del suelo estará dada por su resistencia al apoyo o compresión directa más la carga por metro cuadrado que sustituye al volumen del terreno excavado hasta llegar al desplante de la cimentación, carga -- que se calculará con la expresión

$$f_{\text{vol. exc.}} = \gamma D_f \quad \text{----- 11.11}$$

donde:

$$f_{\text{vol exc.}} = \text{peso del material excavado (Ton/m}^2\text{)}$$

$$\gamma = \text{peso volumétrico del material que se va a excavar y a sustituir (Ton/m}^3\text{)}$$

$$D_f = \text{profundidad de desplante de la cimentación (m).}$$

Con esta misma expresión se podrá calcular la profundidad de la excavación que se requiere para que no se exceda la capacidad de carga del suelo.

En el caso que lo anterior suceda, se pensaría en una cimentación mixta, ya sea con pilotes trabajando por fricción o de punta hasta una profundidad necesaria para encontrar la capa resistente del terreno que permitiera soportar las cargas del edificio.

Los datos necesarios para las capacidades de carga del suelo a diferentes profundidades están dados por un estudio de Mecánica de Suelos.

El dato de Mecánica de Suelos que se ha proporcionado para la capacidad de carga del terreno en que se desplantará edificio por construir es de

$$q_{adm} = 7.60 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo con la exposición anterior y para el edificio que se proyecta, es necesaria una cimentación compensada, dado que la fatiga del terreno ocasionada por las cargas del edificio es mayor que la capacidad de carga del mismo. La reacción neta del terreno se calculará considerando el peso propio de la losa de cimentación inferior por unidad de superficie, restando su valor al de la capacidad de carga del suelo. Considerando un peralte total de la losa igual a 30.0 cm, se obtendrá entonces:

Capacidad de carga del suelo	=	7.60 Ton/m ²
Peso propio de la losa de cimentación 0.30 m (2.40 Ton/m ³)	=	0.72 Ton/m ²
Reacción neta del terreno	=	<u>6.88 Ton/m²</u>

$$\text{fatiga del terreno} = 10.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} &\text{Diferencia entre la fatiga} \\ &\text{del terreno y la fatiga} \\ &\text{neta} = 3.62 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

profundidad de la excavación para el desplante de la cimentación:

$$D_f = \frac{f_{\text{vol.exc.}} - q_{\text{net}}}{\gamma_{\text{mat}}} \quad \text{-----} \quad 11.12$$

entonces

$$\begin{aligned} D_f &= \frac{10.50 \text{ Ton/m}^2 - 6.88 \text{ Ton/m}^2}{1.80 \text{ Ton/m}^3} \\ &= \frac{3.62 \text{ Ton/m}^2}{1.80 \text{ Ton/m}^3} \end{aligned}$$

$$D_f = 2.00 \text{ m}$$

11.4.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA A BASE DE UNA RETICULA Y SU SOLUCION GENERAL DESPRECIANDO LA RIGIDEZ TORSIONAL DE LAS TRABES.

La solución analítica de una retícula de cimentación formada por trabes solidarias a la losa de cimentación, o bien solidarias a la losa de cimentación y a la losa de sótano o planta baja, da lugar al planteamiento de un número grande de ecuaciones lineales dependiendo este número de los grados de libertad de la retícula, o lo que es lo mismo del número de nudos que forman la retícula. El número de ecuaciones del --

sistema dependerá también del método de análisis escogido, esto es para una retícula constituida por el mismo número de nudos, podrán usarse varios métodos de análisis, pero no en todos ellos se tendrá un sistema con el mismo número de ecuaciones. Desde este momento podemos decir que debe escogerse uno de los métodos de análisis cuya solución dé lugar a un número menor de ecuaciones simultáneas.

Para la aplicación y discusión del método de análisis que vamos a estudiar en adelante tomaremos en cuenta los siguientes aspectos::

- 10.- La retícula estará formada por dos sistemas de traveses ortogonales entre sí.

Esta condición se establece para evitar que las traveses en un sentido influyan por flexión en el análisis de las traveses en el otro sentido, procediendo de esta manera podemos analizar la retícula primero en un sentido y luego en el otro.

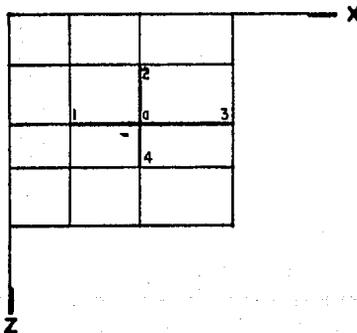


FIG. 11.9

20.- El análisis de una retícula es realmente un problema en el espacio, para darnos cuenta de ello hagamos el diagrama de cuerpo libre de un nudo cualquiera de una retícula.

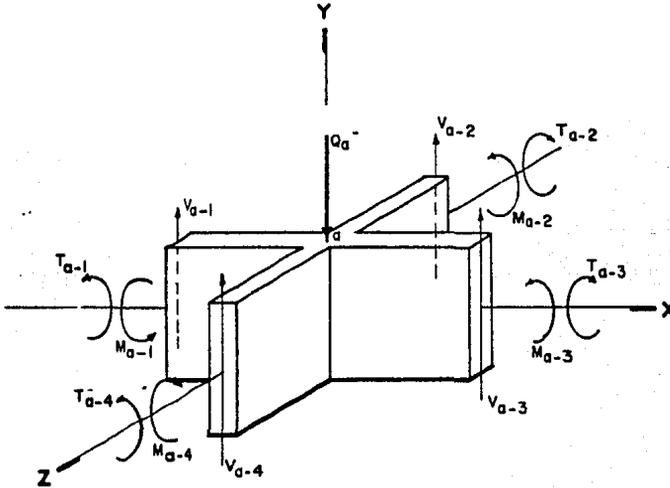


FIG.- 11.10

Refiriéndonos a la figura 11.9 supongamos que hacemos el diagrama de cuerpo libre del nudo "a". La notación que vamos a usar en lo sucesivo para las fuerzas cortantes y para los momentos flexionantes será la siguiente:

Estos dos elementos mecánicos irán acompañados de dos subíndices, el primero indica el nudo en que se deseen obtener dichos elementos y el segundo indica el nudo inmediatamente contrario a él, por ejemplo si estamos analizando el nudo "a" tendremos que los nudos inmediatamente contrarios al nudo "a" son los nudos 1, 2, 3 y 4 como se ve en la figura 11.9, -- para indicar los elementos mecánicos en el nudo procederíamos

en la forma indicada, esto es:

Para la trabe a-1 la fuerza cortante en "a" se indicaría V_{a-1} , para la trabe a-2 la fuerza cortante en "a" se indicaría V_{a-2} y así para las trabes a-3 y a-4 restantes.

En igual forma haríamos para los momentos flexionantes y para los momentos de torsión; para la trabe a-1 el momento -- flexionante sería M_{a-1} , para la misma trabe el momento de tor sión sería T_{a-1} y así para las demás trabes. En general en el nudo puede o no actuar la fuerza vertical Q_a .

Los elementos mecánicos (M, V, T) que aparece en la figura 11.10 y que mantienen el nudo en equilibrio son acciones de la barra sobre el nudo (B_sN), o sea estos elementos son -- fuerzas interiores que deben estar equilibradas por la fuerza Q_a que actúa en el nudo, o bien deben estar en equilibrio entre sí; que es cuando el nudo no actúa ninguna fuerza Q .

La condición indispensable que debe cumplirse en una retícula es que esté en equilibrio estático, veamos por ejemplo una retícula cualquiera, fig. 11.11.

Indicando ΣM_x momentos en el sentido "x", análogamente ΣM_z momentos en el sentido "z". La condición de equilibrio debe cumplirse para cualquier diagrama de cuerpo libre que se haga en la retícula ya sea aislando un nudo o bien haciendo una sección transversal en cualquiera de los dos sentidos, o en los dos a la vez.

Hagamos el diagrama de cuerpo libre para una sección A -- de la retícula indicada en la figura 11.11., teniendo entonces a la figura 11.11.1.

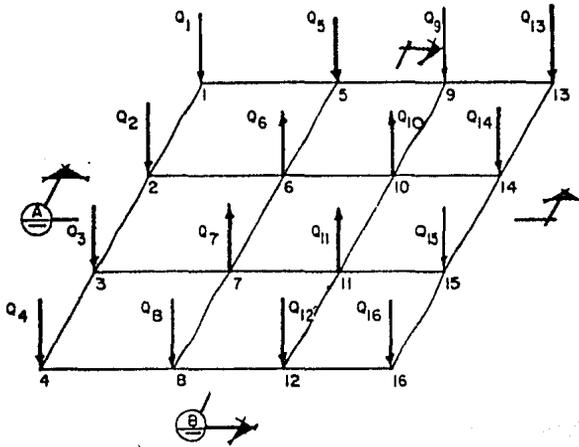


FIG. 11.11.-

La condición indispensable que debe cumplirse es:

$$\Sigma F_Y = 0$$

$$\Sigma F_X = 0$$

$$\Sigma M_Z = 0$$

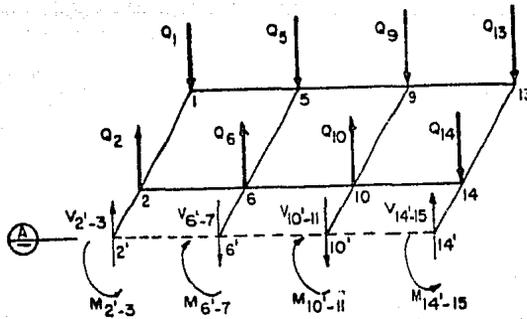


FIG.- 11.11.1.-

Como indicamos antes deben cumplirse las condiciones de equilibrio esto es:

$$\Sigma F_Y = 0 \quad \Sigma M_X = 0 \quad \Sigma M_Z = 0$$

Podemos hacer también dos secciones transversales por -- ejemplo la A y la B el diagrama de cuerpo libre quedará: fig. 11.11.2.

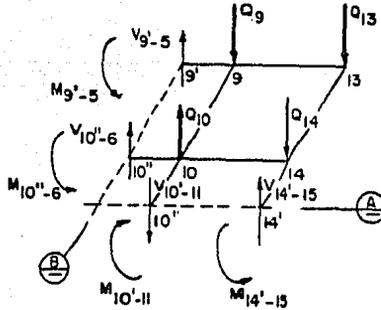


FIG.- 11.11.2

Para este cuerpo libre deberá cumplirse que:

$$\Sigma F_Y = 0 \quad \Sigma M_X = 0 \quad \Sigma M_Z = 0$$

veamos ahora el equilibrio del nudo "a" según la figura 11.11 como hemos dicho en el nudo deben privar las condiciones de equilibrio esto es:

$$\Sigma F_Y = 0 \quad \Sigma M_X = 0 \quad \Sigma M_Z = 0$$

aplicando la primera ecuación se tiene:

$$-Q_a + V_{a-1} + V_{a-3} + V_{a-4} + V_{a-2} = 0 \text{ (sentido y)}$$

aplicando la segunda se obtiene:

$$M_{a-4} - M_{a-2} - T_{a-1} + T_{a-3} = 0 \text{ (sentido x)}$$

y de la ecuación tercera tenemos:

$$M_{a-1} - M_{a-3} - T_{a-4} + T_{a-2} = 0 \text{ (sentido z)}$$

como vemos en las ecuaciones de equilibrio aparecen los momentos de torsión de las barras sobre el nudo. De esta manera vemos que en el equilibrio del nudo en un sentido influyen las trabes del otro sentido por medio de la torsión.

Para simplificar el problema supondremos que para el análisis despreciamos los efectos de la torsión, esta condición puede hacerse en virtud de que para un giro en el nudo el momento que toma por flexión la trabe es mucho mayor que el momento que toma la trabe en el otro sentido por torsión, ya que la rigidez a la flexión es mucho mayor que la rigidez a la torsión.

Aplicando la condición precedente las ecuaciones de equilibrio pueden simplificarse de la manera siguiente:

$$-Q_a + V_{a-1} + V_{a-2} + V_{a-3} + V_{a-4} = 0 \text{ (sentido y)}$$

$$M_{a-4} - M_{a-2} = 0 \text{ (sentido x)}$$

$$M_{a-1} - M_{a-3} = 0 \text{ (sentido z)}$$

En estas condiciones el análisis de la retícula podrá hacerse en cada uno de los dos sentidos independientemente.

30.- Los claros entre nudos para cada uno de los dos sen tidos podrán tener una longitud diferente entre sí.

40.- Para el análisis de las deformaciones despreciaremos los efectos deformativos de la fuerza cortante. Esto es supondremos que tanto los giros ϕ de los nudos como su desplazamiento η (sentido y) son originados únicamente por la acción del momento flexionante.

50.- Despreciaremos asimismo, los efectos deformativos que pueden ocasionar las losas tanto de la cimentación como la de sótano o planta baja.

60.- Supondremos que el material con que están construidas las trabes es homogéneo o sea el módulo E de elasticidad es constante e igual para todos los elementos de la retícula.

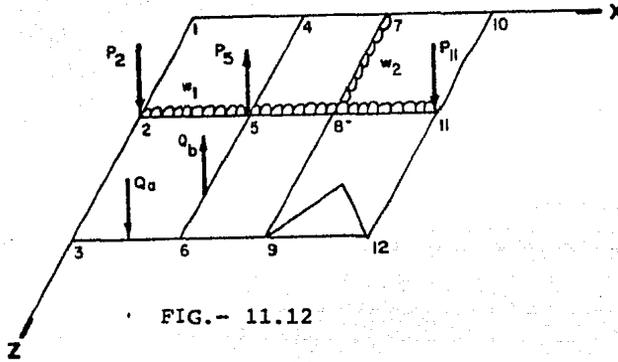
70.- Es condición necesaria que las trabes trabajen en un régimen elástico lineal para que pueda cumplirse el principio de superposición de causas y efectos.

80.- Los momentos de inercia de las trabes puedan ser di ferentes entre sí.

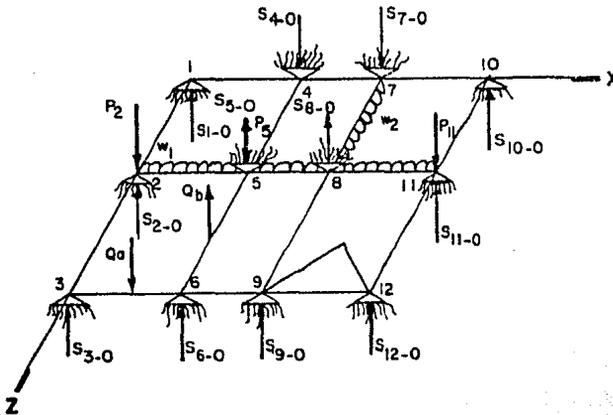
90.- Consideraremos que las fuerzas que actúan en los nu dos son paralelas al sentido "y" y que pueden tener cualquier magnitud y diferentes sentidos con tal de que se cumplan las condiciones de equilibrio. Es pertinente aclarar que el análisis de la retícula para fuerzas verticales aplicados en los nudos de la misma, es una condición a la que se puede llegar siempre de la manera siguiente:

Supongamos una retícula cargada con un sistema de fuerzas cualesquiera perpendiculares al plano de la retícula; además este sistema de fuerzas deberá cumplir con la condición indispensable del equilibrio.

La retícula en cuestión es la que ilustra la figura 11.12



Para llegar a la condición de fuerzas aplicadas en los nudos debemos hacer una etapa previa que consistirá en colocar - apoyos ficticios en cada uno de los nudos que forman la estructura lo cual dará origen a fuerzas ficticias S_{o-n} (N_{GB}). Fig. 11.13



Con la estructura fija linealmente con los apoyos ficticios procederemos a equilibrar angularmente la estructura por el método de Cross como hemos explicado anteriormente dicho - equilibrio angular lo hacemos para cada uno de los dos sentidos despreciando la rigidez a la torsión en las trabes. Veamos por ejemplo la trabe 2-11 Fig. 11.14

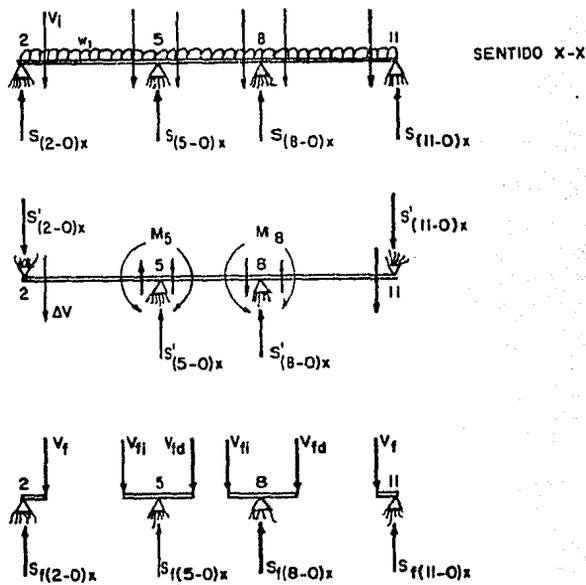


FIG.- 11.14

Haciendo el equilibrio de fuerzas se tiene:

$$S_{f(2-0)} = V_{f_i}; S_{f(5-0)x} = V_{f_i} + V_{f_d}; S_{f(8-0)_x} =$$

$$= V_{f_i} + V_{f_d}; S_{f(11-0)_x} = V_{f_i}$$

Igual procedimiento seguiríamos para todas las trabes del sentido z y para todas las trabes del sentido x en esta forma- los valores de las fuerzas ficticias podrán obtenerse de la si- guiente manera:

$$S_{8-0} = S_{f(8-0)x} + S_{f(8-0)z}; S_{5-0} = S_{f(5-0)x} +$$

$$S_{f(5-0)z}$$

y así para todos los apoyos ficticios. Si existieran fuerzas en los nudos, la fuerza resultante en el nudo sería:

$$P_{\text{nudo}} - S_{\text{nudo-0}} = Q_{\text{nudo}}$$

la condición de nudos sujetos linealmente no es la situación- real de la estructura las reacciones S_{n-0} ó Q_n son ficticias; para llevar a la retícula su condición real tenemos que anu- lar el sistema de reacciones ficticias haciendo actuar en los nudos de la estructura fuerzas colineales, de la misma magni- tud y de sentidos contrarios a las fuerzas ficticias; de esta manera restituimos a la estructura a sus condiciones reales - de trabajo. El sistema de fuerzas contraficticias que obran- sobre los nudos de la estructura debe ser un sistema en equi- librio.

Para ser congruentes con la notación hasta ahora usada -

convengamos en llamar:

$$-S_{1-0} = Q_1, \quad -S_{3-0} = Q, \quad -S_{n-0} = Q_n \quad \text{etc.}$$

en donde $(-S_{n-0})$ son las fuerzas contraficticias.

La retícula quedaría finalmente con el siguiente sistema de cargas, sistema que debe cumplir con las condiciones de -- equilibrio. Fig. 11.15

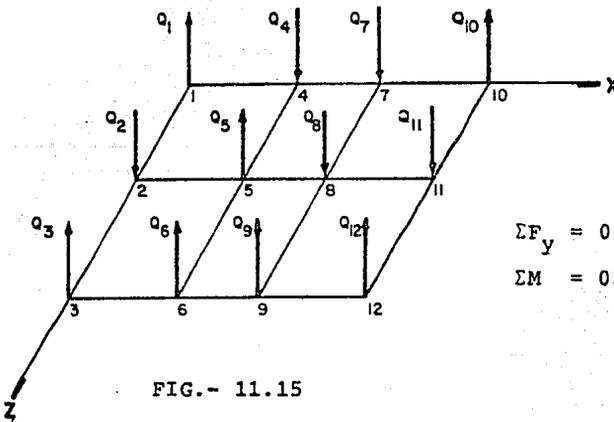


FIG.- 11.15

En esta forma llegamos a la condición de fuerzas paralelas aplicadas en los nudos que es la condición de las retículas que estamos estudiando.

Por el método de la deformación como veremos más adelante no es necesario que las fuerzas estén aplicadas en los nudos -- sino que la retícula puede analizarse con el sistema de fuer-- zas exteriores con la única condición de que el sistema de --

fuerzas esté en equilibrio, por lo tanto por este procedimiento no necesitamos de la primera etapa explicada anteriormente.

"El sistema de fuerzas aplicadas a la retícula, o en los diagramas de cuerpo libre de la retícula debe ser un sistema - en equilibrio" el objeto de esta insistencia es hacer recalcar que para el cálculo de los elementos de esfuerzo o de los elementos de deformación en una estructura cualquiera ésta debe - mantenerse en su posición de equilibrio ya que de otra manera - el análisis de la estructura sería dinámico situación ésta que no es la de las edificaciones.

10.- Para la aplicación práctica del método de análisis - que vamos a proponer se considerará que en general la cimentación trabajará independientemente de la superestructura, esto es que para el análisis de la cimentación se considerará que - las cargas de las columnas actúan como fuerzas concentradas -- aplicadas en los nudos, y para el análisis de la estructura se consideran las columnas empotradas en los nudos de la retícula de cimentación, esta condición puede cumplirse con suficiente - aproximación ya que las trabes de cimentación son mucho más rígidas que las de las columnas.

11.- Para el análisis de la estructura de cimentación que se va a estudiar consideraremos que la presión de contacto entre la cimentación y el terreno es uniforme.

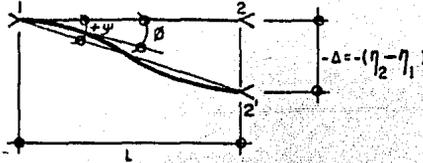
Estudiemos a continuación el método para la solución de - la retícula.

11.4.1.- METODO DE LA DEFORMACION

Aplicando la ecuación normal de la barra plana pueden obtenerse las expresiones de los momentos en los extremos de una barra así como las fuerzas cortantes en dichos extremos en fun

ción de los elementos geométricos de las barras. Dichas expresiones aplicadas a una barra de eje recto son las siguientes:

10. Barra con apoyos elásticos en sus extremos.



$$\left. \begin{aligned} M_{1_{B_S N}} &= M_{1E_{B_S N}} - 2EK(\phi_2 + 2\phi_1 - 3\psi) \\ M_{2_{B_S N}} &= M_{2E_{B_S N}} - 2EK(\phi_1 + 2\phi_2 - 3\psi) \\ V_{1_{B_S N}} &= V_{1E_{B_S N}} + \frac{6EK}{l}(\phi_1 + \phi_2 - 2\psi) \\ V_{2_{B_S N}} &= V_{1_{B_S N}} \end{aligned} \right\} A$$

En estas expresiones K es la rigidez de la trabe y vale $\frac{I}{l}$ y ψ es la tangente del ángulo de giro del eje de la pieza esto es:

$$\psi = \tan \psi = \frac{-\Delta}{l} = -\frac{(\eta_2 - \eta_1)}{l}$$

y M_E son los momentos de empotramiento.

Para valores pequeños de la rotación el ángulo puede apro

ximarse a la tangente.

20.- Para el caso de barras con un extremo articulado o libremente apoyado y el otro un apoyo elástico las expresiones que dan los momentos de B_{SN} así como las fuerzas cortantes también de B_{SN} son las siguientes:

$$\left. \begin{aligned}
 M_{1_{B_{SN}}} &= 0 \\
 M_{2_{B_{SN}}} &= M_{2E_{B_{SN}}} - 3 EK (\phi 2 - \psi) \\
 V_{1_{B_{SN}}} &= V_{1E_{B_{SN}}} + \frac{3 EK}{L} (\phi 2 - \psi) \\
 V_{2_{B_{SN}}} &= V_{1_{B_{SN}}}
 \end{aligned} \right\} B$$

como ya habíamos anticipado, en la aplicación de este procedimiento de análisis no necesariamente todas las cargas que actúan sobre la retícula deben estar concentradas en los nudos de la misma. En el caso de una retícula de cimentación el sistema exterior de cargas que obra sobre la retícula está compuesto por las cargas que transmiten las columnas a la retícula aplicadas directamente en los nudos de la misma y por el sistema de fuerzas que ocasiona la presión de contacto entre la estructura de cimentación y el terreno.

Una retícula de cimentación podría ilustrarse como lo indica la figura 11.17

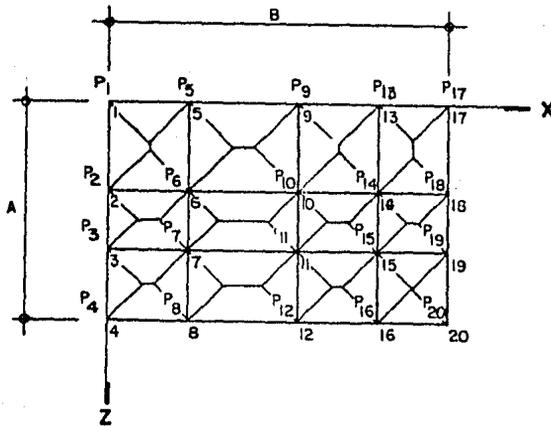


FIG.- 11.17

Para que la reacción del terreno sea uniformemente repartida es necesario que el centro de las fuerzas paralelas P pase por el centro de gravedad del área.

El sistema de cargas P y la reacción del terreno deben estar en equilibrio debiéndose cumplir:

$$\sum F_y = 0 \quad \sum M = 0$$

para visualizar bien el procedimiento hagamos el diagrama de cuerpo libre de un nudo, indicando en él los elementos de deformación.

Analicemos por ejemplo el nudo 10 de la figura 11.17 teniendo a la fig. 11.17.1.

Según este esquema en cada uno tendríamos tres elementos de deformación que son.

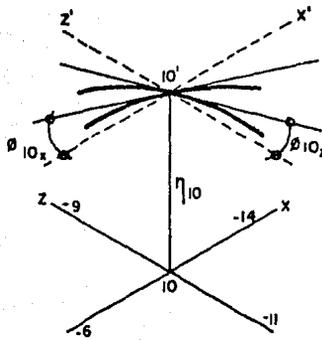


FIG.- 11.17.1

Hagamos ahora el diagrama de cuerpo libre del mismo miembro, indicando en él los elementos mecánicos M y V . Fig. 11.17.2

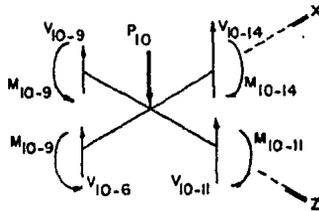


FIG.- 11.17.2

Este sistema debe estar en equilibrio, aplicando las condiciones de equilibrio tendríamos:

$$\sum M_x = 0 \quad \sum M_z = 0 \quad \sum F_y = 0$$

$$M_{10-6} + M_{10-14} = 0; \quad M_{10-11} + M_{10-9} = 0; \quad V_{10-6} + V_{10-14} + V_{10-11} + V_{10-9} - P = 0$$

(1)

(2)

(3)

Ahora bien, según las ecuaciones A ó B tanto las fuerzas cortantes V como los momentos M pueden calcularse en función de los elementos de deformación ϕ y η como en cada nudo existen tres elementos de deformación y pueden plantearse tres ecuaciones que los contengan, el problema queda algebraicamente resuelto. Apliquemos este proceso al nudo 10, según las ecuaciones A se tiene: (Expresión A') siguiente:

$$M_{10-6} = M_{E_{10-6}} - 2EK_{10-6} (\phi_{6x} - 2\phi_{10x} - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_6}{\ell_{10-6}})$$

$$M_{10-14} = M_{E_{10-14}} - 2EK_{10-14} (\phi_{14x} - 2\phi_{10x} - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_{14}}{\ell_{10-14}})$$

$$M_{10-11} = M_{E_{10-11}} - 2EK_{10-11} (\phi_{11z} - 2\phi_{10z} - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_{11}}{\ell_{10-11}})$$

$$M_{10-9} = M_{E_{10-9}} - 3EK_{10-9} (\phi_{10z} - \frac{\eta_{10} - \eta_9}{\ell_{10-9}})$$

$$V_{10-6} = V_{E_{10-6}} + \frac{6EK_{10-6}}{\ell_{10-6}} (\phi_{10x} + \phi_{6x} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_6}{\ell_{10-6}})$$

$$V_{10-14} = V_{E_{10-14}} + \frac{6EK_{10-14}}{\ell_{10-14}} (\phi_{10x} + \phi_{14x} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_{14}}{\ell_{10-14}})$$

$$V_{10-11} = V_{E_{10-11}} + \frac{6EK_{10-11}}{\ell_{10-11}} (\phi_{10z} + \phi_{11z} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_{11}}{\ell_{10-11}})$$

$$V_{10-9} = V_{E_{10-9}} + \frac{3EK_{10-9}}{\ell_{10-9}} (\phi_{10z} - \frac{\eta_{10} - \eta_9}{\ell_{10-9}})$$

Sustituyendo estas expresiones en las ecuaciones se tiene:

$$M_{E_{10-6}} - 2EK_{10-6} (\theta_{6x} - 2\theta_{10x}) - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_6}{\ell_{10-6}} + M_{E_{10-14}} - 2EK_{10-14} (\theta_{14x} - 2\theta_{10x} - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_{14}}{\ell_{10-14}}) = 0$$

$$M_{E_{10-11}} - 2EK_{10-11} (\theta_{11z} - 2\theta_{10z} - 3 \frac{\eta_{10} - \eta_{11}}{\ell_{10-11}}) + M_{E_{10-9}} - 3EK_{10-9} (\theta_{10z} - \frac{\eta_{10} - \eta_9}{\ell_{10-9}}) = 0$$

$$V_{E_{10-6}} + \frac{6EK_{10-6}}{\ell_{10-6}} (\theta_{10x} + \theta_{6x} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_6}{\ell_{10-6}}) + V_{E_{10-14}} + \frac{6EK_{10-14}}{\ell_{10-14}} (\theta_{10x} + \theta_{14x} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_{14}}{\ell_{10-14}}) + V_{E_{10-11}} + \frac{6EK_{10-11}}{\ell_{10-11}} (\theta_{10z} + \theta_{11z} - 2 \frac{\eta_{10} - \eta_{11}}{\ell_{10-11}}) + V_{E_{10-9}} + \frac{3EK_{10-9}}{\ell_{10-9}} (\theta_{10z} - \frac{\eta_{10} - \eta_9}{\ell_{10-9}}) - P_{10} = 0$$

Un sistema de ecuaciones como éste puede plantearse en cada uno de los nudos, dado que en cada uno de los nudos se plantean 3 ecuaciones, el número total de ecuaciones que hay que resolver para encontrar los elementos de deformación -- será $3n$ siendo n el número de nudos.

En el caso de la retícula de la figura 11.17 el número de ecuaciones a resolver sería $3 \times 20 = 60$ ecuaciones.

Encontrados los valores de θ_x , θ_z y η para cada uno de los nudos, valuaríamos los momentos y las fuerzas cortantes en los extremos de las barras por medio de las expresiones A' con lo que quedaría resuelto el problema.

La planta de la cimentación indicada en la figura 11.17, es la correspondiente a un edificio común y corriente y tiene 20 columnas, si para este edificio de relativamente pocas columnas se necesitan resolver 60 ecuaciones (sistema verdaderamente imposible de resolver en un tiempo prudente) que se diría para un edificio de 30 ó 40 ó más columnas.

El tropezar con esta dificultad nos obliga a emplear -- otros procedimientos más accesibles.

11.4.2. METODO INDIRECTO

Para aplicar este método en una retícula de cimentación necesitamos efectuar dos etapas, la primera de ellas consiste en suponer que los nudos de la estructura estén impedidos de movimientos lineales; con la condición de nudos fijos linealmente analizaríamos las trabes de la retícula como continuas, en esta forma encontraríamos las reacciones R de las trabes continuas en cada uno de los nudos y para cada uno de los sentidos. Encontradas las reacciones R ($B \& N$) entraríamos a la 2a. etapa que consistiría en estudiar a la retícula como un sistema deformable cargada con las fuerzas $P-R = Q$.

El sistema de fuerzas $P-R$ debe estar en equilibrio y debemos verificar que:

$$\Sigma F_y = 0 \qquad \Sigma M = 0$$

claro está que no debemos esperar que las condiciones de equilibrio se cumplan en un ciento por ciento ya que el grado de aproximación común utilizado en la práctica no es tan grande como para que esto suceda, pero puede llegarse a una aproximación suficiente.

Apliquemos estas ideas a la retícula que ilustra la figura 11.17.

Claro está que para que la reacción del terreno sea uniforme es necesario que el centro de fuerzas paralelas de las columnas coincida con el centro de gravedad del área de la cimentación.

Verificada o corregida esta condición debemos encontrar la reacción uniforme que obra en la cimentación, esto es:

$$p = \frac{\Sigma P}{\text{Area}}$$

Con la reacción "p" uniformemente repartida ya podemos calcular las trabes como continuas; veamos la condición de carga por ejemplo para la viga 3-19. Fig. 11.18.

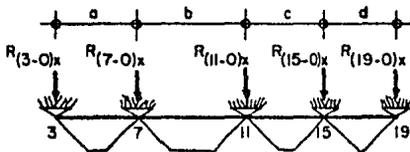


FIG.- 11.18

El análisis de la viga continua lo efectuaríamos por el método de Cross, obteniendo al final de su aplicación las reacciones $R_{(n-0)x}$ en los apoyos. La condición de carga de la trabe 9-12 quedaría Fig. 11.19.

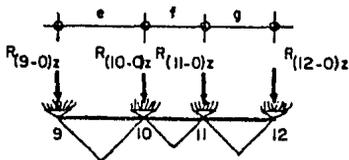


FIG.- 11.19

El análisis de esta trabe lo haríamos en forma semejante a la anterior, en esta forma obtendríamos los valores de $R_{(n-0)z}$. Para obtener la reacción total R_{n-0} en cada nudo sumariamos las reacciones $R_{(n-0)x}$ y $R_{(n-0)z}$ correspondientes a cada uno de los sentidos, por ejemplo el nudo 11 $R_{11-0} = R_{(11-0)x} + R_{(11-0)z}$.

La condición real de la estructura no contiene las fuerzas ficticias R_{n-0} , por lo tanto para restituir a la retícula a su condición real de trabajo tenemos que aplicar en cada nudo fuerzas contraficticias, de la misma magnitud pero de sentidos contrarios esto es, fuerzas $(-R_{n-0})$.

Hemos sustituido pues el sistema reactivo uniformemente-distribuido por un sistema reactivo constituido por fuerzas concentradas en los nudos de la estructura.

La figura 11.20 ilustra la disposición de las cargas sobre los nudos de la estructura.

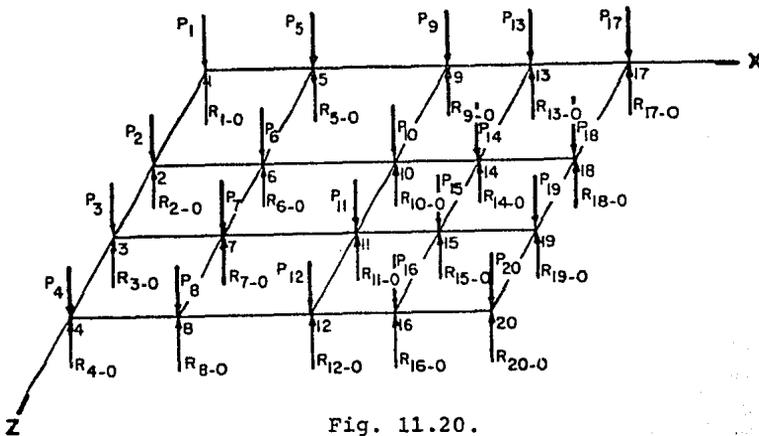


Fig. 11.20.

En esta forma ya podemos valorar las fuerzas $P-R = Q$ con lo cual entraríamos a la 2a. etapa. Fig. 11.21.

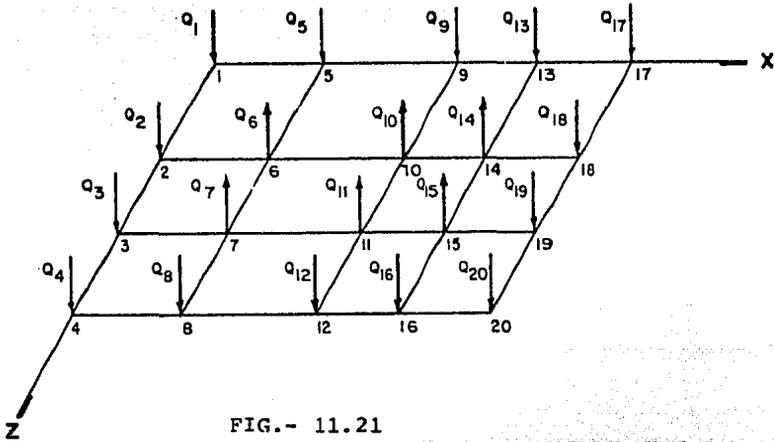


FIG.- 11.21

No podremos seguir adelante sin antes verificar que se cumplan con suficiente aproximación las condiciones de equilibrio.

$$\Sigma F_y = 0 \quad ; \quad \Sigma M = 0$$

La solución de la retícula cargada con las fuerzas Q la haríamos en tantas fases como nudos tiene la retícula, procediendo de la manera siguiente:

Suponemos todos los nudos de la retícula descargados - - excepto aquel que sea motivo de análisis, en dicho nudo aplicamos una fuerza Q_{n-n} que produzca un desplazamiento unitario, en los nudos restantes (descargados) colocamos apoyos ficticios que tendrán reacciones Q_{m-0} en esta forma iríamos desalojando todos y cada uno de los nudos de la retícula y obteniendo en cada fase las fuerzas Q_{n-n} ; Q_{m-m} ; Q_{r-r} , etc que se -

provocan con un desplazamiento unitario en el nudo estudiado, obtendríamos asimismo para cada una de estas fases las fuer--
zas Q_{n-m} , Q_{n-n} , Q_{r-n} etc. provocadas por las fuerzas aplica--
das en los nudos para cada una de las fases.

Al final del análisis de todas las fases, en cada nudo -
deberán cumplirse las condiciones de equilibrio esto es:

$$\sum F_y = 0 \quad ; \quad Q_n + \sum_{Q_{n-i}} \Delta_i = 0$$

Siendo n el nudo considerado e i la fase.

Una ecuación como ésta se puede plantear en cada nudo, el
factor Δ_i es el coeficiente de corrección que hay que aplicar
a las reacciones Q_{n-i} (que como sabemos son producidas al de--
formarse el nudo considerado una magnitud unitaria) para obte--
ner las reacciones reales, este coeficiente es a la vez el des
plazamiento real del nudo, esto es en virtud de haber hecho --
unitarias las deformaciones en cada uno de los nudos. El he--
cho de que Δ_{real} sea a su vez el coeficiente de corrección se -
debe a lo siguiente: si el desplazamiento en los nudos fuera -
por ejemplo $\Delta' \neq 1$ el valor real de Δ sería como sabemos $C \Delta'$ -
siendo C el coeficiente de corrección, pero si hacemos $\Delta' = 1$;
 $\Delta_{real} = C \Delta'$ por lo tanto $\Delta_{real} = C$. Para ir - -
aclarando lo dicho hasta ahora analizamos algunas fases, fase-
10 (nudo 10). Fig. 11.22.

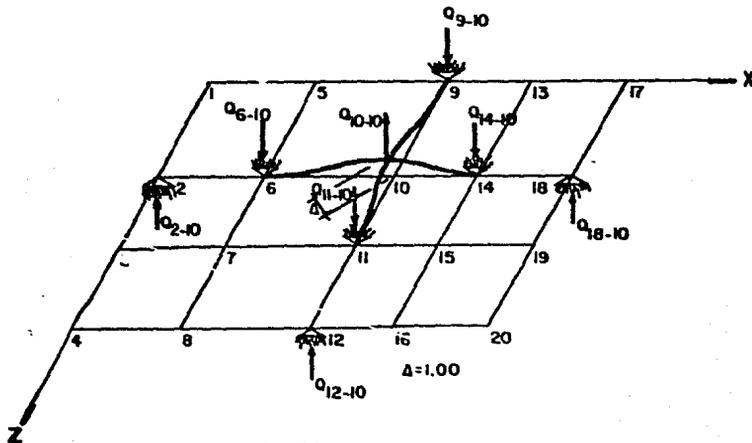


FIG.- 11.22

Para encontrar el valor de Q_{10-10} analizaremos cada una de las traves que se cruzan en 10 separadamente, esto es:
 Trabe (2-18) fig. 11.22.1

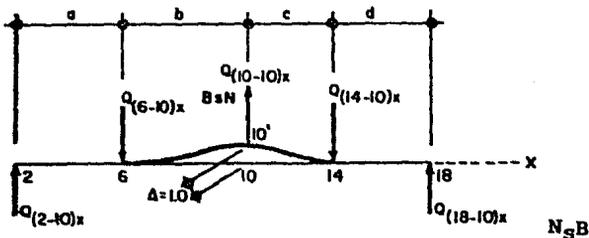


FIG.- 11.22.1

El análisis de la trabe lo haríamos por el método de Cross, esto es considerando primeramente los nudos de la trabe como em potrados angularmente enseguida procederíamos a encontrar los -

momentos de empotramiento debidos al desalojamiento unitario - del nudo 10, Fig. 11.22.2

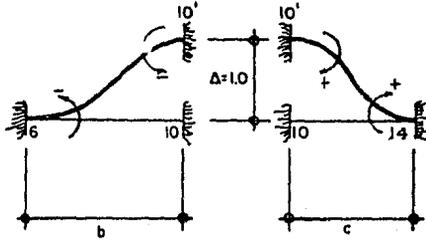


FIG.- 11.22.2

Los momentos de empotramiento valdrían:

$$M_{6-10} = -M_{10-6} = -\frac{6EI}{b^2} \Delta'_{10} = -\frac{6EI}{b^2} \Delta'_{10}$$

$$M_{14-10} = M_{10-14} = \frac{6EI}{c^2} \Delta'_{10} = \frac{6EI}{c^2} \Delta'_{10}$$

M

Con estos momentos procederíamos a la aplicación del método de Cross, al final de cuya aplicación obtendríamos las reacciones Q. Fig. 11.2.3.

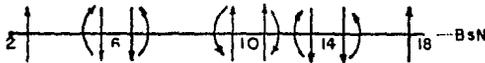


FIG.- 11.22.3

Haciendo el equilibrio de cada nudo obtendríamos los valores de las reacciones. Fig. 11.22.4

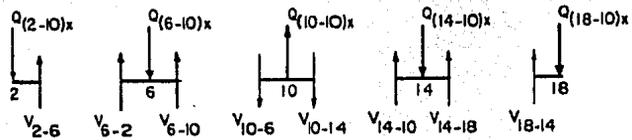


FIG.- 11.22.4

En esta forma se tendría:

$$Q_{(2-10)x} = V_{2-6} \quad ; \quad Q_{(6-10)x} = V_{6-2} + V_{6-10}$$

$$Q_{(10-10)z} = V_{10-6} + V_{10-14} \quad ; \quad Q_{(14-10)x} = V_{14-10} + V_{14-18}$$

$$Q_{(18-10)} = V_{18-10}$$

En igual forma se procedería para la trabe 12-9 obteniéndose al final del proceso anterior las reacciones en los nudos 9, 10, 11 y 12. Fig. 11.22.5

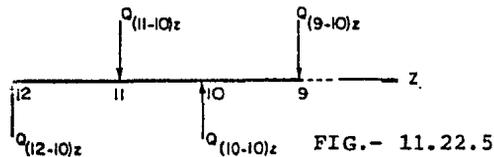


FIG.- 11.22.5

El valor total de la fuerza Q en el nudo 10 se obtendría sumando las correspondientes a los dos sentidos esto es:

$$Q_{10-10} = Q_{(10-10)x} + Q_{(10-10)z}$$

Para ejemplificar mejor el procedimiento analicemos por ejemplo el nudo 1 (fase 1). Fig. 11.23

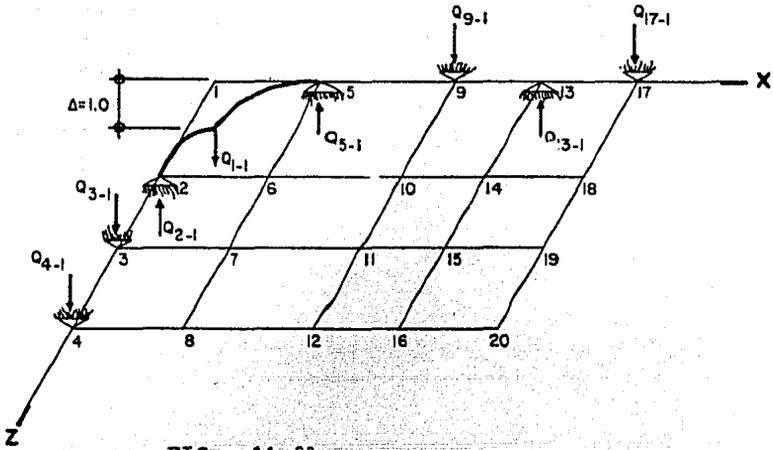


FIG.- 11.23

Analizamos la trabe 1-4. Fig. 11.23.1

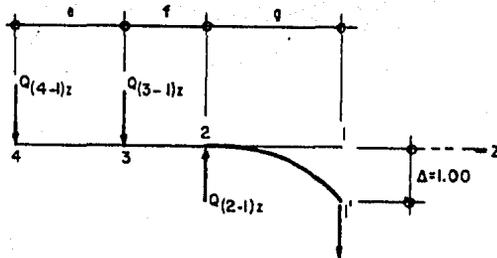


FIG.- 11.23.1

El momento de empotramiento en 2 por efecto del desplazamiento unitario del punto 1 vale: Fig. 11.23.2

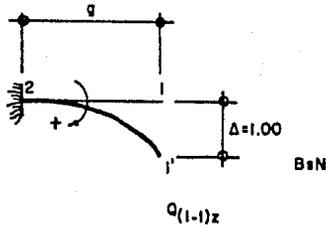
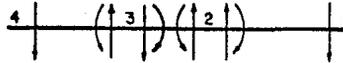


FIG.- 11.23.2

Este momento lo distribuiríamos en los nudos de la trabe por el método de Cross al final de cuya aplicación se obtendrían las reacciones Q .

Los momentos y fuerzas cortantes finales (BaN) quedarían: fig. 11.23.3



Haciendo el equilibrio de cada nudo se tendría: fig. 11.23.4

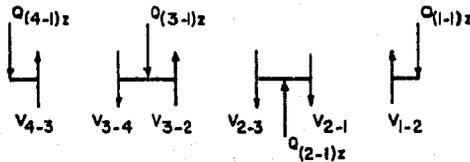


FIG.- 11.23.4

En esta forma las reacciones quedarían:

$$Q_{(4-1)z} = V_{4-3}$$

$$Q_{(3-1)x} = V_{3-4} + V_{3-2}$$

$$Q_{(2-1)z} = V_{2-1}$$

$$Q_{(1-1)z} = V_{1-2}$$

Haciendo análogas operaciones para el sentido x se tendría finalmente: Fig. 11.23.5

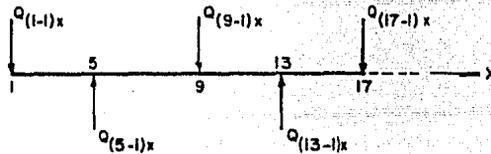


FIG.- 11.23.5

El valor total de la fuerza Q_{1-1} se obtendría sumando las correspondientes a los dos sentidos:

$$Q_{1-1} = Q_{(1-1)x} + Q_{(1-1)z}$$

En esta forma por demás laboriosa analizaríamos todos y cada uno de los nudos. Encontrando el equilibrio en cada nudo después de haber analizado todas las fases, obtendríamos una ecuación en función de los desplazamientos reales Δ como en cada nudo podríamos plantear una ecuación (en función de los desplazamientos reales) y en cada nudo tendríamos un desplazamiento real Δ_n el problema quedaría resuelto. En esta forma vemos que el problema de encontrar los desplazamientos reales Δ se reduce a la solución de un sistema de ecuaciones simultáneas con tantas incógnitas como nudos tenga la retícula en el

caso de la planta de la figura 11.17 este número sería de 20.

Como vemos el número de ecuaciones a resolver por este -- procedimiento se ha reducido a la tercera parte con respecto - al primer procedimiento enunciado (Slope Deflaxion).

Ciara está que para llegar al planteamiento de estas 20 - ecuaciones es necesario un proceso sumamente laborioso (y por- lo mismo sujeto a errores) como se ha visto.

Una vez obtenidos los desplazamientos reales Δ , los ele- mentos mecánicos M y V quedarían:

$$M_{1-5} = M_{1-0} + M_{1-1} \Delta_1 + M_{1-2} \Delta_2 + \dots$$

$$\Delta_1 = 1 \quad \Delta_2 = 1$$

$$V_{1-5} = V_{1-5} + V_{1-1} \Delta_1 + V_{1-2} \Delta_2 + \dots$$

$$\Delta_1 = 1 \quad \Delta_2 = 1$$

Y así para cada uno de los extremos de las barras.

Adoptando la convención de sentido positivo de las fuer- zas hacia abajo el planteamiento del nudo 10 por ejemplo que- daría:

$$-Q_{10} + 0 + 2_{10-2} \Delta_2 + 0 + 0 + 0 + Q_{10-6} \Delta_6 + 0 + 0 + Q_{10-9} \Delta_9 +$$

$$Q_{10-10} \Delta_{10} + Q_{10-11} \Delta_{11} + Q_{10-12} \Delta_{12} + 0 + Q_{10-14} \Delta_{14} + 0 + 0 + 0 +$$

$$Q_{10-18} \Delta_{18} + 0 + 0 = 0$$

En la cual los signos de los coeficientes Q son algebrai- cos. Con sólo ver la planta de la cimentación el planteamien- to del sistema de ecuaciones es inmediato. Tabla 11.1.

NUDO	Δ_1	Δ_2	Δ_3	Δ_4	Δ_5	Δ_6	Δ_7	Δ_8	Δ_9	Δ_{10}	Δ_{11}	Δ_{12}	Δ_{13}	Δ_{14}	Δ_{15}	Δ_{16}	Δ_{17}	Δ_{18}	Δ_{19}	Δ_{20}	Q	
1	Q ₁₋₁	Q ₁₋₂	Q ₁₋₃	Q ₁₋₄	Q ₁₋₅	—	—	—	Q ₁₋₉	—	—	—	Q ₁₋₁₃	—	—	—	Q ₁₋₁₇	—	—	—	Q ₁	
2	Q ₂₋₁	Q ₂₋₂	Q ₂₋₃	Q ₂₋₄	—	Q ₂₋₆	—	—	—	Q ₂₋₁₀	—	—	—	Q ₂₋₁₄	—	—	—	Q ₂₋₁₈	—	—	Q ₂	
3	Q ₃₋₁	Q ₃₋₂	Q ₃₋₃	Q ₃₋₄	—	—	Q ₃₋₇	—	—	—	Q ₃₋₁₁	—	—	—	Q ₃₋₁₅	—	—	—	Q ₃₋₁₉	—	Q ₃	
4	Q ₄₋₁	Q ₄₋₂	Q ₄₋₃	Q ₄₋₄	—	—	—	Q ₄₋₈	—	—	—	Q ₄₋₁₂	—	—	—	Q ₄₋₁₆	—	—	—	Q ₄₋₂₀	Q ₄	
5	Q ₅₋₁	—	—	—	Q ₅₋₅	Q ₅₋₆	Q ₅₋₇	Q ₅₋₈	Q ₅₋₉	—	—	—	Q ₅₋₁₃	—	—	—	Q ₅₋₁₇	—	—	—	Q ₅	
6	—	Q ₆₋₂	—	—	Q ₆₋₅	Q ₆₋₆	Q ₆₋₇	Q ₆₋₈	—	Q ₆₋₁₀	—	—	—	Q ₆₋₁₄	—	—	—	Q ₆₋₁₈	—	—	Q ₆	
7	—	—	Q ₇₋₃	—	Q ₇₋₅	Q ₇₋₆	Q ₇₋₇	Q ₇₋₈	—	—	Q ₇₋₁₁	—	—	—	Q ₇₋₁₅	—	—	—	Q ₇₋₁₉	—	Q ₇	
8	—	—	—	Q ₈₋₄	Q ₈₋₅	Q ₈₋₆	Q ₈₋₇	Q ₈₋₈	—	—	—	Q ₈₋₁₂	—	—	—	Q ₈₋₁₆	—	—	—	Q ₈₋₂₀	Q ₈	
9	Q ₉₋₁	—	—	—	Q ₉₋₅	—	—	—	Q ₉₋₉	Q ₉₋₁₀	Q ₉₋₁₁	Q ₉₋₁₂	Q ₉₋₁₃	—	—	—	Q ₉₋₁₇	—	—	—	Q ₉	
10	—	Q ₁₀₋₂	—	—	—	Q ₁₀₋₆	—	—	Q ₁₀₋₉	Q ₁₀₋₁₀	Q ₁₀₋₁₁	Q ₁₀₋₁₂	—	Q ₁₀₋₁₄	—	—	—	Q ₁₀₋₁₈	—	—	Q ₁₀	
11	—	—	Q ₁₁₋₃	—	—	—	Q ₁₁₋₇	—	Q ₁₁₋₉	Q ₁₁₋₁₀	Q ₁₁₋₁₁	Q ₁₁₋₁₂	—	—	Q ₁₁₋₁₅	—	—	—	Q ₁₁₋₁₉	—	Q ₁₁	
12	—	—	—	Q ₁₂₋₄	—	—	—	Q ₁₂₋₈	Q ₁₂₋₉	Q ₁₂₋₁₀	Q ₁₂₋₁₁	Q ₁₂₋₁₂	—	—	—	Q ₁₂₋₁₆	—	—	—	Q ₁₂₋₂₀	Q ₁₂	
13	Q ₁₃₋₁	—	—	—	Q ₁₃₋₅	—	—	—	—	Q ₁₃₋₉	—	—	—	Q ₁₃₋₁₃	Q ₁₃₋₁₄	Q ₁₃₋₁₅	Q ₁₃₋₁₆	Q ₁₃₋₁₇	—	—	Q ₁₃	
14	—	Q ₁₄₋₂	—	—	—	Q ₁₄₋₆	—	—	—	Q ₁₄₋₁₀	—	—	—	Q ₁₄₋₁₃	Q ₁₄₋₁₄	Q ₁₄₋₁₅	Q ₁₄₋₁₆	—	Q ₁₄₋₁₈	—	Q ₁₄	
15	—	—	Q ₁₅₋₃	—	—	—	Q ₁₅₋₇	—	—	—	Q ₁₅₋₁₁	—	—	Q ₁₅₋₁₃	Q ₁₅₋₁₄	Q ₁₅₋₁₅	Q ₁₅₋₁₆	—	—	Q ₁₅₋₁₉	Q ₁₅	
16	—	—	—	Q ₁₆₋₄	—	—	—	Q ₁₆₋₈	—	—	—	—	Q ₁₆₋₁₂	Q ₁₆₋₁₃	Q ₁₆₋₁₄	Q ₁₆₋₁₅	Q ₁₆₋₁₆	—	—	—	Q ₁₆₋₂₀	Q ₁₆
17	Q ₁₇₋₁	—	—	—	Q ₁₇₋₅	—	—	—	—	Q ₁₇₋₉	—	—	—	Q ₁₇₋₁₃	—	—	—	Q ₁₇₋₁₇	Q ₁₇₋₁₈	Q ₁₇₋₁₉	Q ₁₇₋₂₀	Q ₁₇
18	—	Q ₁₈₋₂	—	—	—	Q ₁₈₋₆	—	—	—	Q ₁₈₋₁₀	—	—	—	Q ₁₈₋₁₄	—	—	—	Q ₁₈₋₁₇	Q ₁₈₋₁₈	Q ₁₈₋₁₉	Q ₁₈₋₂₀	Q ₁₈
19	—	—	Q ₁₉₋₃	—	—	—	Q ₁₉₋₇	—	—	—	Q ₁₉₋₁₁	—	—	—	Q ₁₉₋₁₅	—	—	Q ₁₉₋₁₇	Q ₁₉₋₁₈	Q ₁₉₋₁₉	Q ₁₉₋₂₀	Q ₁₉
20	—	—	—	Q ₂₀₋₄	—	—	—	Q ₂₀₋₈	—	—	—	—	Q ₂₀₋₁₂	—	—	—	Q ₂₀₋₁₆	Q ₂₀₋₁₇	Q ₂₀₋₁₈	Q ₂₀₋₁₉	Q ₂₀₋₂₀	Q ₂₀

TABLA 1.1.1

El determinante del sistema tiene la particularidad de -- que sus términos son simétricos con respecto a la diagonal -- principal.

Esta condición es de suma importancia ya que nos proporciona una garantía en el planteamiento del sistema de ecuaciones. La propiedad anteriormente enunciada se debe al teorema de la reciprocidad de los trabajos (Clark Maxwell). Demostremos por ejemplo que $Q_{8-4} = Q_{4-8} =$

En la fase 4 el trabajo indirecto de la fuerza Q_{8-4} vale $\tau_{4,8} = Q_{8-4} \Delta'_{4,8}$, pero como hemos hecho unitaria la deformación en los nudos correspondiente a cada una de las fases $\Delta'_{4,8} = 1$, con lo cual el trabajo de la fuerza Q_{8-4} (aplicada en el nudo 8) sería:

$$\tau_{4,8} = Q_{8-4} \times 1$$

En la misma forma, el trabajo de la fuerza Q_{4-8} (aplicada en 4) al analizar la fase 8 sería:

$$\tau_{4,8} = Q_{4-8} \Delta'_{8,4}$$

Pero por conveniencia hemos hecho $\Delta'_{8,4} = 1$ por lo tanto:

$$\tau_{4,8} = Q_{4-8} \times 1$$

Pero el teorema de Maxwell impone la siguiente igualdad:

$$\tau_{4,8} = \tau_{1,9}$$

Es que el trabajo de las fuerzas del primer sistema (Q_{8-4}) al obrar sobre los desplazamientos del segundo sistema es -- igual al trabajo de las fuerzas del segundo sistema (Q_{4-8}) al obrar sobre los desplazamientos del primer sistema, por lo tan to:

$$Q_{8-4} = Q_{4-8}$$

Que es lo que se quería demostrar.

Como ya se había anticipado, los momentos y las fuerzas - cortantes reales se obtienen aplicando los coeficientes de corrección Δ real a los momentos y a las fuerzas cortantes provocadas por desalojamientos unitarios en los nudos. En esta for ma se tendría por ejemplo para el nudo 11:

$$\left. \begin{aligned} M_{11X} &= M_{11-0} + M_{11-13} \Delta_{13} + M_{11-7} \Delta_7 + M_{11} \Delta_{11} + M_{11} \Delta_{15} + M_{11} \Delta_{19} \\ &\quad \Delta_{13}=1 \quad \Delta_7=1 \quad \Delta_{11}=1 \quad \Delta_{15}=1 \quad \Delta_{19}=1 \\ V_{11X} &= V_{11-0} + V_{11-13} \Delta_3 + V_{11} \Delta_7 + V_{11} \Delta_{11} + V_{11} \Delta_{15} + V_{11} \Delta_{19} \\ &\quad \Delta_3=1 \quad \Delta_7=1 \quad \Delta_{11}=1 \quad \Delta_{15}=1 \quad \Delta_{19}=1 \end{aligned} \right\} F$$

En estas expresiones M_{11-0} y V_{11-0} son los valores de los momentos y de las fuerzas cortantes de la primera etapa - (nudos sujetos linealmente).

Este procedimiento de análisis es sumamente laborioso ya que para llegar a la obtención de las ecuaciones F que es el fin propuesto se necesitan efectuar las siguientes operaciones:

1a.- Un análisis previo (1a. etapa) que consiste en analizar todas y cada una de las traveses como si fueran continuas (solución de las traveses por el método de Hardy Cross hasta en

contrar los valores de M_{n-0} y V_{n-0} con lo cual obtendríamos -- las reacciones R_{n-0}).

2o.- Análisis de la retícula como un sistema deformable - cargado con un sistema de fuerzas $P-R = Q$ aplicadas en los nudos. Para llegar a la solución de la retícula es necesario -- analizar todas y cada una de las trabes; cuando cada uno de -- sus apoyos se desaloja una cantidad unitaria (separadamente).

Por ejemplo para las trabes del sentido x necesitaríamos -- hacer el análisis 5 veces para cada trabe, ya que son 5 los -- apoyos.

El número total de análisis en el sentido x sería:

$$5 \times 4 = 20$$

Siendo 4 el número de trabes en el sentido x , para el sen tido z se tendría:

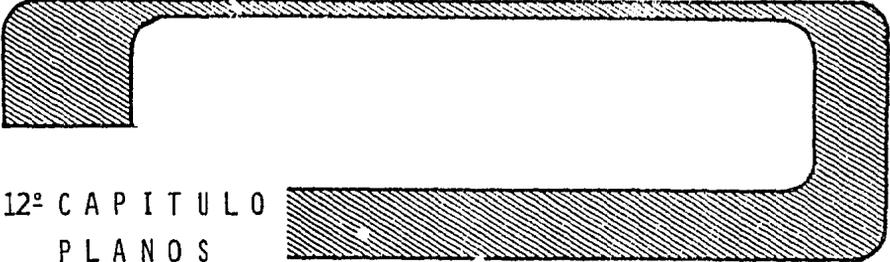
$$4 \times 5 = 20 \text{ análisis}$$

lo que arroja un total de 40 soluciones de trabes, para cada -- una de estas 40 soluciones obtendríamos los valores de $M_{\Delta=1}$ Y -- de $V_{\Delta=1}$ con lo cual obtendríamos los valores de las reacciones Q .

3o.- Obtenidos los valores de Q procederíamos al plantea -- miento de un sistema de 20 ecuaciones con 20 incógnitas ya que 20 son los nudos de la retícula que nos ha servido de ejemplo -- las incógnitas son como hemos visto las deformaciones reales.

4o.- Calculadas las deformaciones reales encontraríamos -- finalmente los valores de M_{nx} , V_{nx} , M_{nz} , V_{nz} aplicando las -- ecuaciones F.

Siguiendo este último procedimiento "Método Indirecto", - se analizó la cimentación del edificio que nos ocupa, mostrando el resultado de los armados en el plano E-01 "cimentación"- del presente trabajo.



12° CAPITULO PLANOS

Desde el amanecer de la historia, el desarrollo del conocimiento técnico ha ido acompañado, y en alto grado ha llegado a existir, gracias a un lenguaje gráfico correspondiente. En los tiempos actuales, la relación íntima entre la ingeniería, la ciencia y el lenguaje gráfico universal es más vital que nunca, y el ingeniero o el científico que ignora o tiene deficiencias en la forma principal de expresión de su campo técnico, es un profesionalista incompleto. La verdad de lo anterior lo demuestra el hecho de que prácticamente en toda escuela de ingeniería del mundo exige la enseñanza y el adiestramiento en la aplicación del dibujo técnico.

Los viejos días de los dibujos a línea fina y de los sombreados y las acuarelas, se han ido para siempre; no se necesita talento artístico alguno para que el estudiante técnico-moderno aprenda los fundamentos del lenguaje gráfico. Para su dominio necesita precisamente las aptitudes y habilidades que también requiere para aprender los cursos de ciencia e ingeniería que tiene que estudiar en forma simultánea o posterior.

El ingeniero, científico o técnico de sólido adiestramiento, debe ser capaz de hacer representaciones gráficas correctas de estructuras, diseños y relaciones de datos de la ingeniería. Esto significa que debe comprender los principios fundamentales del dibujo técnico.

Los estudiantes de ingeniería a menudo tratan de excusar sus resultados de calidad deficiente (originados principalmente por falta de aplicación), argumentando que después de su graduación no esperan hacer trabajo de dibujo en absoluto; esperan que haya otros que hagan los dibujos que necesiten, bajo su dirección.

Tal estudiante, en forma presuntuosa se imagina a sí mismo, inmediatamente después de su graduación, como un ingeniero experimentado que sólo ha de ocuparse de cosas "más importantes", y olvida que su primer trabajo puede muy bien ser -- "en una mesa de dibujo", y que tendrá que ser el que haga los dibujos bajo la dirección de un ingeniero realmente experimentado. Aunque pueda no llegar a comprenderlo, el abordar la profesión de la ingeniería por la mesa de dibujo o restirador, es un hecho afortunado para él, ya que le proporciona la oportunidad insuperable de aprender los detalles del oficio, y -- prepararse para supervisar a otros.

Aunque el joven ingeniero no haya tenido mucho éxito en desarrollar una "caligrafía" diestra en el dibujo gráfico, -- tendrá todavía gran aplicación aprender su "gramática", ya -- que la habilidad para LEER un dibujo es de gran importancia, -- y habrá de necesitar de tal habilidad en el transcurso de toda su vida profesional.

Además de los valores directos que se obtienen del estudio serio del lenguaje gráfico, hay un buen número de valores de adiestramiento que, aunque pueden considerarse como subproductos, son tan esenciales como el lenguaje mismo. Más de un estudiante aprende por primera vez en su curso de dibujo el significado de nitidez, velocidad, limpieza y exactitud, hábitos básicos que debe tener o adquirir todo ingeniero o científico que cree llamarse como tal. La habilidad para PENSAR EN TRES DIMENSIONES es uno de los requisitos más importantes del

científico y del ingeniero que alcanzan la plenitud de su profesión.

Tal adiestramiento para visualizar objetos en el espacio, para usar la imaginación constructiva, es uno de los valores principales a obtener mediante el lenguaje gráfico.

En el presente capítulo se pone de manifiesto la importancia que tiene el lenguaje gráfico más objetivamente hablando, ya que se presentan en forma por demás detallada los planos de partida y finales del presente trabajo; mostrándose los planos arquitectónicos, estructurales y de cimentación.

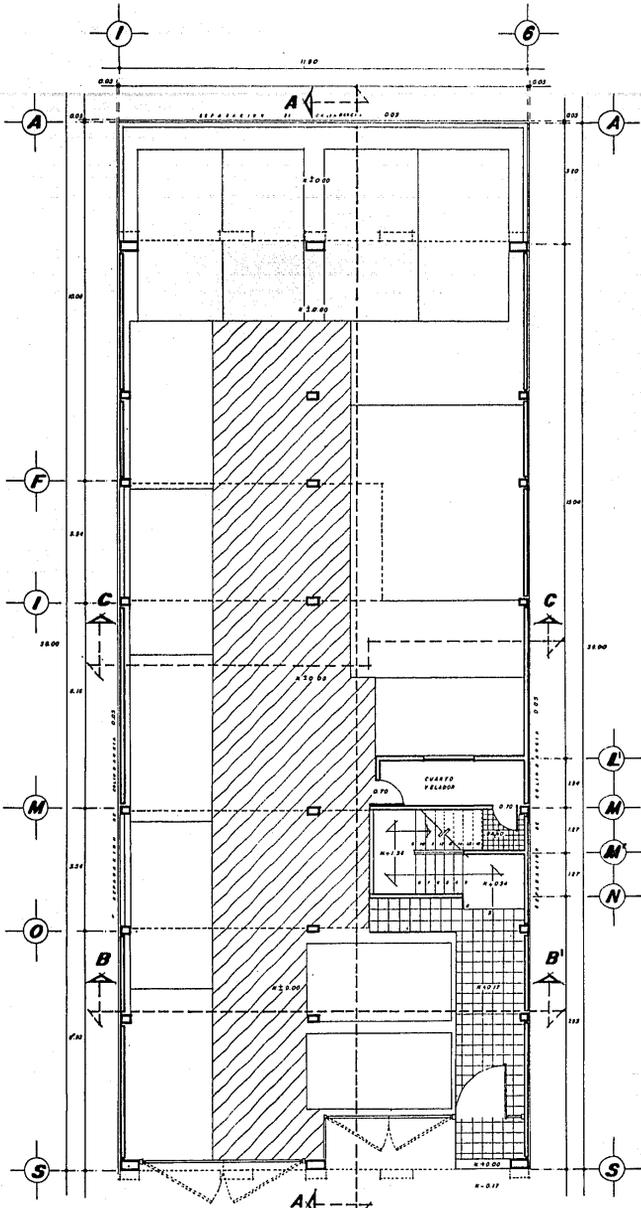
Los planos arquitectónicos son tres y muestran el arreglo de la planta baja, planta tipo y planta de azotea, identificados como A-01, A-02 y A-03 respectivamente. Estos planos fueron la base de partida y razón de ser del presente trabajo y su elaboración partió como todo proyecto, de una necesidad que hubo que resolver con el diseño que en los mismos se presentan. Debo aclarar que estos planos no surgieron como solución óptima al primer intento, sino que existieron con anterioridad dos versiones de anteproyecto mediante los cuales se abordaba el problema por resolver, mismos que, después de un estudio técnico-económico dió origen a los planos arquitectónicos que en este capítulo se muestran.

Basados en los planos arquitectónicos y del uso que se -- tenga durante la vida útil del inmueble, se tomaron diferentes parámetros de diseño (como puede verse en los capítulos anteriores a éste), dando como resultado a los planos estructurales, identificados como E-01 y E-02 y en los cuales se muestran los armados y dimensiones de éstos para las losas macizas, trabes, columnas y detalles constructivos de los cuartos de servicio y sanitarios localizados en la azotea del inmueble, todo -- esto en el E-01 y en el E-02 se muestra el armado y dimensio--

nes de éste para la losa aligerada del inmueble, tanto para la planta tipo como para la planta de azotea.

En función a las solicitudes de trabajo a que estará sometida la estructura, transmitirá al suelo cierta carga a través de sus columnas, ya que no tendrá muros de carga, dando origen al plano de cimentación, identificado como C-01 en el cual se muestra el armado y dimensiones de éste en las contra trabes, losas de contacto (inferior) y de rodamiento del esta cionamiento (superior), cisternas de almacenamiento de agua para contra incendio y servicios generales al igual que sus detalles correspondientes y por último se muestra también, el armado y dimensiones de las columnas que sustentan al inmueble.

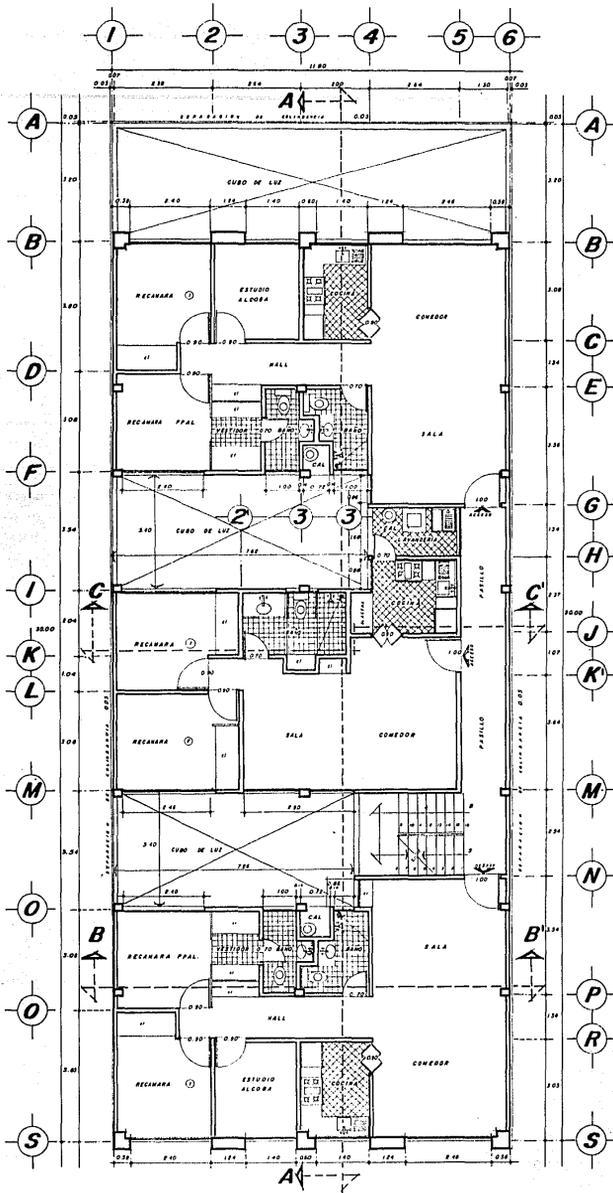
Los planos anteriores se hicieron de tal forma que cualquier persona con conocimientos mínimos de dibujo, sepa interpretar los correctamente, ya que un buen diseño ejecutado en gabinete y mal presentado o enredoso en sus planos, no es como para pensar por parte del proyectista, que la gente que lo va a realizar asuma lo que él pensó o quiso dar a entender con tal o cual detalle constructivo, sino que en la obra, en la mayoría de los casos, se le dá la interpretación que la persona que lo ve cree que es conveniente, dando como resultado que la obra así ejecutada (suponiendo que se realiza), presente graves deficiencias constructivas y por ende también de servi cio para la que fué proyectada en un principio.



NOTAS
 1.- ACOTACIONES Y ELEVACIONES EN METROS.

PLANTA BAJA ESC. 1/50
 (ESTACIONAMIENTO).

U N A M ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES A R A G O N	
TESIS PROFESIONAL	APROBO ING. CLAUDIO MERRIFIELD C. PLANO No.
Florencio Alvarez León MEXICO, D.F., JULIO DE 1983	 ARQUITECTONICO



PLANTA TIPO

ESC. 1:50

NOTAS

1.- ACOTACIONES EN METROS.

U N A M
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
 A R A G O N

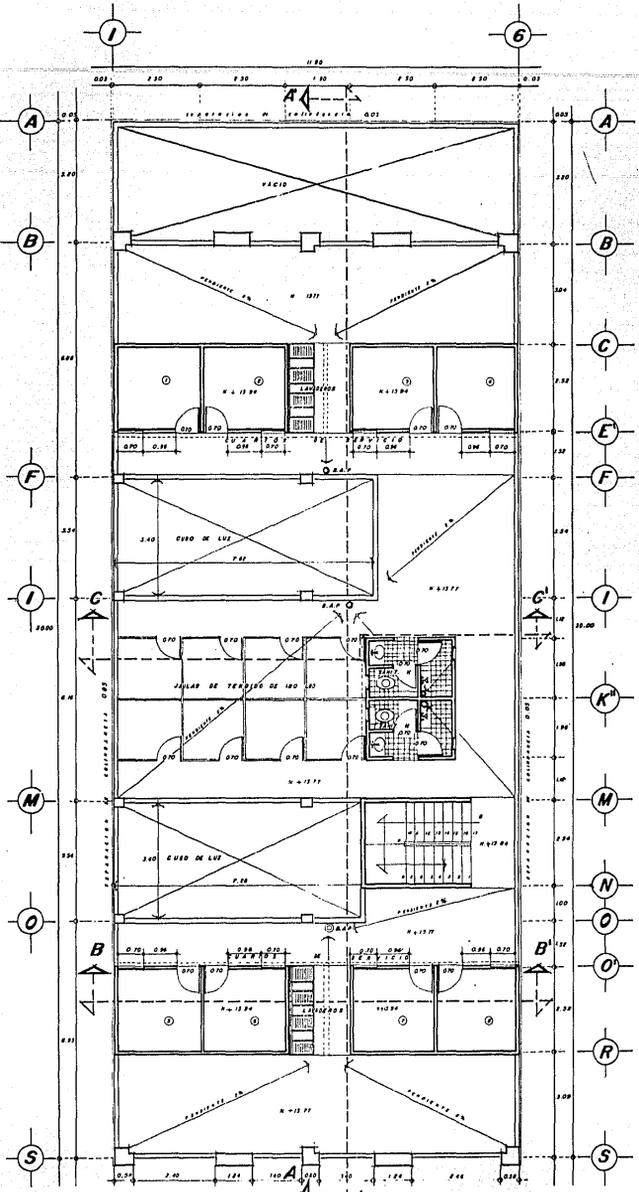
TESIS PROFESIONAL

Florencio Alvarez León
 MEXICO, D.F., JULIO DE 1983

APROBO:
 ING. CLAUDIO MERRIFIELD C.

PLANO No

A-02
 ARQUITECTONICO

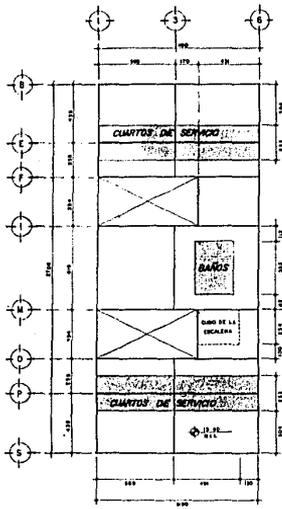


PLANTA AZOTEA
(CUARTOS DE SERVICIO)

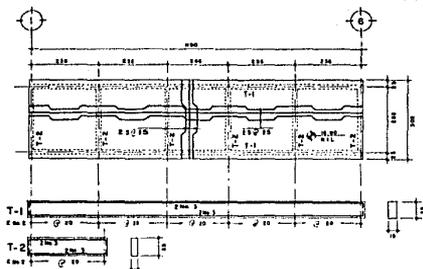
ESC. 1-50

NOTAS
1. ACOTACIONES Y ELEVACIONES EN METROS.

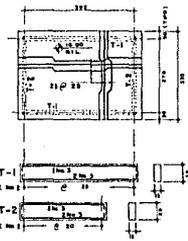
U N A M ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES A R A G O N	
TESIS PROFESIONAL	
Florencio Álvarez León MÉXICO, D.F., JULIO DE 1963	
APROBÓ: ING. CLAUDIO MERRIFIELD C. PLANO No.	A-03 ARQUITECTÓNICO



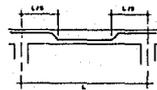
CROQUIS DE LOCALIZACION
Etc. 100



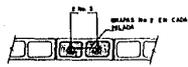
ARMADO DE LOSAS Y TRABES CUARTOS DE SERVICIO



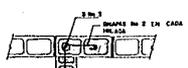
ARMADO DE LOSA Y TRABES DEL BAÑO



CRITERIO PARA ARMADO DE LOSAS

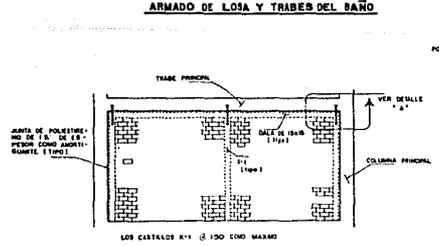


CASTILLO ϕ NO COMO MARCO Y EN DEBATE DE MURO

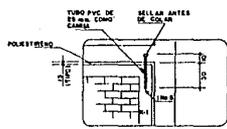


CASTILLO TPO EN ESQUINA Y T

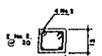
REFUERZO EN MUROS DE CUANTOS DE SERVICIO Y EN LOS BAROS



REFUERZO EN MUROS DE RELLENO EN EL CUERPO DEL EDIFICIO



DETALLE "A"



CASTILLO K-L Y DALA (TIPO)

MEMORIA:

1.- TUB. PVC INFERIOR DE LOSA ϕ 110

NOTAS:

- 1.- NOTACIONES EN CENTRIMOS
- 2.- DIMENSIONES EN METROS
- 3.- VER NOTAS GENERALES EN EL PLANO ESTRUCTURAL E-02

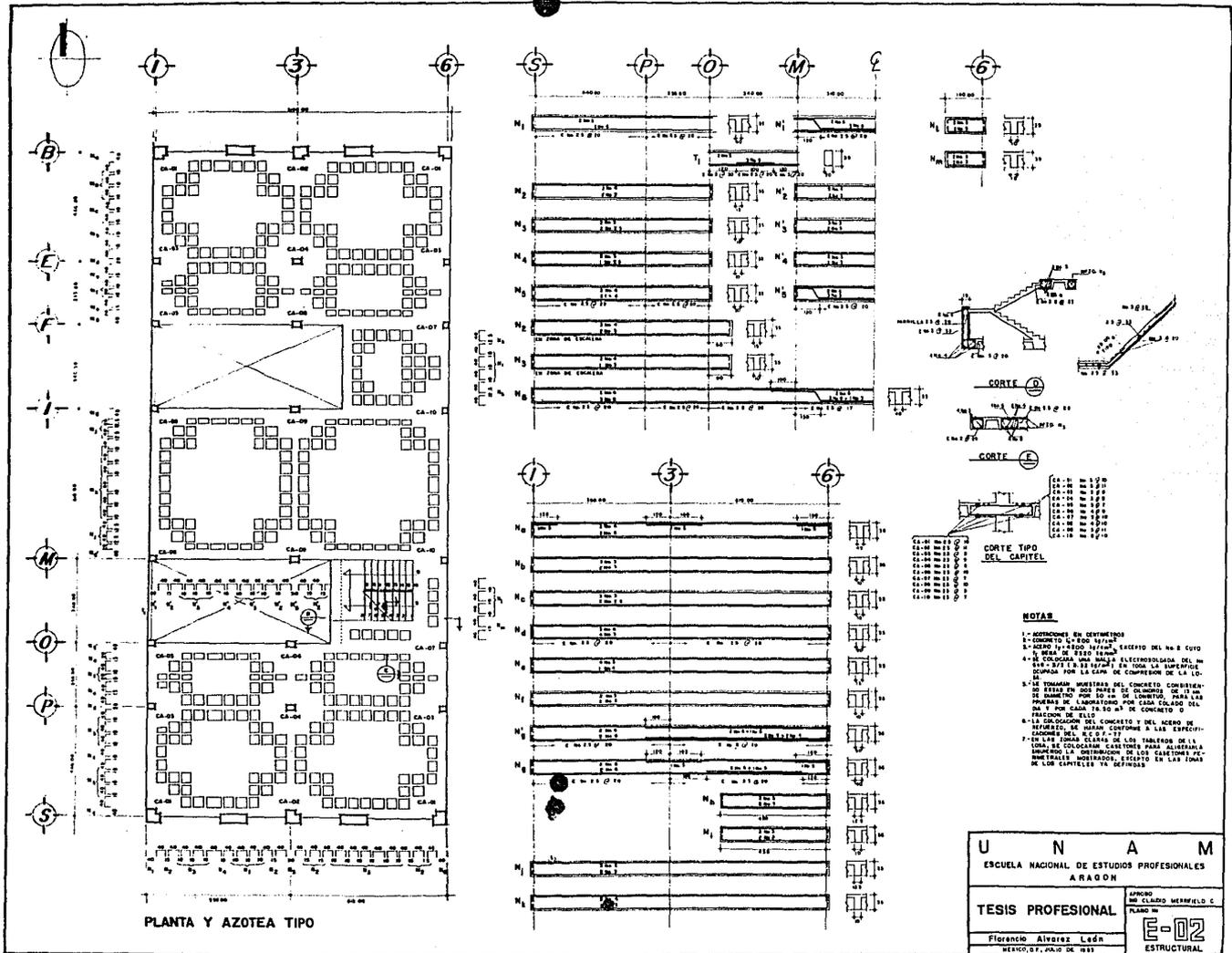
U N A M
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
A R A G O N

TESIS PROFESIONAL

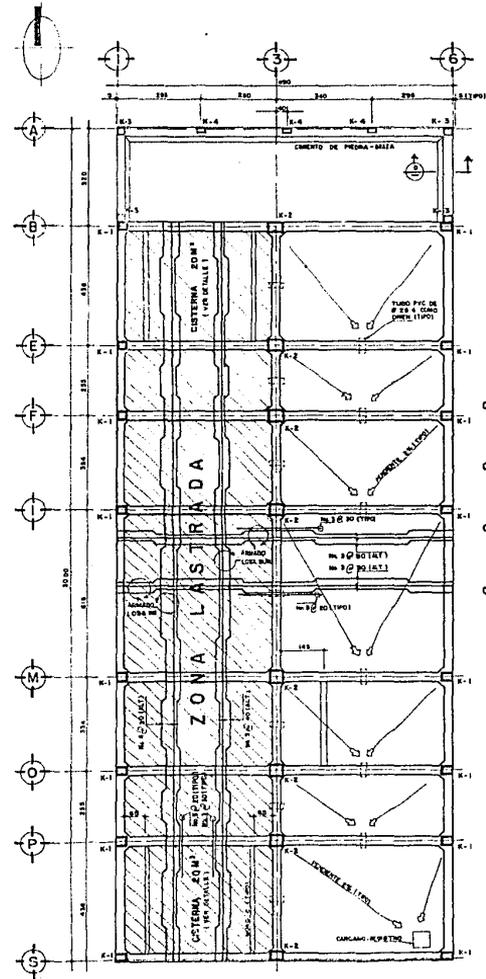
EWERICO ALVAREZ LACRU
MAYO DEL 2000 DEL 2000



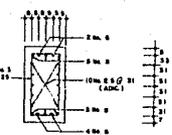
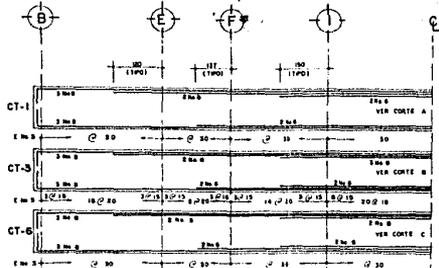
ESTRUCTURAL



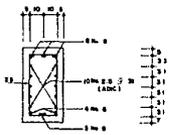
U	N	A	M
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES			
ARAGON			
TESIS PROFESIONAL			APROBO MR. CLAUDIO BERNHELD, C.
Florencio Alvarez Ledr			E-02
MEXICO, D.F., JUNIO DE 1951			ESTRUCTURAL



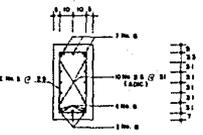
PLANTA DE CIMENTACION



CORTE - A



CORTE - B



CORTE - C

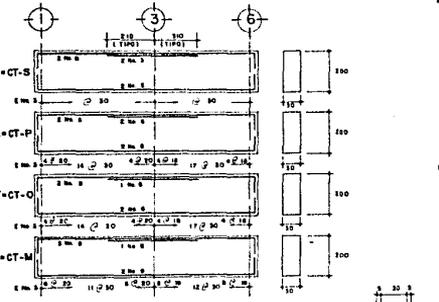
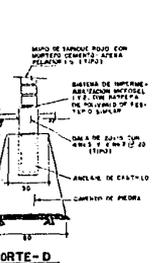
SIMBOLOGIA

- 1: M.S. REFUERZO
- 2: M.S. SUPERIOR
- 3: M.S. INFERIOR
- 4: ACERO EN BARRAS DOBLES
- 5: ACERO ANORMAL
- 6: M.S. ALTIMANOS

NOTAS

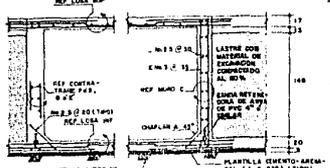
- 1: DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- 2: MUELAS EN METROS
- 3: CONCRETO (C₂₀ 200 kg/m³)
- 4: ACERO E-48000 kg/cm²
- 5: AL CONCRETO ACREAR ALTERNARAL O LAMAS
- 6: LA UNION COLUMNAS CONTRABASE DEBE RESULTAR UNA CANTA DE CONSTRUCCION EN ACABADO MUY BUENO
- 7: ANTES DEL ACABADO ESTRUCTURAL DE LA CONSTRUCCION, DEBE DE CONCRETAR UNOS TORN TERRESTRES PARA LAS CANTAS SI MUESTRA EN LOS CORTEZ P. 6 Y 7 C

CRITERIO REFUERZO DE LOSA DE CIMENTACION



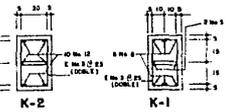
REFUERZO DE CONTRABASES

(VER NOTA 7)



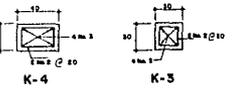
DETALLE DE LA CISTERNA

(VER NOTA 8)



K-2

K-1



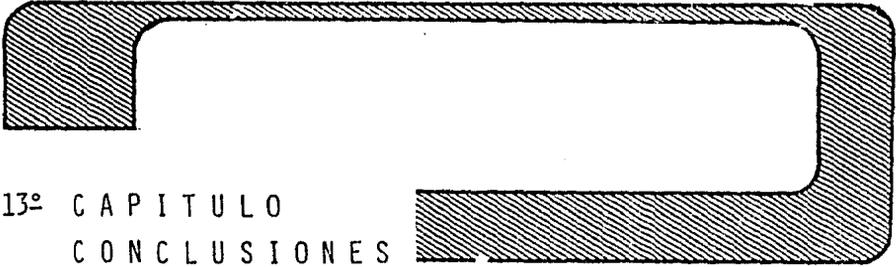
K-4

K-3

COLUMNAS

(VER NOTA 4)

U N A M
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
R A B O N
TESIS PROFESIONAL
TITULO: FUNDACION DE CILINDRO METALICO C PLANO NO. 1 Autor: Florencio Alvarez Leizaola MANCADO, P. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 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
CIMENTACION



13º CAPITULO CONCLUSIONES

Uno de los problemas fundamentales del México de hoy y de siempre ha venido siendo el de la vivienda, cuya demanda se ve superada por la oferta, renglón éste, en el cual se han y se siguen realizando fuertes inversiones por parte de Dependencias Gubernamentales, Iniciativa Privada e Instituciones, sin que a la fecha se vislumbre la solución que el caso requiere. Dentro de las alternativas de solución que se han tomado se tiene aquella cuya premisa de apoyo es quedada la escasez de área que se tienen disponibles en las ciudades densamente pobladas como es la Ciudad Capital, no es posible hacer zonas habitacionales unifamiliares como sucede en el medio rural, sino que estas unidades se harían en forma vertical, habitable por múltiples familias en un área relativamente pequeña y es a lo que generalmente se le denomina unidad habitacional o condominio.

El tema del presente trabajo se trató precisamente del análisis y diseño de uno de estos condominios tomando un enfoque puramente técnico, considerando que el factor social ha sido estudiado y que de cuyo análisis hizo posible la existencia del inmueble denominado condominio como una solución a la necesidad creada.

Antes de entrar a analizar y diseñar cualquier inmueble, se tendrá que saber el fin que se persigue, como para qué se utilizará durante su vida útil, en dónde se ubicará, cómo se pretende hacer, de cuántos niveles consta, etc., motivo --

por el cual, en el segundo tema del presente trabajo, se hace una descripción general de la estructura; el siguiente paso a saber, consiste en que, de toda la gama de criterios de diseño existentes en la actualidad, se determine cuál o cuáles -- son aplicables a la estructura que nos ocupa, por eso, en el tercer tema, se hacen comentarios de los criterios más conocidos así como sus ventajas y sus desventajas. Para diseñar un elemento y a la vez analizarlo, se requiere que a partir - del criterio de diseño que se haya aceptado como aplicable, a la estructura, se tomen las diversas relaciones matemáticas - (fórmulas) y recomendaciones aplicables a los diferentes elementos que constituyen a la estructura, bajo diversas condiciones de trabajo (tensión, compresión, flexión, flexocompresión, torsión, cortante, etc.), razón por la cual en el cuarto capítulo se hace una enumeración detallada de las fórmulas y recomendaciones que cumplen con tal fin.

Después de conocer lo anterior, pasamos a la etapa de no menos importancia, denominada acciones, la cual consiste en - saber las diferentes solicitaciones de servicio que se presentarán durante la vida útil de la estructura, así como también los factores de carga y combinación de acciones aplicables a la estructura, dependiente de su uso, altura, ubicación, cimentación, material de que se construya, estructuración, etc., de aquí se fundamenta el quinto capítulo del presente trabajo denominado precisamente acciones.

Sabiendo de una manera aproximada claro está, cuáles serán las solicitaciones de trabajo que actuarán en la estructura, ésta se tendrá que hacer tan rígida como el caso lo requiere, de manera que sea lo suficientemente resistente a tales - acciones, siguiendo los pasos indicados en el sexto tema, se cumple con este requisito.

Algo que es imprescindible dejar de considerar durante -

el análisis y diseño de una estructura, es lo referente a la carga viva y carga muerta que actuará o que constituye a la misma; la carga viva, como se dijo en su oportunidad, la -- constituyen los elementos estructurales o no estructurales -- que no tienen una posición definida en el inmueble, el mobiliario, mercancías y por supuesto el elemento humano que la habitará. La carga muerta incluye el peso propio de la estructura, el cual se puede determinar sin dificultad una vez que se ha definido su geometría en forma preliminar. El peso de las vigas se considera distribuido uniformemente en sus longitudes. En cuanto a las columnas, se acostumbra con centrar sus pesos en los nudos del marco en que se idealiza la estructura, tal y como se menciona en el séptimo tema del presente trabajo. Las fuerzas sísmicas para un análisis estático se calculan en la manera usual, tal y como se menciona en el octavo capítulo, y su valor depende del peso, de la estructura, tipo de la estructura, tipo de suelo, zona sísmica en que se localiza el inmueble, etc. La fuerza sísmica horizontal se supone actuando en dos direcciones ortogonales, en la cual, la fuerza en un sentido, se ve afectada por un -- 30% del valor de la fuerza del otro sentido.

Una vez conocidos los valores de las sollicitaciones que actuarán en la estructura, idealizada en marcos principales, se resuelven éstos por cualquier procedimiento conocido, bajo las diferentes combinaciones de acciones aplicables con los factores de cargas correspondientes, tal y como se muestra en el noveno tema. De las diferentes acciones que actúan en los marcos, se toman las combinaciones más desfavorables para el diseño de los elementos estructurales del inmueble que nos ocupa; de la forma como se hizo en el décimo tema del presente trabajo.

Aunque es prácticamente imposible establecer reglas, -- normas y especificaciones detalladas para resolver todos los

problemas que se presentan en el proyecto de las cimentaciones, hay muchos principios básicos que pueden ser útiles para alcanzar la solución, tal y como se mostró en el onceavo tema. Es indudable que en esta materia uno ha de tener ideas - que inevitablemente no coincidirán por completo con la de los demás. En la práctica, un ingeniero deberá conocer todo cuanto pueda, dentro de lo razonable respecto a las condiciones - de un lugar determinado. Entonces deberá decidir qué tipos - de cimentación son prácticamente realizables en ese caso particular. Después deberá comparar el costo de las mismas y la conveniencia, facilidad de construcción y seguridad de cada - una. Finalmente, adoptará la cimentación que, a su juicio, - sea la mejor. Elegida ésta, puede continuar con los detalles del proyecto.

El plantear y desarrollar el proyecto de una cimentación que ofrezca seguridad con el mínimo costo es el tipo de problema con que normalmente ha de enfrentarse el ingeniero. - - Siempre e inevitablemente ha de interesarse por el problema - económico. Dice un antiguo refrán que un ingeniero es un individuo que puede construir por un peso lo que otros podrían - construir por dos. A pesar de que exista o no presión económica, un buen ingeniero deberá esforzarse para servirse lo -- más posible de los hombres, los materiales y el dinero. ¡Esto es ingeniería!...

Finalmente, se tiene el capítulo décimo segundo en el - - cual se resume todo el proceso de análisis y diseño mediante el uso de los planos arquitectónicos, estructurales y de detalle, que llevarán al feliz término, de una manera funcional a la estructura proyectada.

F.A.L.

B I B L I O G R A F I A

1. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
Segunda edición. México, 1977.
2. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería, UNAM. México, 1978.
3. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO. (A.C.I. - (318-77)).
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, 1978.
4. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.
Oscar M. González Cuevas y coautores.
Editorial Limusa, México, 1975.
5. MANUAL DE DISEÑO POR SISMO.
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.
6. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
Comisión Federal de Electricidad,
México 1980.
7. GRAFICAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1980.
8. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.
Folleto Complementario al Reglamento de la Construcción para el Distrito Federal.
E. Rosenblueth, L. Esteva M.
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.

9. ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES.
José Creixell M.,
UNAM, Editorial Continental, México, 1970.
10. ESTRUCTURAS.
Miguel Chinas de la Torre
Instituto Politécnico Nacional. México, 1964.
11. MECÁNICA DE SUELOS. TOMO II
Juárez Badillo-Rico Rodríguez
Segunda Edición. Editorial Limusa,
México, 1980.