

T-79

UNAM

---

Facultad de Ingeniería

**Análisis Comparativo de un Edificio con Cimentación Tradicional y Cimentación Antisísmica**

**T E S I S**

Que para obtener el título de :

**I N G E N I E R O C I V I L**

p r e s e n t a :

**ANA LILIA G. LAUREANO CRUCES**

---

México, D. F.

1979



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.



VIVERIDAD NACIONAL

AVPNTIA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-22

A la Pasante sefiorita ANA LILIA C. LAUREANO CRUCES,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a con-  
tinuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor -  
Ing. José Luis Camba C., para que lo desarrolle como tesis en su Examen  
Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANALISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO CON CIMENTACION  
TRADICIONAL Y CIMENTACION ANTISISMICA"

- I. Diferentes tipos de cimentaciones
- II. Cimentaciones a prueba de sismos
- III. Realizaciones prácticas
- IV. Cálculo tradicional de un edificio
- V. Cálculo de la cimentación
- VI. Cálculo de un edificio con el sistema aislante de sismos
- VII. Cálculo de la cimentación
- VIII. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo-  
especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social  
durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable  
para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Di-  
rección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima  
en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo reali-  
zado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, 30 de enero de 1979

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

## INTRODUCCION :

### Terrenos

#### Clasificación y Resistencia.

#### Terrenos Duros:

Roca granítica	300 ton/m <sup>2</sup>
Piedra caliza en lechos compactados	250 ton/m <sup>2</sup>
Piedra arenisca en lechos compactados	200 ton/m <sup>2</sup>
Conglomerados o brechas	80 a 100 ton/m <sup>2</sup>
Esquistos o roca blanda	80 a 100 ton/m <sup>2</sup>
Gravas y arenas compactadas	60 a 100 ton/m <sup>2</sup>
Gravas, secas gruesas, encerradas	60 ton/m <sup>2</sup>

#### Terrenos Suaves:

Gravas y arenas mezcladas con arcilla seca	40 a 60 ton/m <sup>2</sup>
Arcilla seca en capas gruesas	40 ton/m <sup>2</sup>
Arcilla medianamente seca en capas gruesas	30 ton/m <sup>2</sup>
Arcillas blandas	10 a 15 ton/m <sup>2</sup>
Encerrada	40 ton/m <sup>2</sup>
Arena limpia y seca, en sus lechos naturales	40 ton/m <sup>2</sup>
Terrenos de aluvión	5 a 15 ton/m <sup>2</sup>
Terreno del Valle de México	2 a 5 ton/m <sup>2</sup>

### EL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO

El Valle de México está localizado sobre lo que antiguamente

fué una gran cuenca, ya que tenía entrada y salida de sus -  
aguas. Las tierras de acarreo, fruto de las corrientes de a -  
gua de las regiones montañosas; el polvo de las tolvaneras y -  
las lavas de las erupciones volcánicas, fueron llenando el la -  
go hasta constituir nuestro terreno actual.

La acomodación de estas materias fué lenta, tanto más que su -  
caída era atenuada por el lago.

Sus intersticios están llenos de agua, así lo comprueban mues -  
tras extraídas a los 7 y 10 m, ya que tienen hasta más del 75%  
de agua. A esta agua estancada se le da el nombre de freática.  
El terreno firme llega a tener gran profundidad, pues hay lug -  
res en que aún a los 300 ó 400 m. no se encuentra.

Claro que también hay capas a diferentes profundidades, de ma -  
yor resistencia, las cuales están constituidas por mantos de -  
arena, grava, tepetate o arcilla más compactada.

Por lo general, la parte más superficial, hasta unos 2 m. de -  
profundidad, está algo consolidada; en ella es donde se apo -  
yan la mayoría de los cimientos. Por lo general el terreno -  
que cede bajo la acción de un peso, no es el de esta capa, -  
sino el que se encuentra bajo ella.

Los pilotes profundos se detienen en capas más profundas, en -  
tre 30 y 40 m., casi siempre son lo bastante fuertes; sin em -  
bargo muchas veces tienen solo 50 cm. de espesor y después, o -  
tra vez, terreno débil, aunque de mejor consistencia que el de  
la parte superior.

Entre los 50 y 60 m., hay otras capas resistentes de mayor espesor que las anteriores.

Entre los 100, 200 y 300 m., hay capas de arcilla impermeable, de las que provienen los pozos artesianos.

El nivel del agua freática se encuentra, entre los 70 y 300 cm.

Cuando el agua falta en el subsuelo, los intersticios se convierten en vacíos, y viene un enjutamiento que degenera en asentamiento de la parte superficial.

Algunas características del subsuelo son: impermeabilidad y elasticidad.

El asentamiento de la ciudad de México, se debe no solo a la falta de agua en el terreno, sino también a la acomodación de sus partículas, motivadas por las corrientes de agua, las vibraciones exteriores y movimientos sísmicos, que se verifican aunque nosotros no nos demos cuenta de ellos.

Hay que hacer notar lo siguiente (en cuanto a las construcciones):

- Para que el hundimiento se detenga es necesario que pase bastante tiempo.
- El asentamiento va disminuyendo al comprimirse determinada capa de terreno y se vuelve a verificar un asentamiento en el momento en que su estructura se rompe.
- El asentamiento de los edificios pesados tarda años en encontrar un equilibrio.

Otra de las propiedades del subsuelo, es también su ligereza, - la cual es debida al poco peso de sus componentes, (polvo y cenizas).

El subsuelo es bastante uniforme, por lo general, aunque a veces su resistencia cambia de un lugar a otro, pero lo hace paulatinamente, salvo donde se encuentre algún manto de arena, grava o tepetate o bien restos de antiguas construcciones.

También se puede mencionar, como causa del hundimiento, además de la acomodación del mismo, la desecación a la cual ha contribuido la perforación de pozos artesianos, los cuales están - prácticamente prohibidos.

#### S I S M O S :

##### Constitución de la tierra:

En el universo todo es movimiento y mutabilidad. La tierra está sujeta a sollicitaciones por las masas de los demás cuerpos celestes, en especial del mismo Sol, que es la estrella de la - que directamente dependemos, y de la Luna que tan cercana está a nosotros.

El eje Polar, esta cambiando ligera pero constantemente y caprichosamente de dirección y en nuestro mundo también todo se mueve y se muda.

Parece que en esta era, hay una especie de explosión de las galaxias, que por una fuerza centrífuga, se separan a grandes velocidades. En realidad, más propio es afirmar que Dios esta - creando el mundo, que decir simplemente que lo creó.

La corteza de la tierra se enfría paulatinamente y de una manera constante sufre cambios en su estructura; es muy delgada, - en proporción al diámetro; su espesor se ha calculado en unos 32 km.; está formada por dos capas; la exterior granítica y - la interior basáltica.

Después de la corteza, existe la discontinuidad llamada de -- "Mohorovicic", luego el "manto", que tiene quizá unos 2900 km. de espesor, y se dice que está compuesto por silicatos de hierro y de magnesio.

Después hay otra discontinuidad, compuesta probablemente por - óxidos y sulfuros, que a su vez, encierra al núcleo, el cual - parece estar formado de una parte interior y otra exterior y constituido por hierro y níquel, materiales que debido a las - enormes presiones que obran sobre ellos, tienen que llegar a - pesar de 16 a 17 ton/m3.

Entre la corteza y el manto o formando en ocasiones parte de - éste, hay materias incandescentes, de las que provienen las e- rupciones volcánicas.

Debido al aumento de calor, que se verifica con la profundidad, se ha calculado que en el centro de la tierra, debe haber una- temperatura de 3500 a 4000°C.

#### CAUSAS:

En la corteza hay masas de rocas que tratando de buscar equili- brio, por años acumulan fuerzas elásticas, que en un momento - dado ya no pueden resistir, y al venir el colapso, este se -

transforma en movimientos bruscos o sismos.

Estos, básicamente, son causados por rotura de esa corteza, por los acomodamientos de las rocas que la componen, por derrumbamientos en cavernas subterráneas y por erupciones de los volcanes.

Todos éstos fenómenos mecánicos, pueden tomar su energía de las características térmicas, radiactividad, magnetismo y fuerzas gravitacionales de la tierra.

Los temblores producidos por erupciones de los volcanes, se llaman "volcánicos", y los demás "tectónicos".

Los temblores que han sido más intensos, han abarcado más grandes extensiones y han causado mayores daños, han sido los tectónicos; aunque por supuesto también los volcánicos, han causado enormes desastres.

En la corteza terrestre hay movimientos lentos llamados "bradisismos", como el de la ciudad de México, la cual paulatinamente se hunde; o el de otros sitios, donde terrenos arenosos se van resbalando poco a poco y movimientos bruscos llamados "taquisismos".

Los taquisismos se dividen en:

- Microsismos, - cuando solo son registrados por sismógrafos.
- Macrosismos, - cuando son notables.
- Megasisismos, - cuando son fortísimos.

Es común que un temblor sea seguido de otro u otros, de mayor o menor intensidad.

A veces un sismo de origen volcánico provoca uno de origen tectónico o visceversa.

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 el acomodamiento de otras, y por todo esto, no es raro que unos temblores seguidos, puedan tener uno ó 2 ó más hipocentros diferentes.

Motivados por un sismo pueden surgir vapores o manantiales del subsuelo, se han llegado a cegar pozos existentes y en ocasiones se han producido avalanchas de tierra o de arena en mantos inclinados que han llegado como la lava de los volcanes, a invadir poblaciones 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. Muchos hipocentros se localizan entre los 17 y 47 km. de profundidad, con relación al nivel medio de la superficie, pero también se pueden producir a menores y mayores profundidades que, en ocasiones, alcanzan hasta 700 y 800 km. En éstas, los componentes de la tierra por las altas temperaturas, deben encontrarse en estado de fusión y estar constituidos si no como líquidos, al menos como materias pastosas, aunque debido a las enormes presiones, ya se comporten como sólidos. De todas maneras ahí -

no es fácil suponer esfuerzos tangenciales como los que se verifican en la corteza, por roturas y acomodaciones en las rocas y quizá los movimientos se deban a los efectos provenientes de diferencias en la temperatura.

Son tantas, tan diversas y de tan distinto origen las causas que pueden provocar un temblor, que si en un lugar se han producido sismos con cierta periodicidad, esta se debe tomar como puramente casual.

Pero en cambio si se ha notado que los temblores coinciden a veces con los fuertes cambios de temperatura y que se verifican, por ejemplo, en las épocas de calor, pues es lógico que en ellos la corteza de la tierra tienda a sufrir más movimientos.

Existe otro tipo de sismos, éstos son en el mar, son frequentísimos y se llaman "Maremotos", o se designan también con la palabra japonesa "Tsunamis".

#### NUMERO DE TEMBLORES.

Durante el año hay unos 80,000 movimientos apreciables en la tierra. La superficie de los continentes es mucho menor a la de los mares, por lo tanto, en ella, proporcionalmente sucederán unos 25,000 y, de éstos, se puede decir que la milésima -

parte son de consideración, de donde deducimos que hay en la tierra unos 25 temblores fuertes por año.

#### LUGARES DE TEMBLORES.

La estadística ha determinado las "zonas sísmicas" o "fallas geológicas" en el Mundo fundamentalmente son cuatro:

- 1.- La circunpácífica que comprende, Alaska, el Oriente de China (quizá más sísmico que Japón), Borneo y Filipinas, la costa Oriente de Australia, Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Centroamérica, México y la Costa Occidental de Estados Unidos.
- 2.- La de los mares mediterráneos, que abarca: el Mediterráneo, propiamente dicho, las costas del Mar Rojo, el Sur de la India, las Islas Célebes, atraviesa el Pacífico hasta los Galápagos (frente a Ecuador), sube por Panamá, pasa por el Mar de las Antillas (Caribe), y vuelve a Gibraltar.
- 3.- La Falla de Africa Oriental, baja por Abisinia, sigue por Kenia, Somalia, Tangañica, Mozambique y por Sudáfrica, baja hasta el Cabo de Buena Esperanza.
- 4.- La que podríamos llamar "Asiática", que comprende el Mar Negro, va hacia el Noreste de Irán, se dirige al Cáucaso

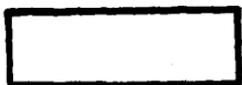
y termina por la cordillera del Himalaya.

De una manera general se puede decir lo siguiente:

Tiembla más donde hay volcanes, en las zonas más montañosas, - en los litorales escarpados y donde son más inclinados el cli- vaje o la estratificación de las rocas.

En los lugares planos, como las llanuras de Siberia, el desierto del Sahara o las planicies norteamericanas, no se registran o casi no se registran temblores.

México fundamentalmente no es un país sísmico, sin embargo, - tiene zonas en las que hay temblores, y zonas donde no los hay; las cuales se indicarán en el mapa siguiente:



No se han registrado temblores



Los hay de poca intensidad



De mayor intensidad



Sumamente violentos



## C A P I T U L O   I

### DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACIONES

#### CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Los tipos más frecuentes son: zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación.

#### ZAPATAS AISLADAS.

Son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y aún raramente circulares, que se constituyen bajo las columnas con el objeto de transmitir las cargas de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión adecuada. En ocasiones, las zapatas aisladas, soportan más de una columna; éstas se constituyen generalmente de concreto reforzado.

#### ZAPATAS CORRIDAS.

Son elementos análogos a las zapatas aisladas, en las que la longitud supera mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro, y pueden ser de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de cimientos que transmiten cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja que o-

bligüe al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso de que debe transmitirse al suelo grandes cargas.

#### LOSA DE CIMENTACION.

Cuando la resistencia sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construídas también de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construída.

#### CIMENTACIONES COMPENSADAS.

Han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóricamente los elimina por no dar al terreno ninguna sobrecarga; el principio en que se basan éstas cimentaciones es muy sencillo, se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que a nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la substitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

#### CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS.

Es aquella en donde el peso de la tierra excavada, compensa -

unicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se forma con pilotes o descansa sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

#### CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Cuando las condiciones del suelo superficial no son apropiadas en tales casos será necesario buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente, se distinguen entre sí, por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular. Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 mts. y 1.00mt. se denominan pilotes; la gran mayoría de pilotes en uso, tienen diámetro o anchos comprendidos entre 0.30 y 0.60 mts., pudiendo ser de madera, concreto o acero. Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 mt. pero no excede del doble de ese

valor suelen denominarse pilas; pero no se ha logrado hacer una distinción definida entre pilas y pilotes.

Se dice que pila es un elemento que trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad. Otra definición, dice que un elemento es pila, cuando la relación profundidad a ancho es cuatro o mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones del orden de uno.

#### CIMENTACIONES SOBRE PILOTES.

Cuando no se encuentra el terreno de cimentación hasta una profundidad tal que excluye la posibilidad de ejecución de zanjas abiertas, o revestidas, o cuando no es accesible más que en el agua o a través de una capa freática abundante que no se presta a la ejecución de agotamientos, puede recurrirse a los pilotes. Mediante ellos puede buscarse apoyo a la profundidad deseada.

#### FUNCION DE LOS PILOTES.

Se usan cuando se requiere:

- 1).- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La for-

ma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.

2).- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3).- Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

4).- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas, por ejemplo), o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente). En éstos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

5).- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.

6).- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos.

7).- Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc. contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en: de punta, de fricción, mixtos y de control.

#### LOS PILOTES DE PUNTA.

Desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente.

#### LOS PILOTES DE FRICCIÓN.

Desarrollan su resistencia, por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea.

#### LOS PILOTES MIXTOS.

Aprovechan a la vez éstos dos efectos; y por último

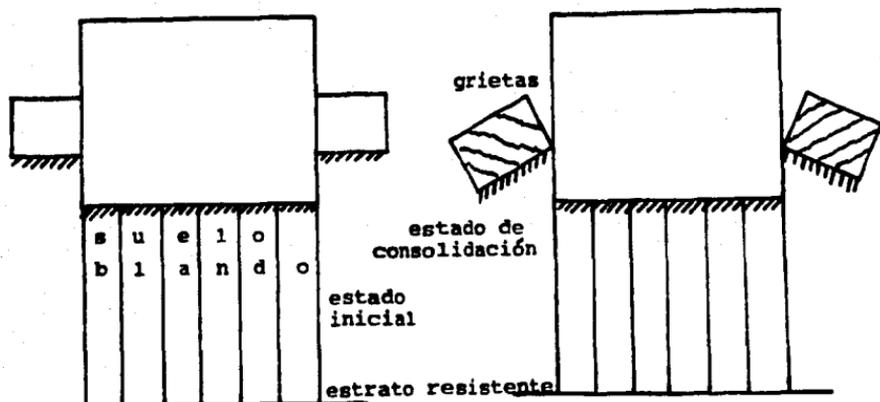
#### PILOTES DE CONTROL.

Existe un problema muy común en las cimentaciones piloteadas - con pilotes de punta, cuando se presenta una estatigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible, subyacente - por el estrato resistente de apoyo y cuando dicho estrato manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido, este es el caso de la ciudad de México, pues en ella existe un estrato de apoyo a profundidades del orden de los 30 metros, arriba del cual, las formaciones arcillosas, muy compresibles, se consolidan por efecto del intenso bombeo, que para la obtención del agua potable con fines de consumo se realiza en los estratos acuíferos.

Los pilotes de punta apoyados en un estrato consolidable y re -

sistente permanecen comparativamente fijos, respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo de su fuste. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes que, por ser en sentido descendente, sobrecargan a éstos al colgarse materialmente del suelo circunvecino de los pilotes. Si éstas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote, por penetración en el estrato resistente; éste es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta. En el mejor de los casos, es decir, cuando los pilotes aguantan la sobrecarga, la estructura apoyada sobre los pilotes parece emerger sobre la superficie del terreno, con lo que fácilmente producirá daños a estructuras vecinas.

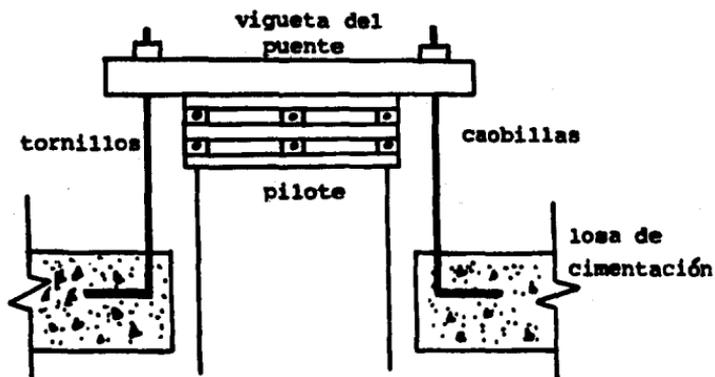
Aún en el caso de que la fricción negativa no induzca falla y sea resistida, el efecto es maléfico, ya que ocupa una buena parte de la capacidad de carga del pilote que está soportando al suelo circunvecino y no carga útil.



Una de las soluciones en que se pensó, fué precisamente la llamada "pilotes de control", que se debe al Ing. Manuel González Flores.

Se trata simplemente de construir la cimentación, de forma que los pilotes la atraviesen libremente, de modo que no haya ningún contacto o unión entre ambos elementos; la estructura se carga entonces directamente contra el suelo, el cual comenzará a ceder bajo su peso, ésta cedencia hace que el suelo accione sobre los pilotes, por un mecanismo de fricción negativa, con lo que éstos toman, por lo menos parcialmente, la carga de la estructura, con la correspondiente disminución de las presiones efectivas en el suelo blando, así los pilotes originalmente separados de la cimentación llegan a trabajar con cargas im

portantes, haciendo además que los asentamientos de la estructura disminuyan grandemente.



Otro tipo de cimentación es la : Cimentación a Prueba de sis - mos, de la que hablaremos en el siguiente capítulo.

## C A P I T U L O   I I

### CIMENTACION A PRUEBA DE SISMOS

#### GRAVEDAD DEL PROBLEMA.

Los temblores siempre se han considerado en cualquier parte - del mundo, como una de las grandes calamidades que han causado ciento de miles de muertos en muchas partes del mundo.

#### BONDAD DEL NUEVO SISTEMA.

Viendo que no existe posibilidad de asegurar ningún edificio - contra los temblores intensos, haciéndolos más fuertes; se pensó en un sistema ideal contra los mismos. Este sistema consistirá en buscar que los temblores intensos no puedan llegar, - con lo cual el edificio queda asegurado totalmente contra ellos, pues los temblores pequeños, no causan daño y los intensos, no pueden llegar.

Todas las experiencias y pruebas de laboratorio de este sistema fueron hechas en el Instituto de Ingeniería de la Universidad de México donde se llevará a cabo todas las experiencias y afortunadamente la conclusión de las mismas, fué, la comprobación absoluta de la teoría.

El sistema por ahora, ha sido proyectado para construcciones -

urbanas; más tarde se piensa adaptarlo a otras estructuras.

Ilustrando en forma muy sencilla el modo de operar del dispositivo, analicemos la siguiente figura. (pag. 23)

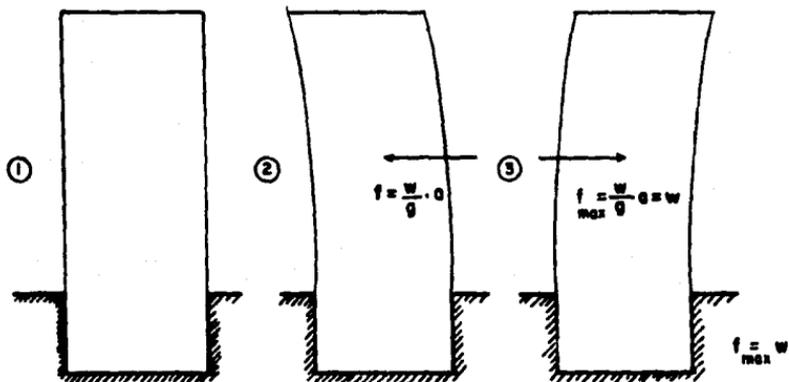
En su posición 1, un edificio ordinario se encuentra descansando sobre su cimentación, y, naturalmente, ligado a ella; tanto en cuanto a la necesidad de transmitir (y recibir) esfuerzos cortantes cuanto momento de flexión.

Si a tal edificio le sobreviene un sismo oscilatorio con una aceleración "a", de acuerdo con la primera ley de Newton se ve impelido por una fuerza f que vale:

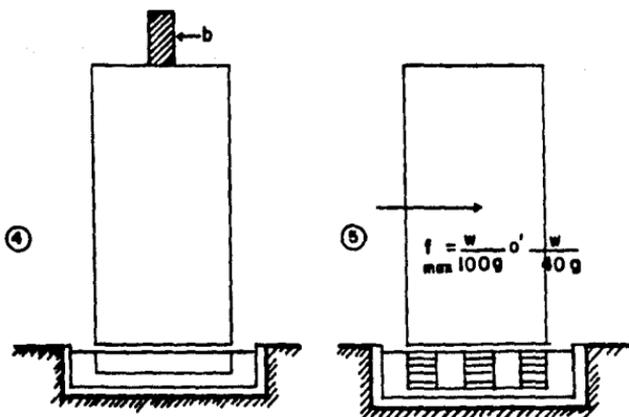
$$f = \frac{W}{g} a$$

Por supuesto, el edificio tiende a moverse en la dirección de f, fig. 2; si los esfuerzos generados no lo destruyen, en función de su elasticidad tiende a recuperar su verticalidad, suponiendo que haya cesado la fuerza f. Pero bien puede no ser así, y de hecho, la observación indica cambios de dirección de la acción de los sismos; por lo que la estructura puede ser ahora embestida por ella, llevándola más allá de su posición normal, e incluso más allá de la primera deformación y en sentido contrario; con lo cual su estabilidad se ve todavía más amenazada.

## COMPARACION DE ESFUERZOS



EDIFICIO CON CIMENTACION ESTANDAR



EDIFICIO CON CIMENTACION ASISMICA

No se trata más que de un sencillo ejemplo, en que no entramos a mencionar los complicados efectos de resonancia.

Veamos ahora la figura 4. Por hipótesis el edificio no descansa en su cimentación; cuelga por medio de un dispositivo no in fluido por el sismo. En este evento, llega la aceleración sísmica, ataca y destruye, pero el edificio sale incólume de todo daño.

Descendiendo de lo imaginativo a lo real, imaginemos ahora - (fig. 5) que hemos dejado en torno a la cimentación un espacio libre, amplio; y que en el fondo de la excavación hemos colocado unos elementos E, E' y E'', que impiden 100% el paso de la fuerza f, sísmica, del suelo a la cimentación.

Recuérdese que hemos supuesto una f horizontal, ¿Qué sucede entonces? que el edificio nuevamente queda inmóvil; por ende, no sufre daño alguno.

#### FIGURAS DE LA PAGINA 23

Y llegamos así a la proposición del Ing. González Flores. Por supuesto no existen elementos E, E', ni E'', que sean capaces de impedir por su perfecta capacidad de deslizamiento que la fuerza f no penetre a la estructura. La idea del creador del-

sistema fué la de lograr un mecanismo tal, que anulara cuanto fuere posible la fricción o, a su inversa, que garantizara un total deslizamiento.

#### PRUEBA 1a.

La idea original consistió en probar la capacidad de deslizamiento colocando rodillos de acero, técnicamente perfectos, entre dos placas, técnicamente planas. La primera investigación consistió en conocer que carga podía aplicarse al conjunto sin que ocurriera sensiblemente (es decir sin perjuicio del funcionamiento) ni la penetración de los rodillos en las placas ni el aplanamiento de los mismos rodillos.

Para lograr el mejor acabado posible de las placas; su máxima dureza y óptimo espesor; y lo propio para los rodillos. Se halló para rodillos de 32 mm. de diámetro que la máxima carga aplicable sin deterioro era de 500 kg/cm. (pag. 28). No es necesario mencionar que se usaron gran variedad de aceros; de técnicas de corte y de pulido, lo que hoy nos permite especificar los más convenientes. Más tarde, se optó cambiar los cilindros por esferas de acero, repitiéndose el ensayo, con el resultado que la máxima carga aplicable por esfera de 9.5 mm. de diámetro es de 3000 kg.

PRUEBA 2a.

La segunda prueba, de mayor interés, consistió en investigar - los coeficientes de fricción; primero, de los rodillos; luego - de las esferas. Se armó un mecanismo como lo muestra en esquema la figura de la pag. 29.

Este experimento reúne los resultados del anterior, con la de - terminación de la tracción necesaria para que la placa B resba - le. En efecto el gato G1 mide cargas verticales, que no pueden exceder las especificadas; y el gato G2 valoriza la tracción a - plicada.

Trabajando en esa forma se obtuvo que los coeficientes de fric - ción máximo y medio fueron 0.00525 y 0.0044, para balines.

PRUEBA 3a.

La tercera prueba, partiendo ya de los datos antes obtenidos, - consistió en aplicar en maqueta, distintas aceleraciones a la - "cimentación" de un edificio (hasta el grado XI de Mercalli) y averiguar el efecto en la "superestructura". Para tal fin se - procedió como lo muestra la fig. de la pag. 30, o sea: sobre - una mesa absolutamente fija, se hizo deslizar sobre rieles... - una plataforma corrediza con fricción minimizada. A la plata -

forma se le aplicaron aceleraciones distintas; desde 500 mm/s<sup>2</sup>; los pesos variaron de 3 a 10 T.

Tal experimento probó lo siguiente:

A una vibración de la mesa corrediza corresponde otra vibración del peso sobre esferas. Pero se registró esta reducción en las aceleraciones:

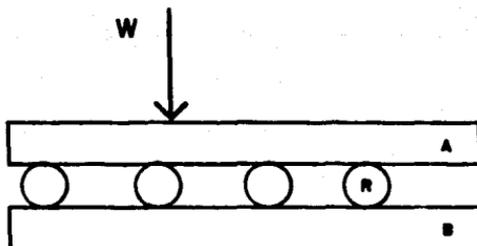
Aceleraciones en la mesa: (máxima) 13,000 mm./s<sup>2</sup>

Idem en el peso: 500 mm./s<sup>2</sup>

No fué posible aplicar una aceleración mayor a 13,000 mm/s<sup>2</sup> por que, los baleros no son capaces de transmitir más que 500 mm/s<sup>2</sup>

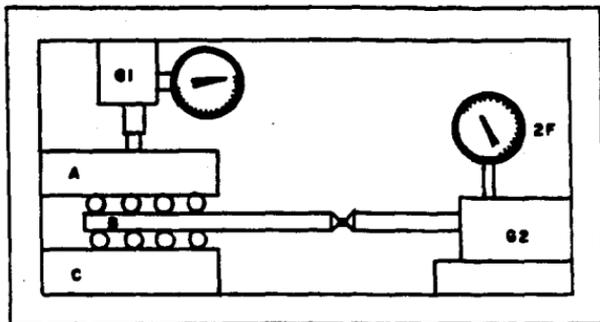
Observemos ahora las pruebas siguientes y la escala sísmica.

PRIMERA PRUEBA  
FATIGA DE TRABAJO



LA PRIMERA PRUEBA CONSISTIO EN APLICAR UNA CARGA CRECIENTE  $W$  (DE LA FIGURA) PARA DETERMINAR  $F_0$  EN  $Kg/CM$ . DONDE LOS RODILLOS YA EMPIEZAN A DEJAR HUELLA O DEFORMACION PERMANENTES EN LAS PLACAS O BIEN QUE ELLOS EMPIEZAN A DEFORMARSE.

**SEGUNDA PRUEBA**  
**FRICCIÓN POR CENTIMETRO**



(D), MARCO PARA APLICACION DE CARGAS

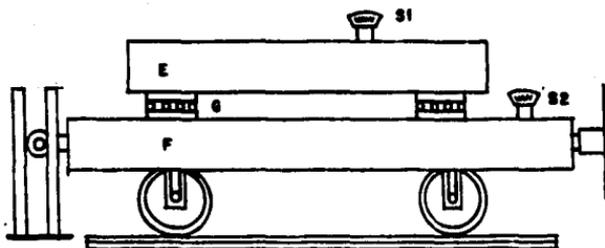
(A,B,C), PLACAS EN MEDIO DE LAS CUALES VAN LOS RODILLOS QUE FACILITAN EL DESLIZAMIENTO DE LA PLACA (B), LOS CUALES SON TODOS PERPENDICULARES AL MOVIMIENTO.

(G1), GATO SUPERIOR QUE APLICA UNA CARGA  $W$  VARIABLE QUE AUMENTA HASTA MIENTRAS NO CAUSE DEFORMACION NI EN LAS PLACAS, NI LOS RODILLOS LOS CUALES SON PERPENDICULARES AL MOVIMIENTO.

(G2), GATO QUE MIDE LA FUERZA HORIZONTAL NECESARIA,  $2F$ , PARA VENCER LA FUERZA DE LAS DOS CAPAS DE RODILLOS, EN LA REALIDAD LA FUERZA SERA SOLO  $F$ .

### TERCERA PRUEBA

RELACION DE ACELERACION Y DESPLAZAMIENTO  
ENTRE LA MESA VIBRATORIA Y UNA CARGA  
.APOYADA EN RESBALADERAS



(F) MESA VIBRATORIA

(E) PESO SOBRE LA MESA VIBRATORIA

(G) AMORTISUADORES DE TEMBLORES

(S1) SISMOGRAFO SOBRE EL PESO E

(S2) SISMOGRAFO SOBRE LA MESA VIBRATORIA

SE ENCONTRO  $\frac{S1}{S2}$  VARIANDO LA ACELERACION

DESDE EL GRADO I AL XII DE LA ESCALA

MODIFICADA DE MERCALLI.

ESTO ES DE  $2.5 \text{ mm/Seg}^2$  A  $10000 \text{ mm/Seg}^2$ .

Aceler. en mm./s2 se- gún Olde.	Escala de Rossi- Fo rel.	Escala de Mercallo.	O M O R I			Limites de "a"		Observaciones
			Grados	Accler.- mm./s2	Grados	de	a	
-	I	I	----	- - - -	I	0	2.5	Instrumental
20	II	II	----	- - - -	II	2.5	5.0	Muy ligera
40	III	III	----	- - - -	III	5.0	10.0	Ligera
60	IV	IV	----	- - - -	IV	10	25	Sensible o Mediocre
80	V	IV	----	- - - -	IV	10	25	Sensible o Mediocre
110	VI	V	----	- - - -	V	25	50	Fuerte
150	VII	VI	----	- - - -	VI	50	100	Muy Fuerte
300	VIII	VII	I	300	VII	100	250	Extremada- mente fuerte
500	IX	VII	----	- - - -	VIII	250	500	Ruinosa
-----	----	----	II	900	IX	500	1000	Desastrosa
1200	X	IX	III	1200	X	1000	2500	Muy desas- trósa
1200	X	IX	IV	200	X	1000	2500	Muy desas- trósa
-----	----	----	V	2500	XI	2500	5000	Catástrofe
-----	----	----	VI	4000	XI	2500	5000	Catástrofe
-----	----	----	VII	Más allá de 4000.	XII	5000	10000	Gran Catás- trofe

- I.- Sacudida Instrumental, Sentida únicamente por los aparatos.
- II.- Sacudida muy ligera. Sentida por algunas personas en perfecto estado de reposo, particularmente en los pisos superiores de las casas o por personas nerviosas o muy sensibles.
- III.- Sacudida ligera. Sentida por varias personas poco numerosas con relaciones a la población total. Se la refiere general que se haya dado cuenta de que se trata de un terremoto hasta haber cambiado impresiones con otras.
- IV.- Sacudida sensible. No sentida por todos pero sí por muchas personas en el interior de las casas y por pocas en el exterior. Trepidación de las vajillas; crujidas de plafones, ligero balanceo de objetos suspendidos.
- V.- Sacudida fuerte. Sentida generalmente en las casas y por bastantes personas fuera. Las dormidas despiertan; algunas se asustan y salen de sus casas; suenan algunas campanillas; se paran algunos relojes. Oscilaciones bastante amplias de los objetos suspendidos.
- VI.- Sacudida muy fuerte. Sentida por todos. Susto general.- Las gentes huyen del interior. Caída de objetos y revoques. Algunos desperfectos en los edificios menos sólidos.
- VII.- Sacudida extremadamente fuerte. Suenan las campanas. Caída de chimeneas y tejas. Ligeros desperfectos en numerosos edificios.
- VIII.- Sacudida ruinosa. Ruina parcial de algunas casas; des-

perfectos considerables en otras. Algunos heridos aislados.

IX.- Desastrosa. Ruina total o casi total de algunas casas, - grandes desperfectos en otras, que quedan inhabitables. Víctimas no muy numerosas; pero en diversos puntos de lugares habitados.

X.- Sacudida muy desastrosa. Ruina de muchos edificios. Muchas víctimas. Grietas del suelo; desmoronamiento en las montañas.

Como puede observarse, el experimento se llevó al extremo, - (13,000 mm./s<sup>2</sup>) que excede la de la gravedad misma; y que en la escala de Cancun sobrepasa el máximo considerado, se apreciará la eficacia trascendental del mecanismo.

Hasta este momento hemos hablado de la acción del sistema en lo tocante a aceleraciones horizontales, o sea las que provienen de un sismo oscilatorio. En cuanto a los trepidatorios, hemos llegado a las siguientes conclusiones: de acuerdo con la estadística, los de este tipo tienen una intensidad de sólo 10 a 15% de los oscilatorios.

Por otra parte, en cuanto a las cargas verticales el diseño de estructuras habitualmente recomienda un coeficiente de seguridad de 1.5, o ó 2.5; lo cual implica capacidad para resistir - empujes verticales de 0.5 g, 1.0 o aún 1.5 g; Refiriéndonos a valores absolutos de aceleración, en números redondos puede soportar, 5,000, 10,000 ó aún 15,000 mm/s<sup>2</sup> más, por tanto no encontramos necesario este trabajo en el elemento deslizante.

Después de múltiples ensayos, siempre mejorando se ha llegado a la solución actual, que consiste esencialmente en:

- 1.- Un plato inferior, de acero duro; plano; liso.
- 2.- Un juego de balines sobre él.
- 3.- Un plato superior de acero, duro, plano, liso, con su cara lisa para abajo.

Este conjunto lleva los siguientes accesorios;

- 1.- Un collar de acero que mantiene juntas a las esferas de acero, aunque con cierta holgura.
- 2.- Una bandeja suficientemente rebordeada que mantiene lubricados los elementos deslizantes.
- 3.- El lubricante mismo.
- 4.- Una envoltura exterior, sellada, de polietileno para evitar 100% la entrada de polvo.
- 5.- Bajo la bandeja, materiales para asegurar su apoyo total sobre el concreto de la subestructura o cimentación.

Sobre el platillo superior, lo propio.

Pareció conveniente, y así resultó en la práctica, que las unidades deslizantes no se instalen en la obra durante la época que estrictamente les corresponde; es decir, al terminarse la cimentación e iniciarse la superestructura. En vez de ellas se ubican, en los lugares elegidos, bloques precolados de concreto con las dimensiones exactas de las unidades antisísmicas. Terminado de todo a todo el edificio, mediante gatos se sustituyen cada uno de los bloques por el mecanismo deslizante que corresponde.

No puede dejarse de hacer notar que por razones prácticas, a pesar de los esquemas presentados (que no son sino ayuda a la comprensión), en la práctica hemos ubicado las unidades deslizantes entre la cimentación y la estructura superior; o sea aproximadamente al nivel de la calle. Tal decisión no libera de sacudida a la infraestructura; pero la omisión no es de consecuencias por cuanto a que el conjunto de contratraves y losa se hallan confinados, sin peligro de deflexiones; y la robustez natural de sus secciones la pone fuera de peligro. Más aún si recordamos que en el caso no hay transmisión de esfuerzo.

En síntesis y hasta donde hemos descrito el sistema el edificio queda dividido por un plano horizontal, "neutralizante" a nivel proximo de la calle; a cuya altura se colocan las unidades antisísmicas.

Número de unidades; disponemos de cinco capacidades; desde 65- hasta 175 tons. y, de acuerdo con la carga arrojada por cada columna recomendamos colocar las unidades requeridas.

Como se ha dicho las pruebas nos indicaron la carga máxima real soportable sobre cada unidad; por lo que ya no es preciso un coeficiente de seguridad.

Podría decirse que en teoría, el edificio con sus unidades así dispuestas ya está terminado. Técnicamente, sin embargo, no lo está en virtud del factor amplitud del sismo, de muy grande importancia.

Si simplificamos un sismograma a modo de que su media (que sue

le ser un círculo) sea una recta, observaremos que la plumilla ha trazado una serie de curvas armónicas, a veces asimilables a un movimiento regular.

Siendo la amplitud de la distancia mayor del doble de ellos; o más precisamente la suma de las máximas.

El objeto es que si se corre o se desliza la estructura sobre la cimentación no exceda dicha amplitud.

Basándonos en la afirmación del sismólogo Freeman, en terrenos duros se han observado amplitudes máximas de 10 mm.; en terrenos compresibles, según el Ing. González no se han hallado mayores de 60 mm. Por tanto es evidente nuestra necesidad de datos estadísticos, también sobre amplitud, para el óptimo diseño del conjunto del sistema en cada región. Actualmente fabricamos las unidades para una amplitud de hasta 80 mm. Para lograr con seguridad este control, el Sr. Ing. González Flores, ideó para complementar el sistema, los "cables limitadores".

Consisten dichos cables, como lo muestra la figura de la pag. - 46 en dos cables cruzados en los lugares adecuados de acuerdo con la forma y con el peso del edificio, que aparentemente actúan contra la tesis. Ligan la cimentación con la superestructura.

La contradicción es solo de término, ya que dichos cables están diseñados para permitir el movimiento de la superestructura, pero no más allá de la amplitud máxima permisible en las unidades de deslizamiento. El diseño de éstos cables fué objeto de inu-

merables pruebas y ensayos ya que su función es de primera importancia.

Hemos encontrado, en la práctica, que lo más usual es en unidades de 65, 995, 135, y 175 Tons., puesto que son estas las que fabricamos.

### CONSIDERACIONES.

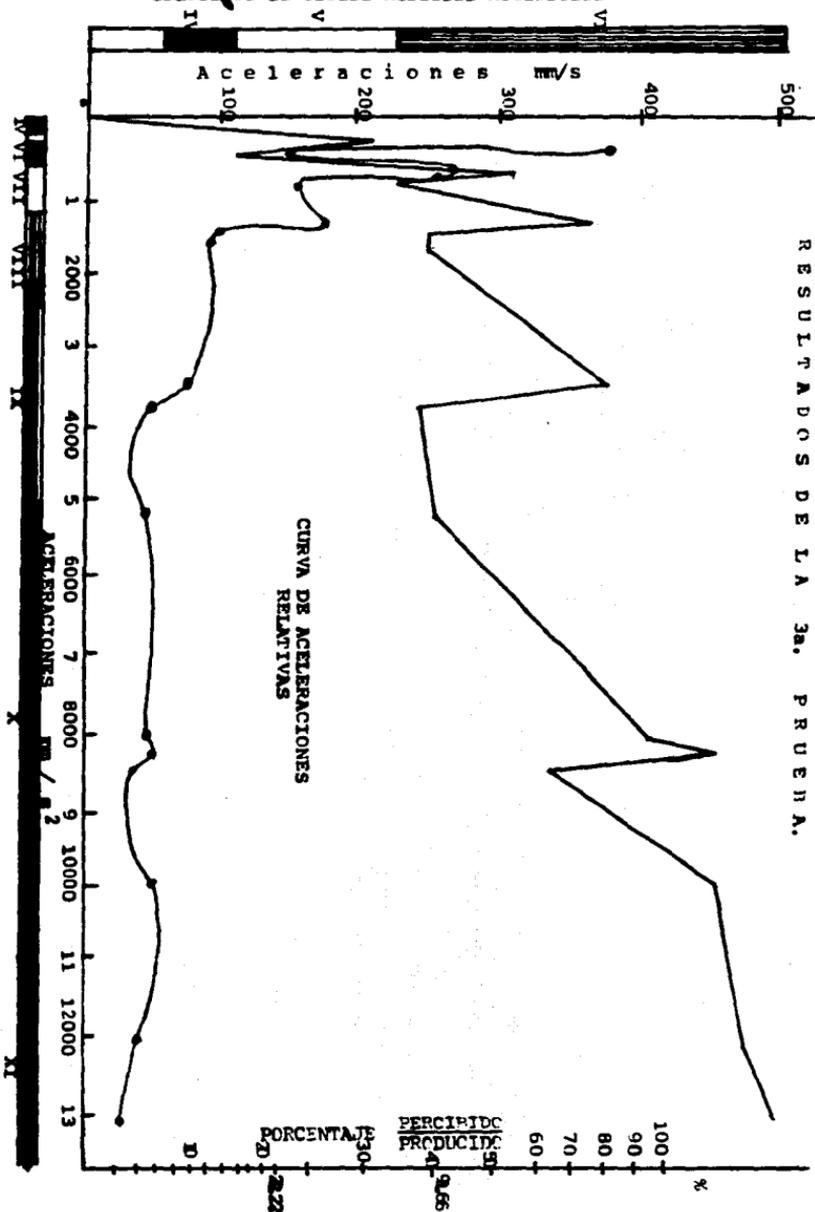
De la prueba No. 3 y de su gráfica se desprenden observaciones interesantes.

En efecto, en principio, a cada aumento de aceleración en la masa corresponde otro en la maqueta; o sea, a cada incremento de aceleración en el sismo corresponde otro en el edificio. Pero a partir de 5000 mm./s<sup>2</sup>, el incremento desciende en proporcionalidad; de donde, en términos generales puede afirmarse que - aún llegando a los 13,000 mm./s<sup>2</sup> la estructura no se afectará más que por 500 mm./s<sup>2</sup>. Es una alta intensidad, sin duda; pero, si se observan los reglamentos de Construcción de sitios - precisamente sísmicos por excelencia, encontramos ahí exigencia de cálculo de  $f = \frac{1}{10g} = 1000 \text{ mm./s}^2$

Por tanto, en lugares donde jamás se ha presentado un temblor de los grados VIII o IX de Mercalli, modificada, una aceleración sísmica de 1000 mm./s<sup>2</sup>, a la que corresponde, reflejaría en los edificios protegidos no más de 100 ó 200 mm./s<sup>2</sup>, que los deja tranquilos dentro del grado V.

# ACELERACION PERCIPIDA

Grados de la escala Mercalli Modificada



**A PARTIR DE**

**ESTA PAGINA**

**FALLA  
DE  
ORIGEN**

Representación en porcentaje de las Aceleraciones percibidas.

Aceleración Percibida (Amortiguando el Movimiento Vertical)		Aceleración Producida Mesa Vibratoria (Horizontal)	
cm2/seg.	%	cm2/seg.	%
200	80	250	100
100	22	450	100
260	41.66	600	100
300	40	750	100
210	424.70	850	100
360	427.69	1300	100
240	416	1500	100
240	15	1600	100
370	10	3450	100
230	6	3800	100
245	4.7	5200	100
405	5.06	8000	100
450	5.6	8200	100
330	3.92	8400	100
450	4.55	10,000	100
475	3.95	12,000	100
500	3.76	13,000	100

## CAPITULO III

### LA TEORIA LLEVADA A LA REALIDAD

CONSTRUCCION DE LA ESCUELA "ARGENTINA", ubicada en la esquina de Legaria y Ximilpa, México, D.F.

La escuela "Argentina", está, construida sobre un terreno tepalcateso, su cimentación está hecha sobre zapatas aisladas con una base de unos 15 m<sup>2</sup> aproximadamente en cada columna.

Estas zapatas llevan una columna central y sobre la misma un dado de 1.20 X 1.20 y 1.40 m. de alto.

Sobre el dado, se colocarán en diagonal las unidades asísmicas, consistentes esencialmente en 2 placas, como de 50 cm. de diámetro y 0.75 cm. de altura que confina interiormente a balines esféricos de aproximadamente 1 cm. de diámetro; quedando todo este conjunto aprisionado por el dado inferior y el otro invertido igual al primero que va sobre el mismo; pero que ya pertenece a la estructura y a partir de estos dados, se levantan las columnas de la estructura. Tanto los dados de la cimentación, como los de la estructura superior, se unen entre sí, separadamente estructura con estructura y cimentación con cimentación, con unas trabes de liga, tal como se muestra en las si

güentes fotografías.

**ESENCIA DEL SISTEMA.-** Las unidades consiguen:

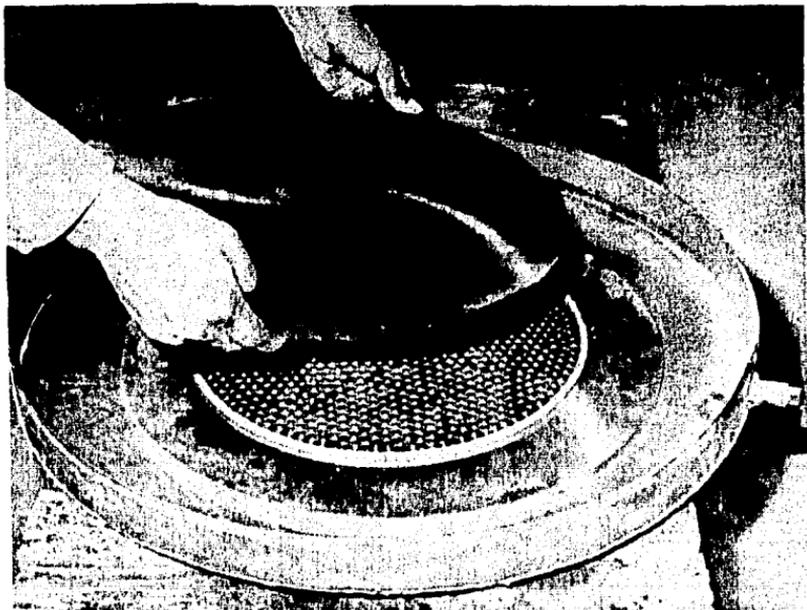
- a).- Separar la cimentación de la superestructura, por dos placas de acero que empujan entre sí a cientos de balines que disminuyen notablemente la fricción entre las dos placas; y con ello, la fricción entre la cimentación y la superestructura.
- b).- Al moverse violentamente la cimentación, no se pueden arrastrar a la superestructura, sino a través de la fricción de las placas con balas.

Mientras esa pequeña fricción antes mencionada representa una fuerza menor que la inercia del edificio, este permanecerá inmóvil.

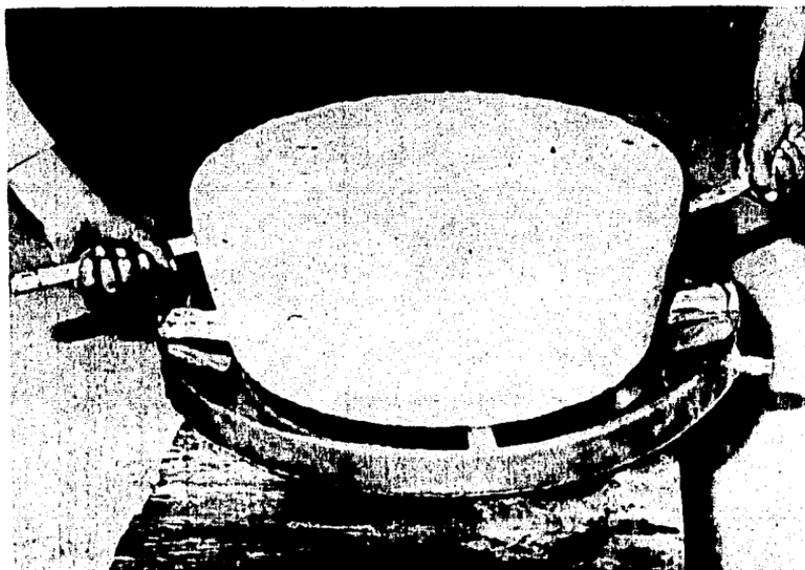
Cuando el temblor sea muy pequeño menor de  $200 \text{ mm/seg}^2$ ; la fricción vuelve a ser mayor que la fuerza que se opone a la inercia y el edificio se volverá a mover lentamente.

En resumen que puedan dañar al edificio no pueden llegarle.

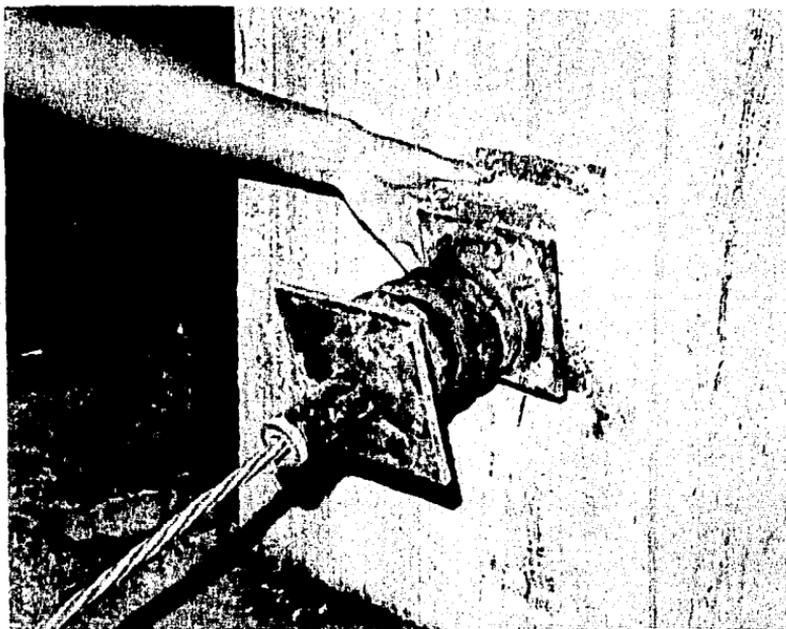
Para la comprobación final del sistema se han dejado dos cajas de concreto, una en la estructura y otra en la cimentación en las cuales se alojan dos acelerómetros, y después de la presencia de cualquier temblor se podrá conocer la aceleración del mismo en la cimentación y su reducción en la estructura.



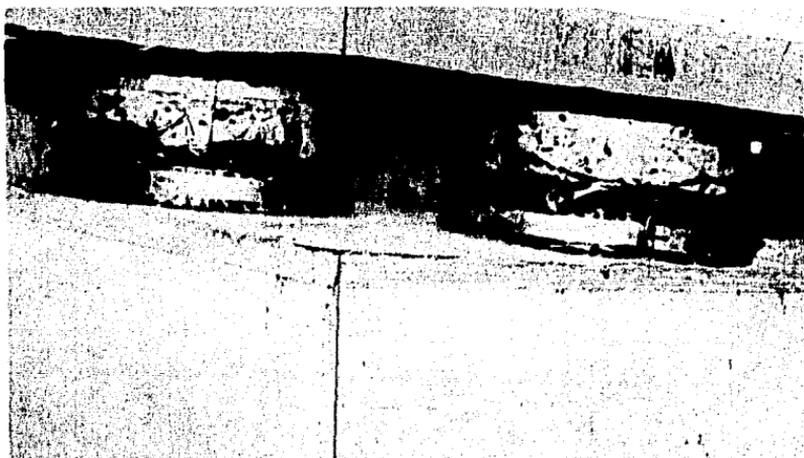
**FOTOGRAFIA 1.** La placa superior se moverá junto con la estructura del edificio y cuando el temblor sea muy intenso, como la fricción es mínima entre las 2 placas, se moverá solo la placa de abajo, resbalando con respecto a la placa superior que representa al edificio.



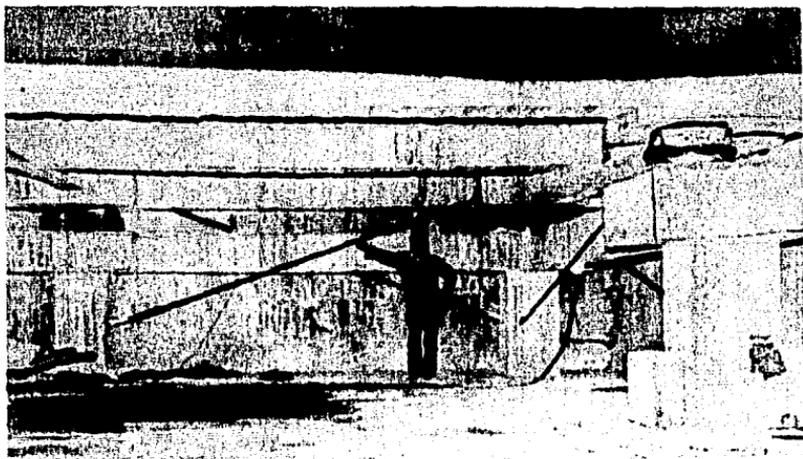
**FOTOGRAFIA 2. Un precolado que se apoya sobre la placa superior.**



**FOTOGRAFIA 3.** Atraque con cable de alta resistencia que atraviesa las columnas de la cimentación, con dispositivo queda una tensión hasta de 1/4 de tonelada y que no permite movimientos mayores de - 8 cm.



FOTOGRAFIA 4. Se ven dos unidades colocadas sobre el dado de la cimentación y abajo del dado de la estructura, a las unidades, se les está colocando solamente la placa de neopreno; las unidades ya están terminadas cubiertas con un plástico para evitar el polvo.



FOTOGRAFIA 5. Se aprecian las columnas de la cimentación con su dado superior y saliendo de un piso de cemento, sin apreciarse la zapata inferior de apoyo.

También se observa la estructura del edificio materialmente en el aire separada de la estructura de la cimentación por las unidades que van sobre los dados.

Se puede apreciar también una persona que está sujetando un tirante que va de la superestructura a la cimentación, tirante que tiene una tensión tan solo de 1/4 de tonelada inicialmente y que después de 6cm. de desplazamiento empieza a trabajar a alta tensión, aumentando la intensidad de la atracción de 1/4 de Ton. o hasta 10 Ton. con un desplazamiento adicional máximo de 2cm.



FOTOGRAFIA 6. Se aprecia como las instalaciones sanitarias y de otros tipos cuelgan de la estructura del edificio, que se moverá junto con él mismo.

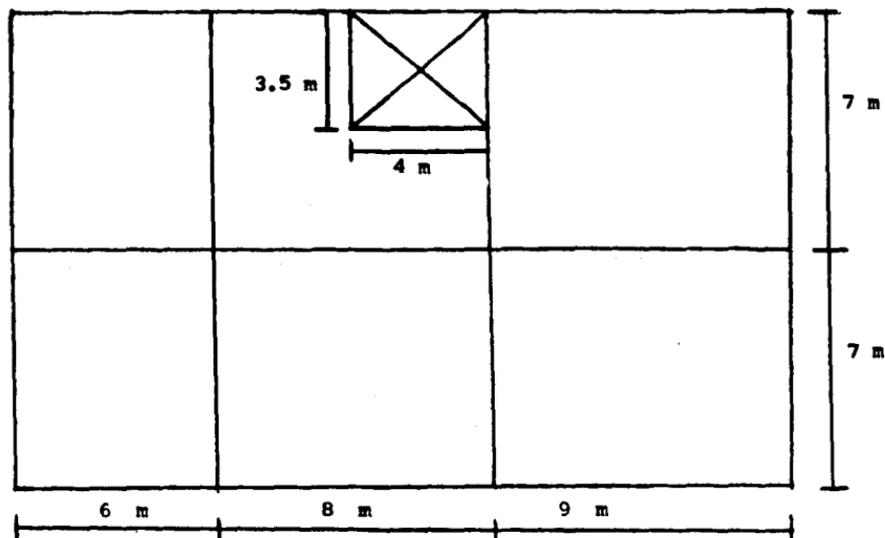
## CAPITULO IV

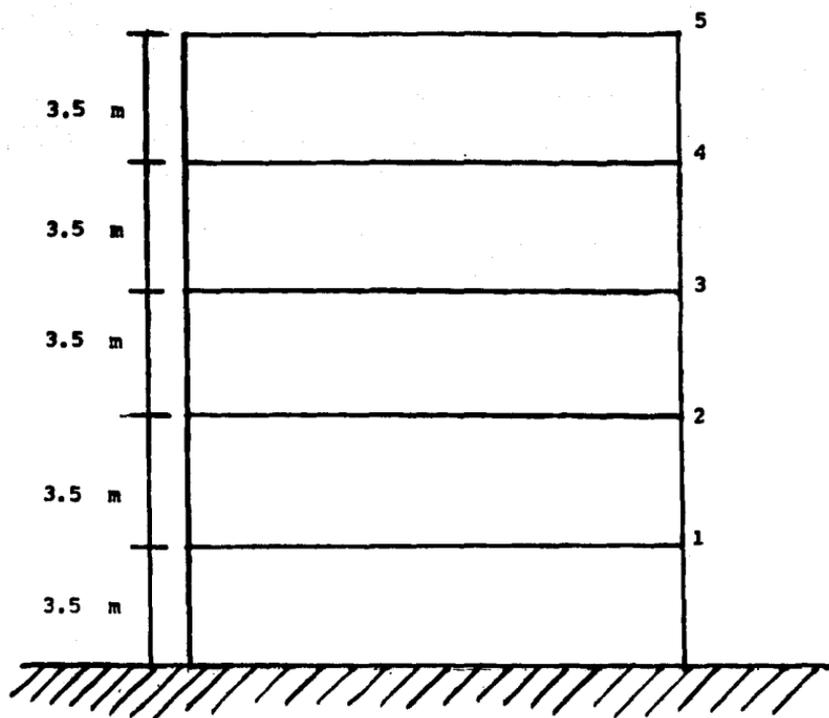
### CALCULO DE UN EDIFICIO CON LA TEORIA TRADICIONAL

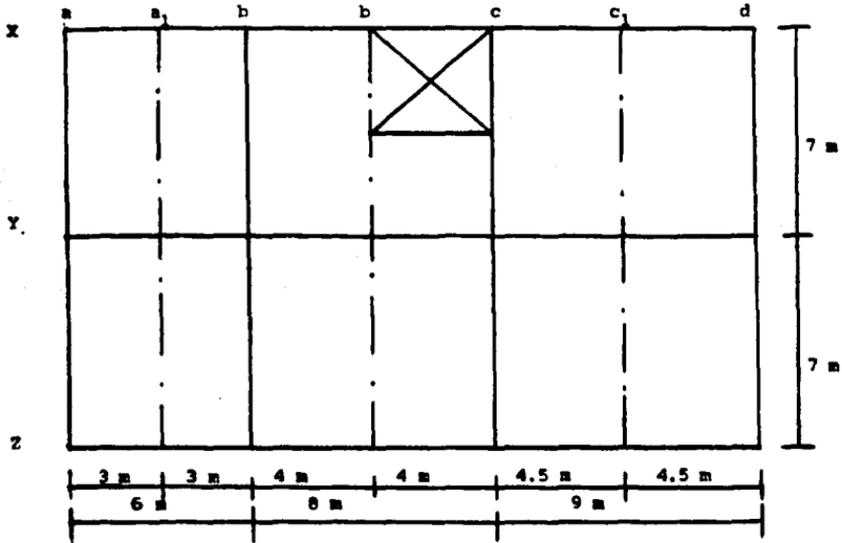
En el cálculo Estático se llegó a los siguientes resultados que nos serán útiles para el dinámico que es el que regirá.

El edificio está destinado a oficinas, la zona de ubicación de la estructura es Zona III (terreno blando).

Será a base de Marcos Rígidos, Trabes y Columnas de Concreto Reforzado.







————— Marcos Principales  
 - - - - - Trabes Secundarias

Las dimensiones que se obtuvieron de acuerdo al reglamento y -  
tomando en cuenta los desplazamientos admisibles son:

Trabes de 30 m X 50 cm.

Columnas en los tres primeros niveles de 55 cm X 55 cm.

Y en los dos últimos niveles de 50 cm X 50 cm.

Se toma una carga de 0.7 Ton/m<sup>2</sup> en azotea.

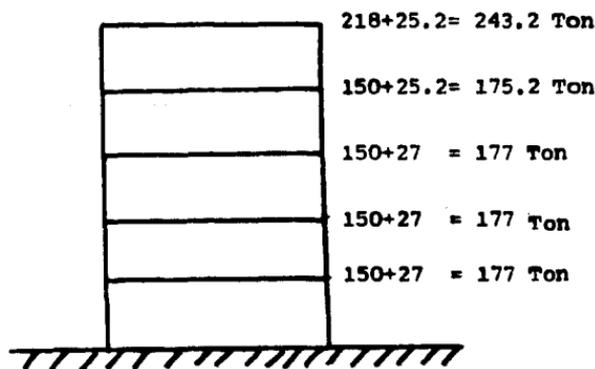
Y 0.5 Ton/m<sup>2</sup> en entrepisos.

Análisis Sísmico Estático.

Zona III El C.S. = 0.24, que se reduce por medio del coeficien  
te de Grupo B ductilidad

El edificio es tipo 2, por lo tanto C. D. = 4.  
de aquí que el C. S. =  $\frac{0.24}{4} = 0.06$

Determinación de Fuerzas Sísmicas.



W de azotea =  $23 \times 14 \times .680 = 218$  Ton.

W de pisos =  $23 \times 14 \times 0.464 = 150$  Ton.

Wcol de 50 X 50 =  $12 \times .5 \times 2.4 \times 3.5 = 25.2$  Ton.

Wcol de 55 X 55 =  $12 \times .55 \times .55 \times 2.4 \times 3.5 = 27$  Ton.

La siguiente tabla ilustra el procedimiento y las cortantes - obtenidas.

Nivel	Entrepiso	Wi (ton)	hi (m)	Wihi	Fi (ton)	Vi (ton)	Vi (1.1) Art. 220	Vi (0.6)
5	5	243.2	17.5	4256	23.25	23.25	25.58	13.95
4	4	175.2	14	2452.8	13.40	36.65	40.31	21.99
3	3	177	10.5	1859.5	10.15	46.9	51.48	28.08
2	2	177	7	1239	6.77	53.59	58.35	32.15
1	1	177	3.5	619.5	3.39	56.95	62.64	34.17
SUMA		949.4		10425.8				

$$F_i = C.S. \frac{h_i W_i}{\sum h_i W_i} = \frac{(0.06)(949.4)}{10425.8} \quad h_i W_i = 0.0054 h_i W_i$$

Las rigideces de piso fueron obtenidas por las fórmulas de Willbur.

Rigideces de piso

Para el primer Entrepiso.

$$K_1 = \frac{48E}{\left[ h_1 \frac{4h_1}{\sum K_{C_1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{C_1} + \frac{R}{R}} \right]}$$

Para 2° Entrepiso.

$$K_2 = \frac{48E}{\left[ h_2 \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_c}{\sum K_{t1} + \sum K_{c1}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t2}} \right]}$$

Para pisos intermedios:

$$K_n = \frac{48E}{\left[ h_n \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_0}{\sum K_{tn}} \right]}$$

$K_u$  = rigidez del entrepiso en cuestión.

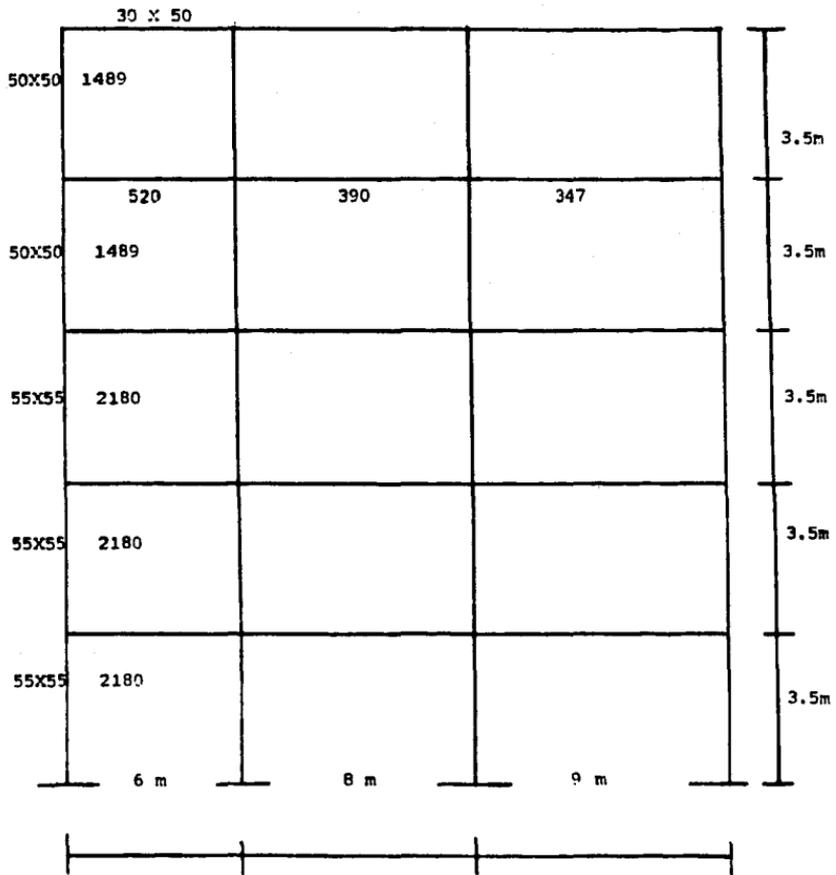
$K_{tn}$  = rigidez angular  $I/l$  de traveses del nivel sobre el entrepiso  $n$ .

$K_{cn}$  = rigidez angular  $I/l$  de columnas de entrepiso  $n$ .

$m, n, 0$  = índices que indican 3 niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

Por definición rigidez de piso = al cociente de la fuerza cortante entre el desplazamiento relativo de niveles.

Para los Marcos X - Y - X.



$$I_{tv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(30)(50)^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} \ 50 \times 50 = \frac{(50)^4}{12} = 521000 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} \ 55 \times 55 = \frac{(55)^4}{12} = 763000 \text{ cm}^4$$

$\xi K_t$	$\xi K_c$
5° N 1257	5956
4° N 1257	5956
3° N 1257	8720
2° N 1257	8720
1° N 1257	8720

$$E_c = 10,000 \text{ j'c} = 10,000 \ 300 = 1.73 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$48 E_c = 8313843 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_1 = 46.60$$

$$K_2 = 22.26$$

$$K_3 = 18.85$$

$$K_4 = 17.86$$

$$K_5 = 22.44$$

Las rígidas serán por ser 3 Marcos por 3

$$K_5(22.44)(3) = 67.32$$

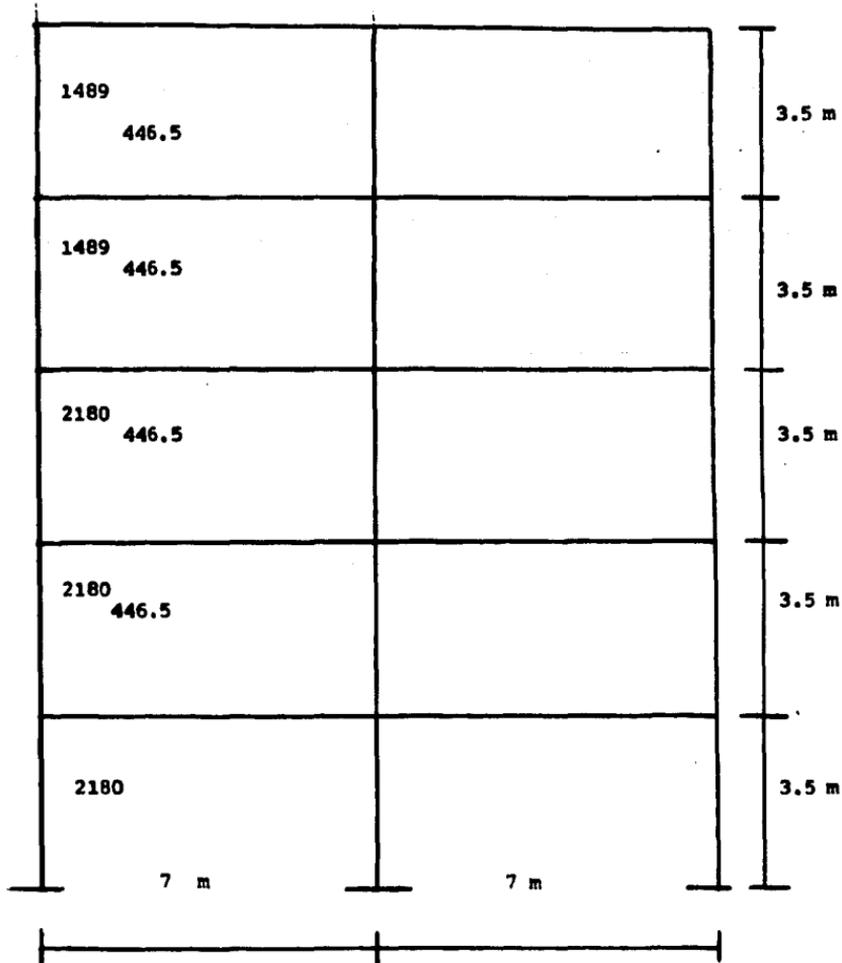
$$K_4(17.86)(3) = 53.58$$

$$K_3(18.85)(3) = 56.55$$

$$K_2(22.26)(3) = 66.78$$

$$K_1(46.60)(3) = 139.89$$

Para los Marcos a, b, c, d.



$$I_{tv} = 190,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{col } 50 \times 50} = 521,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{col } 55 \times 55} = 763,000 \text{ cm}^4$$

	$\sum K_t$	$\sum K_c$
5° N 893		4467
4° N 893		4467
3° N 893		6540
2° N 893		6540
1° N 893		6540

$$K_1 = 34.09$$

$$K_2 = 16$$

$$K_3 = 13.42$$

$$K_4 = 12.7$$

$$K_5 = 16$$

Se multiplicarán por 4 por ser 4 marcos

$$K_1 = (34.09) (4) = 136.36$$

$$K_2 = (16) (4) = 64.00$$

$$K_3 = (13.42) (4) = 53.68$$

$$K_4 = (12.7) (4) = 50.80$$

$$K_5 = (16) (4) = 64.00$$

Análisis dinámico, para Marcos X, Y, Z.

$$T = \frac{\sum I}{W}$$

$$m = \frac{W}{981}$$

ANALISIS DINAMICO PARA MARCOS  
X, Y, Z.

58

	133.80	66.78	56.55	53.58	GT. 12	$T=211$ W
MI	$\omega^2 = 29.18$					$\omega^2 = 254$
X	1					
F	5.22	3.01	5.11	6.83	7.67	$m = \frac{W}{981}$
V	139.8	134.58	118.84	92.16	56.51	$T=1.16$ seg.
D	1	2.01	2.10	1.72	.84	
X	1					
F	45.72	2.40	2.11	0	-1.58	$T=0.39$ seg.
V	139.8	94.08	-16.05	-112.80	112.80	$T=0.25$ seg.
D	1	1.40	-0.28	-2.11	-1.68	
X	1					
F	117.72	1.33	-1.05	-1.26	0.78	$T=0.19$ seg.
V	139.8	22.08	-134.56	-11	+136.73	$T=0.16$ seg.
D	1	0.33	-2.38	-0.21	2.04	
X	1					
F	187.2	0.29	-1.41	1.86	-0.64	$T=0.16$ seg.
V	139.8	-47.4	-101.73	180.73	-168.05	
D	1	-0.71	-1.80	3.37	-2.50	
X	1					
F	251.1	-6.7	0.32	-0.14	0.02	
V	139.8	-11.3	56.1	-24.76	10.95	
D	1	-1.67	0.99	-0.46	0.16	

ANALISIS DINAMICO PARA MARCOS A, B, C, D.

59

	1	2	3	4	5	
	136.36	64	53.68	50.80	64	$T = 2\pi \sqrt{\frac{H}{g}}$
	$W^2 = 28$					
X	1	3.05	5.21	6.98	7.83	1° Modo
F	5.04	15.38	26.24	35.16	54.82	$T = 1.19$ seg.
V	136.36	131.32	115.94	89.68	54.52	
D	1	2.05	2.16	1.77	0.85	
	$W^2 = 247$					
X	1	2.44	2.13	-0.06	-1.76	2° Modo
F	44.46	100.3	94.90	-2.7	-108.68	$T = 0.399$ seg.
V	136.36	91.9	-16.40	-111.30	-108.59	
D	1	1.44	-0.31	-2.19	-1.7	
	$W^2 = 631$					
X	1	1.36	-1.08	-1.24	0.83	3° Modo
F	113.58	154.01	-123.19	-140.64	132.22	$T = 0.25$ seg.
V	136.36	22.78	-131.23	-8.04	132.60	
D	1	0.36	-2.44	-0.16	2.07	
	$W^2 = 990$					
X	1	0.35	-1.58	1.92	-0.65	4° Modo
F	170.2	61.70	-201.35	342.19	-160.50	$T = 0.199$ seg.
V	136.36	-41.84	-103.54	177.81	-164.39	
D	1	-0.65	-1.93	3.50	-2.57	
	$W^2 = 1344$					
X	1	-0.05	0.31	-0.15	0.06	5° Modo
F	248.92	-157.10	74.98	-36.67	19.14	$T = 0.17$ seg.
V	136.36	-105.56	51.53	-23.45	13.24	
D	1	-1.65	0.96	-0.46	0.21	

### Coeficientes de Participación.

Para los Marcos X, Y, Z.

1° Modo

$$\begin{array}{l}
 5^\circ \\
 4^\circ \\
 3^\circ \\
 2^\circ \\
 1^\circ
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \left[ \begin{array}{c}
 7.67 \\
 6.83 \\
 5.11 \\
 3.01 \\
 1
 \end{array} \right] C_j
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} MZJ \\
 \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} MZJ^2
 \end{array}$$

$$(0.25) \quad (0.18) \quad (0.18) \quad (0.18) \quad (0.18) \quad 4.79$$

$$C_1 = \frac{(7.67) + 6.83 + 5.11 + 3.01 + 1}{(7.67)^2 + (6.83)^2 + (5.11)^2 + (3.01)^2 + (1)^2} = \frac{1.92 + 1.23 + 0.19 + 0.54 + 0.18}{14.71 + 8.4 + 4.7 + 1.63 + 0.18} = \frac{0.18}{29.62}$$

$$C_1 = 0.16$$

$$2^\circ \text{ Modo } \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{c} -1.68 \\ 0 \\ 2.11 \\ 2.4 \\ 1 \end{array} \right] C_2 \end{array} = \frac{(-1.68) + 0 + 2.11 + 2.4 + 1}{(-1.68)^2 + 0^2 + 2.11^2 + 2.4^2 + 1^2} = \frac{0.59}{0.71 + 0 + 0.8 + 1.04 + 0.18} = \frac{0.59}{2.73}$$

$$C_2 = \underline{0.22}$$

$$3^\circ \text{ Modo } \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{c} 0.78 \\ 1.26 \\ 1.05 \\ 1.33 \\ 1 \end{array} \right] C_3 \end{array} = \frac{0.78 - 1.26 - 1.05 + 1.33 + 1}{(0.78)^2 - (1.26)^2 - (1.05)^2 + (1.33)^2 + (1)^2} = \frac{0.20}{0.20 - 0.23 - 0.19 + 0.24 + 0.18} = \frac{0.20}{0.15 + 0.29 + 0.20 + 0.32 + 0.18} = \frac{0.18}{1.14}$$

$$4^\circ \text{ Modo } \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{c} 0.64 \\ 1.86 \\ 1.51 \\ 0.29 \\ 1 \end{array} \right] C_4 \end{array} = \frac{-0.64 + 1.86 - 1.51 + 0.29 + 1}{(0.64)^2 + (1.86)^2 - (1.51)^2 + (0.29)^2 + 1} = \frac{0.13}{0.16 + 0.33 - 0.27 + 0.05 + 0.18} = \frac{0.13}{1.34} = 0.097$$

$$5^\circ \text{ Modo } \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{c} 0.02 \\ -0.14 \\ 0.32 \\ -0.67 \\ 1 \end{array} \right] C_5 \end{array} = \frac{0.02 - 0.14 + 0.32 - 0.67 + 1}{(0.02)^2 + (-0.14)^2 + (0.32)^2 + (-0.67)^2 + 1} = \frac{0.095}{0.0001 + 0.004 + 0.018 + 0.08 + 0.18} = \frac{0.095}{0.2829}$$

$$C_5 = 0.336$$

## Co eficientes de Participación para los marcos

a, b, c, d.

1° Modo

5°	7.83	0.25	0.18	0.18	0.18	0.18
4°	6.98	$C_1 = \frac{7.83 + 6.98 + 5.21 + 3.05 + 1}{(7.83)^2 + (6.98)^2 + (5.21)^2 + (3.05)^2 + (1)^2} =$				
3°	5.21					
2°	3.05					
1°	1					

$$C_1 = \frac{1.96 + 1.26 + 0.94 + 0.55 + 0.18}{15.33 + 8.77 + 4.88 + 1.67 + 0.18} = \frac{4.89}{30.83} = \underline{\underline{0.16}}$$

2° Modo

-1.76	0.25	0.18	0.18	0.18	0.18
-0.06	$C_2 = \frac{-1.76 - 0.06 + 2.13 + 2.44 + 1}{(-1.76)^2 + (-0.06)^2 + (2.13)^2 + (2.44)^2 + (1)^2} =$				
2.13					
2.44					
1					

$$C_2 = \frac{-0.44 - 0.011 + 0.38 + 0.44 + 0.18}{0.77 + 0.00065 + 0.82 + 1.07 + 0.18} = \frac{0.55}{2.84} = \underline{\underline{0.19}}$$

3° Modo

0.83	0.25	0.18	0.18	0.18	0.18
-1.24	$C_3 = \frac{0.83 - 1.24 - 1.08 + 1.36 + 1}{(0.83)^2 + (-1.24)^2 + (-1.08)^2 + (1.36)^2 + (1)^2} = 0.2$				
-1.08					
1.36					
1					

$$C_3 = \frac{0.21 - 0.22 - 0.19 + 0.25 + 0.18}{0.17 + 0.28 + 0.21 + 0.33 + 0.18} = \frac{0.23}{1.17} = \underline{\underline{0.197}}$$

4° Modo

-0.65	0.25	0.18	0.18	0.18	0.18
1.92	$C_4 = \frac{-0.65 + 1.92 - 1.58 + 0.35 + 1}{(-0.65)^2 + (1.92)^2 + (-1.58)^2 + (0.35)^2 + 1^2} = 0.15$				
-1.58					
0.35					
1					

$$C_4 = \frac{0.16 + 0.35 - 0.28 + 0.06 + 0.18}{0.11 + 0.66 + 0.45 + 0.02 + 0.18} = \frac{0.15}{1.42} = \underline{\underline{0.11}}$$

5° Modo

0.06	0.25	0.18	0.18	0.18	0.18
-0.15	$C_5 = \frac{0.06 - 0.15 + 0.31 - 0.65 + 1}{(0.06)^2 + (-0.15)^2 + (0.31)^2 + (-0.65)^2 + (1)^2} =$				
0.31					
-0.65					

$$C_5 = \frac{0.02 - 0.03 + 0.06 - 0.12 + 0.18}{0.001 + 0.004 + 0.02 - 0.08 + 0.18} = \frac{0.11}{0.285} = \underline{\underline{0.39}}$$

## Desplazamientos para los Marcos X,Y,Z

Estamos en la Zona III (terreno blando)

$$U = A_i C_i Z_i$$

$$W^2 = 29$$

$$T_i = 0.8$$

$$T_2 = 3.3$$

$$a_0 = 0.06$$

$$c = 0.24$$

$$F. D = 4$$

$$\text{ler } T. = 1.16 \text{ seg.}$$

$$T \text{ esta } \dot{=} T_1 \text{ y } T_2 \quad D_j = \frac{ad(981)}{W^2}$$

$$a = c$$

$$a = 0.24$$

$$ad = \frac{a}{4} = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

$$F.D = 4$$

$$A_1 = \frac{(0.06)(981)}{29} = 2.03$$

$$2^\circ T = 0.39 \text{ seg}$$

$$W = 254$$

T es menor de  $T_i$ 

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{(0.39)}{0.8} = 0.15$$

$$ad = 0.15 = 0.04 \text{ no puede ser menor de } a_0 \therefore$$

$$A_2 = \frac{(0.06)(981)}{254} = 0.23 \quad ad = \frac{a}{4} = 0.06$$

$$3^\circ T = 0.25 \text{ seg.}$$

$$W = 654$$

T es menor que  $T_i$ 

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{(0.25)}{0.8} = 0.12$$

$$A_3 = \frac{(0.06)(981)}{654} = 0.09 \quad Ad = \frac{0.12}{4} = 0.03 \therefore ad = 0.06$$

$$4^\circ T = 0.19$$

$$W^2 = 1040$$

T es menor que  $T_i$ 

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{(0.19)}{0.8} = 0.16$$

$$A_4 = \frac{(0.06)(981)}{1040} = .056$$

$$ad = \frac{0.10}{4} = 0.02 \therefore ad = 0.06$$

$$5^{\circ} \quad T = 0.16 \text{ seg.}$$

$$W^2 = 1395$$

T es menor que Ti

$$a = a_0 + (c - a_0) T/t_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{0.16}{0.8} = 0.096$$

$$A5 = \frac{(0.06)(981)}{1395} = 0.042$$

$$ad = \frac{0.096}{4} = 0.024 \therefore ad = 0.06$$

Para los Marcos a, b, c, d.

$$T1 = 1.19$$

$$W^2 = 28$$

$$T1 = 0.8$$

$$T8 = 3.3$$

T es Ta Ti y T2

$$a = c = 0.24$$

$$ad = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

$$A1 = \frac{(0.06)(981)}{28} = 2.10$$

$$T2 = 0.399$$

$$W^2 = 247$$

T es menor que Ti

$$a = a_0 + (c - a_0) T/t_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) 0.399/0.8 = 0.15$$

$$ad = \frac{0.15}{4} = 0.04 \therefore ad = 0.06$$

$$A2 = \frac{(0.06)(981)}{247} = 0.24$$

$$T3 = 0.25$$

$$W^2 = 631$$

T es menor que Ti

$$a = a_0 + (c - a_0) T/t_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) 0.25/0.8 = 0.12$$

$$ad = \frac{0.12}{4} = 0.03 \therefore ad = 0.06$$

$$A3 = \frac{(0.06)(981)}{631} = 0.09$$

$$W^2 = 990$$

$$T4 = 0.199$$

T es menor que Ti

$$a = a_0 + (c - a_0) T/t_i$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) 0.199/0.8 = 0.06$$

$$ad = \frac{0.06}{4} = 0.02 \therefore ad = 0.06$$

$$A4 = \frac{(0.06)(981)}{990} = 0.06$$

$$T5 = 0.16$$

T5 es menor que T1

$$w_3^2 = 1395$$

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1$$

$$A5 = \frac{1}{1395} (0.06) (981) = 0.042 \quad a = 0.06 + (0.24 - 0.06) (0.16)/0.8 = 0.096$$

$$ad = \frac{0.096}{4} = 0.024 \quad \therefore ad = 0.06$$

Desplazamientos para los Marcos X, Y, Z.

$$U_j = \frac{A_j}{w_j^2} C_j Z_j$$

$$U_1 = (2.03) (0.16) \begin{matrix} 5^\circ \\ 4^\circ \\ 3^\circ \\ 2^\circ \\ 1^\circ \end{matrix} \begin{bmatrix} 7.67 \\ 6.33 \\ 5.11 \\ 3.01 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.49 \\ 2.22 \\ 1.66 \\ 0.98 \\ 0.32 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$U_2 = (0.23) (0.22) \begin{bmatrix} -1.68 \\ 0 \\ 2.11 \\ 2.4 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.09 \\ 0 \\ 0.11 \\ 0.12 \\ 0.05 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$U_3 = (0.09) (0.18) \begin{bmatrix} 0.78 \\ -1.26 \\ -1.05 \\ 1.33 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.01 \\ -0.02 \\ -0.02 \\ 0.02 \\ 0.02 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$U_4 = (0.056) (0.097) \begin{bmatrix} -0.64 \\ 1.86 \\ -1.51 \\ 0.29 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.003 \\ 0.010 \\ -0.008 \\ 0.002 \\ 0.005 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$U_5 = (0.042) \quad (0.336) \begin{bmatrix} 0.02 \\ -0.14 \\ 0.32 \\ -0.67 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0003 \\ -0.002 \\ 0.005 \\ -0.003 \\ 0.014 \end{bmatrix} \quad \text{cm}$$

Para los marcos a, b, c, d.

$$U_1 = (2.10) \quad (0.16) \begin{bmatrix} 7.83 \\ 6.98 \\ 5.21 \\ 3.05 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.63 \\ 2.35 \\ 1.75 \\ 1.02 \\ 0.34 \end{bmatrix} \quad \text{cm}$$

$$U_2 = (0.24) \quad (0.19) \begin{bmatrix} -1.76 \\ -0.06 \\ 2.13 \\ 2.44 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.08 \\ -0.003 \\ 0.10 \\ 0.11 \\ 0.05 \end{bmatrix} \quad \text{cm}$$

$$U_3 = (0.09) \quad (0.197) \begin{bmatrix} 0.83 \\ -1.24 \\ -1.08 \\ 1.36 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.015 \\ -0.02 \\ -0.02 \\ 0.02 \\ 0.02 \end{bmatrix} \quad \text{cm}$$

$$U_4 = (0.06) \quad (0.15) \begin{bmatrix} -0.65 \\ 1.92 \\ -1.58 \\ 0.35 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.006 \\ 0.02 \\ -0.03 \\ 0.003 \\ 0.009 \end{bmatrix} \quad \text{cm}$$

$$U^5 = (0.042) (0.39) \begin{bmatrix} 0.06 \\ -0.15 \\ 0.31 \\ 0.65 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.001 \\ -0.002 \\ 0.005 \\ -0.01 \\ 0.02 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Fuerzas Cortantes Para Marcos X, Y, Z.

Modos Desplazamientos		K	Fza. Cortante
1° Modo	5°	0.27	67.12
	4°	0.56	53.58
	3°	0.68	56.55
	2°	0.66	66.78
	1°	0.32	139.80
2° Modo	5°	-0.09	67.12
	4°	-0.11	53.58
	3°	-0.01	56.55
	2°	0.07	66.78
	1°	0.05	139.80
3° Modo	5°	0.03	67.12
	4°	0	53.58
	3°	-0.04	56.55
	2°	0	66.78
	1°	0.02	139.60
4° Modo	5°	-0.013	67.12
	4°	0.018	53.58
	3°	-0.01	56.55
	2°	-0.003	66.78
	1°	0.005	139.80
5° Modo	5°	0.0023	67.12
	4°	-0.007	53.58
	3°	0.008	56.55
	2°	-0.017	66.78
	1°	0.014	139.80

## Fuerzas para los Marcos a, b, c y d.

Modos	Desplazamientos	R	Fza. Cortante
1° Modo 5°	0.28	64	17.92
4°	0.60	50.80	20.48
3°	0.73	53.58	39.11
2°	0.68	64	43.52
1°	0.34	136.36	46.36
2° Modo 5°	- 0.077	64	- 4.93
4°	- 0.103	50.80	- 5.23
3°	- 0.01	53.58	- 0.54
2°	0.06	64	3.84
1°	0.05	136.36	6.82
3° Modo 5°	0.035	64	2.24
4°	0	50.80	0
3°	- 0.04	53.58	- 2.11
2°	0	64	0
1°	0.02	136.36	2.73
4° Modo 5°	- 0.026	64	- 1.66
4°	0.05	50.80	2.54
3°	- 0.033	53.58	- 1.77
2°	- 0.006	64	- 0.38
1°	0.009	136.36	1.23
5° Modo 5°	0.003	64	0.19
4°	- 0.007	50.80	- 0.36
3°	0.015	53.58	0.8
2°	- 0.03	64	- 1.92
1°	0.02	136.36	2.73

Cortante de Diseño para Marcos X, Y, Z.

$$V_i = \sqrt{V_{i1}^2}$$

$$V_1 = \sqrt{44.74^2 + 6.99^2 + 2.8^2 + 0.7^2 + 1.96^2} = 45.42 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \sqrt{44.07^2 + 4.67^2 + 0^2 + (-0.20)^2 + (-1.13)^2} = 44.33 \text{ Ton}$$

$$V_3 = \sqrt{38.45^2 + (-0.57)^2 + (-2.26)^2 + (-.57)^2 + 0.45^2} = 38.53 \text{ Ton}$$

$$V_4 = \sqrt{30^2 + (5.89)^2 + 0^2 + 0.96^2 + (-0.38)^2} = 30.59 \text{ Ton}$$

$$V_5 = \sqrt{18.12^2 + (-6.04)^2 + 2.01^2 + (-0.87)^2 + 0.15^2} = 19.22 \text{ Ton}$$

Cortante de Diseño para Marcos a, b, c y d.

$$V_1 = \sqrt{46.36^2 + 6.82^2 + 2.73^2 + 1.23^2 + 2.73^2} = 47.03 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \sqrt{43.52^2 + 3.84^2 + 0^2 + (-0.38)^2 + (-1.92)^2} = 43.73 \text{ Ton}$$

$$V_3 = \sqrt{39.11^2 + (-0.54)^2 + (-2.11)^2 + (-1.77)^2 + 0.8^2} = 39.22 \text{ Ton}$$

$$V_4 = \sqrt{30.48^2 + (-5.23)^2 + 0^2 + 2.54^2 + (-0.36)^2} = 31.03 \text{ Ton}$$

$$V_5 = \sqrt{17.92^2 + (-4.93)^2 + 2.24^2 + (-1.66)^2 + 0.19^2} = 18.79 \text{ Ton}$$

Momentos de Volteo para Marcos X, Y, Z.  
45.42 ton 44.33 ton 72.42 ton 30.59 ton 19.22 ton

	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m
V	211.98	166.56	122.23	49.81	19.22
Vh	741.93	582.96	427.81	174.34	67.27
M	1994.31	1252.38	669.42	241.61	67.27

Momentos de Volteo para Marcos a, b, c, d.

47.03 ton 43.73 ton 39.22 ton 31.03 ton 18.79 ton

	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m	3.5 m
V	179.8	132.77	89.04	49.82	18.79
Vh	629.3	464.69	311.64	174.37	65.77
M	1645.77	1016.47	551.78	240.14	65.77

Por el Reglamento del D.D.F. el Momento se Multiplica por el siguiente factor:

$$M_f = M (0.8 + 0.27)$$

$$Z = \frac{\text{altura considerada}}{\text{altura total del edificio}}$$

Momentos de volteo para los Marcos X, Y, Z

$$\begin{aligned} M_5 &= 0 \\ M_4 &= 64.6 \text{ ton-m} \\ M_3 &= 222.34 \text{ ton-m} \\ M_2 &= 589.09 \text{ ton-m} \\ M_1 &= 1051.99 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$M \text{ basa} = 1595.45 \text{ ton-m}$$

Momentos de Volteo para Marcos a, b, c, d.

$$\begin{aligned} M_5 &= 0 & M \text{ base} &= 1316.62 \text{ ton - m} \\ M_4 &= 63.14 \text{ ton - m,} \\ M_3 &= 220.93 \text{ ton - m,} \\ M_2 &= 485.57 \text{ ton - m,} \\ M_1 &= 853.83 \text{ ton - m,} \end{aligned}$$

Analisis de Cargas - Trabes Secundarias

70

A1 (azotea)

13.61 ton

		7 m		7 m	
F.D		0.5		0.5	
M		+11.91		-11.91	
1 <sup>st</sup>		—		—	
		11.91		-11.91	
Vi	+6.8	-6.8		+6.8	
Vh	+1.7	+1.7		-1.7	
	8.5	-5.1		+5.1	
R	8.5	10.2		8.5	
		8.75		-8.75	
Vi	15	-5		+5	
Vh	1.25	1.25		-1.25	
	+6.25	-3.75		+6.25	
R	+6.25	7.50		-6.25	

Area = 2(8.52) = 17.04m

Wazotea = 610 + 90 = 700 Kg-m

Wp.p. = (25)(40)(24)(7)

1.68 ton

$N_a = (17.04)(7) + 1.68 = 13.61$

ton

Waltip = 434 + 90 = 524 Kg-m

W p.p. = 1.08 ton

$W_e = (1704)(525) + 1.09 = 10$

ton

$M_a = \frac{W_e}{8} = \frac{13.61 \times 7}{8} = 11.91$

$V_i = \frac{13.61}{2} = 6.8$

$V_h = \frac{M_a}{L} = \frac{11.91}{7} = 1.7$

$W_e = \frac{W_i}{8} = \frac{10(7)}{8} = 8.75$

A1 (entrepiso)

		7 m		7 m	
M		13.72		-13.72	
1 <sup>st</sup>		—		—	
		13.72		-13.72	
Vi	7.84	-7.84		7.84	
Vh	1.96	1.96		-1.96	
	9.80	-5.88		+5.88	
R	9.80	11.76		-9.80	
		10.64		-10.64	
Vi	6.08	-6.08		+6.08	
Vh	1.52	1.52		-1.52	
	7.60	-4.56		+4.56	
R	7.60	9.12		-7.60	

Area = 10X2 = 20 m<sup>2</sup>

W azotea = .7 ton-m

popo = 1.68 ton

$W_a = (20)(.7) + 1.68 = 15.68$

ton

Waltip = .52 ton - m

popo = 1.68

$W_e = (20)(524) + 1.68 =$

12.16 ton

$M_a = \frac{W_e}{8} = \frac{15.68(7)}{8} = 13.72$

$M_e = \frac{W_i}{8} = \frac{12.16(7)}{8} = 10.64$

b1 (azotea)

		7 m		7 m	
M		13.72		-13.72	
1 <sup>st</sup>		—		—	
		13.72		-13.72	
Vi	7.84	-7.84		7.84	
Vh	1.96	1.96		-1.96	
	9.80	-5.88		+5.88	
R	9.80	11.76		-9.80	

b1 (entrepiso)

		7 m		7 m	
		10.64		-10.64	
Vi	6.08	-6.08		+6.08	
Vh	1.52	1.52		-1.52	
	7.60	-4.56		+4.56	
R	7.60	9.12		-7.60	

C (azotea)		7	7		$A = (10.69)(2) = 21.38$ $\Delta a = .7 T - m$ $P.P. = 1.68 T - m$ $N_a = (21.38)(7) + 1.68 = 16.65 \text{ ton}$ $\text{vent} = 0.52 t - m$ $p.p. = 1.68 t$ $M_e = (21.38)(524) + 168 = 12.88$ $N_a = \frac{16.65 (7)}{8} = 14.57$ $T_m$ $M_e = \frac{12.88 (7)}{8} = 11.27$ $T_m$
F.D		0.5	0.5		
M	0	14.57	14.57	0	
1 <sup>er</sup> D		—	—		
		+14.57	-14.57		
Vi	8.33	- 8.33	+ 8.33	-8.33	
Vh	+2.08	+ 2.08	- 2.08	-2.08	
	10.41	- 6.25	+ 6.25	-10.41	
R	10.41	12.50		-10.41	
C (entrepiso)		+ 11.27	-11.27		
VI	6.44	- 6.44	+ 6.44	-6.44	
Vh	1.61	1.61	-1.61	-1.61	
	8.05	- 4.83	+ 4.83	-8.04	
R	8.05	9.66		-8.05	

Manera en la cual quedan cargados los marcos, debido a las cargas horizontales y utilizando el método de Bowman para resolverlas.

Para 1er. entrepiso

$$V_c = \frac{N - 0.5}{N + 1} \quad v \quad N = \text{No. de crujeas.}$$

$$V_t = V - V_c$$

Para pisos superiores.

$$V_c = \frac{N - 2v}{N + 1}$$

Descripción del método:

Siguiendo las instrucciones del Folleto Complementario para Diseño Sísmico.

1° Se obtuvieron las rigideces de las trabes, después se obtienen un factor de distribución de piso, sumando las rigideces de todas las trabes entre la rigidez de 4 trabes.

Luego se obtuvieron

$N = 3$  cruñas.

$$Vc = \frac{3 - 0,5}{3 + 1} (45.42) = 28.39$$

$$Vt = 45.42 - 28.39 = 17.03$$

$$Vc = \frac{3 - 2}{4} (44.33) = 11.08$$

$$Vt = 44.33 - 11.08 = 33.25$$

$$Vc = \frac{1}{4} (38.53) = 9.63$$

$$Vt = 38.53 - 9.63 = 28.90$$

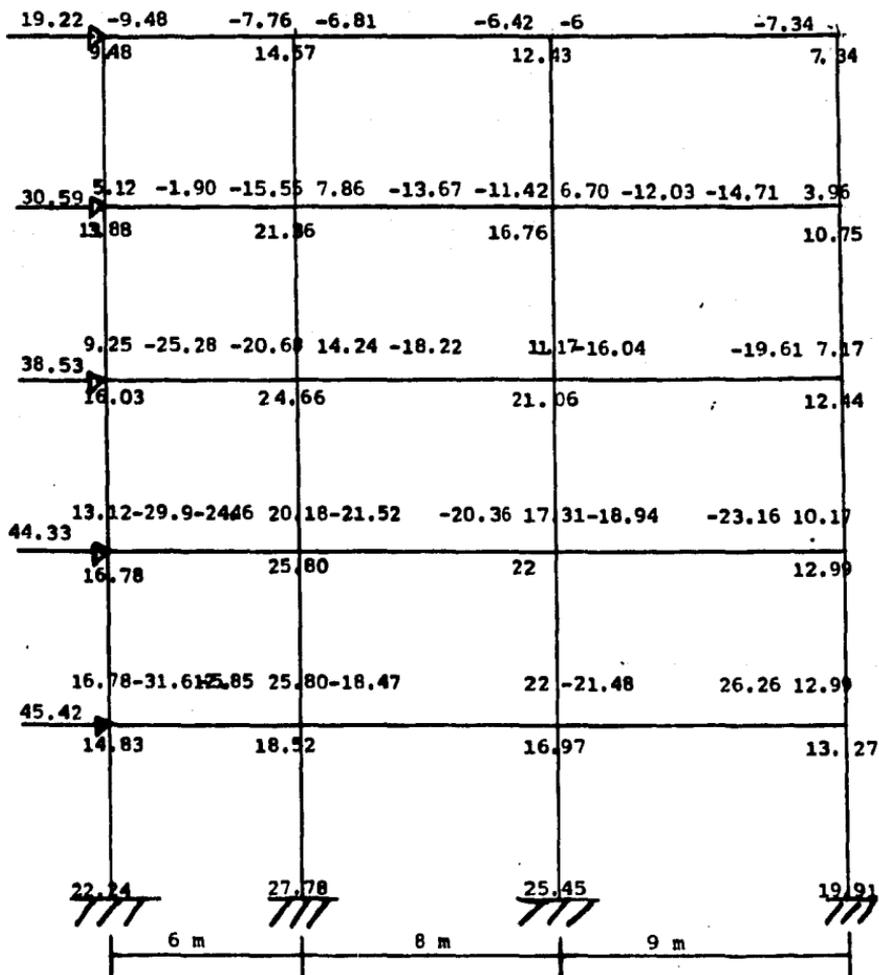
$$Vc = \frac{1}{4} (30.59) = 7.65c$$

$$Vt = 30.59 - 7.65 = 22.94 t$$

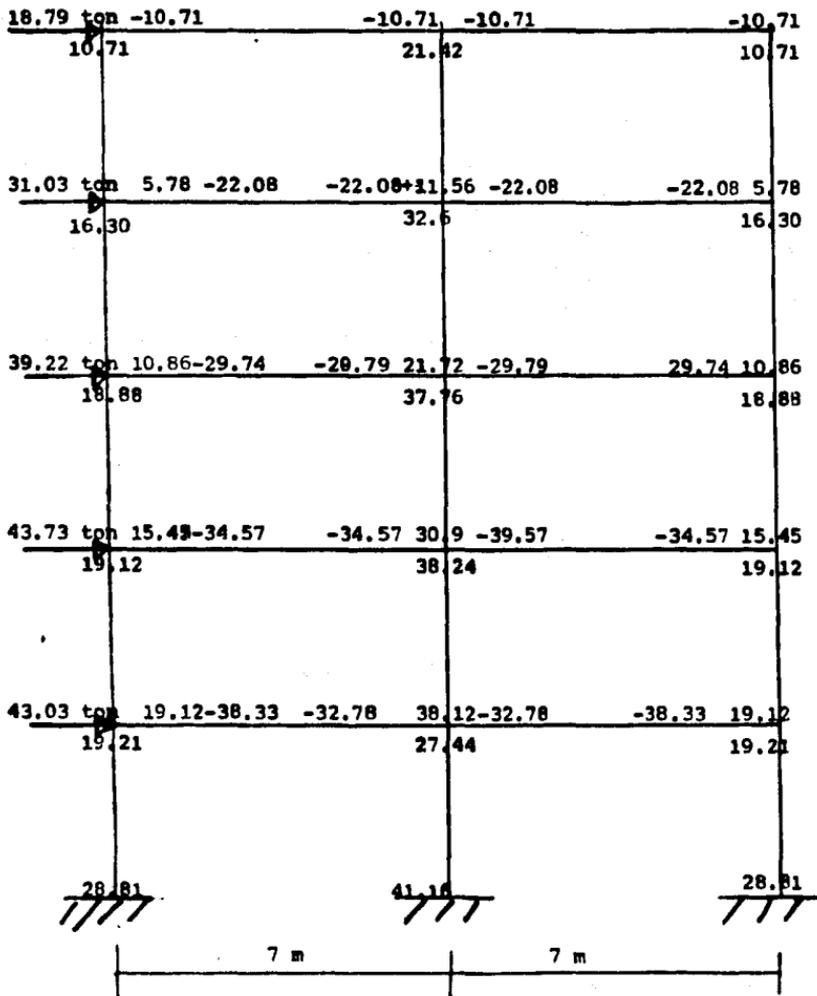
$$Vc = \frac{1}{4} (19.22) = 4.81c$$

$$Vt = 19.22 - 4.81 = 14.42t$$

Igual el procedimiento para el Marco "C".



Marcos a, b, c, d.



En cuanto a la carga vertical

Se estudiará el Marco Y, por ser este el más desfavorable en el sentido "X".

Este Marco quedará cargado de la siguiente manera.

Tenemos en la azotea una carga repartida de  $0.7 \text{ Ton/m}^2$ , y en el entrepiso de  $0.5 \text{ Ton/m}^2$ .

Los momentos con los que encontramos a Cross son: el momento de empotramiento en los extremos es de :

Para el tramo de 6 m.

$$M = \frac{17 P l^2}{384} \quad P = (1.5) (0.7) = 1.05 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{P l}{8} = \frac{(10.2) (6)}{8} = 7.65$$

$$M_{\text{popo}} = (.3) (.5) (2.4) = 0.36 \text{ T-m}$$

$$M = \frac{w l^2}{12} = \frac{(0.36) (6)^2}{12} = 1.08$$

$$M_t = 1.08 + (1.67) 2 + 7.65 = 12.07 \text{ T - m}$$

Para el tramo de 8 m.

$$P = (2) (0.7) = 1.4$$

$$M = \frac{17 P l^2}{384} = \frac{17 (1.4) (8)^2}{384} = 3.97$$

$$M = \frac{P l}{8} = \frac{(11.76) (8)}{8} = 11.76$$

$$M_{\text{popo}} = \frac{w l^2}{12} = \frac{(0.36) (8)^2}{12} = 1.92$$

$$M_t = (3.97) 2 + 11.76 + 1.92 = 21.62$$

Para el tramo de 9 m.

$$P = (2.25) (0.7) = 1.58$$

$$M = \frac{17 P l^2}{384} = \frac{17 (1.58) (9)^2}{384} = 5.66$$

$$M = \frac{P l}{8} = \frac{12.50 (9)}{8} = 14.06$$

$$M_{\text{popo}} = \frac{v_1^2}{12} = \frac{(0.36)(9)^2}{12} = 2.43$$

$$M_t = (5.66)^2 + 14.06 + 2.43 = 27.79 \text{ T-m}$$

Para los siguientes pisos

Para el tramo de 6 m.

$$M_e = (1.25)(2) = 2.5$$

$$M_e = \frac{17}{384} (1.5)(0.524)(6)^2 = 1.25$$

$$M_c = \frac{(7.5)(6)}{8} = 5.63$$

$$M_{\text{popo}} = 1.08$$

$$M_t = 9.21 \text{ T-m}$$

Para el tramo de 8 m.

$$M_e = (2.24)(2) = 4.48$$

$$M_e = \frac{17}{384} (1.5)(0.524)(8)^2 = 2.24$$

$$M_c = \frac{(9.12)(8)}{8} = 9.12$$

$$M_{\text{popo}} = 1.92$$

$$M_t = 15.52 \text{ T-m}$$

$$M_e = (2.83)(2) = 5.66$$

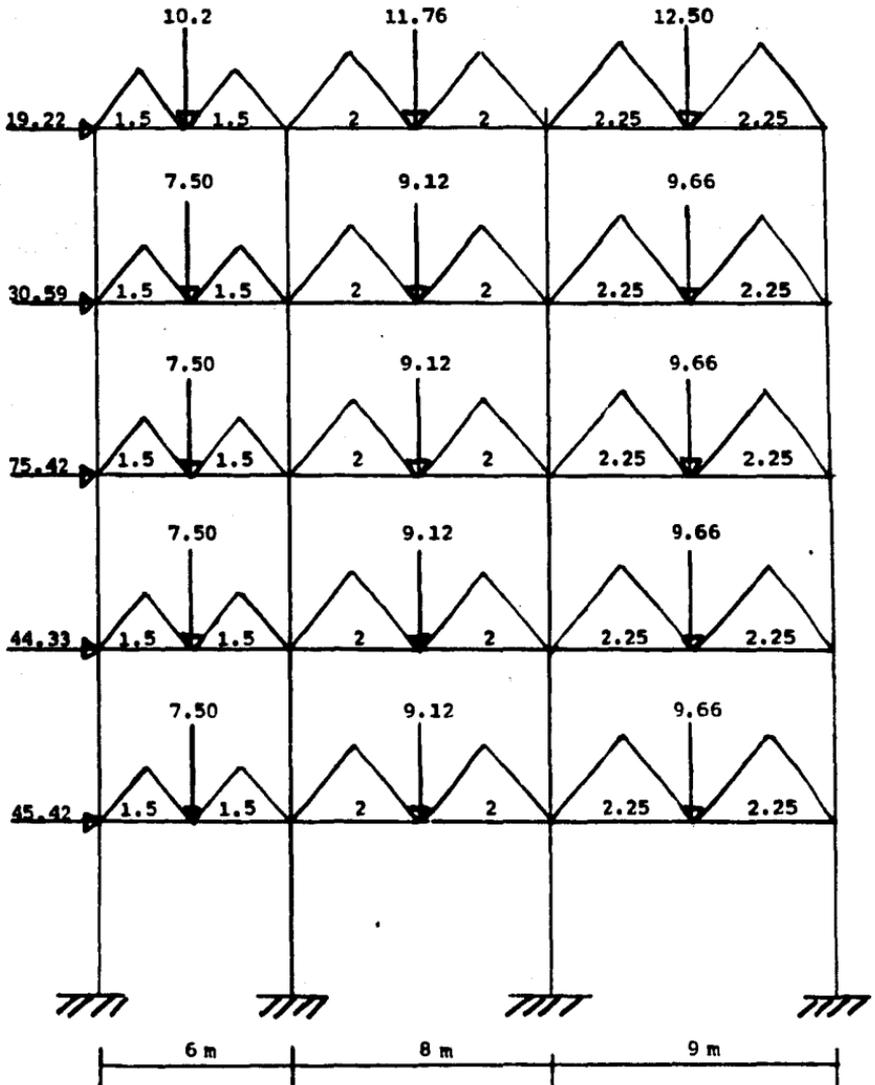
$$M_e = \frac{17}{384} (1.5)(0.524)(9)^2 = 2.83$$

$$M_{cc} = \frac{(9.66)(9)}{8} = 10.87$$

$$M_{\text{popo}} = 2.43$$

$$M_t = 18.96 \text{ T-m}$$

Resolviendo por el método de Cross queda descrito de la siguiente manera:



Para Marcos y		A	B	C	D	Nivel S					
		-1	+1	+1	+1						
Mudó	Pza.	A1		B1		C1		D1			
		H	H	H	H	H	H	H	H		
fd		- 0.74	- 0.26	- 0.22	- 0.62	- 0.16	- 0.18	- 0.67	- 0.15	- 0.19	- 0.81
mg			12.07	-12.07		21.62	-21.62		27.79	-27.79	
1d		- 8.93	- 3.14	- 2.1	- 5.9	- 1.5	- 1.11	- 4.13	- 0.93	+ 5.3	+22.5
T			- 1.05	- 1.57		- 0.55	- 0.75		2.65	- .47	
2d		- 0.78	+ 0.27	+ 0.47	+ 1.31	+ 0.34	- 0.34	- 1.3	- 0.3	+ 0.08	+ 0.38
T			+ 0.24	+ 0.14		+ 0.17	+ 0.17		+ 0.04	- 0.15	
3d		- 0.18	- 0.06	+ 0.007	+ 0.02	+ 0.005	- 0.04	- 0.14	- 0.031	+ 0.03	+ 0.12
			- 8.33	+15.12	+ 4.57	+ 9.75	+23.69	+ 5.57	-29.22	+23	-23
		A		B		C		D			
T		- 4.46		- 2.95		- 2.07		11.25			
T		0.39		0.66		- 0.65		0.19			
T		- 0.09		+ 0.01		- 0.07		+ 0.06			
		+ 4.16		+ 2.28		+ 2.79		-11.5			

## MARCO Y

## NIVEL 4° y 3°

T9

N	A2		B2		C2		D2	
P	V		V		V		V	
T	-	1.98	-	1.19	-	0.69		4.25
T	+	0.09	+	0.17		0.13		+ 0.035
T	-	0.015		0		0.01		+ 0.007
M	+	1.91	+	1.02		0.83		- 4.29

N	A1				B1				C1				D1			
P	V	V	H	H	V	V	H	H	V	V	H	H	V	V		
f.d.	-0.43	-0.43	-0.15	-0.13	-0.38	-0.38	-0.1	-0.1	-0.4	-0.4	-0.09	-0.1	-0.45	-0.45		
M			9.21	-9.21			15.52	-15.52			18.96	-18.96				
1d	-3.96	-3.96	-1.38	-0.82	-2.39	-2.39	-0.63	-0.34	-1.38	-1.38	-0.31	+1.9	+8.5	+ 8.5		
T			-0.41	-0.69			-0.17	-0.32			+0.95	-0.16				
2d	+0.18	+0.18	+0.06	+0.11	+0.33	+0.33	+0.09	-0.06	-0.25	-0.25	-0.06	+0.016	+0.07	+0.07		
T			+0.06	+0.03			-0.03	+0.045			+0.008	-0.03				
3d	-0.03	-0.03	-0.009	0	0	0	0	-0.005	-0.02	-0.02	-0.005	+0.003	+0.014	+0.014		
	+3.81	3.81	7.5	+10.58	+2.06	+2.06	-14.78	+16.2	+1.65	+1.65	-19.54	+17.23	-8.58	8.58		

N	A		B		C		D	
P	V		V		V		V	
T	-	1.98	-	1.19		0.69		4.25
T	+	0.09		0.17		0.13		+ 0.035
T	-	0.015		0		0.01		+ 0.007
	+	1.91		1.02		0.83		- 4.29

## MARCOY

## NIVEL 2o. y 1o.

80

N	A 2				B 2				C 2				D 2	
P	V				V				V				V	
T	- 2.07				- 1.3				- 0.75					4.36
T	+ 0.07				+ 0.15				- 0.095					+ 0.025
T	- 0.008				0				- 0.006					+ 0.004
M	+ 2.00				+ 1.15				+ 0.85					- 4.39

N	A 1				B 1				C 1				D 1	
P	V	V	H	H	V	V	H	H	V	V	H	H	V	V
	- 0.45	- 0.45	- 0.12	- 0.1	- 0.41	- 0.41	- 0.07	- 0.08	- 0.43	- 0.43	- 0.07	- 0.07	- 0.46	- 0.46
			9.21	- 9.21			15.52	- 15.52			18.96	- 18.96		
1 d	- 4.14	- 4.14	- 1.11	- 0.63	- 2.6	- 2.6	- 0.44	- 0.3	- 1.5	- 1.5	- 0.24	+ 1.33	8.72	8.72
T			- 0.32	- 0.58			- 0.15	- 0.22			+ 0.66	- 0.12		
2 D	+ 0.14	+ 0.14	+ 0.04	+ 0.07	+ 0.3	+ 0.3	+ 0.05	- 0.04	- 0.19	- 0.19	- 0.03	+ 0.008	+ 0.05	+ 0.05
T			+ 0.035	+ 0.02			- 0.02	+ 0.025			+ 0.004	- 0.015		
3 d	- 0.016	- 0.016	- 0.004	0	0	0	0	- 0.0023	- 0.012	- 0.012	- 0.002	+ 0.001	+ 0.007	+ 0.007
	+ 4.0	+ 4.01	- 7.851	+ 10.3	+ 2.3	+ 2.3	- 14.96	+ 16.06	+ 1.7	+ 1.7	- 19.15	+ 17.64	- 8.77	- 8.77

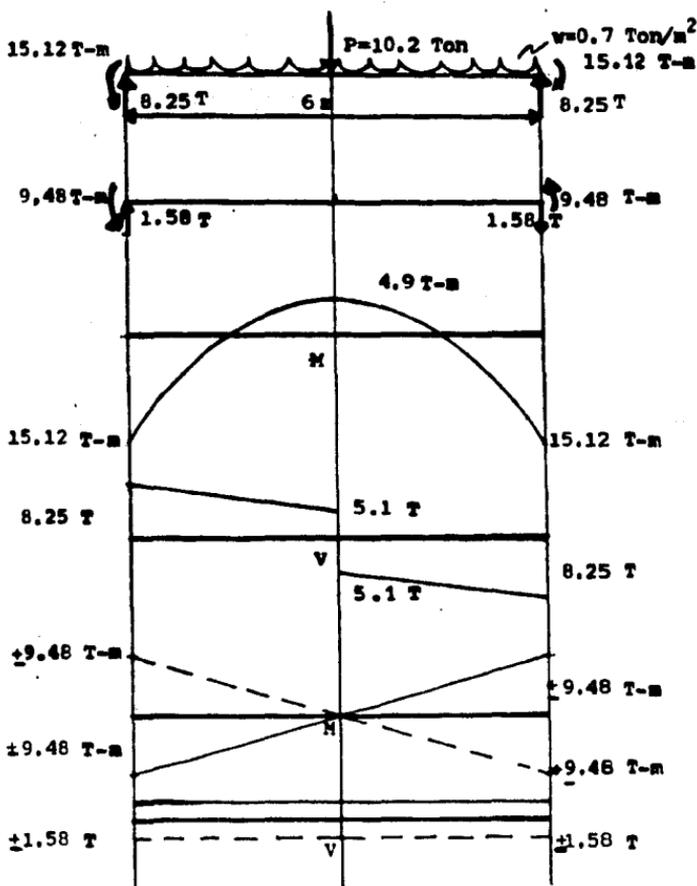
N	D				B				C				D	
P	V				V				V				V	
T	- 2.07				- 1.3				- 0.75					4.36
T	+ 0.07				+ 0.15				- 0.095					+ 0.025
T	- 0.008				0				- 0.006					+ 0.004

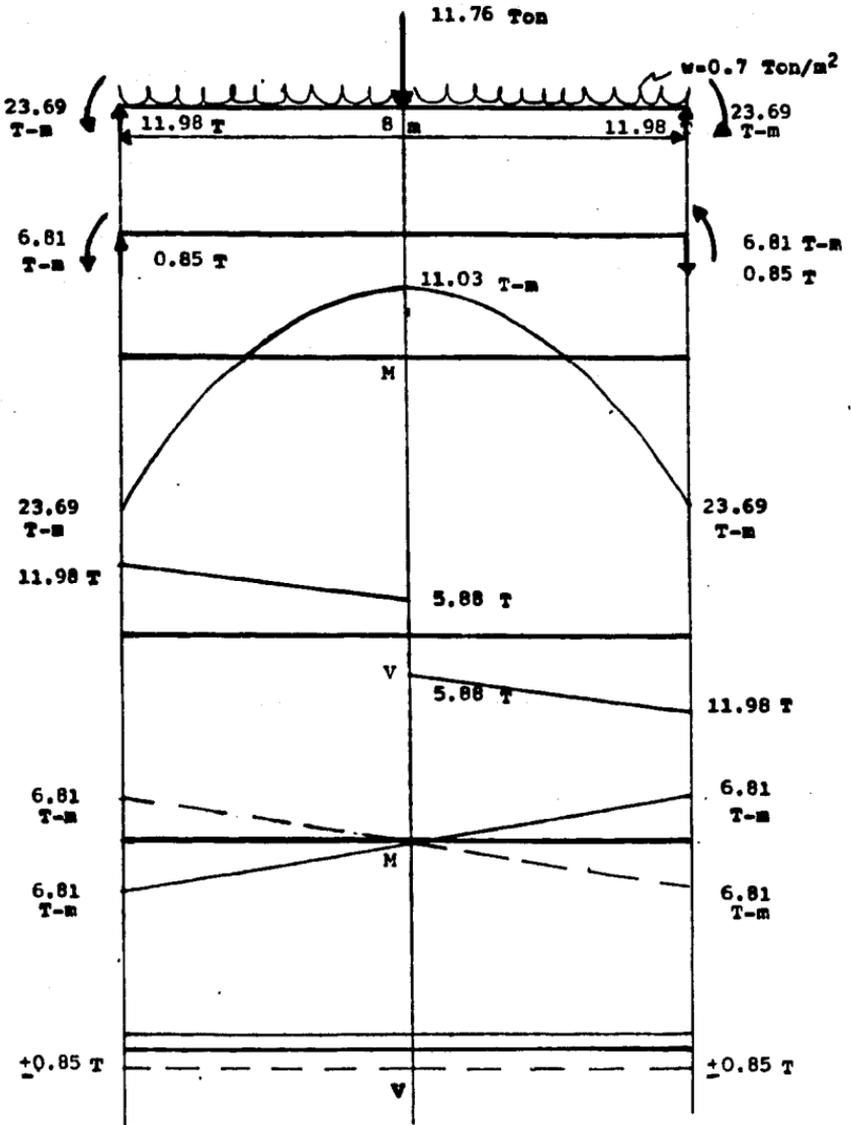
Ahora sumaremos los efectos que causan las cargas verticales (Cross), más los de los horizontales Bowman.

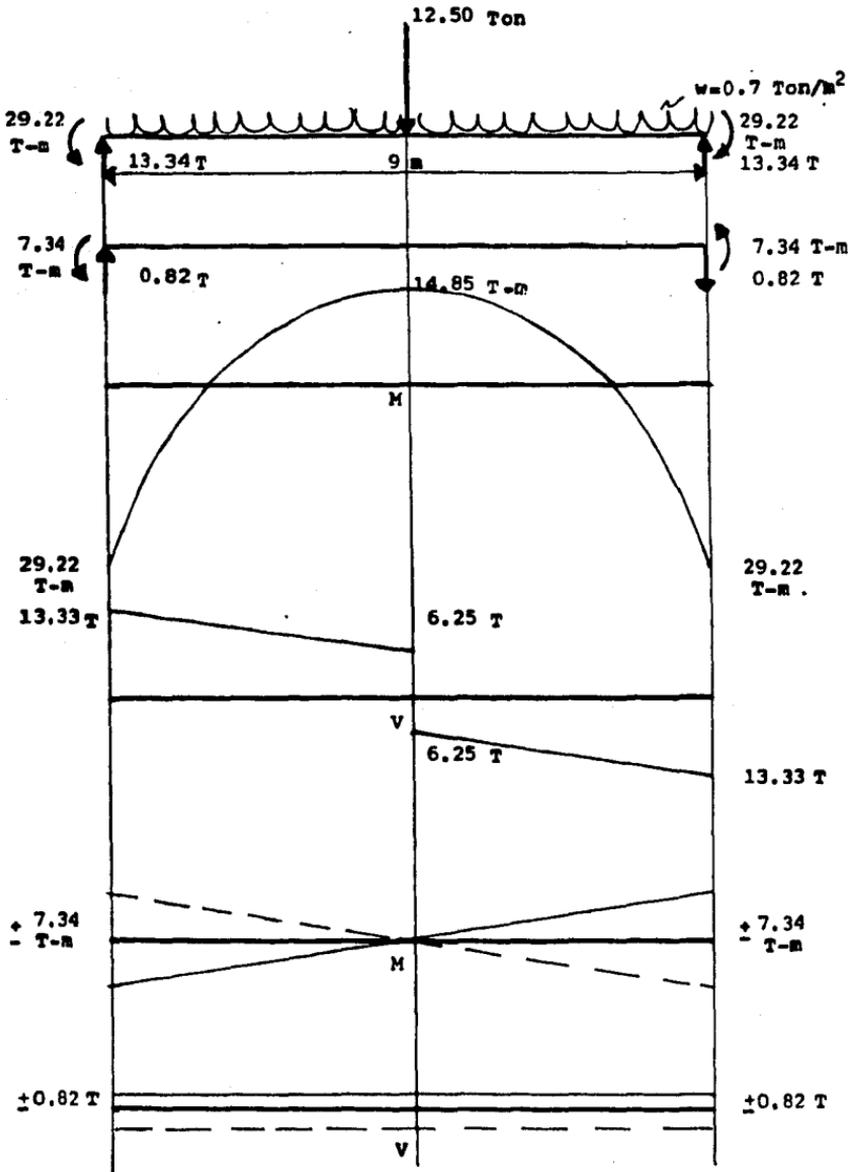
Para así llegar al estado final de los Marcos.

Se utilizará el Marco Y, por ser este el más desfavorable en el sentido "x".

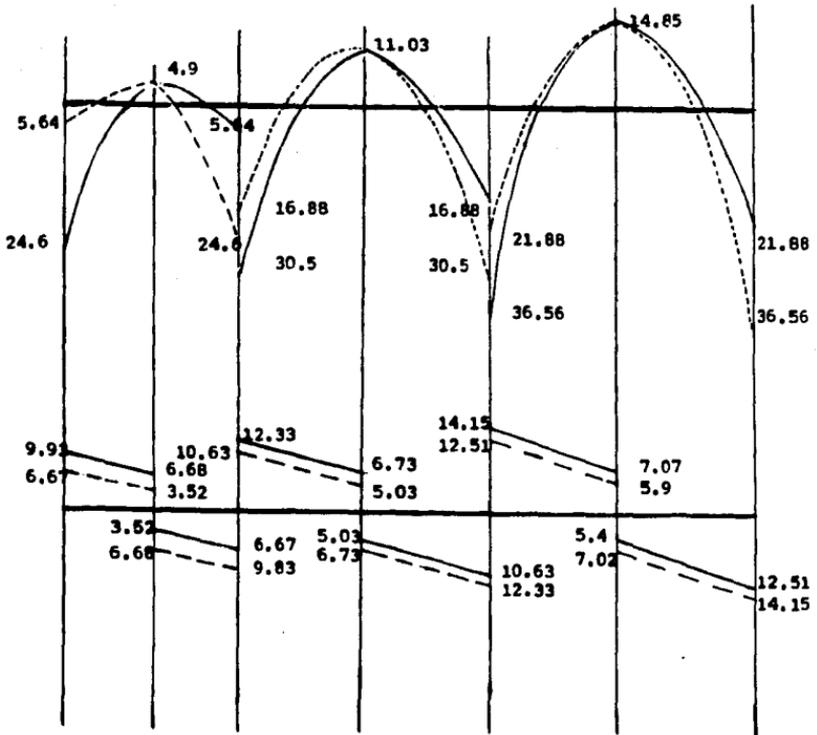
Asísea



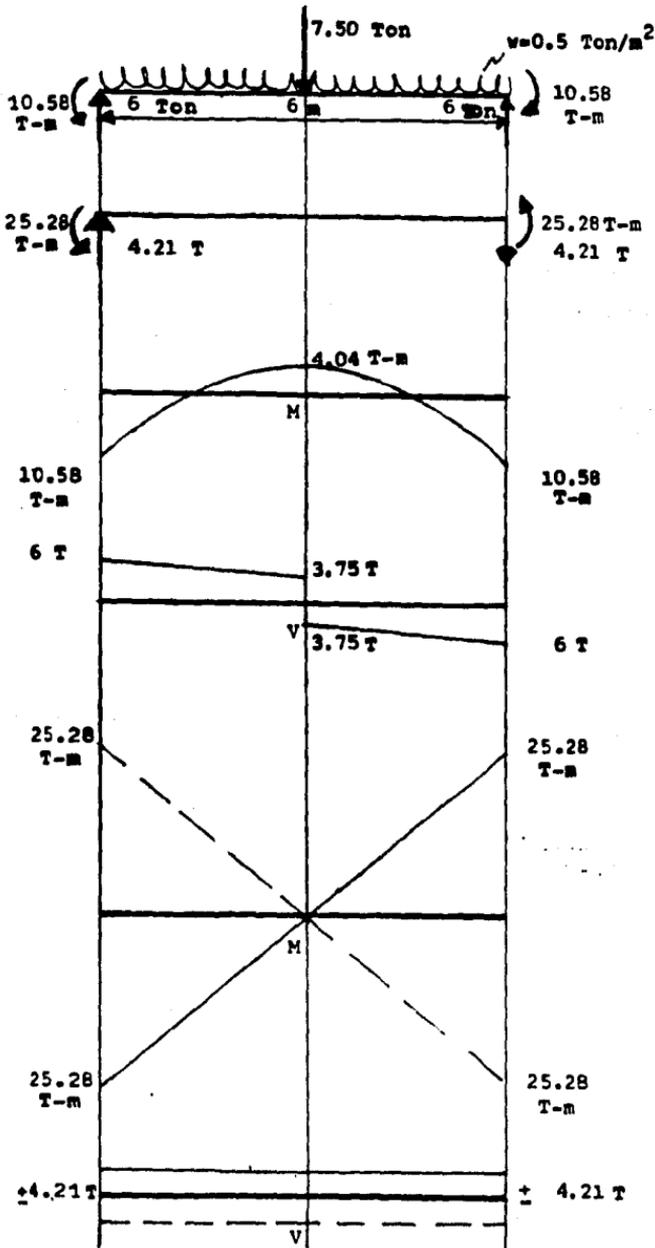


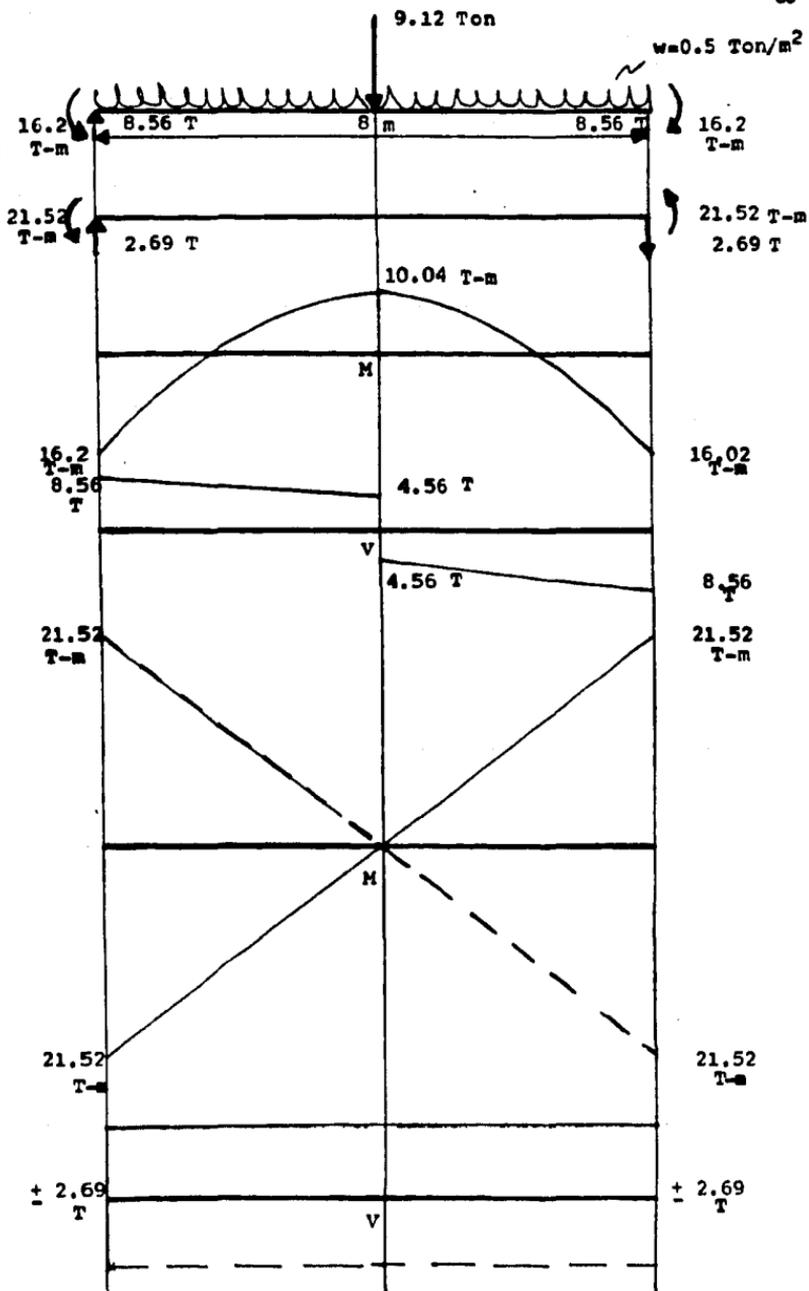


El estado final de los Marcos será:  
 Momentos y Cortantes a Nivel Azotes



Cálculo Para 4 y 3er. Nivel

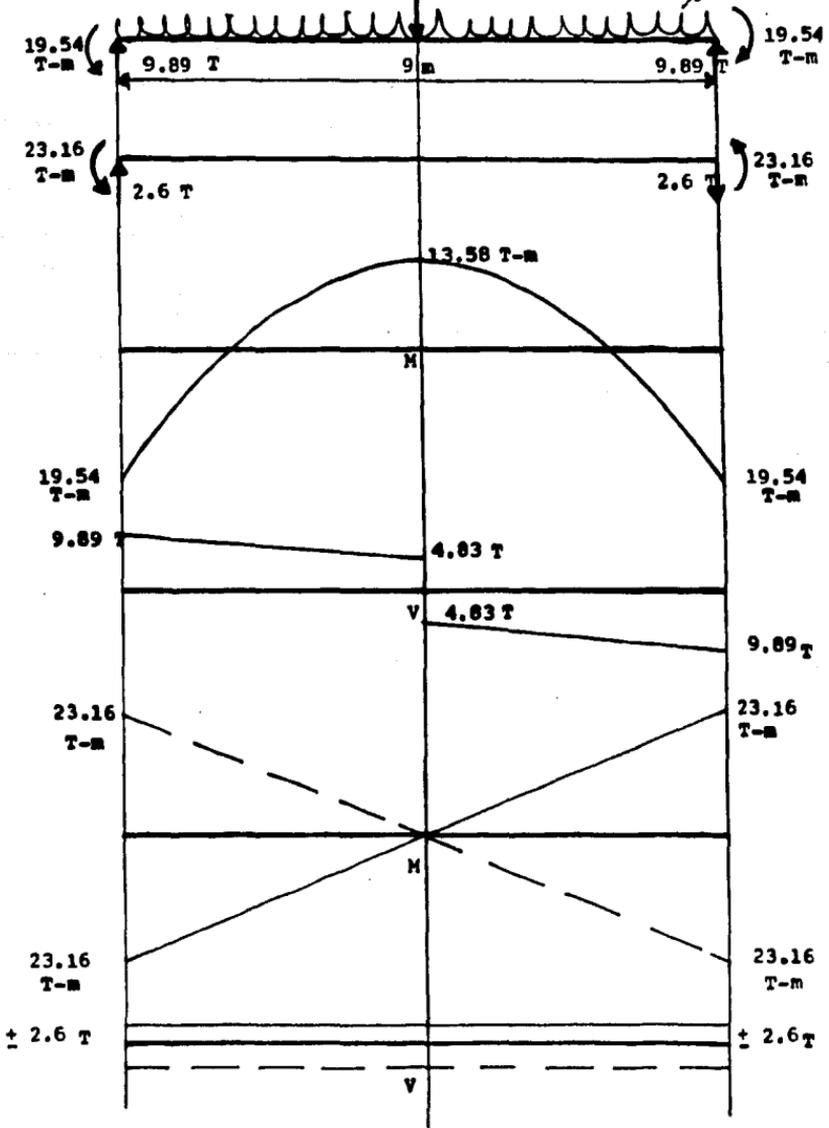




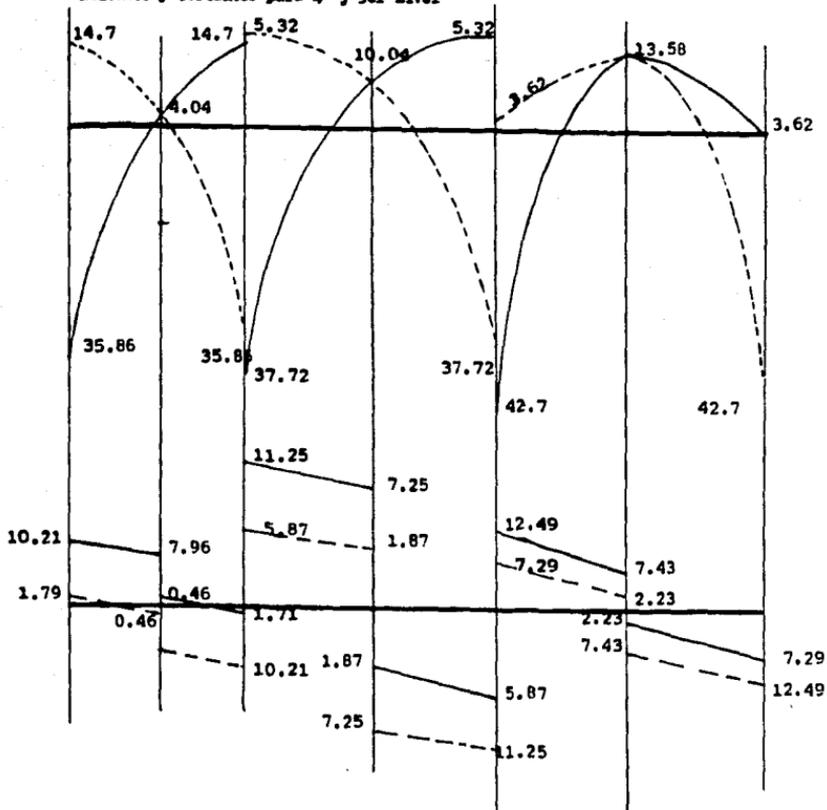
9.66 Ton

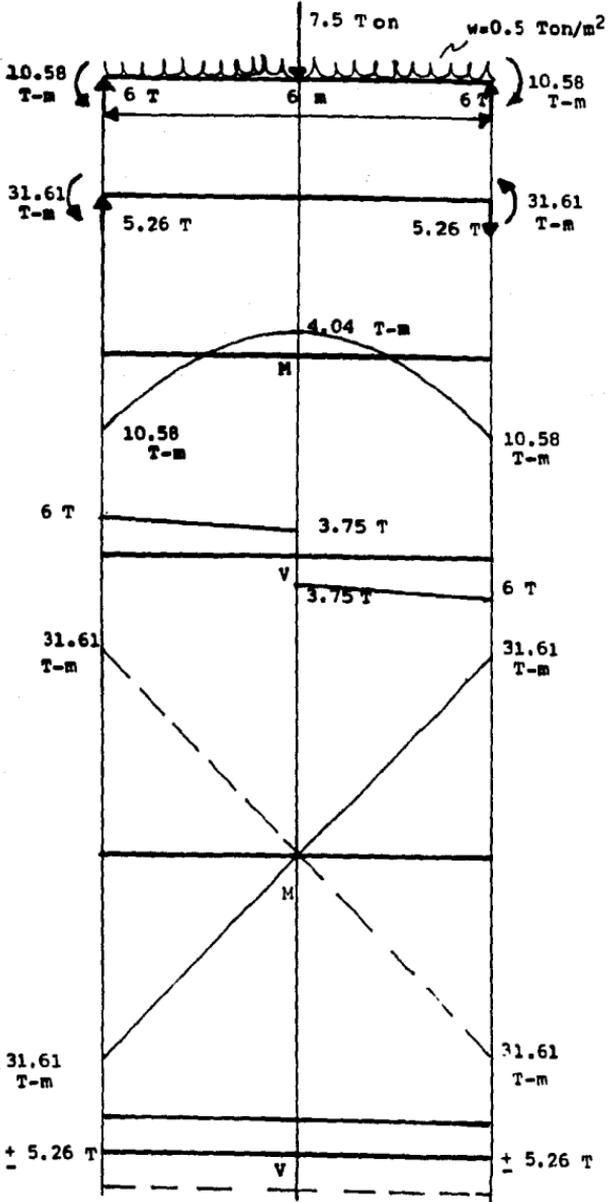
87

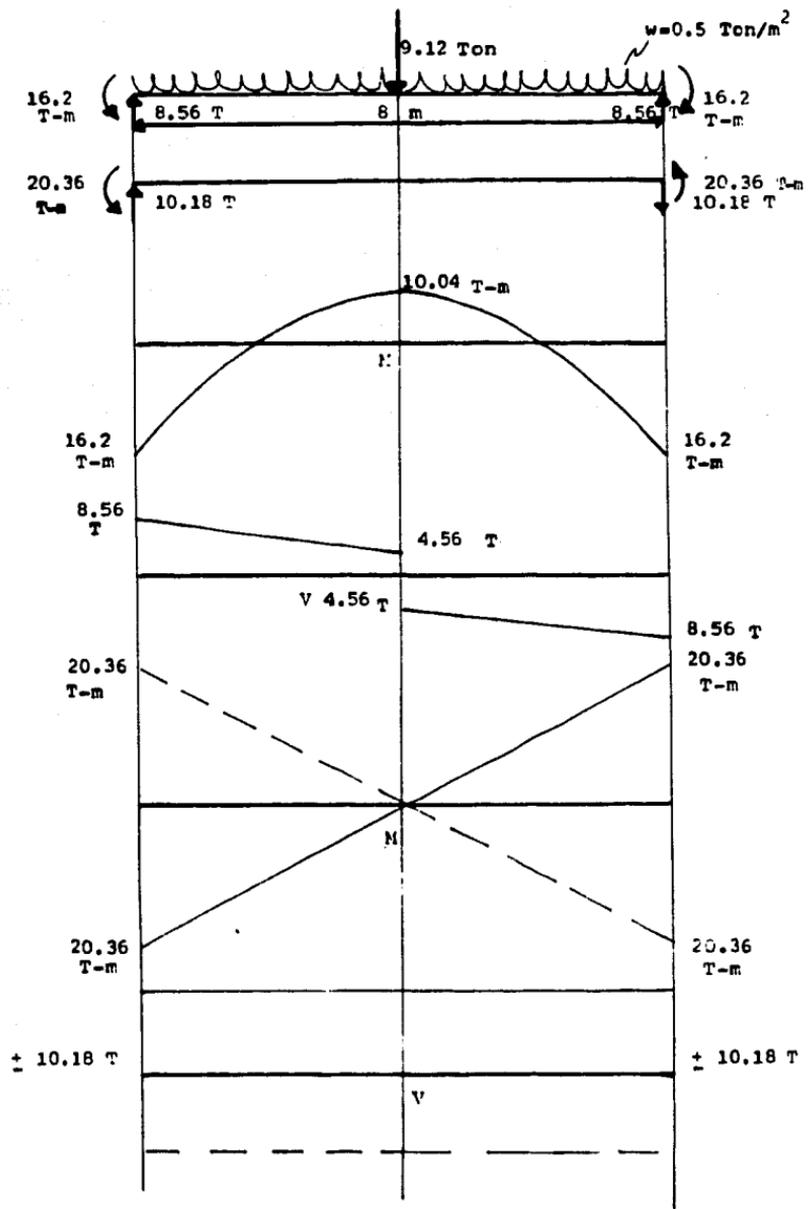
$w=0.5 \text{ Ton/m}^2$

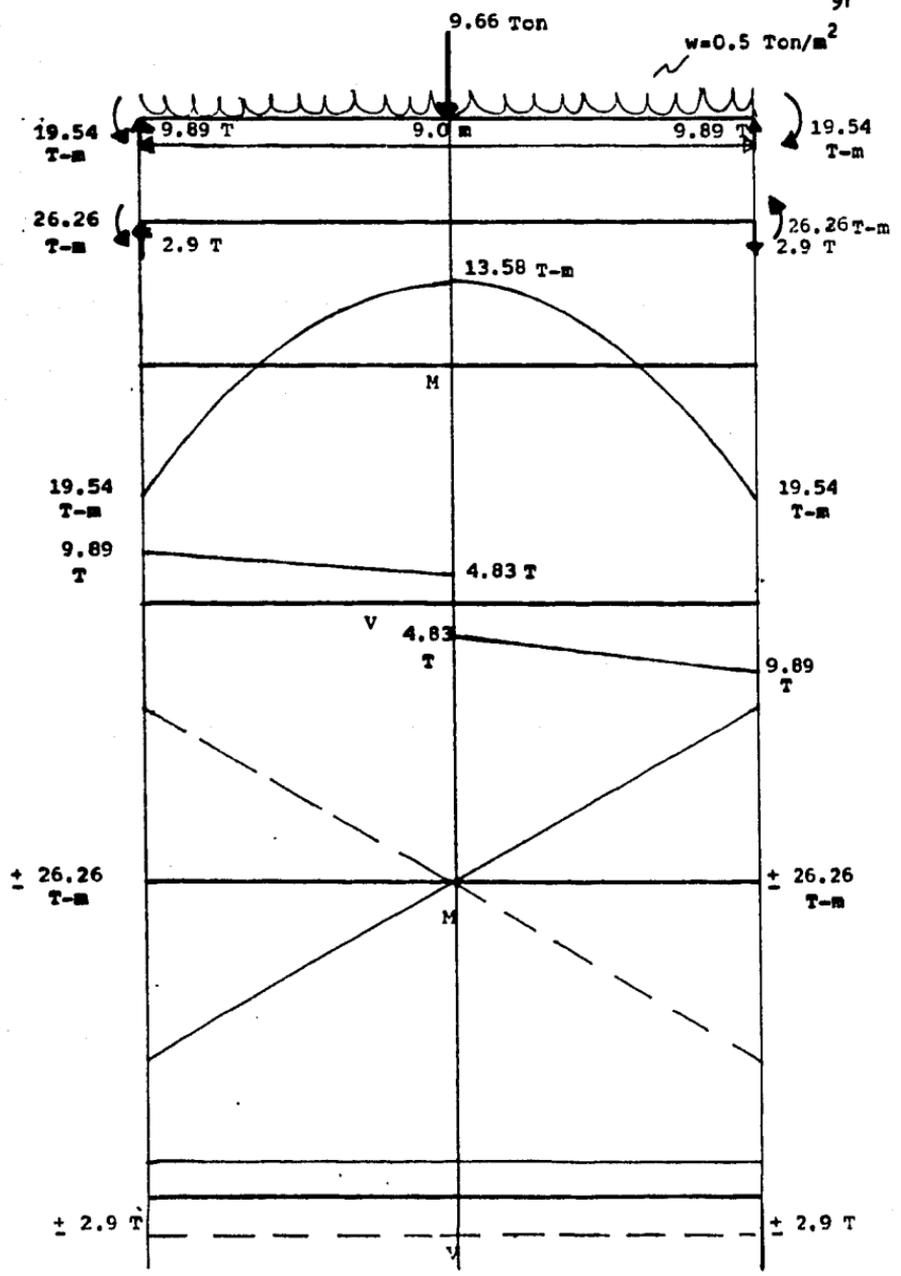


Momentos y Cortantes para 4º y 3er Nivel

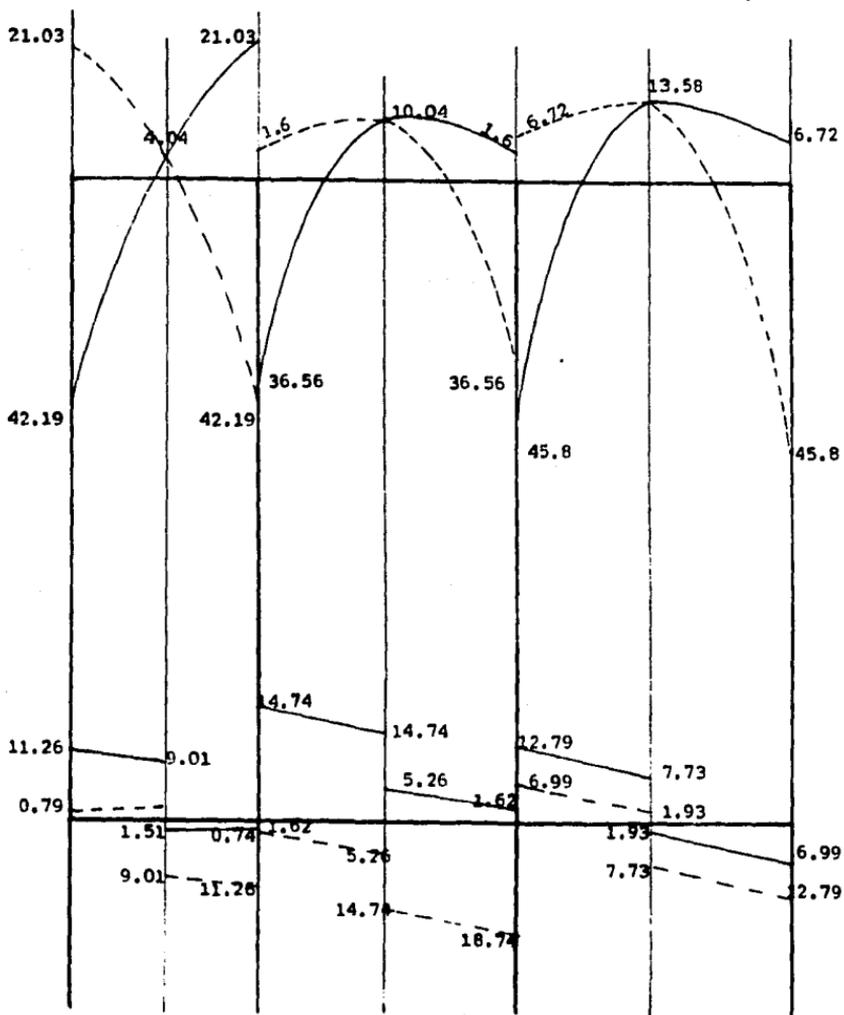








Momentos y Cortantes para 2º y 1er. Nivel



En el sentido "y" se estudiará el Marco C, por ser este el más desfavorable.

Como es simétrico, los momentos son iguales, y solo se analizará la mitad.

El Marco quedará cargado según la siguiente figura.

Tenemos en azotea una carga repartida de 0.7 Ton/m<sup>2</sup>, y en entrepiso de 0.5 Ton/m<sup>2</sup>.

Los momentos con los que entramos al Cross son:

La fórmula de empotramiento es:

$$\frac{1}{96} P L (L + b) \left( 5 - \frac{b^2}{L^2} \right)$$

Para Azotea

$$P = (2.25) (0.7) = 1.57 \text{ Ton}$$

$$P = (2) (0.7) = 1.4 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{1}{96} (1.4) (7) (10) \left( 5 - \frac{9}{49} \right) + \left( \frac{1}{96} (1.57) (9.50) (5 - \frac{6.25}{49}) \right)$$

$$= 10.18 \text{ Ton-m}$$

Memp del PoPo

$$M = \frac{w l^2}{12}$$

$$M = \frac{(2.4)(0.3)(0.5)(7)^2}{12} = 1.47 \text{ T-m}$$

$$MT = 10.18 + 1.47 = 11.65 \text{ Ton-m}$$

Para los siguientes pisos.

$$P = (2.25)(0.524) = 1.18 \text{ Ton}$$

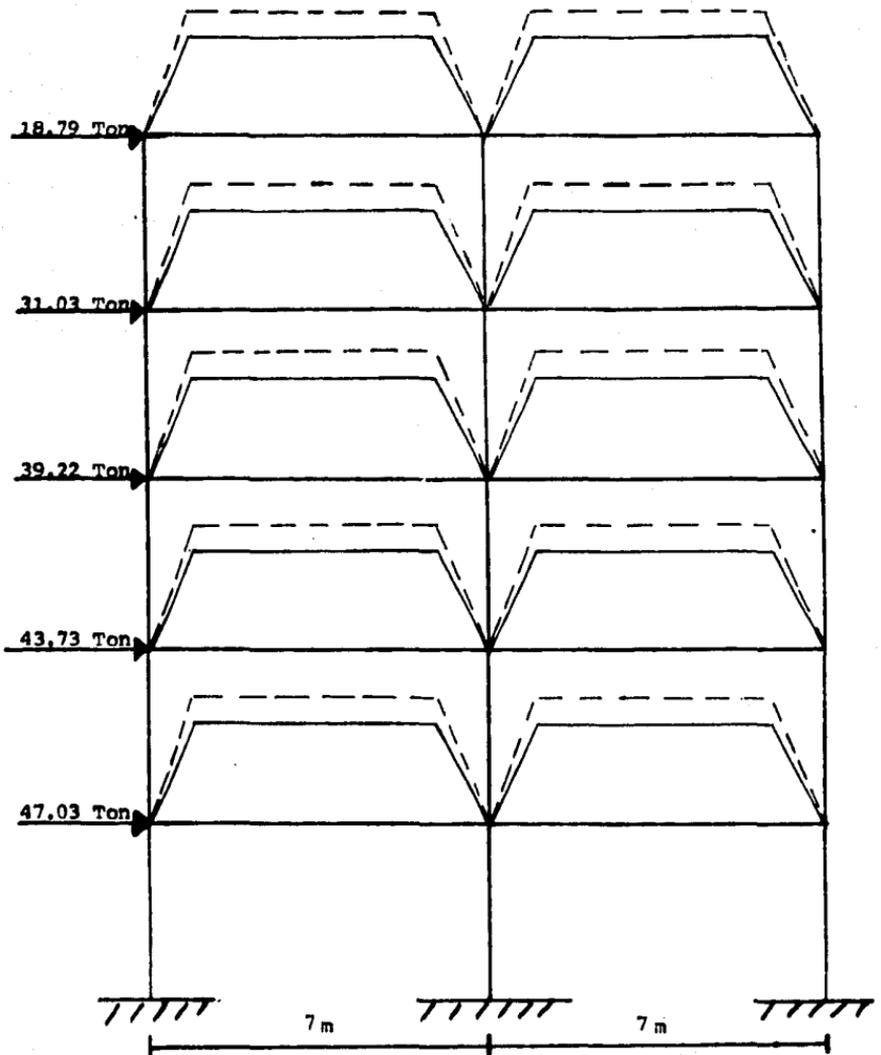
$$P = (2)(0.524) = 1.05 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{1}{96} (1.05) (7) (10) \left( 5 - \frac{9}{49} \right) + \left( \frac{1}{96} (1.18) (7) (9.5) \left( 5 - \frac{6.25}{49} \right) \right) =$$

$$= 7.571 \text{ Ton-m}$$

$$Mp.p. = \frac{(0.3)(0.5)(2.4)(7)^2}{12} = 1.47 \text{ T-m}$$

$$MT = 7.51 + 1.47 = 8.98 \text{ Ton-m}$$



$W = 0.5 \text{ T/m}^2$  en Azotea  
 $W = 0.7 \text{ T/m}^2$  en Entrepisos

## MARCO C (Anotas)

Endo	X	Y	Z
Pa	V	H	H
Pa	.77	.23	.77
MI		11.65	- 11.65
Id	8.97	- 2.68	11.65
T		- 1.34	- 11.65
n	- 8.97	+ 8.97	2.68
		- 12.99	8.97
			+ 12.99
			- 8.97
			8.97

Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
T	- 4.49		4.49
n	- 4.49		4.49

## MARCO C (4° Nivel)

Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
T	- 1.93		1.93
n	- 1.93		1.93

Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
Pa	.43	.43	.43
MI		8.98	- 8.98
Id	3.86	- 3.86	8.98
T		.89	- 8.98
n	- 3.86	- 3.86	1.17
		7.81	3.86
		- 9.87	3.86
			9.87
			- 7.81
			3.86
			3.86

Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
T	- 1.93		1.93
n	- 1.93		1.93

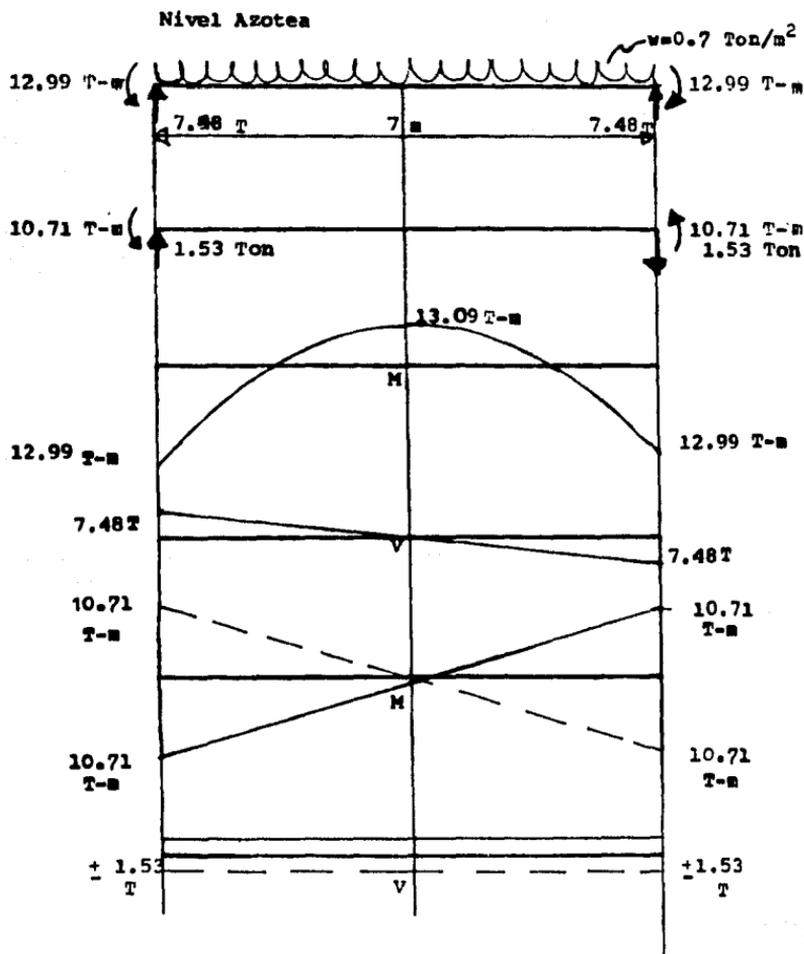
## MARCO C (3, 2, 1)

Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
T	- 2.02		2.02
n	- 2.02		2.02

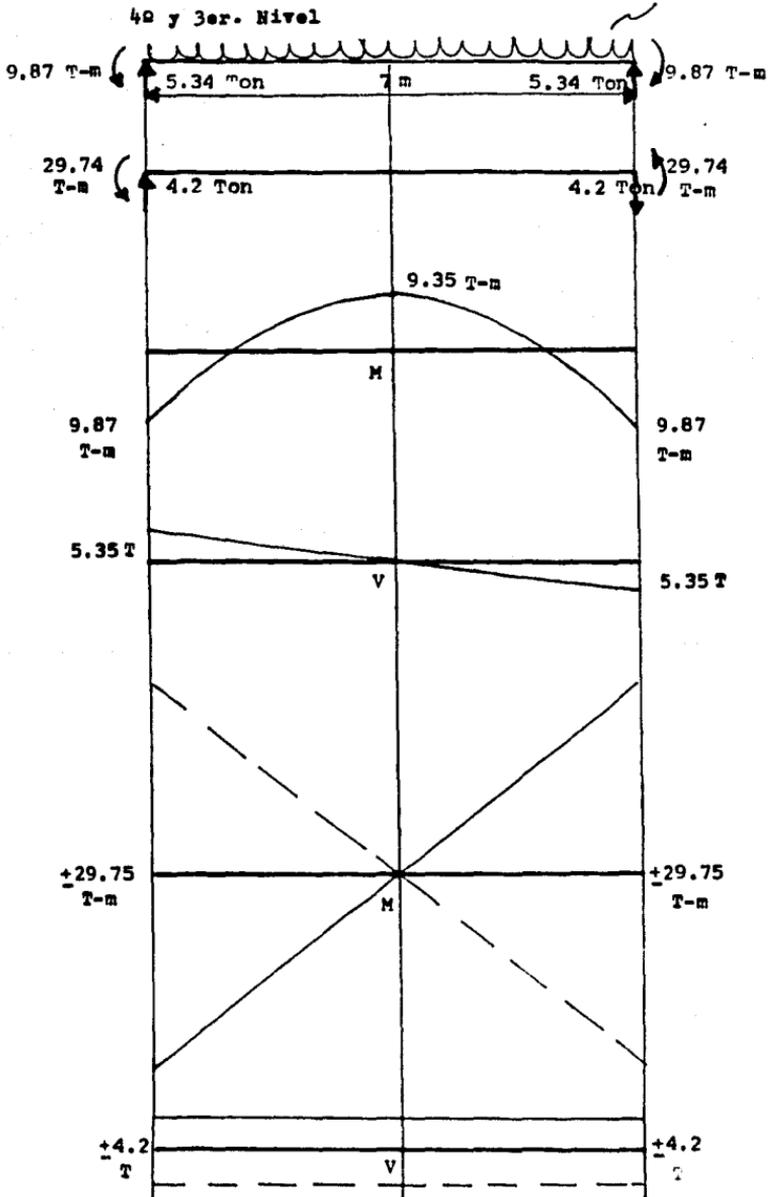
Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
Pa	.45	.45	.45
MI		8.98	- 8.98
Id	- 4.04	- 4.04	8.98
T		.45	- 8.98
n	- 4.04	- 4.04	.20
		8.08	4.04
		9.43	4.04
			9.43
			- 8.08
			4.04
			4.04

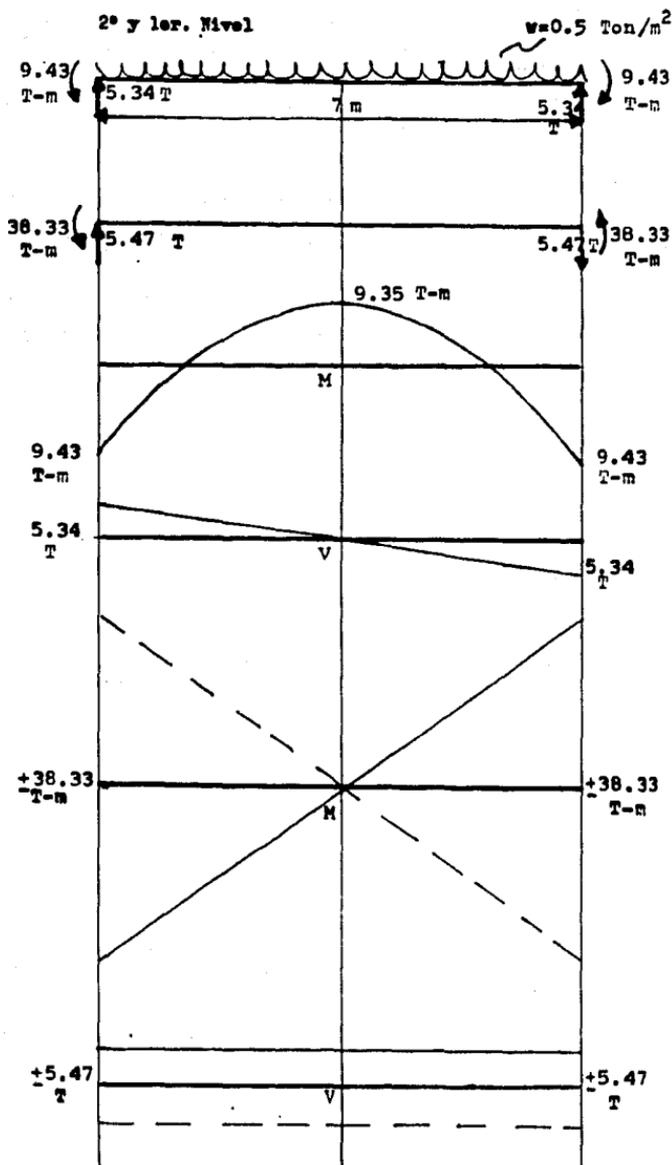
Endo	X	Y	Z
Pa	V	V	V
T	- 2.02		2.02
n	- 2.02		2.02

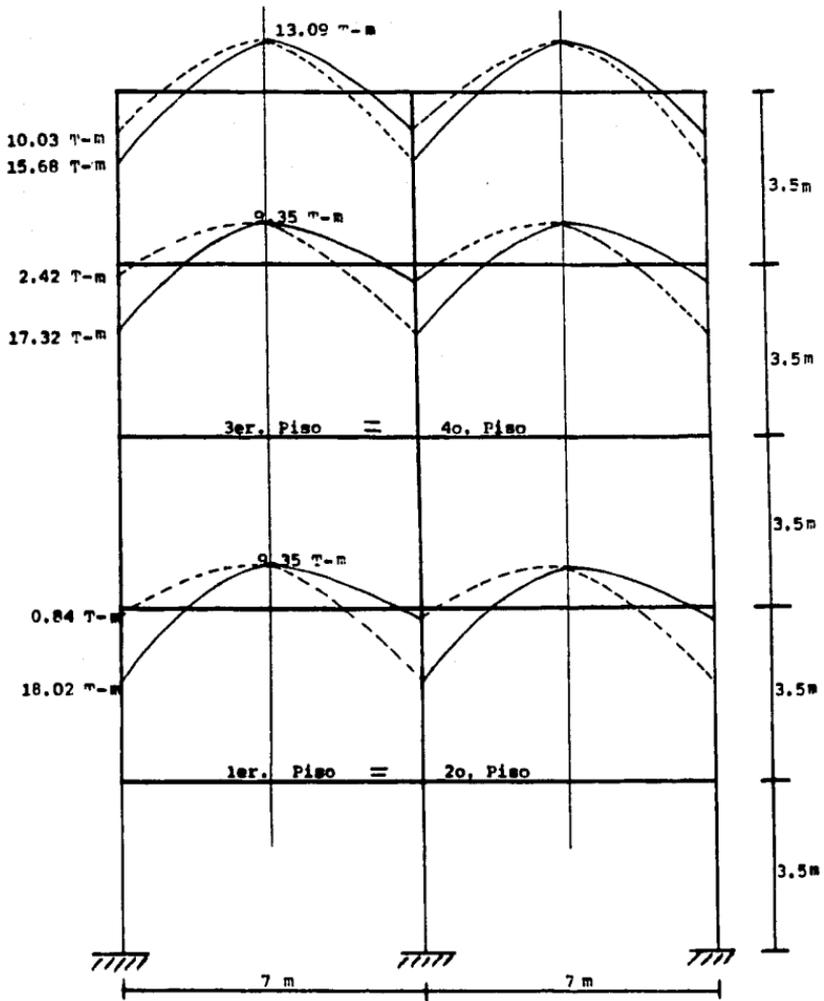
Ahora sumaremos igual que en el caso anterior los efectos verticales (Cargas), más los Horizontales (Bowman), para así llegar al estado final de los Marcos.



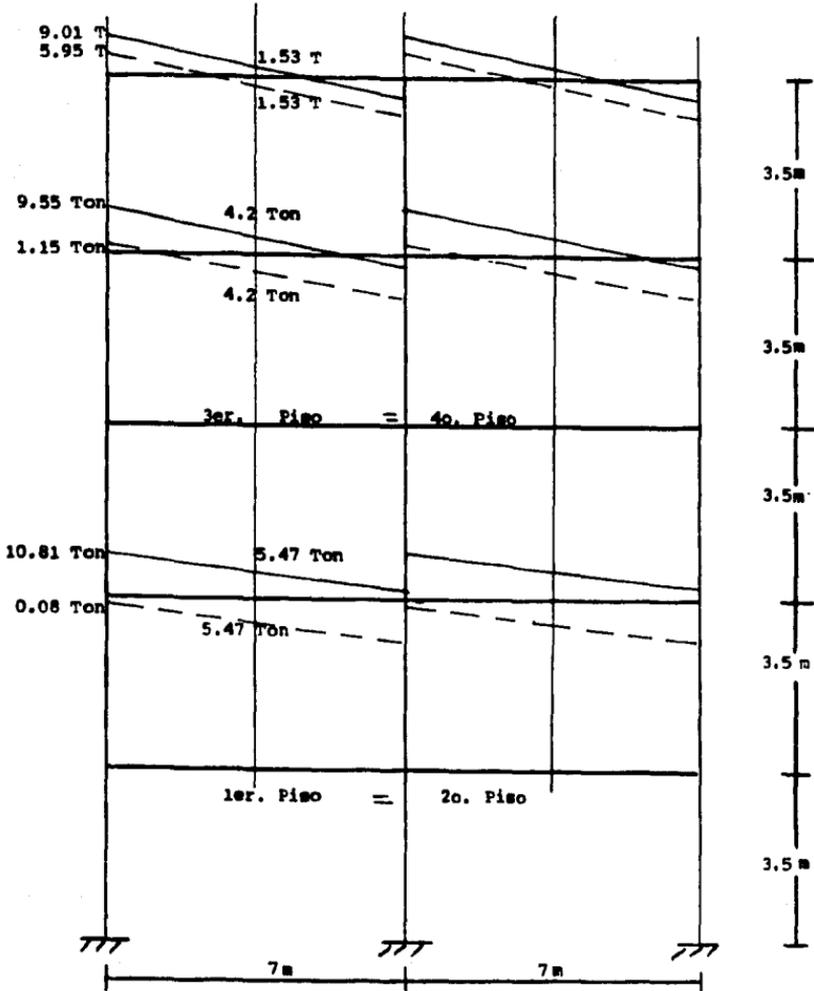
$$w=0.5 \text{ Ton/m}^2$$







## Resumen de Cortantes



En cuanto al cálculo de Momentos en las Columnas. Estas se analizaron en los dos sentidos, y se tomó el sentido más desfavorable.

Se analizaron 2 columnas del 5° entrepiso, una exterior y otra interior; y 2 columnas del 1er. entrepiso una exterior y una interior.

Del 5° Nivel exterior, la más desfavorable fue la del Marco Y (a).

Los momentos finales a que se llegó fueron tomados de las tablas de Cross y los del Bowman (C.B.).

Tenemos una altura efectiva de columna que es de :  
 $h = 3.50 - 0.50 = 3.00$  (los 50 cm son de lo que mide la trabe).  
 La sección es de  $b = 50$  cm;  $t = 50$  cm;  $d = 45$  cm;  $w = 0.7$  Ton/m<sup>2</sup>.  
 $P = 7 \times 3 \times 0.7 = 14.7$  Ton.

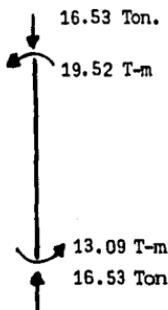
$popo = (3.00) (0.50) (0.50) (2.4) = 1.8$  Ton.

$Pt = 16.5$  Ton.

$M$  arriba =  $8.33c + 1.91c + 9.48B = 19.72$  T-m.

$M$  abajo =  $3.81c + 4.16 + 5.12B = 13.09$  T-m.

El estado final será:



Para el 5° entrepiso la columna interior quedará:

la más desfavorable fue: Marco C(y).  
 Tenemos  $h = 3.00$  m  $b = t = 50$  cm.  $d = 45$  cm.  
 $P = (4 + 4.5) (7) (0.7) = 41.65$  Ton.  
 $popo = (3) (0.5) (0.5) (2.4) = 1.8$  Ton.  
 $Pt = 43.45$  Ton.

$M$  arriba =  $12.99c + 21.42B = 34.41$  T-m.

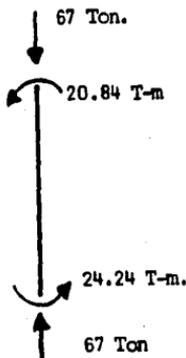
$M$  abajo =  $9.87c + 11.56B = 21.43$  Ton-m.

Para el 1er. entrepiso la columna exterior quedará:

la columna más desfavorable fue: la del Marco Y(a).



$h = 3.00\text{m}$  Sección  $b=t=55\text{ cm.}$   $d = 50\text{ cm.}$   
 $P = 7 \times 3 \times 0.7 + 7 \times 3 \times 0.5 \times 4 = 56.7$   
 $\text{popo} = (0.55)(0.55)(2.4)(5)(3.05) = 10.3\text{ Ton.}$   
 $Pt = 10.3 + 56.7 = 67\text{ Ton.}$   
 $M\text{ arriba} = 4.01c + 2.00c + 4.83B = 20.84\text{ T-m.}$   
 $M\text{ abajo} = 2.00c + 22.24B = 24.24\text{ T-m.}$   
 El estado final será:

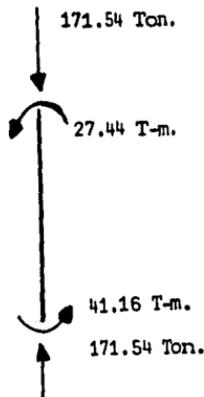


Para el 1er. entrepiso la columna interior quedará:  
 la más desfavorable fue: la del Marco C(y).

$P = (4+4.5)(7)(0.7) + (4+4.5)(7)(0.5)(4) = 160.65\text{ Ton.}$   
 $\text{popo} = (3)(0.55)(0.55)(2.4)(5) = 10.89\text{ Tn.}$   
 $Pt = 160.65 + 10.89 = 171.54\text{ Ton.}$

$M\text{ arriba} = 27.44B = 27.44\text{ T-m.}$   
 $M\text{ abajo} = 41.16B = 41.16\text{ T-m.}$

El estado final quedará:



## CAPITULO V

### CALCULO DE LA CIMENTACION

#### LA CIMENTACION SERA TOTALMENTE COMPENSADA.

De acuerdo a los datos de:

Zona donde se encuentra (Blanda)

Nivel Frático 2.00 m

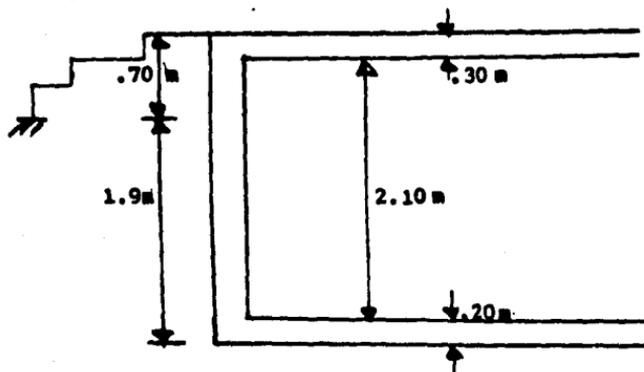
Peso volumétrico  $\gamma = 1.4 \text{ Ton-m}^2$ .

Además se supondrán:

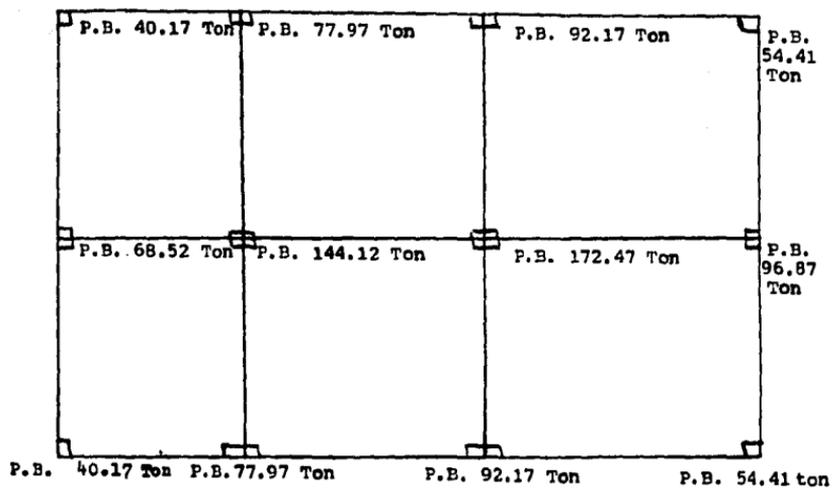
espesor de losa de arriba = 30 cm

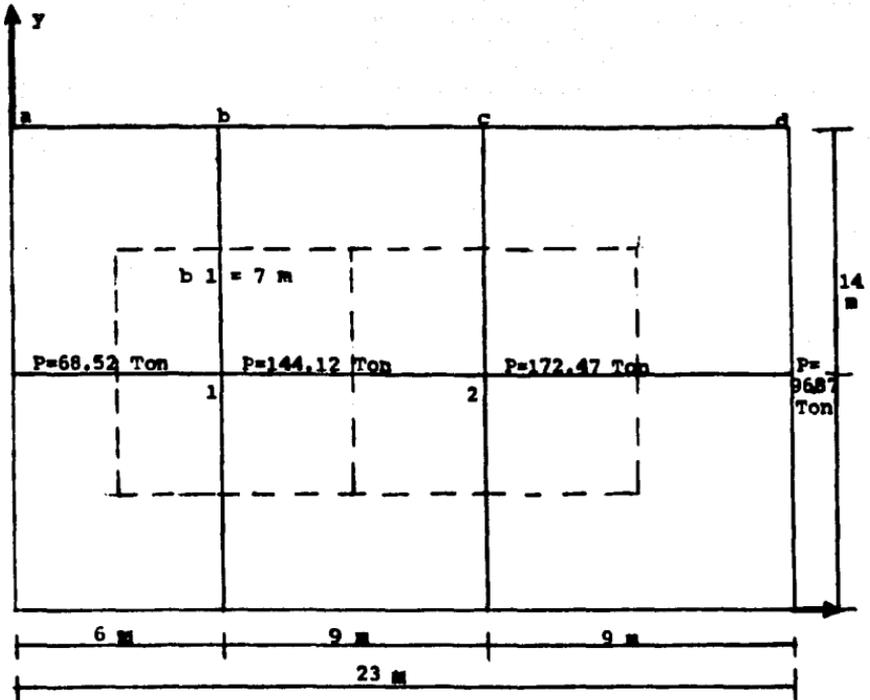
espesor de losa de abajo = 20 cm

De acuerdo a lo anterior se llegó al resultado de que se tendrán que escavar 1.90 m.



PESOS QUE DESCARGAN A LOS DIFERENTES NIVELES DEL  
E D I F I C I O 1





$$R_1 = 7 \times 7 \times 1.90 \times 1.4 = 130.34 \text{ Ton.}$$

$$144.12 - 130.34 = 13.78 \text{ Ton.}$$

$$R_x = \frac{13.78 \times 23}{37} = 8.56 \text{ Ton} \quad R_y = \frac{13.78 \times 14}{37} = 5.21 \text{ Ton}$$

$$R_2 = 8.5 \times 7 \times 1.90 \times 1.4 = 158.27 \text{ Ton}$$

$$172.47 - 158.27 = 14.20 \text{ Ton}$$

$$R_x = \frac{14.20 \times 23}{37} = 8.52 \text{ Ton}$$

$$R_y = \frac{14.20 \times 14}{37} = 5.37 \text{ Ton}$$

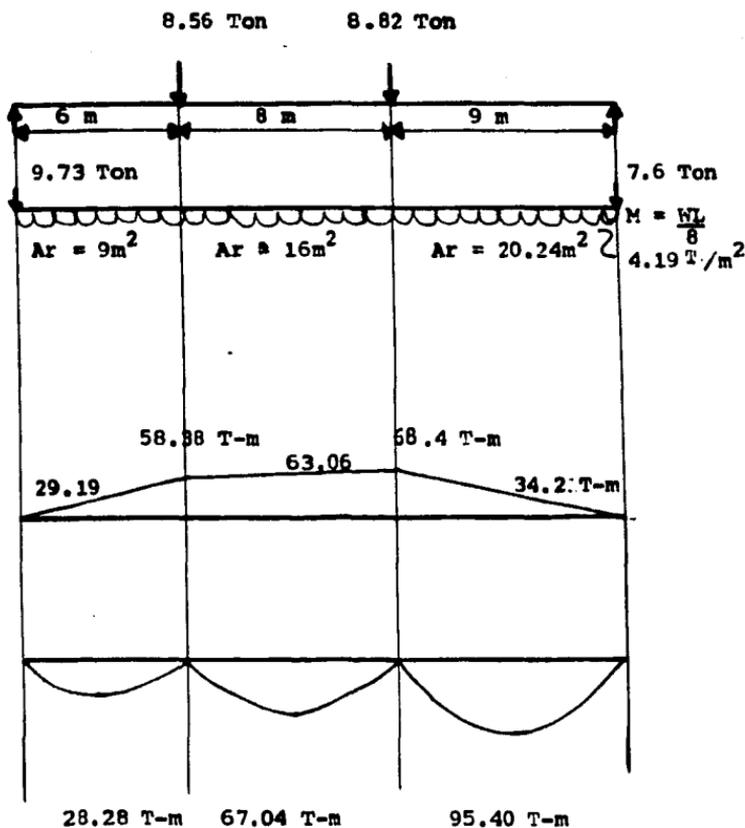
$Wt_{est} = 1011.42 + \text{Contratrabe} + \text{Losa de cimentación.}$

$\text{Contratrabe} = 0.9 \times .4 \times 125 = 45 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^2 = 108 \text{ Ton}$

$\text{Losa de cimentación} = 0.30 \times 322 = 96.6 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^2 = 231.84 \text{ Ton}$

$Wt = 1011.42 + 108 + 231.84 = 1351.26 \text{ Ton}$

$\text{Reacción del piso} = 1351.26 / 322 = 4.19 \text{ T/m}^2$



Tenemos los siguientes Momentos

0 0.91 58.38 3.98 68.4 61.2 0

## CAPITULO VI

### CALCULO DE UN EDIFICIO, CONSIDERANDO LA NUEVA TEORIA DEL SISTEMA A SALVO DE SISMOS.

#### PROCESO DE CALCULO.

Las obras que se han ejecutado en la ciudad de México, se --  
tienen que diseñar por ahora, con los coeficientes y normas  
que fija el reglamento en vigor expedido por el Departamento  
del Distrito Federal, aunque de acuerdo a las pruebas efectua  
das podría disminuirse considerablemente. Cálculos adiciona  
les para la colocación de los elementos deslizantes ó anti--  
friccionantes.

El cálculo de columnas, traveses y losas se hace en igual for  
ma que si se tratara de una estructura con cimentación liga  
da al suelo en la forma ordinaria.

La cimentación se diseña en igual forma que indican los méto  
dos convencionales en caso de zapatas aisladas, deben ligar  
se.

Por lo que se refiere a la ubicación de los elementos desli  
zantes, existen éstas posibilidades.

- 1) El apoyo entre la columna y las contratraveses de cimen  
tación.
- 2) Entre la losa de cimentación y las contratraveses.

Esta primera solución se emplea en terreno comprensible don  
de puede existir un posible aplastamiento del terreno natu  
ral y la losa y contratraveses.

La segunda solución se emplea en terrenos duros cuyas posibi  
lidades de deformación sean muy remotas.

Para la primera solución es necesario que la losa de planta  
baja tenga capacidad de soportar la carga de ese piso y los  
momentos que trasmite las columnas a ese piso.

Para la segunda solución se cuele la losa ó zapatas de cimen  
tación y entre éstos elementos y las contratraveses se colocan  
los elementos deslizantes que toman toda la carga de la es--

estructura.

Para los elementos deslizantes se han hecho pruebas para su dimensionamiento y se han estandarizado sus capacidades como sigue.

Con estas capacidades de 35 a 195 Tons., haciendo combinaciones, se colocan las unidades bajo la carga de cada columna - tomando en cuenta su posición y los efectos adicionales que producen por momentos y por esfuerzos cortantes en cada dado tanto el dado superior, columna ó dado inferior, contratrase ó zapata en su caso.

Es necesario en el cálculo incrementar los esfuerzos por la posibilidad de que en un momento dados los elementos deslizantes deban tener ajustes ó acomodos y los restantes tomen el total de la carga.

En el criterio del empleo de los elementos deslizantes es indispensable que la estructura y la cimentación queden ligadas únicamente por dichos elementos para que no se produzcan torsiones al venir el esfuerzo horizontal.

Es necesario que el movimiento relativo, horizontal, de la superestructura tenga limitaciones en su desplazamiento (10 cms. como máximo), ya que en los movimientos horizontales -- ocurridos en la ciudad no han pasado de 6 cms.

Estos limitadores se han diseñado en la siguiente forma.

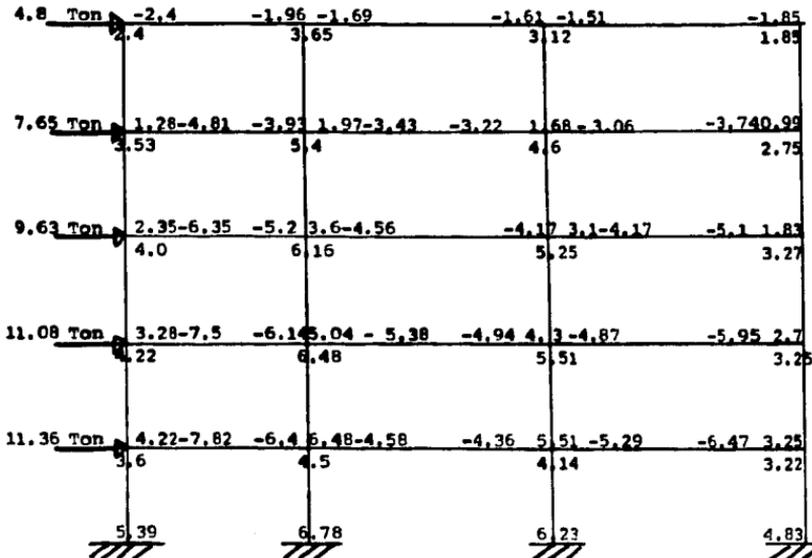
Se colocan elementos que trabajan y amortiguan los desplazamientos excesivos mencionados. Los tensores se ponen de acuerdo con la forma de la estructura y haciendo que en dos direcciones perpendiculares su centro de gravedad de reacción coincida con el centro de carga y de rigidez de la estructura.

Con el uso del Sistema a Salvo de Sismos, en teoría no será necesario calcular las estructuras para sismos, sin embargo, como las unidades de deslizamiento llegan a transmitir una pequeña fracción del movimiento, siempre deberá considerarse una leve aceleración horizontal, aunque solo sea una mínima fracción de 0.1 g., la cual debido a los estudios y a la experiencia se recomienda sea de 0.225 g, ó sea que se reduzcan a una cuarta parte las fuerzas horizontales.

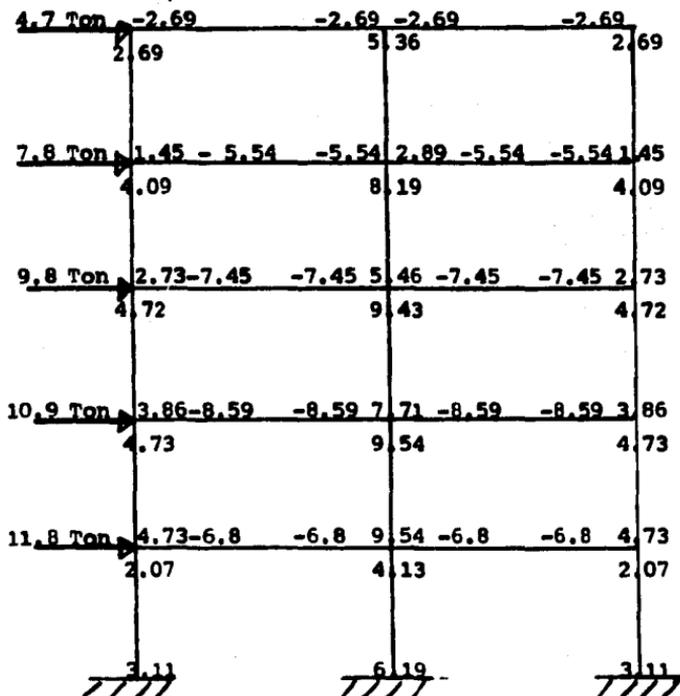
Se hará lo mismo que en el capítulo anterior.

Las cargas horizontales se analizarán por Bowman, descrito en el capítulo anterior, solo que reducidas una cuarta parte por lo que respecta a las cargas verticales, este análisis no sufre cambio alguno, por lo tanto se usará el mismo para los dos casos.

Análisis Horizontal para Marcos X. Y. Z.



## Análisis Horizontal para Marcos a, b, c, d.

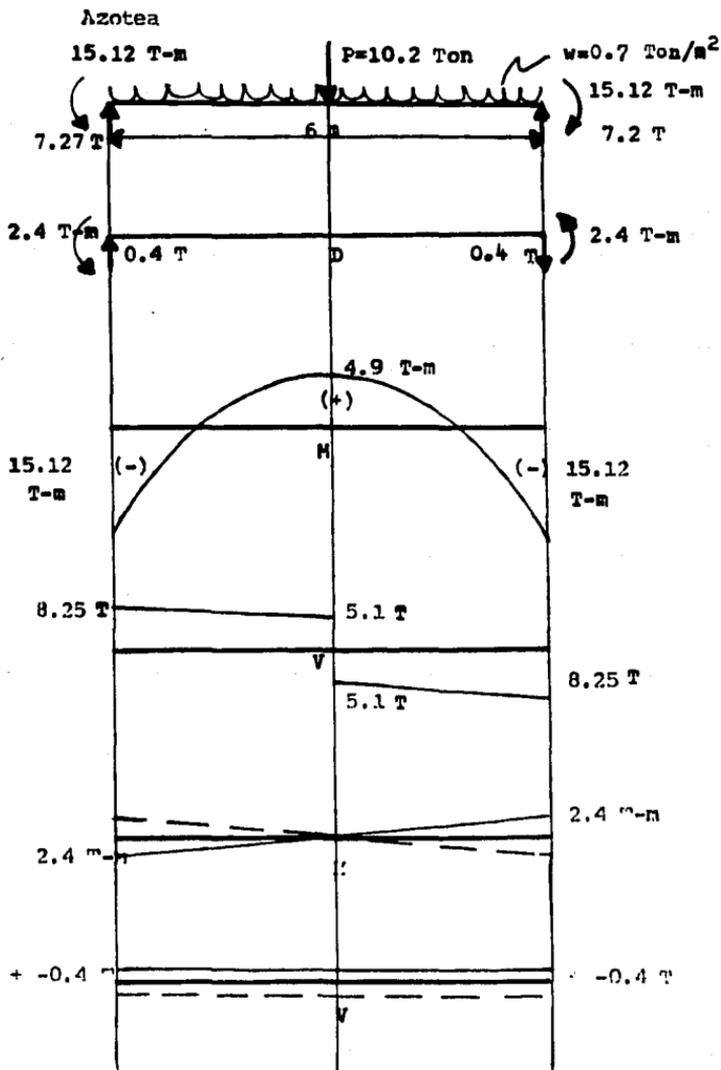


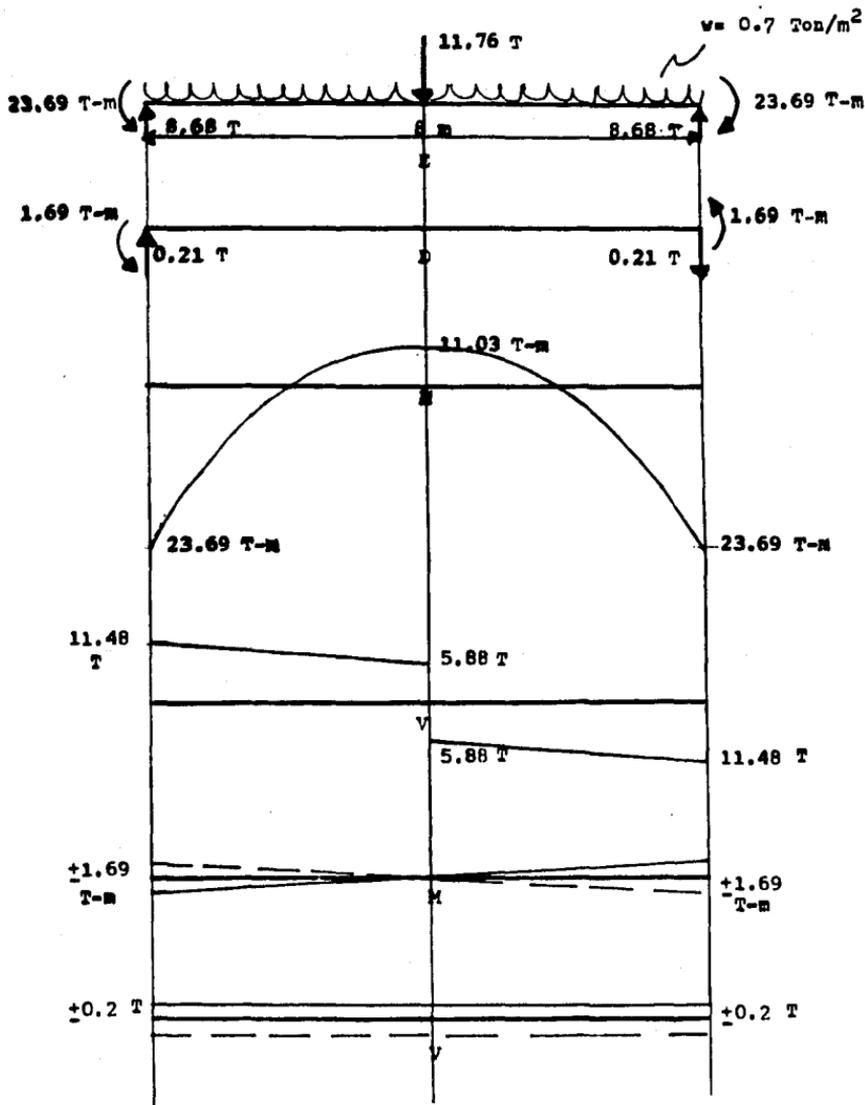
Ahora sumaremos los efectos Dinámico-Bowman y Estático-Cross, para así llegar al estado final de los Marcos.

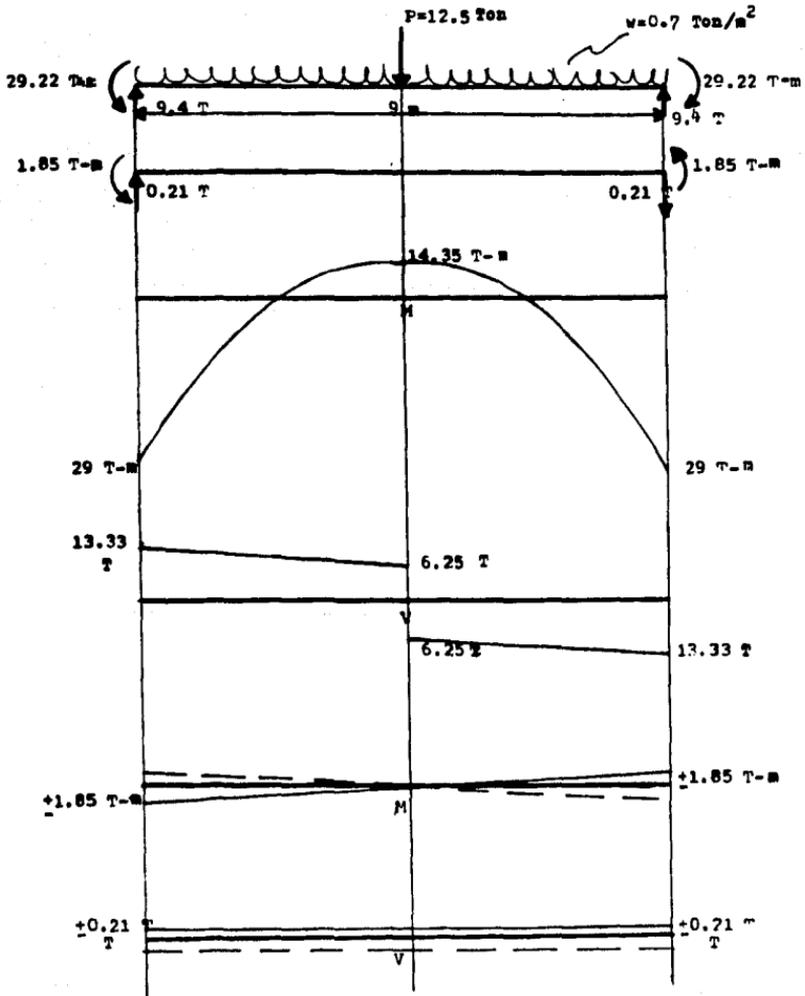
Se analizará el Marco Y por ser este el más desfavorable en el sentido "x".

Como expusimos anteriormente, solo cambian las cargas dinámicas, por lo tanto, en este capítulo solo incluiremos el estado dinámico, ya que el estático se encuentra en el capítulo anterior.

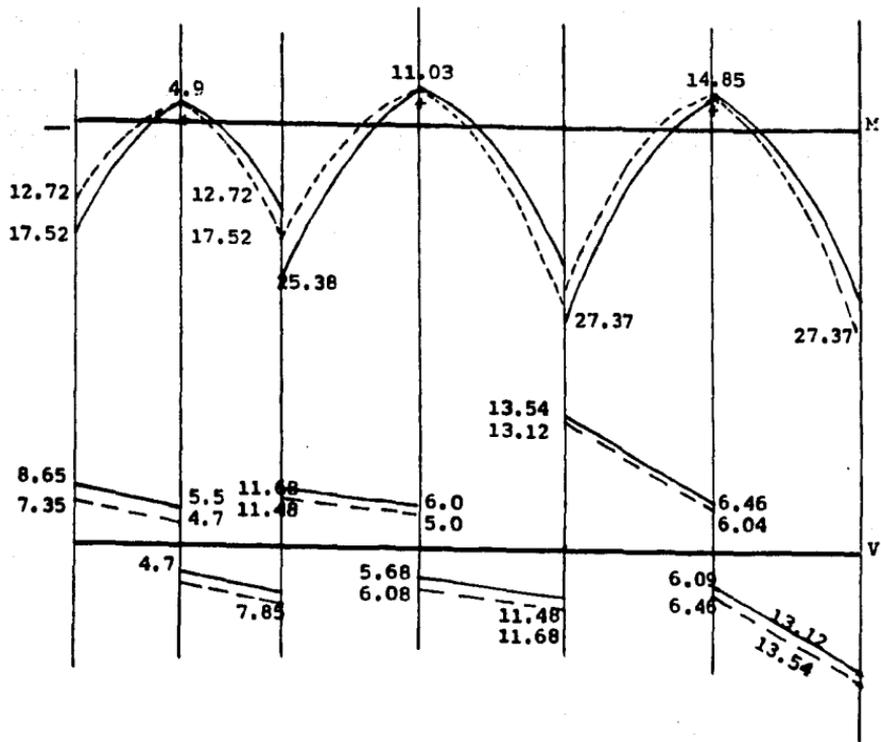
### Superposición de Efectos Dinámico y Estático.

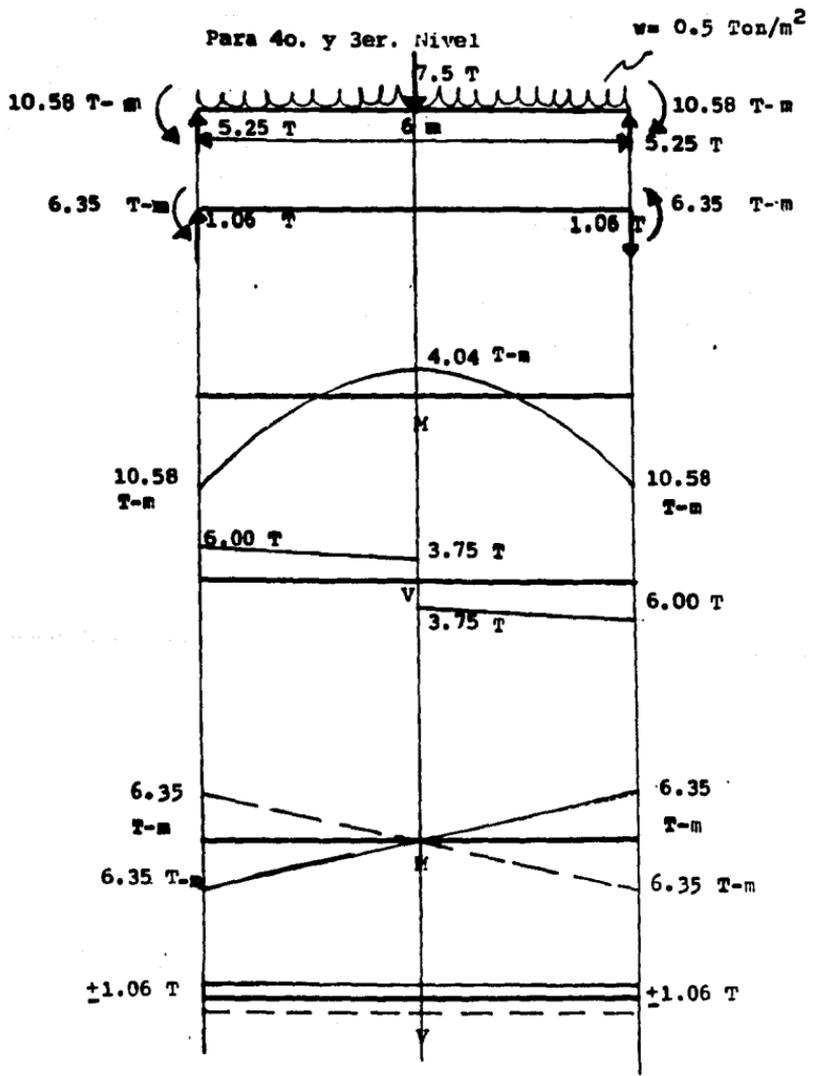


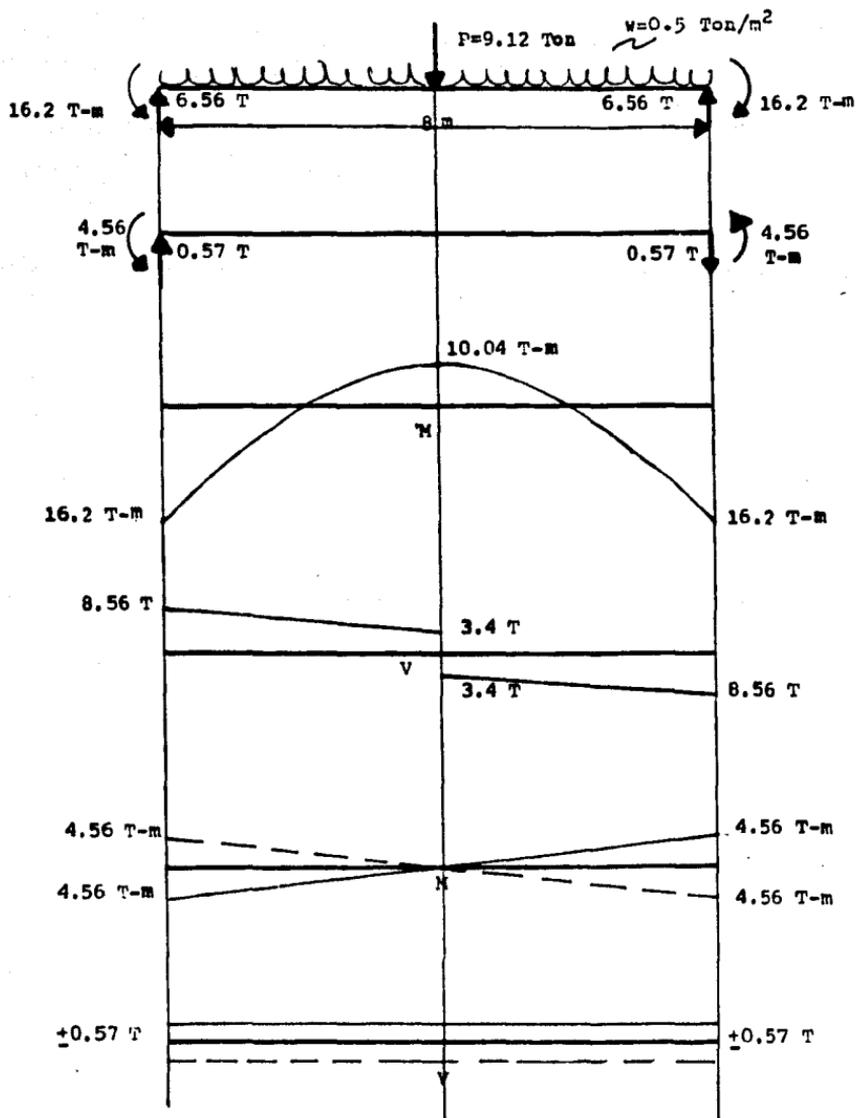


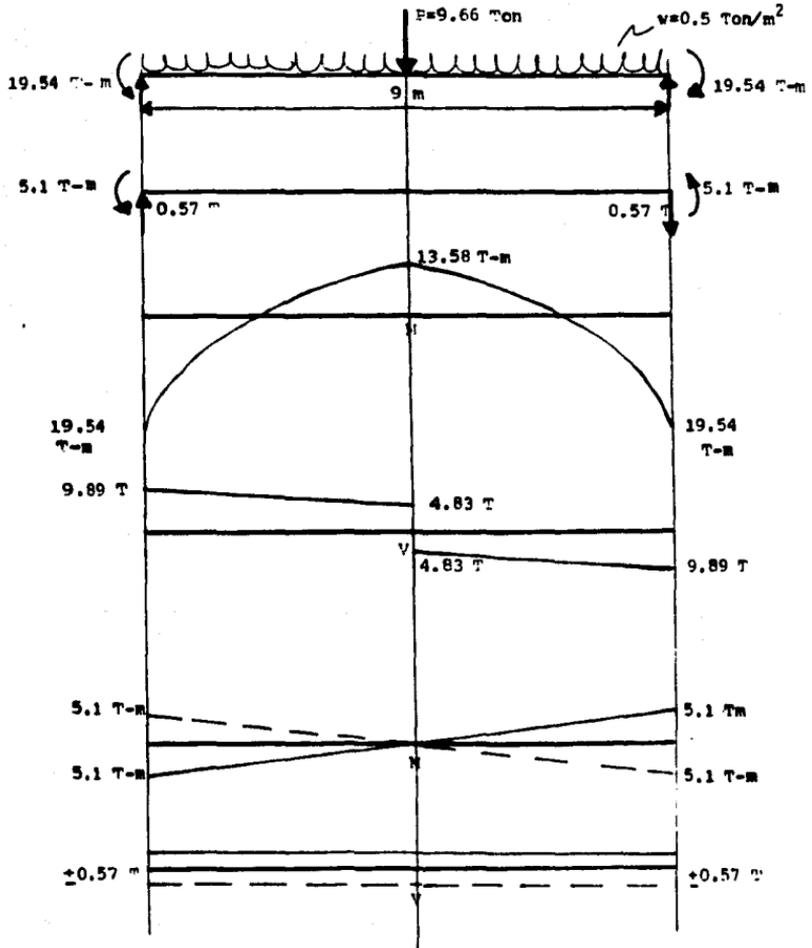


Momentos y Cortantes de Azotea

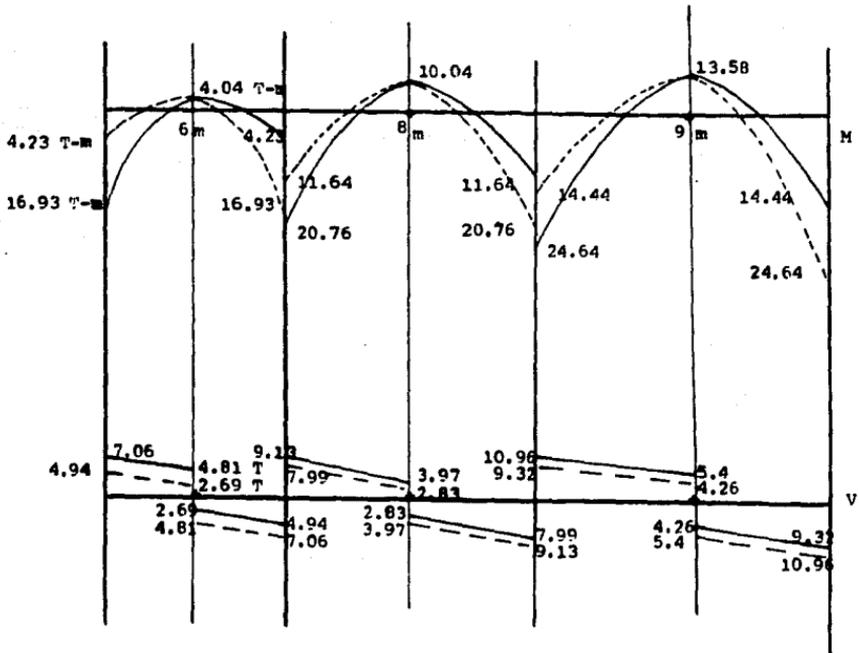


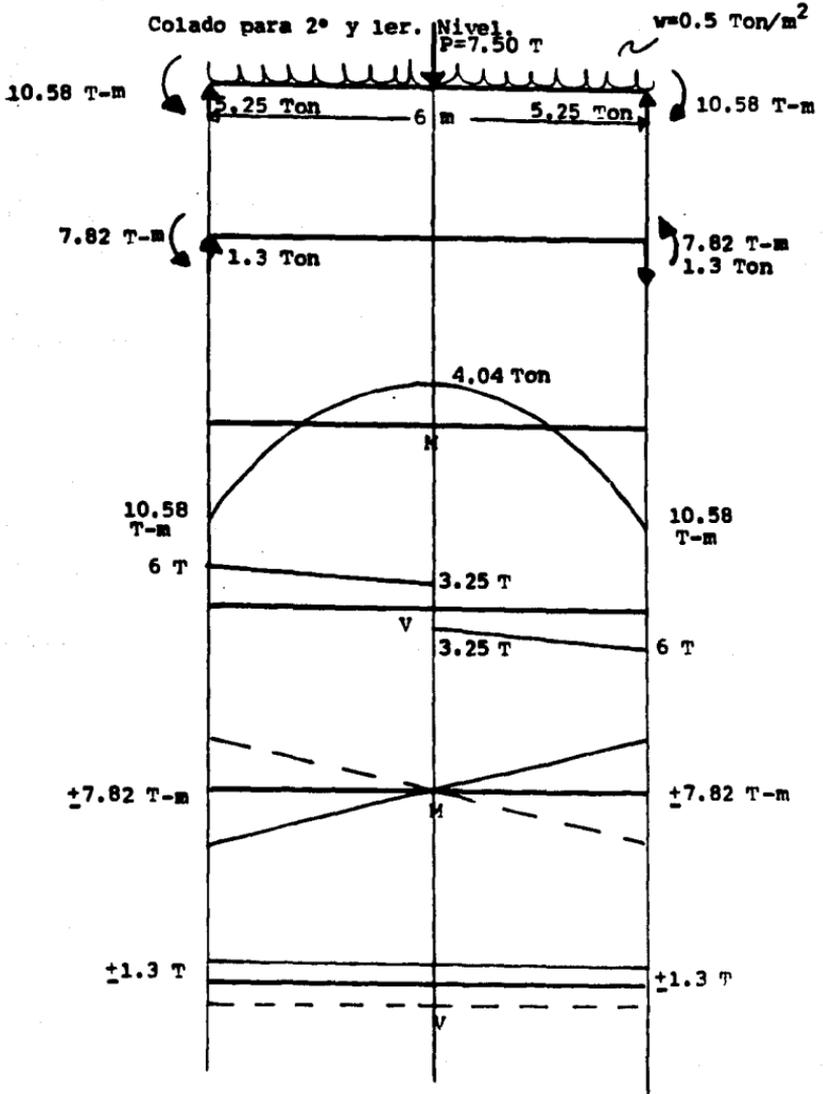




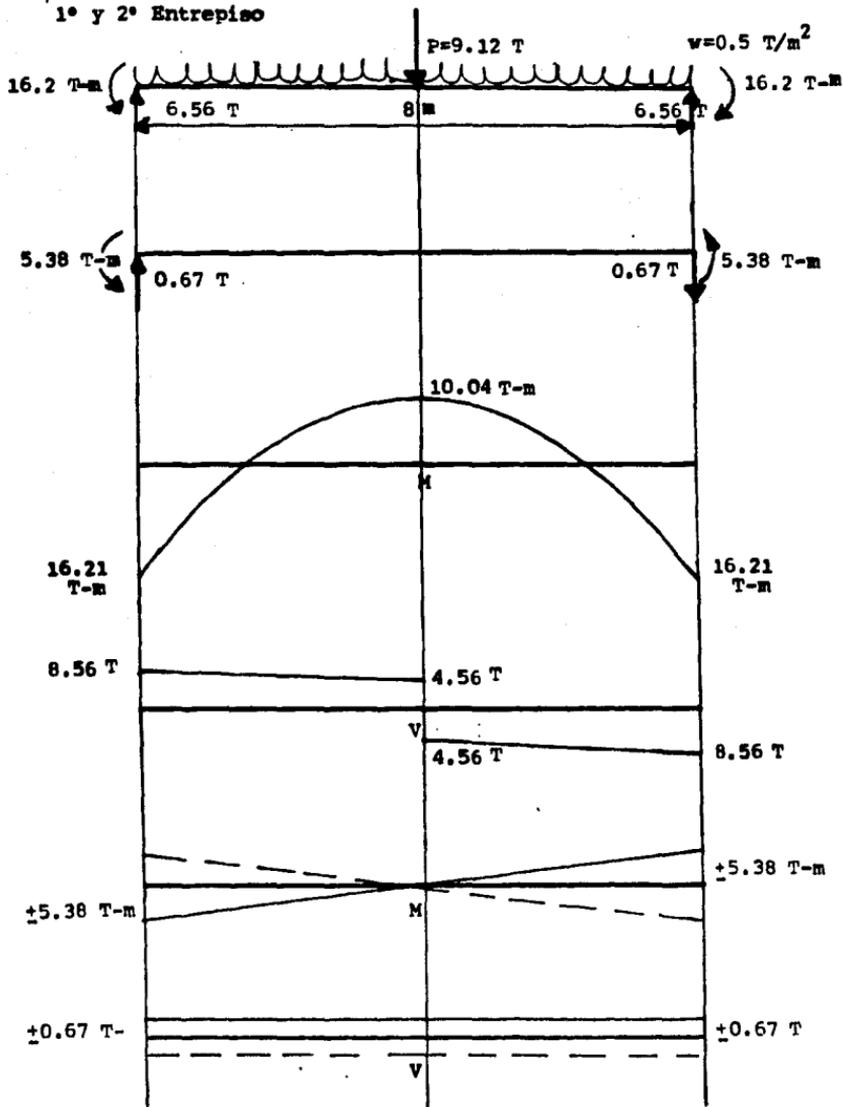


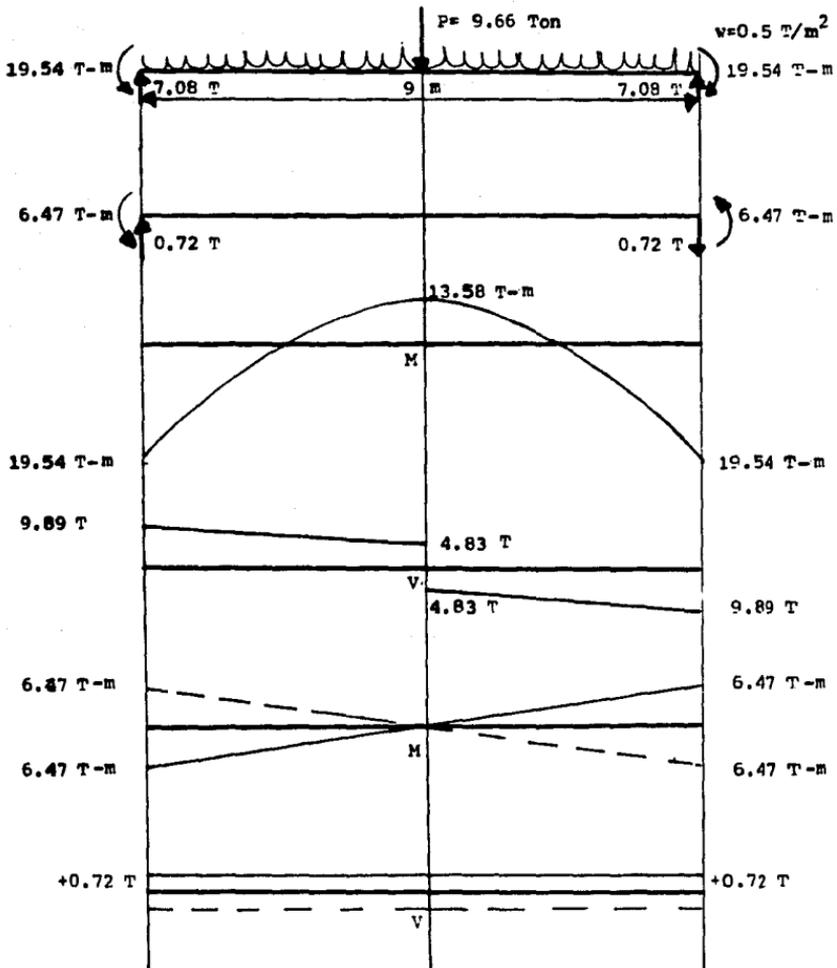
## Momentos y Cortantes de 4° y 3er. Nivel



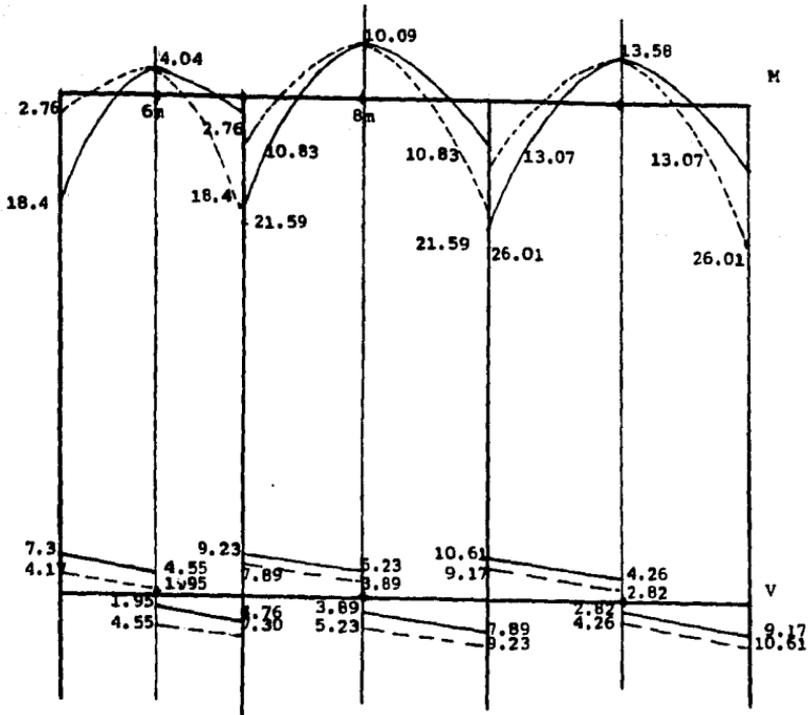


1° y 2° Entrepiso



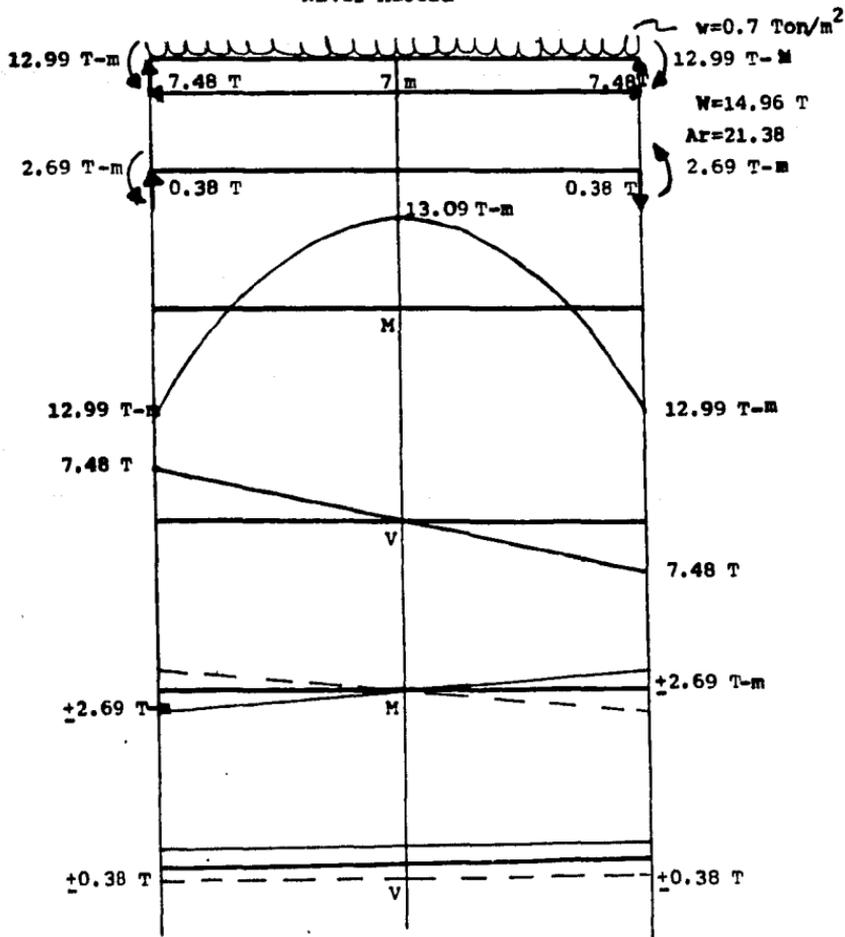


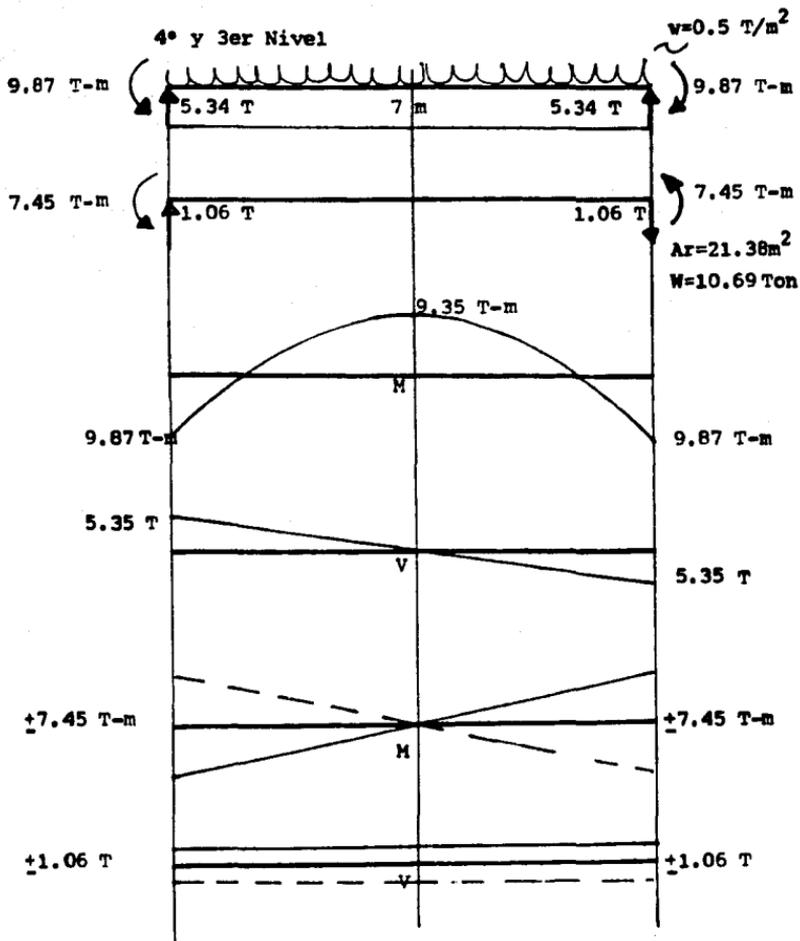
Momentos y Cortantes para 2º y 1er. Nivel

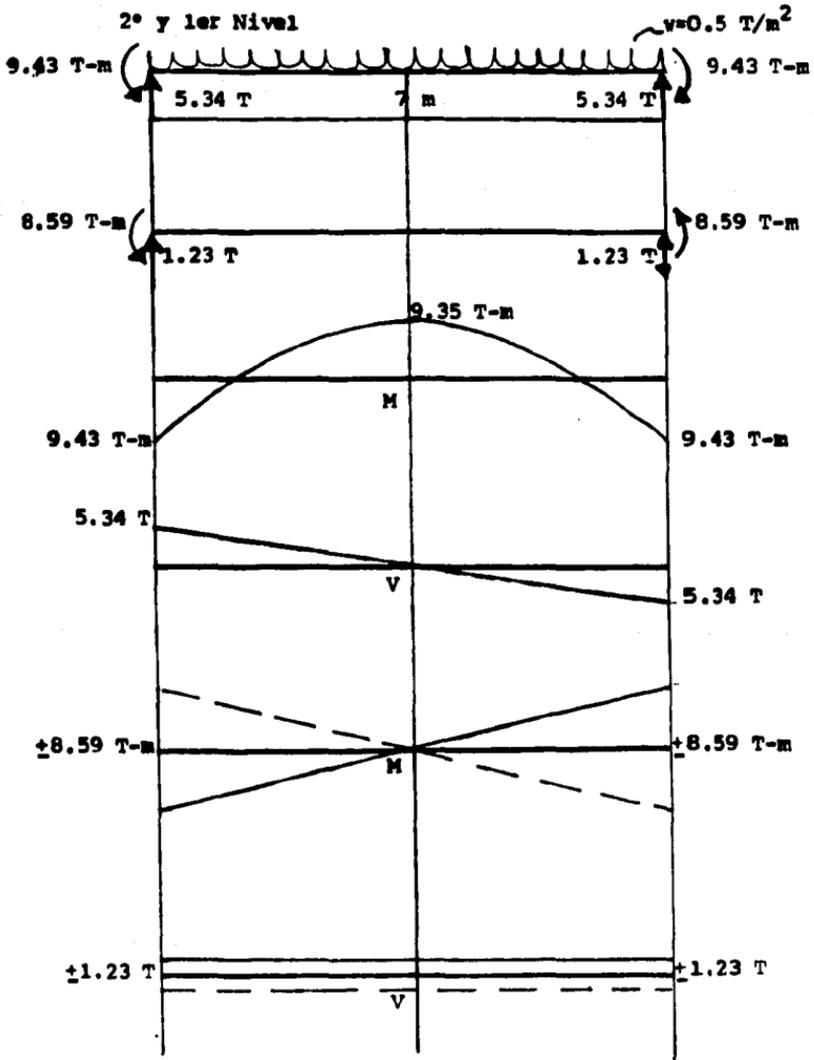


En el sentido "y", se analizará el Marco C por ser éste el más desfavorable; como ya se sabe solo cambia el estado dinámico,

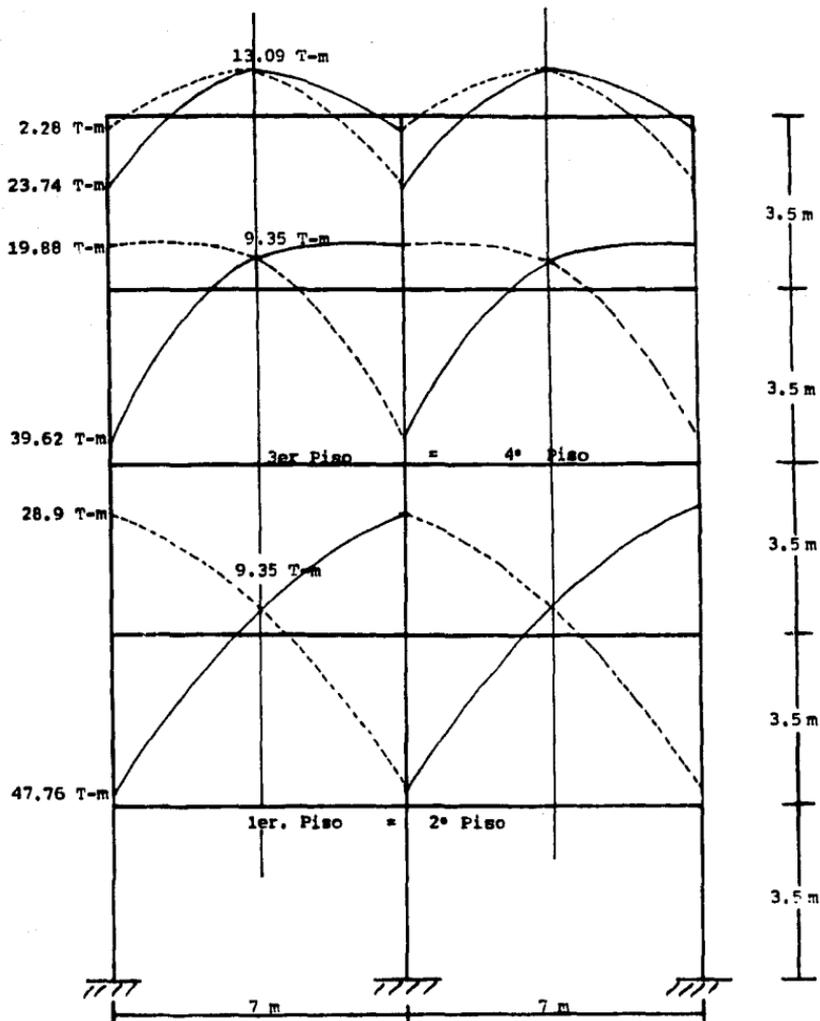
Nivel Azotea



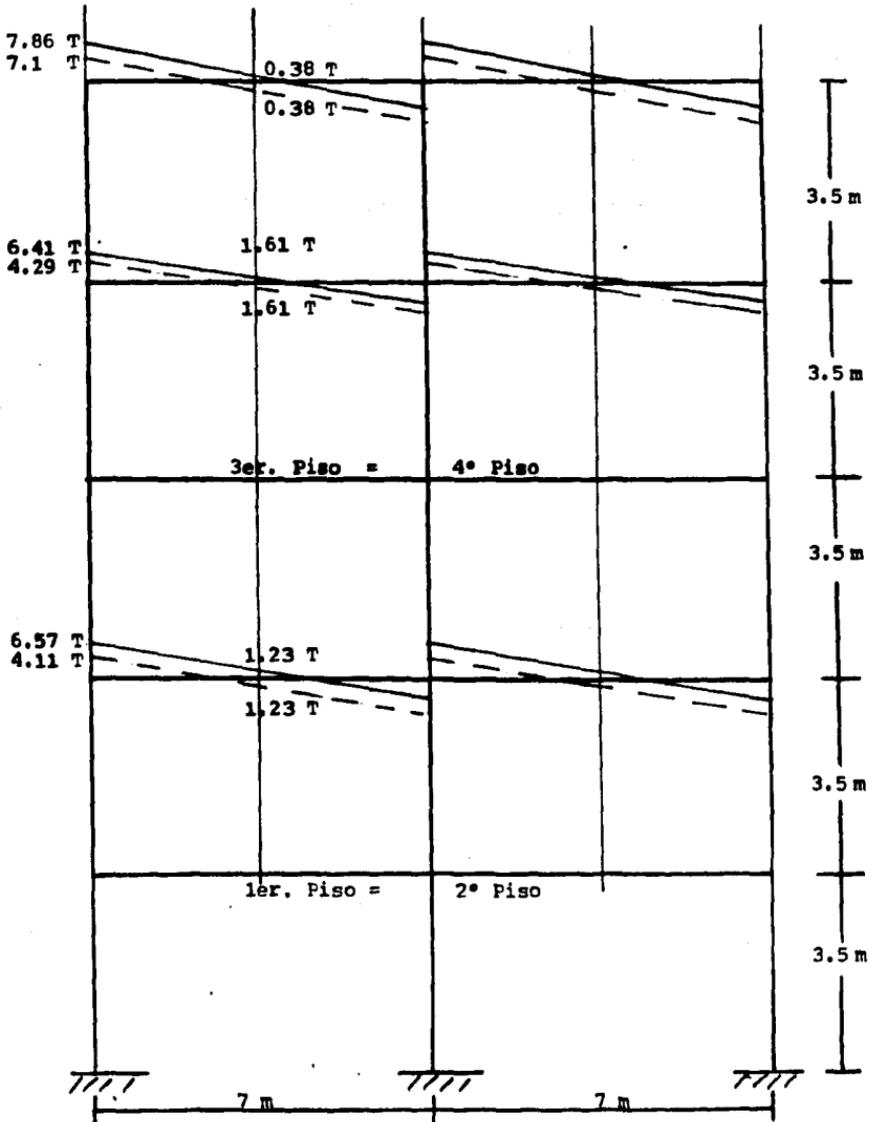




## Resumen de Momentos



## Resumen de Cortantes



### Cálculo de Columnas:

En este análisis no tengo restricciones por desplazamientos elásticos que fue lo que restringió las secciones de trabes y columnas en el análisis anterior.

En este caso los desplazamientos que puedan llegar a ocurrir ya están previstos por el cajón de la cimentación, que son 10 cm. más, y en caso de un giro por los tensores, por lo tanto las secciones de las columnas pueden reducirse en tanto cumplan con las especificaciones.

De acuerdo a lo anterior las diferentes columnas quedarán:

Se tendrá una carga de  $0.7 \text{ Ton/m}^2$  en azotea y  $0.5 \text{ Ton/m}^2$  en entresijos.

La columna más desfavorable para el 5° entresijo y exterior es la del Marco Y9a).

Sección  $h = 3.10\text{m}$   $b = t = 30\text{cm}$ .  $d = 25\text{cm}$ .

$P = 7 \times 3 \times 0.7 = 14.7 \text{ Ton}$ .

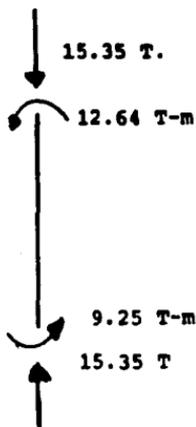
$\text{popo} = (.30) (.30) (2.4) (3.00) = 0.65 \text{ Ton}$ .

$P_t = 14.7 + 0.65 = 15.35 \text{ Ton}$ .

$M \text{ arriba} = 8.33c + 1.91c + 2.4B = 12.64 \text{ T-m}$ .

$M \text{ abajo} = 3.81c + 4.16c + 1.28B = 9.25 \text{ T-m}$

El estado final de la columna será:



La columna del 5° entrepiso interior será la del Marco c(y)

Sección  $h=3.10m$   $b=t=30cm.$   $d=25cm.$

$P= (4 + 4.5)(7)(0.7) = 41.65 \text{ Ton.}$

$popo= (.30)(.30)(2.4)(3.00) = 0.648 \text{ Ton.}$

$Pt= 41.65 + 0.648 = 42.3 \text{ Ton.}$

$M \text{ arriba} = 2.89B = 2.89 \text{ T-m}$

$M \text{ abajo} = 2.89B = 2.89 \text{ T-m}$

El estado final será:

La columna del 1er. entrepiso exterior será Marco y(a)

Sección  $h=3.10m$   $b=t=30cm.$   $d=25cm.$

$P= 7 \times 3 \times 0.7 + (7 \times 3 \times 0.5 \times 4) = 56.7 \text{ Ton.}$

$Pt= 56.7 + 0.648 = 57.35 \text{ Ton.}$

$M \text{ arriba} = 4.01c + 2.00c + 3.6B = 9.61 \text{ T-m}$

$M \text{ abajo} = 2.00c + 5.39B = 7.39 \text{ T-m}$

Finalmente quedará:

La columna del 1er. entrepiso interior será Marco c(y)

Sección  $h=3.10$   $b=t=30cm.$   $d=25cm.$

$P= (4 + 4.5)(7)(0.7) + (4 + 4.5)(7)(0.5)(4) = 160.65 \text{ Ton.}$

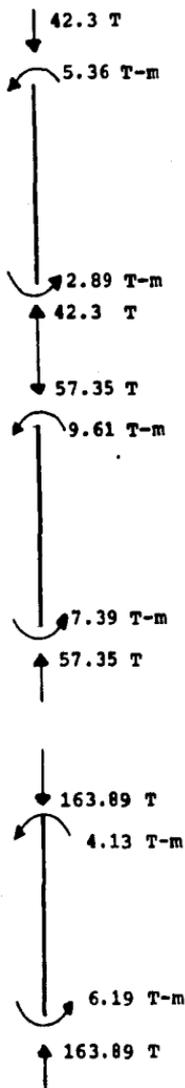
$popo= (0.30)(0.30)(2.4)(3.00)(5) = 3.24 \text{ Ton.}$

$Pt= 160.65 + 3.24 = 163.89 \text{ Ton.}$

$M \text{ arriba} = 4.13B = 4.13 \text{ T-m}$

$M \text{ abajo} = 6.19B = 6.19 \text{ T-m}$

Finalmente la columna quedará:



CAPITULO VII  
Cálculo de la Cimentación

La cimentación será igual que en el Capítulo anterior totalmente compensada. En este caso de acuerdo a los datos de:

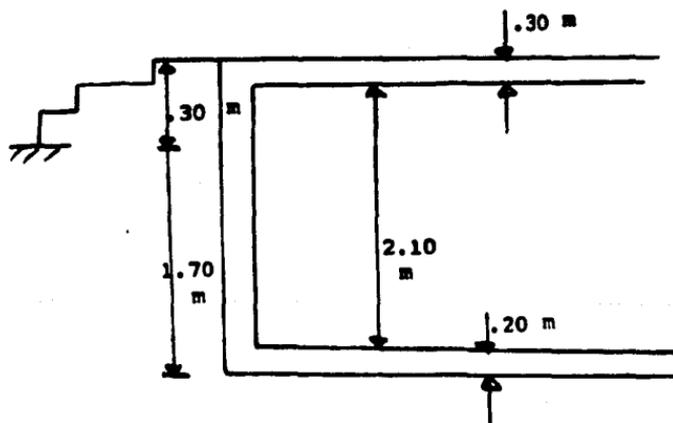
Zona donde se encuentra (Blanda) - Nivel Freático 2.00m.

Peso volumétrico  $\gamma = 1.4 \text{ Ton-m}^3$

Además se supondrán: espesor de losa de arriba = 30 cm.

                                  espesor de losa de abajo = 20 cm.

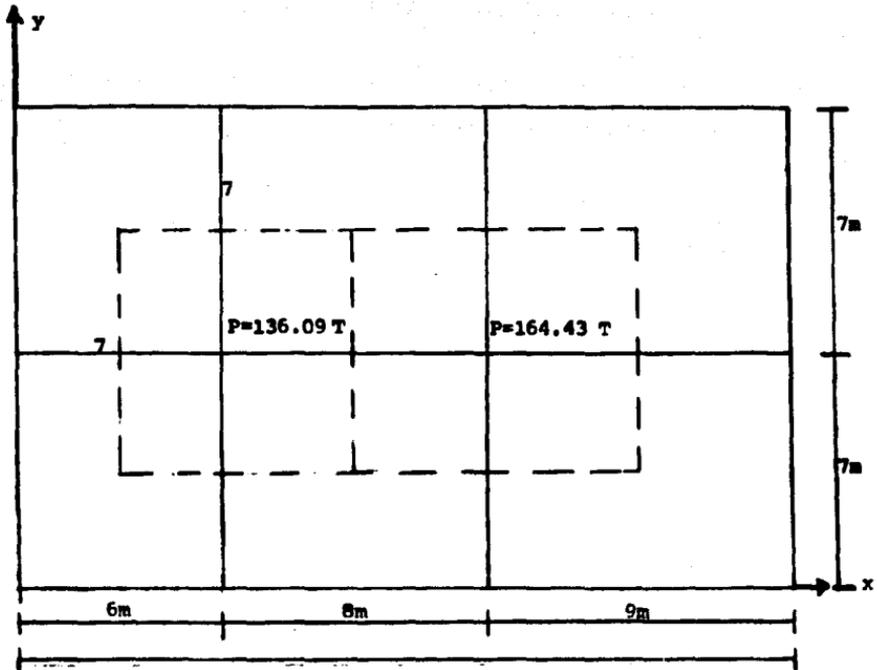
De acuerdo a lo anterior se llega al resultado de que excavarán 1.70 m.



**Pesos que descargan a los diferentes niveles  
del Edificio con S.S.S.**

P.B.=32.13 Ton	P.B.=69.93 Ton	P.B.=84.11 Ton
P.B.=60.48 Ton	P.B.=136.08 Ton	P.B.=164.43 Ton
32.13 Ton	69.93 Ton	84.11 Ton

**Lo que se está ahorrando por descarga de columna  
es 8.04 Ton.**



$$R1 = 7 \times 7 \times 1.70 \times 1.4 = 116.62 \text{ Ton}$$

$$136.09 - 116.62 = 19.47 \text{ Ton}$$

$$R_x = \frac{19.47 \times 23}{37} = 12.10 \text{ Ton}$$

$$R_y = \frac{19.47 \times 14}{37} = 7.36 \text{ Ton}$$

$$R2 = 8.5 \times 7 \times 1.70 \times 1.4 = 141.61 \text{ Ton}$$

$$164.43 - 141.61 = 22.82 \text{ Ton}$$

$$R_x = \frac{22.82 \times 23}{37} = 14.19 \text{ Ton}$$

$$R_y = \frac{22.82 \times 14}{37} = 8.63 \text{ Ton}$$

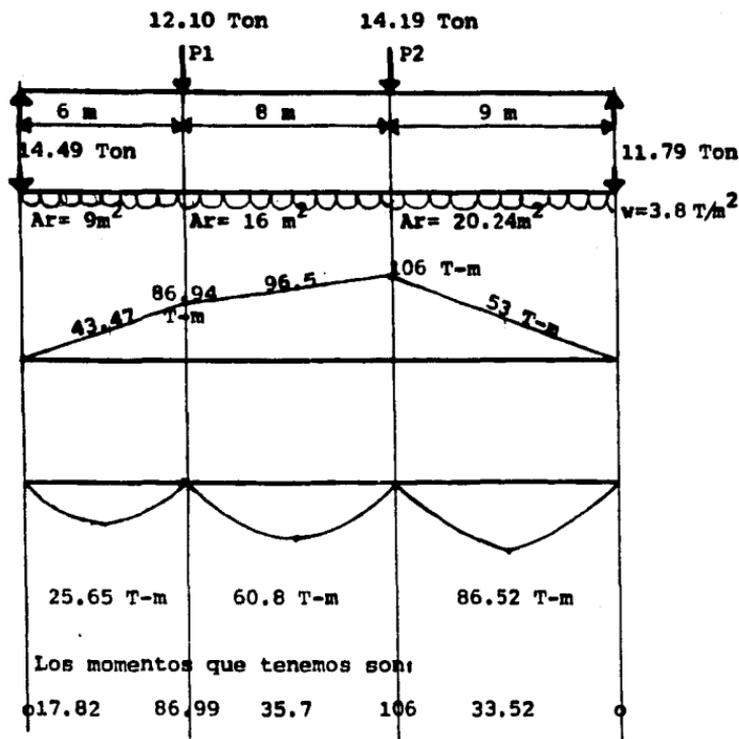
Wt est = 915 Tons + Contratrabe + Losa

Contratrabe  $0.80 \times 0.3 \times 125 = 30\text{m}^3 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 72 \text{ Ton}$   
 Losa de

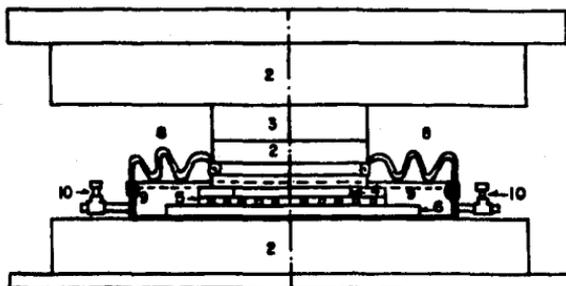
Cimentación  $0.30 \times 322 = 96.6\text{m}^3 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 231.84 \text{ Ton}$

WT =  $915 + 72 + 231.84 = 1218.84 \text{ Ton}$

Reacción del piso =  $1218.84/322 = 3.8 \text{ T/m}^2$

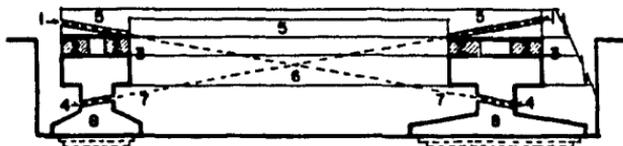


## UNIDAD ASISMICA



- 1.-TRABE DE CIMENTACION
- 2.-PRECOLADO
- 3.-MADERA
- 4.-PLACA DE ACERO SUPERIOR
- 5.-BALAS

- 6.-PLACA DE ACERO INFERIOR
- 7.-LOSA DE CIMENTACION
- 8.-CUBIERTA ELASTICA DE LA CHAROLA
- 9.-CHAROLA
- 10.-VALVULA

LOCALIZACION DE LOS ESPACIOS  
PARA LOS ELEMENTOS ASISMICO

- 1.-ELEMENTO FIJO
- 2.-PRECOLADO
- 3.-TRIPLAY 3MM
- 4.-ELEMENTO MOVIL

- 5.-TRABES Y LOSAS DE PLANTA BAJA
- 6.-CADENA DE LIGA A NIVEL DEL TERRENO
- 7.-TENSORES
- 8.-CIMENTACION

Ahora hablaremos de los elementos deslizantes y los tensores. Para los elementos deslizantes se han hecho pruebas para su dimensionamiento y se han estandarizado sus dimensiones; existen de 35T. a 195T.

Con estas capacidades se hacen combinaciones y se colocan las unidades bajo la carga de cada columna tomando en cuenta su posición y los efectos adicionales que producen por momentos y por esfuerzos cortantes en cada dado, tanto el dado superior, columna ó dado inferior, contratrabes ó zapata en su caso.

Es necesario en el cálculo incrementar los esfuerzos por la posibilidad de que en momento dado, los elementos deslizantes deban tener ajustes ó acomodos y los restantes tomen el total de la carga.

En el criterio del empleo de los elementos deslizantes, es indispensable que la estructura y la cimentación queden ligadas únicamente por dichos elementos para que no se produzcan torsiones al venir el esfuerzo horizontal.

Es necesario que el movimiento relativo horizontal, de la su perestructura tenga limitaciones en su desplazamiento (10 cm. como máximo), ya que en los movimientos horizontales ocurridos en la ciudad, no han pasado de 6 cm.; éstos limitadores se han diseñado en la siguiente forma:

Se colocan elementos que trabajan y amortiguan los desplazamientos excesivos mencionados. Los tensores se ponen de acuerdo con la forma de la estructura y haciendo que en 2 direcciones perpendiculares, su centro de gravedad de reacción coincida con el centro de carga y de rigidez de la estructura.

## CAPITULO VIII

Las conclusiones las sacaremos al comparar los Momentos y las Cortantes de Cálculo y del dimensionamiento de:

Trabes 4 columnas 1 eje de zapata.

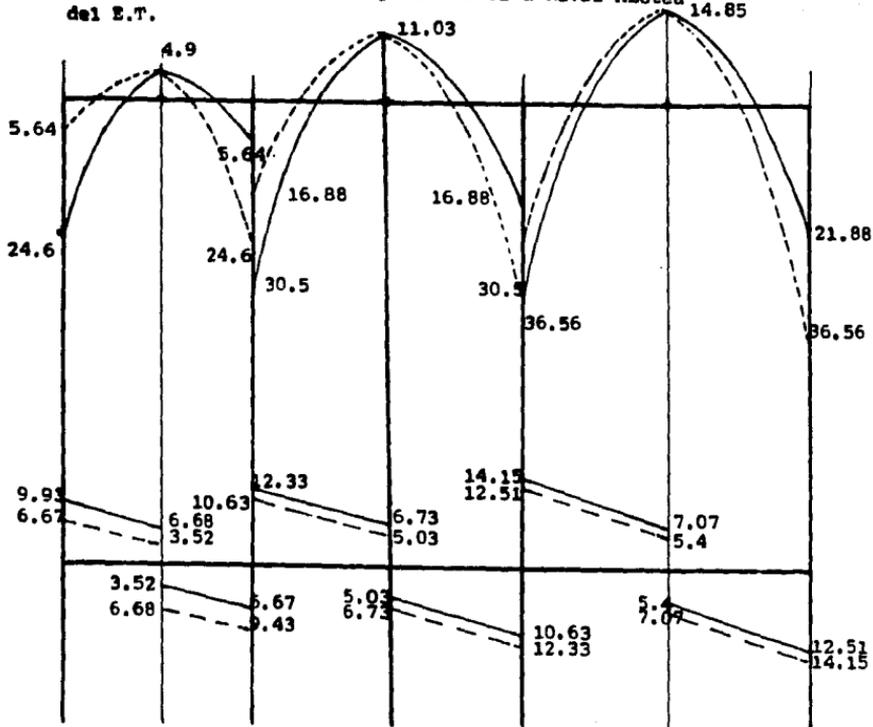
De esta manera se podrá observar el ahorro que se tiene en -  
cuanto a Concreto y en cuanto a Acero.

Comparemos:

El estado final de los Marcos sera:

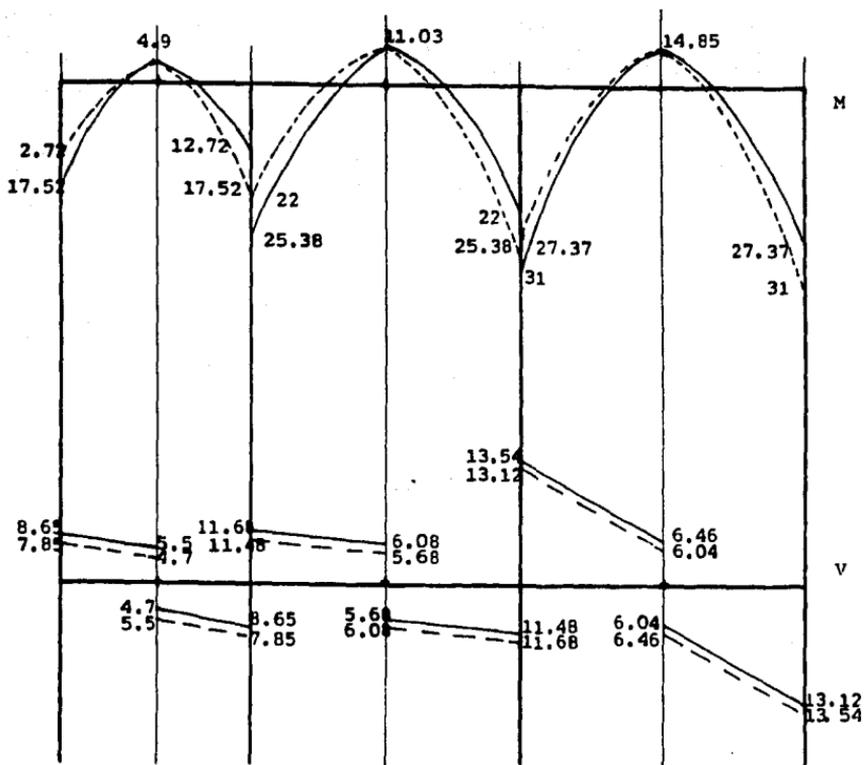
Momentos y Cortantes a Nivel Azotea

del E.T.



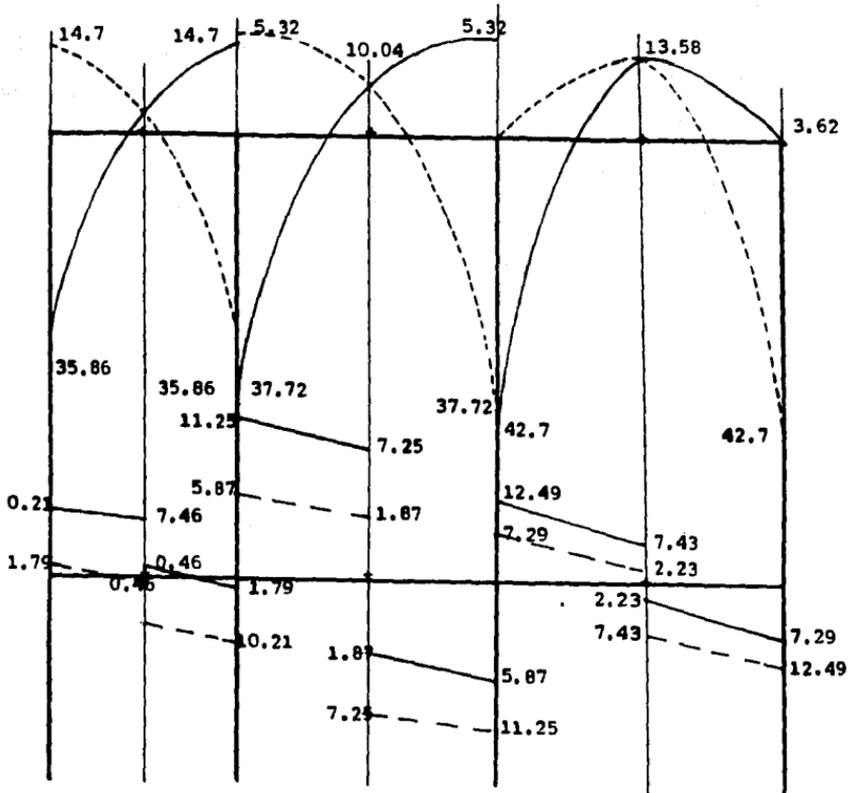
## Nivel Azotea

del E. con S.S.S.



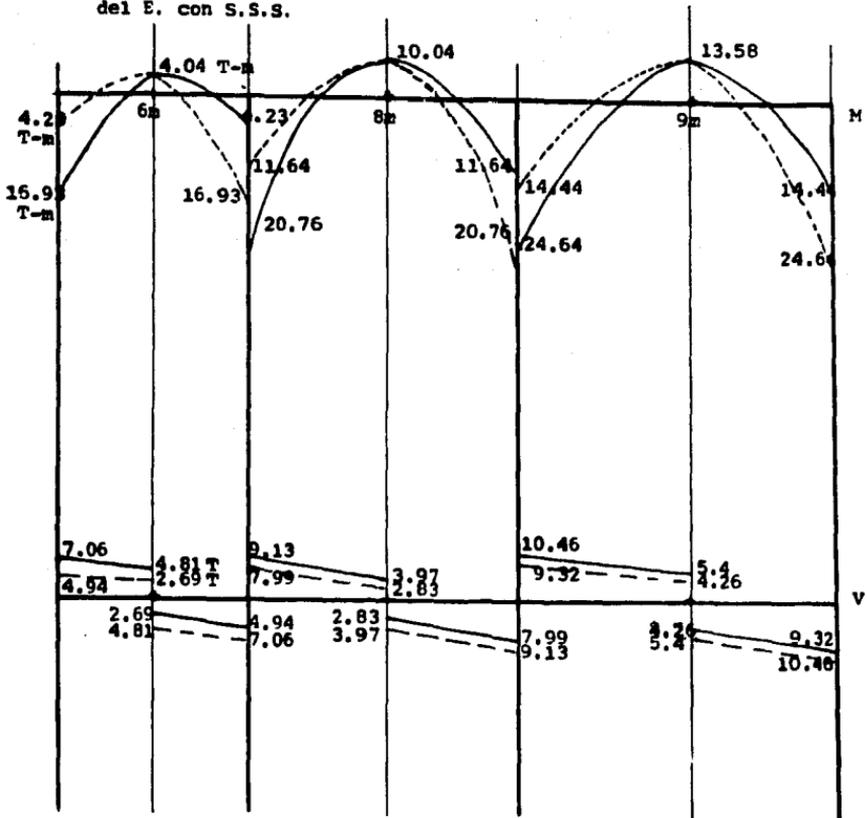
Momentos y Cortantes de los Niveles 4° y 3°

del E.T.

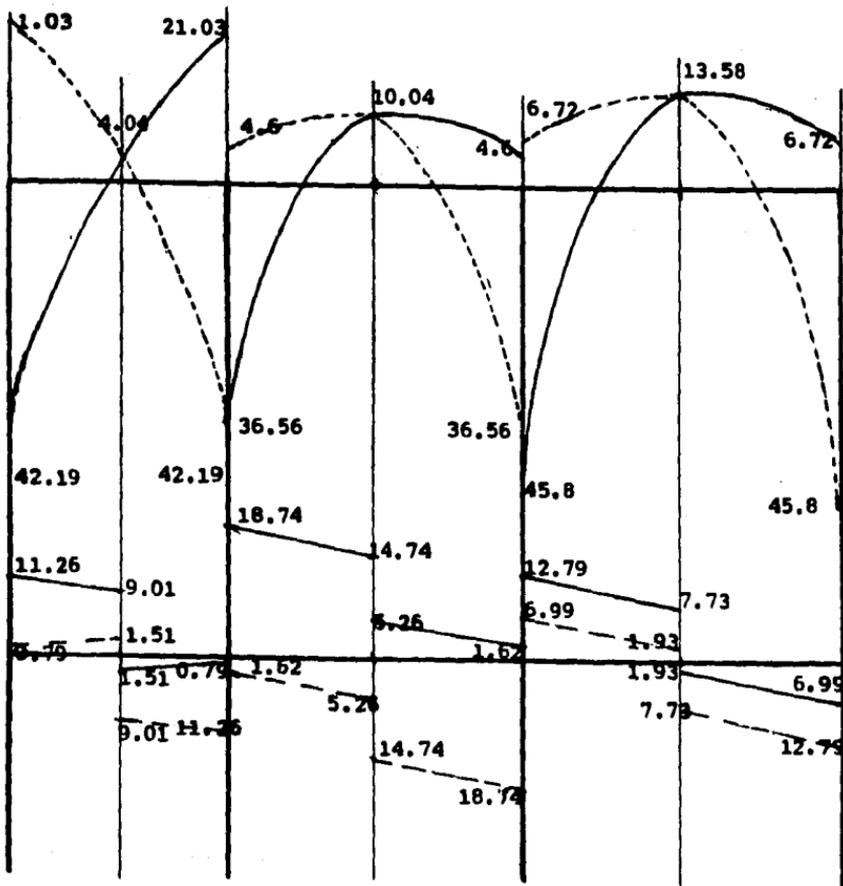


Armado para 4° y 3° Nivel

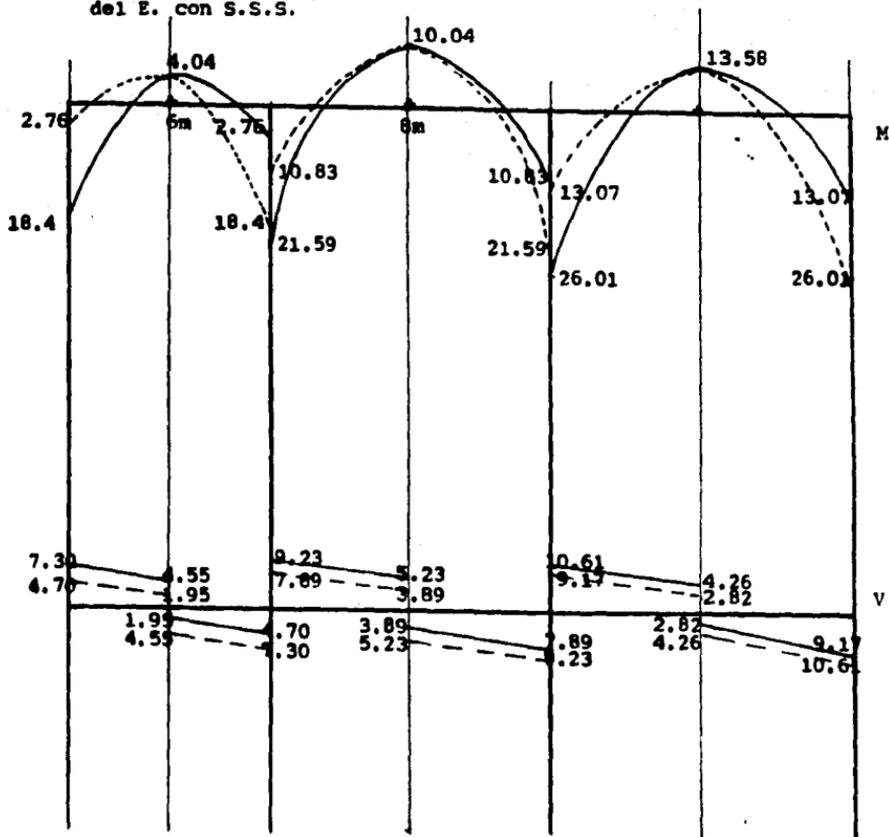
del E. con S.S.S.



Momentos y Cortantes para 2o. y 1er. Entrepisos del E.T.



Armado para 2o. y 1er Entrepiso  
del E. con S.S.S.



El método que se utilizó fue el plástico, y de acuerdo a esto tenemos tablas en el apéndice (1) nos servirán para este fin.

Se analizarán primero los Marcos X, Y, y Z.

Los momentos que analizaremos lo serán los de ; para el tramo de 6m. Azotea- Edificio tradicional.

$$M_r = 24.6 \text{ Ton-m.}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Tablas

$$K_u = 0.06581$$

$$p = 0.0214$$

$$M_u = k_u b d^2 = (0.06581) (30) (45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$$M_r = 2460 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto pasa y solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214) (30) (45) = 28.89 \text{ cm}^2.$$

$$(p-p')_{\min} = 0.85 \leq f'c / f_y \quad (6117 / 6117 - f_y) \quad (d' / d) =$$

$$= \frac{(0.85) (0.85) (281)}{4200} \quad \frac{6117}{6117 - 4200} \quad \frac{5}{45} = 0.017$$

$$(p-p') = \frac{p b d}{h b} = \frac{28.89}{(50)(30)} = 0.019 \quad 0.017$$

En cuanto al Cortante:

Para el tramo de 6m.

$$V_u = 9.83 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 9830 \text{ kg.} = 6.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V_u}{b d} = \frac{9830}{(30)(50)}$$

$$v_c = 0.50 F_c \quad f'c = (0.50) (0.90) 281 = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

$v_c > v$  por lo tanto no necesita armado a tensión diagonal y se colocará solo por especificación.

Ahora para el tramo de 8 m.

$$M_r = 30.5 \text{ Ton-m}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Tablas

$$K_u = 0.06581$$

$$p = 0.0214$$

$$M_u = k_u b d^2 = (0.06581) (30) (45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión

$$A_s = p b d = (0.0214) (30) (45) = 28.89 \text{ cm}^2$$

$$(p-p')_{\min} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 \quad 0.017$$

ahora en cuanto a su cortante.

$V_u = 12.33 \text{ Ton.}$

$V_u = 1233 \text{ kg.}$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12330}{(30)(50)} = 8.22 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = 0.050 F_c \sqrt{f'c} = (0.50)(0.95) \sqrt{281} = 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

$v_c < v_u$  por lo tanto necesita armado a tensión diagonal

$$v'u = 8.22 - 7.54 = 0.68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_{test} = (v'u)bd = (0.68)(30)(45) = 918 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} = 0.795 bd \sqrt{f'c} \beta = 0.795 (30)(45) \sqrt{281} (0.9) = 16191.85 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} > V_{test} \checkmark$$

$$A_v = \frac{V_{test}}{\beta f_y} = \frac{918}{(0.9)(94200)} = 0.24$$

$$A_v adm = \frac{0.795 bd \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.795 (30)(45) \sqrt{281}}{4200} = 4.2$$

$$A_v \neq A_v adm \checkmark \quad \text{suponiendo } \# 3$$

$$S = \frac{\beta A_v f_y d}{V_{test}} = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{918} = 264.23 \text{ cm.}$$

pero S máximo =  $\frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$  por lo tanto será  $s = \# 3 @ 20 \text{ cm.}$

Ahora para el tramo de 9m.

$M_r = 36.56 \text{ Ton-m}$

$h = 50 \text{ cm}$

Tablas

$K_u = 0.06581$

$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$d = 45 \text{ cm}$

$p = 0.0214$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 30 \text{ cm}$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  - por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2.$$

$(p-p')$  mínimo = 0.017

$$p-p' = \frac{pbd}{bh} = 0.019 > 0.017 \checkmark$$

En cuanto al cortante

$V_u = 14.15 \text{ Ton.}$

$V_u = 14150 \text{ kg.}$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14150}{(30)(45)} = 10.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.50 F_c \sqrt{f'c} = (0.50)(0.9) \sqrt{281} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

$v_c < v_u$  por lo tanto necesita armado para la tensión diagonal.

$$v'u = 10.48 - 7.54 = 2.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{test} = v'u bd = (2.94)(30)(45) = 3969 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} = 0.795 bd \sqrt{f'c} \beta = 16191.85 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} > V_{test} \checkmark$$

suponiendo # 3

$$s = \frac{\beta A_v f_v d}{V_{test}} = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{3969} = 61.11 \text{ cm.}$$

$$\text{Pero } S \text{ máximo} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm por lo tanto será } \# 3 @ 20 \text{ cm}$$

4º y 3er entrepiso - Edificio Tradicional.

Para el tramo de 6 m.

Tablas

$$\begin{aligned} M_r &= 35.86 \text{ Ton-m.} & h &= 50 \text{ cm} & K_u &= 0.06581 \\ f'c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & d &= 45 \text{ cm} & p &= 0.0214 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$M_u K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2$$

$(p-p')$  mínimo = 0.017

$$p-p' = \frac{p b d}{b h} = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto al cortante.

$$V_u = 10.21 \text{ Ton}$$

$$V_u = 10210 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{10210}{(30)(45)} = 7.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.50 F_c \sqrt{f'c} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

$v_c > v_u$  por lo tanto no necesita armado en tensión diagonal y se colocará solo X especificación.

Ahora para el tramo 8 m.

Tablas

$$\begin{aligned} M_r &= 37.72 \text{ Ton-m.} & h &= 50 \text{ cm} & K_u &= 0.06581 \\ f'c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & d &= 45 \text{ cm} & p &= 0.0214 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_u K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2. - T$$

$(p-p')$  mínimo = 0.017

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark$$

$$V_u = 11.25 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1125 \text{ kg.}$$

$$v_u = \frac{11250}{(30)(45)} = 8.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = (0.50) F_c \sqrt{f'c} = (0.5)(0.9) \sqrt{281} = 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

$v_u < v_c$  por lo tanto necesita armado para la tensión diagonal.

$$V_{test} = v' u b d = (0.79)(30)(45) = 1066.5 \text{ kg}$$

$$V_{test adm} = 0.795 b d \sqrt{f'c} \beta = 16191.85 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} > V_{test}. \checkmark \checkmark$$

$$S = \frac{W_{\text{test}}}{V_{\text{test}}} \quad \text{suponiendo } w \#3$$

$$S = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{1066.5}$$

$$S = 227.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pero } S \text{ máximo} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm. por lo tanto será } w \#3 @ 20 \text{ cm.}$$

Ahora para el tramo de 9 m.

$$M_r = 42.7 \text{ Ton-m.}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Tablas}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214.$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto As a compresión

$$A's = \frac{M_r}{\beta f_y (h - 2.5)}$$

$$M_r = 4270 - 3997.96 = 272.04 \text{ Ton-cm.}$$

$$A's = \frac{272.04}{(0.9)(4.2)(50 - 2.5)} = 1.52 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = p b d + A's = (0.0214)(30)(45) + 1.52 = 30.41 - T$$

$$(p - p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p - p' = 0.019 > 0.017 \quad \checkmark \checkmark$$

Ahora en cuanto al cortante.

$$V_u = 12.49 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1249 \text{ kg}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{12490}{(30)(45)} = 0.93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = (0.50) F_c \sqrt{f'c} = (0.5)(0.9) \sqrt{281} = 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

$v_u > v_c$  por lo tanto solo se le ponen estribos por especificación.

2° y 1er Entrepiso Edificio Tradicional.

Para el tramo de 6m. y parte del de 8m. ya que en este caso los momentos del claro de 8m. son más pequeños que los del claro de 6 m. y los del claro de 9m.

$$M_r = 42.19 \text{ Ton-m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Tablas}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto necesita As a Compresión.

$$A's = \frac{M_r}{\beta f_y (d - 2.5)}$$

$$M_r = 4219 - 3997.96 = 221.04 \text{ Ton-cm.}$$

$$A's = \frac{221.04}{(0.9)(4.2)(45-2.5)} = 1.38 \rightarrow C$$

$$As = pbd + A's = (0.0214)(30)(45) + 1.38 = 30.27 \text{ cm}^2 \rightarrow T$$

(p-p') mínimo = 0.017

$$p-p' = \frac{pbd}{bh} = \frac{28.89}{(50)(30)} = 0.0197 > 0.017 \checkmark$$

$$Vu = 11.26 \text{ Ton}$$

$$vu = \frac{Vu}{bd} = \frac{11260}{(30)(45)} = 8.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 0.50 f_c \sqrt{f_c} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

vc < vu por lo tanto necesita Acero para la tensión diagonal.

$$v'u = 8.34 - 7.54 = 0.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_{test} = v'ubd = (0.8)(30)(45) = 1081 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} = 0.795 bd \sqrt{f_c} \phi = 16191.85 \text{ kg.}$$

$$V_{test adm} > V_{test} \checkmark \checkmark$$

$$s = \frac{\phi A_v f_{vd}}{V_{test}} = \frac{0.9(2)(0.713)(4200)(45)}{1081} = 224.39 \text{ cm}$$

suponiendo #3

$$\text{Pero } s \text{ máximo} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm. por lo tanto se colocarán estribos del } \#3 @ 20 \text{ cm}^2.$$

Ahora para el tramo de 9 m. y parte del de 8 m.

$$Mr = 45.8 \text{ Ton-m.} \quad h = 50 \text{ cm} \quad \text{Tablas}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 45 \text{ cm} \quad Ku = 0.06581$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30 \text{ cm} \quad p = 0.0214$$

$$Mu = Kubd^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

Mu < Mr por lo tanto necesita As Compresión

$$Mr1 = Mr - Mu = 4580 - 3997.96 = 582.04 \text{ Ton-cm}$$

$$A's = \frac{Mr1}{\phi f_y (d-2.5)} = \frac{582.04}{(0.9)(4.2)(45-2.5)} = 3.62 \text{ cm}^2 \rightarrow C$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

Ahora en cuanto a la cortante

$$Vu = 12.79 \text{ Ton.}$$

$$vu = \frac{Vu}{bh} = \frac{12790}{(30)(45)} = 9.47 \text{ kg/cm}^2.$$

vc = 7.54 kg/cm<sup>2</sup> < vu por lo tanto necesita armado para la tensión diagonal.

$$v'u = 9.47 - 7.54 = 1.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{test} = v'ubd = (1.93)(30)(45) = 2611 \text{ kg}$$

Vtest adm = 16191.85 kg.

Vtest adm > Vtest ✓✓

$$s = \frac{\beta A v f y d}{V_{test}} = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{2611} = 92.90 \text{ cm}$$

Pero S máximo =  $\frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$  cm por lo tanto se colocarán estribos del #3 @ 20 cm.

Ahora revisaremos los estribos para el claro de 8 m.

Vu = 18.74 Ton.

$$v_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{18740}{(30)(45)} = 13.88 \text{ kg/cm}^2$$

vc = 7.54 kg/cm<sup>2</sup> por lo tanto necesita armado para la tensión diagonal.

$$v' u = v_u - v_c = 13.88 - 7.54 = 6.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{test} = v' u b d = (0.34)(30)(45) = 8561 \text{ kg.}$$

Vtest adm = 16191.85 kg

Vtest adm > Vtest

$$s = \frac{\beta A v f y d}{V_{test}} \quad \text{suponiendo } \# 3 = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{8561} = 28.33 \text{ cm.}$$

Pero S máximo =  $\frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$  cm. por lo tanto se colocarán estribos del #3 @ 20 cm.

Ahora vamos a resumir los datos obtenidos; voy hacer notar que hay traba donde solo se necesita acero a tensión, sin embargo, también se tiene que colocar acero a compresión por especificación (tiene que ir dos varillas corridas).

Ahora vamos a resumir los resultados obtenidos; en cuanto a área de acero requerida (longitudinalmente) ya que los estribos en todos los casos lo llevan @ 20 cm. y serán del # 3.

Ahora analizaremos los Marcos A, b, c y d; recordemos que éstos claros son simétricos con claros de 7 m.

Azotea "edificio Tradicional

Mr = 23.74 Ton-m                      h = 50 cm

f'c = 281 kg/cm<sup>2</sup>                      d = 45 cm

fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>                      b = 30 cm

Tablas  
Ku = 0.06581  
p = 0.0214

$$M_u = K u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-m.}$$

Mu > Mr por lo tanto solo necesita As a Tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 \quad - \text{ T}$$

(p-p') mínimo = 0.017

$$p - p' = 0.019 > 0.017 \quad \checkmark \checkmark$$

En cuanto al cortante

Vu = 9.01 Ton.

$$v_u = \frac{9010}{(30)(45)} = 6.67 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = 0.5 \text{ F.c.} \sqrt{f'c} = 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

vc > vu por lo tanto no necesita acero para la tensión diagonal y solo llevará por especificación  $\phi$  20 cm. del #3.

$$\delta \text{ sea } S \text{ máximo} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

3er. y 4º Nivel- Edificio Tradicional

Mr = 39.62 Ton-m

h = 50 cm

Tablas  
 $K_u = 0.06581$   
 $p = 0.0214$

$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

d = 45 cm

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b = 30 cm.

$$M_u = K_u h d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

Mu > Mr por lo tanto solo necesita acero a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - T$$

(p-p') mínimo = 0.017

$$p - p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto a cortante

Vu = 9.55 Ton.

$$v_u = \frac{v_u}{b d} = \frac{9550}{(30)(45)} = 7.07 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

vc > vu por lo tanto no necesita acero para la tensión diagonal y se pondrá solo por especificación  $\phi$  20 cm. del #3.

2º y 1er. Nivel- Edificio Tradicional.

Mr = 47.76 Ton-m

h = 50 cm

Tablas  
 $K_u = 0.06581$   
 $p = 0.0214$

$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$

d = 45 cm

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b = 30 cm

$$M_u = K_u h d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

Mu > Mr por lo tanto necesita As a Compresión.

$$A'_s = \frac{M_r}{\beta f_y (d - 2.5)}$$

$$M_r = 476 - 3997.96 = 778.04 \text{ Ton-cm}$$

$$A'_s = \frac{778.04}{(0.9)(4.2)(45 - 2.5)} = 4.84 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = p b d + A'_s = 28.89 + 4.84 = 33.73 \text{ cm}^2 - T$$

(p-p') mínimo = 0.017

$$p - p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto a cortante.

$V_u = 10.81 \text{ Ton.}$

$$v_u = \frac{V_u}{pd} = \frac{10810}{(30)(45)} = 8.0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c = 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

$v_c < v_u$  por lo tanto necesita armado para la tensión diagonal.

$$v' = v_u - v_c = 8 - 7.54 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_{\text{test}} = v' u b d = (0.467)(30)(45) = 631 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{test adm}} = 16191.85 \text{ kg} > V_{\text{test}} \checkmark$$

$$S = \frac{V_u V_{\text{test}}}{V_{\text{test}}} = \frac{(0.9)(2)(0.713)(4200)(45)}{631} = 384.40 \text{ cm}$$

Pero  $S$  máximo  $= \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$ , por lo tanto se pondrán estribos del #3 @ 20 cm.

Ahora resumiremos los resultados obtenidos en lo que se refiere a áreas, ya que en cuanto a estribos todos irán @ 20 cm. y serán del #3. En cuanto al análisis del edificio con cimentación antisísmica, en este no están restringidas las dimensiones de los diferentes elementos por desplazamientos admisibles, por lo tanto puede haber reducciones que afectarán tanto el Área de Acero como la de concreto, las cuales serán considerables en grandes volúmenes.

Empezaremos por los Marcos X, Y y Z.

Azotea + Edificio con S.S.S.

Ahora si la sección no se cambiara.-

$$M_r = 17.52 \text{ Ton-m} \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tablas} \\ K_u = 0.06581 \\ p = 0.0214 \end{aligned}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita As a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - \text{T.}$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.017 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto a los cortantes todos son menores que los del edificio anterior de donde se deduce que todos llevarán estribos del #3 @ 20 cm. Supuestamente la sección debe de reducirse en un 10% aproximadamente.

De aquí que la sección ahora tendrá las siguientes dimensiones.-

$$M_r = 17.52 \text{ Ton-m.}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tablas} \\ K_u = 0.06581 \\ p = 0.0214 \end{aligned}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

$M_r < M_u$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = \rho b d = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = (0.85 k f'_c / f_y) (6117 / 6117 - f_y) (d/d) = 0.1542 \left( \frac{d}{d} \right) \\ = 0.1542 \frac{5}{40} = 0.019 \checkmark \checkmark$$

$$p-p' = \frac{\rho b d}{b h} = \frac{21.4}{(25)(45)} = 0.019$$

Ahora reducimos más la sección:

$$M_r = 17.52 \text{ Ton-m.}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto necesita  $A_s$  a Compresión.

$$A'_s = \frac{M_{r1}}{\phi f_y (h-2.5)}$$

$$M_{r1} = 1752 - 1612.35 = 139.65 \text{ Ton-cm.}$$

$$A'_s = \frac{139.65}{(0.9)(4.7)(40-2.5)} = 0.99 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = \rho b d + A'_s = (0.0214)(20)(35) + 0.99 = 15.97 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019$$

la diferencia es muy pequeña por lo tanto pasa

+

$$M_r = 25.38 \text{ Ton-m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

Tablas

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = \rho b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - T.$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017$$

Ahora si reducimos la sección:

$$M_r = 25.38 \text{ Ton-m.}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Tablas

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$M_u = K_u b d^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = \rho b d = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.019$$

$$p-p' = \frac{\rho b d}{b h} = 0.019 \geq 0.019 \checkmark \checkmark$$

Ahora si reducimos más la sección:

$$\begin{aligned} M_r &= 25.38 \text{ Ton-m.} & h &= 40 \text{ cm} \\ & & d &= 35 \text{ cm} \\ & & b &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tablas} \\ K_u &= 0.06581 \\ p &= 0.0214 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= K_u b d^2 (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-m} \\ M_u & < M_r \text{ por lo tanto necesita } A_s \text{ a Compresión.} \end{aligned}$$

$$A'_s = \frac{M_r}{f_y(h-2.5)}$$

$$\begin{aligned} M_r &= 2538 - 1612.35 = 925.65 \text{ Ton-m.} \\ A'_s &= \frac{925.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 6.5 \text{ cm}^2 - C. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= p b d + A'_s = (0.0214)(20)(35) + 6.35 = 21.51 \text{ cm}^2 - T \\ (p-p') \text{ mínimo} &= 0.1542 \frac{5}{35} = 0.022 \end{aligned}$$

$$p-p' = 0.019$$

la diferencia es muy pequeña por lo tanto pasa ✓

+

$$\begin{aligned} M_r &= 31 \text{ Ton-m} & h &= 50 \text{ cm} & \text{Tablas} \\ & & d &= 45 \text{ cm} & K_u &= 0.06581 \\ f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & & & p &= 0.0214 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.} \\ M_u & > M_r \text{ por lo tanto solo necesita Acero a tensión.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2. \\ (p-p') \text{ mínimo} &= 0.017 \end{aligned}$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark$$

Ahora si reducimos la sección:

$$\begin{aligned} M_r &= 31 \text{ ton-m} & h &= 45 \text{ cm} & \text{Tablas} \\ & & d &= 40 \text{ cm} & K_u &= 0.06581 \\ & & b &= 25 \text{ cm} & p &= 0.0214 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.} \\ M_u & < M_r \text{ por lo tanto necesita } A_s \text{ a compresión.} \end{aligned}$$

$$A'_s = \frac{M_r}{f_y(h-2.5)}$$

$$\begin{aligned} M_r &= 3100 - 2632.4 = 467.6 \text{ Ton-cm.} \\ A'_s &= \frac{467.6}{(0.9)(4.2)(45-2.5)} = 2.91 \text{ cm}^2 - C \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= p b d + A'_s = (0.0214)(25)(40) + 2.91 = 24.31 \text{ cm}^2 - T. \\ (p-p') \text{ mínimo} &= 0.019 \checkmark \end{aligned}$$

$$p-p' = 0.019 \checkmark$$

Ahora si reducimos más la sección:

$$\begin{aligned} M_r &= 31 \text{ ton-m} & h &= 40 \text{ cm} & \text{Tablas} \\ & & & & K_u &= 0.06581 \end{aligned}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Mu = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

$$A's = \frac{Mr1}{\beta f_y (h-2.5)}$$

$$Mr1 = 3100 - 1612.35 = 1487.65 \text{ Ton-cm}$$

$$A's = \frac{1487.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 10.49 \text{ cm}^2 - C.$$

$$As = p b d + A's = (0.0214)(20)(35) + 10.49 = 25.47 \text{ cm}^2; - T$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019$$

la diferencia es peque\u00f1a por lo tanto pasa.

3er. y 4\u00b0 Nivel - Edificio con S.S.S.

Tablas

$$Mr = 16.93 \text{ Ton-m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$Mu = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

Mu) Mr por lo tanto solo necesita As a tensi\u00f3n.

$$As = p b d = 28.89 \text{ cm}^2.$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto a los c\u00f3rtantes ninguno es mayor que los anteriores, por lo tanto llevar\u00e1n estribos del #3 @ 20 cm.

Ahora reducimos la secci\u00f3n:

Tablas

$$Mr = 16.93 \text{ Ton-m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$Mu = K_u b d^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

Mu) Mr por lo tanto solo necesita As a tensi\u00f3n.

$$As = p b d = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.019$$

$$p-p' = 0.019 \checkmark$$

Ahora reducimos m\u00e1s la secci\u00f3n:

Tablas

$$Mr = 16.93 \text{ Ton-m}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Mu = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

Mu) Mr por lo tanto necesita As a compresi\u00f3n.

$$A's = \frac{Mr1}{\beta f_y (h-2.5)}$$

$$M_{r1} = 1693 - 1612.35 = 80.65 \text{ Ton-cm}$$

$$A's = \frac{80.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 0.57 \text{ cm}^2 - C.$$

$$A_s = pbd + A's = (0.0214)(20)(35) + 0.57 = 15.55 \text{ -- T}$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019$$

la diferencia es peque\u00f1a por lo tanto  $\checkmark$

$M_r = 20.76 \text{ Ton-cm}$	$h = 50 \text{ cm}$	Tablas
$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$	$d = 45 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 30 \text{ cm}$	$p = 0.0214$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensi\u00f3n.

$$A_s = pbd = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

Ahora si la secci\u00f3n es de:

$M_r = 20.76 \text{ Ton-cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	Tablas
	$d = 40 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
	$b = 25 \text{ cm}$	$p = 0.0214$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensi\u00f3n.

$$A_s = pbd = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.019.$$

$$p-p' = 0.019 \checkmark$$

Si reducimos m\u00e1s la secci\u00f3n:

$M_r = 20.76 \text{ Ton-cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	Tablas
	$d = 35 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
	$b = 20 \text{ cm}$	$p = 0.0214$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto necesita  $A_s$  a compresi\u00f3n.

$$A's = \frac{M_{r1}}{\phi f_y (h-2.5)}$$

$$M_{r1} = 2076 - 1612.35 = 463.66 \text{ Ton-cm}$$

$$A's = \frac{463.66}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 3.27 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = pbd + A's = (0.0214)(20)(35) + 3.27 = 18.25 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019 \text{ la diferencia es muy peque\u00f1a por lo tanto pasa } \checkmark$$





$$A_s = pbd = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

(p-p') mínimo = 0.019

p-p' = 0.019

Ahora reduciendo más la sección:

Mr = 21.59 Ton-m

h = 40 cm

d = 35 cm

b = 20 cm

Tablas

Ku = 0.06581

p = 0.0214

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm}$$

M\_u > Mr por lo tanto necesita A\_s a compresión.

$$A'_s = \frac{Mr}{f_y(h-2.5)}$$

$$Mr = 2159 - 1612.35 = 546.65 \text{ Ton-cm}$$

$$A'_s = \frac{546.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 3.9 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = pbd + A'_s = (0.0214)(20)(35) + 3.9 = 18.84 \text{ cm}^2 - T$$

(p-p') mínimo = 0.022

p-p' = 0.019 la diferencia es pequeña por lo tanto pasa

+

Mr = 26.01 Ton-m

h = 50 cm

Tablas  
Ku = 0.06581

f'c = 281 kg/cm<sup>2</sup>

d = 45 cm

p = 0.0214

f\_y = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

b = 30 cm

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

M\_u > Mr por lo tanto solo necesita A\_s a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2$$

(p-p') mínimo = 0.017

p-p' = 0.019 > 0.017 ↓ ↓

Ahora reduciendo la sección:

Mr = 26.01 Ton-m.

h = 45 cm

Tablas  
Ku = 0.06581

d = 40 cm

p = 0.0214

b = 25 cm

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

M\_u > Mr por lo tanto solo necesita A\_s a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

(p-p') mínimo = 0.019

p-p' = 0.019 ↓ ↓

Ahora reduciendo más la sección:

Mr = 26.01 Ton-m

h = 40 cm

Tablas  
Ku = 0.06581

d = 35 cm

p = 0.0214

b = 20 cm

$$M_u = K u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto necesita  $A_s$  a compresión.

$$A'_s = \frac{M_r}{\phi_y(h-2.5)}$$

$$M_r = 2601 - 1612.35 = 988.65 \text{ Ton-cm}$$

$$A'_s = \frac{988.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 6.97 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = p b d + A'_s = (0.0214)(20)(35) + 6.97 = 21.95 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ m\u00ednimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019$$

la diferencia es muy peque\u00f1a por lo tanto pasa.

Ahora siguiendo los pasos anteriores vamos a resumir los resultados obtenidos en cuanto a \u00e1rea de acero requerida (longitudinalmente), ya que los estribos en todos los casos llevan  $\#3 @ 20 \text{ cm.}$

**Areas de Acero necesarias para los diferentes**

**Momentos en Marcos X - Y - Z**

<u>Azotea</u>	<u>Sección (cm.)</u>	<u>Area de Acero (cm<sup>2</sup>)</u>	<u>Momento Ton-m</u>	<u>Area de (cm<sup>2</sup>)</u>
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	17.52	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	17.52	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	0.99-C <u>15.97-T</u> 16.96	17.52	800
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	25.38	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	25.38	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	6.5-C <u>21.51-T</u> 28.01	25.38	800
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89	31.00	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	2.91-C <u>24.31-T</u> 27.22	31.00	800
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	10.49-C <u>25.47-T</u> 35.96	31.00	800
<u>3er. y 4o. Nivel</u>				
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	16.93	1500
2a. Prop.	h= 45	21.4-T	16.93	1125

	Sección (cm.)	Area de Acero (cm <sup>2</sup> )	Momento Ton-m	Area de (cm <sup>2</sup> )
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	0.57-C <u>15.55-T</u> 16.12	16.93	800
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	20.76	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	20.76	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	3.27-C <u>18.25-T</u> 21.52	20.76	800
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	24.64	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	24.64	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	6.01-C <u>20.99-T</u> 27.00	24.64	800
<u>2o. y 1er. Nivel</u>				
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	18.4	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	18.4	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	3.9-C <u>18.84-T</u> 22.74	18.4	800
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	21.59	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	21.59	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	3.9-C <u>18.84</u> 22.74	21.59	800

	<u>Sección (cm.)</u>	<u>Area de Acero (cm<sup>2</sup>)</u>	<u>Momento Ton-m</u>	<u>Area de (cm<sup>2</sup>)</u>
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	26.01	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	26.01	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	6.97-C <u>21.95-T</u> 28.92	26.01	800

Ahora analizaremos los Marcos a, b, c y d; recordemos que éstos, son simétricos, con claros de 7 m.

Azotea- Edificio con S.S.S.

		Tablas
$M_r = 15.68 \text{ Ton-m.}$	$h = 50 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$	$d = 45 \text{ cm}$	$p = 0.0214$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 30 \text{ cm}$	

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita As a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

En cuanto al cortante ninguno es mayor que los obtenidos en el análisis anterior, por lo tanto se llevarán estribos en todos del #3 @ 20 cm.

Ahora reduciendo la sección:

		Tablas
$M_r = 15.68 \text{ Ton-m}$	$h = 45 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
	$d = 40 \text{ cm}$	$p = 0.0214$
	$b = 25 \text{ cm}$	

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita As a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.019$$

$$p-p' = 0.019 \checkmark$$

Ahora reduciendo más la sección:

		Tablas
$M_r = 15.68 \text{ Ton-m}$	$h = 40 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
	$d = 35 \text{ cm}$	$p = 0.0214$
	$b = 20 \text{ cm}$	

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita As a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(20)(35) = 14.98 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.022$$

$$p-p' = 0.019 \text{ la diferencia es pequeña por lo tanto pasa.}$$

4° y 3er Nivel - Edificio con S.S.S.

		Tablas
$M_r = 17.32 \text{ Ton-m}$	$h = 50 \text{ cm}$	$K_u = 0.06581$
$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$	$d = 45 \text{ cm}$	$p = 0.0214$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 30 \text{ cm}$	

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-m}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - T.$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

Ahora reduciendo la sección:

$$M_r = 17.32 \text{ Ton-m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Tablas

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T.$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.019$$

$$p-p' = 0.019 \checkmark \checkmark$$

Ahora reduciendo más la sección:

$$M_r = 17.32 \text{ Ton-m}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Tablas

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Ton-cm}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto necesita  $A_s$  a compresión.

$$A_s = \frac{M_r}{\phi f_y (h-2.5)}$$

$$M_r = 1732 - 1612.35 = 119.65 \text{ Ton-cm}$$

$$A_s = \frac{119.65}{(0.9)(4.2)(40-2.5)} = 0.844 \text{ cm}^2 - C.$$

$$A_s = pbd + A_s' = (0.0214)(20)(35) + 0.844 = 15.82 \text{ cm}^2 - T.$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.022$$

$p-p' = 0.019$  la diferencia es pequeña por lo tanto pasa.

2º y 1er. Nivel- Edificio con S.S.S.

Tablas

$$M_r = 18.02 \text{ Ton-m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$K_u = 0.06581$$

$$f_c' = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(30)(45)^2 = 3997.96 \text{ Ton-cm}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = pbd = (0.0214)(30)(45) = 28.89 \text{ cm}^2 - T$$

$$(p-p') \text{ mínimo} = 0.017$$

$$p-p' = 0.019 > 0.017 \checkmark \checkmark$$

Ahora reduciendo la sección:

$$M_r = 18.02 \text{ Ton-m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Tablas

$$K_u = 0.06581$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$p = 0.0214$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Momento del E-T (ton-m)	Momento del E. con S.S.S. (ton-m)	Sección del E-T (cm.)	Sección del E. con S.S.S. (cm.)	Area de Acero del E-T (cm <sup>2</sup> )	Area de Acero del E. con S.S.S. (cm <sup>2</sup> )	Area de Concreto del E-T (cm <sup>2</sup> )	Area de Concreto del S.S.S. (cm <sup>2</sup> )	% de concreto aborrado
35.86	16.93	b= 50 d= 45 r= 30	b= 50 d= 45 r= 30	28.89	28.89	1500	1500	0
	16.93		b= 45 d= 45 r= 25		21.4		1125	25%
	16.93		b= 40 d= 35 r= 20		16.12		800	47%
37.72	20.76	b= 50 d= 45 r= 30	b= 50 d= 45 r= 30	28.89	28.89	1500	1500	0
	20.76		b= 45 d= 40 r= 25		21.4		1125	25%
	20.76		b= 40 d= 35 r= 20		21.52		800	47%
42.70	24.64	b= 50 d= 45 r= 30	b= 50 d= 45 r= 30	31.93	28.89	1500	1500	0
	24.64		b= 45 d= 40 r= 25		21.4		1125	25%
	24.64		b= 40 d= 35 r= 20		27.00		800	47%

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(25)(40)^2 = 2632.4 \text{ Ton-cm.}$$

$M_u > M_r$  por lo tanto solo necesita  $A_s$  a tensión.

$$A_s = p b d = (0.0214)(25)(40) = 21.4 \text{ cm}^2 - T$$

$(p-p')$  mínimo = 0.019

$$p-p' = 0.019 \sqrt{f_c}$$

Ahora reduciendo más la sección:

$$M_r = 18.02 \text{ Ton-m}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Tablas  
 $K_u = 0.06581$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$p = 0.0214$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = K_u b d^2 = (0.06581)(20)(35)^2 = 1612.35 \text{ Toncm.}$$

$M_u < M_r$  por lo tanto necesita  $A_s$  a compresión

$$A'_s = \frac{M_r - M_u}{\beta f_y (h - 2.5)}$$

$$M_r = 18.02 - 1612.35 = 189.65 \text{ Ton-cm.}$$

$$A'_s = \frac{189.65}{(0.9)(4.2)(40 - 2.5)} = 1.34 \text{ cm}^2 - C$$

$$A_s = p b d + A'_s = (0.0214)(20)(35) + 1.34 = 16.32 \text{ cm}^2 - T$$

$(p-p')$  mínimo = 0.022

$p-p' = 0.019$  la diferencia es pequeña por lo tanto pasa

Ahora resumiremos los resultados obtenidos en lo que se refiere a áreas, ya que en cuanto a estribos todos irán  $\phi 20$  cm y serán del #3.

<u>Azotea</u>	<u>Sección (cm.)</u>	<u>Area de Acero (cm<sup>2</sup>)</u>	<u>Momento Ton-m</u>	<u>Area de (cm<sup>2</sup>)</u>
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	15.68	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	15.68	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	14.98-T	15.68	800
<u>4o. y 3er. Nivel</u>				
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	17.32	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b2 25	21.4-T	17.32	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	0.844-C <u>15.82-T</u> 16.664	17.32	800
<u>2o. y 1er. Nivel</u>				
1a. Prop.	h= 50 d= 45 b= 30	28.89-T	18.02	1500
2a. Prop.	h= 45 d= 40 b= 25	21.4-T	18.02	1125
3a. Prop.	h= 40 d= 35 b= 20	1.34-C <u>16.32-T</u> 17.66	18.02	800

Ahora comparemos las areas obtenidas de acero y de concreto de los dos diferentes edificios.

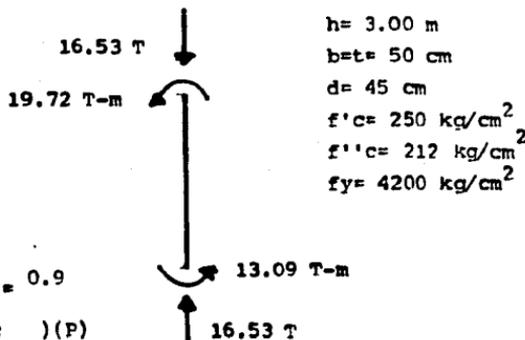
Tomaremos para comparar el 3er. y 4o. Nivel de los Marcos - X - Y - Z.

Podemos concluir de acuerdo con el cuadro anterior que se ahorra bastante en acero y concreto, y éstas cantidades en grandes proporciones si influyen en el costo de la estructura.

Ahora haremos la comparación referente a las columnas, para ejemplificar tomaremos las del 1er. Piso; <sup>4<sup>o</sup> Es Piso</sup> continuaremos en la misma forma:

Con el Edificio Tradicional;

Del 5° Entre piso columna exterior



$$\frac{d}{t} = \frac{45}{50} = 0.9$$

$$P_u = (F_c)(P)$$

$$P_u = (1.8)(16\ 530) = 29\ 754 \text{ kg}$$

$$F_b = \left[ 0.85K_1 f'_c b d \frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(50)(45)(6000)}{6000 + 4200} = 16\ 7343.75 \text{ Kg.}$$

$P_u < P_b$  la columna falla en tensión.

$$K = \frac{P_u}{btF_c f''_c} = \frac{16\ 530}{(50)^2 (0.85)(212)} = 0.04$$

$$R = \frac{M_u}{bt^2 F_c f''_c} = \frac{19.72 \times 10^5}{(50)^3 (0.85)(212)} = 0.08$$

$$w = 0.25$$

$$P = \frac{w F_c s d f'_c}{f_y} = \frac{(0.25)(0.85)(250)}{4200} = 0.013$$

p mínimo = 0.01

$$A_s = pbt = (0.013)(50)(50) = 31.62 \text{ cm}^2$$

Cortante.

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 p t \frac{V_{rd}}{M_w}$$

$$M_m = N_r - \frac{N_r (4t-d)}{8}$$

$$M_m = 19.72 - \frac{(16.53)(4 \times 50 - 0.45)}{8} = 3.20 \text{ Ton-m}$$

$$r_t = \frac{A_{st}}{g} = 15.81$$

$$V_r = \frac{13.09 + 19.72}{3.05} = \frac{32.81}{3.05} = 10.75 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 0.5 \cdot 250 + \frac{188(0.006)(10750)(45)}{320000} = 9.6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_c = v_c b d = (9.6)(50)(45) = 21659.65 \text{ kg}$$

$$V_c = 21.65 \text{ Ton.}$$

$V_c > V_r$  por lo tanto se arma por especificación ósea estribos de #3 @

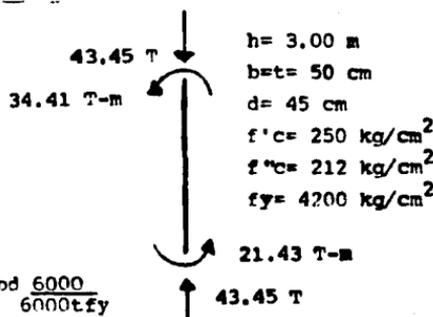
$$\frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 @ 20 \text{ cm}$$

Revisión de Acero mínimo Por cortante

$$(A_v) \text{ mínimo} = 3.5 \frac{b_s}{f_g}$$

$$= \frac{3.5(50)(20)}{4200} = 0.833 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2 \checkmark \checkmark$$

Ahora revisaremos la Columna del 5° entrepiso interior.



$$\frac{d}{t} = \frac{45}{50} = 0.9$$

$$P_b = \frac{0.85 k f'c b d}{6000 t f_y} = \frac{6000}{6000 t f_y}$$

$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(50)(45)(6000)}{6000 + 4200} = 167343.75 \text{ kg}$$

$$P_u = (1.8)(43450) = 78210 \text{ kg}$$

$P_u < P_b$  la columna falla en tensión.

$$K = \frac{P_u}{b t F_c f''c} = \frac{43450}{(50)^2 (0.85)(212)} = 0.01$$

$$v = 0.1$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 F_c f''c} = \frac{34.41 \times 10^5}{(50)^2 (0.85)(212)} = 0.02$$

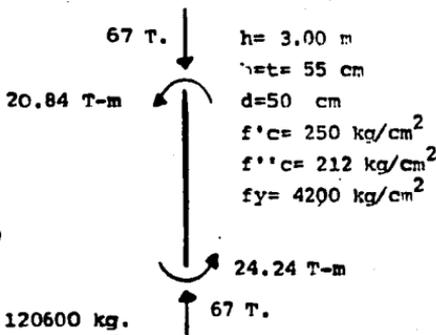
$$v = \frac{v R s f'c}{f_y} = \frac{(0.1)(0.85)(250)}{4200} = 0.005 \text{ la sección está sobrada}$$

$$R \text{ mínimo} = 0.01$$

$$A_s = p b t = (0.01)(50)(50) = 25 \text{ cm}^2$$

siguiendo el proceso anterior que es igual los estribos se pondrían del no. 3 @ 20 cm

Ahora la columna del 1er. Entrepiso exterior.



$$\frac{d}{c} = \frac{50}{55} = 0.91 \approx 0.9$$

$$P_u = (F \cdot cv) (P)$$

$$P_u = (1.8)(67000) = 120600 \text{ kg.}$$

$$P_b = \phi \left[ 0.85 k f'_c b d \frac{6000}{6000 t f_y} \right]$$

$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(55)(50)(6000)}{4200 + 6000} = 204531.25 \text{ kg.}$$

$P_u < P_b$  la columna falla en tensión.

$$K = \frac{P_u}{b t F_c f'_c} = \frac{67000}{(55)^2 (0.85) (212)} = 0.12$$

$$w = 0.3$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 F_c f''_c} = \frac{24.24 \times 10^5}{(55)^3 (0.85) (212)} = 0.08$$

$$p = \frac{w F_c f'_c}{f_y} = \frac{(0.3)(0.85)(250)}{4200} = 0.015$$

$$p \text{ mínimo} = 0.01 \quad p \text{ máximo} = 0.08 \quad \checkmark \checkmark$$

$$A_s = p b t = (0.015)(55)(55) = 45.9 \text{ cm}^2$$

Cortante.

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \text{ pt } \frac{V_r d}{M_m}$$

$$M_m = M_r - \frac{N_r (4t - d)}{8}$$

$$M_m = 24.24 - \frac{67(4 \times 55 - 0.50)}{8} = 10 \text{ Ton-m}$$

$$\text{pt} = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{22.95}{55 \times 55} = 0.007$$

$$V_r = \frac{20.84 + 24.24}{3.05} = 14.78 \text{ Ton}$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{250} + \frac{180(0.007)(14780)(50)}{10000000} = 8.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = (8.91)(55)(50) = 24515.93 \text{ kg.}$$

$V_c > V_r$  Se pondrán estribos por especificación ó sea del No. 3 a - 25 cm porque el máximo =  $\frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

$$A_v = \frac{(vc)ts}{fyd}$$

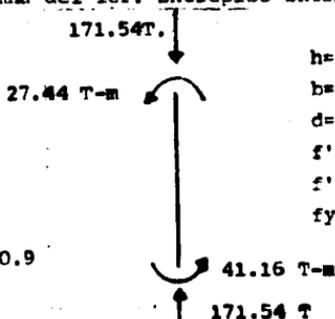
$$Sn.3 \frac{Avfyd}{Vc} = \frac{2(0.71)(4200)(50)}{24515.93} = 12.16 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos del No. 3@10 cm.

$$(Av) \text{ m\u00ednimo} = 3.5 \frac{bs}{fy}$$

$$(Av) \text{ m\u00ednimo} = \frac{3.5(50)(20)}{4200} = 0.50 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2 \checkmark \checkmark$$

Ahora la columna del 1er. Entrepiso Interior ser\u00e1:



$$h = 3.00 \text{ m}$$

$$b \times t = 55 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

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

$$f''c = 212 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{d}{t} = \frac{50}{55} = 0.91 = 0.9$$

$$Pu = F.c.v.(P)$$

$$Pu = (1.8)(171540) = 308772 \text{ kg.}$$

$$Pb = \phi 0.85 klf'c bd \frac{6000}{6000 + fy}$$

$$Pb = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(55)(6000)}{6000 + 4200} = 204531.25 \text{ kg}$$

$Pu > Pb$  la columna falla en compresi\u00f3n.

$$k \frac{Pu}{btF.c.f''c} = \frac{171540}{(55)^2(0.85)(212)} = 0.31$$

$$w = 0.1$$

$$R = \frac{Mu}{bt^2F.c.f''c} = \frac{41.16 \times 10^5}{(55)^3(0.85)(212)} = 0.1$$

$$p = \frac{wF.s.f'c}{fy} = \frac{(0.1)(0.85)(250)}{4200} = 0.005$$

$$As = pbt = (0.005)(55)(55) = 15.31 \text{ cm}^2$$

Cortante:

$$vc = 0.5 \sqrt{f'c} + 180 \text{ pt } \frac{Vrd}{Mm}$$

$$Mm = Mr - \frac{Nr(4t-d)}{8}$$

$$Mm = 41.16 - \frac{171.54(4(.55) - .50)}{8} = 4.71 \text{ Ton-m}$$

$$pt = \frac{Ast}{Ag} = \frac{7.66}{55 \times 55} = 0.0025 \checkmark$$

$$v_r = \frac{41.16 + 27.44}{3.05} = 22.49$$

$$v_c = 0.5 \cdot 250 + \frac{180(0.0025)(22.49)(50)}{471000} = 7.9$$

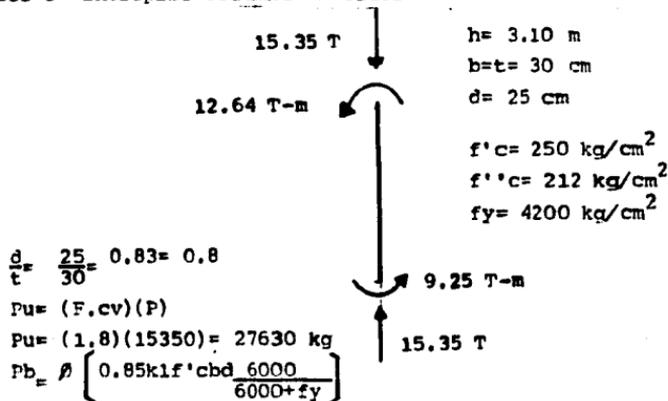
$$v_c = v_{cbd} = (7.9)(55)(50) = 21743.6 \text{ kg} \quad v_c < v_r$$

$v_r - v_c = 22.49 - 21.74 = 0.746$  es mínima la diferencia por lo tanto se armará por especificación.

$$s \text{ máxima} = \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

se colocarán estribos del No. 3 @ 25 cm.

Ahora analizaremos las columnas del Edificio con S.S.S.  
Del 5° Entrepiso Columna Exterior



$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(30)(25)(6000)}{6000 + 4200} = 55781.25 \text{ kg}$$

$P_b > P_u$  la columna falla a la tensión.

$$K = \frac{P_u}{btF_c f''c} = \frac{15350}{(30)^2(0.85)(212)} = 0.9$$

$$w = 1.0$$

$$P = \frac{M_u}{bt^2 F_c f''c} = \frac{12.64 \times 10^5}{(30)^3(0.85)(212)} = 0.3$$

$$P = \frac{w^2 S_c f'c}{f_y} = \frac{(1.0)(0.85)(250)}{4200} = 0.05$$

$$\lambda_s = pbt = (0.05)(30)(30) = 45.53 \text{ cm}^2$$

Cortante:

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'c} + 180 \text{ pt } \frac{V_r d}{M_m}$$

$$M_m = M_r - \frac{N_r (4t - d)}{8}$$

$$M_m = 12.64 - \frac{(15.35)(4(3.10) - 0.25)}{8} = 10.82 \text{ Ton-m}$$

$$p_t = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{22.76}{30 \times 30} = 0.025$$

$$V_r = \frac{0.25 + 12.64}{3.10} = 7.06$$

$$v_c = 0.5 \cdot 250 + \frac{180(0.025)(7060)(25)}{1082000} = 8.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = (8.65)(30)(25) = 6486.36 \text{ kg}$$

$$V_c < V_r$$

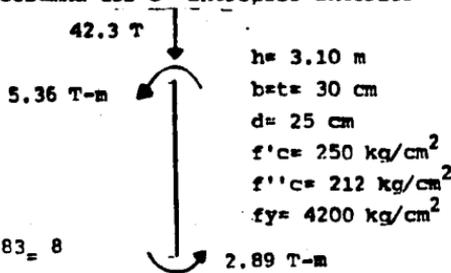
$$V_r - V_c = 7060 - 6486.36 = 573.63 \text{ kg}$$

$$S \text{ no. } 3 = \frac{A_{vfyd}}{V_r - V_c} = \frac{2(0.71)(4200)(25)}{573.63} = 259.92 \text{ cm}$$

$$\text{Pero } S \text{ máximo} = \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

de donde se colocan estribos del No. 3 @ 10 cm.

Ahora la columna del 5º Entrepiso interior



$$\frac{d}{t} = \frac{25}{30} = 0.83 = 8$$

$$P_u = (F_c v)(P)$$

$$P_u = (1.8)(42300) = 76140 \text{ kg}$$

$$P_b = \phi \left[ 0.85 k_1 f'c b d \frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(30)(25)(6000)}{6000 + 4200} = 55781.25 \text{ kg}$$

$P_u > P_b$  la columna falla a la compresión.

$$K = \frac{P_u}{b t F_c f'c (30)^2 (0.85)(212)} = 0.3$$

$$w = 0.8$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 F_c f'c (30)^3 (0.85)(212)} = 0.1$$

$$D = \frac{w F_s f'c}{f_y} = \frac{(0.8)(0.85)(25)}{4200} = 0.04$$

$$A_s = pbt = (0.0)(30)(30) = 36.43 \text{ cm}^2$$

Cortante:

$$v_c = 0.5\sqrt{f'c} + 180 \text{ pt } \frac{V_{rd}}{M_m}$$

$$M_m = M_r - \frac{N_r(4t-d)}{8}$$

$$M_m = 5.36 - \frac{42.3(4 \times .30 - 0.25)}{8} = 0.34 \text{ Ton-m}$$

$$v_t = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{18.22}{30 \times 30} = 0.02$$

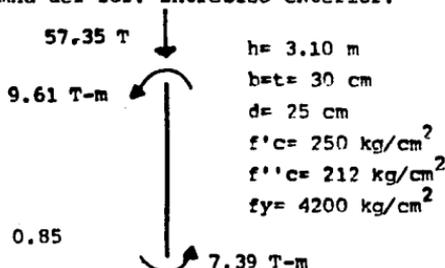
$$V_r = \frac{2.89 + 5.36}{3.10} = 2.66$$

$$v_c = 0.5\sqrt{250} + \frac{180(0.02)(2660)(25)}{34000} = 14.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = (14.95)(30)(25) = 11210.15 \text{ kg}$$

$V_c > V_r$  por lo tanto solo se pone por especificación. O sea estribos del No. 3 @ 10 cm.

Ahora la columna del 1er. Entrepiso exterior.



$$\frac{d}{t} = \frac{25}{30} = 0.83 = 0.85$$

$$P_u = (F_c v)(P)$$

$$P_u = (1.8)(57350) = 103230 \text{ kg} = 103.23 \text{ Ton.}$$

$$P_b = \phi \left[ 0.85k1f'cbd \frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$P_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(30)(25)(6000)}{6000 + 4200} = 55781.25 \text{ kg} = 55.78 \text{ Ton}$$

$P_u > P_b$  la columna falla a la compresión.

$$v' = \frac{P_u}{ht^2 f_c f''c} = \frac{57350}{(30)^2 (0.85)(212)} = 0.35 = 0.4$$

$$w = \frac{M_u}{ht^2 f_c f''c} = \frac{9.61 \times 10^5}{(30)^3 (0.85)(212)} = 0.19 = 0.2 \quad w = 0.3$$

$$v = \frac{w \cdot S f'c}{f_y} = \frac{(0.3)(0.85)(250)}{4200} = 0.15$$

$$A_s = pbt = (0.015)(30)(30) = 13.66 \text{ cm}^2$$

Cortantes:

$$V_c = 0.5\sqrt{f'c} + 180 \text{ pt} \frac{V_{rd}}{M_m}$$

$$M_m = M_r - \frac{N_r(4t-d)}{8}$$

$$M_m = 9.61 - \frac{57.35(4 \times 0.30 - 0.25)}{8} = 2.79 \text{ Ton-m}$$

$$p_t = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6.83}{30 \times 30} = 0.007$$

$$V_r = \frac{7.39 + 9.61}{3.10} = 5.48 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 0.5 \cdot 250 + \frac{180(0.007)(5480)(25)}{279000} = 8.57 \text{ kg/cm}^2$$

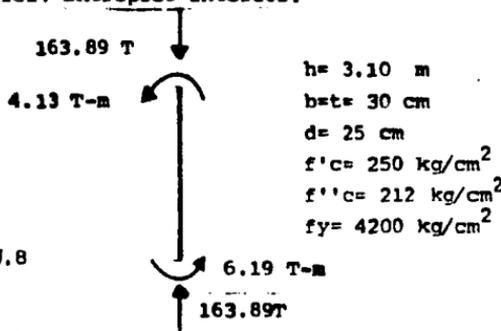
$$V_c = (8.57)(30)(25) = 6432.36 \text{ kg}$$

$$V_c = 1.65 \text{ Ton}$$

$V_c > V_r$  se colocan por especificación.

$$\frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm por lo tanto se colocan estribos del no. 3 @ 10 cm.}$$

La columna del 1er. Entrepiso interior:



$$\frac{d}{t} = \frac{25}{30} = 0.83 = 0.8$$

$$P_u = (F.c.v.) \cdot (P)$$

$$P_u = (1.8)(163890) = 295002 \text{ kg} = 295.002 \text{ Ton}$$

$$P_b = \beta \left( 0.85k1f'cbd \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$F_b = \frac{(0.7)(0.85)(0.85)(250)(30)(25)(6000)}{6000 + 4200} = 55781.25 \text{ kg} = 55.78 \text{ Ton}$$

$P_u > P_b$  la columna falla a la compresión.

$$\phi = \frac{P_u}{\beta t F_c f'c} = \frac{163890}{(30)^2 (0.85)(212)} = 1.0$$

$$P = \frac{M_u}{\beta t^2 F_c f'c} = \frac{6.19 \times 10^5}{(30)^3 (0.85)(212)} = 0.13$$

$$W = 0.28$$

$$p = \frac{vF_s f'c}{f_y} = \frac{(0.28)(0.85)(250)}{4200} = 0.014$$

$$A_s = pbt = (0.014)(30)(30) = 12.75 \text{ cm}^2$$

Cortante:

$$v_c = 0.5\sqrt{f'c} + 180 \text{ pt} \frac{V_r d}{M_m}$$

$$M_m = M_r = \frac{N_r(4t-d)}{8}$$

$$M_m = 6.19 = \frac{(163.89)(4(0.30) - 0.25)}{8} = -13.27 \text{ Ton-m}$$

$$pt = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6.38}{30 \times 30} = 0.007$$

$$V_r = \frac{6.19 + 4.13}{3.10} = 3.33 \text{ Ton}$$

$$v_c = 0.5 \cdot 250 + \frac{180(0.007)(3330)(25)}{-1327000} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = (7.83)(30)(25) = 5870 \text{ kg}$$

$V_c > V_r$  se colocan estribos por especificación.

$$\frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm. se colocarán estribos del No. } 3 \text{ @ } 10 \text{ cm.}$$

Ahora resumiremos los resultados obtenidos en una tabla.

	Momentos de las columnas E.T. (t-m)	Cargas Con- centradas E.T. (ton)	Momentos de las columnas E. con S.S.S. (t-m)	Cargas Con- centradas E. con S.S.S. (ton)	Areas de Acero del E.T. (cm <sup>2</sup> )	Areas de Acero del E. con S.S.S. (cm <sup>2</sup> )	Sección h-t (cm)E.T.	Sección h-t (cm.) E. con S.S.S.
Columna Exterior 5°	Ma= 19.72 Mb= 13.09	16.53 16.53	12.64 9.85	15.35 15.35	31.62	45.53	50	30 (1)
Columna Interior 5°	Ma= 34.41 Mb= 21.43	43.45 43.45	5.36 2.89	42.3 42.3	25	36.43	50	30 (2)
Columna Exterior 1°	Ma= 20.84 Mb= 24.24	67 67	9.61 7.93	57.35 57.35	45.9	13.66	50	30
Columna Interior 1°	Ma= 27.44 Mb= 41.16	171.54 171.54	4.13 6.19	163.89 163.89		12.75	50	30

(1) Casi iguales los Momentos y las Cargas y además sección reducida.

(2) Carga Axial similar y la sección reducida.

Ahora haremos lo mismo para la cimentación.  
Ejemplificaremos con el eje Y.

Haremos notar que las cimentaciones son similares puesto que únicamente se reducen las cargas que llegan a ella.  
En el edificio tradicional la profundidad de excavación es de 1.90m, y en el edificio con S.S.S. es de 1.70 m.; puesto que la ventaja del sistema aparte de la disminución de la estructura del edificio (ahorro), es poder soportar mayores sismos con un riesgo menor.

Empezaremos con el Edificio Tradicional.-

El momento mayor es:

Mext. = 68.4 Ton-m

sección

h = 135 cm

d = 130 cm

b = 30 cm

f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

f''c = 0.45 f'c = 112 kg/cm<sup>2</sup>

fs = 0.5fy = 2000 kg/cm<sup>2</sup>

Mrc = Kbd<sup>2</sup>

de la página 162 del Manual de Monterrey obtenemos:

K = 14.64 = 15

j = 0.902

Mrc = (15)(30)(130)<sup>2</sup> = 7605000 kg-cm. = 76.05 Ton-m.

Mrc > Mext por lo tanto no necesita As a compresión

As =  $\frac{M}{fsjd} = \frac{6840000}{(2000)(0.902)(130)} = 29.17 \text{ cm}^2$ .

Ahora el edificio con S.S.S.

El momento mayor es:

Mext. = 106 Ton-m

sección

h = 150 cm

d = 145 cm

b = 35 cm

f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 4000 kg/cm<sup>2</sup>

f''c = 0.45 f'c = 112 kg/cm<sup>2</sup>

fs = 0.5fy = 2000 kg/cm<sup>2</sup>.

Mrc = Kbd<sup>2</sup>

K = 15

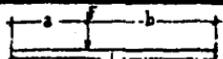
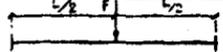
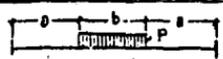
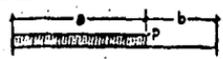
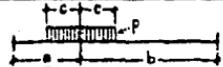
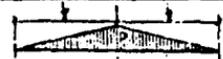
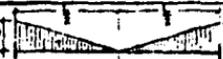
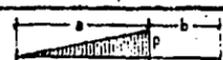
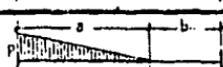
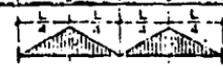
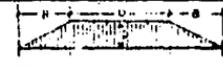
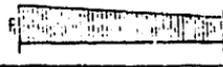
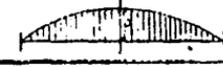
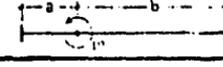
j = 0.902

Mrc = (15)(35)(145)<sup>2</sup> = 11038125 kg-cm = 110.38 kg-m.

Mrc > Mext por lo tanto no necesita As a compresión.

As =  $\frac{M}{fsjd} = \frac{10600000}{(2000)(0.902)(145)} = 40.52 \text{ cm}^2$

**APPENDICE I**

C A R G A	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PER: 178	
	IZQUIERDO	DERECHO
	$\frac{Fab^2}{L^2}$	$-\frac{Fba^2}{L^2}$
	$\frac{1}{8}FL$	$-\frac{1}{8}FL$
	$\frac{1}{12}PL^2$	$-\frac{1}{12}PL^2$
	$\frac{1}{24}PbL(3 - \frac{b^2}{L^2})$	$-\frac{1}{24}PbL(3 - \frac{b^2}{L^2})$
	$\frac{1}{12}Pa^3 [4\frac{b}{L} + 2\frac{b^3}{L^3} + \frac{a^3}{L^3}]$	$-\frac{1}{12}Pa^3 [3 - 2\frac{b}{L} - \frac{b^3}{L^3} - 2\frac{a^3}{L^3}]$
	$\frac{2}{3}Pc [2b(1 - \frac{b^3}{L^3} - \frac{c^3}{L^3}) - a(1 - \frac{a^3}{L^3} - \frac{c^3}{L^3})]$	$-\frac{2}{3}Pc [2a(1 - \frac{a^3}{L^3} - \frac{c^3}{L^3}) - b(1 - \frac{b^3}{L^3} - \frac{c^3}{L^3})]$
	$\frac{1}{30}PL^2$	$-\frac{1}{20}PL^2$
	$\frac{5}{96}PL^2$	$-\frac{5}{96}PL^2$
	$\frac{1}{32}PL^2$	$-\frac{1}{32}PL^2$
	$\frac{Pa^3}{30} [10 - 15\frac{a}{L} + 6\frac{a^2}{L^2}]$	$-\frac{Pa^3}{180} [45\frac{a}{L} - 36\frac{a^2}{L^2}]$
	$\frac{Pa^2}{60} [c + 6\frac{b}{L} + 2\frac{b^2}{L^2} + \frac{a^2}{L^2}]$	$\frac{Pa^2}{60} [4 - 3\frac{b}{L} - \frac{b^2}{L^2} - 2\frac{a^2}{L^2}]$
	$\frac{1}{24}PcL(3 - 2\frac{c^2}{L^2})$	$-\frac{1}{24}PcL(3 - 2\frac{c^2}{L^2})$
	$\frac{17}{384}PL^2$	$-\frac{17}{384}PL^2$
	$\frac{1}{60}PL(1+b)(5 - \frac{b^2}{L^2})$	$-\frac{1}{60}PL(1+b)(5 - \frac{b^2}{L^2})$
	$\frac{Pa^2}{60}(3 + 2\alpha)$	$-\frac{PL^2}{60}(2 + 3\alpha)$
	$\frac{1}{15}PL^2$	$-\frac{1}{15}PL^2$
	$(1 - \frac{3}{L} - 3\frac{a^2}{L^2} - 1) m$	$(-1 - \frac{b}{L} - 3\frac{b^2}{L^2} - 1) m$

## TEORIA DE LA ROTURA O ULTIMA RESISTENCIA

$f'_c$	$f_s = 4200 \text{ ton/cm}^2$				
	$\phi K_s$	$c/d$	$\phi j_s$	$\phi s_s$	$p$
0,211 ton/cm <sup>2</sup>	0,00742	0,0554	0,8788	3,690	0,0020
	0,01446	0,1107	0,8575	3,601	0,0040
	0,02116	0,1661	0,8363	3,512	0,0060
	0,02750	0,2215	0,8150	3,423	0,0080
	0,03348	0,2768	0,7938	3,334	0,0100
	0,03910	0,3322	0,7726	3,244	0,0120
	0,04436	0,3875	0,7513	3,155	0,0140
	0,04927	0,4429	0,7301	3,066	0,0160
	3/4 x Cuantía balanceada:				
	0,04936	0,4439	0,7297	3,064	0,0161

Para valores bajo la línea horizontal,  $q > 0,18$

$f'_s$	$f_s = 4200 \text{ ton/cm}^2$				
	$\phi K_s$	$c/d$	$\phi j_s$	$\phi s_s$	$p$
0,281 ton/cm <sup>2</sup>	0,00746	0,0415	0,8841	3,713	0,0020
	0,01465	0,0830	0,8681	3,646	0,0040
	0,02156	0,1246	0,8522	3,579	0,0060
	0,02821	0,1661	0,8363	3,512	0,0080
	0,03480	0,2076	0,8204	3,445	0,0100
	0,04072	0,2491	0,8044	3,376	0,0120
	0,04636	0,2907	0,7885	3,301	0,0140
	0,05214	0,3322	0,7726	3,244	0,0160
	0,05745	0,3737	0,7566	3,177	0,0180
	0,06248	0,4152	0,7407	3,111	0,0200
	3/4 x Cuantía balanceada				
	0,06581	0,4439	0,7297	3,064	0,0214

Para valores bajo la línea horizontal,  $q > 0,18$

## B I B L I O G R A F I A

Proyecto y Dimensionamiento de las Estructuras de Hormigón.

L.C. URQUAHART - C.E. O'ROURKE - G. WINTER

Diseño de Concreto Armado

NOEL J. EVERARD - JOHN L. TANNER III

El Concreto Armado en las Estructuras

VICENTE PEREZ ALAMO

Introducción a la Mecánica Estructural

REYNOLDS - KENT

Concreto

MARCO AURELIO TORRES H.

Construcciones Antisísmicas

JOSE CREIXELL M.

Concreto Reforzado

OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS - FRANCISCO ROBLES F.V.

JUAN CASILLAS G. DE L. - ROGER DIAZ DE COSSIO.

Apuntes de Diseño Estructural

FACULTAD DE INGENIERIA

Manual de Diseño por Sismo (406)

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO.

Folleto Complementario para Diseño Sísmico

Gráficas para Diseño Plástico de Columnas de Concreto Reforzado.

Estructuras

MIGUEL CHINÁS DE LA TORRE

Tesis profesional

METODO ELASTICO Y EL METODO DE LA ULTIMA RESISTENCIA

ARTURO SOSA ORTIZ