

# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Programa Académico de Ingeniería Civil



## ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LOS CODIGOS DE DISEÑO SISMO - RESISTENTE DEL PERU Y JAPON

TESIS

Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil

JORGE LUIS MONTERO URBINA

Lima . Perú

1983

A MIS PADRES

MI ETERNA GRATITUD Y ADMIRACION  
QUIENES CON SU AMOR Y SACRIFICIO  
CONTRIBUYERON PARA HACER DE MI  
UN DIGNO PROFESIONAL.  
CON LA FE DE UN HIJO ETERNAMENTE  
AGRADECIDO.

A MIS HERMANOS

CHARO Y BETO POR EL ESTIMULO  
QUE REPRESENTAN EN MI VIDA.

AL ING. ROBERTO MORALES M.  
MI MAS PROFUNDO AGRADECIMIENTO  
POR QUE DEBIDO A SU VASTA  
EXPERIENCIA ME HA IMPARTIDO  
ENSEÑANZAS Y SEÑALADO RUMBOS  
PARA HACER MI TESIS UNA REALIDAD.

A LA ING. CARMEN ALIAGA P. Y  
AL ING. ROQUE BENAVIDES G. MI  
PROFUNDO AGRADECIMIENTO Y  
RECONOCIMIENTO POR SU INVALORABLE  
AYUDA Y ESTIMULO DURANTE MI  
CARRERA E INICIOS PROFESIONALES

# I N D I C E

Pag.

INTRODUCCION	
1.0	ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO PERUANO DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE,..... 1
1.1	Alcances..... 2
1.2	La sismicidad regional en el Código Peruano..... 3
1.3	Clasificación de suelos..... 3
1.4	Criterios de diseño..... 4
1.5	Consideraciones para el diseño sísmico..... 5
1.6	Concepción estructural sismo-resistente..... 5
1.7	Altura de las edificaciones..... 6
1.8	Categoría de la edificaciones..... 6
1.9	Método para la determinación de fuerzas sísmicas..... 7
1.10	Fuerzas sísmicas verticales..... 10
1.11	Momento de volteo..... 11
1.12	Efectos de torsión..... 11
1.13	Elementos no-estructurales..... 11
2.0	ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO JAPONES DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE..... 12
2.1	Propósito..... 13
2.2	Alcances..... 14
2.3	Procedimiento de diseño..... 14
2.4	Cortante sísmico lateral..... 17
2.5	Corte lateral sísmico en apéndices..... 18
2.6	Corte sísmico lateral en sótanos..... 18
3.0	ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS TIPICOS DE CONCRETO ARMADO USANDO EL CODIGO PERUANO DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE..... 19

	Pag.
3.1 Generalidades.....	21
3.2 Modelo 1.....	23
3.3 Modelo 2.....	72
4.0 ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS TIPICOS DE CONCRETO ARMADO USAN- DO EL CODIGO JAPONES DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE.....	129
4.1 Generalidades.....	130
4.2 Modelo 1.....	131
4.3 Modelo 2.....	166
5.0 ANALISIS Y EVALUACION DE LOS RESULTADOS.....	196
5.1 Generalidades.....	197
5.2 Conceptos sobre sollicitación sísmica.....	197
5.3 Métodos de diseño de concreto armado.....	204
5.4 Capacidad última.....	211
5.5 Cuadro comparativo.....	212
6.0 PROBLEMAS DE ANALISIS Y DISEÑO.....	214
6.1 Generalidades.....	215
6.2 Diseño-límite.....	216
6.3 Líneas de fluencia.....	232
6.4 Diseño de pórticos dúctiles.....	253
ANEXO	
A.0 Muros de corte.....	275
B.0 Losas armadas en dos sentidos.....	287
C.0 Características de los códigos estudiados.....	308
BIBLIOGRAFIA	

## INTRODUCCION

Este estudio tiene el objetivo de determinar los puntos similares y diferentes entre los códigos de diseño sismo-resistente del Perú y el Japón y analizar dichos puntos a fin de obtener conclusiones sobre los diferentes criterios de diseño. En una segunda parte se tratan los métodos usuales para resolver los problemas de diseño.

En este trabajo se cubren algunas posibles situaciones de diseño, principalmente aquellos modelos que se encuentran bajo condiciones usuales y que tienen un determinado rango de importancia en nuestra sociedad.

Debido al rápido desarrollo en la investigación que está teniendo lugar en el campo de la ingeniería sísmica, los códigos sísmicos deben ser dinámicos y traer consigo la reflexión acerca de los últimos avances. Este estudio comparativo entre los códigos mencionados incluye una visión a grandes luces de estos últimos avances. Es de esperar pues que cuando nuestro código sea revisado oficialmente estos conceptos sean tomados en cuenta, de manera que sean de provecho en una investigación detallada en todos los aspectos de ingeniería sísmica llevada a cabo para un mejor proyecto.

En el primer capítulo se realiza un estudio crítico del Código Peruano de diseño sísmico, describiendo los conceptos que abarca así como los criterios de diseño que se emplean. En el capítulo segundo se hace lo mismo con el Código Japonés orientando el estudio a mostrar toda la concepción sísmica del mencionado código.

En el tercer capítulo se analizan modelos estructurales típicos de concreto armado empleando todos los requerimientos, tanto de análisis como de diseño que se establece en nuestro código. En el cuarto capítulo se analizan los mismos modelos estructurales del tercer capítulo, pero esta vez considerando los requerimientos empleados en el Japón para análisis y diseño.



En el quinto capítulo se obtienen conclusiones a partir de los resultados obtenidos en los dos capítulos anteriores, efectuando las comparaciones respectivas tanto de los resultados cuantitativos como de los criterios de diseño de ambos códigos, planteándose concepciones generales acerca de la estructura de un código de diseño sísmico, considerando también las enseñanzas dejadas por los miembros de la reciente misión japonesa a la UNI, las cuales sirvieron para aclarar algunos conceptos.

En el último capítulo y en el anexo se muestran diferentes conceptos para el diseño de elementos de concreto armado tendiendo a mostrar la importancia del comportamiento inelástico de las estructuras. Se hace un desarrollo minucioso de cada concepto y se ilustran con ejemplos prácticos y didácticos.

Finalmente se espera generar una motivación para futuros trabajos al respecto, así como también incentivar la investigación de acuerdo a nuestras propias condiciones locales.

CAPITULO I

ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO PERUANO  
DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

## CAPITULO I

### 1.0 ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO PERUANO DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

#### 1.1 ALCANCES.-

El Código Peruano de Diseño Sismo-resistente establece requerimientos mínimos de análisis y diseño para que las edificaciones sean sismo-resistentes según criterios que se analizan más adelante. Así también se analizan requerimientos dados respecto al empleo de materiales de construcción y respecto a la reparación y refuerzo de estructuras dañadas por sismos.

Para otro tipo de estructuras como tanques, silos y estructuras similares, se menciona solo que las normas se aplicarán si son adecuadas, sin embargo no se especifica cuando son aplicables; esta quedaría al criterio del profesional, o en todo caso deberían elaborarse artículos especiales para ello.

Se establece que los proyectos que se elaboren con bases distintas a las consideradas en el Código deben ser revisados por el Comité Especializado N° 3 Estructuras y Construcción. Sin embargo deberían estipularse condiciones limitantes en los proyectos a fin de uniformizar los procedimientos de diseño de acuerdo a los tipos de estructura y dejar sólo los proyectos especiales sometidos a revisión y permiso del Comité Especializado cuando se empleen bases distintas o el proyecto así lo requiera. Por que sino se estaría contradiciendo el sentido del Código cual es normalizar el diseño sismo-resistente. Por lo tanto para señalar esas condiciones limitantes las normas deben ser periódica y constantemente revisadas para que puedan servir a los proyectos modernos y estar en concordancia con las continuas investigaciones realizadas sobre el asunto, tanto en nuestro país como en otros países a fin de asimilar todas las experiencias.

## 1.2 LA SISMICIDAD REGIONAL EN EL CODIGO PERUANO.-

En el Código Peruano se establecen escalas sísmicas para describir los movimientos sísmicos, pero este es un criterio cualitativo que es de utilidad a la sismología. La Ingeniería Antisísmica requiere más bien de criterios cuantitativos para una aplicación práctica, como podrían ser las aceleraciones máximas registradas, que si nos dan una idea del efecto del sismo en las edificaciones.

Sabemos que entre los factores que influyen en la respuesta sísmica de las edificaciones están las características del sismo y las condiciones locales del suelo; sin embargo estos factores no se pueden analizar aisladamente sino más bien combinándolos, aunque los efectos producidos así son complejos por lo tanto los estudios de zonificación sísmica deben ser periódicamente revisados, tomando en cuenta los últimos sismos ocurridos y los efectos causados por estos, los cambios de las características de los suelos, los avances de la Ingeniería Antisísmica, etc., para así contar con mapas de zonificación sísmica y microzonificación sísmica que nos indique de la manera más real posible la potencialidad sísmica de dichas zonas para la aplicación de las normas.

Igual tratamiento deben tener los estudios para obtener los espectros elásticos de respuesta de acuerdo a las características del medio

## 1.3 CLASIFICACION DE SUELOS.-

La clasificación de los suelos de acuerdo al tipo de cimentación y a su período predominante es importante en todo código ya que las condiciones locales del suelo influyen de manera predominante en la respuesta dinámica.

Debe tratarse siempre de obtener directamente el período predominante del suelo, sobre todo para proyectos importantes. Tratar de evitar los suelos blandos

y ver la influencia que tiene el tipo de cimentación empleada en el valor del período predominante del suelo.

#### 1.4 CRITERIOS DE DISEÑO.-

En el Código Peruano el diseño sismo-resistente tiene el objetivo de proyectar edificaciones para que se comporten ante sismos según los siguientes criterios: Sismos leves sin daños, moderados con posibilidad de daños estructurales leves y sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes y de ocurrencia del colapso de la edificación.

El análisis de estos criterios es importante por que de ellos se puede deducir la intención en el diseño, ya que en primer lugar la definición cuantitativa de los tipos de sismo no está especificada claramente, podemos asumir para nuestro medio que los sismos menores tengan una aceleración máxima del orden de 100 gals y los severos no mayor que 400 ó 500 gals, sin embargo en otros países como el Japón estos valores pueden aumentar llegando incluso a 1000 gals para sismos severos incluyendo factor de amplificación dinámica, lo cual es importante para definir el comportamiento que debe tener la estructura en cada tipo de sismo.

Otro punto a considerar es la frecuencia con que pueden ocurrir los diferentes tipos de sismos durante la vida de la estructura, por que por ejemplo para el Código Peruano en un sismo moderado se acepta daños estructurales leves, pero si este tipo de sismos se repiten, la estructura no se va a comportar de igual manera y pueden ocurrir daños estructurales importantes siendo el sismo moderado, por lo tanto es necesario definir las veces que pueden ocurrir los tipos de sismos durante la vida de la estructura especialmente los moderados y severos que son los que pueden producir daños.

Pensamos que los sismos moderados de acuerdo a la definición del Código Peruano en función de la intensidad, pueden ocurrir más de una vez durante la vida de

la estructura, entonces debería especificarse los daños estructurales leves aceptados y normalizarse su reparación y refuerzo para que la estructura siga teniendo el comportamiento inicial con el que se diseñó.

#### 1.5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO.-

Una de las primeras consideraciones es que la edificación debe resistir de acuerdo a los criterios dados, en forma conjunta y en forma individual de cada una de sus partes.

La acción sísmica se simplifica para efectos de diseño en base al modelo cortante considerando los desplazamientos relativos de entrepiso para obtener las rigideces laterales. Se consideran los diafragmas como rígidos para una distribución adecuada de las fuerzas horizontales aunque puede hacerse esta distribución directamente si los diafragmas no son rígidos.

La consideración de los elementos no estructurales es importante ya que su acción conjunta puede dar o no capacidad adicional o más rigidez a la estructura, por lo tanto como menciona el Código Peruano debe establecerse si afectan significativamente o no el comportamiento sísmico de la estructura y tomar las medidas del caso.

#### 1.6 CONCEPCION ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE.-

Se considera que hay buena concepción estructural cuando se observan condiciones de simetría, distribución uniforme de masas y rigideces, pesos mínimos en pisos altos, adecuado uso y selección de materiales, la continuidad en la estructuración, la ductilidad, la deformación limitada, etc., mejoran notablemente el comportamiento de la estructura en caso de un sismo. Hay que tener en cuenta también, la buena práctica constructiva que debe haber, así como también tener una estructuración de acuerdo a las condiciones locales sobre la

sismicidad regional y las características del suelo ya que indudablemente no se pueden hacer grandes edificaciones en zonas de gran riesgo sísmico en que la seguridad y economía se verían seriamente afectados.

Si bien es cierto hay que tratar de tener una concepción estructural de acuerdo a todos los puntos mencionados anteriormente, hay que resaltar la gran importancia que viene adquiriendo en otros países la ductilidad y el comportamiento inelástico de las estructuras en conjunto, debido a las últimas experiencias que demuestran que las fuerzas sísmicas reales son mayores que las de diseño y como por otro lado existe la tendencia de reducir la resistencia de los elementos no estructurales, el desarrollo de una acción inelástica adecuada es necesario para disipar la gran energía que puede presentarse.

#### 1.7 ALTURA DE LAS EDIFICACIONES.-

Según el Código Peruano para edificaciones de concreto armado no hay limitaciones de altura salvo el caso de disposiciones pertinentes que se entienden son para edificaciones especiales. Sin embargo creemos que se debe dar mayor importancia a este punto por que en función de la altura están los momentos de volteo y la distribución de fuerzas en altura.

#### 1.8 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES.-

Las edificaciones están clasificadas en cuatro categorías de acuerdo al uso de la edificación y a lo que contiene, importando también el peligro que ocasionaría la falla. Por otro lado aparte de una simple clasificación en categorías se podrían añadir condiciones limitantes en cada una de ellas a fin de que en cada categoría hayan características más definidas.

## 1.9 METODO PARA LA DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS.-

Según el Código Peruano el cortante en la base se determina por la fórmula:

Debenos hacer un estudio crítico de esta fórmula y de los factores involucrados en ella.

Factor de zona Z.- El factor de zona toma en cuenta los parámetros más importantes del sismo de acuerdo a la zona en que se encuentre viendo el mecanismo de origen, el tamaño, las condiciones del medio de propagación de las ondas sísmicas, etc., que dependen de la zona sísmica en que se encuentra la edificación, zonas que son establecidas en los mapas de zonificación y microzonificación sísmica anteriormente mencionados.

Tenemos tres zonas siendo la zona 1 de mayor riesgo sísmico con un factor Z igual a 1.0 teniendo en las otras zonas valores de 0.7 y 0.3 respectivamente, estos números nos vienen a representar los valores relativos de las aceleraciones máximas obtenidas en las zonas mencionadas así como también la probabilidad de ocurrencia representandonos en buena cuenta el riesgo sísmico.

Factor de Usó.- Involucra la importancia de la edificación se señalan valores específicos para las categorías intermedias B y C, dado que son edificaciones relativamente similares, en cambio para los de categoría A que son especiales y totalmente diferentes a las anteriores hay que hacer estudios previos para determinar el coeficiente adecuado o empleando otros métodos justificados para encontrar la fuerza sísmica, y por otro lado las estructuras de categoría D no requieren un diseño sísmico. Todo esto es una forma de asignar procedimientos de diseño planteados a las características de las edificaciones.

Factor de Suelo.- El factor de suelo toma en cuenta la amplificación sísmica de acuerdo a las condiciones geológicas, el espesor de los estratos, su inclinación, el nivel freático y la profundidad de la base rocosa en el



subsuelo de cimentación.

Tomando como unidad el comportamiento sobre suelo duro, el factor se va incrementando a medida que el suelo es más blando ya que la amplitud de las ondas aumenta cuando el estrato superficial es blando. Por lo tanto el daño sísmico en suelos blandos es generalmente severo, aunque no siempre se cumple esto.

Coeficiente Sísmico.- La acción sísmica se manifiesta representativamente por fuerzas aplicadas en el plano horizontal, debido a aceleraciones sísmicas horizontales que vienen a ser fracciones de la aceleración de la gravedad. Por lo tanto este coeficiente sísmico nos representa la relación entre la aceleración sísmica y la de la gravedad. De aquí podemos definirlo también como un porcentaje del peso de la edificación que se utiliza para calcular el cortante en la base.

Así también este coeficiente toma en cuenta la amplificación dinámica al relacionar el período fundamental de la estructura y el período del suelo, donde hay que mencionar la importancia de la resonancia suelo estructura y esto está considerado en los límites dados por el Código Peruano de 0.16 y 0.4. También se está considerando los efectos de la falla progresiva que conduce a una disminución en la rigidez y a un aumento en el período de vibración, por lo tanto se desea, al establecer el límite de 0.4, que el período de la estructura sea mayor que el del suelo para no tener problemas si es que el período de la estructura aumenta por falla progresiva.

El período  $T_s$  del suelo comprendido entre 0.3 y 0.9 debe determinarse por estudios de Mecánica de Suelos, además sería conveniente reducir el intervalo de  $T_s$  para entrar en el común de los suelos de cimentación como se ha hecho en otros países.

Factor de Ductilidad.- Toma en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, por lo tanto depende del tipo de estructuración y la ductilidad de las secciones críticas.

Se considera la igualdad de desplazamientos entre un comportamiento inelástico y un comportamiento elástico, de ahí que se divide entre el factor de ductilidad para obtener la respuesta.

Ya se ha destacado la importancia de la ductilidad ya que mediante el comportamiento inelástico se absorbe energía vibratoria proveniente del terreno reduciendo la aceleración de respuesta en la construcción. Si las construcciones fueran muy rígidas, vibrarían junto con el terreno y no se aprovecharía el beneficio apreciable del factor de ductilidad por eso es que hay que revisar constantemente los valores empleados en el Código Peruano de acuerdo a nuevos materiales usados y sistemas de estructuración considerados. Por otro lado es mejor conocer los verdaderos valores de los factores de ductilidad de la estructura diseñada, para conocer su capacidad máxima.

Peso de la Edificación.- Se ha mencionado que el peso de la edificación debe tender a ser el mínimo posible sobre todo en los pisos altos y su evaluación correcta es importante ya que la fuerza sísmica es una fracción del peso.

El Código considera adicionalmente a la carga permanente un porcentaje de la carga viva según la importancia de las edificaciones, tomando en cuenta el porcentaje de carga viva que podría estar presente al momento de un sismo.

Período de vibración fundamental de la estructura.- El período fundamental que corresponde al primer modo de vibración debe determinarse mediante un análisis dinámico. En todo caso se pueden utilizar las expresiones del Código, las cuales consideran diversos valores de acuerdo al tipo de estructuración, disminuyendo los valores a medida que se rigidiza la estructura, pero hay que hacer notar que estos valores son para estructuras relativamente simples, además se pueden presentar ciertas dudas sobre que expresión usar cuando se tenga un tipo de estructuración que no se acomode adecuadamente a las mencionadas en el

Código. Tal vez sería mejor uniformizar en una sola expresión, para efectos del reglamento, aunque lo más adecuado siempre será calcular el período fundamental por medio de un análisis modal.

Distribución de Fuerzas en altura.- Una vez calculada la fuerza cortante en la base se distribuye a lo alto de la edificación mediante una distribución lineal.

Si consideramos que un sistema de cargas horizontales estáticos se distribuyen en intensidad a lo alto de la edificación de acuerdo a una distribución que involucra los efectos causados por los altos modos de vibración podemos considerar que la distribución asumida en el Código involucra una deformada lineal o en buena cuenta un primer modo de vibración. El factor  $f$  que antecede en la fórmula de distribución toma en cuenta los otros modos de vibración ya que a medida que el edificio es más alto con respecto al ancho los demás modos influyen sobre todo en el piso superior.

Así y todo se ha demostrado que la distribución de las fuerzas no es tan lineal como se hace, como no lo son las deformadas tampoco, por eso es que no basta con considerar un solo modo para efectos prácticos, sino a los otros modos de una manera efectiva.

#### 1.10 FUERZAS SISMICAS VERTICALES.-

El sismo no solo produce aceleraciones horizontales sino también verticales que están aplicadas a las diferentes masas de la construcción lo que da lugar a que existan fuerzas verticales proporcionales a estas aceleraciones. La vibración vertical por lo tanto produce incrementos positivos o negativos al peso de la edificación, que generalmente son mucho menores que el peso natural de la edificación, es por eso que esta fuerza solo se aplica a elementos sensibles a ésta, como voladizos, salientes de edificios, elementos de gran longitud como tijerales y puentes.

### 1.11 MOMENTOS DE VOLTEO.-

Es importante considerar los momentos de volteo que sufre toda estructura sometida a esfuerzos estructurales, sobretodo cuando los edificios son altos, y cuando se diseña la cimentación, por que su efecto puede producir o combinarse con asentamientos diferenciales, produciendo aumentos nada deseables.

Donde más importan los momentos de volteo y donde no se permite reducciones es cuando se trata de estructuras tipo péndulo invertido por que casi toda la masa está concentrada en la parte superior.

### 1.12 EFFECTOS DE TORSION.-

Es deseable tener una estructuración en la que cada piso tenga el centro de rigideces coincidente o cercano al centro de cortantes, pero como esto no es muchas veces posible hay que considerar las fuerzas originadas por la torsión debido a la excentricidad de análisis y a la excentricidad accidental.

### 1.13 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.-

Los elementos no estructurales pueden influir bastante como se ha visto anteriormente por eso es conveniente considerar un diseño para ellos y para sus anclajes viendo la manera en que van a influir en el comportamiento en conjunto de la estructura.

CAPITULO II

ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO JAPONES  
DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

## CAPITULO II

### 2.0 ESTUDIO CRITICO DEL CODIGO JAPONES EN DISEÑO SISMO RESISTENTE.-

A partir de 1972 hasta 1977 se desarrolló en el Japón un proyecto a nivel nacional en el que intervinieron diversas instituciones, Institutos de Investigación, Universidades, etc., para elaborar un reglamento de diseño sismo resistente, donde se reflejen las experiencias tenidas en sismos reales, sobretudo el de Tokachio-ki en 1968. En estas experiencias se encontraron fundamentalmente que las fuerzas sísmicas reales eran mayores que las de diseño, que los coeficientes sísmicos deberían aumentarse ya que registros tomados en edificios mostraban una gran amplificación dinámica en los pisos superiores de hasta cuatro veces la aceleración en el suelo. Por otro lado el hecho de que edificios diseñados con códigos anteriores resistían satisfactoriamente, revelando así la importancia de la ductilidad.

En consecuencia los japoneses han desarrollado sus normas con nuevos criterios de diseño como veremos más adelante.

### 2.1 PROPOSITO.-

En el propósito mencionado en el Código Japonés hay dos criterios de diseño que son fundamentales:

1º) Para sismos moderados las estructuras deben resistir casi sin daños o sea tener un comportamiento lineal elástico, y dependiendo del riesgo sísmico de la zona estos sismos moderados pueden ocurrir varias veces durante la vida de la estructura.

2º) La estructura no debe colapsar ni dañar vidas humanas cuando ocurran sismos severos que deben tener una probabilidad de ocurrencia menor que uno a lo largo de la vida de la edificación.

A partir de estos criterios se establecen procedimientos de diseño como se verá más adelante.

## 2.2 ALCANCE.-

De acuerdo al tipo de estructuración, área de piso techada, altura, etc., y considerando los criterios mencionados anteriormente se clasifican las estructuras asignando los procedimientos de diseño adecuados. Las edificaciones simples de uno, dos o tres pisos de estructuración convencional y con una densidad de muros de corte adecuada, requieren un diseño considerando sismos moderados.

En todo caso si exceden a 20 mts. de altura se considera también el segundo criterio de sismos severos teniendo una limitación a los 60 mts. en que requieren permiso especial.

Notamos que en esta clasificación no se considera mucho la importancia o el tipo de uso que se le va a dar a la edificación, quedando tal vez edificaciones especiales sujetas a permisos especiales del Ministerio de Construcción del Japón.

## 2.3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO.-

### Requerimientos estructurales.-

Se refiere a los requerimientos usuales de diseño tanto estructural como arquitectónico. Involucra el cálculo para las diferentes cargas de acuerdo al reglamento japonés de diseño estructural el cual presenta algunas diferencias con el reglamento peruano correspondiente entre las que se puede mencionar una reducción en los esfuerzos permisibles en el concreto, tanto en compresión como en corte, así como también se considera en la relación de módulos de elasticidad entre el concreto y el acero un valor constante de 15; los espaciamientos en general de acero son menores, etc., dichas diferencias serán verificadas cuando veamos el análisis y diseño de

modelos de edificios de concreto armado mediante ambos reglamentos.

Esfuerzos.-

Se mencionan que los esfuerzos producidos por corte lateral no deben ser mayores que los esfuerzos permisibles para cargas temporales que están dados en el reglamento de diseño estructural y que generalmente son 50% mayores que para carga permanente.

Desplazamientos de piso.-

Los desplazamientos que son causados por el corte lateral deben ser menores que 1/200 de la altura del piso, en todo caso puede ser 1/120 si hay elementos no estructurales que no sufran mucho daño.

Estos desplazamientos de entrepiso son menores que los dados por el Código Peruano, debido a que en estos valores se considera el primer criterio de que en sismos moderados casi no debe haber daño por lo tanto no se pueden permitir desplazamientos mayores.

Excentricidad, Rigideces.-

Tenemos que el Código Japonés considera la verificación de la excentricidad y la variación de rigideces cuando las estructuras son más grandes.

En la verificación de la excentricidad advertimos que se toma en cuenta la excentricidad del centro de rigideces respecto al centro de fuerzas cortantes, así como también un radio elástico que involucra la rigidez torsional; en suma se trata de verificar la influencia que puede tener la torsión limitando la relación de excentricidad un valor de 0.15.

En cuanto a la variación de la rigidez lateral se trata de verificar la influencia que tendrá la distribución de rigideces en la acción sísmica. Se menciona que debe ser mayor que 0.6 con respecto al promedio de rigideces laterales, esto significa que la rigidez de cada piso no debe estar muy lejos del promedio o sea que no



haya mucha diferencia entre las rigideces de cada piso.

En buena cuenta se trata de verificar una adecuada distribución de las masas y las rigideces de la edificación que son factores que influyen en sus demás características dinámicas.

Además se menciona la resistencia última al cortante debe ser, en cada miembro, mayor que su resistencia última a la flexión entendiéndose que se desea un comportamiento inelástico adecuado.

#### Resistencia última al cortante lateral.-

Se toma en cuenta en este procedimiento de diseño los sismos severos que en el Japón se consideran con aceleraciones de hasta 1000 gals.

La resistencia última de corte lateral debe ser mayor que el corte lateral requerido en las condiciones mencionadas.

En la fórmula para encontrar el corte lateral requerido se consideran aparte del cortante lateral para sismos severos propiamente dicho, un coeficiente estructural y un factor de forma. El coeficiente estructural involucra la ductilidad y el grado de amortiguamiento que puede presentar la edificación de acuerdo a su estructuración. Generalmente en el Japón se considera un amortiguamiento de 5% para estructuras de concreto armado.

El factor de forma involucra los conceptos revisados anteriormente de la excentricidad de rigideces y la variación de las rigideces laterales. Aumenta de valor a medida que aumenta la excentricidad de rigideces y sobrepasa el valor de 0.15 que se verifica en el procedimiento anterior. Asimismo aumenta de valor a medida que disminuye la variación lateral de rigideces cuando es menor que 0.6 lo cual se verifica también en el procedimiento anterior.

En suma, para edificios menores en altura de 31 mts. hay que verificar mediante el procedimiento anterior los valores de excentricidad y variación de rigideces y si no se cumplen los límites señalados se procede a cal-

cular el cortante último lateral requerido. Para edificios mayores de 31 mts. siempre se aplicará este último procedimiento de diseño.

#### 2.4 CORTANTE SISMICO LATERAL.-

De acuerdo al Código Japonés se puede determinar el cortante de cada piso por medio de una ecuación de la forma  $Q = C_i W_i$ . Teniendo en  $C_i$  un coeficiente sísmico de corte lateral y  $W_i$  es el peso del edificio encima del piso en análisis. Aquí tenemos pues una importante diferencia con el Código Peruano que determina primero las fuerzas sísmicas en cambio en el Código Japonés se determina directamente la fuerza cortante que ocurre en el entrepiso como una fracción del peso por encima de dicho entrepiso.

En cuanto al cálculo del peso a considerar se toma en cuenta a la carga muerta más una fracción adecuada de la carga viva. Esto en cuanto a concepto es similar al Código Peruano pero las fracciones de la carga viva pueden variar.

El coeficiente sísmico de corte lateral involucra en su cálculo conceptos que hay que mencionar.

El coeficiente  $Z$  de zonificación de riesgo sísmico tiene el mismo concepto que en el Código Peruano sin embargo sus valores están más cercanos a la unidad, representando así un mayor riesgo sísmico en todo el territorio japonés.

El coeficiente espectral de diseño, se determina en base al tipo de perfil de suelo y al período fundamental de la estructura considerándose así la amplificación dinámica y los espectros de respuesta para cada tipo de suelo.

El factor de distribución de cortante lateral  $a_i$  es otra de las diferencias fundamentales con el Código Peruano en cuanto a distribución de fuerzas se refiere. En este factor se involucran tanto el período fundamental de la estructura así como la distribución de masas en la

edificación. Por lo tanto no se tiene un solo tipo de distribución como en el Código Peruano sino una distribución que está más cercana a la real, ya que como se mencionó anteriormente esta distribución depende de los modos de vibración y estos modos dependen a su vez de las características dinámicas de la edificación, como son; la distribución de masas, la rigidez, y el amortiguamiento.

El coeficiente cortante standard  $C_0$  tiene dos valores definidos, 0.2 para sismos moderados y 1.0 para sismos severos. Podemos comparar estos valores con el coeficiente sísmico del Código Peruano viendo que para sismos severos se llega a 1.0 lo cual se basa en la gran amplificación registrada en grandes sismos en los cuales las edificaciones presentaron coeficientes sísmicos apreciables mayores de 0.5 es por eso que se considera un valor relativamente grande a fin de poder diseñar con fuerzas que esten más cerca de las reales.

Con respecto al período fundamental de la estructura, en el Código Japonés se calcula en función solo de la altura del edificio sin considerar el tipo de estructuración como en el Código Peruano, por lo tanto su evaluación es bastante general.

## 2.5 CORTE LATERAL SISMICO EN APENDICES.-

El corte lateral sísmico en apéndices como chimeneas, torres, cisternas, etc., se evalúa por la expresión simple de  $q = k w$  donde  $k$  puede estar entre 1.0 y 0.5 dependiendo si su falla dañaría o no vidas humanas.

Este cálculo tiene el mismo criterio que el de elementos no estructurales del Código Peruano pero indudablemente los valores de  $k$  son relativamente mayores y no se considera aquí tampoco un factor de importancia.

## 2.6 CORTE SISMICO LATERAL EN SOTANOS.-

En el Código Japonés se considera un corte lateral en sótanos, lo cual no se había visto en el Código

Peruano. Consiste en dos términos primero el corte lateral que actuará en el primer piso y segundo un incremento de la forma  $KW_b$ , donde  $W_b$  es el peso del sótano y  $K$  es un coeficiente sísmico de diseño que está en función de la profundidad y de los coeficientes  $Z$  y  $C_o$ . Este coeficiente va disminuyendo a medida que aumenta la profundidad hasta 20 mts. a partir de la cual se considera este valor constante. Esto pues significa que cuando los sótanos tengan una profundidad considerable, menor será el corte sísmico que reciba.

## CAPITULO III

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS TIPICOS  
DE CONCRETO ARMADO USANDO EL CODIGO  
PERUANO DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

## CAPITULO III

### 3.0 ANALISIS Y DISEÑO DE MODELOS TIPICOS DE CONCRETO ARMADO USANDO EL CODIGO PERUANO DE DISEÑO SISMO - RESISTENTE

#### 3.1 GENERALIDADES.-

En este capítulo se analizan dos modelos típicos de concreto armado, ambos de cuatro pisos de altura, compuestos, el primero por pórticos comunes en ambas direcciones y el segundo por pórticos y muros de corte. Estos modelos típicos pueden corresponder a uso de departamentos u oficinas y por tratarse de modelos el análisis y diseño se hace solo para aquellos elementos que componen la estructura principal como son las vigas, columnas, muros de corte y en alguna forma las vigas de cimentación. En estos elementos pues influyen las disposiciones de los códigos de diseño sismo-resistente y donde mas se aprecian las diferencias que se obtienen de la aplicación de los códigos empleados.

En estos modelos se hacen dos tipos de análisis sísmico que son adoptados por el Código Peruano, uno es modal con el espectro teórico especificado y otro por el método estático, esto a fin de comparar también los resultados que se obtienen de la utilización de los diferentes métodos.

El análisis de cargas verticales puede hacerse por cualquier método conocido como el Cross, Kani, etc. en nuestro caso se realiza por medio del análisis matricial y los resultados obtenidos se combinan con los que se obtienen del análisis sísmico de acuerdo a las disposiciones del Código Peruano.

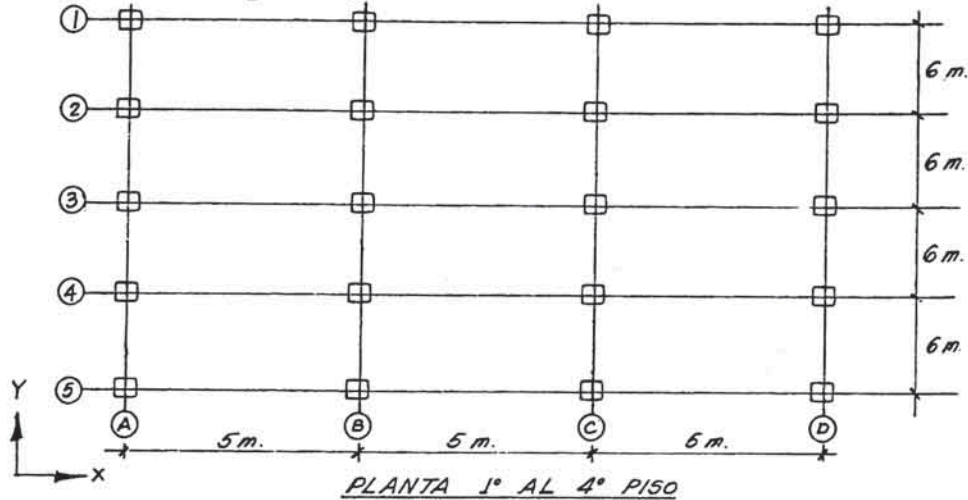
El diseño de concreto armado se realiza de acuerdo al Código Peruano por el método de rotura con todas las disposiciones adicionales para el diseño de pórticos dúctiles y muros de corte especiales a fin de proveer la

adecuada ductilidad a los modelos analizados.

Se realiza además para los modelos y sus resultados el cálculo de la capacidad última al cortante lateral a fin de calcular la ductilidad de entrepiso y para comparar mas adelante con los resultados obtenidos en el siguiente capítulo.

MODELO 1.-

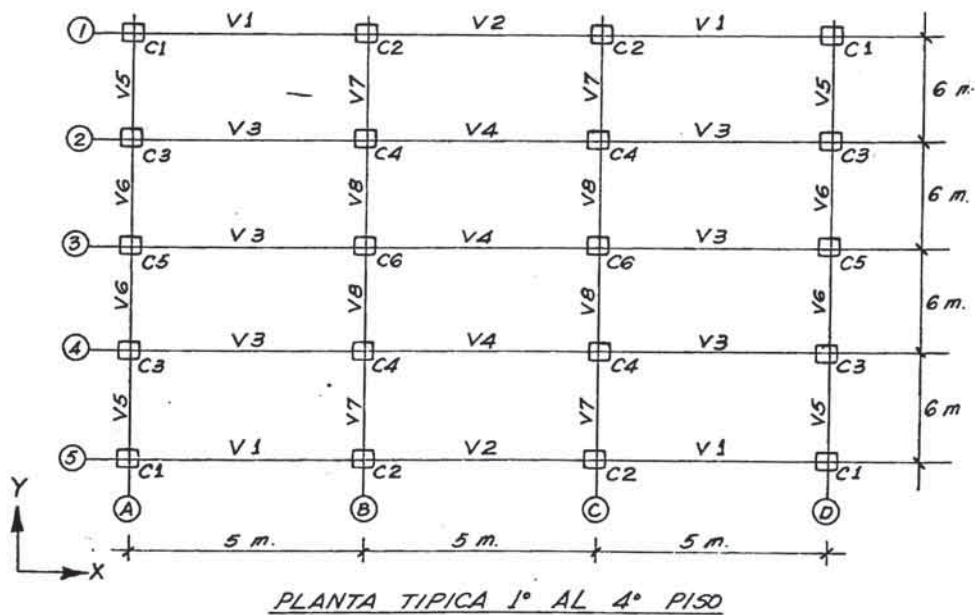
El modelo típico que se analizará será:

CARACTERISTICAS.-

- Edificio de Departamentos u Oficinas.
- Número de Pisos : 4
- Alturas de entrepisos 1° - 4.5 m.  
2° al 4° - 3.0 m.
- Espesor de aligerado : 20 cm.
- Vigas : 30 x 60 cm<sup>2</sup>.
- Columnas : 50 x 50 cm<sup>2</sup>.
- Vigas de cimentación : 50 x 100 cm<sup>2</sup>.

Materiales.-

- Concreto :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$





Cargas Unitarias.-

## a) losas.-

4º Piso	Aligerado	:	300 Kg/m <sup>2</sup>
	Acabado	:	100 Kg/m <sup>2</sup>
			<hr/>
			400 Kg/m <sup>2</sup>
3º al 1º Piso	Aligerado	:	300 Kg/m <sup>2</sup>
	Acabado	:	100 Kg/m <sup>2</sup>
	Tabiquería	:	100 Kg/m <sup>2</sup>
			<hr/>
			500 Kg/m <sup>2</sup>

## b) Vigas y Columnas.-

Vigas	:	0.30 x 0.60 x 2.4 = 0.43 T/m
Columnas	:	0.50 x 0.50 x 2.4 = 0.60 T/m

## c) Sobrecargas.-

4º Piso	:	150 Kg/m <sup>2</sup>
3º al 1º Piso	:	250 Kg/m <sup>2</sup>

RIGIDECES.-

Sabemos que:

$$K_{\frac{sup}{m}} = \frac{12EI}{h^3}$$

Tomamos:  $E = 210,000 \text{ kg/cm}^2$ 

luego:

1º Piso:

$$K_{\frac{sup}{m}} = \frac{12 \times 210 \times \frac{50^4}{12}}{450^3} = 14.40 \text{ Tn/cm.}$$

2º al 4º Piso:

$$K_{\frac{sup}{m}} = \frac{12 \times 210 \times \frac{50^4}{12}}{300^3} = 48.61 \text{ Tn/cm.}$$

Momentos de Inercia.-

Como las vigas y columnas tienen las mismas secciones en las dos direcciones tenemos:

$$I_v = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540,000 \text{ cm}^4 = 1.04 I$$

$$I_c = \frac{50^4}{12} = 520,830 \text{ cm}^4 = I$$

$$I_{v.c.} = \frac{50 \times 100^3}{12} = 4,166,670 \text{ cm}^4 = 8 I$$

luego:

EJE X:

1º Piso:

Columnas C1, C3 y C5 :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_v}{2K_c} = \frac{\frac{1.04I + 8I}{5}}{2 \frac{I}{4.5}} = 4.068$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{4.068}{2 + 4.068} = 0.670$$

$$k = a K_{\text{equ}} = 0.670 \times 14.40 = 9.65 \text{ T/cm. (10 Columnas)}$$

Columnas C2, C4 y C6 :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_v}{2K_c} = \frac{\frac{2(1.04I + 8I)}{5}}{2 \frac{I}{4.5}} = 8.136$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{8.136}{2 + 8.136} = 0.803$$

$$k = a K_{\text{equ}} = 0.803 \times 14.40 = 11.56 \text{ T/cm. (10 Columnas)}$$

luego:  $K_{x1} = 10 \times 9.65 + 10 \times 11.56 = 212.10 \text{ T/cm.}$

De la misma manera calculamos los valores de rigideces laterales en los otros pisos y en el otro eje, lo cual resumimos en la siguiente tabla:

EJE	PISO	$K_{\text{equ}} \text{ (T/cm)}$	COLUMNA		$\bar{K}$	a	k (T/m)	k TOTAL (T/cm)
			TIPO	No.				
X	1º	14.40	C1	4	4.068	0.670	9.65	38.60
			C2	4	8.136	0.803	11.56	46.24
			C3	4	4.068	0.670	9.65	38.60
			C4	4	8.136	0.803	11.56	46.24
			C5	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C6	2	8.136	0.803	11.56	23.12
							$K_{x1} =$	212.10
	2º-4º	48.61	C1	4	0.624	0.238	11.57	46.28
			C2	4	1.248	0.384	18.67	74.68
			C3	4	0.624	0.238	11.57	46.28
			C4	4	1.248	0.384	18.67	74.68
			C5	2	0.624	0.238	11.57	23.14
C6			2	1.248	0.384	18.67	37.34	
						$K_{x2^\circ-4^\circ} =$	302.40	

EJE	PISO	$K_{\text{tr}}^{\text{tr}} (T/cm)$	COLUMNAS		$\bar{K}$	a	R (T/m)	R TOTAL (T/cm)
			TIPO	Nº				
Y	1º	14.40	C 1	4	3.390	0.629	9.06	36.24
			C 2	4	3.390	0.629	9.06	36.24
			C 3	4	6.780	0.772	11.12	44.48
			C 4	4	6.780	0.772	11.12	44.48
			C 5	2	6.780	0.772	11.12	22.24
			C 6	2	6.780	0.772	11.12	22.24
							$K_{Y 1^\circ} =$	205.92
	2º-4º	48.61	C 1	4	0.520	0.206	10.01	40.04
			C 2	4	0.520	0.206	10.01	40.04
			C 3	4	1.040	0.342	16.62	66.48
			C 4	4	1.040	0.342	16.62	66.48
			C 5	2	1.040	0.342	16.62	33.24
			C 6	2	1.040	0.342	16.62	33.24
							$K_{Y 2^\circ-4^\circ} =$	279.52

Pesos por Piso.-

Edificación Categoría C : Consideremos 25 % de carga viva.

Area de losa : 360 m<sup>2</sup>

Longitud total de vigas : 171 m.

4º Piso

losas	:	360 x 0.400	=	144	Tn
Vigas	:	171 x 0.430	=	73.5	
Columnas	:	20 x 1.50 x 0.600	=	18	
S/c	:	360 x 0.25 x 0.15	=	13.5	
				<hr/>	
		W	=	249.0	Tn

3º y 2º Piso.-

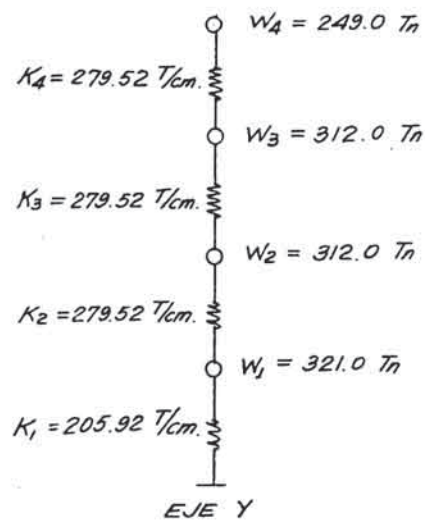
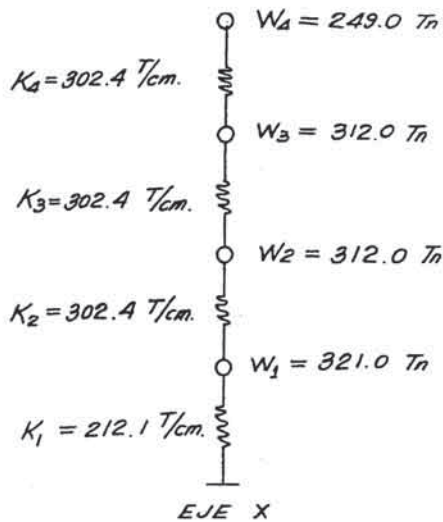
Losa	:	360 x 0.500	=	180	Tn
Vigas	:	171 x 0.430	=	73.5	
Columnas	:	20 x 3.00 x 0.600	=	36.0	
S/c	:	360 x 0.25 x 0.25	=	22.5	
				<hr/>	
		W	=	312.0	Tn

1º Piso.-

Losas	:	360 x 0.500	=	180	Tn
Vigas	:	171 x 0.430	=	73.5	

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Columnas} & : & 20 \times 3.75 \times 0.60 = 45 \\
 \text{S/c} & : & 360 \times 0.25 \times 0.25 = 22.5 \\
 & & \hline
 W & = & 321.0 \quad \text{Tn}
 \end{array}$$

### MODELOS CORTANTES.-



### ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL

#### EJE X:

Matriz de masas:

$$\underline{\underline{M}} = \begin{bmatrix} 1.29 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.25 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.00 \end{bmatrix} \text{ m} \quad \text{m} = \frac{249}{980} \text{ Tn}$$

Matriz de Rigideces:

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} 1.70 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \text{ K} \quad \text{K} = 302.4 \text{ Tn/cm}$$

Hacemos:

$$\begin{vmatrix} K - w^2 M & & & \\ & K - w^2 M & & \\ & & K - w^2 M & \\ & & & K - w^2 M \end{vmatrix} = 0$$

$$\begin{vmatrix} 1.70K - 1.29w^2 M & -K & 0 & 0 \\ -K & 2K - 1.25w^2 M & -K & 0 \\ 0 & -K & 2K - 1.25w^2 M & -K \\ 0 & 0 & -K & K - w^2 M \end{vmatrix} = 0$$

Si

$$\lambda = \frac{w^2 M}{K}$$

$$\begin{vmatrix} 1.70 - 1.29\lambda & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 - 1.25\lambda & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 - 1.25\lambda & -2 \\ 0 & 0 & -1 & 1 - \lambda \end{vmatrix} = 0$$

Desarrollando:

$$0.70 - 9.515\lambda + 18.61375\lambda^2 - 11.121875\lambda^3 + 2.015625\lambda^4$$

Resolviendo la ecuación anterior y reemplazando en:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\lambda_i K}{m}} \quad T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Tenemos:

$i$	$\lambda_i$	$\omega_i$	$T_i$
1	0.0879	10.228	0.61
2	0.7567	30.010	0.21
3	1.8482	46.901	0.13
4	2.8250	57.985	0.11

Luego las formas de modo serán:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 & 1.00 & 1.00 \\ 1.59 & 0.72 & -0.68 & -1.94 \\ 2.00 & -0.24 & -0.79 & 1.98 \\ 2.19 & -0.97 & 0.93 & -1.08 \end{bmatrix}$$

Empleamos:

$$FPM_i = \frac{\sum \phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}{\sum (\phi_{\alpha}^i)^2 W_{\alpha}}$$

$$C_i = \frac{0.8}{\frac{T_i}{T_s} + 1.0} \leq 0.4$$

$$Sdis_i = \frac{C_i g}{Rd}$$

$$Rd = 6$$

$$T_s = 0.3 \text{ seg.}$$

$$V_{base}^i = FPM_i (\sum m_{\alpha} \phi_{\alpha}^i) Sdis_i$$

$$F_{\alpha}^i = V_B^i = \frac{\phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}{\sum \phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}$$

## RESUMIENDO:

MODO $i$	NIV $\alpha$	$\lambda_i$	$T_i$ (seg)	$\Phi_{\alpha}^i$	$W_{\alpha}$ (ton)	$\Phi_{\alpha}^i W_{\alpha}$	$(\Phi_{\alpha}^i)^2 W_{\alpha}$	$FPM_i$	$C_i$	$S_{dis_i}$	$V_{base}^i$ (ton)	$F_{\alpha}^i$ (ton)
1	1	0.0879	0.61	1.00	321	321	321	0.56	0.26	42.5	48.24	7.80
	2			1.59	312	496.1	788.8					12.05
	3			2.00	312	624.0	1248.0					15.15
	4			2.19	249	545.3	1194.2					13.24
							1986.4					3552.0
2	1	0.7567	0.21	1.00	321	321	321	0.31	0.40	65.3	4.73	6.62
	2			0.72	312	224.6	161.7					4.64
	3			-0.24	312	-74.9	18.0					-1.55
	4			-0.97	249	-241.5	234.3					-4.98
							229.2					735.0
3	1	1.8482	0.13	1.00	321	321	321	0.11	0.40	65.3	0.69	2.36
	2			-0.68	312	-212.2	144.3					-1.56
	3			-0.79	312	-246.5	194.7					-1.81
	4			0.93	249	231.6	215.4					1.70
							93.9					875.4
4	1	2.8250	0.11	1.00	321	321	321	0.02	0.40	65.3	0.01	0.05
	2			-1.94	312	-605.3	1174.2					-0.09
	3			1.98	312	617.8	1223.2					0.10
	4			-1.08	249	-268.9	290.4					-0.05
							64.6					3008.8

Fuerzas a considerarse tomando en cuenta el promedio de suma absoluta y media cuadrática:

NIVEL	$F_{\alpha}^1$ (TON)	$F_{\alpha}^2$ (TON)	$F_{\alpha}^3$ (TON)	$F_{\alpha}^4$ (TON)	$\Sigma Abs$ (TON)	$\sqrt{\Sigma^2}$ (TON)	PROM. (TON)
4	13.24	-4.98	1.70	-0.05	19.97	14.25	17.11
3	15.15	-1.55	-1.81	0.10	18.61	15.34	16.98
2	12.05	4.64	-1.56	-0.09	18.34	13.01	15.68
1	7.80	6.62	2.36	0.05	16.83	10.50	13.67

EJE Y:

De igual manera que para el eje X obtenemos:

$$|K - w^2 M| = 0 \quad m = \frac{249}{980} T_m$$

$$\text{Si } \lambda = \frac{w^2 M}{K} \quad K = 279.52 T/cm$$

$$\text{Entonces: } \begin{bmatrix} 1.74 - 1.29\lambda & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 - 1.25\lambda & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 - 1.25\lambda & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix}$$

Desarrollando:

$$0.74 - 9.785\lambda + 18.87625\lambda^2 - 11.184375\lambda^3 + 2.015625\lambda^4$$

$$\text{Si: } \omega_i = \sqrt{\frac{\lambda_i K}{m}} \quad T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Tenemos:

$i$	$\lambda_i$	$\omega_i$	$T_i$ (seg)
1	0.0906	9.986	0.63
2	0.7701	29.106	0.22
3	1.8597	45.232	0.14
4	2.8284	55.781	0.11

Las formas de modo serán:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 & 1.00 & 1.00 \\ 1.62 & 0.75 & -0.66 & -1.91 \\ 2.06 & -0.23 & -0.79 & 1.93 \\ 2.27 & -0.98 & 0.91 & -1.06 \end{bmatrix}$$

Con:

$$FPM_i = \frac{\sum \Phi_{\alpha^i} W_{\alpha}}{\sum (\Phi_{\alpha^i})^2 W_{\alpha}}$$

$$C_i = \frac{0.8}{\frac{T_L}{T_S} + 1.0} \leq 0.4$$

$$S_{dis} = \frac{C_i g}{R_d}$$

$$R_d = 6$$

$$T_S = 0.3 \text{ seg}$$

$$V_{base}^i = FPM_i (\sum m_{\alpha} \Phi_{\alpha^i}) S_{dis}^i$$

$$F_{\alpha^i} = V_{base}^i \frac{\Phi_{\alpha^i} W_{\alpha}}{\sum \Phi_{\alpha^i} W_{\alpha}}$$

Obtenemos:

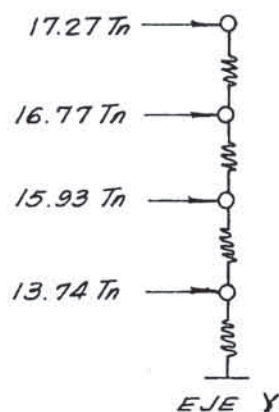
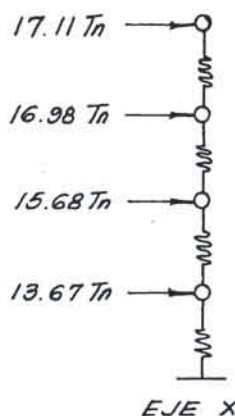
MODO $i$	NIV. $\alpha$	$\lambda_i$	$T_L$ (seg)	$\Phi_{\alpha^i}$	$W_{\alpha}$ (TON)	$\Phi_{\alpha^i} W_{\alpha}$	$(\Phi_{\alpha^i})^2 W_{\alpha}$	$FPM_i$	$C_i$	$S_{dis}^i$	$V_{BASE}^i$ (TON)	$F_{\alpha^i}$ (TON)
1	1	0.0906	0.63	1.00	321	321	321	0.54	0.26	42.15	47.25	7.46
	2			1.62	312	505.4	818.8					11.74
	3			2.06	312	642.7	1324.0					14.93
	4			2.27	249	565.2	1283.1					13.12
							2034.3					3746.9
2	1	0.7701	0.22	1.00	321	321	321	0.32	0.40	65.3	5.10	6.84
	2			0.75	312	234	175.5					4.99
	3			-0.23	312	-71.8	16.5					-1.53
	4			-0.98	249	-244.0	239.1					-5.20
							239.2					752.1
3	1	1.8597	0.14	1.00	321	321	321	0.11	0.40	65.3	0.70	2.36
	2			-0.66	312	-205.9	135.9					-1.51
	3			-0.79	312	-246.5	194.7					-1.81
	4			0.91	249	226.6	206.2					1.66
							95.2					857.8
4	1	2.8284	0.11	1.00	321	321	321	0.02	0.40	65.3	0.08	0.41
	2			-7.91	312	-595.9	1138.2					-0.75
	3			1.93	312	602.2	1162.2					0.76
	4			-1.06	249	-263.9	279.8					-0.34
							63.4					2901.2



Fuerzas a considerarse tomando en cuenta el criterio de promedio de suma absoluta y media cuadrática:

NIVEL	$F_{\alpha}^1$ (TON)	$F_{\alpha}^2$ (TON)	$F_{\alpha}^3$ (TON)	$F_{\alpha}^4$ (TON)	$\Sigma Abs$ (TON)	$\sqrt{\Sigma^2}$ (TON)	PROM. (TON)
4	13.12	-5.20	1.66	-0.34	20.32	14.21	17.27
3	14.93	-1.53	-1.81	0.76	19.03	14.51	16.77
2	11.74	4.94	-1.51	-0.75	18.99	12.87	15.93
1	7.46	6.84	2.36	0.41	17.07	10.40	13.74

Luego las fuerzas resultantes del análisis espectral para cada eje serán:



### ANALISIS ESTATICO DE ACUERDO AL CODIGO PERUANO

El cortante de la base se determina por:

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P$$

Determinamos los factores de la fórmula anterior:

Z : Suponemos ubicada la edificación en la zona de más alta sismicidad o sea:

$$Z = 1.0$$

U : La edificación es categoría C; luego:

$$U = 1.0$$

S : El suelo es tipo I, entonces:

$$S = 1.0$$

C : El coeficiente sísmico se calcula por:

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0}$$

$$N = 4 \text{ Pisos}$$

$$T = 0.08N = 0.08 \times 4 = 0.32 \text{ seg} \quad T_s = 0.3 \text{ seg}$$

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.32}{0.3} + 1.0} = 0.39$$

Rd : Se toma Rd = 6 por que se está calculando una estructura en base a pórticos dúctiles especiales.

P : El peso de la edificación será:

$$P = 321 + 312 + 312 + 249 = 1194 \text{ Tn}$$

Por lo tanto el cortante en la base será:

$$H = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.39}{6} \times 1194 \text{ Tn}$$

$$H = 77.61 \text{ Tn}$$

#### Distribución de la fuerza H en la altura del Edificio.-

Se distribuye según la fórmula:

$$F_\alpha = f \cdot H \times \frac{h_\alpha W_\alpha}{\sum h_\alpha W_\alpha}$$

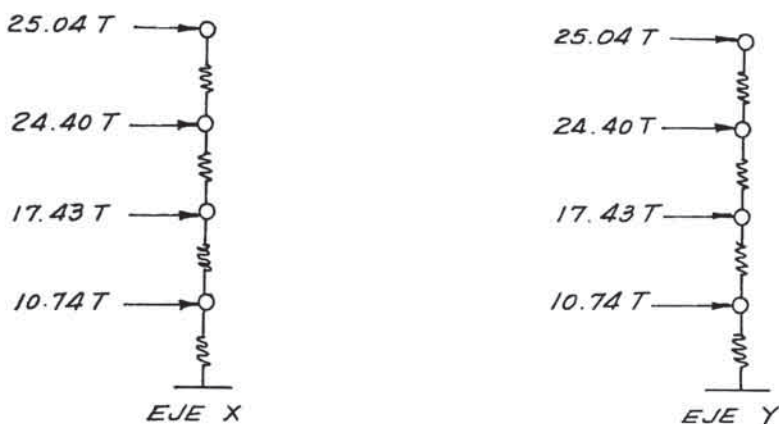
La relación alto/ancho es:

$$\frac{13.5}{15.0} = 0.9 < 3.0 \Rightarrow f = 1.0$$

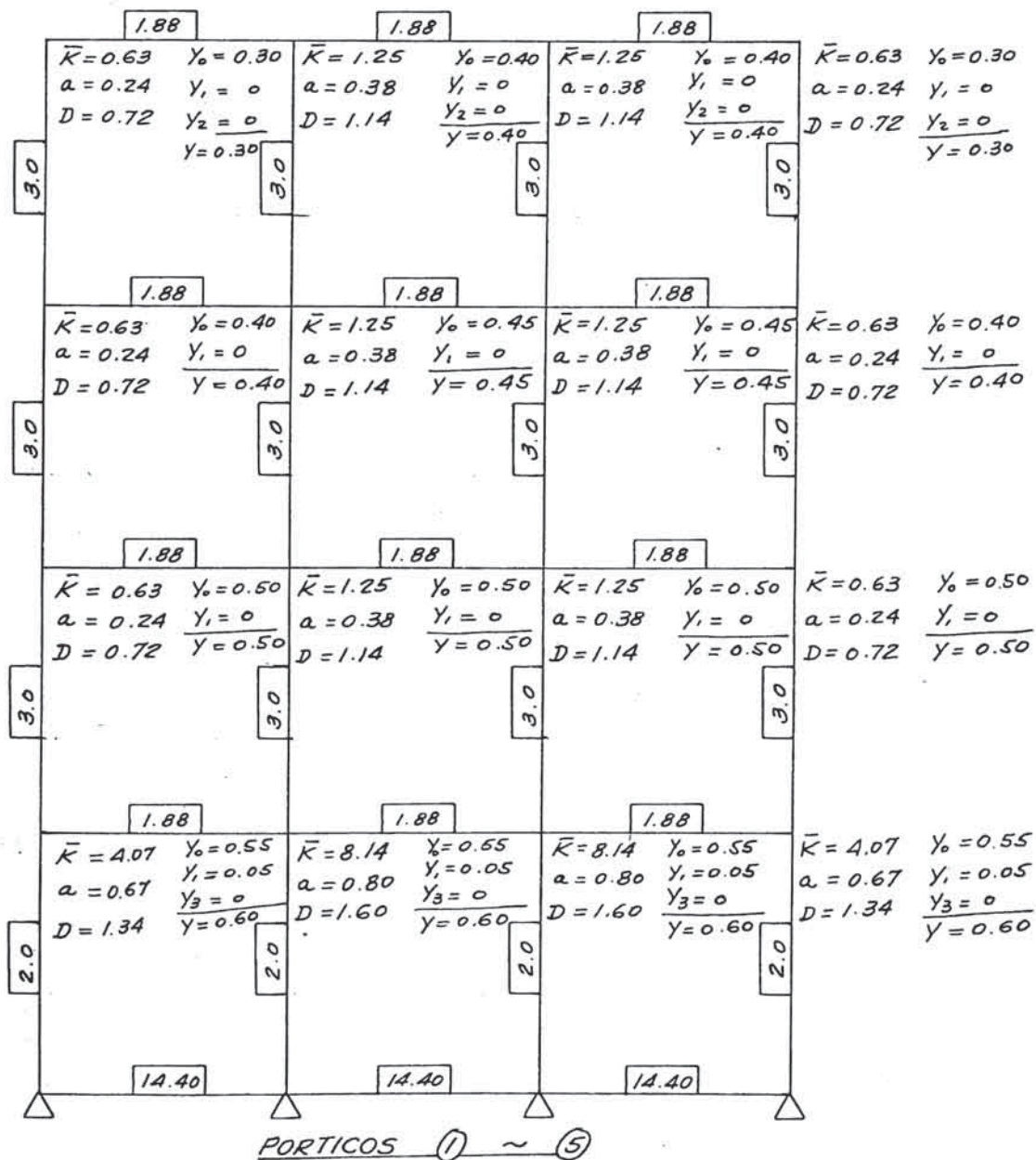
Distribuyendo:

NIVEL	$h_\alpha$ (m)	$W_\alpha$ (TON)	$h_\alpha W_\alpha$	$F_i$ (TON)
4	13.50	249	3361.5	25.04
3	10.50	312	3276.0	24.40
2	7.50	312	2340.0	17.43
1	4.50	321	1444.5	10.74
			10418.0	77.61

Luego en este caso las fuerzas sísmicas son:



Determinación de los momentos por el método del Dr. Muto  
 1.- Calculamos el valor de D y el valor de Y (punto de inflexión) por pórtico

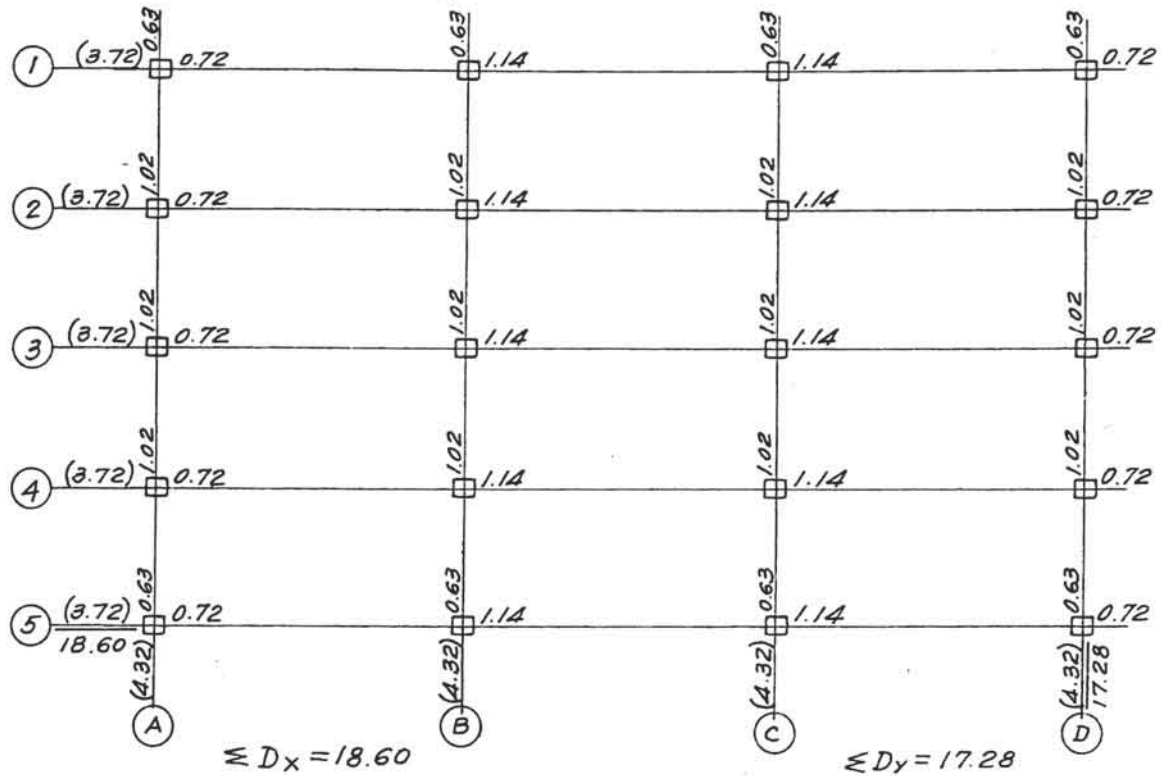


(LOS VALORES EN RECUADRO SON RIGIDEZES RELATIVAS)



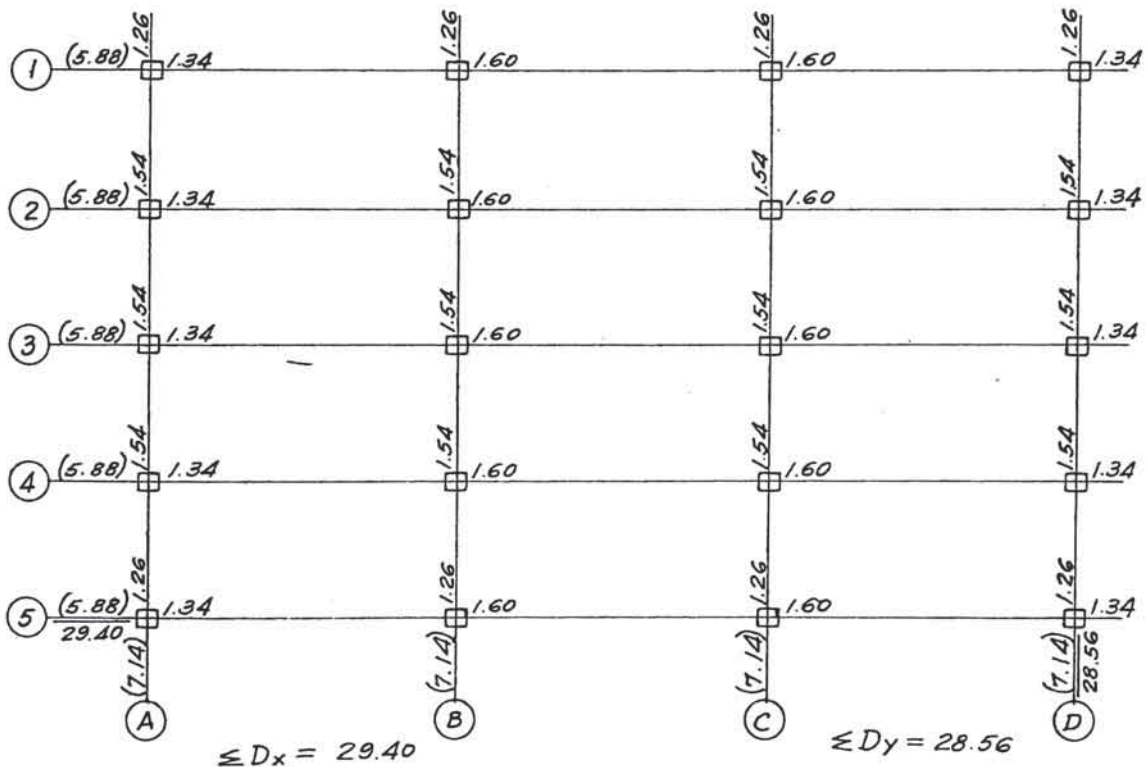
PORTICO (A) ~ (D)

Valores de D por cada piso:



VALORES PARA 2° ~ 4° PISO

Los valores entre parentesis son la suma de los valores de D en el sentido indicado



VALORES PARA 1° PISO

## 2.- Fuerzas cortantes en columnas:

La distribución en cada entrepiso vendría dada por:

$$Q_c = \frac{Q}{\sum D} \times D$$

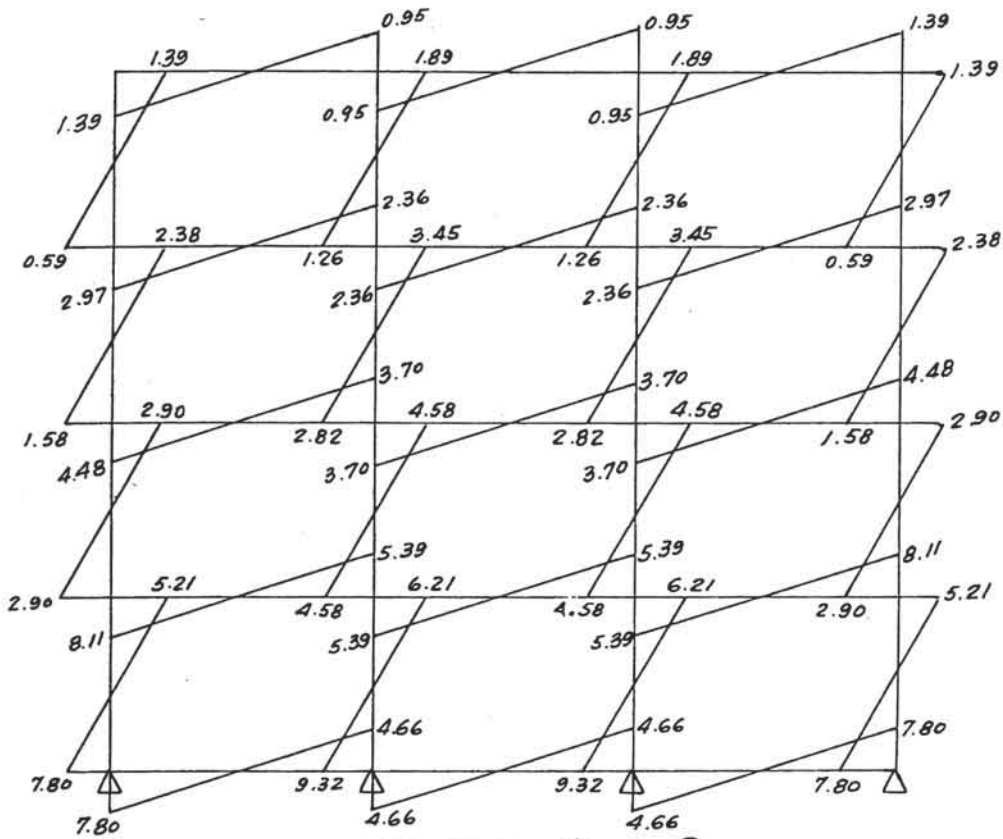
Luego considerando las fuerzas resultantes del análisis espectral tendremos:

EJE	PISO	F (TON)	Q (TON)	Σ D	Q Σ D	C 1		C 2		C 3 C 5		C 4 C 6	
						D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>
X	4	17.11	17.11	18.60	0.920	0.72	0.66	1.14	1.05	0.72	0.66	1.14	1.05
	3	16.98	34.09	18.60	1.833	0.72	1.32	1.14	2.09	0.72	1.32	1.14	2.09
	2	15.68	49.77	18.60	2.676	0.72	1.93	1.14	3.05	0.72	1.93	1.14	3.05
	1	13.67	63.44	29.40	2.158	1.34	2.89	1.60	3.45	1.34	2.89	1.60	3.45
Y	4	17.27	17.27	17.28	0.999	0.63	0.63	0.63	0.63	1.02	1.02	1.02	1.02
	3	16.77	34.04	17.28	1.970	0.63	1.24	0.63	1.24	1.02	2.01	1.02	2.01
	2	15.93	49.97	17.28	2.892	0.63	1.82	0.63	1.82	1.02	2.95	1.02	2.95
	1	13.74	63.71	28.56	2.231	1.26	2.81	1.26	2.81	1.54	3.44	1.54	3.44

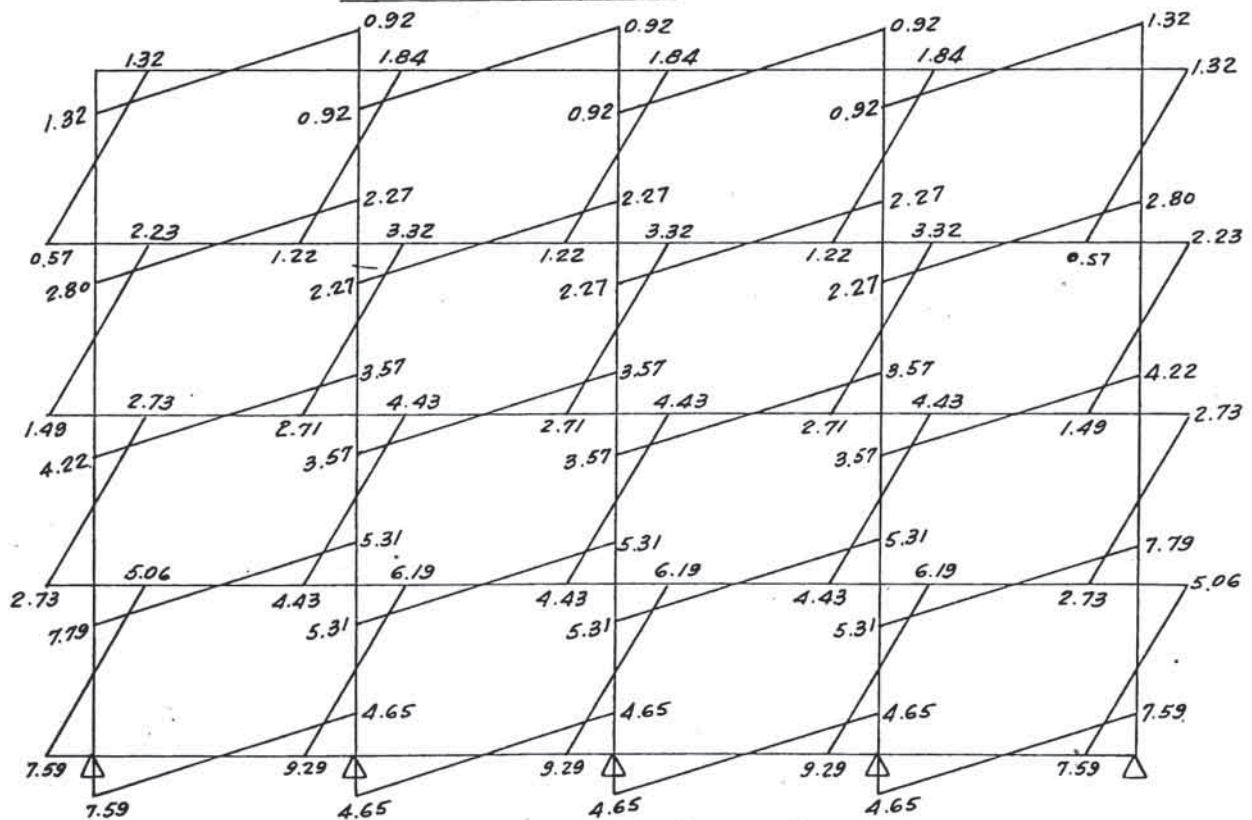
Con las fuerzas del análisis estático:

EJE	PISO	F (ton)	Q (TON)	Σ D	Q Σ D	C 1		C 2		C 3 C 5		C 4 C 6	
						D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>
X	4	25.04	25.04	18.60	1.346	0.72	0.97	1.14	1.53	0.72	0.97	1.14	1.53
	3	24.40	49.44	18.60	2.658	0.72	1.91	1.14	3.03	0.72	1.91	1.14	3.03
	2	17.43	66.87	18.60	3.595	0.72	2.59	1.14	4.10	0.72	2.59	1.14	4.10
	1	10.74	77.61	29.40	2.640	1.34	3.54	1.60	4.22	1.34	3.54	1.60	4.22
Y	4	25.04	25.04	17.28	1.449	0.63	0.91	0.63	0.91	1.02	1.48	1.02	1.48
	3	24.40	49.44	17.28	2.861	0.63	1.80	0.63	1.80	1.02	2.92	1.02	2.92
	2	17.43	66.87	17.28	3.870	0.63	2.44	0.63	2.44	1.02	3.95	1.02	3.95
	1	10.74	77.61	28.56	2.717	1.26	3.42	1.26	3.42	1.54	4.18	1.54	4.18

Tomando los valores anteriores de  $Q_c$  y los valores de  $Y$  (puntos de inflexión) calculamos los momentos:  
Para análisis espectral:

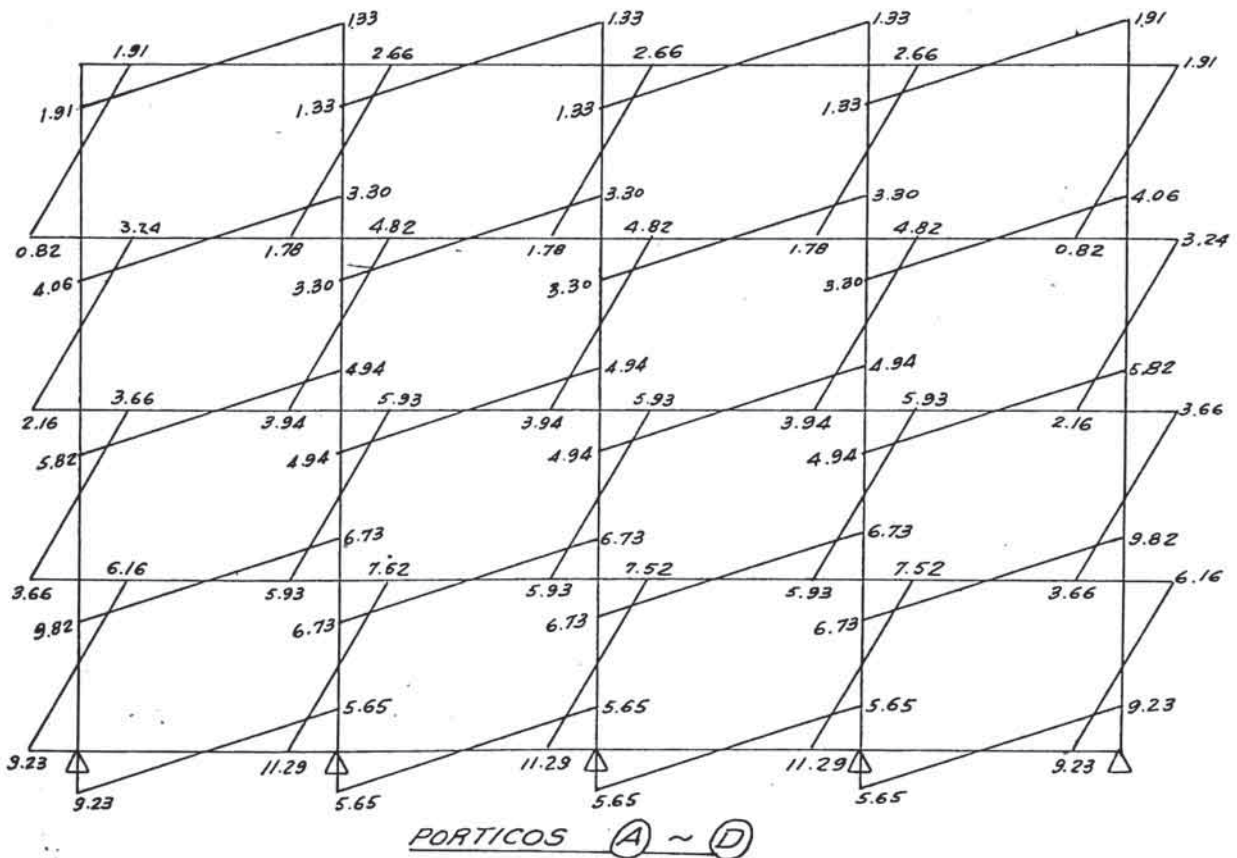
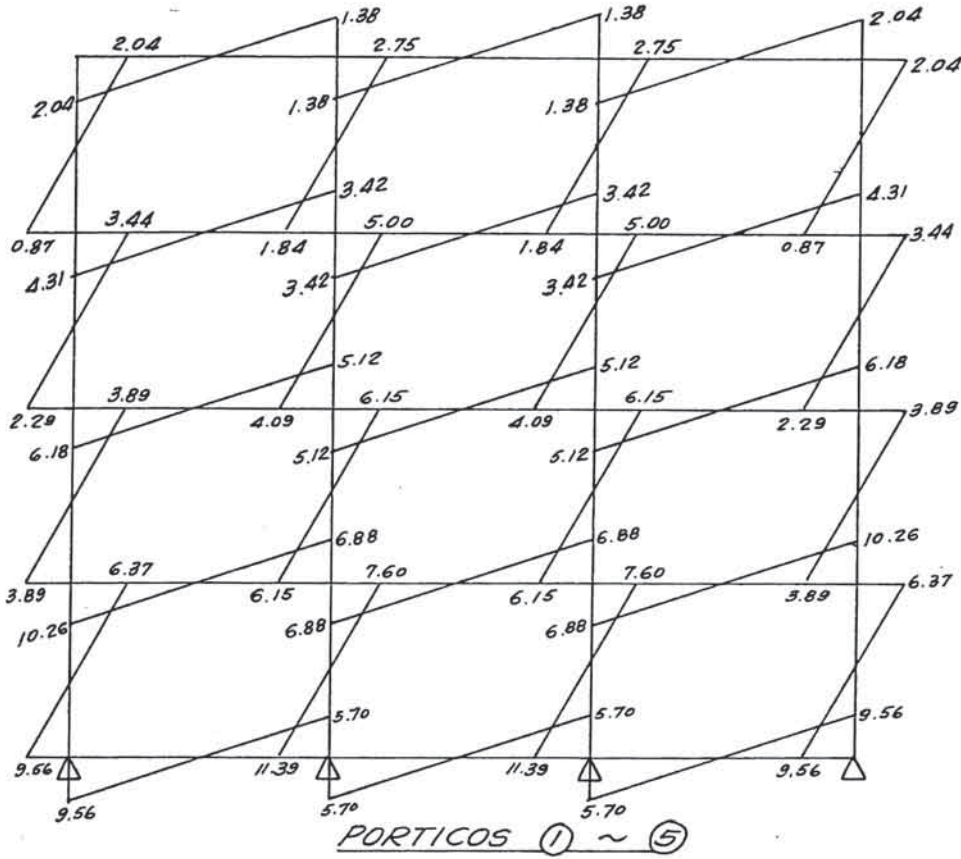


PORTICOS ① ~ ⑤



PORTICOS A ~ D

Para el análisis estático:





ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES.-

Determinamos las cargas por pórticos; considerando que las viguetas serán en sentido del eje X.

## Pórticos A y D:

4° Piso	Losa	$0.4 \times 2.5 = 1.00$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 1.43 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.15 \times 2.5 = 0.375 \text{ T/m}$

3° a 1° Piso	Losa	$0.5 \times 2.5 = 1.25$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 1.68 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m}$

## Pórticos B y C:

4° Piso	Losa	$0.4 \times 5.0 = 2.00$
	viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 2.43 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.15 \times 5.0 = 0.75 \text{ T/m}$

3° a 1° piso	Losa	$0.5 \times 5.0 = 2.50$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 2.93 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.25 \times 5.0 = 1.25 \text{ T/m}$

## Pórticos 1 y 5:

4° Piso	Losa	$0.4 \times 0.5 = 0.20$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 0.63 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.15 \times 0.5 = 0.075 \text{ T/m}$

3° a 1° piso	Losa	$0.5 \times 0.5 = 0.25$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 0.68 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.25 \times 0.5 = 0.125 \text{ T/m}$

Pórticos 2, 3 y 4 :

4° Piso	Losa	$0.4 \times 1.0 = 0.40$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 0.83 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.15 \times 1.0 = 0.15 \text{ T/m}$
3° a 1° Piso	Losa	$0.5 \times 1.0 = 0.50$
	Viga	$= \underline{0.43}$
	$W_D$	$= 0.93$
	$W_L$	$0.25 \times 1.0 = 0.25 \text{ T/m}$

Se va a efectuar un diseño a la rotura, entonces debemos considerar los factores de carga y las combinaciones que especifica el Código Peruano; que especifica que se tomará para cada elemento el mayor de los valores dados por las siguientes expresiones:

$$U = 1.5 D + 1.8 L \quad (1)$$

$$U = 1.25(D + L + E) \quad (2)$$

$$U = 0.9 D + 1.25 E \quad (3)$$

Para la combinación (1) se realiza el análisis por el método matricial cargando los pórticos con  $U = 1.5D + 1.8L$  de manera uniforme con las cargas D y L correspondientes.

Para la combinación (2) se realiza el análisis de igual manera cargando los pórticos con  $W = 1.25(D + L)$  y luego estos esfuerzos se suman a los esfuerzos resultantes del análisis efectuado por el método del Dr. Muto multiplicados por 1.25 (1.25E) para obtener:  $U = 1.25 (D + L + E)$  por superposición.

Para la combinación (3) se realiza el análisis cargando los pórticos con  $W = 0.9D$  correspondiente y luego se suma al producto 1.25E.

Al considerar las cargas por sismo consideramos por separado los del análisis espectral del estático.

De estas tres combinaciones obtenemos los esfuerzos finales tomando los valores mayores:

Determinamos primero los esfuerzos finales en vigas, para análisis espectral y análisis estático.

PISO	PORTICO		A y D					
	VIGA		V 5			V 6		
	POSICION		IZQ.	CENT.	DER.	IZQ.	CENT.	DER.
4°	A	C	(2)		(1)	(1)		(1)
		S	6.98		8.70	8.41		8.49
		M(T-m) I	1.65	4.93	1.15	1.15	4.17	1.15
	B	C	(2)		(1)	(1)		(1)
		S	7.72		8.70	8.41		8.49
		M(T-m) I	2.39	4.93	1.66	1.66	4.17	1.66
3°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	11.78		11.27	11.37		11.55
		M(T-m) I	3.50	5.87	2.84	2.84	5.47	2.84
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	13.31		12.56	12.66		15.14
		M(T-m) I	5.08	5.87	4.13	4.13	5.47	4.13
2°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	13.36		13.01	13.04		13.14
		M(T-m) I	5.28	5.88	4.46	4.46	5.46	4.46
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	15.36		14.73	14.76		14.86
		M(T-m) I	7.28	5.88	6.18	6.18	5.46	6.18
1°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	17.00		15.64	15.35		15.25
		M(T-m) I	9.74	6.10	6.64	6.64	5.43	6.64
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	19.54		17.41	17.12		17.02
		M(T-m) I	12.28	6.10	8.41	8.41	5.43	8.41
C.I.M.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	10.73		5.81	5.81		5.96
		M(T-m) I	9.40		6.20	6.20		5.81
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	11.84		7.06	7.06		7.21
		M(T-m) I	11.54		7.45	7.45		7.06

A = ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
B = ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C = COMBINACION  
S = SUPERIOR  
I = INFERIOR

PISO	PORTICO		B y C					
	-VIGA		V 7			V 8		
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4°	A	C	(1)		(1)	(1)		(1)
		S	11.88		15.37	14.88		15.05
		I	1.65	8.70	1.15	1.15	7.36	1.15
	B	C	(1)		(1)	(1)		(1)
		S	11.88		15.37	14.88		15.05
		I	2.39	8.70	1.66	1.66	7.36	1.66
3°	A	C	(1)		(1)	(1)		(1)
		S	18.92		19.48	19.69		20.07
		I	3.50	10.67	2.84	2.84	9.34	2.84
	B	C	(2)		(1)	(1)		(1)
		S	19.97		19.48	19.69		20.07
		I	5.08	10.67	4.13	4.13	9.34	4.13
2°	A	C	(2)		(1)	(1)		(1)
		S	19.92		19.74	19.79		20.02
		I	5.28	10.70	4.46	4.46	9.93	4.46
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	21.92		21.70	21.74		21.92
		I	7.28	10.70	6.18	6.18	9.93	6.18
1°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	22.91		22.98	22.44		22.26
		I	9.74	11.10	6.64	6.64	9.88	6.64
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	25.45		24.73	24.21		24.03
		I	12.28	11.10	8.41	8.41	9.88	8.41
CIM.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	11.73		5.81	5.81		6.08
		I	9.49		6.52	6.52		5.81
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	13.78		7.06	7.06		7.33
		I	11.54		7.77	7.60		7.06

A = ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
 B = ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C = COMBINACION  
 S = SUPERIOR  
 I = INFERIOR

PISO	PORTICO		1 y 5					
	VIGA		V 1			V 2		
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	3.21		3.02	3.02		3.02
		I	1.74	1.36	1.19	1.19	1.07	1.19
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	4.02		3.54	3.56		3.56
		I	2.55	1.36	1.73	1.73	1.07	1.73
3°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	5.81		4.87	5.02		5.02
		I	3.71	1.41	2.95	2.95	1.30	2.95
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	7.49		6.20	6.35		6.35
		I	5.39	1.41	4.28	4.28	1.30	4.28
2°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	7.62		6.61	6.71		6.71
		I	5.60	1.42	4.63	4.63	1.29	4.63
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	9.75		8.38	8.48		8.48
		I	7.73	1.42	6.40	6.40	1.29	6.40
1°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	11.91		8.84	8.84		8.84
		I	10.14	1.60	6.74	6.74	1.27	6.74
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	14.60		10.73	10.70		10.70
		I	12.83	1.60	8.60	8.60	1.27	8.60
C.I.M.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	10.04		5.83	5.83		5.83
		I	9.75		5.90	5.88		5.88
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	12.24		7.13	7.13		7.13
		I	11.95		7.20	7.18		7.18

A = ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
 B = ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C = COMBINACION  
 S = SUPERIOR  
 I = INFERIOR

PISO	PORTICO		2, 3 y 4					
	VIGA		V 3			V 4		
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	3.80		3.69	3.72		3.72
		I	1.74	1.88	1.19	1.19	1.50	1.19
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	4.61		4.23	4.26		4.26
		I	2.55	1.88	1.73	1.73	1.50	1.73
3°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	6.78		5.77	5.99		5.99
		I	3.71	2.08	2.95	2.95	1.91	2.95
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	8.46		7.10	7.32		7.32
		I	5.39	2.08	4.28	4.28	1.91	4.28
2°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	8.56		7.54	7.68		7.68
		I	5.60	2.09	4.63	4.63	1.90	4.63
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	10.69		9.31	9.45		9.45
		I	7.73	2.09	6.40	6.40	1.90	6.40
1°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	12.73		9.87	9.83		9.83
		I	10.14	2.19	6.74	6.74	1.87	6.74
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	15.42		11.73	11.69		11.69
		I	12.83	2.18	8.60	8.60	1.87	8.60
C.I.M.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	10.17		5.83	5.83		5.83
		I	9.75		5.93	5.91		5.91
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)
		S	12.37		7.13	7.13		7.13
		I	11.95		7.23	7.21		7.21

A = ESFUERZOS FINALES ESPECTRAL  
 B = ESFUERZOS FINALES ESTATICO

C = COMBINACION  
 S = SUPERIOR  
 I = INFERIOR

Determinamos los esfuerzos finales en columnas tomando por separado como en vigas, los efectos de análisis espectral y estático:

PISO	COLUMNA	DIRECCION	POSICION	CON ANALISIS ESPECTRAL		CON ANALISIS ESTATICO	
				N (TON)	M (T-m)	N (TON)	M (T-m)
4°	C 1	X	S	8.12	3.21	8.12	3.78
			I		1.86		2.14
		Y	S		7.14		7.68
			I		5.55		5.55
3°	C 1	X	S	19.01	3.96	19.01	4.94
			I		2.97		3.68
		Y	S		7.16		8.09
			I		6.29		6.90
2°	C 1	X	S	29.85	4.66	29.85	5.56
			I		4.78		5.70
		Y	S		7.97		8.77
			I		8.63		9.43
1°	C 1	X	S	40.42	7.13	40.42	8.12
			I		10.04		11.40
		Y	S		9.26		10.23
			I		10.75		12.17
4°	C 2	X	S	14.40	2.22	14.40	3.08
			I		1.51		2.08
		Y	S		11.88		11.88
			I		9.62		9.62
3°	C 2	X	S	34.25	4.25	34.25	5.68
			I		3.48		4.66
		Y	S		10.82		11.75
			I		10.31		10.54
2°	C 2	X	S	53.99	6.00	53.99	7.25
			I		6.02		7.27
		Y	S		11.42		12.12
			I		12.49		13.19
1°	C 2	X	S	73.26	7.68	73.26	8.82
			I		11.53		13.24
		Y	S		11.76		12.73
			I		11.92		13.34
4°	C 3	X	S	17.24	3.80	17.24	4.39
			I		2.40		2.66
		Y	S		2.43		3.18
			I		1.63		2.13
3°	C 3	X	S	39.12	4.44	39.12	5.46
			I		3.52		4.19
		Y	S		4.31		5.66
			I		3.52		4.63
2°	C 3	X	S	61.07	5.19	61.07	6.10
			I		5.40		6.32
		Y	S		5.62		6.91
			I		5.77		70.6
1°	C 3	X	S	83.33	7.50	83.33	8.45
			I		10.13		11.56
		Y	S		7.76		8.76
			I		11.69		13.20

S = SUPERIOR

I = INFERIOR

Determinamos los esfuerzos finales en columnas tomando por separado como en vigas, los efectos de análisis espectral y estático: (continuación)

PISO	COLUMNA	DIRECCION	POSICION	CON ANALISIS ESPECTRAL		CON ANALISIS ESTATICO	
				N (TON)	M (T-m)	N (TON)	M (T-m)
4°	C4	X	S	30.52	2.24	30.52	3.10
			I		1.54		2.11
		Y	S		2.60		3.36
			I		1.75		2.25
3°	C4	X	S	70.42	4.29	70.42	5.74
			I		3.52		4.67
		Y	S		4.52		5.87
			I		3.69		4.81
2°	C4	X	S	110.44	5.54	110.44	6.97
			I		5.58		7.00
		Y	S		5.79		7.08
			I		6.05		7.34
1°	C4	X	S	151.02	7.68	151.02	8.82
			I		11.53		13.24
		Y	S		7.77		8.77
			I		11.78		13.30
4°	C5	X	S	16.95	3.80	16.95	4.39
			I		2.40		2.66
		Y	S		2.18		2.93
			I		1.46		1.96
3°	C5	X	S	38.89	4.44	38.89	5.46
			I		3.52		4.19
		Y	S		4.02		5.37
			I		3.28		4.39
2°	C5	X	S	60.81	5.19	60.81	6.10
			I		5.40		6.32
		Y	S		5.42		6.70
			I		5.42		6.70
1°	C5	X	S	82.63	7.50	82.63	8.45
			I		10.13		11.56
		Y	S		7.74		8.74
			I		11.58		13.10
4°	C6	X	S	30.03	2.24	30.03	3.10
			I		1.54		2.11
		Y	S		2.18		2.93
			I		1.46		1.96
3°	C6	X	S	70.03	4.29	70.03	5.74
			I		3.52		4.71
		Y	S		4.02		5.37
			I		3.28		4.39
2°	C6	X	S	109.98	5.54	109.98	6.97
			I		5.58		7.00
		Y	S		5.42		6.70
			I		5.42		6.70
1°	C6	X	S	149.77	7.68	149.77	8.82
			I		11.53		13.24
		Y	S		7.74		8.74
			I		11.58		13.10

S = SUPERIOR

I = INFERIOR



DISEÑO.-

VIGAS.- Se emplearán todos los requerimientos de diseño de pórticos dúctiles especiales:

- Cuantías límites.-

$$\text{tenemos que: } \rho - 0.5 \rho' \leq 0.5 \rho_b$$

$$\text{si consideramos } \rho' = 0.5 \rho$$

$$\text{luego: } \rho \leq \frac{0.5}{0.75} \rho_b = \frac{0.5}{0.75} \left[ (0.85)^2 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 0.0142$$

$$\text{Además: } \rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\text{luego: } 0.0033 \leq \rho \leq 0.0142$$

$$d = 60 - \left( 2 + \frac{\phi}{2} \right) = 57 \text{ cm.}$$

Luego los límites de refuerzo:

$$5.64 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 24.3 \text{ cm}^2$$

El refuerzo positivo en los apoyos será de acuerdo con la condición:

$$+M_u \geq \frac{-M_u}{2}$$

Por diseño por rotura se empleará:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Para los cortantes últimos consideramos:

$$V_{uDER} = \frac{-M_{uDER} + +M_{uIzq} + \frac{w_u L_n}{2}}{L_n}$$

$$V_{uIzq} = \frac{+M_{uDER} + -M_{uIzq} + \frac{w_u L_n}{2}}{L_n}$$

El diseño por corte será de acuerdo a:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} \quad v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_c) b}$$

Las separaciones máximas:

$$S_{max} = d/4 = \frac{57}{4} = 14.25 \text{ hasta } 4d = 230 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = d/2 = 28.5 \text{ cm. en zona central}$$

Consideramos el refuerzo transversal:  $S_{max} = \frac{A_{vd}}{0.15 A_s}$  hasta 4d

Con estos criterios obtenemos los resultados que se muestran a continuación, considerando siempre por separado los que se obtendrían por un análisis sísmico espectral y por un análisis estático.

Teniendo en cuenta la simetría se presentan los resultados para la mitad izquierda de los pórticos y para la otra mitad los resultados son simétricos.

PISO	PORTICO		A Y D						
	VIGA		V 5			V 6			
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.	
4°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
3°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	4φ5/8"		3φ3/4"	3φ3/4"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
2°	A	As	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
1°	A	As	S	3φ3/4"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ1"		3φ3/4"	3φ3/4"		3φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
CIM.	A	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
	B	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
ESTRIBOS			10.05, 15@.15 R% @.25 %extremo			10.05, 15@.15 R% @.25 %extremo			

Los estribos se muestran al final por que son iguales para todos.

PISO	PORTICO			B y C					
	VIGA			V 7			V 8		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4°	A	As	S	3φ 5/8"		4φ 5/8"	4φ 5/8"		4φ 5/8"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
	B	As	S	3φ 5/8"		4φ 5/8"	4φ 5/8"		4φ 5/8"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
3°	A	As	S	2φ 1"		2φ 1"	2φ 1"		2φ 1"
			I	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
	B	As	S	2φ 1"		2φ 1"	2φ 1"		2φ 1"
			I	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
2°	A	As	S	2φ 1"		2φ 1"	2φ 1"		2φ 1"
			I	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
	B	As	S	4φ 3/4"		4φ 3/4"	4φ 3/4"		4φ 3/4"
			I	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
1°	A	As	S	4φ 3/4"		4φ 3/4"	4φ 3/4"		4φ 3/4"
			I	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
	B	As	S	3φ 1"		3φ 1"	4φ 3/4"		4φ 3/4"
			I	4φ 5/8"		4φ 5/8"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
CIM.	A	As	S	3φ 1"		3φ 1"	3φ 1"		3φ 1"
			I	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"
	B	As	S	3φ 1"		3φ 1"	3φ 1"		3φ 1"
			I	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"
ESTRIBOS			1@.05, 15@.15, Rto.@.25 %extremo			1@.05, 15@.15 Rto.@.25 %extremo			

	PORTICO			1 y 5					
	VIGA			V 1			V 2		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4° o/ 2°	A	As	S	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
	B	As	S	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
1°	A	As	S	2φ 3/4"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
	B	As	S	4φ 5/8"		2φ 3/4"	2φ 3/4"		2φ 3/4"
			I	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"	2φ 3/4"
CIM.	A	As	S	3φ 1"		3φ 1"	3φ 1"		3φ 1"
			I	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"
	B	As	S	3φ 1"		3φ 1"	3φ 1"		3φ 1"
			I	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"	3φ 1"
ESTRIBOS			1@.05, 15@.15, Rto.@.25 %extremo			1@.05, 15@.15, Rto.@.25 %extremo			

PISO	PORTICO			2, 3 y 4					
	VIGA			V 3			V 4		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4° al 2°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
2°	B	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
1°	A	As	S	3φ5/8"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
1°	B	As	S	4φ5/8"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
CIM.	A	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
CIM.	B	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
ESTRIBOS			10.05, 15@.15, Rto. @.25 %extremo			10.05, 15@.15, Rto. @.25 %extremo			

### COLUMNAS.-

Consideramos las cuantías de refuerzo:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

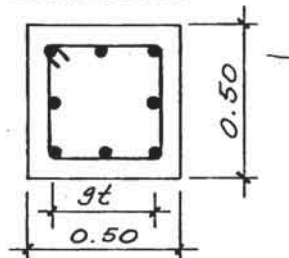
Todas las columnas son de 50 x 50. luego el refuerzo mínimo será:

$$A_{smin} = (0.01)(50)(50) = 25 \text{ cm}^2$$

o sea:  $A_{smin} = 8\phi 1"$  Para uniformizar

y:  $\rho_{min} = 0.016$

Tendremos:



$$gt = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$g = \frac{40}{50} = 0.80$$

Tenemos:  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \text{ Ksi}$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 60 \text{ ksi}$

Utilizaremos gráfico ACI N° 87

Entrando en cada caso con:

$$K = \frac{P_u}{f_c b t} \quad \text{y} \quad \frac{e}{t} = \frac{M_u}{P_u t}$$

para obtener:  $\rho_{tm}$

con:  $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 23.53$

obteniendo:  $\rho_c \geq \rho_{min}$

Luego se comprueba la formación de mecanismo de rótulas en vigas, comprobando:

$$\leq M_{col} > \leq M_{vig}$$

Después se efectúa la verificación por confinamiento

Si  $P_u \leq 0.4 P_b$  se diseña como vigas

Si  $P_u > 0.4 P_b$  requiere confinamiento

Calculamos el  $P_b$  (Del gráfico N° 87)

$$K = \frac{P_b}{f'_c b t} = 0.255 \Rightarrow P_b = 133.9 T$$

$$0.4 P_b = 53.55 T$$

En el caso de requerir confinamiento tendremos:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

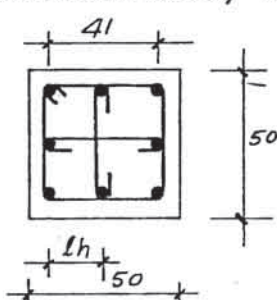
$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{50 \times 50}{41 \times 41} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.0110$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

Luego:

$$\rho_{smin} = 0.011$$

Utilizaremos estribos suplementarios en caso de necesitar confinamiento, luego:



$$l_h = 20.5 \text{ cm}$$

Usando  $\phi 1/2''$ :

$$S_h = \frac{2 A_s h}{l_n \rho_s} = \frac{2 \times 1.27}{20.5 (0.011)} = 11.26 > 10 \text{ cm.}$$

luego:

$$S_h = 10 \text{ cm.}$$

La zona de confinamiento será:  $t = 50 \text{ cm.}$

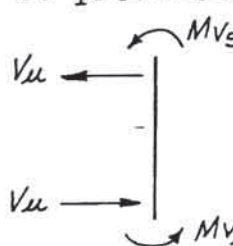
$$H/6 = 50 \text{ cm.}$$

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

Rige el mayor o sea 50 cm. por lo tanto por confinamiento se requiere un estribo de:

$$\square \phi 1/2'', 1 @ 0.5, 5 @ .10 \text{ en } \phi \text{ extremo}$$

Por último se realiza una revisión por cortante cuando se produzcan rótulas en vigas:



$$V_u = \frac{M_{V_s} + M_{V_i}}{H} \quad v_u = \frac{V_u}{0.85 b d}$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_c) b}$$

La separación máxima será:

$$S_{max} = d/2 = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

Con estos criterios obtenemos los resultados que se muestran a continuación; considerando la combinación crítica de carga vertical y sismo

Pliso	Col.	CON ANALISIS ESPECTRAL				CON ANALISIS ESTATICO			
		P <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>s</sub>	ESTRIBOS $\square$ 1/2"	P <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>s</sub>	ESTRIBOS $\square$ 1/2"
4°	C1	8.12	7.14	8 $\phi$ 1"	@.20	8.12	7.68	8 $\phi$ 1"	@.20
3°	C1	19.01	7.16	8 $\phi$ 1"	@.20	19.01	8.09	8 $\phi$ 1"	@.20
2°	C1	29.85	8.63	8 $\phi$ 1"	@.20	29.85	9.43	8 $\phi$ 1"	@.20
1°	C1	40.42	10.75	8 $\phi$ 1"	@.20	40.42	12.17	8 $\phi$ 1"	@.20
4°	C2	14.40	11.88	8 $\phi$ 1"	@.20	14.40	11.88	8 $\phi$ 1"	@.20
3°	C2	34.25	10.82	8 $\phi$ 1"	@.20	34.25	11.75	8 $\phi$ 1"	@.20
2°	C2	53.99	12.49	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10, Resto @.20 en c/extremo	53.99	13.19	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
1°	C2	73.26	11.92	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10, Resto @.20 en c/extremo	73.26	13.34	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
4°	C3	17.24	3.80	8 $\phi$ 1"	@.20	17.24	4.39	8 $\phi$ 1"	@.20
3°	C3	39.12	4.44	8 $\phi$ 1"	@.20	39.12	5.66	8 $\phi$ 1"	@.20
2°	C3	61.07	5.77	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10, Resto @.20 en c/extremo	61.07	7.06	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
1°	C3	83.33	11.69	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10, Resto @.20 en c/extremo	83.33	13.20	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
4°	C4	30.52	2.60	8 $\phi$ 1"	@.20	30.52	3.36	8 $\phi$ 1"	@.20
3°	C4	70.42	4.52	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10, Resto @.20 en c/extremo	70.42	5.87	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
2°	C4	110.44	6.05	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo	110.44	7.34	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo
1°	C4	151.02	11.78	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo	151.02	13.30	8 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Resto @.20 en c/extremo.

PISO	COL.	CON ANALISIS ESPECTRAL				CON ANALISIS ESTATICO			
		$P_u$	$M_u$	$A_s$	ESTRIBOS $\square 1/2"$	$P_u$	$M_u$	$A_s$	ESTRIBOS $\square 1/2"$
4°	C5	16.95	3.80	$8\phi 1"$	@.20	16.95	4.39	$8\phi 1"$	@.20
3°	C5	38.89	4.44	$8\phi 1"$	@.20	38.89	5.46	$8\phi 1"$	@.20
2°	C5	60.81	5.42	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ Resto @.20 en c/extremo	60.81	6.70	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ Resto @.20 en c/extremo
1°	C5	82.63	11.58	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ Resto @.20 en c/extremo	82.63	13.10	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ Resto @.20 en c/extremo.
4°	C6	30.03	2.24	$8\phi 1"$	@ 0.20	30.03	3.10	$8\phi 1"$	@ 0.20
3°	C6	70.03	4.29	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO	70.03	5.74	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO
2°	C6	109.98	5.58	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO	109.98	7.0	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO
1°	C6	149.77	11.58	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO	149.77	13.24	$8\phi 1"$	$1@.05, 5@.10$ RESTO @.20 EN C/EXTREMO

#### CALCULO DE LA RESISTENCIA AL CORTE ULTIMO LATERAL.-

Considerando el diseño realizado con análisis espectral:  
tenemos que:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

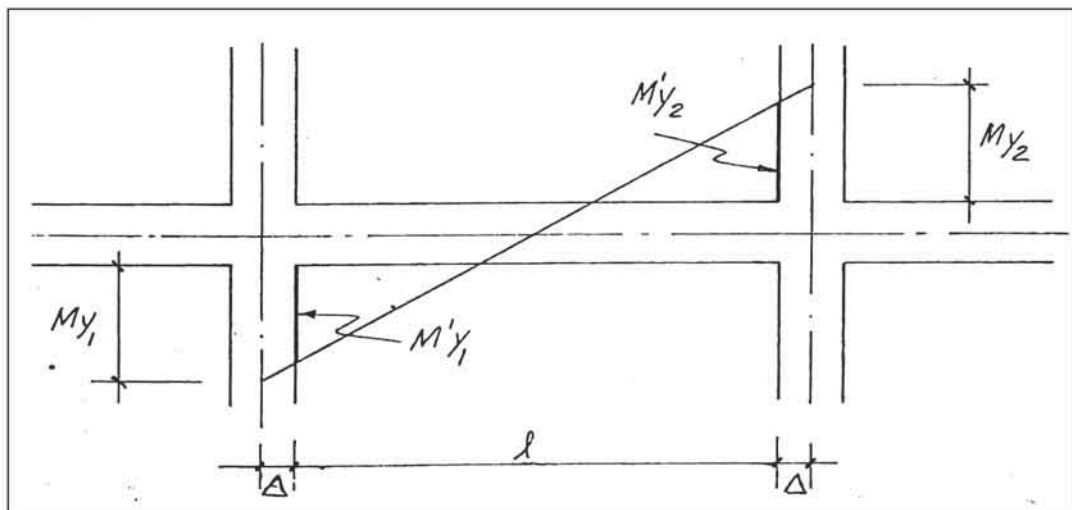
-Cálculo de capacidad última en vigas

$$M'_y = 0.9 A_s b f_y d$$

Para los momentos nodales emplearemos

$$Q_y = \frac{M'_y_1 + M'_y_2}{l}$$

$$M_y = M'_y + Q_y \Delta$$









- Cálculo de capacidad última de columnas  
tenemos:

$$N_{max} = bDf'_c + \rho_g f_y$$

$$N_{max} = 508.4T$$

$$0.4 bDf'_c = 210T$$

luego para todas las columnas:

$$0 < N < 0.4 bDf'_c$$

Entonces empleamos

$$M_u = 0.8 \alpha_t f_y D + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{bDf'_c}\right)$$

$$b = 50 \text{ cm.} \quad D = 50 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado para todas las columnas:

$$\alpha_t = 3 \phi 1" = 15.21 \text{ cm}^2$$

luego:

$$M_u = 2'555,280 + 25 N \left(1 - \frac{N}{525,000}\right)$$

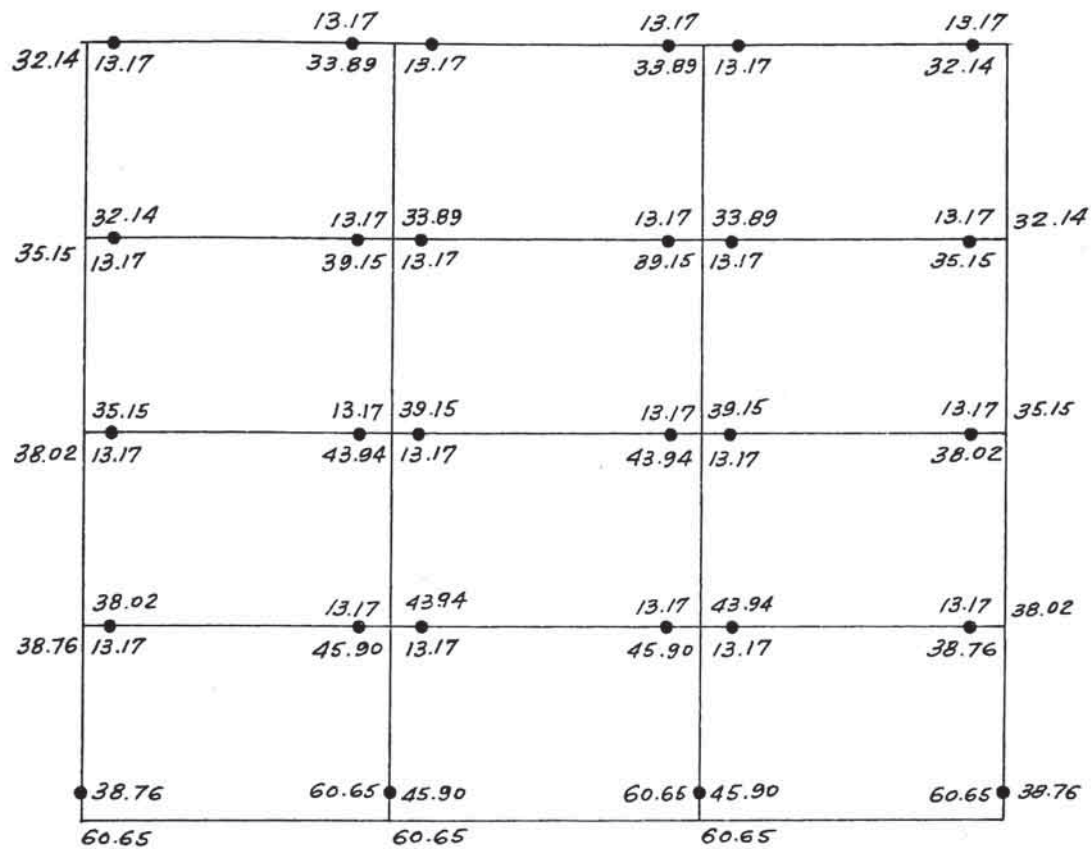
Los momentos nodales se calculan de igual manera que en vigas.

resumiendo:

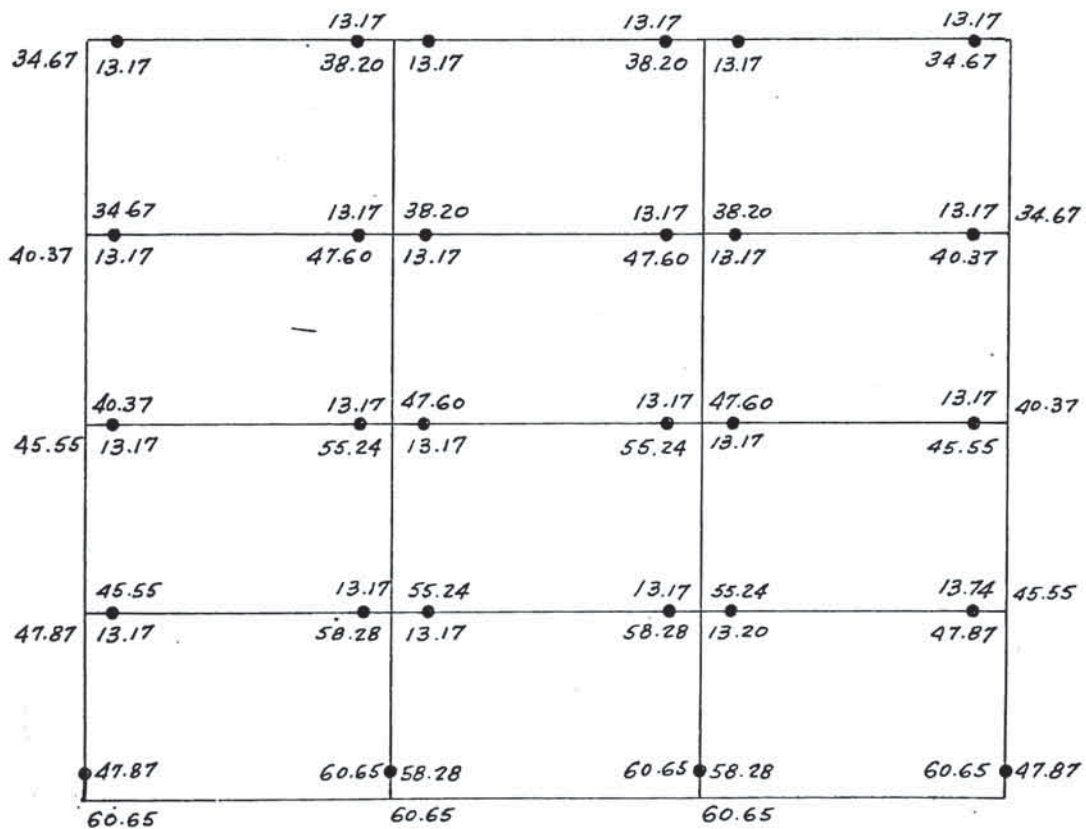
PISO	COL.	N (T)	M'y (T-m)	Qy (T)	My (T-m)
4°	C1	8.12	27.55	18.37	32.14
3°	C1	19.01	30.13	20.09	35.15
2°	C1	29.85	32.59	21.73	38.02
1°	C1	40.42	34.88	15.50	38.76
4°	C2	14.40	29.05	19.37	33.89
3°	C2	34.25	33.56	22.37	39.15
2°	C2	53.99	37.66	25.11	43.94
1°	C2	73.26	41.31	18.36	45.90
4°	C3	17.24	29.72	19.81	34.67
3°	C3	39.12	34.60	23.07	40.37
2°	C3	61.07	39.04	26.03	45.55
1°	C3	83.33	43.08	19.15	47.87

PISO	COL.	N (T)	M'y (T-m)	Qy (T)	My (T-m)
4°	C4	30.52	32.74	21.83	38.20
3°	C4	70.42	40.80	27.20	47.60
2°	C4	110.44	47.35	31.57	55.24
1°	C4	151.02	52.45	23.31	58.28
4°	C5	16.95	29.65	19.77	34.59
3°	C5	38.89	34.56	23.04	40.32
2°	C5	60.81	38.99	25.99	45.49
1°	C5	82.63	42.96	19.09	47.73
4°	C6	30.03	32.63	21.75	38.07
3°	C6	70.03	40.72	27.15	47.51
2°	C6	109.98	47.29	31.53	55.17
1°	C6	149.77	52.31	23.25	58.12

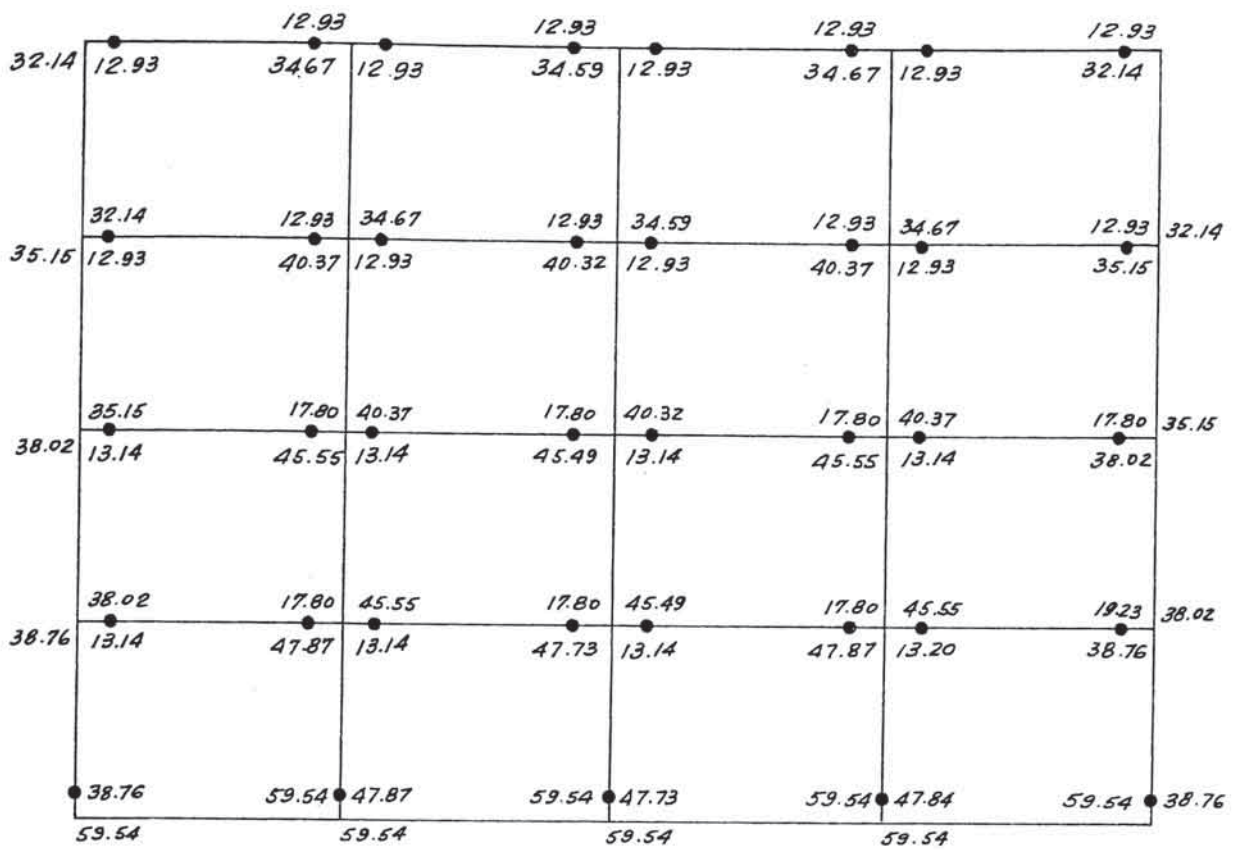
## Determinación de rótulas plásticas:



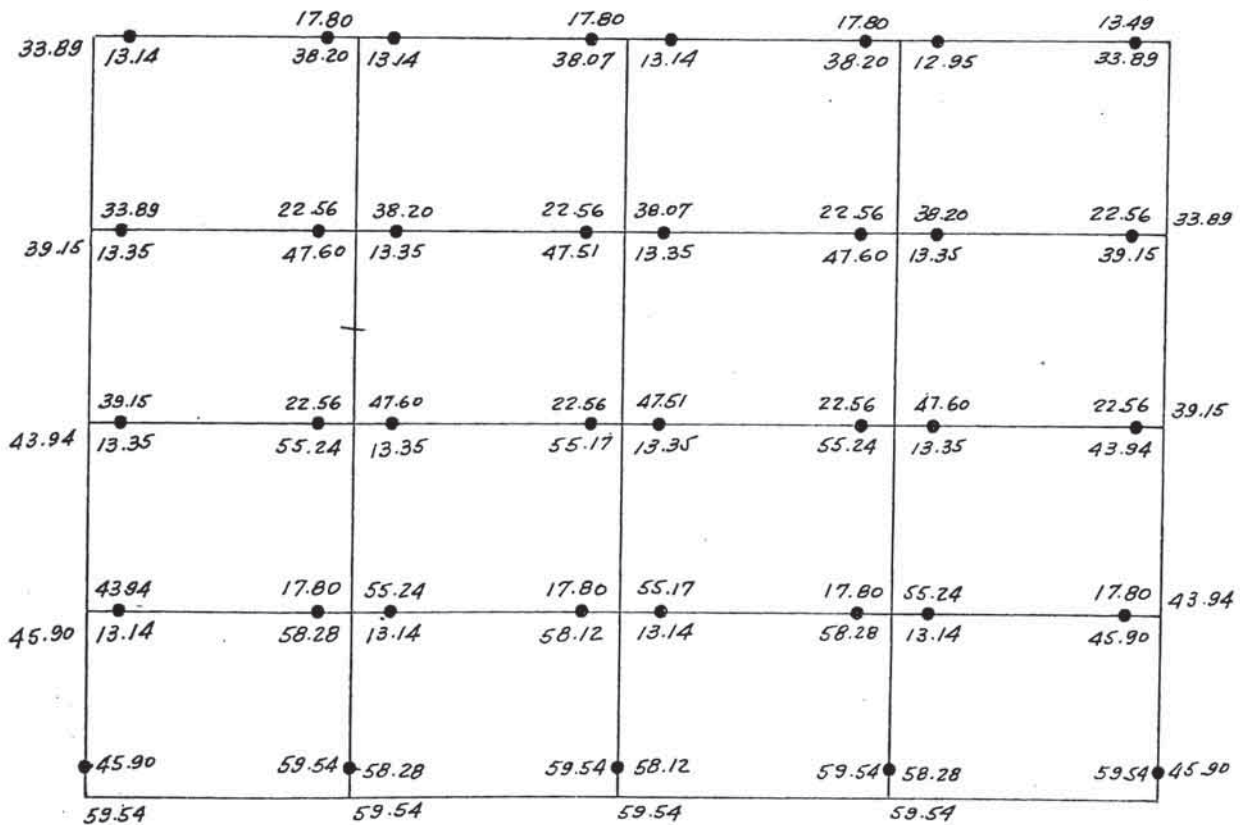
PORTICOS ① y ⑤



PORTICOS ② ③ y ④



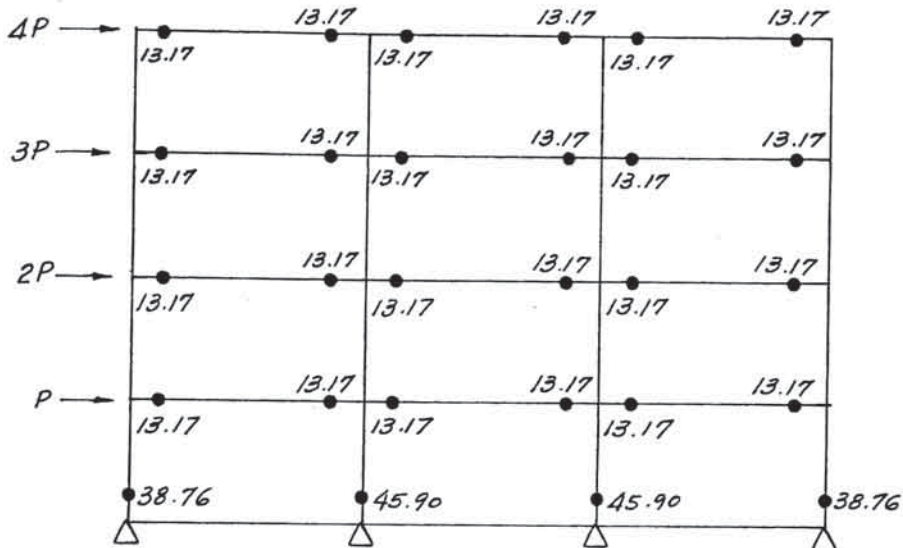
PORTICOS (A) y (D)



PORTICOS (B) y (C)

- Para calcular la capacidad última asumimos una distribución de fuerzas con variación triangular inversa:

PORTICOS ① y ⑤



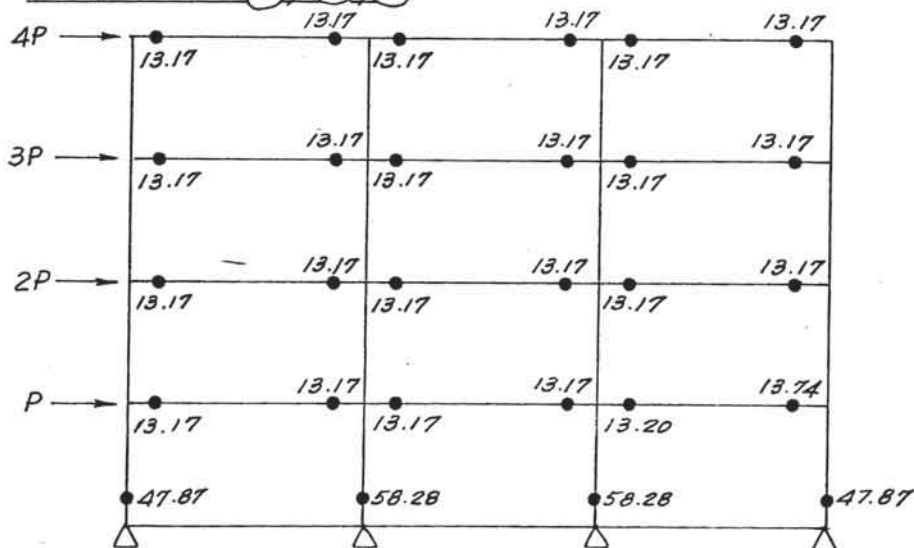
$$\sum_i h_i = 4 \times 13.5 + 3 \times 10.5 + 2 \times 7.5 + 1 \times 4.5 = 105$$

$$\sum My = 24 \times 13.17 + 2 \times 38.76 + 2 \times 45.90 = 485.4$$

$$P = \frac{\sum My}{\sum_i h_i} = \frac{485.4}{105} = 4.62$$

NIVEL	F (T)	Q <sub>ru</sub> (T)
4	18.49	18.49
3	13.87	32.36
2	9.25	41.61
1	4.62	46.23

PORTICOS ②, ③ y ④



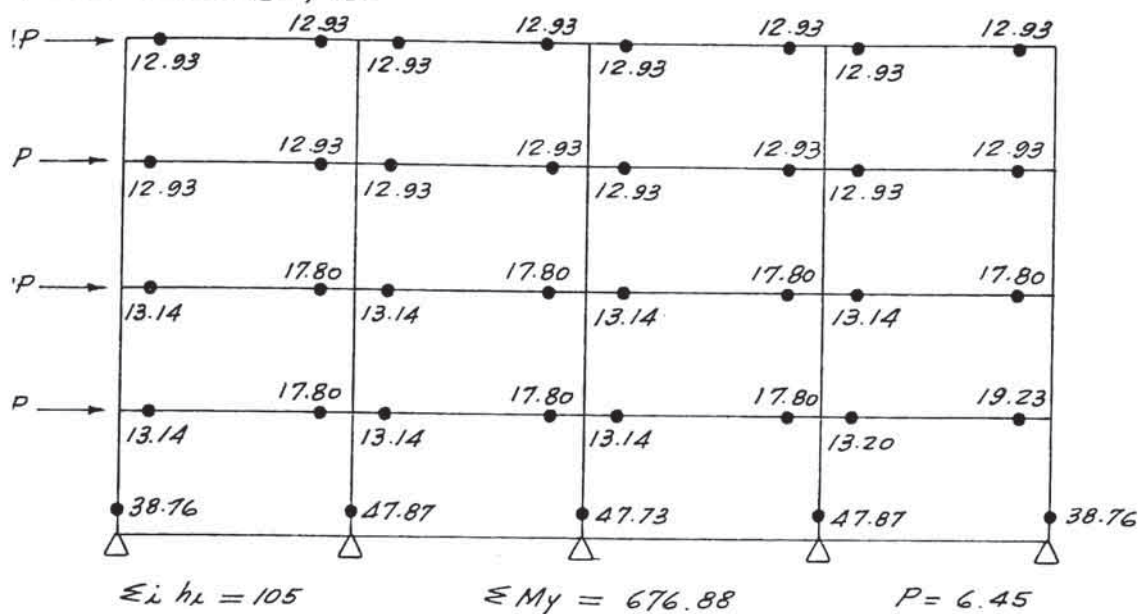
$$\sum_i h_i = 105$$

$$\sum My = 528.98$$

$$P = 5.04 \text{ T}$$

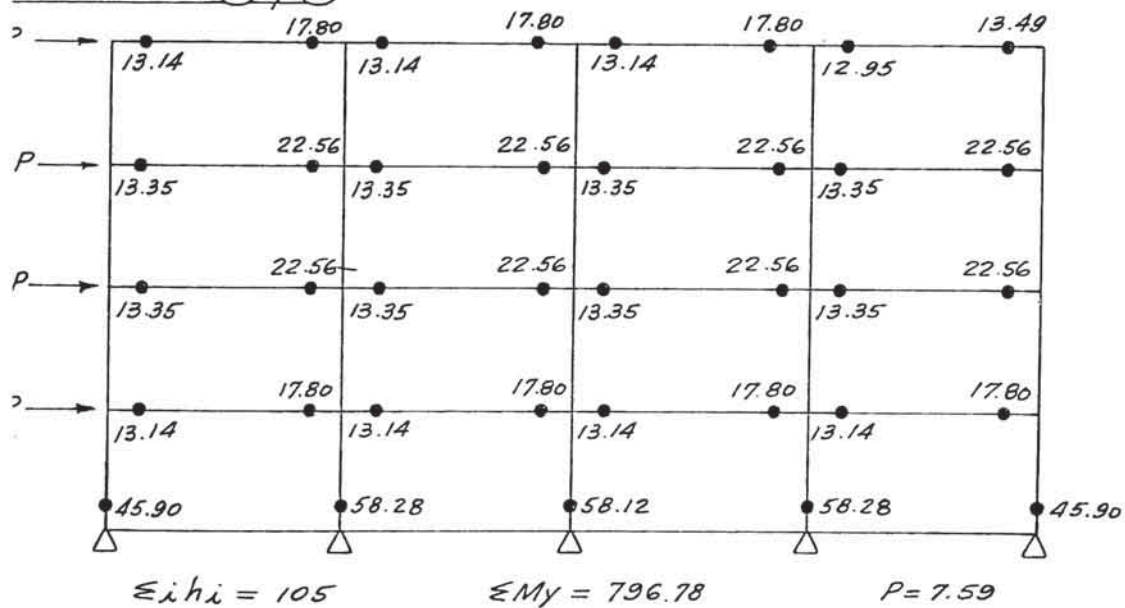
NIVEL	F (T)	Q <sub>ru</sub> (T)
4	20.15	20.15
3	15.11	35.26
2	10.08	45.34
1	5.04	50.38

## PORTICOS (A) y (D)



NIVEL	F (T)	Q <sub>ru</sub> (T)
4	25.79	25.79
3	19.34	45.13
2	12.89	58.02
1	6.45	64.47

## PORTICOS (B) y (C)



NIVEL	F (T)	Q <sub>ru</sub> (T)
4	30.36	30.36
3	22.77	53.13
2	15.18	68.31
1	7.59	75.90

Calculamos el coeficiente último, ductilidad de piso y los desplazamientos relativos.

$Q_{rD}$ : cortante calculado sin tomar en cuenta el factor de ductilidad.

$$C_{r\mu} = \frac{Q_{r\mu}}{\sum W}$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Q_{rD}}{Q_{r\mu}} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta_{re} = \frac{Q_{r\mu}}{K_r}$$

$$\delta_r = \mu_r \delta_{re}$$

luego:

EJE	NIVEL	$\sum Q_{r\mu}$ (TON)	W (TON)	$C_{r\mu}$	$Q_{rD}$ (TON)	$\mu_r$	$K_r$ (T/cm)	$\delta_{re}$ (cm)	$\delta_r$ (cm)
X	4	97.43	249	0.39	102.66	1.06	302.4	0.32	0.34
	3	170.50	312	0.30	204.54	1.22	302.4	0.56	0.68
	2	219.24	312	0.25	298.62	1.43	302.4	0.73	1.04
	1	243.60	321	0.20	380.64	1.72	212.1	1.15	1.98
Y	4	112.30	249	0.45	103.62	0.93	279.52	0.40	0.37
	3	196.52	312	0.35	204.24	1.04	279.52	0.70	0.73
	2	252.66	312	0.29	299.82	1.20	279.52	0.90	1.08
	1	280.74	321	0.24	382.26	1.43	205.92	1.36	1.94

- Considerando el diseño realizado con análisis estático  
Empleando las fórmulas anteriores calculamos la capacidad última en vigas y columnas:

VIGAS.-

PISO	PORTICO		A y D							
	VIGA		V5		V6		V6		V5	
4°	REFUERZO	S	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	(cm <sup>2</sup> )	I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M'y	S	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	(T-m)	I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	Qy (TON)		4.31	4.31	4.31	4.31	4.31	4.31	4.31	4.31
	My	S	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93
	(T-m)	I	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93	12.93
3°	REFUERZO	S	7.94	8.60	8.60	7.94	7.94	8.60	8.60	7.94
	(cm <sup>2</sup> )	I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M'y	S	16.51	17.88	17.88	16.51	16.51	17.88	17.88	16.51
	(T-m)	I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	Qy (TON)		5.41	5.16	5.16	5.41	5.41	5.16	5.16	5.41
	My	S	17.80	19.23	19.23	17.80	17.80	19.23	19.23	17.80
	(T-m)	I	13.20	13.14	13.14	13.20	13.20	13.14	13.14	13.20





1°	REFUERZO	S	15.20	15.20	11.46	11.46	11.46	11.46	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	7.94	7.94	6.70	5.70	5.70	5.70	7.94	7.94
	M'y	S	31.60	31.60	23.82	23.82	23.82	23.82	31.60	31.60
	(T-m)	I	16.51	16.51	11.85	11.85	11.85	11.85	16.51	16.51
	Qy (TON)		8.75	8.75	6.49	6.49	6.49	6.49	8.75	8.75
CIM.	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	Qy (TON)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85
1°	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	Qy (TON)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85
CIM.	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	Qy (TON)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85
1°	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	Qy (TON)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85
CIM.	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	Qy (TON)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85

PISO	PORTICO		1 y 5					
	VIGA		V1		V2		V1	
4°	REFUERZO	S	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	(Cm <sup>2</sup> )	I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M'y	S	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	(T-m)	I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	Qy - (TON)		5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
2°	My	S	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17
	(T-m)	I	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17
	REFUERZO	S	7.94	5.70	5.70	5.70	5.70	7.94
	(Cm <sup>2</sup> )	I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M'y	S	16.51	11.85	11.85	11.85	11.85	16.51
1°	(T-m)	I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
	Qy (TON)		5.27	6.30	5.27	5.27	6.30	5.27
	My	S	18.09	13.17	13.17	13.17	13.17	18.09
	(T-m)	I	13.17	13.43	13.17	13.17	13.43	13.17
	REFUERZO	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
CIM.	(Cm <sup>2</sup> )	I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	M'y	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	(T-m)	I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
	QY (TON)		24.26	24.26	24.26	24.26	24.26	24.26
	My	S	60.65		60.65	60.65	60.65	60.65
1°	(T-m)	I	60.65		60.65	60.65	60.65	60.65

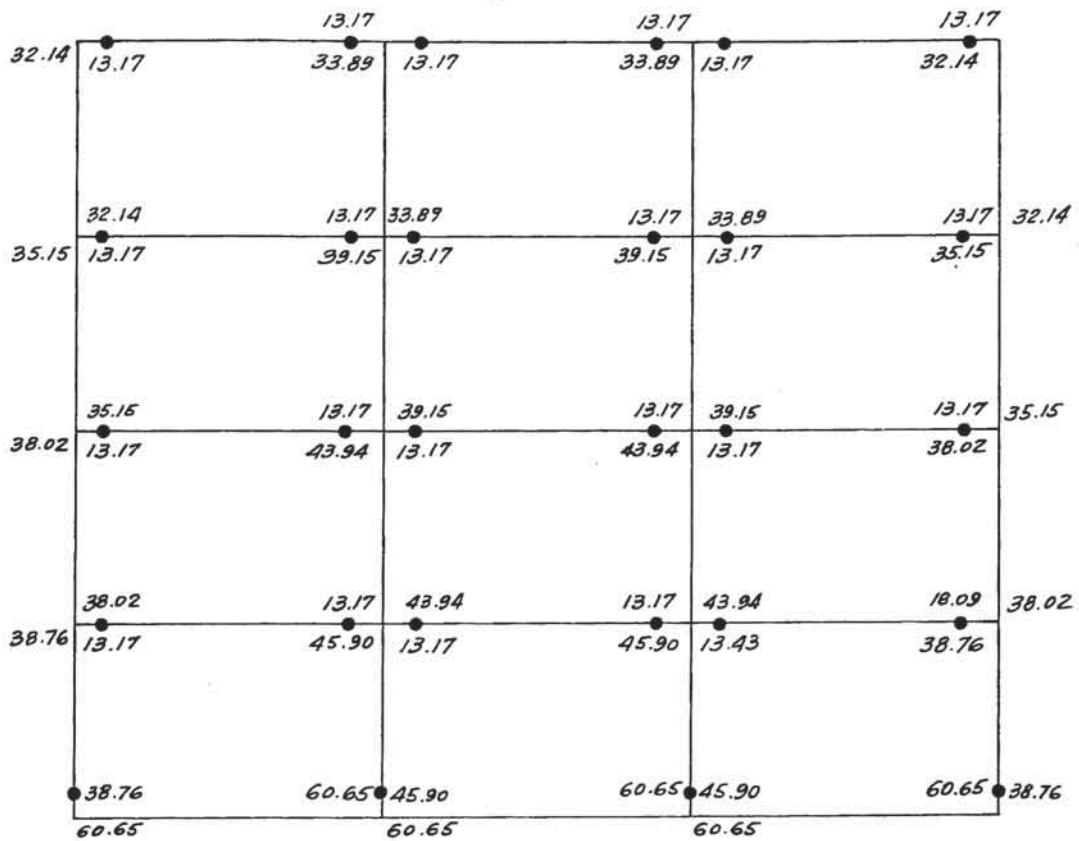
PISO	PORTICO 2, 3 y 4							
	VIGA	V3		V4		V3		
4 <sup>o</sup> a 2 <sup>o</sup>	REFUERZO S	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	
	(cm <sup>2</sup> ) I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	
	M'y S	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	
	(T-m) I	11.85	11.86	11.85	11.85	11.85	11.85	
	Qy (TON)	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	
	My S	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	
(T-m) I	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17		
1 <sup>o</sup>	REFUERZO S	7.94	5.70	5.70	5.70	5.70	7.94	
	(cm <sup>2</sup> ) I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	
	M'y S	16.51	11.85	11.85	11.85	11.85	16.51	
	(T-m) I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	
	Qy (TON)	5.27	6.30	5.27	5.27	6.30	5.27	
	My S	18.09	13.17	13.17	13.17	13.17	18.09	
(T-m) I	13.17	13.43	13.17	13.17	13.43	13.17		
CIM.	REFUERZO S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	
	(cm <sup>2</sup> ) I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	
	M'y S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	
	(T-m) I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	
	Qy (TON)	24.26	24.26	24.26	24.26	24.26	24.26	
	My S	60.65	60.65	60.65	60.65	60.65	60.65	
(T-m) I	60.65	60.65	60.65	60.65	60.65	60.65		

## COLUMNS.-

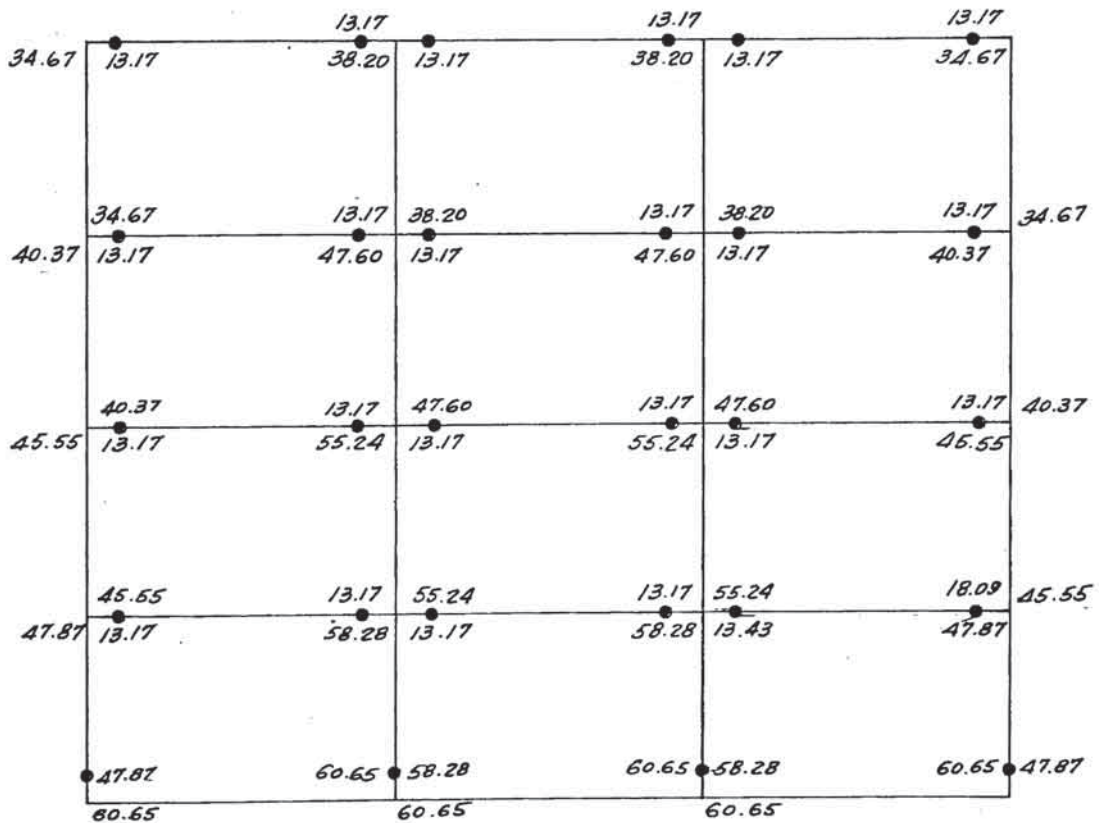
PISO	COL.	N (TON)	M'y (T-m)	Qy (T)	My (T-m)
4 <sup>o</sup>	C1	8.12	27.55	18.37	32.14
3 <sup>o</sup>	C1	19.01	30.13	20.09	35.15
2 <sup>o</sup>	C1	29.85	32.59	21.73	38.02
1 <sup>o</sup>	C1	40.42	34.88	15.50	38.76
4 <sup>o</sup>	C2	14.40	29.05	19.37	33.89
3 <sup>o</sup>	C2	34.25	33.56	22.37	39.15
2 <sup>o</sup>	C2	53.99	37.66	25.11	43.94
1 <sup>o</sup>	C2	73.26	41.31	18.36	45.90
4 <sup>o</sup>	C3	17.24	29.72	19.81	34.67
3 <sup>o</sup>	C3	39.12	34.60	23.07	40.37
2 <sup>o</sup>	C3	61.07	39.04	26.03	45.55
1 <sup>o</sup>	C3	83.33	43.08	19.15	47.87

PISO	COL.	N (TON)	M'y (T-m)	Qy (T)	My (T-m)
4 <sup>o</sup>	C4	30.52	32.74	21.83	38.20
3 <sup>o</sup>	C4	70.42	40.80	27.20	47.60
2 <sup>o</sup>	C4	110.44	47.35	31.57	55.24
1 <sup>o</sup>	C4	151.02	52.45	23.31	58.28
4 <sup>o</sup>	C5	16.95	29.65	19.77	34.59
3 <sup>o</sup>	C5	38.89	34.56	23.04	40.32
2 <sup>o</sup>	C5	60.81	38.99	25.99	45.49
1 <sup>o</sup>	C5	82.63	42.96	19.09	47.73
4 <sup>o</sup>	C6	30.03	32.63	21.75	38.07
3 <sup>o</sup>	C6	70.03	40.72	27.15	47.51
2 <sup>o</sup>	C6	109.98	47.29	31.53	55.17
1 <sup>o</sup>	C6	149.77	52.31	23.25	58.12

## Determinación de rótulas plásticas:



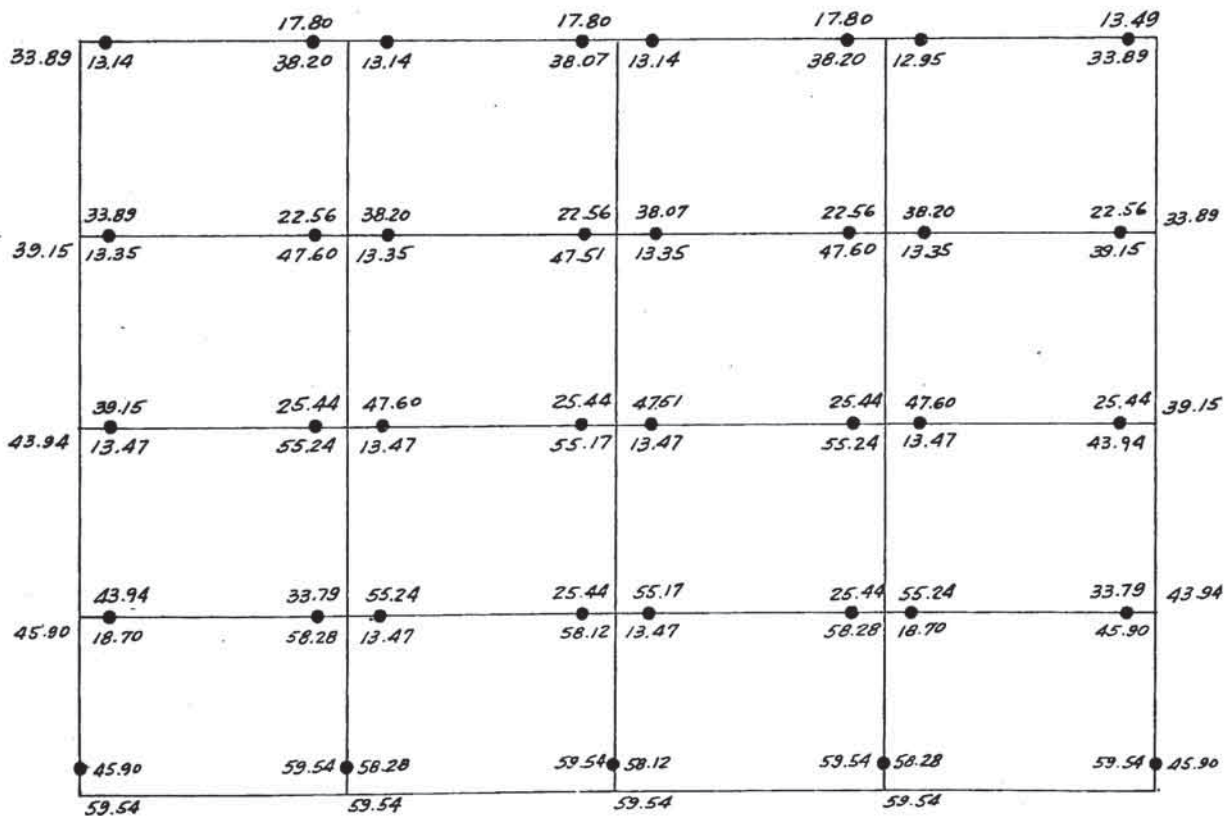
PORTICOS ① y ⑤



PORTICOS ② ③ y ④



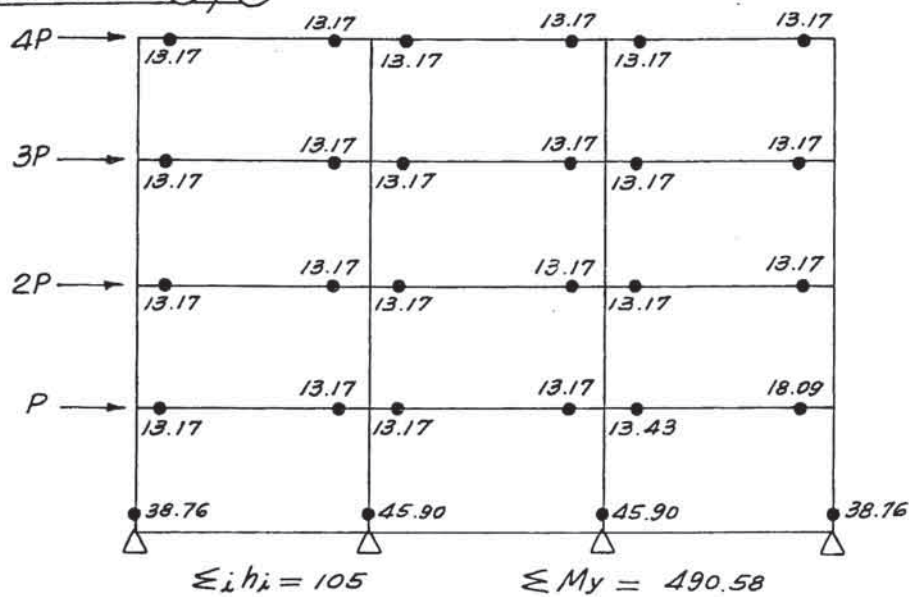
PORTICOS (A) y (D)



PORTICOS (B) y (C)

- Consideramos el método de trabajos virtuales.
- Asumimos una distribución de fuerzas con variación triangular inversa:

PORTICOS ① y ⑤

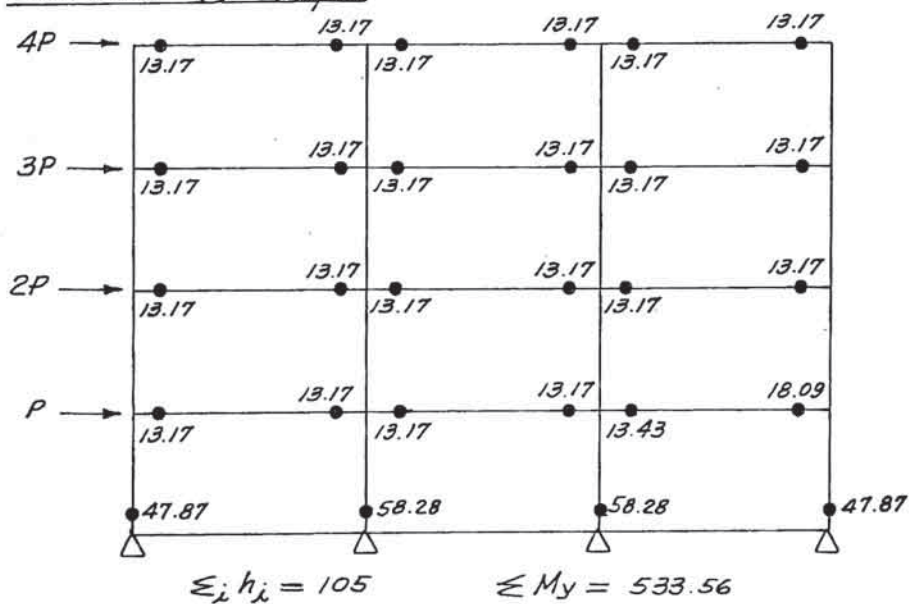


$$P = \frac{\sum M_y}{\sum_i h_i} = 4.67$$

luego:

NIVEL	F (TON)	QR <sub>u</sub> (TON)
4	18.69	18.69
3	14.02	32.71
2	9.34	42.05
1	4.67	46.72

PORTICOS ② ③ y ④

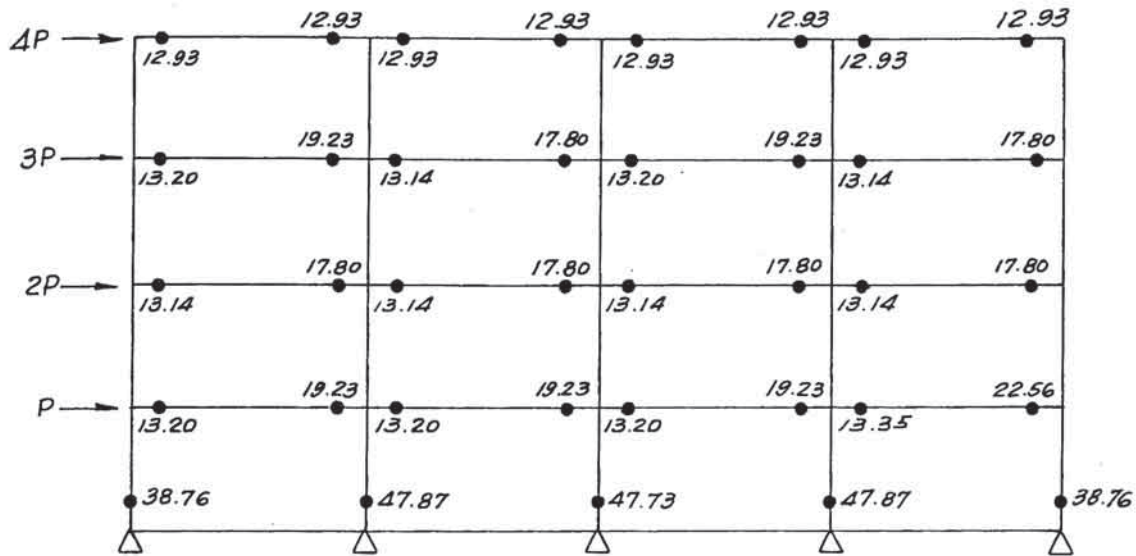


$$P = \frac{\sum M_y}{\sum_i h_i} = 5.08$$

luego:

NIVEL	F (TON)	QR <sub>u</sub> (TON)
4	20.33	20.33
3	15.24	35.57
2	10.16	45.73
1	5.08	50.81

PORTICOS (A y D)



$\sum_i h_i = 105$

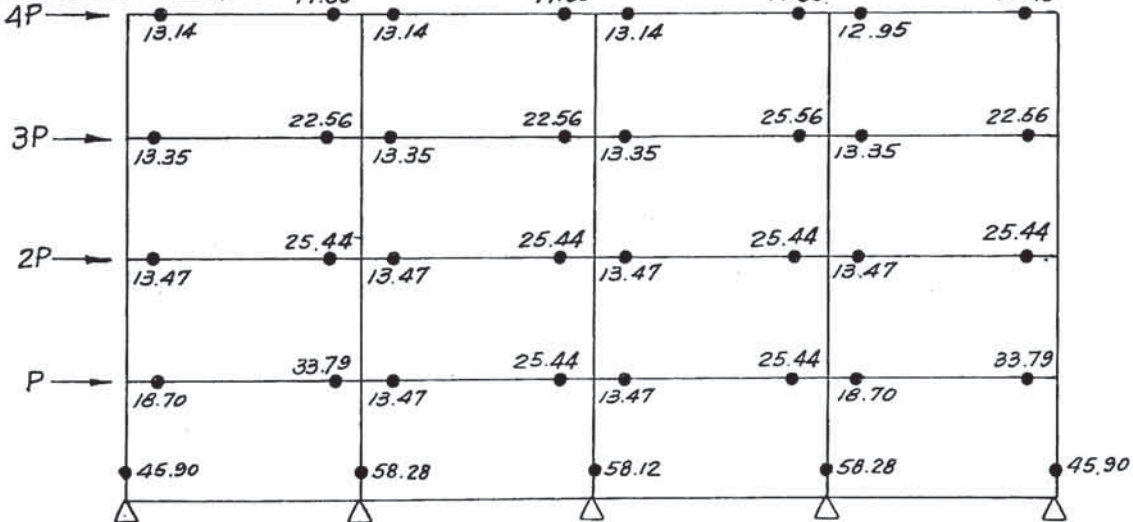
$\sum My = 708.13$

$P = 6.74$

luego:

NIVEL	F (TON)	Q <sub>ru</sub> (TON)
4	26.98	26.98
3	20.23	47.21
2	13.49	60.70
1	6.74	67.44

PORTICOS (B y C)



$\sum_i h_i = 105$

$\sum My = 867.82$

$P = 8.26$

luego:

NIVEL	F (TON)	Q <sub>ru</sub> (TON)
4	33.06	33.06
3	24.79	57.85
2	16.53	74.38
1	8.26	82.64

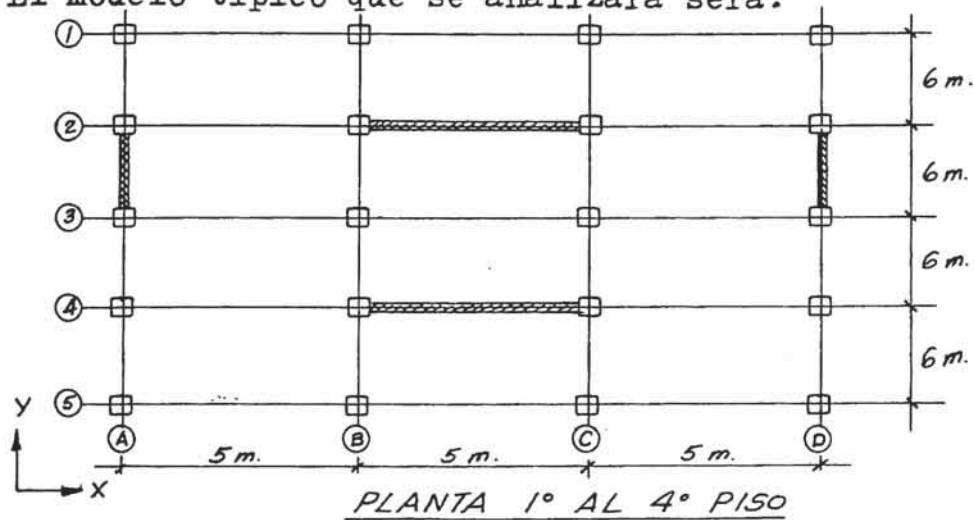
Finalmente calculamos la capacidad última, ductilidad y coeficiente último, etc.

Luego:

EJE	NIVEL	$Q_{ru}$ (TON)	$W$ (TON)	$C_{T\mu}$	$Q_{rD}$ (TON)	$M_r$	$K_r$ (T/cm)	$\delta_{re}$ (cm)	$\delta_r$ (cm)
X	4	98.37	249	0.40	150.24	1.67	302.4	0.33	0.55
	3	172.13	312	0.31	296.64	1.98	302.4	0.57	1.13
	2	221.29	312	0.25	401.22	2.14	302.4	0.73	1.56
	1	245.87	321	0.21	465.66	2.29	212.1	1.16	2.66
Y	4	120.08	249	0.48	150.24	1.28	279.52	0.43	0.55
	3	210.12	312	0.37	296.64	1.50	279.52	0.75	1.13
	2	270.16	312	0.31	401.22	1.60	279.52	0.97	1.55
	1	300.16	321	0.25	465.66	1.70	205.92	1.46	2.48

MODELO 2.-

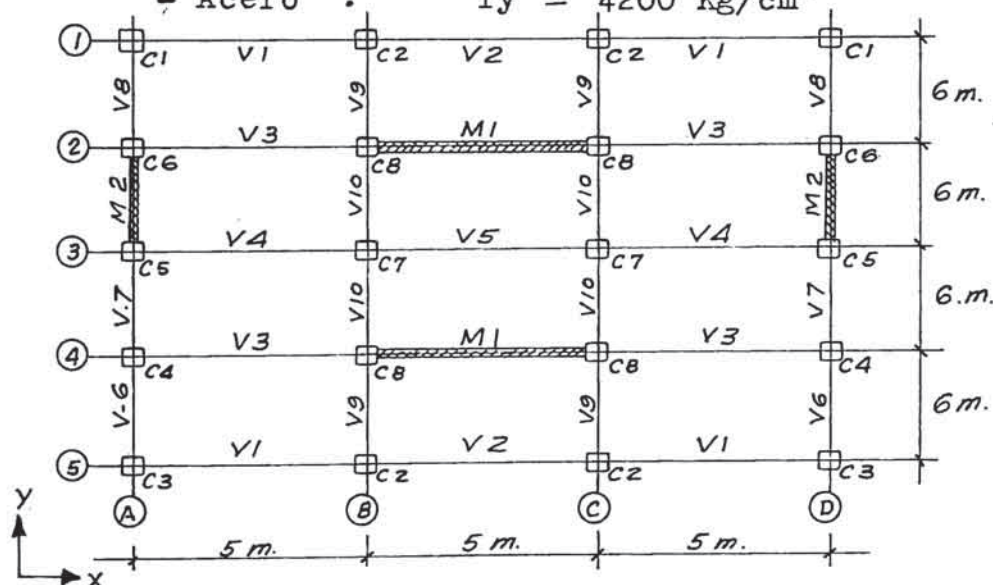
El modelo típico que se analizará será:

CARACTERISTICAS.-

- Edificio de departamentos u oficinas
- Número de pisos : 4
- Alturas de entrepisos 1° : 4.5 m  
2° al 4° : 3.0 m
- Espesor de aligerado : 20 cm.
- Vigas : 30 x 60 cm.
- Columnas : 50 x 50 cm.
- Vigas de cimentación : 50 x 100 cm.
- Muros de corte :  $t=0.15$  m.

Materiales.-

- Concreto :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$





### Cargas Unitarias.-

a) Losas : (Similar al modelo anterior)

$$\begin{aligned} 4^\circ \text{ piso} &: 400 \text{ Kg/m}^2 \\ 3^\circ \text{ al } 1^\circ \text{ piso} &: 500 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

b) Vigas y Columnas:

$$\begin{aligned} \text{Vigas} &: 0.43 \text{ T/m} \\ \text{Columnas} &: 0.60 \text{ T/m} \end{aligned}$$

c) Muros de corte:

$$\begin{aligned} \text{Concreto armado: } 2400 \times 0.15 &= 360 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Acabados} &= 80 \text{ Kg/m}^2 \\ \hline &440. \text{ Kg/m}^2 \\ &= 0.44 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

d) Sobrecargas:

$$\begin{aligned} 4^\circ \text{ piso} &: 150 \text{ Kg/m}^2 \\ 3^\circ \text{ al } 1^\circ \text{ piso} &: 250 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

### RIGIDECES.-

Si  $K_{\text{muro}} = \frac{12EI}{h^3}$   $E = 210,000 \text{ Kg/cm}^2$

Luego:  $1^\circ \text{ piso} : K_{\text{muro}} = 14.40 \text{ T/cm.}$

$2^\circ \text{ al } 4^\circ \text{ piso} : K_{\text{muro}} = 48.61 \text{ T/cm.}$

### Momentos de Inercia.-

$$I_{\text{vigas}} = 540,000 \text{ cm}^4 = 1.04 I$$

$$I_{\text{col.}} = 520,830 \text{ cm}^4 = I$$

$$I_{\text{vig. cim.}} = 4'166,670 \text{ cm}^4 = 8I$$

$$I_{\text{muros}_{5m}} = 427'448,000 \text{ cm}^4 = 821I$$

$$I_{\text{muros}_{6m}} = 521'510,400 \text{ cm}^4 = 1001I$$

- Luego calculamos la rigidez lateral en los muros de corte, considerandolos en forma separada y tomando en cuenta las deformaciones por corte y flexión; luego:

#### EJE X

$1^\circ \text{ piso:}$

Por flexión:  $K_B = \frac{Et^3}{4h^3} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 15 \times 500^3}{4 \times 450^3} = 1080.25 \text{ T/cm.}$

Por corte:

$$K_S = \frac{EtL}{3h} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 15 \times 500}{3 \times 450} = 1166.67$$

Por lo tanto la rigidez lateral será:

$$\frac{1}{\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_S}} = \frac{1}{\frac{1}{1080.25} + \frac{1}{1166.67}} = 560.90 \text{ T/cm.} \quad (2 \text{ muros})$$

$$2^\circ \text{ a } 4^\circ \quad K_B = \frac{2.1 \times 10^5 \times 15 \times 500}{4 \times 300^3} = 3645.83 \text{ T/m.}$$

$$K_S = \frac{2.1 \times 10^5 \times 15 \times 500}{3 \times 300} = 1750.0 \text{ T/m.}$$

$$K = \frac{1}{\frac{1}{3645.83} + \frac{1}{1750.00}} = 1182.43 \text{ T/m.} \quad (2 \text{ muros})$$

EJE Y (De igual manera)

1° piso:

$$K_B = 1866.87 \text{ T/cm.} \quad K_S = 1400 \text{ T/cm.}$$

$$K = 800 \text{ T/cm.}$$

2° a 4° Piso

$$K_B = 4852.60 \text{ T/cm.} \quad K_S = 1925.00 \text{ T/cm.}$$

$$K = 1378.25 \text{ T/cm.}$$

-Pará las columnas empleamos las expresiones empíricas del Dr. Muto como en el modelo anterior:

$$\bar{K} = \frac{\sum K_V}{2K_C} \quad a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad k = a K_{\frac{V}{M}}$$

Resumiendo los resultados tenemos:

EJE	PISO	K <sub>V</sub> (T/cm)	COLUMNAS		$\bar{K}$	a	k (T/cm)	k TOTAL (T/cm)
			TIPO	No.				
X	1°	14.40	C1	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C2	4	8.136	0.803	11.56	46.24
			C3	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C4	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C5	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C6	2	4.068	0.670	9.65	19.30
			C7	2	8.136	0.803	11.56	23.12
			M-1	2				560.90
						K <sub>X1°</sub> =	1287.66	
	2° al 4°	48.61	C1	2	0.624	0.238	11.57	23.14
			C2	4	1.248	0.384	18.67	74.68
			C3	2	0.624	0.238	11.57	23.14
			C4	2	0.624	0.238	11.57	23.14
			C5	2	0.624	0.238	11.57	23.14
			C6	2	0.624	0.238	11.57	23.14
C7			2	1.248	0.384	18.67	37.34	
						1182.43	2364.86	
						K <sub>X2°-4°</sub>	2592.58	

EJE	PISO	$K_m^* (T/cm)$	COLUMNAS		$\bar{K}$	$a$	$k$ (T/cm)	$R$ TOTAL (T/cm)
			TIPO	No.				
Y	1°	14.40	C1	2	3.390	0.629	9.06	18.12
			C2	4	3.390	0.629	9.06	36.24
			C3	2	3.390	0.629	9.06	18.12
			C4	2	6.780	0.772	11.12	22.24
			C7	2	6.780	0.772	11.12	22.24
			C8	4	6.780	0.772	11.12	44.48
			M-2	2				800.0
							$K_{y1°} =$	1761.44
	2° AL 4°	48.61	C1	2	0.520	0.206	10.01	20.02
			C2	4	0.520	0.206	10.01	40.04
			C3	2	0.520	0.206	10.01	20.02
			C4	2	1.040	0.342	16.62	33.24
			C7	2	1.040	0.342	16.62	33.24
			C8	4	1.040	0.342	16.62	66.48
M-2			2				1378.25	2756.5
						$K_{y2°-4°} =$	2969.54	

### Pesos por Piso.-

Edificación categoría C : Consideramos 25 % de C.V.

Area de losa : 360 m<sup>2</sup>

Longitud total de vigas : 149 m.

#### 4° Piso :

Losa	:	360 x 0.400	=	144	Tn.	
Vigas	:	149 x 0.430	=	64	Tn.	
Columnas	:	20 x 1.5 x 0.60	=	18	Tn.	
Muros	:	22 x 1.5 x 0.44	=	14.5	Tn.	
S/c	:	360 x 0.25 x 0.15	=	13.5	Tn.	
			$\underline{W}$	=	254	Tn.

#### 3° y 2° Piso :

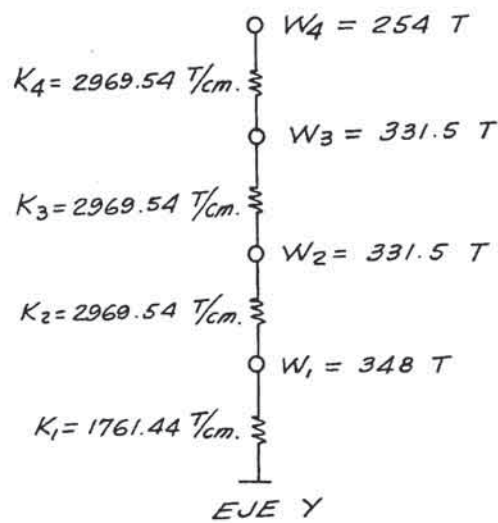
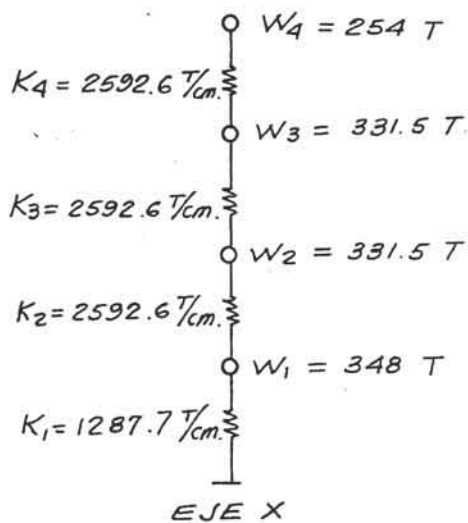
Losa	:	360 x 0.500	=	180	Tn.
Vigas	:	149 x 0.430	=	64	Tn.
Columnas	:	20 x 3 x 0.60	=	36	Tn.
Muros	:	22 x 3 x 0.44	=	29	Tn.
S/c	:	360 x 0.25 x 0.25	=	22.5	Tn.

$\underline{W} = 331.5$  Tn.

1° Piso :

Losa	:	360 x 0.500	=	180	Tn.
Vigas	:	149 x 0.430	=	64	Tn.
Columnas	:	20 x 3.75 x 0.60	=	45	Tn.
Muros	:	22 x 3.75 x 0.44	=	36.5	Tn.
S/c	:	360 x 0.25 x 0.25	=	22.5	Tn.

$$W = 348.0 \text{ tn.}$$

MODELOS CORTANTES.-ANALISIS DINAMICO ESPECTRALEJE X :

Matriz de Masas :

$$\tilde{M} = \begin{bmatrix} 1.27 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.31 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.31 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.0 \end{bmatrix} \text{ m} \quad m = \frac{254}{980} \text{ Tm}$$

Matriz de Rigideces :

$$\tilde{K} = \begin{bmatrix} 1.50 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \text{ K} \quad K = 2592.6 \text{ T/cm}$$

Hacemos:

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad \lambda = \frac{\omega^2 m}{K}$$

$$\begin{vmatrix} 1.50 - 1.37 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 - 1.31 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 - 1.31 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 - \end{vmatrix} = 0$$

Desarrollando:

$$0.5 - 8.455\lambda + 18.618\lambda^2 - 12.104\lambda^3 + 2.351\lambda^4 = 0$$

Reduciendo y reemplazando en:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\lambda_i K}{m}} \quad T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Tenemos:

$i$	$\lambda_i$	$\omega_i$	$T_i$
1	0.0642	26.3133	0.239
2	0.6613	81.3329	0.077
3	1.7259	131.3949	0.048
4	2.6918	164.0925	0.038

Obtenemos las formas de modo:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 & 1.00 & 1.00 \\ 1.41 & 0.59 & -0.86 & -2.19 \\ 1.68 & -0.33 & -0.77 & 2.34 \\ 1.81 & -0.96 & 1.07 & -1.38 \end{bmatrix}$$

Luego empleamos :

$$FPM_i = \frac{\sum \phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}{\sum (\phi_{\alpha}^i)^2 W_{\alpha}} \quad C_i = \frac{0.8}{\frac{T_i}{T_s} + 1.0} \leq 0.4$$

$$Sdis_i = \frac{C_i g}{Rd} \quad Rd = 5 \quad T_s = 0.3 \text{ seg.}$$

$$V_{BASE}^i = FPM_i (\sum m_{\alpha} \phi_{\alpha}^i) Sdis_i$$

$$F_{\alpha}^i = V_B^i \frac{\phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}{\sum \phi_{\alpha}^i W_{\alpha}}$$

Resumiendo:

MODOS	NIV.	$\lambda_i$	$T_i$	$\phi_{\alpha}^i$	$W_{\alpha}$	$\phi_{\alpha}^i W_{\alpha}$	$(\phi_{\alpha}^i)^2 W_{\alpha}$	FPM <sub>i</sub>	$C_i$	Sdis <sub>i</sub>	$V_{BASE}^i$	$F_{\alpha}^i$
$i$	$\alpha$		seg		(Tn)						(Tn)	(TON)
1	1			1.00	254	254	254					10.84
	2			1.41	331.5	467.4	659.1					19.94
	3	0.0692	0.239	1.68	331.5	556.9	935.6	0.64	0.40	65.33	81.41	23.76
	4			1.81	348	629.9	1140.1					26.87
					1908.2	2988.8						81.41

2	1			1.00	254	254	254					0.42
	2			0.59	331.5	195.6	115.4					0.32
	3	0.6613	0.077	-0.33	331.5	-109.4	86.1	0.01	0.4	65.33	0.01	-0.18
	4			-0.96	348	-334.1	320.7					-0.55
					6.1	726.2						0.01
3	1			1.00	254	254	254					1.36
	2			-0.86	331.5	-285.1	245.2					-1.52
	3	1.7259	0.048	-0.77	331.5	-255.3	196.5	0.08	0.4	65.33	0.46	-1.37
	4			1.07	348	372.4	398.4					1.99
					86.0	1094.1						0.46
4	1			1.00	254	254	254					-0.68
	2			-2.19	331.5	-726	1589.9					1.93
	3	2.6918	0.038	2.34	331.5	775.7	1815.2	-0.04	0.4	65.33	0.47	-2.07
	4			-1.38	348	-480.2	662.7					1.29
					-176.5	4321.8						0.47

Fuerzas a considerar tomando en cuenta el criterio del promedio de suma absoluta y media cuadrática.

NIV.	$F_{\alpha}^1 (Tn)$	$F_{\alpha}^2 (Tn)$	$F_{\alpha}^3 (Tn)$	$F_{\alpha}^4 (Tn)$	$\sum^{Abs} (Ton)$	$\sqrt{\sum^2} (Tn)$	F Prom. (Tn)
4	26.87	-0.55	1.99	1.29	30.70	26.98	28.84
3	23.76	-0.18	-1.37	-2.07	27.38	23.89	25.64
2	19.94	0.32	-1.52	1.93	23.71	20.09	21.90
1	10.84	0.42	1.36	-0.68	13.30	10.95	12.13

EJE Y :

Obtenemos para este eje:  $|K - \omega^2 M| = 0$

$$\text{con: } \lambda = \frac{\omega^2 m}{K} \quad m = \frac{254}{980} Tm \quad K = 2969.54 Tm/cm$$

$$\begin{bmatrix} 1.59 - 1.37 & & -1 & & 0 & & 0 \\ & -1 & & 2 - 1.31 & & -1 & & 0 \\ & & 0 & & -1 & & 2 - 1.31 & & -1 \\ & & & 0 & & -1 & & 1 & & - \end{bmatrix} = 0$$

Desarrollando:

$$0.59 - 9.079\lambda + 19.244\lambda^2 - 12.258\lambda^3 + 2.351\lambda^4 = 0$$

Resolviendo y reemplazando en:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\lambda_i K}{m}} \quad T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Tenemos:

$i$	$\lambda_i$	$\omega_i$	$T_i$
1	0.0769	29.6876	0.212
2	0.6920	89.0432	0.071
3	1.7476	141.5026	0.044
4	2.6975	175.7994	0.036

Las formas de modo serán:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 & 1.00 & 1.00 \\ 1.48 & 0.64 & -0.80 & -2.11 \\ 1.81 & -0.30 & -0.77 & 2.23 \\ 1.97 & -0.97 & 1.03 & -1.31 \end{bmatrix}$$

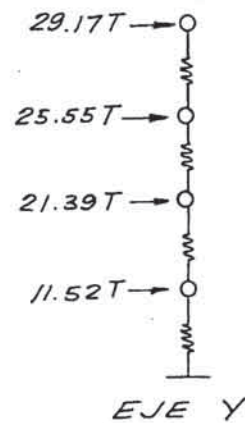
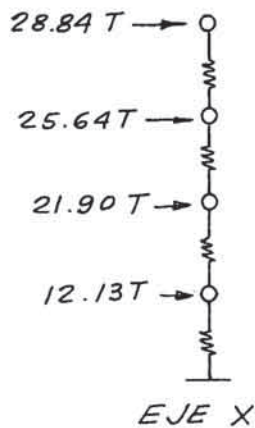
Resumiendo:

Modo $i$	NIV. $\alpha$	$\lambda_i$	$T_i$ (seg)	$\phi_{\alpha}^i$	$W_{\alpha}$ (Tn)	$\phi_{\alpha}^i W_{\alpha}$	$(\phi_{\alpha}^i)^2 W_{\alpha}$	FPM $_i$	$C_i$	Sdis $_i$	$V_{BASE}^i$ (Tn)	$F_{\alpha}^i$ (Tn)
1	1	0.0769	0.212	1.00	254	254	254	0.59	0.4	65.33	79.85	9.99
	2			1.48	331.5	490.6	726.1					19.30
	3			1.81	331.5	600	1086.0					23.60
	4			1.97	348	685.6	1350.6					26.96
					2030.2	3416.7						79.85
2	1	0.6920	0.212	1.00	254	254	254	0.04	0.4	65.33	0.08	0.70
	2			0.64	331.5	212.2	135.8					0.58
	3			-0.30	331.5	-99.5	29.8					-0.27
	4			-0.97	348	-337.6	327.4					-0.93
					29.1	747.0						0.08
3	1	1.7436	0.044	1.00	254	254	254	0.09	0.4	65.33	0.55	1.52
	2			-0.80	331.5	-265.2	212.2					-1.59
	3			-0.77	331.5	-255.3	196.5					-1.53
	4			1.03	348	358.4	369.2					2.14
					91.9	1031.9						0.55
4	1	2.6975	0.036	1.00	254	254	254	0.04	0.4	65.33	0.43	-0.67
	2			-2.11	331.5	-699.5	1475.9					1.85
	3			2.23	331.5	739.2	1648.5					-196
	4			-1.31	348	-455.9	597.2					1.21
					-162.2	3975.6						0.43

Fuerzas a considerar:

NIV.	$F_{\alpha}^1$ (Tn)	$F_{\alpha}^2$ (Tn)	$F_{\alpha}^3$ (Tn)	$F_{\alpha}^4$ (Tn)	$\sum Ab_i$ (Tn)	$\sqrt{\sum \xi^2}$ (Tn)	$F_{PROM.}$ (Tn)
4	26.96	-0.93	2.14	1.21	31.24	27.09	29.17
3	23.60	-0.27	-1.53	-1.96	27.36	23.73	25.55
2	19.30	0.58	-1.59	1.85	23.32	19.46	21.39
1	9.99	0.70	1.52	-0.67	12.88	10.15	11.52

Luego las fuerzas resultantes del análisis espectral para cada eje serán:



#### ANALISIS ESTADICO DE ACUERDO AL CODIGO PERUANO.-

En la fórmula:

$$H = \frac{Z U S c}{R_d} P$$

$Z = 1.0$  (zona de más alta sismicidad)

$U = 1.0$  (Categoría C)

$S = 1.0$  (Suelo tipo I)

$$c = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0}$$

$$H = 13.5$$

$$D = 15.0$$

$$T_s = 0.3 \text{ seg.}$$

$$T = \frac{0.07H}{\sqrt{D}} = 0.24$$

$$c = \frac{0.8}{\frac{0.24}{0.3} + 1.0} = 0.44 > 0.4 \Rightarrow c = 0.40$$

$R_d = 5$  (Edificio con pórticos dúctiles especiales muros de corte especiales)

$$P = 254 + 331.5 + 331.5 + 348 = 1265 \text{ Tn.}$$

Por lo tanto el cortante en la base será:

$$H = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.4}{5} \times 1265 \text{ Tn.}$$



$$H = 101.2 \text{ Tn.}$$

DISTRIBUCION DE LA FUERZA H EN LA ALTURA DEL EDIFICIO

Se distribuye según:

$$F_{\alpha} = f H \frac{h_{\alpha} W_{\alpha}}{\sum h_{\alpha} W_{\alpha}}$$

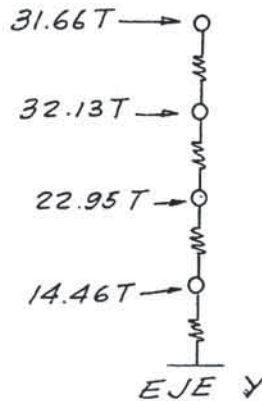
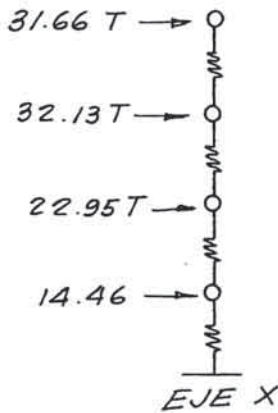
la relación alto/ancho es:

$$\frac{13.5}{15.0} = 0.9 < 3.0 \Rightarrow f = 1.0$$

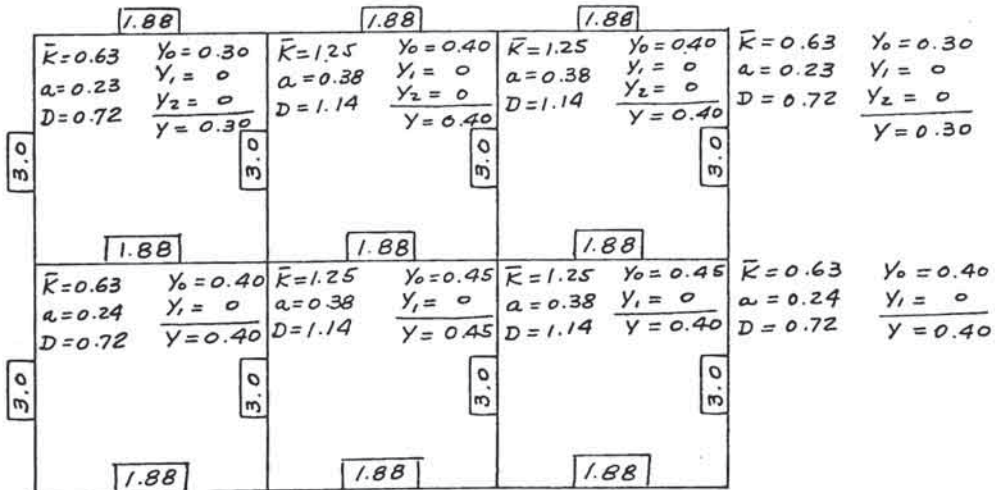
Distribuyendo:

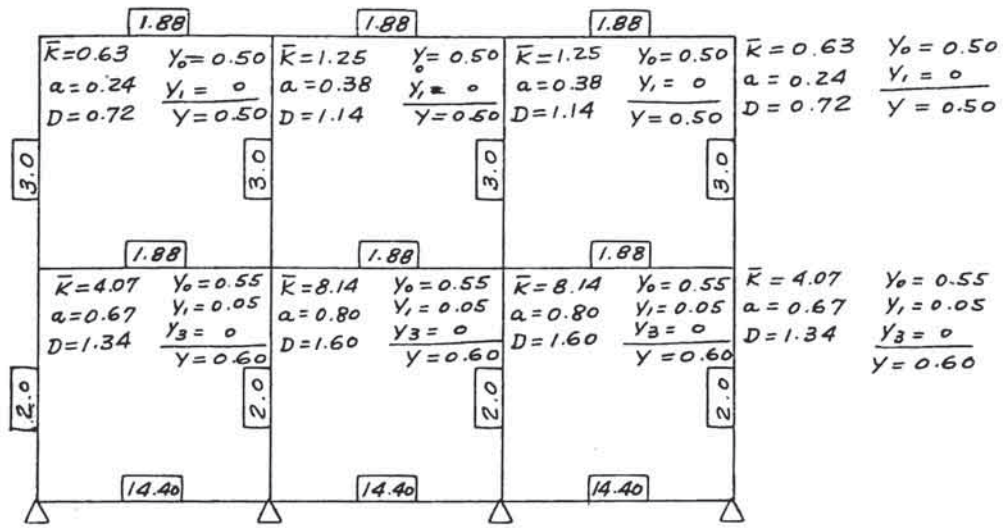
NIVEL	$h_{\alpha}$ (m)	$W_{\alpha}$ (Tn)	$h_{\alpha} W_{\alpha}$	$F_i$ (Tn)
4	13.50	254.0	3429.0	31.66
3	10.50	331.5	3480.75	32.13
2	7.50	331.5	2486.25	22.95
1	4.50	348.0	1566.00	14.46
			10962.00	101.20

En este caso las fuerzas sísmicas serán:

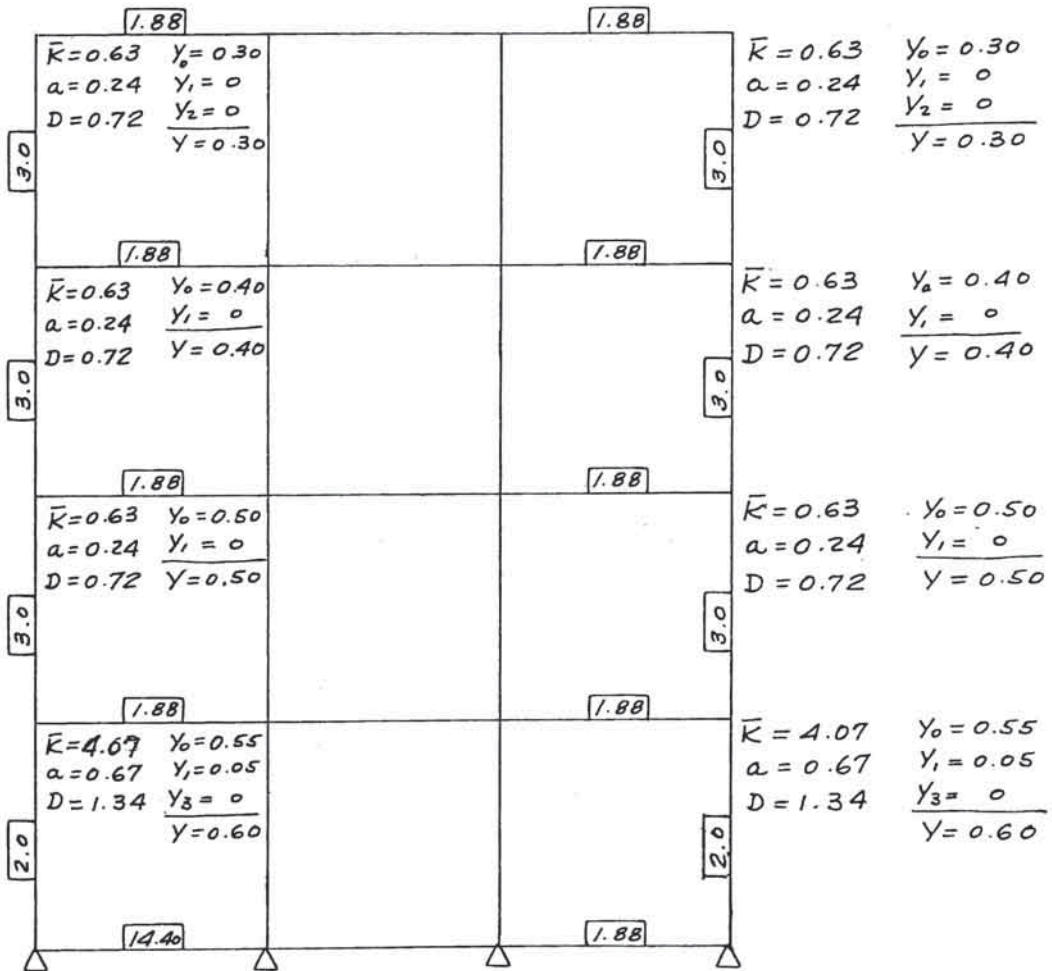


Determinación de los momentos por el método del Dr. Muto:

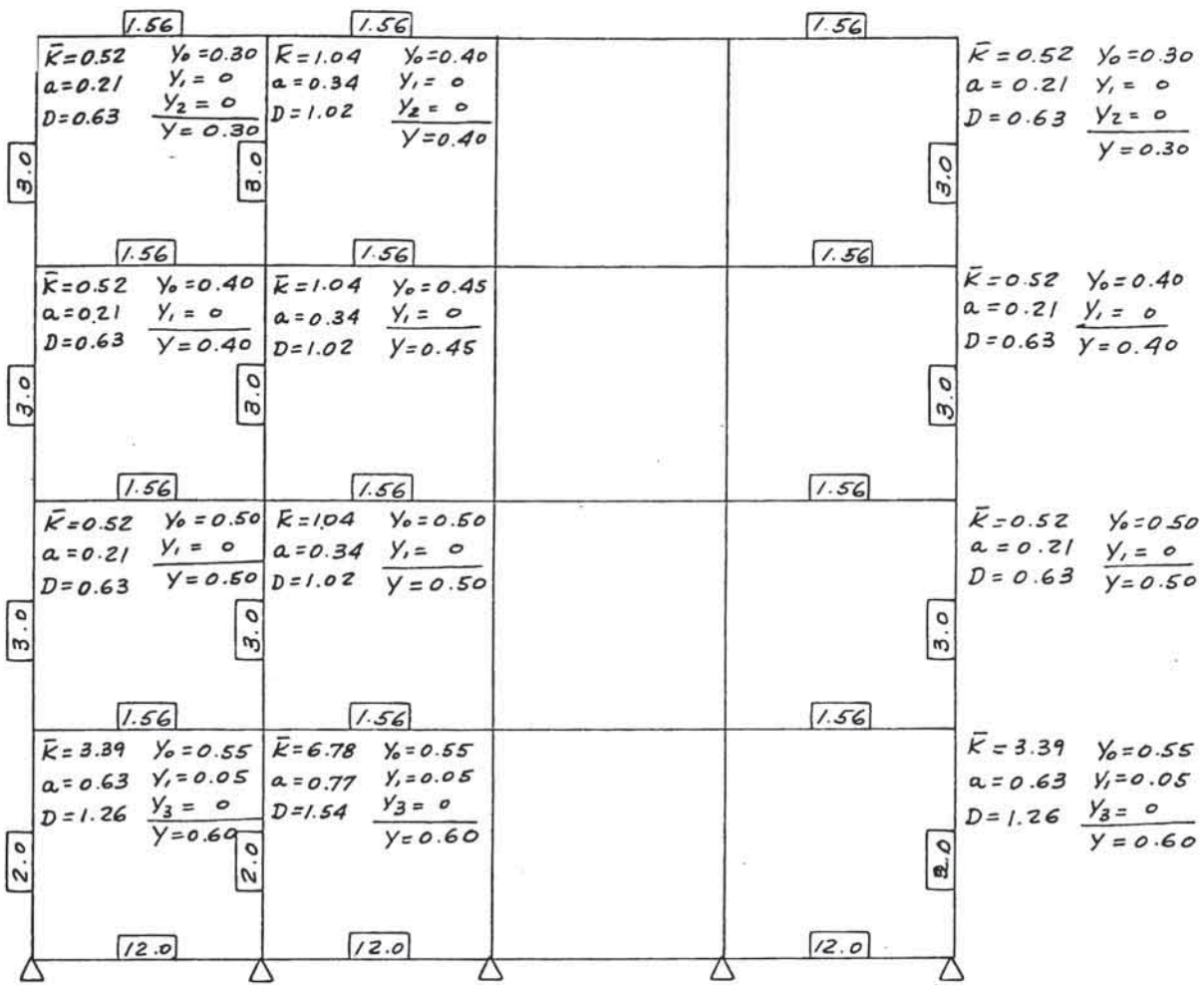




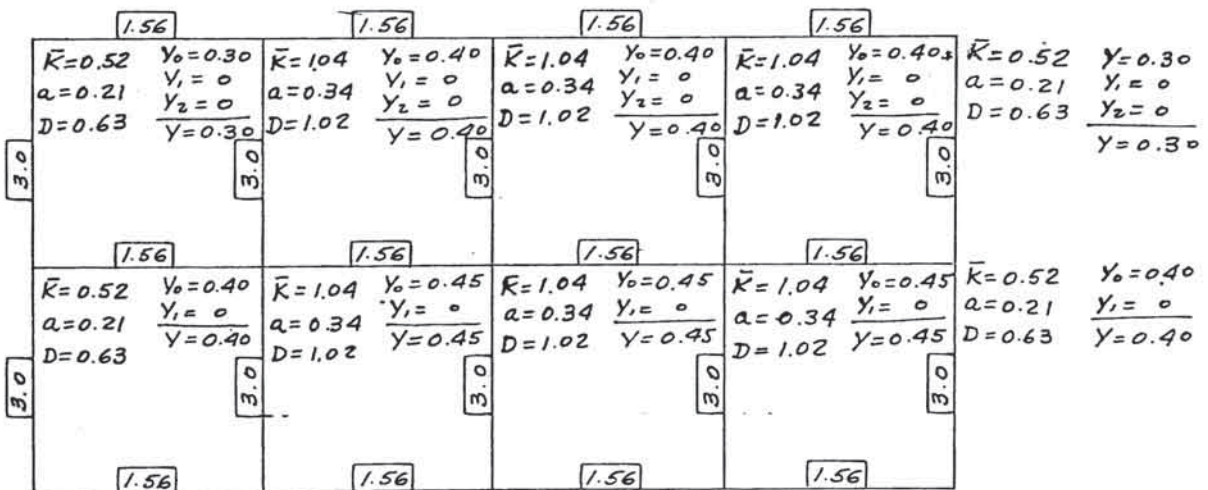
PORTICOS ①, ③ y ⑤

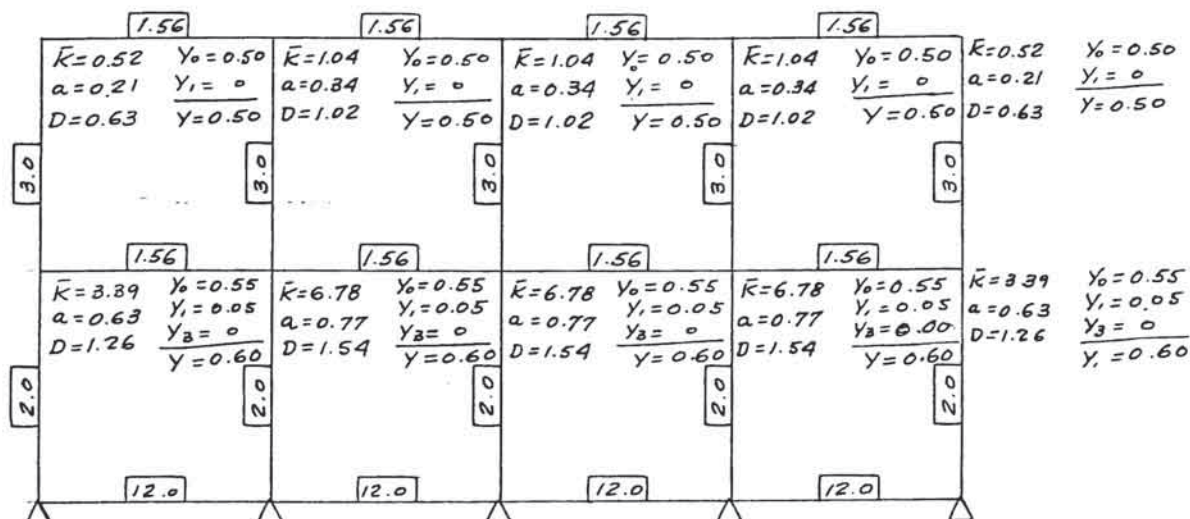


PORTICOS ② y ④



PORTICOS (A) y (D)





### Valores de D para los Muros de Corte.-

El valor de D para los muros de corte es calculado con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_s} + \frac{1}{D_r} \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{1}{D_s} = \frac{12E K_o f}{\beta G A h} \quad \text{----- (2)}$$

$$\frac{1}{D_r} = \frac{1}{\left( \frac{EK_{se}}{4} + \frac{KF}{12EK_o} \right)} \frac{M_o}{Qh} \quad \text{----- (3)}$$

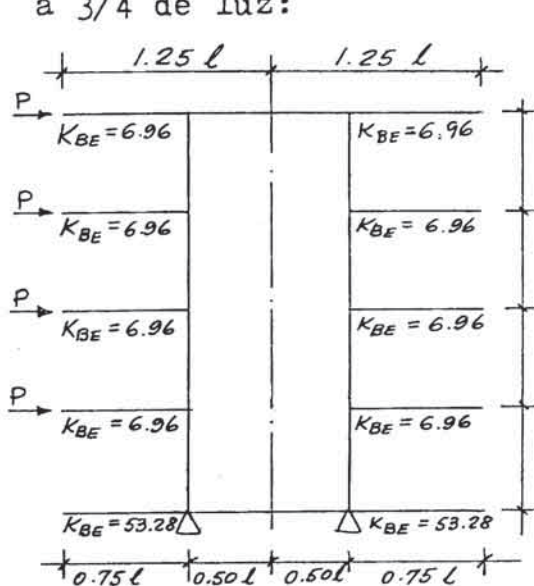
Donde:

- E/G : Relación del módulo de Young al módulo de corte (se asume 2.5)
- K : Rigidez estandar considerada para el cálculo de la rigidez relativa ( $K_o=577.72$ )
- A : Area de sección del muro de corte
- f : Coeficiente de deformación por corte (En el caso de muro con columnas en ambos lados este es 1.0~1.2. En este cálculo asumimos  $f=1.2$ )
- $\beta$  : Coeficiente de disminución de rigidez de corte (asumimos  $\beta=1.0$ )
- h : Altura de piso
- K : Suma de rigideces relativas efectivas de las vigas colindantes incluidas las vigas de cimentación.

- K : Rigidez rotacional de cimentación de muros de corte
- M : Momento de volteo del muro de corte causado por una fuerza externa asumida.
- Q : Fuerza de corte causada por la misma fuerza anterior

### Muros M-1

La rigidez relativa efectiva de las vigas colindantes se calcula como sigue: asumimos el punto de inflexión a  $3/4$  de luz:



$$l_{BE} = 0.5l + 0.75l = 1.25l$$

Proporción de zona infinitamente rígida:

$$\lambda = \frac{0.5l}{1.25l} = 0.4$$

luego:

$$K_{BE} = \frac{K_B \cdot l/l_{BE}}{(1-\lambda)^3}$$

$$K_{BE} = \frac{K_B \cdot l/1.25l}{(1-0.4)^3} = 3.70 K_B$$

$$\frac{\sum K_{BE}}{4} = \frac{168.08}{4} = 40.52$$

Para la rigidez rotacional consideramos la rigidez del suelo:

Asumiendo:  $\sigma_t = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$

$S_E = 1.3$  (Deflexión instantánea del suelo)

La rigidez del suelo:

$$K_S = \frac{2.0}{1.3} = 1.54 \text{ Kg/cm}^3$$

Sin embargo la deflexión instantánea esta basada en ensayo de cargas estáticas, entonces para considerar los efectos de cargas dinámicas multiplicamos este valor por 2:

$$K = 2K_S = 3.08 \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

El ángulo de rotación de la cimentación debido a un momento de volteo unitario, asumiendo un área de zapata de  $A_F = 3\text{m} \times 3\text{m}$  es:

$$\theta = \frac{2}{K A_F l^2} \Rightarrow K_F = \frac{1}{\theta} = \frac{K A_F l^2}{2} = \frac{3.08 \times 300^2 \times 500^2}{2}$$

$$K_F = 3.47 \times 10^{10} \text{ Kg-cm.}$$

$$\frac{K_F}{12EK_0} = \frac{3.47 \times 10^{10}}{12 \times 2.1 \times 10^5 \times 5.77.72} = 23.83$$

Luego en (3) tenemos:

$$\frac{1}{D_r} = \frac{1}{(40.52 + 23.83)} \times \frac{M_0}{Qh} = \frac{M_0}{64.35 Qh} \text{ ----- (4)}$$

$$M_0 = 3600 P$$

De (2)

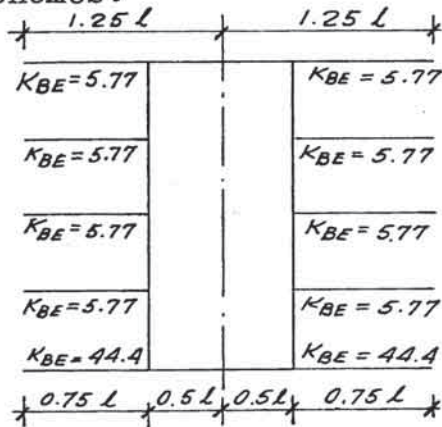
$$\frac{1}{D_s} = \frac{12EK_0 f}{136Awh} = \frac{12 \times 2.5 \times 1.2 K_0}{1.0 Awh} = \frac{36K_0}{Awh} = \frac{36 \times 577.72}{15 \times 500 h} = \frac{2.773}{h} \text{ --- (5)}$$

Considerando las fórmulas (1), (4) y (5) y considerando las cargas asumidas tendremos:

NIV	h (cm)	Q	Qh	1/D <sub>r</sub>	1/D <sub>s</sub>	1/D	D(m-1)
4	300	P	300P	0.186	9.24 x 10 <sup>3</sup>	0.196	5.11
3	300	2P	600P	0.0932	9.24 x 10 <sup>3</sup>	0.102	9.76
2	300	3P	900P	0.0621	9.24 x 10 <sup>3</sup>	0.071	14.00
1	450	4P	1800P	0.0310	6.16 x 10 <sup>3</sup>	0.037	26.85

Muros M - 2

Tenemos:



De la misma manera anterior

$$K_{BE} = 370 K_B$$

$$\frac{\sum K_{BE}}{4} = \frac{134.96}{4} = 33.74$$

Para la rigidez rotacional, con los mismos criterios tenemos:

$$K_F = \frac{KA_F l^2}{2} = \frac{3.08 \times 300^2 \times 600^2}{2} = 4.99 \times 10^{10}$$

$$\frac{K_F}{12EK_0} = \frac{4.99 \times 10^{10}}{12 \times 2.1 \times 10^5 \times 577.72} = 34.27$$

$$\frac{1}{D_r} = \frac{M_0}{68.01 Qh} \quad \therefore \quad M_0 = 3600 P$$

$$\frac{1}{D_s} = \frac{36 K_0}{Awh} = \frac{36 \times 577.72}{15 \times 600 h} = \frac{2.311}{h}$$

luego:

NIV.	h (cm)	Q	Qh	$1/D_r$	$1/D_s$	$1/D$	D
4	200	P	300P	0.176	$8.14 \times 10^3$	0.184	5.43
3	300	2P	600P	0.0882	$8.14 \times 10^3$	0.0959	10.42
2	300	3P	900P	0.0588	$8.14 \times 10^3$	0.0665	15.03
1	450	4P	1800P	0.0294	$5.14 \times 10^3$	0.0345	28.95

Valores de D para cada piso.-

4° Piso:

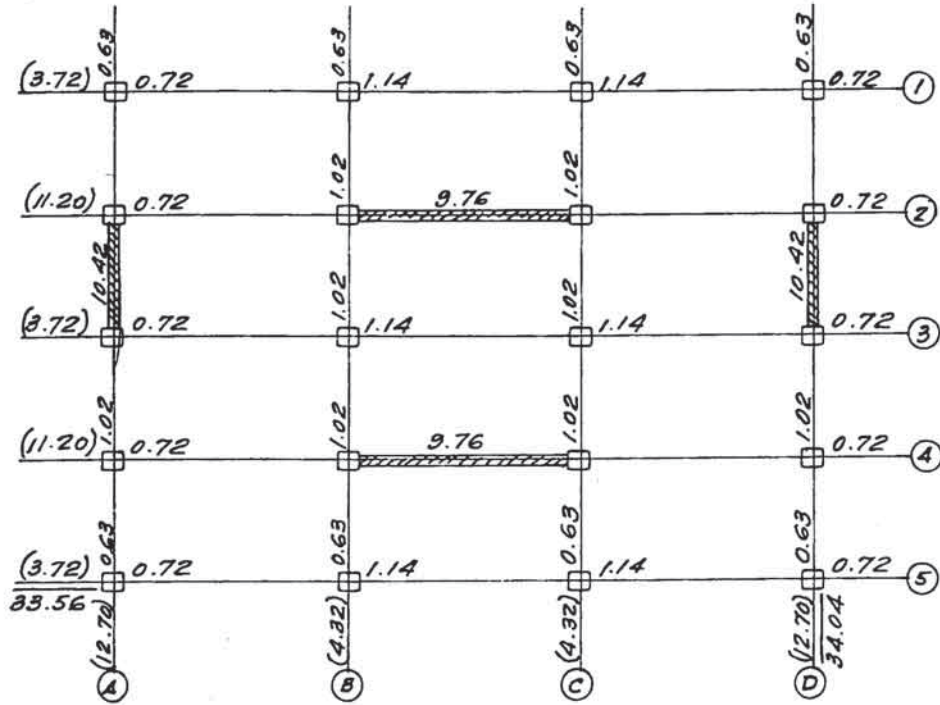


$$\Sigma D_x = 24.26 \begin{cases} \text{COLUMNAS} : 14.04 \text{ (57.9\%)} \\ \text{MUROS} : 10.22 \text{ (42.1\%)} \end{cases}$$

$$\Sigma D_y = 24.07 \begin{cases} \text{COLUMNAS} : 13.21 \text{ (54.9\%)} \\ \text{MUROS} : 10.86 \text{ (45.1\%)} \end{cases}$$

Se indican los porcentajes de los cortantes de entrepiso que tomarán las columnas y los muros.

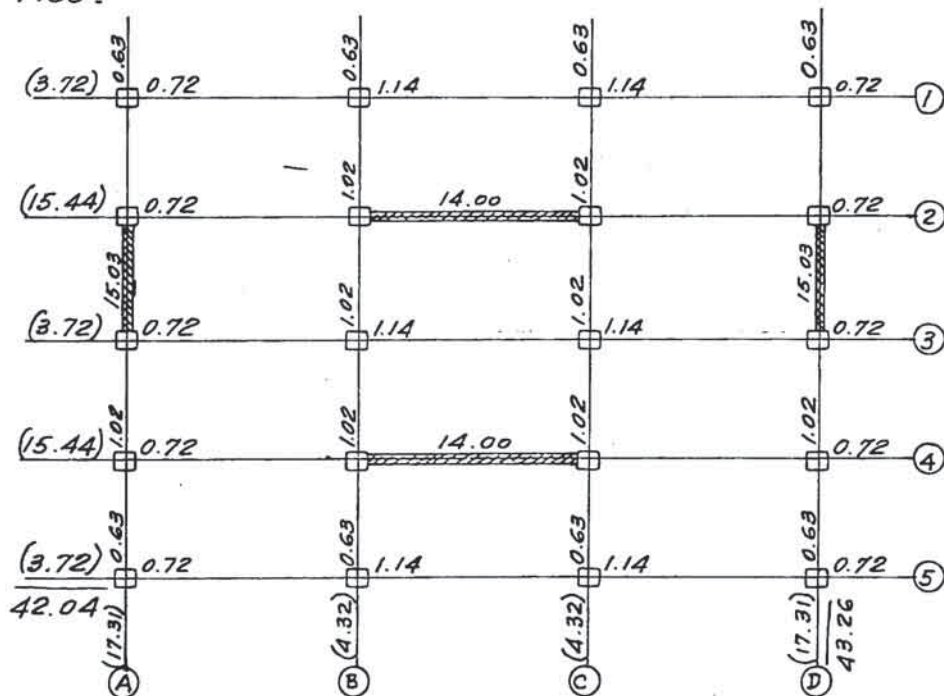
3° PISO:



$$\Sigma D_x = 33.56 \begin{cases} \text{COLUMNAS : } 14.04 \text{ (41.8\%)} \\ \text{MUROS : } 19.52 \text{ (58.2\%)} \end{cases}$$

$$\Sigma D_y = 34.04 \begin{cases} \text{COLUMNAS : } 13.20 \text{ (38.8\%)} \\ \text{MUROS : } 20.84 \text{ (61.2\%)} \end{cases}$$

2° PISO:

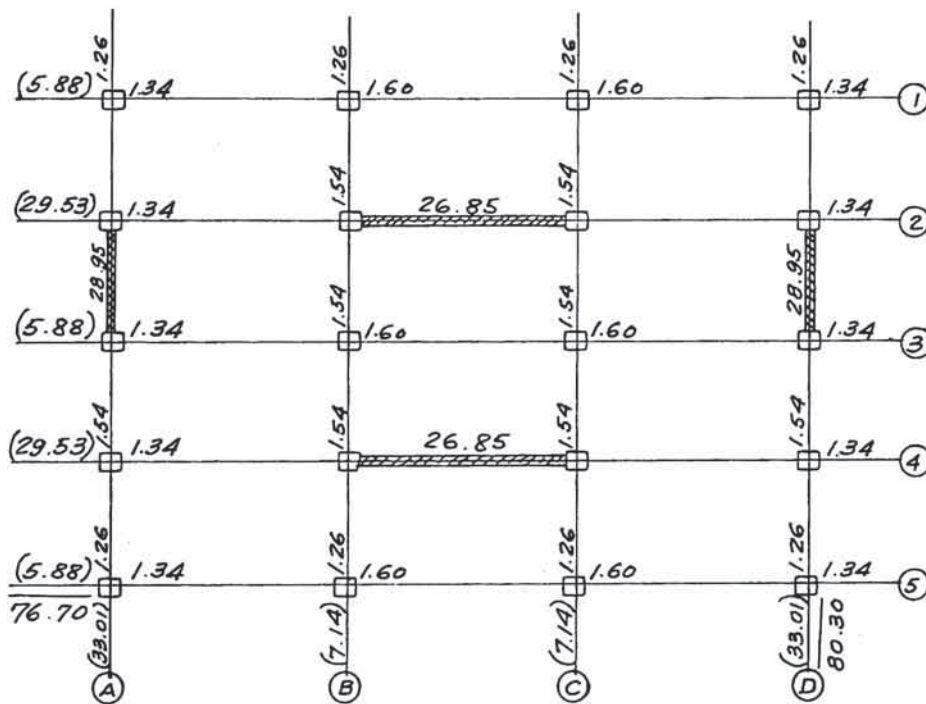




$$\Sigma D_x = 42.04 \begin{cases} \text{COLUMNAS : } 14.04 \text{ (33.4 \%)} \\ \text{MUROS : } 28.00 \text{ (66.6 \%)} \end{cases}$$

$$\Sigma D_y = 43.26 \begin{cases} \text{COLUMNAS : } 13.20 \text{ (30.5 \%)} \\ \text{MUROS : } 30.06 \text{ (69.5 \%)} \end{cases}$$

1° PISO:



$$\Sigma D_x = 76.70 \begin{cases} \text{COLUMNAS : } 23.0 \text{ (30.0 \%)} \\ \text{MUROS : } 53.7 \text{ (70.0 \%)} \end{cases}$$

$$\Sigma D_y = 80.30 \begin{cases} \text{COLUMNA : } 22.40 \text{ (27.9 \%)} \\ \text{MUROS : } 57.90 \text{ (72.1 \%)} \end{cases}$$

Con análisis espectral:

NIVEL	EJE X				EJE Y			
	F	Q	COLUM.	MURO	F	Q	COLUM.	MURO
4	28.84	28.84	16.70	12.14	29.17	29.17	16.01	13.16
3	25.64	54.48	22.77	31.71	25.55	54.72	21.23	33.49
2	21.90	76.38	25.51	50.87	21.39	76.11	23.21	52.90
1	12.13	88.51	26.55	61.96	11.52	87.63	24.45	63.18

Con análisis estático:

NIVEL	EJE X				EJE Y			
	F	Q	COLUM.	MURO	F	Q	COLUM.	MURO
4	31.66	31.66	18.33	13.33	31.66	31.66	17.38	14.28
3	32.13	63.79	26.66	37.13	32.13	63.79	24.75	39.04
2	22.95	86.74	28.97	57.77	22.95	86.74	26.46	60.28
1	14.46	101.2	30.36	70.84	14.46	101.2	28.23	72.97

Fuerzas cortantes en columnas:

Empleamos:

$$Q_c = \frac{Q}{\sum D} \times D$$

Luego considerando las fuerzas resultantes del análisis espectral:

EJE	PISO	Q (Tn)	$\sum D$	$\frac{Q}{\sum D}$	C1		C2		C3		C4		C5		C6		C7		C8	
					D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc
X	4	16.70	14.04	1.189	0.72	0.86	1.14	1.36	0.72	0.86	0.72	0.86	0.72	0.86	0.72	0.86	1.14	1.36		
	3	22.77	14.04	1.622	0.72	1.17	1.14	1.85	0.72	1.17	0.72	1.17	0.72	1.17	0.72	1.17	1.14	1.85		
	2	25.51	14.04	1.817	0.72	1.31	1.14	2.07	0.72	1.31	0.72	1.31	0.72	1.31	0.72	1.31	1.14	2.07		
	1	26.55	23.00	1.154	1.34	1.55	1.60	1.85	1.34	1.55	1.34	1.55	1.34	1.55	1.34	1.55	1.60	1.85		
Y	4	16.01	13.20	1.213	0.63	0.76	0.63	0.76	0.63	0.76	1.02	1.24					1.02	1.24	1.02	1.24
	3	21.23	13.20	1.608	0.63	1.01	0.63	1.01	0.63	1.01	1.02	1.24					1.02	1.24	1.02	1.24
	2	23.21	13.20	1.758	0.63	1.11	0.63	1.11	0.63	1.11	1.02	1.24					1.02	1.24	1.02	1.24
	1	24.45	22.40	1.092	1.26	1.38	1.26	1.38	1.26	1.38	1.54	1.68					1.54	1.68	1.54	1.68

Considerando el análisis estático:

EJE	PISO	Q (Tn)	$\sum D$	$\frac{Q}{\sum D}$	C1		C2		C3		C4		C5		C6		C7		C8	
					D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc	D	Qc
X	4	18.33	14.04	1.306	0.72	0.94	1.14	1.49	0.72	0.94	0.72	0.94	0.72	0.94	0.72	0.94	1.14	1.49		
	3	26.66	14.04	1.899	0.72	1.37	1.14	2.16	0.72	1.37	0.72	1.37	0.72	1.37	0.72	1.37	1.14	2.16		
	2	28.97	14.04	2.063	0.72	1.49	1.14	2.35	0.72	1.49	0.72	1.49	0.72	1.49	0.72	1.49	1.14	2.35		
	1	30.36	23.00	1.320	1.34	1.77	1.60	2.11	1.34	1.77	1.34	1.77	1.34	1.77	1.34	1.77	1.60	2.11		
Y	4	17.38	13.20	1.317	0.63	0.83	0.63	0.83	0.63	0.83	1.02	1.34					1.02	1.34	1.02	1.34
	3	24.75	13.20	1.875	0.63	1.18	0.63	1.18	0.63	1.18	1.02	1.34					1.02	1.34	1.02	1.34
	2	26.46	13.20	2.005	0.63	1.26	0.63	1.26	0.63	1.26	1.02	2.05					1.02	2.05	1.02	2.05
	1	28.23	22.40	1.260	1.26	1.59	1.26	1.59	1.26	1.59	1.54	1.94					1.54	1.94	1.54	1.94

Cálculo de los momentos para los muros y sus vigas co-  
lindantes

Análisis Espectral:

M - 1

ENTRE PISO	NIVEL	Q (Tn)	h (m)	Qh (T-m)	$\frac{I}{Dr}$	$\frac{K_{BE}}{4}$	Mvig (T-m)	M <sub>M</sub> (T-m)
	4					1.74	5.89	
4		6.07	3.00	18.21	0.186			$-5.89 \times 2 = 11.78$ $18.21 - 11.78 = 6.43$
	3					1.74	5.89	
3		15.86	3.00	47.58	0.0932			$6.43 - 2 \times 5.89 = -5.35$ $47.58 - 5.35 = 42.23$
	2					1.74	7.72	
2		25.44	3.00	76.32	0.0621			$42.23 - 2 \times 7.72 = 26.79$ $76.32 + 26.79 = 103.11$
	1					1.74	8.25	
1		30.98	4.50	139.41	0.0310			$103.11 - 2 \times 8.25 = 86.61$ $139.41 + 86.61 = 226.02$
	C					13.32	57.57	
								$226.02 - 2 \times 57.57 = 110.88$

M - 2

ENTRE PISO	NIVEL	Q (Tn)	h (m)	Qh (T-m)	$\frac{I}{Dr}$	$\frac{K_{BE}}{4}$	Mvig (T-m)	M <sub>M</sub> (T-m)
	4					1.44	5.00	
4		6.58	3.00	19.74	0.176			$-2 \times 5.00 = -10.00$ $19.74 - 10.00 = 9.74$
	3					1.44	5.00	
3		16.75	3.00	50.25	0.0882			$9.74 - 2 \times 5.00 = -0.26$ $50.25 - 0.26 = 49.99$
	2					1.44	6.38	
2		26.45	3.00	79.35	0.0588			$49.99 - 2 \times 6.38 = 37.23$ $79.35 + 37.23 = 116.58$
	1					1.44	6.71	
1		31.59	4.50	142.15	0.0294			$116.58 - 2 \times 6.76 = 103.06$ $142.15 + 103.06 = 245.21$
	C					11.10	46.39	
								$245.21 - 2 \times 46.39 = 152.43$

## Análisis Estático:

M - 1

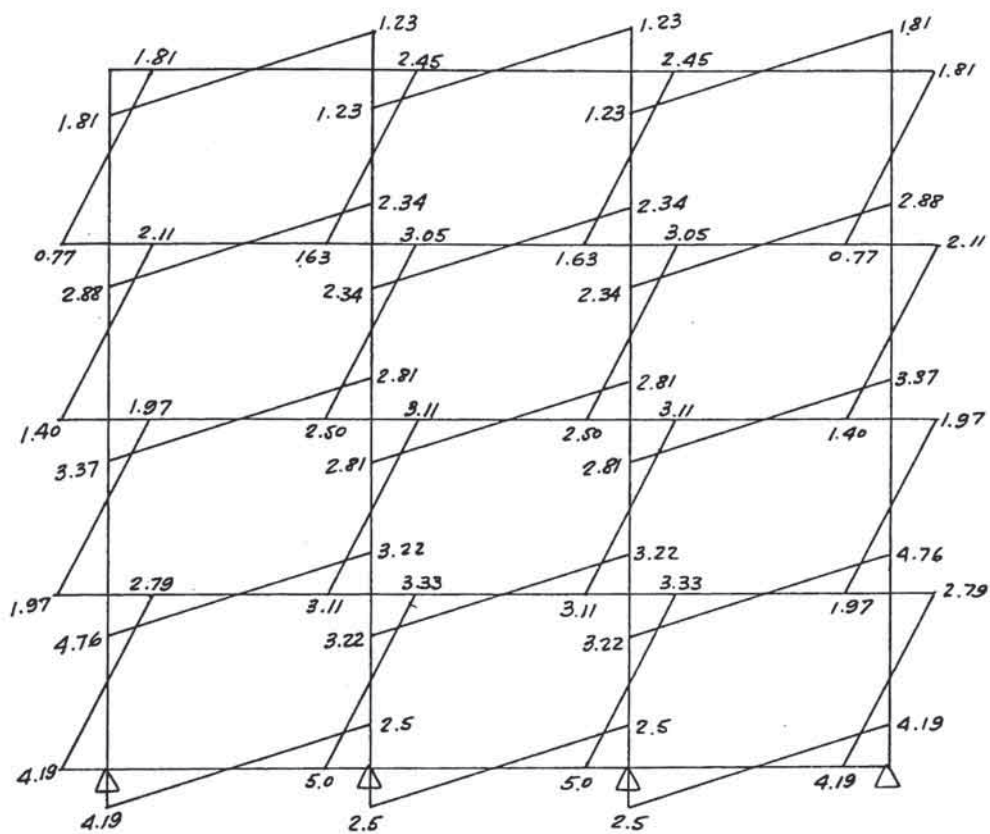
ENTRE PISO	NIVEL	Q (Tn)	h (m)	Qh (T-m)	$\frac{L}{Dr}$	$\frac{K_{BE}}{4}$	$M_B$ (T-m)	$M_M$ (T-m)
	4					1.74	6.48	
4		6.67	3.00	20.01	0.186			$6.48 \times 2 = 12.96$ $20.01 - 12.96 = 7.05$
	3					1.74	6.48	
3		18.57	3.00	55.71	0.0932			$7.05 - 2 \times 6.48 = -5.91$ $55.71 - 5.91 = 49.80$
	2					1.74	9.03	
2		28.89	3.00	86.67	0.0621			$49.80 - 2 \times 9.03 = 31.74$ $86.67 + 31.74 = 118.41$
	1					1.74	9.37	
1		35.42	4.50	159.39	0.0310			$118.41 - 2 \times 9.37 = 99.67$ $159.39 + 99.67 = 259.06$
	C					13.32	65.82	
								$259.06 - 2 \times 65.82 = 127.42$

M - 2

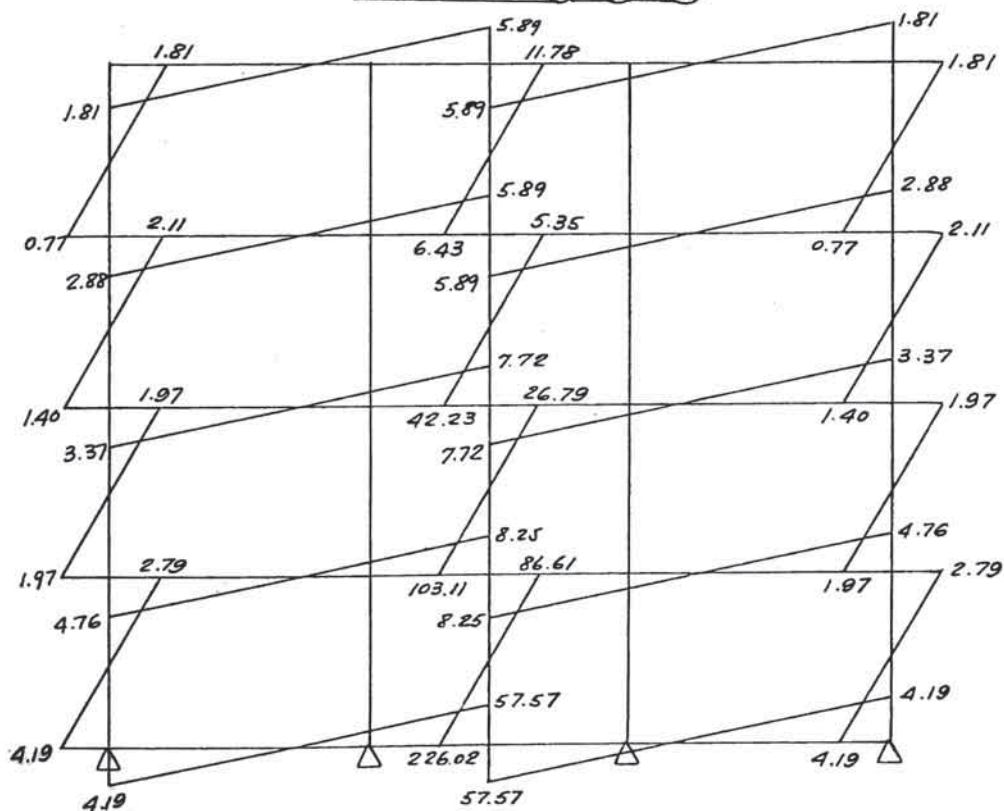
ENTRE PISO	NIVEL	Q (Tn)	h (m)	Qh (T-m)	$\frac{L}{Dr}$	$\frac{K_{BE}}{4}$	$M_B$ (T-m)	$M_M$ (T-m)
	4					1.44	5.43	
4		7.14	3.00	21.42	0.176			$-5.43 \times 2 = -10.86$ $21.42 - 10.86 = 10.56$
	3					1.44	5.43	
3		19.52	3.00	58.56	0.0882			$10.56 - 2 \times 5.43 = -0.3$ $58.56 - 0.3 = 58.26$
	2					1.44	7.44	
2		30.14	3.00	90.42	0.0588			$58.26 - 2 \times 7.44 = 43.38$ $90.42 + 43.38 = 133.80$
	1					1.44	7.66	
1		36.49	4.50	164.21	0.0294			$133.80 - 2 \times 7.66 = 118.48$ $164.21 + 118.48 = 282.69$
	C					11.10	53.59	
								$282.69 - 2 \times 53.59 = 175.51$

Tomando los valores anteriores de  $Q_c$  y los valores de  $Y$  (puntos de inflexión) calculamos los momentos:

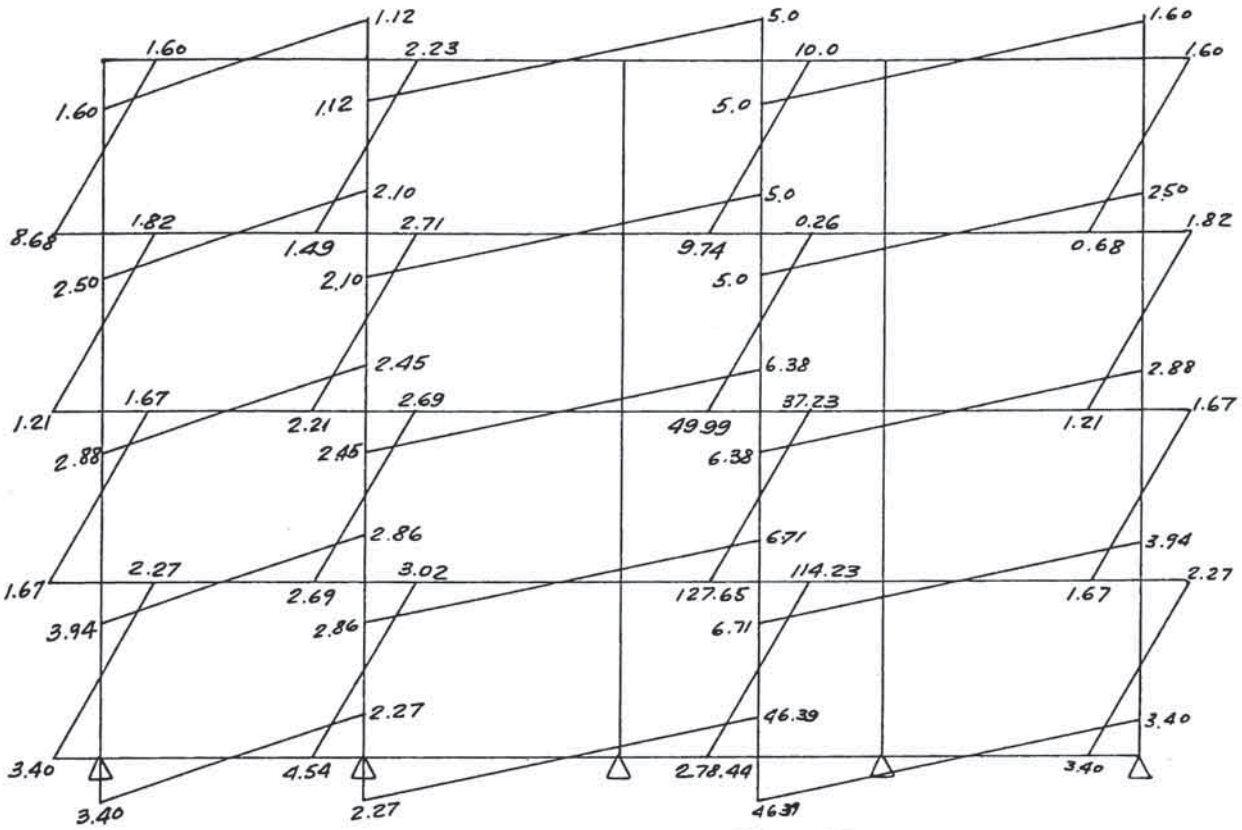
a) Para Análisis espectral:



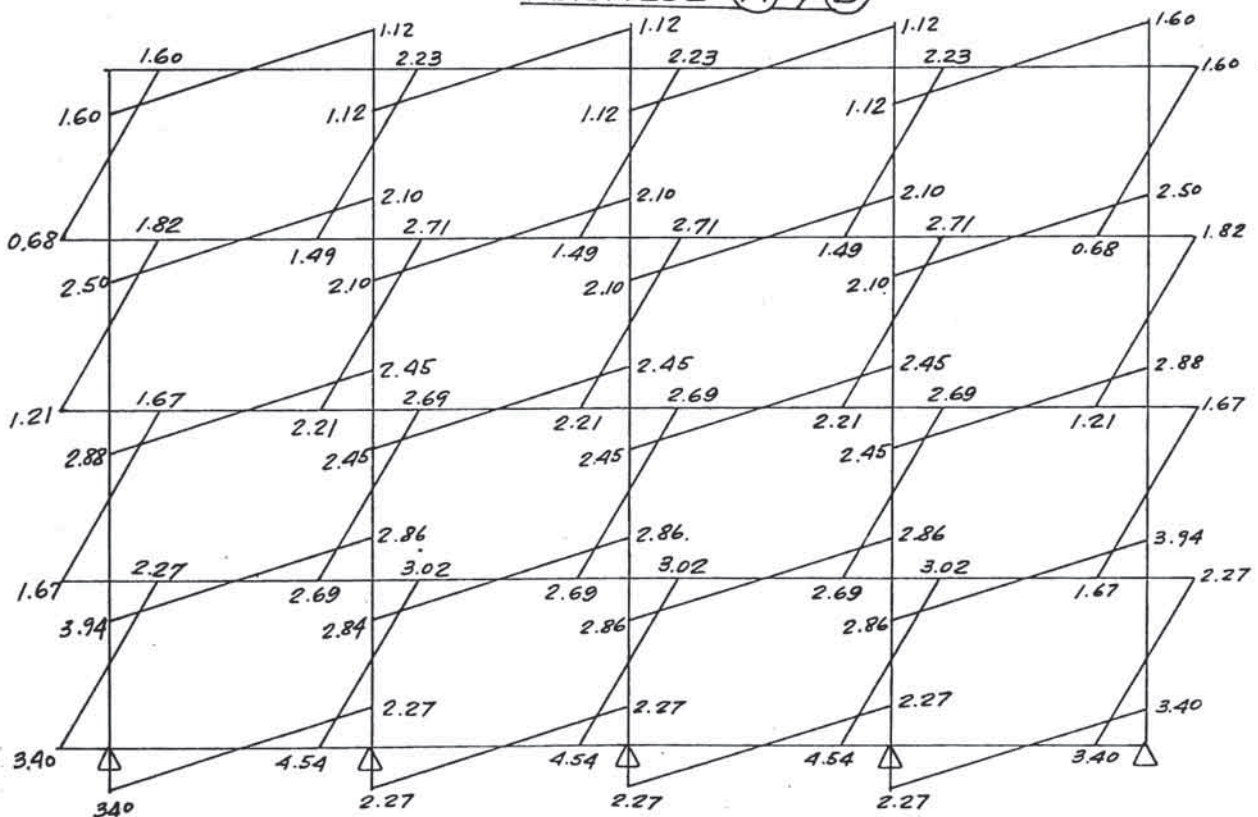
PORTICOS ① ③ y ⑤



PORTICOS ② y ④

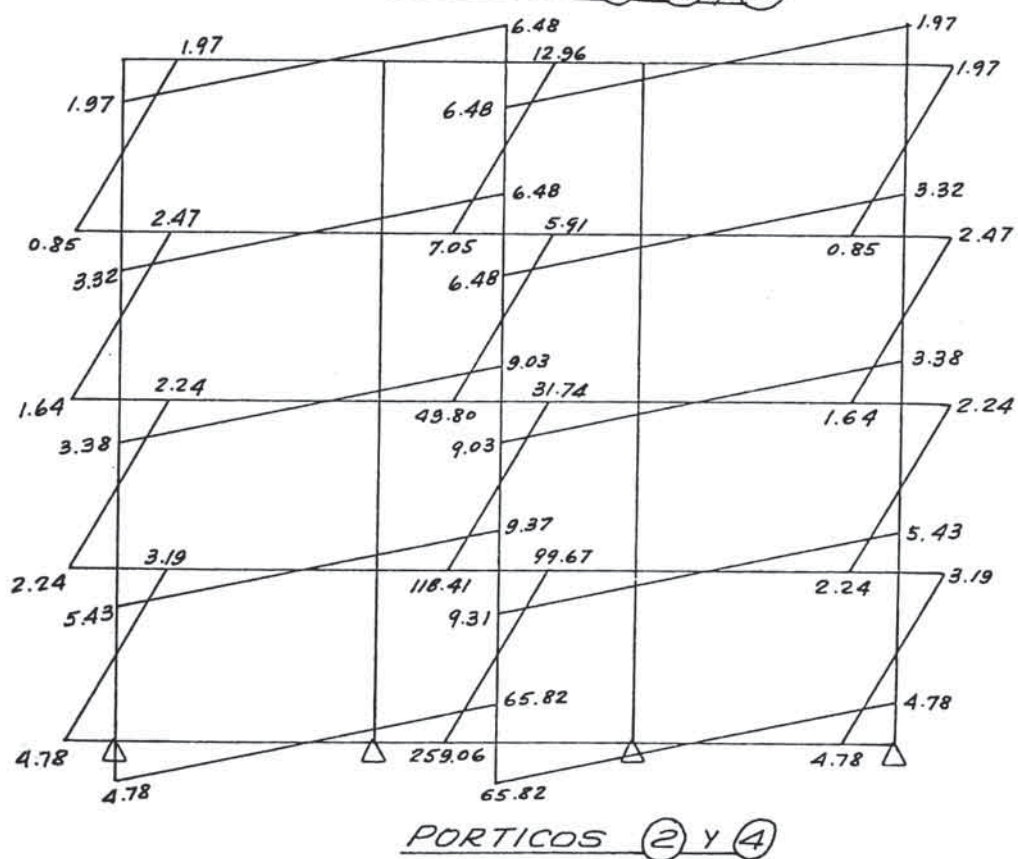
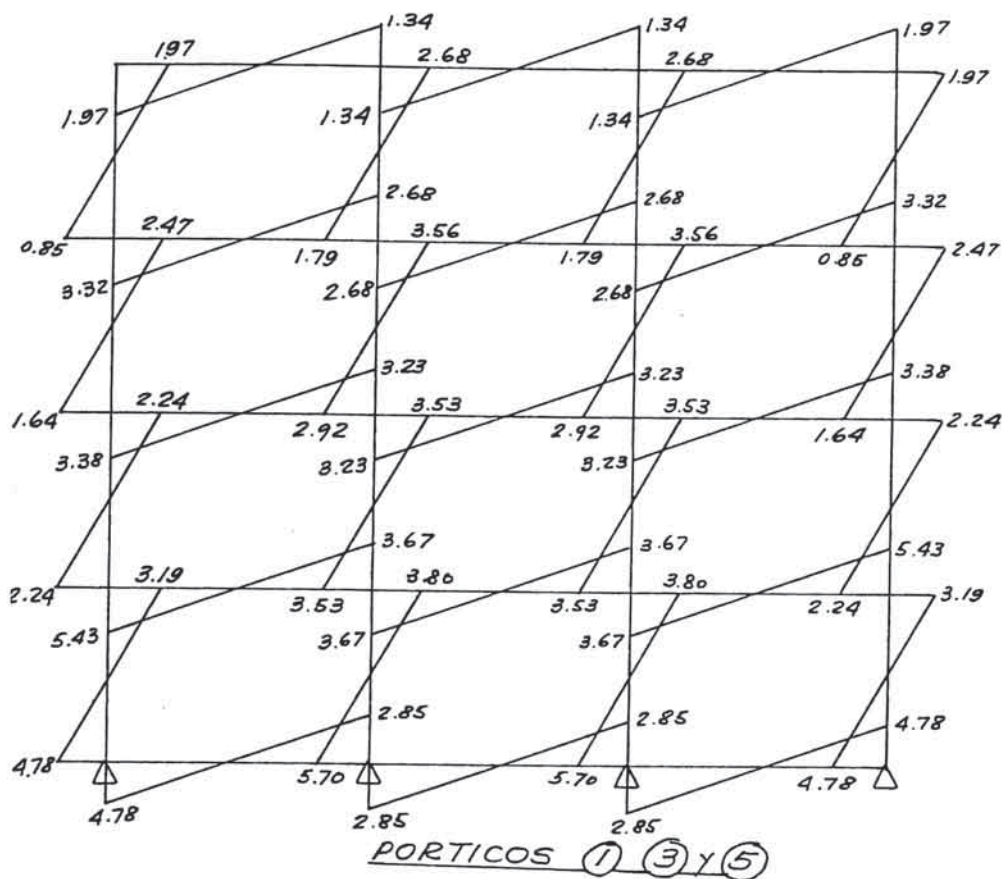


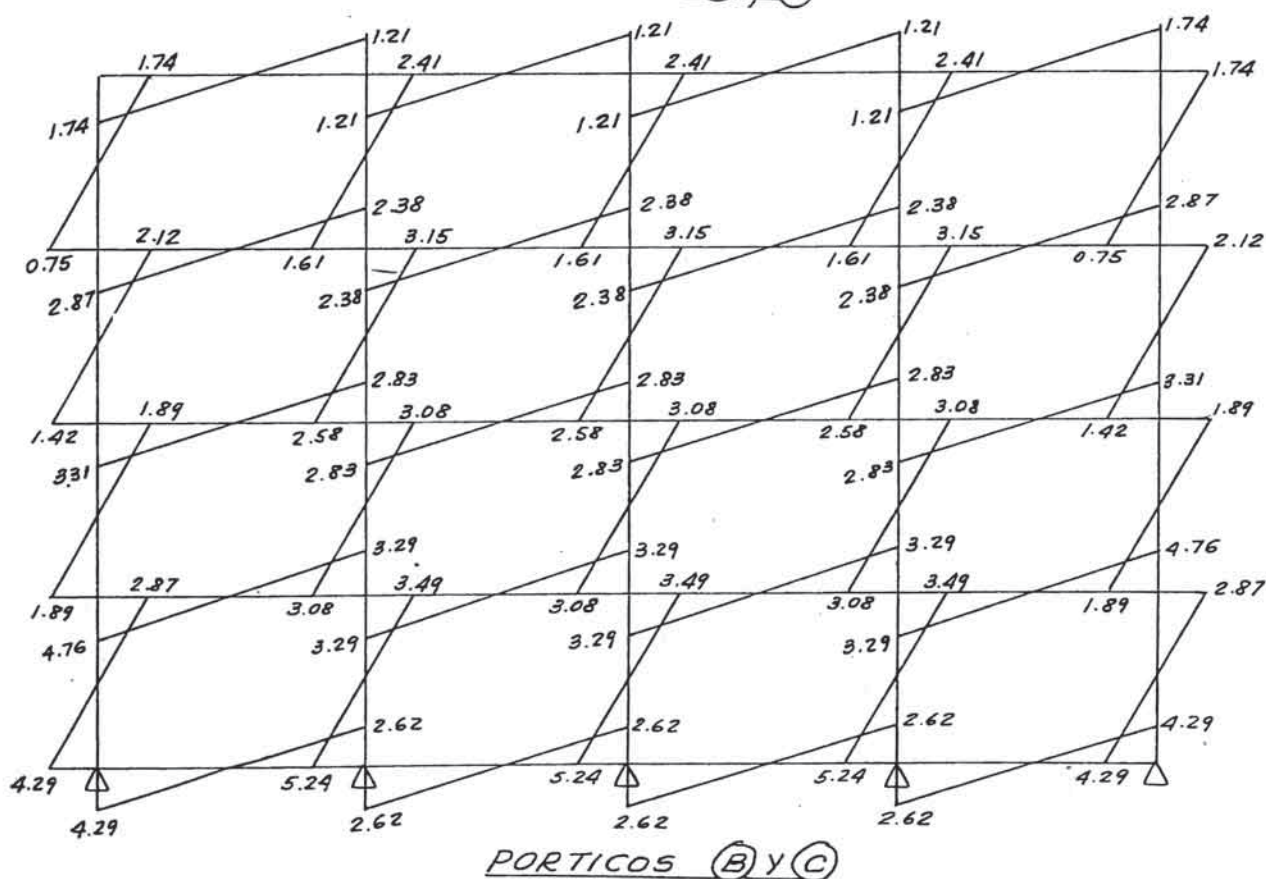
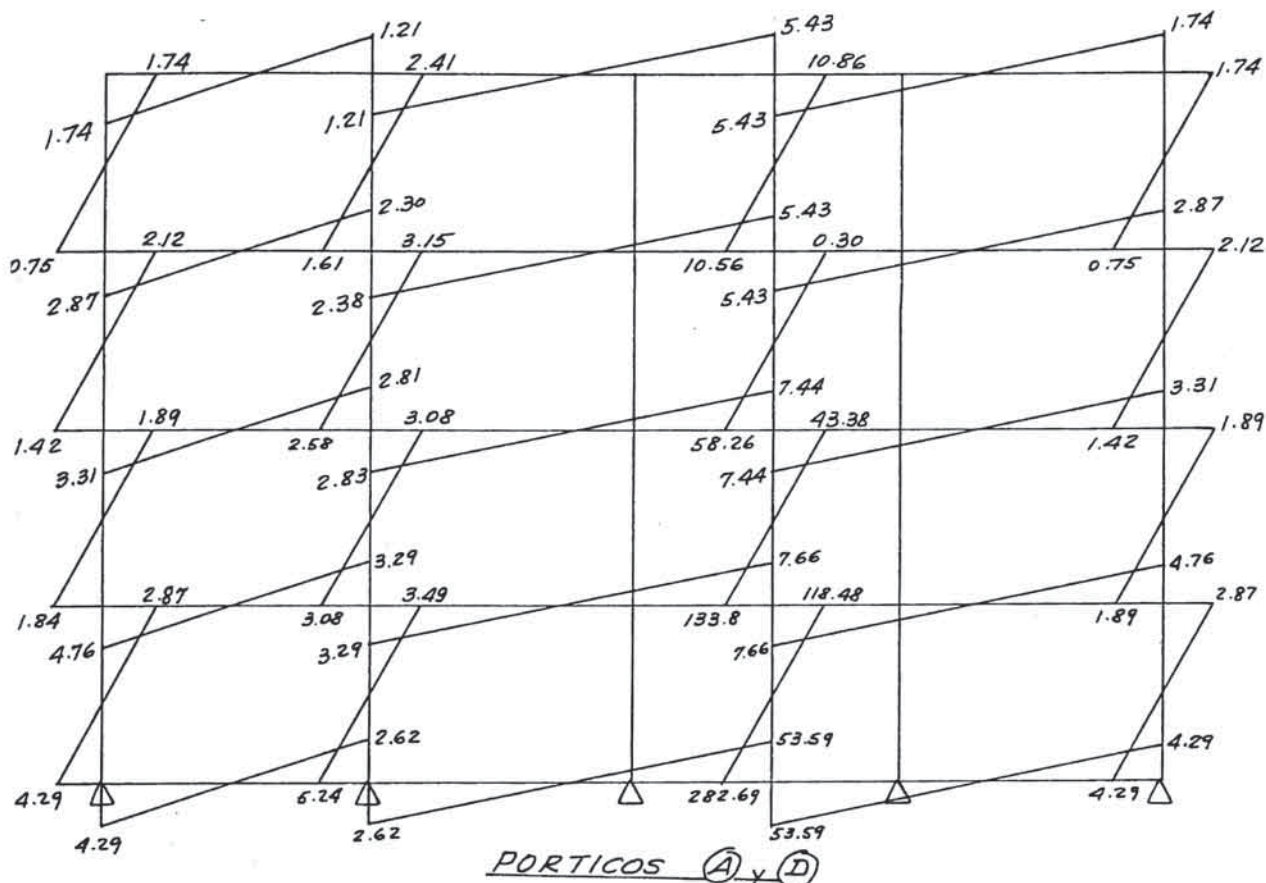
PORTICOS (A) y (D)



PORTICOS (B) y (C)

b) Para Análisis Estático:







### Cargas Verticales.-

Las cargas verticales como determinamos anteriormente son:

#### Pórticos A y D:

$$\begin{aligned} 4^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 1.43 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.375 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3^{\circ} \text{ al } 1^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 1.68 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.625 \text{ T/m} \end{aligned}$$

#### Pórticos B y C:

$$\begin{aligned} 4^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 2.43 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.75 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3^{\circ} \text{ al } 1^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 2.93 \text{ T/m} \\ W_L &= 1.25 \text{ T/m} \end{aligned}$$

#### Pórticos 1 y 5:

$$\begin{aligned} 4^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 0.63 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.075 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3^{\circ} \text{ al } 1^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 0.68 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.125 \text{ T/m} \end{aligned}$$

#### Pórticos 2, 3 y 4

$$\begin{aligned} 4^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 0.83 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.15 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3^{\circ} \text{ al } 1^{\circ} \text{ piso: } W_D &= 0.93 \text{ T/m} \\ W_L &= 0.25 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Consideramos los factores de cargas y las combinaciones del Código Peruano:

$$U = 1.5D \quad 1.8L \quad (1)$$

$$U = 1.25(D \quad L \quad E) \quad (2)$$

$$U = 0.9D \quad 1.25E \quad (3)$$

A partir de estas combinaciones obtenemos los esfuerzos finales

## VIGAS:

PISO	PORTICO		A y D								
	VIGA		V-6			V-7			V-8		
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4°	A	C	(2)		(1)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	6.98		10.43	16.34		20.82	21.90		14.02
		(T-m) I	2.00	4.93	1.40	1.40	4.17	1.15	1.15	4.93	2.00
	B	C	(2)		(1)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	7.16		10.43	16.34		20.82	21.90		14.02
		(T-m) I	2.18	4.93	1.51	1.51	4.17	1.25	1.25	4.93	2.18
3°	A	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	11.28		11.82	22.49		26.06	26.44		21.61
		(T-m) I	3.13	5.87	2.63	2.63	5.47	0.34	0.34	5.87	3.13
	B	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	11.74		12.17	22.49		26.06	26.44		21.61
		(T-m) I	3.59	5.87	2.98	2.98	5.47	0.28	0.28	5.87	3.59
2°	A	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	11.56		12.42	22.72		25.85	26.39		21.64
		(T-m) I	3.60	5.88	3.06	3.06	5.46	0.61	0.61	5.88	3.60
	B	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	12.10		12.90	22.72		25.85	26.39		21.64
		(T-m) I	4.14	5.88	3.54	3.54	5.46	0.74	0.74	5.88	4.14
1°	A	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	11.85		13.99	22.63		25.76	26.98		21.0
		(T-m) I	4.93	6.10	3.58	3.58	5.43	0.41	0.41	6.10	4.93
	B	C	(2)		(2)	(1)		(1)	(1)		(1)
		M S	12.87		14.52	22.63		25.76	26.98		22.02
		(T-m) I	5.45	6.10	4.11	4.11	5.43	0.45	0.45	6.10	5.95
C.I.M.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	(2)		(2)
		M S	5.80		2.84	3.52		17.44	17.44		6.57
		(T-m) I	4.25		3.86	2.84		18.48	17.90		4.25
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	(2)		(2)
		M S	6.91		3.28	3.96		20.15	20.15		7.68
		(T-m) I	5.36		4.30	3.28		21.19	20.11		5.36

A= ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
 B= ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C= COMBINACION  
 S= SUPERIOR  
 I= INFERIOR

PISO	PORTICO		1 y 5						
	VIGA		V-1			V-2			
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
4°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	3.73		3.35	3.36		3.36
			I	2.26	1.36	1.54	1.54	1.07	1.54
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	3.93		3.49	3.50		3.50
			I	2.46	1.36	1.68	1.68	1.07	1.68
3°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	5.70		4.85	5.00		5.00
			I	3.60	1.41	2.93	2.93	1.30	2.93
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	6.25		5.27	5.42		5.42
			I	4.15	1.41	3.35	3.35	1.30	3.35
2°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	6.23		5.49	5.59		5.59
			I	4.21	1.42	3.51	3.51	1.29	3.51
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	6.25		6.02	6.12		6.12
			I	4.23	1.42	4.04	4.04	1.29	4.04
1°	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	7.72		6.16	6.13		6.13
			I	5.95	1.67	4.03	4.03	1.27	4.03
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	8.56		6.72	6.69		6.69
			I	6.79	1.67	4.59	4.59	1.27	4.59
C.I.M.	A	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	5.53		3.13	3.13		3.13
			I	5.24		3.20	3.18		3.18
	B	C	(2)		(2)	(2)		(2)	
		M(T-m)	S	6.27		3.56	3.56		3.56
			I	5.98		3.68	3.61		3.61

A = ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
 B = ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C = COMBINACION  
 S = SUPERIOR  
 I = INFERIOR

PISO	PORTICO		2 y 4		
	VIGA		V-3		
	POSICION		IZQ	CEN	DER
4°	A	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	6.53	8.28
			I	2.26	1.88
	B	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	6.73	8.28
			I	2.46	1.88
3°	A	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	11.1	7.47
			I	3.60	2.08
	B	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	11.65	7.47
			I	4.15	2.08
2°	A	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	10.16	9.34
			I	4.21	2.09
	B	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	10.18	9.34
			I	4.23	2.09
1°	A	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	11.50	9.55
			I	5.95	2.18
	B	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	12.34	9.55
			I	6.79	2.21
C.I.M.	A	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	6.14	20.90
			I	5.24	20.50
	B	C	(2)		(1)
		M(T-m)	S	6.88	23.84
			I	5.98	23.44

A = ESFUERZOS FINALES (ESPECTRAL)  
 B = ESFUERZOS FINALES (ESTATICO)

C = COMBINACION  
 S = SUPERIOR  
 I = INFERIOR

## COLUMNAS:

PISO	COLUMNA	DIRECCION	POSICION	CON ANALISIS ESPECTRAL		CON ANALISIS ESTATICO	
				N (Tn)	M (T-m)	N (Tn)	M (T-m)
4°	C1	X	S	11.81	3.73	11.81	3.93
			I		2.08		2.18
		Y	S		14.02		14.02
			I		11.13		11.13
3°	C1	X	S	27.68	3.62	27.68	4.07
			I		2.75		3.05
		Y	S		10.54		10.91
			I		10.56		10.56
2°	C1	X	S	43.55	3.49	43.55	3.83
			I		3.61		3.95
		Y	S		11.08		11.11
			I		13.15		13.15
1°	C1	X	S	59.22	4.11	59.22	4.61
			I		5.53		6.27
		Y	S		8.51		9.26
			I		6.57		7.68
4°	C2	X	S	14.40	3.08	14.40	3.37
			I		2.08		2.28
		Y	S		11.88		11.88
			I		9.62		9.62
3°	C2	X	S	34.25	3.92	34.25	4.56
			I		3.21		3.74
		Y	S		9.58		9.95
			I		9.27		9.27
2°	C2	X	S	53.99	3.40	53.99	4.42
			I		3.92		4.44
		Y	S		9.44		9.71
			I		10.70		10.78
1°	C2	X	S	73.26	4.16	73.26	4.75
			I		6.27		7.14
		Y	S		7.59		8.34
			I		6.49		7.60
4°	C3	X	S	7.76	3.73	7.76	3.93
			I		2.08		2.18
		Y	S		6.98		7.16
			I		4.96		4.96
3°	C3	X	S	18.47	3.62	18.47	4.07
			I		2.75		3.05
		Y	S		6.50		6.87
			I		5.69		5.96
2°	C3	X	S	29.11	3.49	29.11	3.83
			I		3.61		3.95
		Y	S		5.87		6.14
			I		6.28		6.55
1°	C3	X	S	39.31	4.11	39.31	4.61
			I		5.53		6.27
		Y	S		5.58		6.33
			I		5.80		6.91

S = SUPERIOR

I = INFERIOR

PISO	COLUMNA	DIRECCION	POSICION	CON ANALISIS ESPECTRAL		CON ANALISIS ESTATICO	
				N (Tn)	M (T-m)	N (Tn)	M (T-m)
4°	C4	X	S	21.35	6.27	21.35	6.47
			I		4.10		4.20
		Y	S		7.50		7.72
			I		5.97		6.12
3°	C4	X	S	48.51	5.48	48.51	5.93
			I		4.64		4.94
		Y	S		7.86		8.41
			I		7.17		7.64
2°	C4	X	S	75.80	5.54	75.80	5.88
			I		6.08		6.42
		Y	S		7.55		8.04
			I		7.98		8.47
1°	C4	X	S	103.52	5.46	103.52	5.96
			I		6.13		6.87
		Y	S		6.64		7.22
			I		7.38		8.25
4°	C5	X	S	3.68	4.32	3.68	4.52
			I		2.58		2.68
		Y	S		/		/
			I		/		/
3°	C5	X	S	8.35	4.09	8.35	4.54
			I		3.21		3.51
		Y	S		/		/
			I		/		/
2°	C5	X	S	12.98	3.96	12.98	4.30
			I		4.15		4.49
		Y	S		/		/
			I		/		/
1°	C5	X	S	17.46	4.39	17.46	4.89
			I		5.66		6.40
		Y	S		/		/
			I		/		/
4°	C6	X	S	5.24	6.27	5.24	6.47
			I		4.10		4.20
		Y	S		/		/
			I		/		/
3°	C6	X	S	11.91	5.48	11.91	5.93
			I		4.64		4.94
		Y	S		/		/
			I		/		/
2°	C6	X	S	18.58	5.54	18.58	5.88
			I		6.08		6.42
		Y	S		/		/
			I		/		/
1°	C6	X	S	21.16	5.46	21.16	5.96
			I		6.13		6.87
		Y	S		/		/
			I		/		/

S = SUPERIOR I = INFERIOR

PISO	COLUMNA	DIRECCION	POSICION	CON ANALISIS ESPECTRAL		CON ANALISIS ESTATICO	
				N (Tn)	M (T-m)	N (Tn)	M (T-m)
4°	C7	X	S	30.03	3.10	30.03	3.39
		I	2.11		2.31		
		Y	S		2.79		3.01
		I	1.86		2.01		
3°	C7	X	S	70.03	3.96	70.03	4.60
		I	3.26		3.78		
		Y	S		3.39		3.94
		I	2.76		3.23		
2°	C7	X	S	109.98	3.90	109.98	4.42
		I	3.93		4.45		
		Y	S		3.36		3.85
		I	3.36		3.85		
1°	C7	X	S	149.77	4.16	149.77	4.75
		I	6.27		7.15		
		Y	S		3.78		4.36
		I	5.68		6.55		
4°	C8	X	S	30.52	/	30.52	/
		I	3.19		3.41		
		Y	S		2.14		2.29
		I					
3°	C8	X	S	70.42	/	70.42	/
		I	3.84		4.39		
		Y	S		3.13		3.60
		I					
2°	C8	X	S	110.44	/	110.44	/
		I	3.69		4.18		
		Y	S		3.92		4.41
		I					
1°	C8	X	S	151.02	/	151.02	/
		I	3.81		4.39		
		Y	S		5.85		6.72
		I					

S = SUPERIOR I = INFERIOR

DISEÑO.-

Considerando los requerimientos de diseño de pórticos dúctiles especiales empleados en el modelo anterior:

Vigas:

PISO	PORTICOS		A y D								
	VIGAS		V-6			V-7			V-8		
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	3φ3/4"		2φ1"	2φ1"	4φ5/8"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	3φ3/4"		2φ1"	2φ1"	4φ5/8"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
3°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
2°	A	As	S	2φ3/4"		3φ5/8"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		4φ5/8"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
1°	A	As	S	2φ3/4"		4φ5/8"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
	B	As	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ3/4"		3φ1"	3φ1"	4φ3/4"
		I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	2φ3/4"
CIM.	A	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"
		I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"	
	B	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"
		I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"	
ESTRIBOS			1@.0.5, 15@.15 Rto @.25 c/lado			1@.0.5 15@.15 RESTO @.25 c/lado			1@.06 15@.15 RESTO @.25 c/lado		



PISO	PORTICOS			B y C					
	VIGA			V-9			V-10		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4°	A	As	S	2φ3/4"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
3° 2° 1°	A	As	S	2φ1"		2φ1"	2φ1"		2φ1"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ1"		2φ1"	2φ1"		2φ1"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
CIM.	A	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
	B	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
ESTRIBOS 3/8"			1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/lado			1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/lado			

PISO	PORTICO			I y 5					
	VIGA			V-1			V-2		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4° a 1°	A	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	B	As	S	2φ3/4"		2φ3/4"	2φ3/4"		2φ3/4"
			I	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
CIM.	A	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
	B	As	S	3φ1"		3φ1"	3φ1"		3φ1"
			I	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"	3φ1"
ESTRIBOS 3/8"			1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/extremo			1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/extremo			

PISO	PORTICO			3					
	VIGA			V-4			V-5		
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4° a 1°	A	As	S	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "
			I	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "
1°	B	As	S	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "
			I	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "
CIM.	A	As	S	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "
			I	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "
1°	B	As	S	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "
			I	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "
			ESTRIBOS 3/8	1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/extremo			1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/extremo.		

PISO	PORTICO			2 Y 4					
	VIGA			V-3					
	POSICION			IZQ.	CEN.	DER.			
4° a 1°	A	As	S	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "			
			I	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "			
1°	B	As	S	2φ <sup>3/4</sup> "		2φ <sup>3/4</sup> "			
			I	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "	2φ <sup>3/4</sup> "			
CIM.	A	As	S	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "			
			I	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "			
1°	B	As	S	3φ <sup>1</sup> "		3φ <sup>1</sup> "			
			I	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "	3φ <sup>1</sup> "			
			ESTRIBOS 3/8	1@.05, 15@.15 RESTO @.25 c/extremo					

PISO	COLUM.	CON ANALISIS ESPECTRAL				CON ANALISIS ESTATICO			
		Pμ	Mμ	As	ESTRIBOS □ 1/2"	Pμ	Mμ	As	ESTRIBOS □ 1/2"
4°	C1	11.81	14.02	6φ <sup>1</sup> "	@.20	11.81	14.02	6φ <sup>1</sup> "	@.20
3°	C1	27.68	10.56	6φ <sup>1</sup> "	@.20	27.68	10.91	6φ <sup>1</sup> "	@.20
2°	C1	43.55	13.15	6φ <sup>1</sup> "	@.20	43.55	13.15	6φ <sup>1</sup> "	@.20
1°	C1	59.22	8.51	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo	59.22	9.26	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo
4°	C2	14.40	11.88	6φ <sup>1</sup> "	@.20	14.40	11.88	6φ <sup>1</sup> "	@.20
3°	C2	34.25	9.58	6φ <sup>1</sup> "	@.20	34.25	9.95	6φ <sup>1</sup> "	@.20
2°	C2	53.99	10.70	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo	53.99	10.78	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo.
1°	C2	73.26	7.59	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo.	73.26	8.34	6φ <sup>1</sup> "	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 c/extremo.

PISO	COLUM.	CON ANALISIS ESPECTRAL				CON ANALISIS ESTATICO			
		$P_u$	$M_u$	$A_s$	ESTRIBOS $\Delta 1/2"$	$P_u$	$M_u$	$A_s$	ESTRIBOS $\Delta 1/2"$
4°	C3	7.76	6.98	6 $\phi$ 1"	@.20	7.76	7.16	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C3	18.47	6.50	6 $\phi$ 1"	@.20	18.47	6.87	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C3	29.11	6.28	6 $\phi$ 1"	@.20	29.11	6.55	6 $\phi$ 1"	@.20
1°	C3	39.31	5.80	6 $\phi$ 1"	@.20	39.31	6.91	6 $\phi$ 1"	@.20
4°	C4	21.35	7.50	6 $\phi$ 1"	@.20	21.35	7.72	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C4	48.51	7.86	6 $\phi$ 1"	@.20	48.51	8.41	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C4	75.80	7.98	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	75.80	8.47	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo
1°	C4	103.52	7.38	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	103.62	8.25	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo
4°	C5	3.68	4.32	6 $\phi$ 1"	@.20	3.68	4.52	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C5	8.35	4.09	6 $\phi$ 1"	@.20	8.35	4.54	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C5	12.98	4.15	6 $\phi$ 1"	@.20	12.98	4.49	6 $\phi$ 1"	@.20
1°	C5	17.46	5.66	6 $\phi$ 1"	@.20	17.46	6.40	6 $\phi$ 1"	@.20
4°	C6	5.24	6.27	6 $\phi$ 1"	@.20	5.24	6.47	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C6	11.91	5.48	6 $\phi$ 1"	@.20	11.91	5.93	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C6	18.58	6.08	6 $\phi$ 1"	@.20	18.58	6.42	6 $\phi$ 1"	@.20
1°	C6	21.16	6.13	6 $\phi$ 1"	@.20	21.16	6.87	6 $\phi$ 1"	@.20
4°	C7	30.03	3.10	6 $\phi$ 1"	@.20	30.03	3.39	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C7	70.03	3.96	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	70.03	4.60	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C7	109.98	3.93	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	109.98	4.45	6 $\phi$ 1"	@.20
1°	C7	149.77	6.27	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	149.77	7.15	6 $\phi$ 1"	@.20
4°	C8	30.52	3.19	6 $\phi$ 1"	@.20	30.52	3.41	6 $\phi$ 1"	@.20
3°	C8	70.42	3.84	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	70.42	4.39	6 $\phi$ 1"	@.20
2°	C8	110.44	3.92	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	110.44	4.41	6 $\phi$ 1"	@.20
1°	C8	151.02	5.85	6 $\phi$ 1"	1@.05, 5@.10 Rto. @.20 $\forall$ extremo	151.02	6.72	6 $\phi$ 1"	@.20

## Muros de corte.-

( Con análisis espectral)

### M -1.-

Consideramos los esfuerzos en el primer piso por ser los mayores:

$$M = 282.53 \text{ T - m}$$

$$Q = 38.73 \text{ T}$$

Se asume que las cargas verticales lo toman las columnas adyacentes.

$$l_w = 4.50 \text{ m} \quad h_w = 4.50 \text{ m} \quad b_w = 15 \text{ cm}$$

- Sección crítica:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{h_w}{2} = 2.25 \text{ m.}$$

- Esfuerzo de corte nominal :

$$d = 0.8 l_w = 3.60 \text{ m.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b w d} = \frac{38.73 \times 10^3}{0.85 \times 15 \times 360} = 8.44 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de corte total:

$$v_{u \text{ máx.}} = 2.65 \sqrt{f'_c} = 38.40 \text{ Kg/cm}^2 > 6.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Resistencia al cortante del concreto:

$$\frac{M_u}{V_u} = \frac{282.53}{38.73} = 7.29$$

$$v_{cu} = 0.9 \sqrt{f'_c} = 13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{cu} = 0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w b_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}$$

$$v_{cu} = 6.59 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomamos:  $v_{cu} = 6.59 \text{ Kg/cm}^2$

- Refuerzo por cortante:

- Horizontal:

$$\text{Si } A_v = \frac{(v_u - v_{cu}) b_w s}{f_y}$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{v_u - v_{cu}}{f_y} = \frac{8.44 - 6.59}{4200} = 0.00044 < 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho_h = 0.0025$$

Espaciamientos máximos:

$$s_{\text{máx}} = \frac{l_w}{5} = \frac{450}{5} = 90 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} = 3b_w = 3 \times 15 = 45 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = 45 \text{ cm}$$

Si tomamos:  $\phi \ 1/2''$   $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

luego: 
$$S = \frac{A_v}{b w f_h} = \frac{1.27}{15 \times 0.0025} = 33.9 \text{ cm.}$$

Usar:  $\phi \ 1/2'' @ .30$

- Vertical:

$$f_u = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h w}{l w} \right) (f_h - 0.0025)$$

$$f_u = 0.0025$$

Usar:  $\phi \ 1/2'' @ .30$

- Comprobación por flexión:

$$M_u = 282.53 \text{ T-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$b = 15 \text{ cm.} \quad d = 3.60 \text{ m.}$$

Luego por aproximaciones :  $A_s = 21.80 \text{ cm}^2$

El acero requerido por flexión es resistido por el acero de las columnas adyacentes que es de  $A_{s_c} = 30.42 \text{ cm}^2$ , luego no es necesario modificar el acero del muro.

- Diseño final : Malla  $\phi \ 1/2''$  cada 0.30 m

Con el mismo método anterior se hacen los siguientes diseños, obteniendo:

- 2 :

- Esfuerzos:  $M = 348.05 \text{ t - m}$

$$Q = 39.49 \text{ T}$$

- Diseño: Malla de  $\phi \ 1/2''$  cada 0.30 m

Con análisis estático)

- 1.-

- Esfuerzos:  $M = 323.83 \text{ T - m}$

$$Q = 44.28 \text{ T}$$





PISO	PORTICO		2 y 4			
	VIGA		V-3		V-3	
4° a 1°	REFUERZO (cm <sup>2</sup> )	S	5.70	5.70	5.70	5.70
		I	5.70	5.70	5.70	5.70
	M'y (T-m)	S	11.85	11.85	11.85	11.85
		I	11.85	11.85	11.85	11.85
	Qy (Ton)		5.27	5.27	5.27	5.27
	My (T-m)	S	13.17	13.17	13.17	13.17
		I	13.17	13.17	13.17	13.17
	CIM.	REFUERZO (cm <sup>2</sup> )	S	15.20	15.20	15.20
I			15.20	15.20	15.20	15.20
M'y (T-m)		S	54.58	54.58	54.58	54.58
		I	54.58	54.58	54.58	54.58
Qy (Ton)			24.26	24.26	24.26	24.26
My (T-m)		S	60.65	60.65	60.65	60.65
		I	60.65	60.65	60.65	60.65

## Columnas:

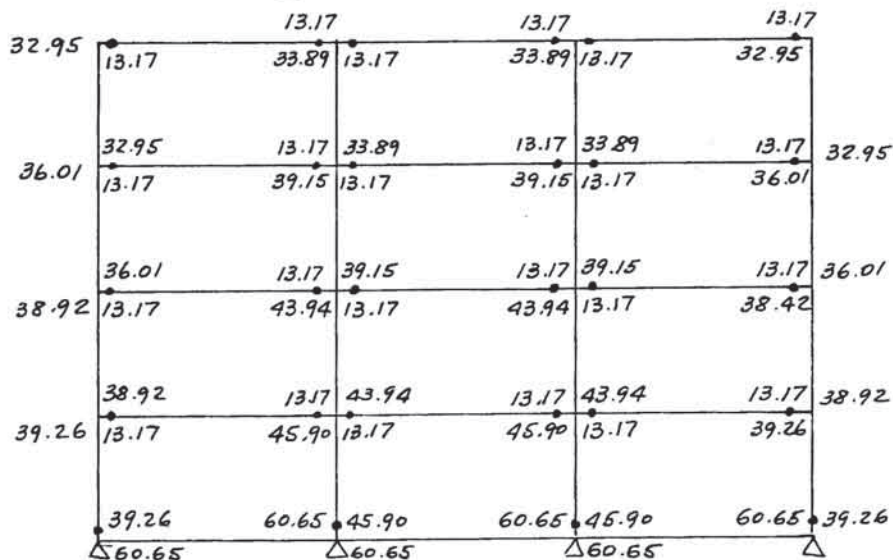
PISO	COL.	N (Ton)	M'y (T-m)	Qy (Ton)	My (T-m)
4°	C1	11.81	28.44	18.96	34.13
3°	C1	27.68	32.11	21.41	38.53
2°	C1	43.55	35.54	23.69	42.65
1°	C1	59.22	38.69	17.20	43.85
4°	C2	14.40	29.05	19.37	33.89
3°	C2	34.25	33.56	22.37	39.15
2°	C2	53.99	37.66	25.11	43.94
1°	C2	73.26	41.31	18.36	45.90
4°	C3	7.76	27.46	18.31	32.95
3°	C3	18.47	30.01	20.01	36.01
2°	C3	29.11	32.43	21.62	38.92
1°	C3	39.31	34.64	15.40	39.26
4°	C4	21.35	30.67	20.45	36.81
3°	C4	48.51	36.56	24.37	43.87
2°	C4	75.80	41.77	27.85	50.13
1°	C4	103.52	46.33	20.59	52.51

PISO	COL.	N (Ton)	M'y (T-m)	Qy (Ton)	My (T-m)
4°	C5	3.68	26.47	17.65	31.77
3°	C5	8.35	27.61	18.41	33.13
2°	C5	12.98	28.72	19.15	34.47
1°	C5	17.46	29.77	13.23	33.74
4°	C6	5.24	26.85	17.90	32.22
3°	C6	11.91	28.46	18.97	34.15
2°	C6	18.58	30.03	20.02	36.04
1°	C6	21.16	30.63	13.61	34.71
4°	C7	30.03	32.63	21.75	38.07
3°	C7	70.03	40.72	27.15	47.51
2°	C7	109.98	47.29	31.53	55.17
1°	C7	149.77	52.31	23.25	58.12
4°	C8	30.52	32.74	21.83	38.20
3°	C8	70.42	40.80	27.20	47.60
2°	C8	110.44	47.35	31.57	55.24
1°	C8	151.02	52.45	23.31	58.28

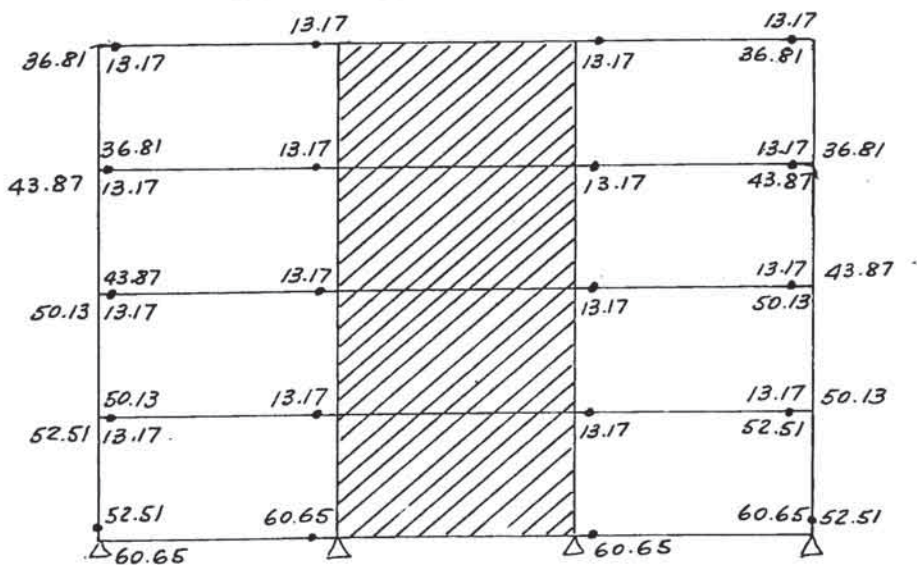


Considerando el método de redistribución de momentos, se muestran a continuación los momentos nodales en viga y columnas y despues se calcula la capacidad última en muros.

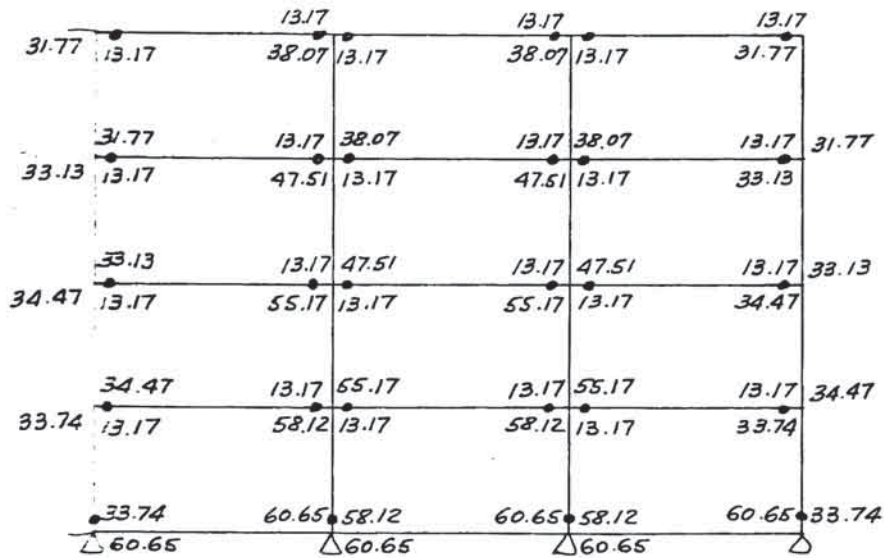
PORTICOS ① y ⑤



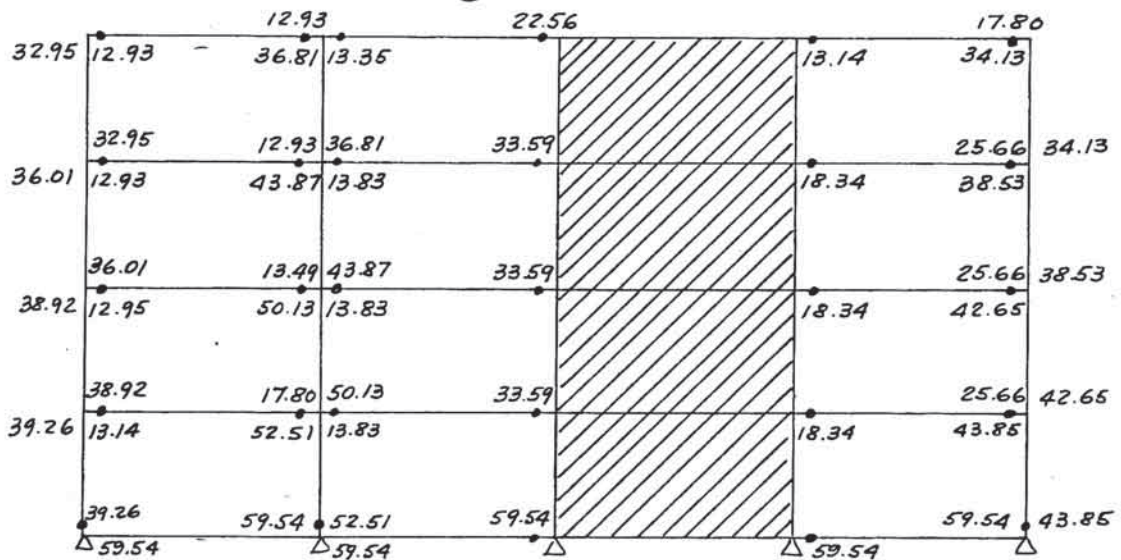
PORTICOS ② y ④



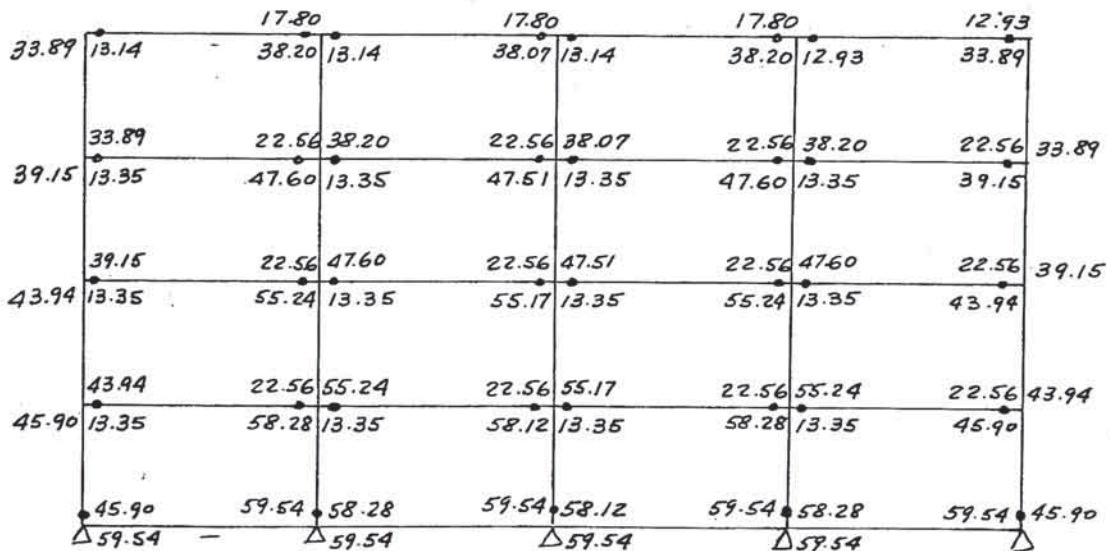
PORTICO (3)



PORTICOS (A) y (D)

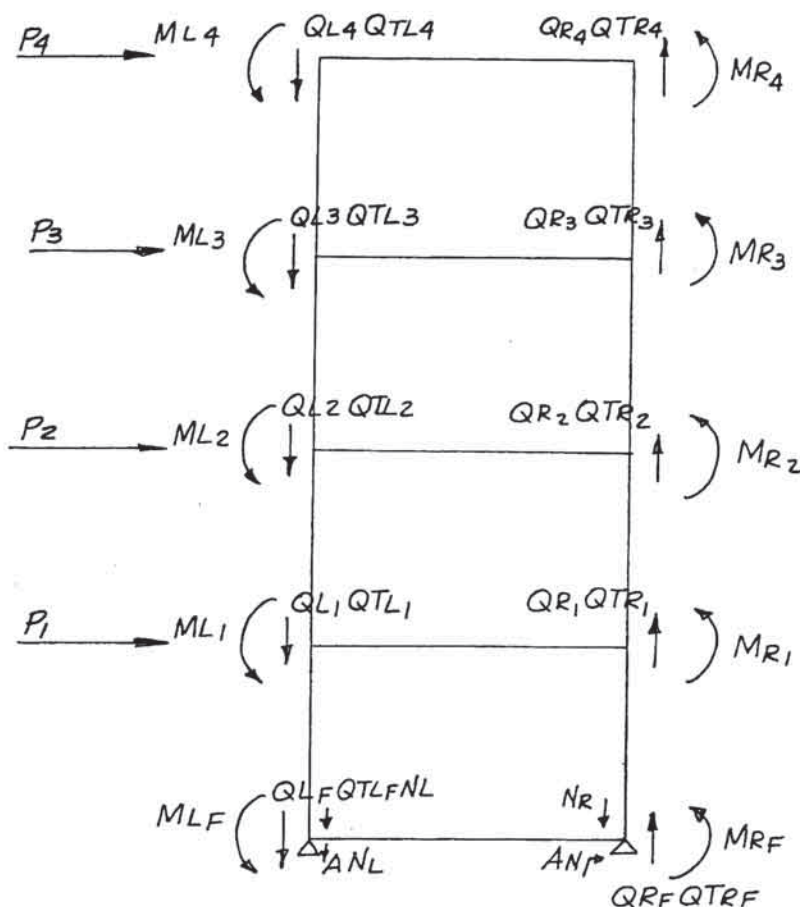


PORTICOS (B) y (C)



Resistencia al cortante último lateral de los muros de corte.-

- Cargas externas que actúan en el muro:



Las cargas externas que actúan alrededor del muro son:

- $P_i$  : Carga lateral externa. Se asume constante.
- $M_{L_i}, M_{R_i}$  : Momentos nodales que llegan de las vigas vecinas a ambos lados.
- $Q_{L_i}, Q_{R_i}$  : Fuerzas cortantes que llegan de las vigas vecinas.
- $Q_{TL_i}, Q_{TR_i}$  : Fuerzas cortantes que llegan de las vigas transversales.
- $N_L, N_R$  : Carga permanente axial en el primer piso en cada columna adyacente
- $N_L, N_R$  : Peso de la viga de cimentación, zapata, suelo y otras fuerzas que resisten el levantamiento.

Luego:

M - 1 .-

Carga permanente axial en el primer piso para la columna:

$$N_L = N_R = 151.02 \text{ T}$$

Fuerza axial en la cimentación: 194.60 T

Peso de la zapata y suelo:

$$2.0 \times 3.3 \times 3.3 \times 1.5 = 32.67 \text{ T}$$

Luego:  $N_L + AN_L = N_R + AN_R = 194.6 + 32.07 = 227.27$

$$AN_L = AN_R = 227.27 - 151.02 = 76.25 \text{ T}$$

Cálculo de  $M_L, M_R, Q_L, Q_R, Q_{TL}, Q_{TR}$ :

Como viga transversal solo consideramos V10:

VIGA	V-3		V-10	V-10	V-3		MOMENTO EN EL CENTRO MURO	CARGA AXIAL ADICIONAL
PISO	$M_L$ (T-m)	$Q_L$ (TON)	$Q_{TL}$ (TON)	$Q_{TR}$ (TON)	$Q_R$ (TON)	$M_R$ (T-m)	$M$ (T-m)	$N'$ (Ton)
4	13.17	5.27	5.16	5.16	5.27	13.17	78.49	0
3	13.17	5.27	5.99	5.99	5.27	13.17	82.64	0
2	13.17	5.27	5.99	5.99	5.27	13.17	82.64	0
1	13.17	5.27	5.99	5.99	5.27	13.17	82.64	0
CIM.	60.65	22.63	19.85	19.85	22.63	60.65	333.70	0
TOTAL 4 a 1	52.68	21.08	23.13	23.13	21.08	52.68	326.41	0
TOTAL 4 a CIM.	113.33	43.71	42.98	42.98	43.71	113.30	660.11	0

$$M = M_L + M_R + (Q_L + Q_{TL} + Q_{TR} + Q_R) lw/2$$

$$N' = Q_L + Q_{TL} - Q_{TR} - Q_R$$

- Fuerza lateral debida al momento último en la parte inferior del primer piso del muro/

La siguiente ecuación nos dá el momento último del muro:

$$M_{W_u} = Q + \sigma_y lw + 0.5 Q_w \sigma_{wy} lw + 0.5 N lw$$

Donde:

$$Q_t = 6 \phi 1'' = 30.42 \text{ cm}^2 \quad \sigma_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_w = \frac{1.27 \times 450}{30} = 19.05 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{wy} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

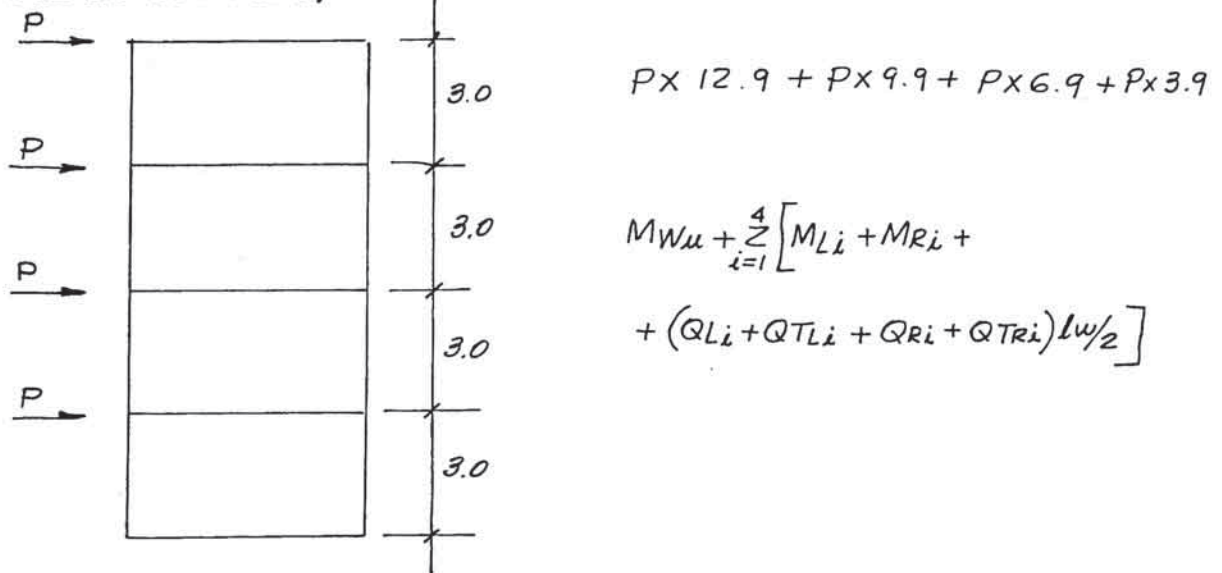
$$N = N_L + N_R + \sum_{i=1}^4 (Q_{Li} + Q_{TLi} - Q_{TRI} - Q_{Ri})$$

$$N = 151.02 \times 2 + 0 = 302.04 \text{ T} \quad l_w = 5.0$$

Reemplazando obtenemos:

$$M_{Wu} = 1593.95 \text{ T-m}$$

Si el equilibrio entre fuerzas externas y momentos se hace en la parte inferior del muro en el primer piso (a 60 cm de la línea de centro de la cimentación) en el centro del muro, tendremos:



$$0 \text{ sea: } 33.6 P = 1593.95 + 326.41 = 1920.36$$

$$\Rightarrow P = 57.15 \quad Q_j = 4P = 228.61 \text{ Ton.}$$

- Resistencia al corte en el primer piso en el muro.

La siguiente ecuación nos dá la resistencia al corte del

$$\text{muro: } Q_{Wsu} = \left[ \frac{0.053 f_t e^{0.23} (f'_c + 180)}{M/(QD) + 0.12} + 2.7 \sqrt{Q_{Wu}} \sqrt{W_h} + 0.1 \sigma_c \right] b e_j$$

Donde:

$$A_g = 50 \times 50 \times 2 + 15 \times 450 = 11,750 \text{ cm}^2$$

$$D = 500 + 50 = 550 \text{ cm} \quad d = D - 30 = 520 \text{ cm.}$$

$$j = \frac{7}{8} d = 455 \text{ cm.}$$

$$b e = \frac{A_g}{D} = \frac{11750}{550} = 21.36 \text{ cm.}$$

$$Q_t = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$f_{te} = q_t / b_e d = 0.00274 = 0.274\%$$

$$M/QD = \frac{1593.95}{(228.61 \times 5.5)} = 1.27$$

Los valores de M y Q corresponden al estado de flexión última.

$$S_{wh} = 1.27 / (21.36 \times 30) = 0.00198$$

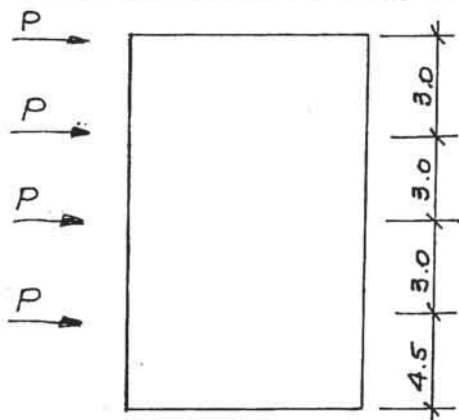
$$\sigma_{wh} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad N = 302.04$$

$$\sigma_o = \frac{N}{A_g} = \frac{302.04 \times 10^3}{11750} = 25.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando obtenemos:

$$Q_{W5\mu} = 207.96 \text{ T}$$

- Fuerza lateral cuando ocurre un levantamiento en la cimentación cuando hay rotación en ésta.



Se asume que la reacción lateral de la cimentación actúa al nivel del centro de gravedad de la viga de cimentación y la del centro del muro.

Fuerza axial total actuando en el muro:

$$N = N_L + AN_L + N_R + AN_R + \sum_{i=cm}^4 (Q_{Li} + Q_{TLi} - Q_{TRi} - Q_{Ri})$$

$$N = 227.27 \times 2 = 454.54 \text{ T}$$

Si consideramos que la fuerza axial total es soportada en un lado por la zapata, entonces haciendo el equilibrio tenemos:

$$P \times 13.5 + P \times 10.5 + P \times 7.5 + P \times 4.5 =$$

$$N l_w / 2 + \sum_{i=cm}^4 [M_{Li} + M_{Ri} + (Q_{Li} + Q_{Ti} + Q_{TRi} + Q_{Ri}) l_w / 2]$$

$$36P = 454.54 \times 5.0 / 2 + 660.11 = 1717.46$$

$$P = 49.90 \text{ T} \quad Q_1 = 4P = 199.60 \text{ T}$$

- De los anteriores resultados vemos que la capacidad última se decide por el criterio de la fuerza lateral debida a rotación de la cimentación por ser la menor.

Luego la fuerza de corte en cada piso es:

$$Q_4 = 49.90 \text{ T} \quad Q_3 = 99.80 \text{ T}$$

$$Q_2 = 149.70 \text{ T} \quad Q_1 = 199.60 \text{ T}$$

M - 2 .-

Carga permanente axial en el primer piso para la columna:

$$N_L = N_R = 21.16 \text{ T}$$

Fuerza axial en la cimentación : 33.74 T

Peso de zapata y suelo : 32.67 T

Luego:  $N_L + AN_L = MR + AN_R = 33.74 + 32.67 = 66.41 \text{ T}$

$$AN_L = AN_R = 66.41 - 21.16 = 45.25$$

VIGA	V-7		V-4	V-3	V-8		MOMENTO CENTRO DE MURO	CARGA AXIAL ADICIONAL
PISO	ML (T-m)	QL (Ton)	QTL (Ton)	QTR (Ton)	QR (Ton)	MR (T-m)	M (T-m)	N' (Ton)
4	22.56	5.99	5.27	5.27	5.16	13.14	100.77	0.83
3	33.59	7.90	5.27	5.27	7.33	18.34	129.24	0.57
2	33.59	7.90	5.27	5.27	7.33	18.34	129.24	0.57
1	33.59	7.90	5.27	5.27	7.33	18.34	129.24	0.57
CIM.	59.54	14.30	24.26	24.26	17.23	59.54	359.23	-2.93
TOTAL 4 a 1	123.33	29.69	21.08	21.08	27.15	68.16	488.49	2.54
TOTAL 4 a CIM.	182.87	43.99	45.34	45.34	44.38	127.70	847.72	-0.39

- Fuerza lateral debido a momento último.

$$M_{w/w} = at \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w$$

Donde:

$$at = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_w = 1.27 \times 550 / 30 = 23.28$$

$$\sigma_{wy} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 21.16 \times 2 + 2.54 = 44.86 \text{ T}$$

$$l_w = 6.0$$

Reemplazando obtenemos:

$$M_{w/w} = 1194.49$$

Haciendo el equilibrio como en el caso anterior:

$$33.6P = 1194.49 + 488.49 = 1682.98$$

$$P = 50.09 \text{ T} \quad Q_1 = 4P = 200.35 \text{ T}$$

- Resistencia al corte en el primer piso en el muro:

$$A_g = 50 \times 50 \times 2 + 15 \times 550 = 13,250 \text{ cm}^2$$

$$D = 600 + 50 = 650 \text{ cm.} \quad d = D - 30 = 620 \text{ cm}$$

$$j = 7/8d = 542.5 \text{ cm.}$$

$$b_e = A_g/D = 20.38 \text{ cm.} \quad a_f = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{te} = a_t/b_e d = 0.00241 = 0.241\%$$

$$M/Q_D = a_t/b_e d = 0.00241 = 0.241\%$$

$$\rho_{w4} = 1.27/(20.38 \times 30) = 0.00208$$

$$\sigma_{w4} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad N = 44.86$$

$$\sigma_o = A/A_g = 3.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces reemplazando en la fórmula para obtener la resistencia al corte tenemos:

$$Q_{W3u} = 250.39 \text{ T}$$

- Fuerza lateral cuando ocurre rotación en la cimentación:  
Hacemos el equilibrio de igual manera que en el caso anterior:

$$N = 66.41 \times 2 - 0.39 = 132.43 \text{ T}$$

$$\text{Luego } 36P = 132.43 \times \frac{6.0}{2} + 847.72 = 1245.01 \Rightarrow P = 34.58 \text{ T}$$

$$Q_1 = 138.32 \text{ T}$$

- De los anteriores resultados vemos que la capacidad última se decide por el criterio de la fuerza lateral debida a rotación de la cimentación por ser la menor:  
Luego la fuerza de corte por piso será:

$$Q_4 = 34.58 \text{ T}$$

$$Q_3 = 69.16 \text{ T}$$

$$Q_2 = 103.74 \text{ T}$$

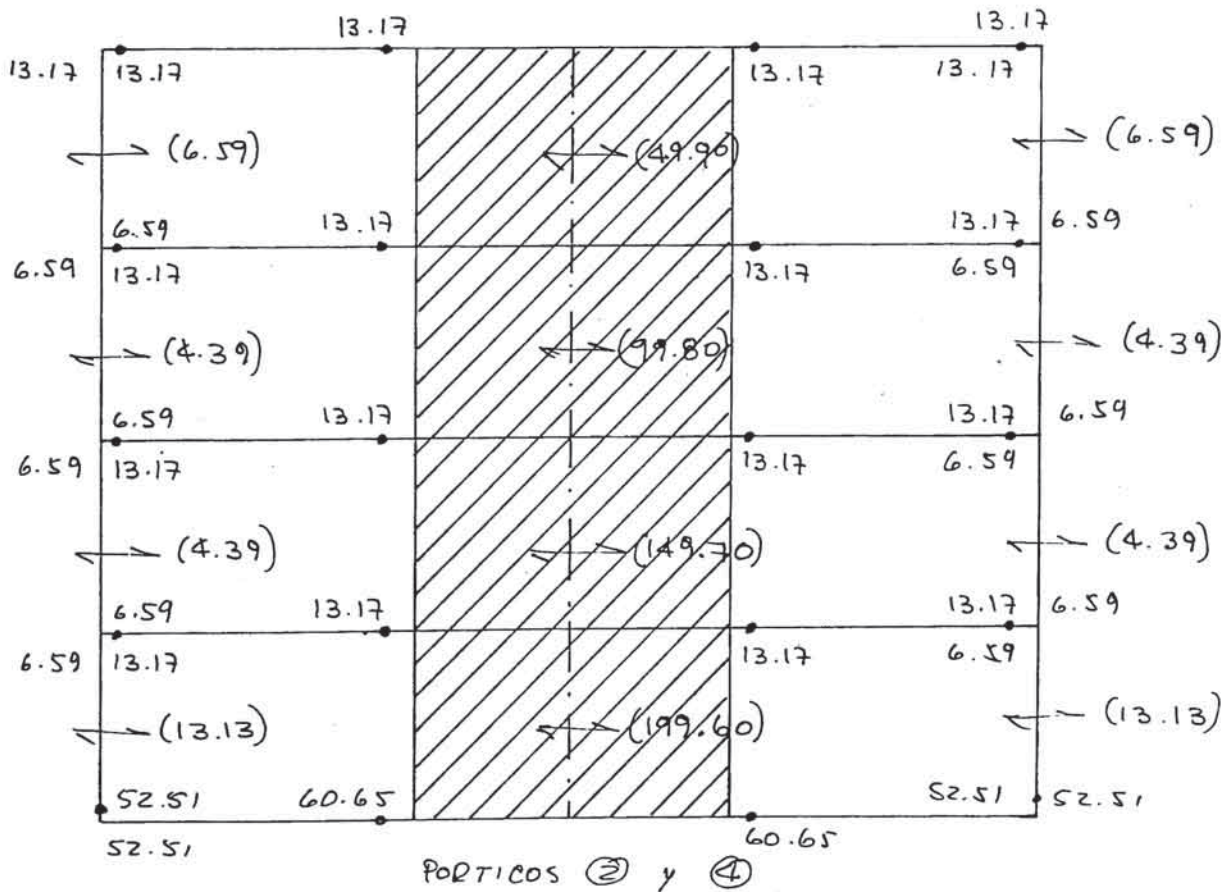
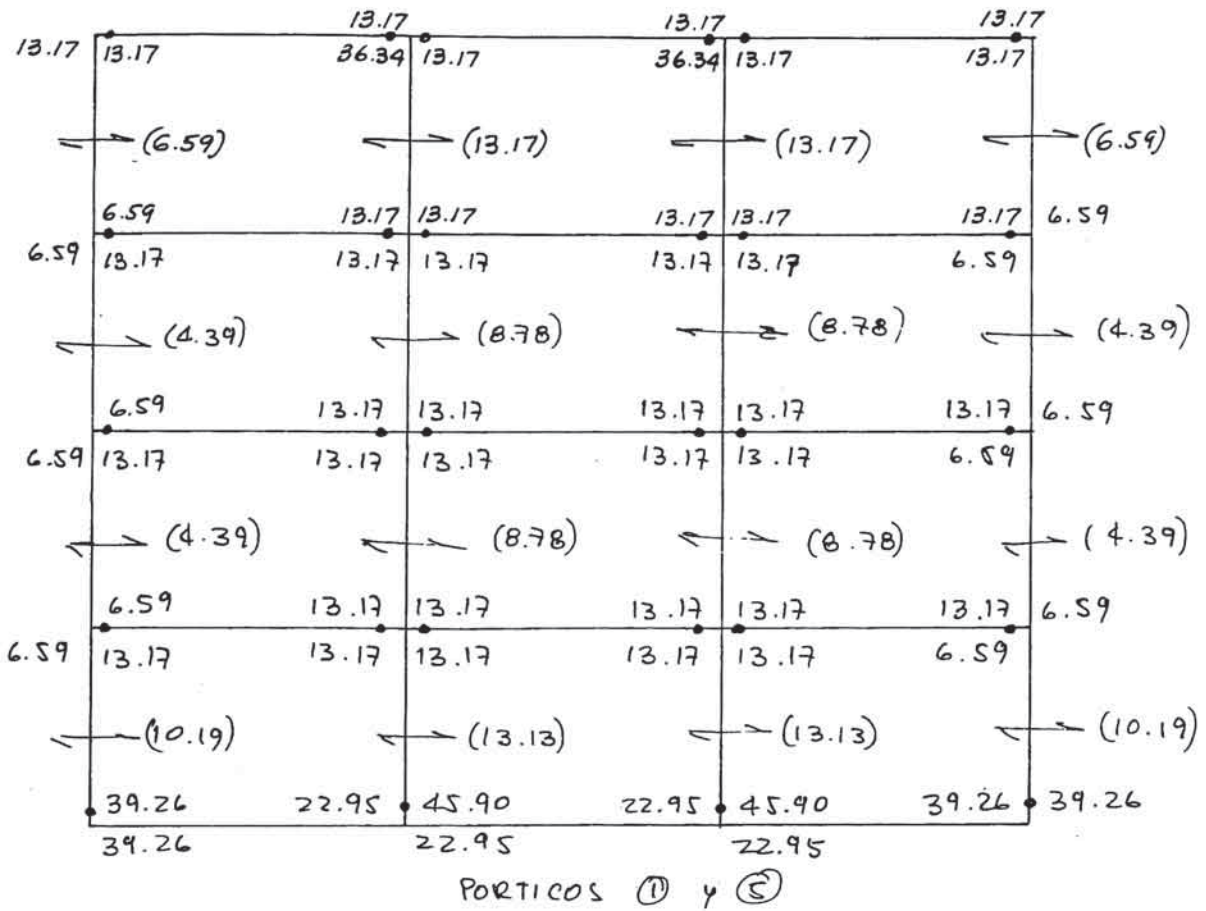
$$Q_1 = 138.32 \text{ T}$$

Mecanismo de falla.-

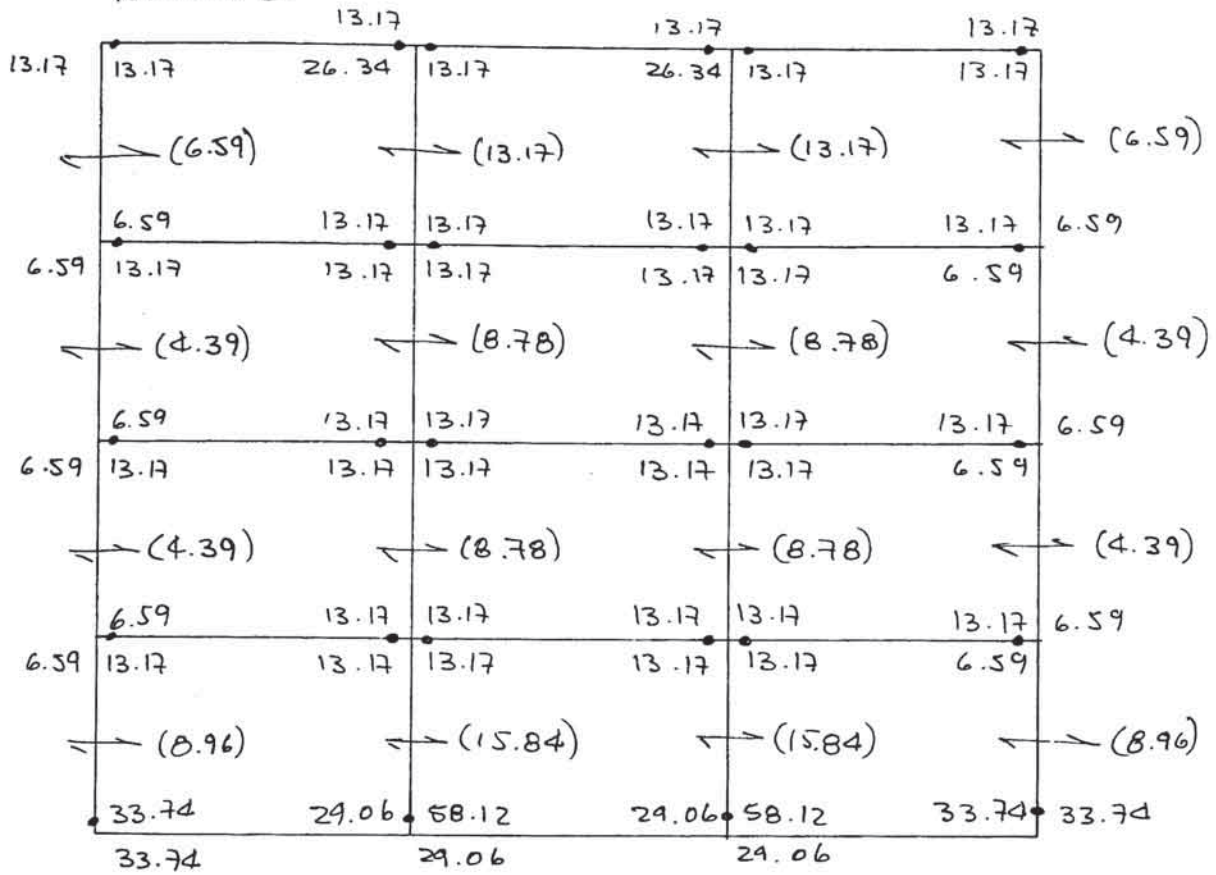
A partir de los momentos de nudo se distribuye el que sea menor ya sea de vigas o de columnas. Se decide el mecanismo de falla total y se calcula la fuerza cortante en cada uno de los miembros para el mecanismo de falla adoptado, para calcular finalmente la capacidad última de corte horizontal.



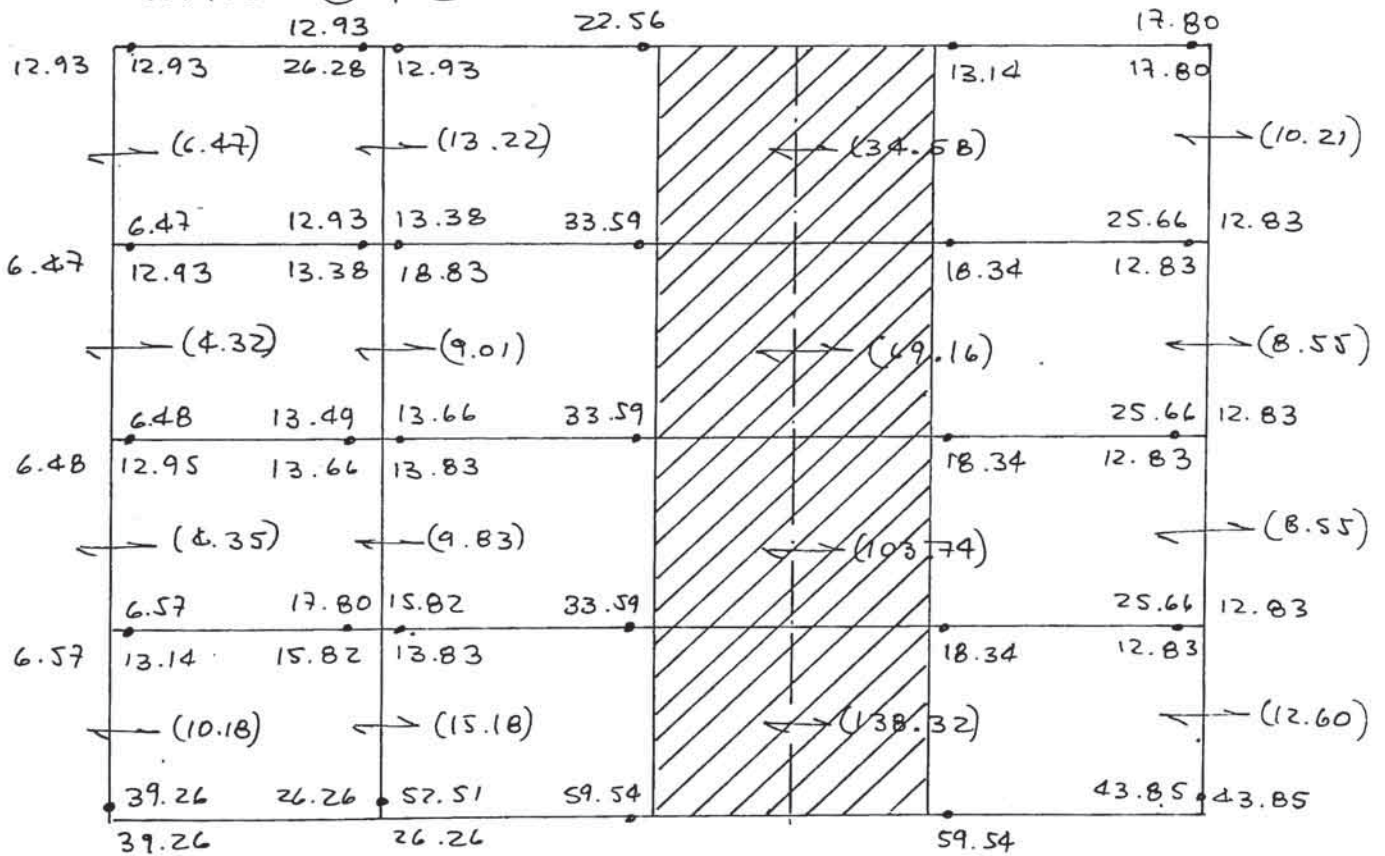
Los cortantes se indican entre paréntesis:

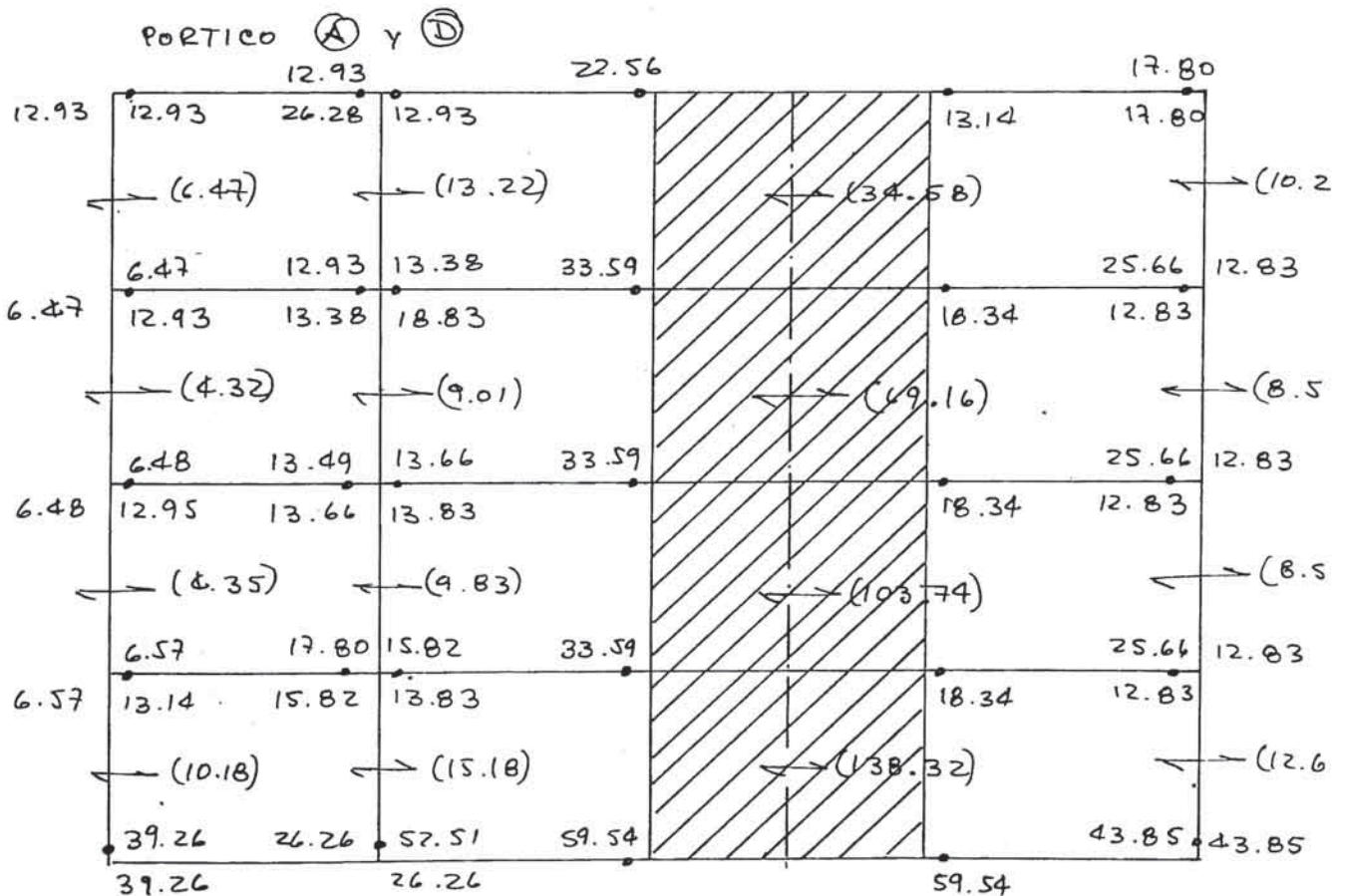
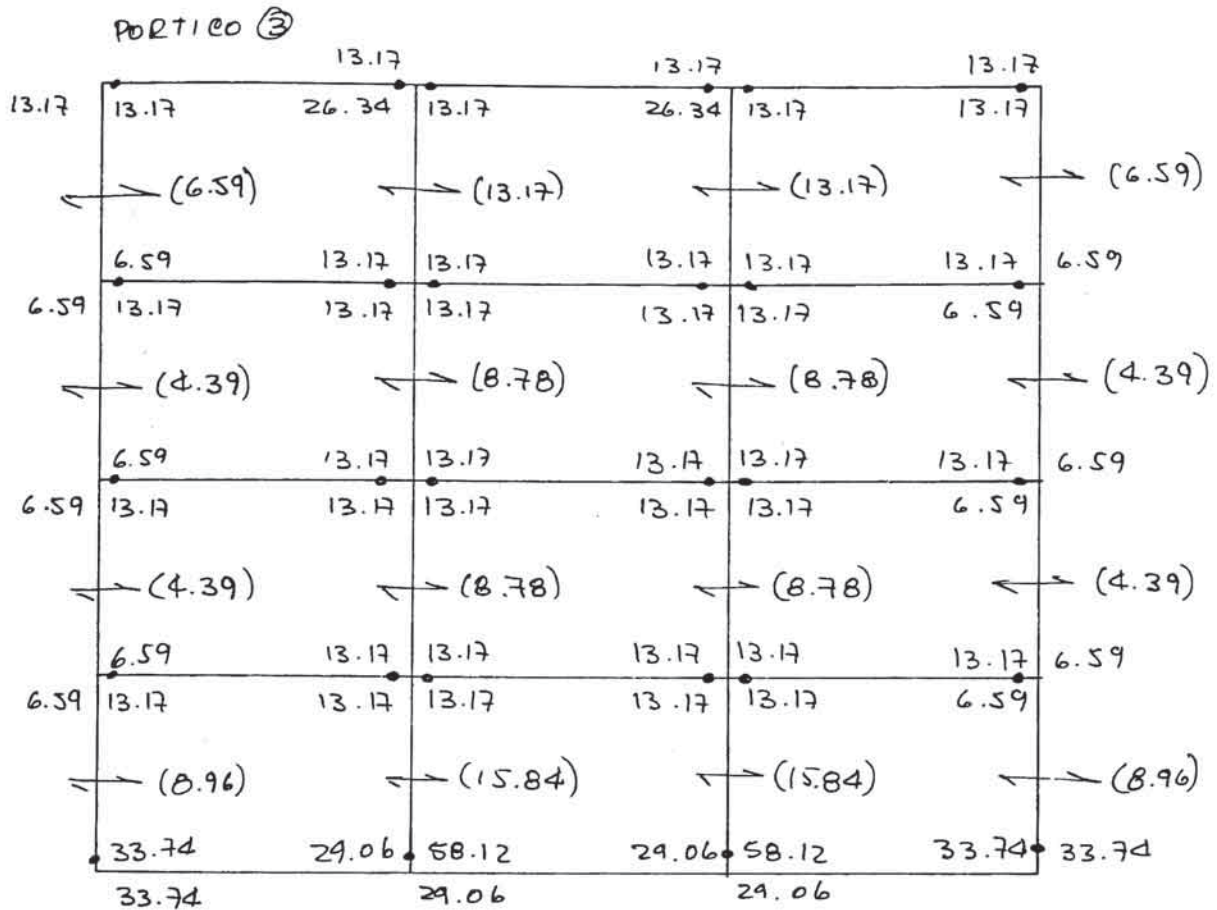


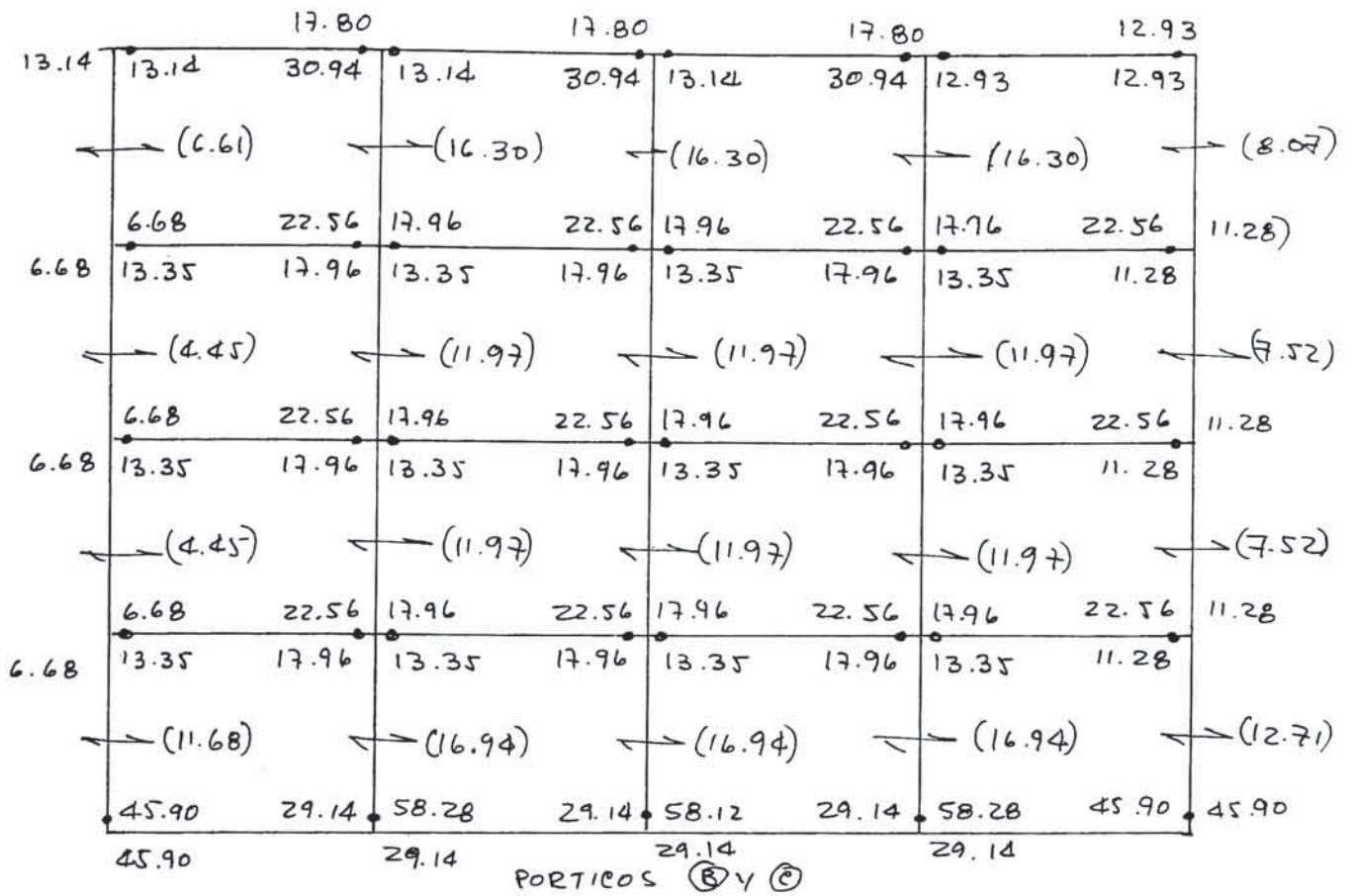
PORTICO ③



PORTICO ① y ②







- Calculamos el coeficiente último, ductilidad de piso y los desplazamientos relativos.

$Q_{RD}$  : Cortante calculado sin tomar en cuenta el factor de ductilidad.

$$C_{ru} = \frac{Q_{ru}}{\sum W} \quad \mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Q_{RD}}{Q_{ru}} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta_{re} = \frac{Q_{ru}}{K_r} \quad \delta_r = \mu_r \delta_{re}$$

EJE	NIV.	$\sum Q_{ru}$ (Ton)	$\bar{W}$ (Ton)	$C_{ru}$	$Q_{RD}$ (Ton)	$\mu_r$	$K_r$ (Ton/cm)	$\delta_{re}$ (cm)	$\delta_{re}$ (cm)
X	4	244.7	254	0.96	144.2	0.67	2592.6	0.09	0.06
	3	296.1	331.5	0.51	272.4	0.92	2592.6	0.11	0.10
	2	395.9	331.5	0.43	381.9	0.97	2592.6	0.15	0.15
	1	594.6	348	0.47	442.5	0.78	1287.7	0.46	0.36
Y	4	256.1	254	1.01	145.8	0.66	2969.5	0.09	0.06
	3	277.8	331.5	0.47	273.6	0.98	2969.5	0.09	0.09
	2	348.7	331.5	0.38	380.5	1.10	2969.5	0.12	0.13
	1	502.9	348	0.40	438.1	0.88	1761.4	0.17	0.15

- Capacidad última considerando el diseño con análisis estático, tenemos:

Vigas:

PISO	PORTICO		A Y D					
	VIGA		V6		V7		V8	
4°	$a_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	5.70	5.70	8.60	10.13	10.13	7.94
		I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	$M'_y$ (T-m)	S	11.85	11.85	17.88	21.06	21.06	16.51
		I	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
$Q_y$ (Ton)		4.31	4.31	5.98	5.41	5.16	5.98	
$M_y$ (T-m)	S	12.93	12.93	19.23	22.56	22.56	17.80	
	I	12.93	12.93	13.35	13.20	13.14	13.35	
3°	$a_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	5.70	5.70	11.46	15.20	15.20	11.46
		I	5.70	5.70	5.70	7.94	7.94	5.70
	$M'_y$ (T-m)	S	11.85	11.85	23.83	31.61	31.61	23.83
		I	11.85	11.85	11.85	16.51	16.51	11.85
$Q_y$ (Ton)		4.31	4.31	7.90	7.33	7.33	7.90	
$M_y$ (T-m)	S	12.93	12.93	25.66	33.59	33.59	25.66	
	I	12.93	12.93	13.83	18.34	18.34	13.83	
2°	$a_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	5.70	7.94	11.46	15.20	15.20	11.46
		I	5.70	5.70	5.70	7.94	7.94	5.70
	$M'_y$ (T-m)	S	11.85	16.51	23.83	31.61	31.61	23.83
		I	11.85	11.85	11.85	16.51	16.51	11.85
$Q_y$ (Ton)		5.16	4.31	7.90	7.33	7.33	7.90	
$M_y$ (T-m)	S	12.93	17.80	25.66	33.59	33.59	25.66	
	I	13.14	12.93	13.83	18.34	18.34	13.83	
1°	$a_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	7.94	7.94	11.46	15.20	15.20	11.46
		I	5.70	5.70	5.70	7.94	7.94	5.70
	$M'_y$ (T-m)	S	16.51	16.51	23.83	31.61	31.61	23.83
		I	11.85	11.85	11.85	16.51	16.51	11.85
$Q_y$ (Ton)		5.16	5.16	7.90	7.33	7.33	7.90	
$M_y$ (T-m)	S	17.80	17.80	25.66	33.59	33.59	25.66	
	I	13.14	13.14	13.83	18.34	18.34	13.83	
0IM	$a_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
		I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	$M'_y$ (T-m)	S	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
		I	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58	54.58
$Q_y$ (Ton)		19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85	
$M_y$ (T-m)	S	59.54	59.54	59.54	59.54	59.54	59.54	
	I	59.54	59.54	59.54	59.54	59.54	59.54	

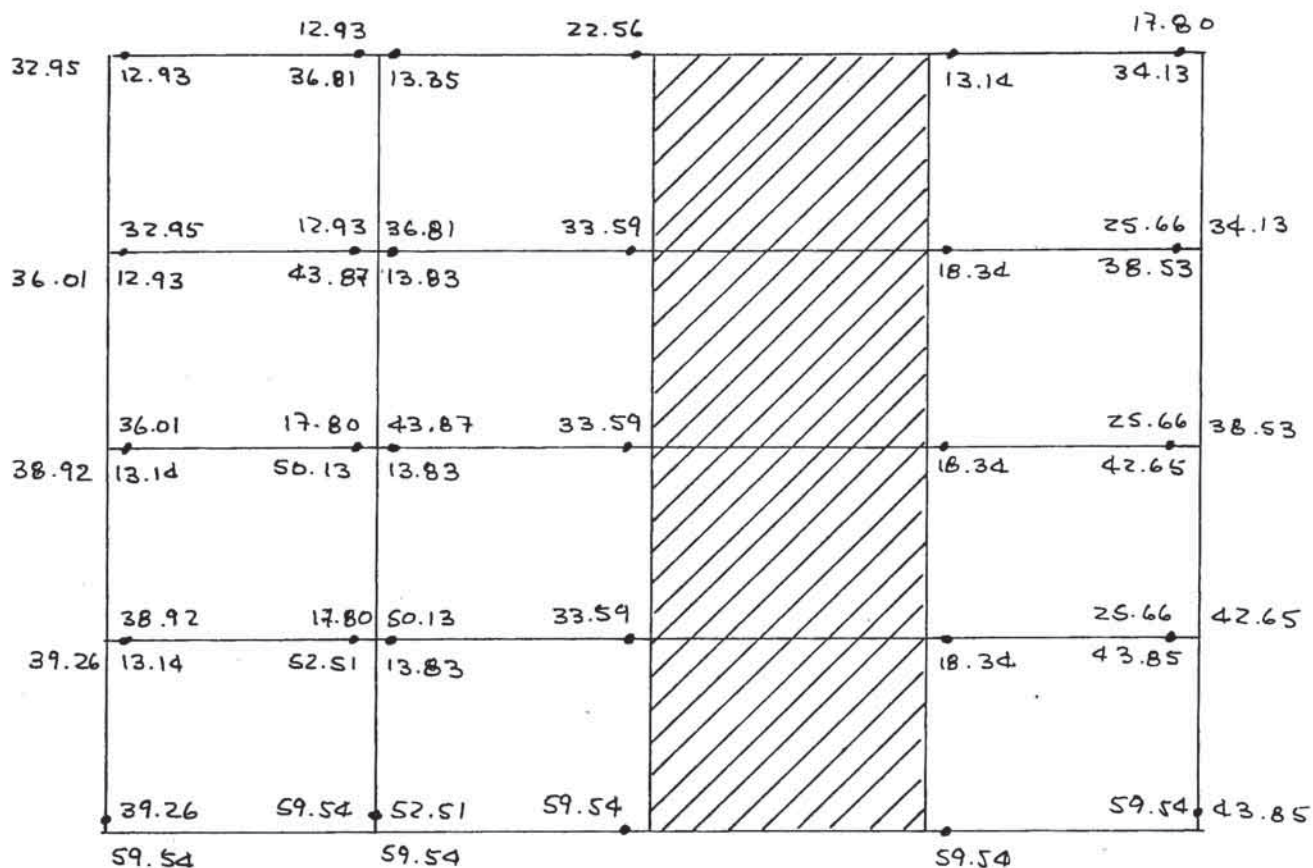
- En el caso de los pórticos B y C y l a 5 los resultados son iguales al caso anterior, por lo tanto ya no se muestran.

## Columnas:

Es igual al caso anterior.

## - Determinación de las rótulas plásticas:

En el caso de los pórticos 1 a 5 y B y C son si  
milares al caso anterior. Para los pórticos A y D teñemos:



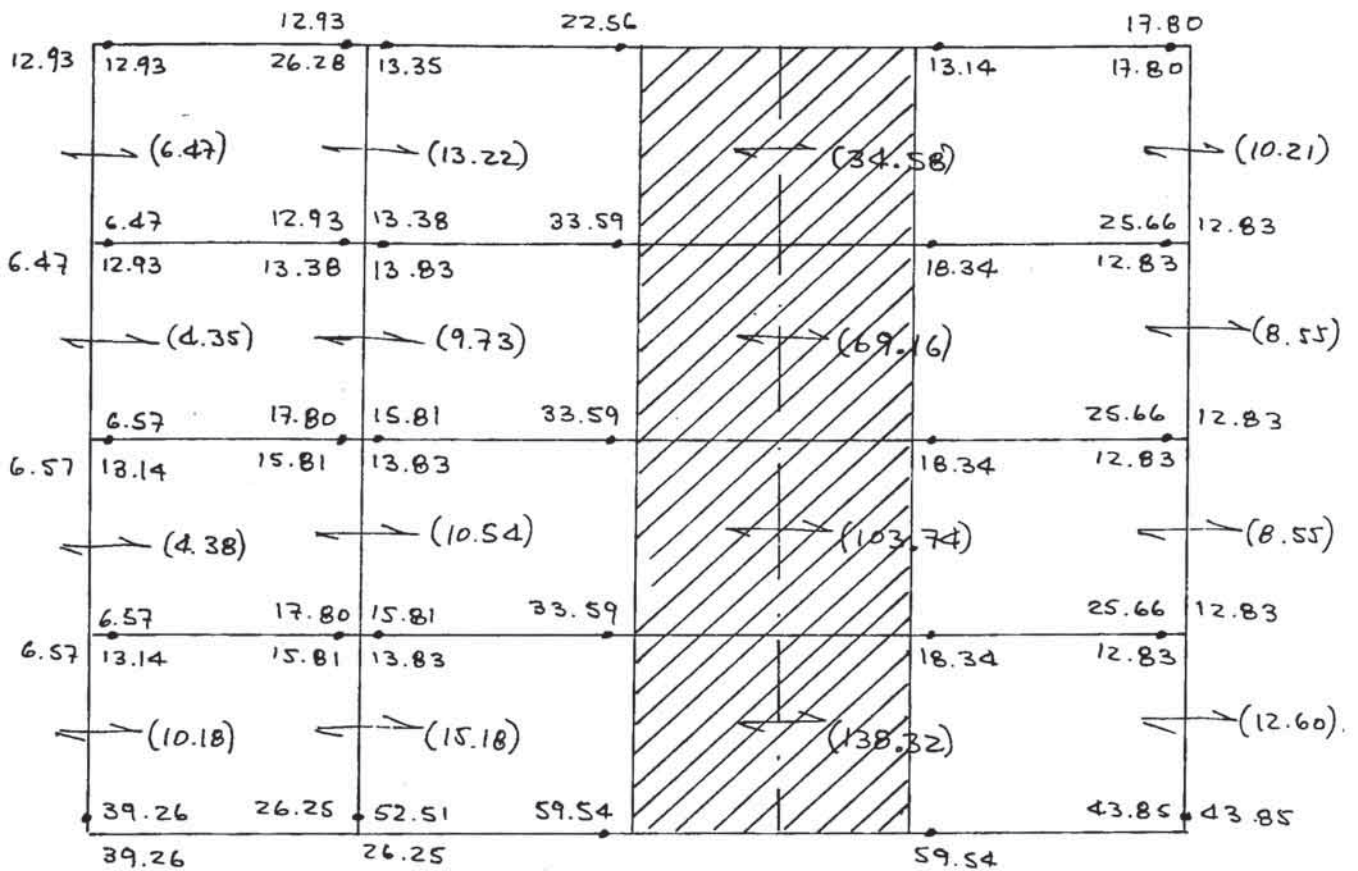
## Muros:

En cuanto a los muros, es igual al caso anterior ya que su diseño también resulta igual.

## Mecanismo de falla.-

Como dijimos anteriormente los pórticos 1 a 5 y B y C son iguales al caso anterior. Para los pórticos

A y D tenemos:



- Calculamos el coeficiente último, ductilidad de piso y los desplazamientos relativos.

$Q_{rD}$  : Cortante calculado sin tomar en cuenta el factor de ductilidad.

Luego:

EJE	NIVEL	$\Sigma Q_{ru}$ (Ton)	$\bar{W}$ (Ton)	$C_{ru}$	$Q_{rD}$ (Ton)	$\mu_r$	$K_r$ (Tn/cm)	$\delta_{re}$ (cm)	$\delta_r$ (cm)
X	4	244.72	254.0	0.96	158.30	0.71	2592.6	0.09	0.06
	3	296.18	331.5	0.51	318.95	1.08	2592.6	0.11	0.12
	2	395.98	331.5	0.43	433.70	1.10	2592.6	0.15	0.17
	1	594.60	348.0	0.47	506.00	0.86	1287.7	0.46	0.40
Y	4	256.12	254.0	1.01	158.30	0.69	2969.5	0.09	0.06
	3	279.34	331.5	0.48	318.95	1.15	2969.5	0.09	0.10
	2	350.18	331.5	0.38	433.70	1.27	2969.5	0.17	0.15
	1	502.98	348.0	0.40	506.00	1.01	1761.4	0.17	0.17

## CAPITULO IV

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS TIPICOS  
DE CONCRETO ARMADO USANDO EL CODIGO  
JAPONES DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE



## CAPITULO IV

### 4.0 ANALISIS Y DISEÑO DE MODELOS TIPICOS DE CONCRETO ARMADO USANDO EL CODIGO JAPONES DE DISEÑO SISMO- RESISTENTE

#### 4.1 GENERALIDADES.-

En este capítulo se analizan los mismos modelos típicos del capítulo anterior pero utilizando todos los requerimientos del Código Japonés.

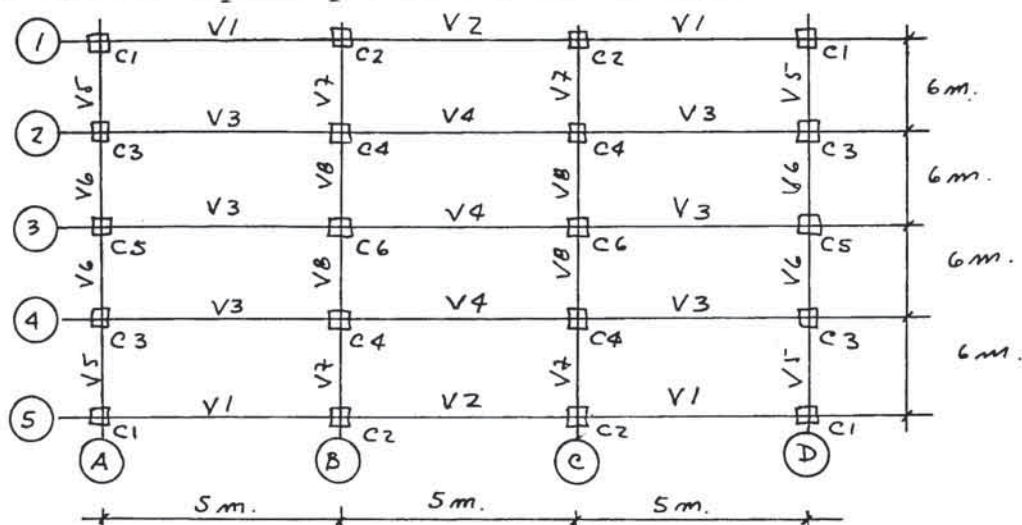
El análisis y diseño en este capítulo también se realizan sobre aquellos elementos en los cuales el efecto de los códigos genera diferencias aparte de que son elementos características al comportamiento de las estructuras.

El análisis sísmico se realiza con el método del Código Japonés que da coeficientes de corte lateral. El análisis para cargas verticales desde el punto de vista de este código puede ser hecho por cualquier método conocido; por esta razón empleamos el mismo método anterior del análisis matricial para después combinar los resultados con los que se obtienen del análisis sísmico.

El diseño de concreto armado se hace de acuerdo a los requerimientos del reglamento AIJ Estandar considerando los resultados mencionados en el párrafo anterior pero luego se completa el diseño con el cálculo de la capacidad última al corte lateral que se verifica ante el cortante requerido para sismos severos y si es necesario se hacen los cambios pertinentes a fin de asegurar las ductilidades requeridas en la estructura.

MODELO 1.-

El modelo típico que se analizará será:

CARACTERISTICAS.-

- Todas las características de este modelo son similares al del 1º modelo del capítulo anterior.

Materiales.-

- Concreto :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 = F_c$
- Acero :  $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SD40)} = \sigma_y$

Esfuerzos permisibles.- (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Resis. de Dis.	Carga Permanente			Carga Temporal		
		Comp.	Tens.	Corte	Comp.	Tens.	Corte
SD40	4000	2200	2200	2000	4000	4000	3000
Conc.	210	70	-	7	140	-	10.5

Cargas Unitarias.-

- a) Losas.- (Igual al 1º modelo anterior)
  - 4º Piso :  $400 \text{ Kg/m}^2$
  - 3º al 1º Piso :  $500 \text{ Kg/m}^2$
- b) Vigas y columnas.-
  - Vigas :  $0.43 \text{ T/m}$
  - Columnas :  $0.60 \text{ T/m}$

## c) Sobrecargas.-

Para las cargas verticales:

4° Piso	:	130 Kg/m <sup>2</sup>
3° al 1° Piso	:	180 Kg/m <sup>2</sup>

Para sismo:

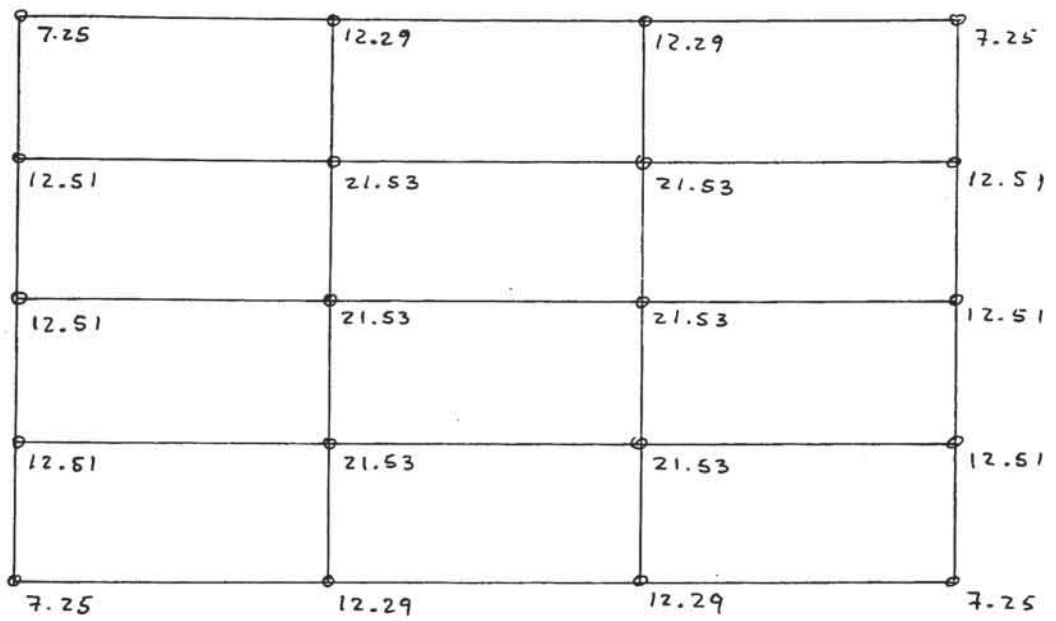
4° Piso	:	60 Kg/m <sup>2</sup>
3° al 1° Piso	:	80 Kg/m <sup>2</sup>

## Fuerzas axiales en columnas bajo cargas verticales.-

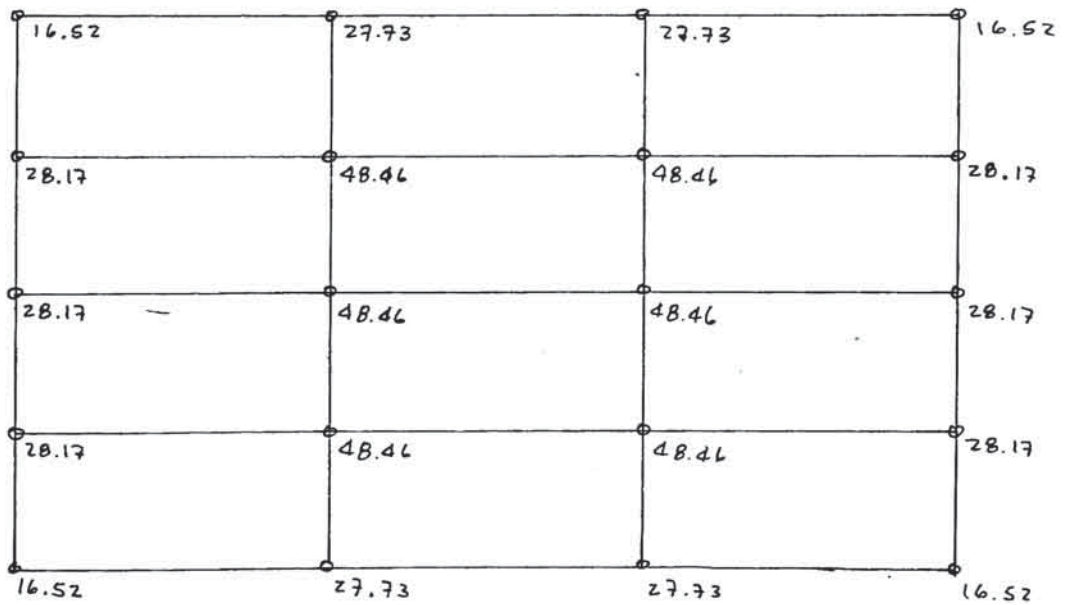
A partir de las áreas tributarias calculamos las fuerzas axiales en columnas; para la columna C1 tenemos:

C1	CARGA	AREA ó LONG.	W (ton)	N (ton)
4° p.	LosA : 0.4 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m	3.00	7.25
	S/c : 0.13 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m.	0.98	
	VIGA : 0.43 T/m	2.50 m + 3.0 m.	2.37	
	COLUMNA : 0.60 T/m	1.50 m	0.90	
			<u>7.25</u>	
3° p.	LosA : 0.50 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m	3.75	16.52
	S/c : 0.18 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m.	1.35	
	VIGA : 0.43 T/m	2.50 m + 3.0 m.	2.37	
	COLUMNA : 0.60 T/m	3.0 m.	1.80	
			<u>9.27</u>	
2° p.	id.	id.	9.27	25.79
1° p.	LosA : 0.50 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m.	3.75	35.51
	S/c : 0.18 T/m <sup>2</sup>	2.50 m x 3.0 m	1.35	
	VIGA : 0.43 T/m	2.50 m + 3.0 m	2.37	
	COLUMNA : 0.60 T/m	3.75 m.	2.25	
			<u>9.72</u>	

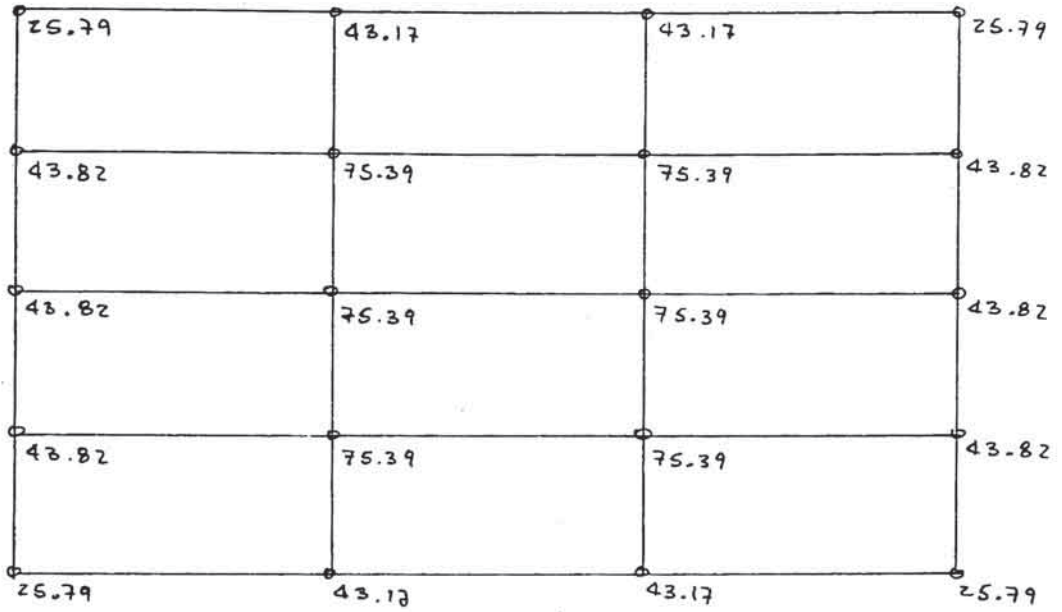
De igual manera calculamos para las otras columnas y para todos los pisos, por lo tanto resumiendo tenemos:



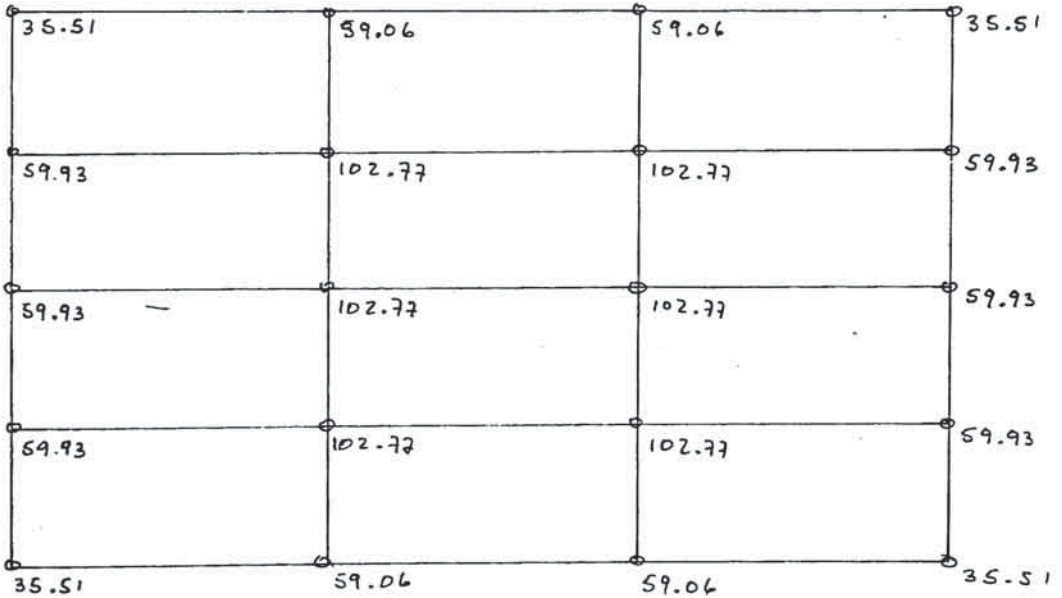
4° PISO



3° PISO



2° PISO



1° PISO

Calculo de la fuerza sísmica.-

Peso de cada piso:

PISO	TIPO DE CARGA	AREA Ó LONGITUD	PESO PARCIAL (T)	PESO TOTAL (TON)
4 <sup>o</sup>	LOSA : 0.4 T/m <sup>2</sup>	15 m. x 24 m.	144	257
	S/C : 0.06 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	21.6	
	VIGA : 0.43 T/m	171 m.	73.53	
	COLUMNA : 0.60 T/m	20 x 1.5 m	18.0	
3 <sup>o</sup> -2 <sup>o</sup>	LOSA : 0.5 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	180	318
	S/C : 0.08 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	28.8	
	VIGA : 0.43 T/m	171 m	73.53	
	COLUMNA : 0.60 T/m	20 x 3.0 m	36	
1 <sup>o</sup>	LOSA : 0.5 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	180	327
	S/C : 0.08 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	28.8	
	VIGA : 0.43 T/m	171 m.	73.53	
	COLUMNA : 0.60 T/m	20 x 3.75 m	45.0	

Calculo del cortante de entrepiso.-

De acuerdo con el código Japonés:

$$Q_i = C_i \sum_{j=i}^4 W_j$$

El coeficiente sísmico de corte lateral:

$$C_i = z R_t A_i C_o$$

Z: Coeficiente de zonificación sísmica

Z=1.0 (Zona de mayor sismicidad)

R<sub>t</sub>: Coeficiente de diseño espectral

Para determinar este coeficiente asumimos tipo de suelo 1 ó sea Ts=0.4 seg.

La altura del edificio es: h= 13.5 m.

El período fundamental de diseño:

$$T=0.02h = 0.27 \text{ seg} < T_s$$

$$\text{Entonces: } R_t=1.0$$

$A_i$ : Factor de distribución del corte lateral

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

Para  $T=0.27 \text{ seg}$

$$A_i = 1 + 0.298 \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right)$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j}$$

$C_0$ : Coeficiente de cortante estandar:

$$C_0=0.2 \quad (\text{Sismos moderados})$$

$$C_0=1.0 \quad (\text{Sismos severos})$$

Luego:

PISO $i$	$W_t$	$W_j$	$\alpha_i$	$A_i$	SISMO MODERADO		SISMO SEVERO	
					$C_i$	$Q_i$ (Ton)	$C_i$	$Q_i$ (Ton)
4	257	257	0.211	1.586	0.317	81	1.586	408
3	318	575	0.471	1.294	0.259	149	1.294	744
2	218	893	0.732	1.130	0.226	202	1.130	1009
1	327	1220	1.000	1.000	0.200	244	1.000	1220

Cálculo de los valores D del método del Dr. Muto.-

En vista de que se trata del mismo modelo del capítulo anterior, y considerando que las dimensiones son las mismas tomaremos los mismos valores ya calculados en el capítulo anterior para el caso del primer modelo analizado, y pasaremos de frente a calcular las fuerzas cortantes en las columnas empleando dichos valores.

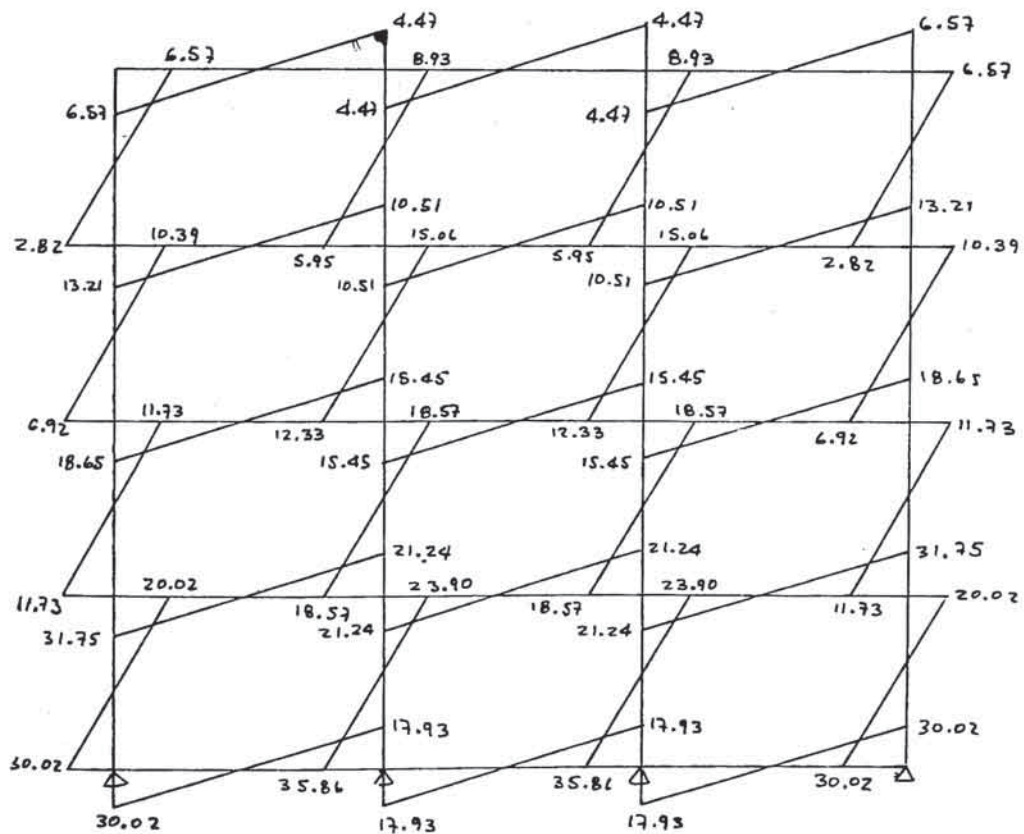
Fuerzas cortantes en columnas:

La distribución en cada piso se hace con:

$$Q_c = \frac{Q}{\sum D} \times D$$

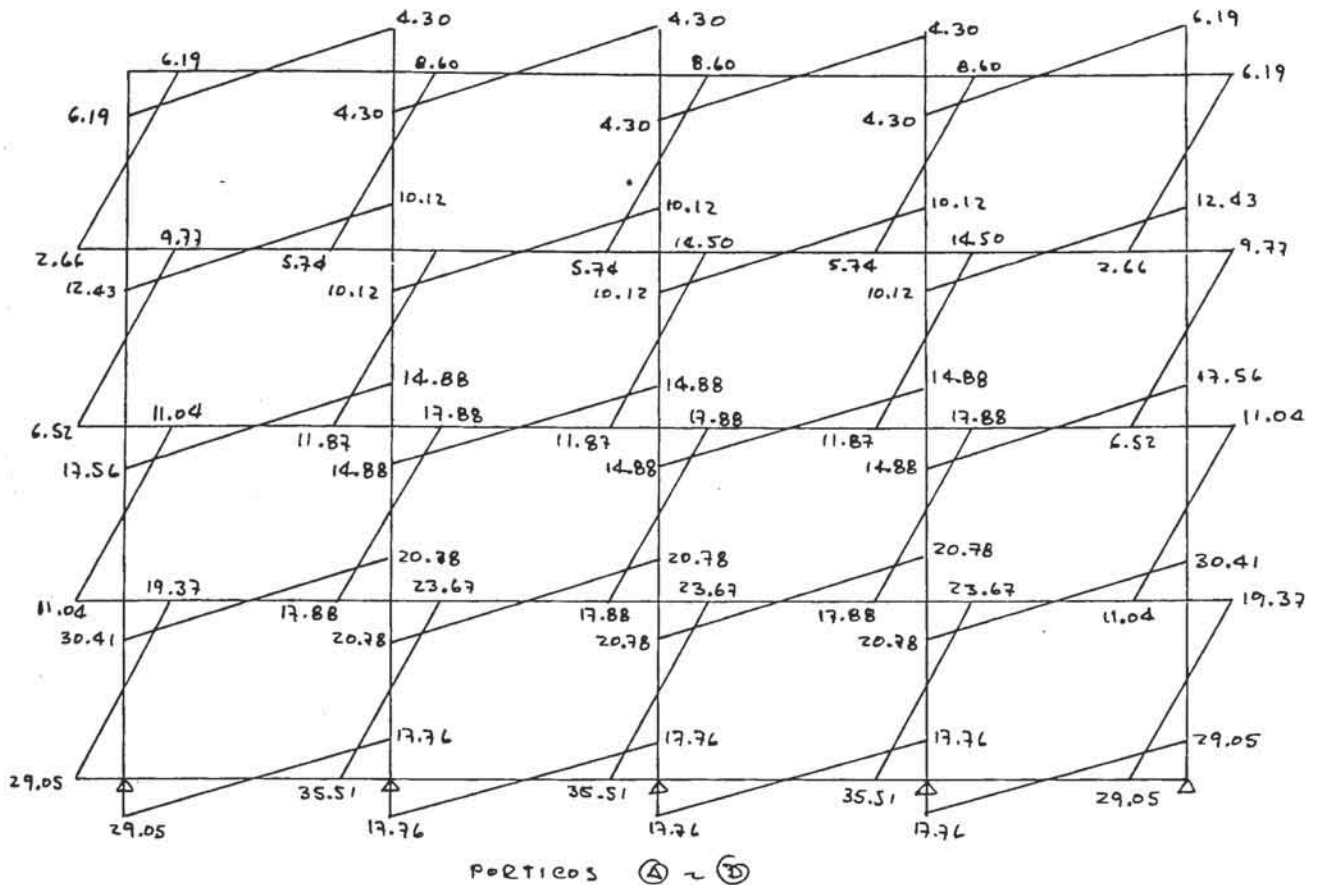
EJE	Piso	Q (Ton)	$\sum D$	$\frac{Q}{\sum D}$	C1		C2		C3 - C5		C4 - C6	
					D	$Q_c$	D	$Q_c$	D	$Q_c$	D	$Q_c$
X	4	81	18.60	4.35	0.72	3.13	1.14	4.94	0.72	3.13	1.14	4.96
	3	149	18.60	8.01	0.72	5.77	1.14	9.13	0.72	5.77	1.14	9.13
	2	202	18.60	10.86	0.72	7.82	1.14	12.38	0.72	7.82	1.14	12.38
	1	244	29.40	8.30	1.34	11.12	1.60	13.28	1.34	11.12	1.60	13.28
Y	4	81	17.28	4.49	0.63	2.95	0.63	2.95	1.02	4.78	1.02	4.78
	3	149	17.28	8.62	0.63	5.43	0.63	5.43	1.02	8.79	1.02	8.79
	2	202	17.28	11.69	0.63	7.36	0.63	7.36	1.02	11.92	1.02	11.92
	1	244	28.56	8.54	1.26	10.76	1.26	10.76	1.54	13.15	1.54	13.15

Tomando los valores anteriores de  $Q_c$  y los valores de Y (puntos de inflexión) anteriormente calculados, encontramos los momentos:



PORTICO ① ~ ⑤





Análisis para cargas verticales.-

Pórticos A y D :

4° Piso	Losa	$0.4 \times 2.5 = 1.00$
	Vigas	$= 0.43$
	$W_D$	$= 1.43 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.13 \times 2.5 = 0.33 \text{ T/m}$
	$W$	$= 1.76 \text{ T/m}$

3° al 1° piso

	Losa	$0.5 \times 2.5 = 1.25$
	Vigas	$= 0.43$
	$W_D$	$= 1.68 \text{ T/m}$
	$W_L$	$0.18 \times 2.5 = 0.45 \text{ T/m}$
	$W$	$= 2.13 \text{ T/m}$

## Pórticos B y C :

## 4° Piso

Losa	$0.4 \times 5.0 = 2.0$	
Vigas	$= \underline{0.43}$	
$W_d$	$= 2.43$	T/m
$W_L$	$0.13 \times 5.0 = \underline{0.65}$	T/m
W	$= 3.08$	T/m

## 3° al 1° Piso

Losa	$0.5 \times 5.0 = 2.50$	
Vigas	$= \underline{0.43}$	
$W_D$	$= 2.93$	T/m
$W_L$	$0.18 \times 5.0 = \underline{0.90}$	T/m
W	$= 3.83$	T/m

## Pórticos 1 y 5 :

## 4° Piso

Losa	$0.4 \times 0.5 = 0.20$	
Vigas	$= \underline{0.43}$	
$W_D$	$= 0.63$	T/m
$W_L$	$0.13 \times 0.5 = \underline{0.07}$	T/m
W	$= 0.70$	T/m

## 3° al 1° Piso

Losa	$0.5 \times 0.5 = 0.25$	
Vigas	$= \underline{0.43}$	
$W_d$	$= 0.68$	T/m
$W_L$	$0.18 \times 0.5 = \underline{0.09}$	T/m
W	$= 0.77$	T/m

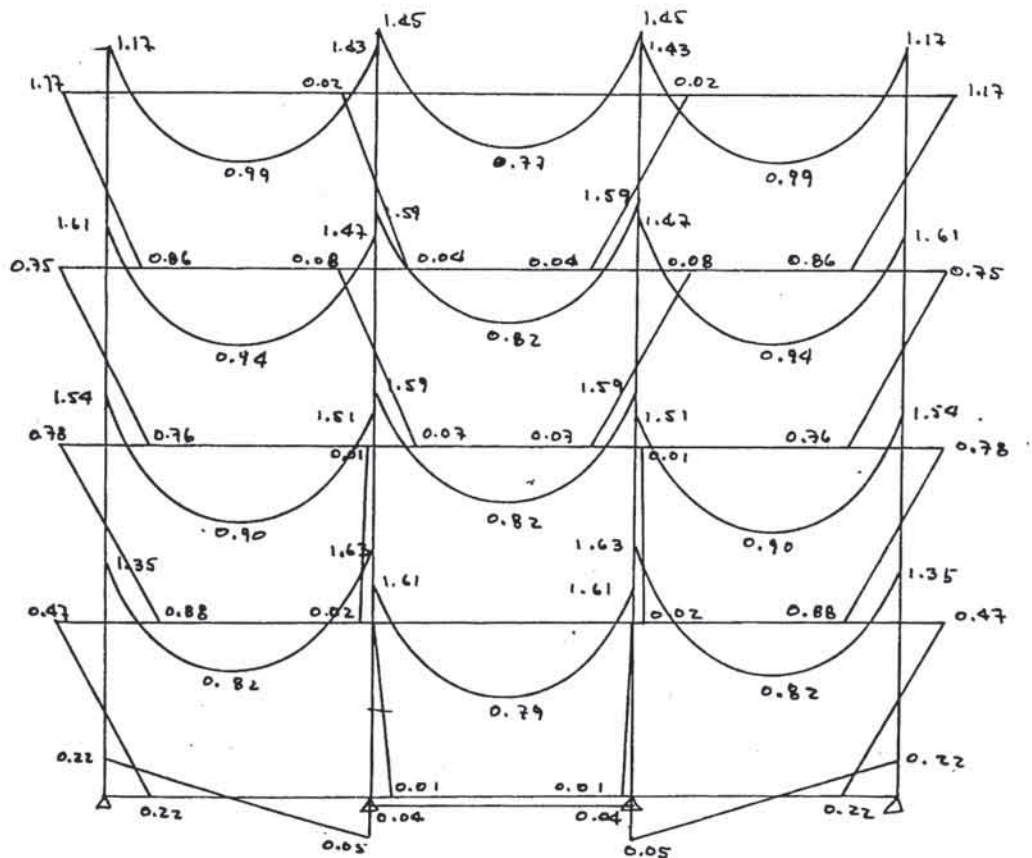
## Pórticos 2, 3 y 4 :

Losa	$0.4 \times 1.0 = 0.40$	
Vigas	$= \underline{0.43}$	
$W_D$	$= 0.83$	T/m
$W_L$	$0.13 \times 1.0 = \underline{0.13}$	T/m
W	$= 0.96$	T/m

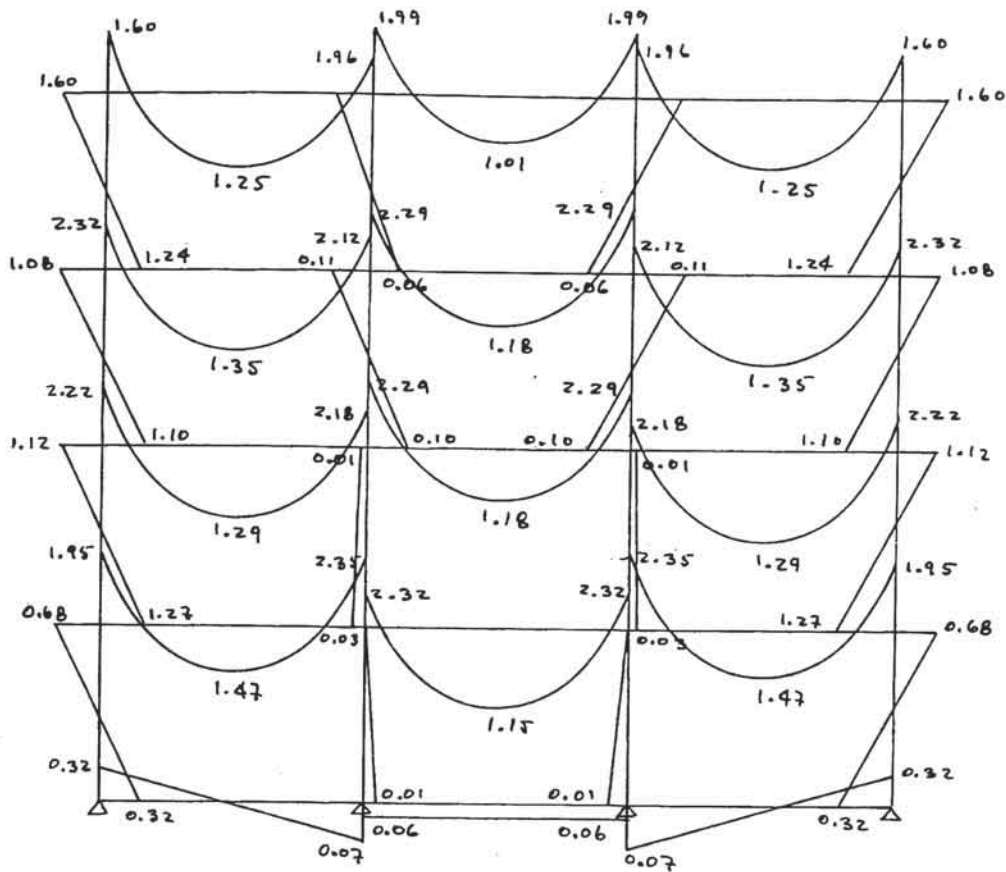
3° al 1° Piso

Losa	$0.5 \times 1.0 = 0.50$	
Vigas	$= 0.43$	
$W_D$	$= 0.93$	T/m
$W_L$	$0.18 \times 1.0 = 0.18$	T/m
$W$	$= 1.11$	T/m

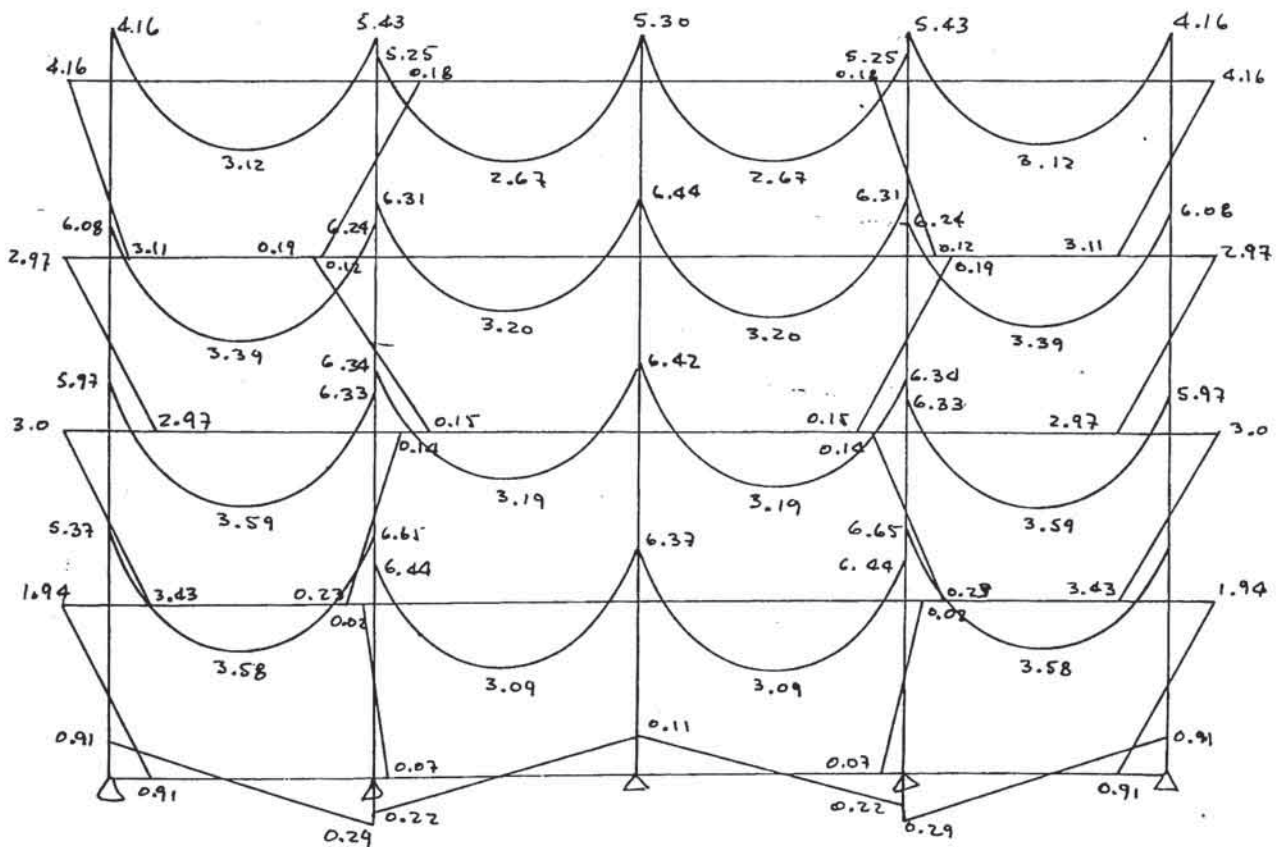
Para las cargas calculadas anteriormente se realiza un análisis estático por medio del método matricial cuyos resultados se presentan a continuación para los momentos:



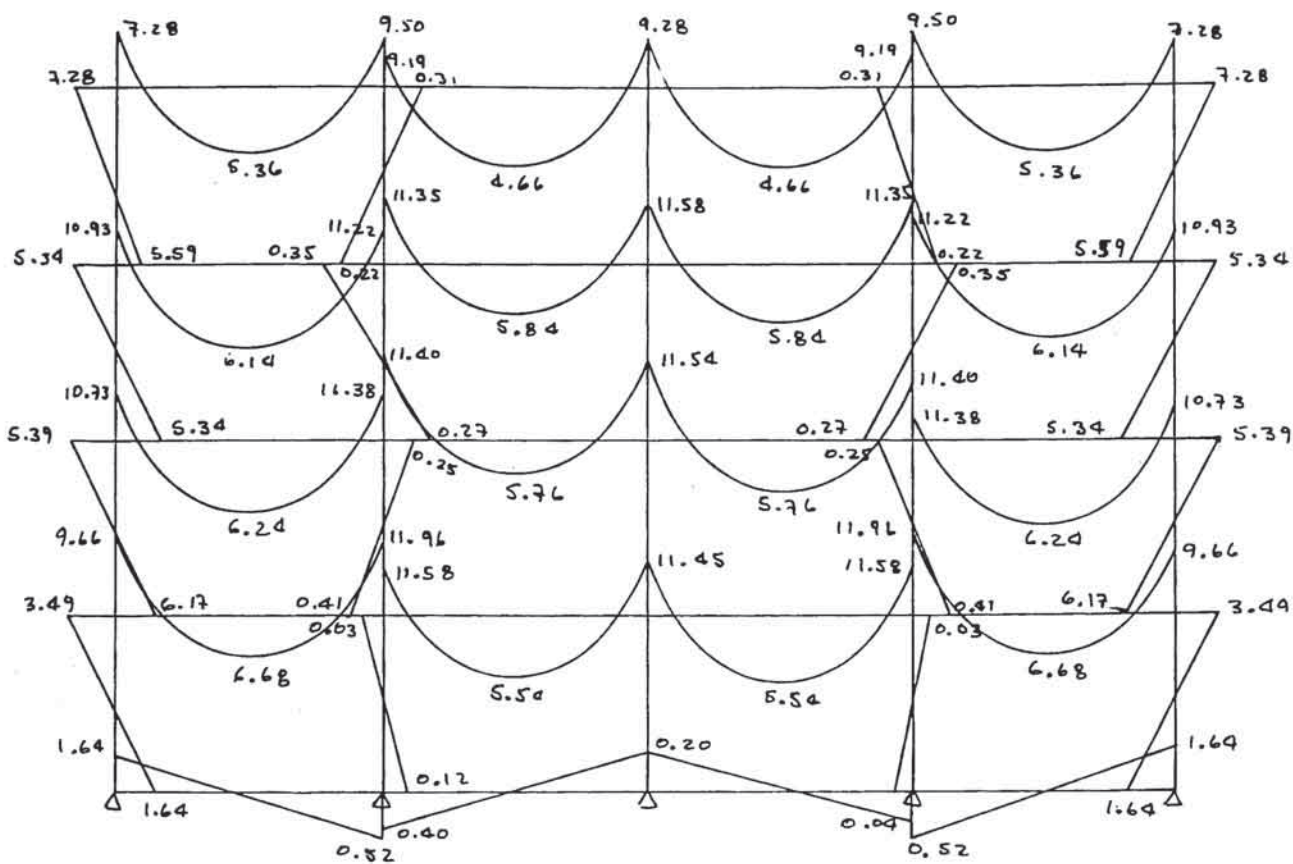
PORTICOS ① y ⑤



PORTICOS ②, ③ y ④



PORTICOS ① y ②



PORTICOS (B) y (C)

DISEÑO.-

## Vigas :

El diseño se basará en los siguientes principios

- El cálculo del refuerzo se realiza con:

$$a_t = \frac{M}{f_t j} \qquad j = \frac{7}{8} d$$

$a_t$  = área de acero en tracción

$d = h - 7.5 = 60 - 7.5 = 52.5$  cm.

$j = 45.94$  cm.

$M$  : Suma de momentos por cargas permanentes y sismo.

- La cantidad mínima de refuerzo será: 0.4% de  $bd$ :

$$a_{t \min} = 0.004 \times 30 \times 52.5 = 6.3 \text{ cm}^2$$

- Las fuerzas de corte por cargas temporales serán:

$$Q_D = Q_L + 2Q_E$$

- El corte es chequeado con  $Q_A = fsbj$  para carga permanente  $Q_L$  y carga temporal  $Q_D$ .

- Estribos :

diámetro - D10 = 3/8"

$$\rho_w = \text{Cuantía de estribos} = \frac{a_w}{bx}$$

$x$  = espaciamiento

$a_w$  = área de estribos = 1.42 cm<sup>2</sup>

$$x = \frac{1.42}{30 \rho_w}$$

$$\rho_w = 0.002 + \frac{z}{w f_t} \left( \frac{Q}{bj} - f_s \right)$$

$wf_t$  : esfuerzo permisible de estribos para cargas temporales =  $3000 \text{ Kg/cm}^2$

$f_s$  : esfuerzo permisible de concreto al corte para cargas temporales =  $10.5 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_w = 0.002 + \frac{2}{3000} \left( \frac{Q}{1378.2} - 10.5 \right)$$

$$f_{w \text{ min}} = 0.002$$

Espaciamientos máximos :

$$X_{\text{máx}} = \frac{1.42}{30 \times 0.002} = 23.7 \text{ cm.}$$

$$X_{\text{máx}} = 25 \text{ cm.}$$

$$X_{\text{máx}} = \frac{1}{2} l = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm.}$$

Tomamos el menor:  $X_{\text{máx}} = 23.7 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm.}$

PISO	PORTICO		A Y D					
	VIGA		V5			V6		
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4º	P	M S	4.16		5.43	5.25		5.30
		(T-m) I		3.12			2.67	
		Q (Ton)	5.07		5.49	5.27		5.29
	S	M (T-m)	6.19		4.30	4.30		4.30
		Q (Ton)	1.75		1.75	1.83		1.83
	T	M S	10.85		9.73	9.55		9.60
		(T-m) I	6.19	3.12	4.30	4.30	2.67	4.30
		Q (Ton)	8.57		8.99	8.13		8.15
	Q <sub>t</sub>	S	4φ 5/8"		4φ 5/8"	4φ 5/8"		4φ 5/8"
		I	4φ 5/8"	4φ 5/8"	4φ 5/8"	4φ 5/8"	4φ 5/8"	4φ 5/8"
ESTRIB.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		@ 0.20	

P: CARGA PERMANENTE

S: CARGA DE SISMO

T: CARGA TEMPORAL

3°	P	M S	6.08		6.24	6.31	6.44
		(T-M) I		3.39			3.20
		Q (Ton)	6.36		6.42	6.37	6.41
	S	M (T-m)	12.43		10.12	10.12	10.12
		Q (Ton)	3.76		3.76	3.37	3.37
	T	M S	18.51		16.36	16.43	16.56
(T-m) I		12.43	3.39	10.12	10.12	3.20	10.12
Q (Ton)		13.88		13.94	13.11	13.15	
a <sub>t</sub>		S	2 φ 1"		3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST.		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20	
2°	P	M S	5.97		6.33	6.34	6.42
		(T-m) I		3.59			3.19
		Q (Ton)	6.33		6.45	6.38	6.40
	S	M (T-m)	17.56		14.88	14.88	14.88
		Q (Ton)	5.41		5.41	4.96	4.96
	T	M S	23.53		21.21	21.22	21.30
(T-m) I		17.56	3.59	14.88	14.88	3.19	14.88
Q (Ton)		17.15		17.27	16.30	16.32	
a <sub>t</sub>		S	3 φ 1"		4 φ 3/4"	4 φ 3/4"	4 φ 3/4"
		I	2 φ 1"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20	
1°	P	M S	5.37		6.65	6.44	6.37
		(T-m) I		3.58			3.09
		Q (Ton)	6.18		6.60	6.40	6.38
	S	M (T-m)	30.41		20.78	20.78	20.78
		Q (Ton)	8.53		8.53	6.93	6.93
	T	M S	35.78		27.43	27.22	27.15
(T-m) I		30.41	3.58	20.78	20.78	3.09	20.78
Q (Ton)		23.24		23.66	20.26	20.24	
a <sub>t</sub>		S	4 φ 1"		3 φ 1"	3 φ 1"	3 φ 1"
		I	4 φ 1"	3 φ 3/4"	4 φ 3/4"	4 φ 3/4"	3 φ 3/4"
EST		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20	



Cim	P	M S	0.91			0.11
		(T-m) I		0.29	0.22	
		Q (Ton)	0.20	0.20	0.0	0.0
	S	M (T-m)	29.05	17.76	17.76	17.76
		Q (Ton)	7.80	7.80	5.92	5.92
	T	M S	29.96	17.76	17.76	17.87
		(T-m) I	29.05	18.05	17.98	17.76
		Q (Ton)	15.80	15.80	11.84	11.84
	d <sub>t</sub>	S	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"
		I	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"
EST.	□ 1/2"		@ 0.25		@ 0.25	

P I S O	PORTICO		B y C					
	VIGA		V7			V8		
	POSICION		IZQ.	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.
4º	P	M S	7.28		9.50	9.19		9.28
		(T-m) I		5.36			4.66	
		Q (Ton)	8.88		9.60	9.22		9.26
	S	M (T-m)	6.14		4.30	4.30		4.30
		Q (Ton)	1.75		1.75	1.43		1.43
	T	M S	13.47		13.80	13.49		13.58
		(T-m) I	6.14	5.36	4.30	4.30	4.66	4.30
		Q (Ton)	12.38		13.10	12.08		12.12
	d <sub>t</sub>	S	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20			
3º	P	M S	10.93		11.22	11.35		11.58
		(T-m) I		6.14			5.84	
		Q (Ton)	11.44		11.54	11.45		11.53
	S	M (T-m)	12.43		10.12	10.12		10.12
		Q (Ton)	3.76		3.76	3.37		3.37
	T	M S	23.36		21.34	21.47		21.70
		(T-m) I	12.43	6.14	10.12	10.12	5.84	10.12
		Q (Ton)	18.96		19.06	18.19		18.27
	d <sub>t</sub>	S	3 φ 1"		4 φ 3/4"	4 φ 3/4"		4 φ 3/4"
		S	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST.	□ 3/8"		@ 0.10		@ 0.10			

2"	P	M S	10.73	11.38	11.40	11.54
		(T-m) I	6.2d		5.76	
		Q (Ton)	11.38	11.60	11.47	11.51
	S	M (T-m)	17.56	14.88	14.88	14.88
		Q (Ton)	5.41	5.41	4.96	4.96
	T	M S	28.29	26.26	26.28	26.42
(T-m) I		17.56	6.24	14.88	14.88	5.76
	Q (Ton)	22.20	22.42	21.39	21.43	
a <sub>t</sub>	S	3 φ 1"	3 φ 1"	3 φ 1"	3 φ 1"	
	I	2 φ 1"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST	▣ 1/2"	@ 0.15		@ 0.15		
1"	P	M S	9.66	11.96	11.58	11.45
		(T-m) I	6.68		5.54	
		Q (Ton)	11.11	11.87	11.51	11.47
	S	M (T-m)	30.41	20.78	20.78	20.78
		Q (Ton)	8.53	8.53	6.93	6.93
	T	M S	40.07	32.74	32.36	32.23
(T-m) I		30.41	6.68	20.78	20.78	5.54
	Q (Ton)	28.17	28.93	25.37	25.33	
a <sub>t</sub>	S	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	
	I	4 φ 1"	3 φ 3/4"	4 φ 3/4"	4 φ 3/4"	4 φ 3/4"
EST.	▣ 1/2"	@ 0.10		@ 0.10		
0.1m	P	M S	1.64			0.20
		(T-m) I		0.52	0.40	
		Q (Ton)	0.36	0.36	0.10	0.10
	S	M (T-m)	29.05	17.76	17.76	17.76
		Q (Ton)	7.80	7.80	5.92	5.92
	T	M S	30.69	17.76	17.76	17.96
(T-m) I		29.05	18.28	18.16	17.76	
	Q (Ton)	15.96	15.96	11.94	11.94	
a <sub>t</sub>	S	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	
	I	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	4 φ 1"	
EST.	▣ 1/2"	@ 0.25		@ 0.25		

P I S O	PORTICO		1 y 5					
	VIGA		V1			V2		
	POSICION		120.	CGN	DER	120	CGN	DER.
4°	P	M S	1.17		1.43	1.45		1.45
		(T-m) I		0.99			0.77	
		Q (Ton)	1.70		1.80	1.75		1.75
	S	M (T-m)	6.57		4.47	4.47		4.47
		Q (Ton)	2.21		2.21	1.79		1.79
	T	M S	7.74		5.90	5.92		5.92
		(T-m) I	6.57	0.99	4.47	4.47	0.77	4.47
		Q (Ton)	6.12		6.22	5.33		5.33
	at	S	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST.		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
3°	P	M S	1.61		1.47	1.59		1.59
		(T-m) I		0.94			0.82	
		Q (Ton)	1.45		1.90	1.92		1.92
	S	M (T-m)	13.21		13.21	10.51		10.51
		Q (Ton)	4.74		4.74	4.20		4.20
	T	M S	14.82		11.98	12.10		12.10
		(T-m) I	13.21	0.94	13.21	10.51		10.51
		Q (Ton)	11.43		11.38	10.32		10.32
	at	S	3 φ 3/4"		4 φ 5/8"	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
EST.		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
2°	P	M S	1.54		1.51	1.59		1.59
		(T-m) I		0.90			0.82	
		Q (Ton)	1.93		1.92	1.92		1.92
	S	M (T-m)	18.65		15.45	15.45		15.45
		Q (Ton)	6.82		6.82	6.18		6.18
	T	M S	20.19		16.96	17.04		17.04
		(T-m) I	18.65	0.90	15.45	15.45	0.82	15.45
		Q (Ton)	15.57		15.56	14.28		14.28
	at	S	4 φ 3/4"		2 φ 1"	2 φ 1"		2 φ 1"
		I	2 φ 1"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"
EST.		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		

10	P	M S	1.35		1.63	1.61	1.61	
		(T-m) I		0.82			0.79	
		Q (Ton)	6.87		1.98	1.92	1.92	
	S	M (T-m)	31.75		21.24	21.24	21.24	
		Q (Ton)	10.60		10.60	8.50	8.50	
	T	M S	33.16		22.87	22.85	22.85	
		(T-m) I	31.75	0.82	21.24	21.24	0.79	21.24
		Q (Ton)	23.07		23.18	18.92	18.92	
	a <sub>t</sub>		S	4φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"
			I	4φ1"	3φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	3φ3/4"
GST.		□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
20	P	M S	0.22					
		(T-m) I			0.05	0.04	0.04	
		Q (Ton)	0.05		0.05	0.0	0.0	
	S	M (T-m)	30.02		17.93	17.93	17.93	
		Q (Ton)	9.59		9.59	7.17	7.17	
	T	M S	30.24		17.93	17.93	17.93	
		(T-m) I	30.02		17.98	17.97	17.97	
		Q (Ton)	19.23		19.23	14.34	14.34	
	a <sub>t</sub>		S	4φ1"		4φ1"	4φ1"	4φ1"
			I	4φ1"		4φ1"	4φ1"	4φ1"
GST.		□ 1/2"		@ 0.25		@ 0.25		

P I S O	PORTICO		2, 3, 4					
	VIGA		V3			V4		
	POSICION		120.	CSN.	DER.	120.	CSN.	DER.
4°	P	M S	1.60		1.96	1.99		1.99
		(T-m) I		1.25		1.01		
		Q (Ton)	2.33		2.46	2.40		2.46
	S	M (T-m)	6.57		4.47	4.47		4.47
		Q (Ton)	2.21		2.21	1.79		1.79
	T	M S	8.17		6.43	6.46		6.46
		(T-m) I	6.57	1.25	4.47	4.47	1.01	4.47
	Q <sub>t</sub>	S	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
	EST.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
3°	P	M S	2.32		2.12	2.29		2.29
		(T-m) I		1.35		1.18		
		Q (Ton)	2.81		2.77	2.77		2.77
	S	M (T-m)	13.21		10.51	10.51		10.51
		Q (Ton)	4.74		4.74	4.20		4.20
	T	M S	15.53		12.63	12.80		12.80
		(T-m) I	13.21	1.35	10.51	10.51	1.18	10.51
	Q <sub>t</sub>	S	3 φ 3/4"		4 φ 5/8"	4 φ 5/8"		4 φ 5/8"
		I	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"	4 φ 5/8"
	EST.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
2°	P	M S	2.22		2.18	2.29		2.29
		(T-m) I		1.29		1.18		
		Q (Ton)	2.78		2.77	2.77		2.77
	S	M (T-m)	18.65		15.45	15.45		15.45
		Q (Ton)	6.82		6.82	6.18		6.18
	T	M S	20.87		17.63	17.74		17.74
		(T-m) I	18.65	1.29	15.45	15.45	1.18	15.45
	Q <sub>t</sub>	S	4 φ 3/4"		2 φ 1"	2 φ 1"		2 φ 1"
		I	2 φ 1"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"
	EST.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		

1°	P	M S	1.95		2.32	2.32	2.32	
		(T-m) I		1.47			1.15	
		Q (Ton)	2.69		2.86	2.77	2.77	
	S	M (T-m)	31.75		21.24	21.24	21.24	
		Q (Ton)	10.60		10.60	8.50	8.50	
	T	M S	33.70		23.59	23.56	23.56	
		(T-m) I	31.75	1.47	21.24	21.24	1.15	21.24
		Q (Ton)	23.89		24.06	19.77	19.77	
	a <sub>t</sub>		S	4φ1"		3φ1"	3φ1"	3φ1"
			I	4φ1"	3φ3/4"	4φ3/4"	4φ3/4"	3φ3/4"
	EST.	□ 3/8"		@ 0.20		@ 0.20		
c/m	P	M S	0.32					
		(T-m) I			0.07	0.06	0.06	
		Q (Ton)	0.08		0.08	0.0	0.0	
	S	M (T-m)	30.02		17.93	17.93	17.93	
		Q (Ton)	9.59		9.59	7.17	7.17	
	T	M S	30.34		17.93	17.93	17.93	
		(T-m) I	30.02		18.00	17.99	17.99	
		Q (Ton)	19.26		19.26	14.34	14.34	
	a <sub>t</sub>		S	4φ1"		4φ1"	4φ1"	4φ1"
			I	4φ1"		4φ1"	4φ1"	4φ1"
	EST.	□ 1/2"		@ 0.25		@ 0.25		

Columnas :

- El cálculo del refuerzo se realiza de la misma manera anterior.
- La cantidad mínima de refuerzo es de 0.8% de bD :

$$a_{g_{\min}} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

- La fuerzas de corte por cargas etmporales se rán :

$$Q_D = Q_L + 2Q_E$$

- Se chequea  $Q_D$  con  $Q_A = f_s b_j$

- Estribos diámetro: 1/2"

$$\rho_w = \frac{a_w}{b_x} \quad x = \frac{2.54}{50 \rho_w}$$

$$\rho_w = 0.002 + \frac{z}{w f_c} \left( \frac{Q}{b_j} - f_s \right)$$

$$\rho_w = 0.002 + \frac{z}{3000} \left( \frac{Q}{1859.38} - 10.5 \right)$$

$$\rho_{w_{\min}} = 0.002$$

- Espaciamientos máximos :

$$x_{\max} = \frac{2.54}{50 \times 0.002} = 25.4 \text{ cm}$$

$$x_{\max} = 10 \text{ cm} \quad \text{hasta} \quad 1.5b = 75 \text{ cm}$$

$$x_{\max} = 15 \text{ cm} \quad \text{en el centro}$$

Luego el estribado mínimo será:

$$\square 1/2" \quad 8 @ .10, \text{ Rto } @ .15, \text{ en } @/e$$

Piso	COL.	DIR.	POS.	PERMANENTE			SISMO		TEMPORAL			a <sub>g</sub> (cm/s <sup>2</sup> )	TIPO DE ESTRIB.
				N (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)	N (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)		
4º	C1	X	S I	7.25	1.17 0.86	0.68	6.57 2.82	3.13	7.25	7.74 3.68	6.94	4φ1"	I
		Y	S I		4.16 3.11	2.42	6.19 2.66	2.95		10.35 5.77	5.37		
3º	C1	X	S I	16.52	0.75 0.76	0.50	10.39 6.92	5.77	16.52	11.14 7.68	12.04	4φ1"	I
		Y	S I		2.97 2.97	3.96	9.77 6.52	5.43		12.74 9.49	14.82		
2º	C1	X	S I	25.79	0.78 0.88	0.55	11.73 11.73	7.82	25.79	12.51 12.61	16.19	4φ1"	I
		Y	S I		3.0 3.43	2.14	11.04 11.04	7.36		14.04 14.47	16.86		
1º	C1	X	S I	35.51	0.47 0.72	0.15	20.02 30.02	11.12	35.51	20.49 30.24	22.39	4φ1"	I
		Y	S I		1.94 0.91	0.63	19.37 29.05	10.76		21.31 29.96	22.15		
4º	C2	X	S I	12.29	0.02 0.04	0.02	8.93 5.95	4.96	12.29	8.95 5.99	9.94	4φ1"	I
		Y	S I		7.28 5.59	4.29	6.19 2.66	2.95		13.47 8.25	10.19		
3º	C2	X	S I	27.73	0.08 0.07	0.05	15.06 12.33	9.13	27.73	15.14 12.40	18.31	4φ1"	I
		Y	S I		5.34 5.34	3.56	9.77 6.52	5.43		15.11 11.86	14.42		
2º	C2	X	S I	43.17	0.01 0.02	0.01	18.57 18.57	12.38	43.17	18.58 18.59	24.77	4φ1"	I
		Y	S I		5.39 6.17	3.85	11.04 11.04	7.36		16.43 17.21	18.57		
1º	C2	X	S I	59.06	0.0 0.01	0.0	23.90 25.86	13.28	59.06	23.90 35.87	26.56	4φ1"	II
		Y	S I		3.44 1.64	1.14	19.37 29.05	10.76		22.86 30.69	22.66		
4º	C3	X	S I	12.51	1.60 1.24	0.95	6.57 2.82	3.13	12.51	8.17 4.06	7.21	4φ1"	I
		Y	S I		0.18 0.12	0.10	8.60 5.74	4.78		8.78 5.86	9.66		
3º	C3	X	S I	28.17	1.08 1.10	0.73	10.39 6.92	5.77	28.17	11.47 8.02	12.27	4φ1"	I
		Y	S I		0.19 0.15	0.11	14.50 11.87	8.79		14.69 12.02	17.69		
2º	C3	X	S I	43.82	1.12 1.27	0.80	11.73 11.73	7.82	43.82	12.85 13.00	16.44	4φ1"	I
		Y	S I		0.14 0.23	0.12	17.88 17.88	11.92		18.02 18.11	23.96		
1º	C3	X	S I	59.93	0.68 0.32	0.22	20.02 30.02	11.12	59.93	20.70 30.34	22.46	4φ1"	I
		Y	S I		0.02 0.07	0.02	23.67 35.51	13.15		23.69 35.58	26.32		

I : □ 1/2" @ .10, Rto @ .15 en/e

II : □ 1/2" @ .10



P I S O	COL.	DIR.	Pos.	PERMANENTE			SISMO		TEMPORAL			Ag (cm <sup>2</sup> )	TIPO DE ESTRIB.
				N (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)	N (Ton)	M (T-m)	Q (Ton)		
4°	C4	X	S I	21.53	0.03 0.06	0.03	8.93 5.95	4.96	21.53	8.96 6.01	9.95	4φ1"	I
		Y	S I		0.31 0.22	0.18	8.10 5.74	4.78		8.41 5.96	9.74		
3°	C4	X	S I	48.46	0.11 0.10	0.37	15.06 12.33	9.13	48.46	15.17 12.43	18.63	4φ1"	I
		Y	S I		0.35 0.27	0.21	14.50 11.87	8.79		14.85 12.14	17.79		
2°	C4	X	S I	75.39	0.01 0.03	0.01	18.57 18.57	12.38	75.39	18.58 18.60	24.77	4φ1"	I
		Y	S I		0.25 0.41	0.22	17.88 17.88	11.92		18.13 18.29	24.06		
1°	C4	X	S I	102.77	0.0 0.01	-	23.90 35.86	13.28	102.77	23.90 35.87	26.56	4φ1"	I
		Y	S I		0.03 0.12	0.03	23.67 35.51	13.15		23.70 35.63	26.33		
4°	C5	X	S I	12.51	1.60 1.24	0.95	6.57 2.82	3.13	12.51	8.17 4.06	7.21	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	8.60 5.74	4.78		8.60 5.74	9.56		
3°	C5	X	S I	28.17	1.08 1.10	0.73	10.39 6.92	5.77	28.17	11.47 8.02	12.27	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	14.50 11.87	8.79		14.50 11.87	17.58		
2°	C5	X	S I	43.82	1.12 1.27	0.80	11.73 11.73	7.82	43.82	12.85 13.0	16.44	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	17.88 17.88	11.92		17.88 17.88	23.84		
1°	C5	X	S I	59.93	0.68 0.32	0.33	20.02 30.02	11.12	59.93	20.70 30.34	22.57	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	23.67 35.51	13.15		23.67 35.51	26.3		
4°	C6	X	S I	21.53	0.03 0.06	0.03	8.93 5.95	4.96	21.53	8.96 6.01	9.95	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	8.60 5.74	4.78		8.60 5.74	9.56		
3°	C6	X	S I	48.46	0.11 0.10	0.07	15.06 12.33	9.13	48.46	15.17 12.43	18.33	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	14.50 11.87	8.79		14.50 11.87	17.58		
2°	C6	X	S I	75.39	0.01 0.03	0.01	18.57 18.57	12.38	75.39	18.58 18.60	24.77	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	17.88 17.88	11.92		17.88 17.88	23.84		
1°	C6	X	S I	102.77	0.0 0.01	-	23.90 35.86	13.28	102.77	23.90 35.87	26.56	4φ1"	I
		Y	S I		- -	-	23.67 35.51	13.15		23.67 35.51	26.30		



PISO	PORTICO B Y C									
	VIGA		V7		V8		V8		V7	
4º	$Q_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94
		I	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94
	$M'_y$ (T-m)	S	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51
		I	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51
$Q_y$ (Ton)		6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	
$M_y$ (T-m)	S	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	
	I	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	
3º	$Q_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	15.20	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46	15.20
		I	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94
	$M'_y$ (T-m)	S	31.60	23.83	23.83	23.83	23.83	23.83	23.83	31.60
		I	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51
$Q_y$ (Ton)		7.33	8.75	7.33	7.33	7.33	7.33	8.75	7.33	
$M_y$ (T-m)	S	33.79	25.66	25.66	25.66	25.66	25.66	25.66	33.79	
	I	18.34	18.70	18.34	18.34	18.34	18.34	18.70	18.34	
2º	$Q_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
		I	10.13	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	7.94	10.13
	$M'_y$ (T-m)	S	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60
		I	21.06	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	16.51	21.06
$Q_y$ (Ton)		9.57	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75	9.57	
$M_y$ (T-m)	S	33.79	33.99	33.79	33.79	33.79	33.79	33.99	33.79	
	I	23.45	18.70	18.70	18.70	18.70	18.70	18.70	23.45	
1º	$Q_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27
		I	20.27	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46	20.27
	$M'_y$ (T-m)	S	42.14	42.14	42.14	42.14	42.14	42.14	42.14	42.14
		I	42.14	23.83	23.83	23.83	23.83	23.83	23.83	42.14
$Q_y$ (Ton)		15.32	11.99	11.99	11.99	11.99	11.99	11.99	15.32	
$M_y$ (T-m)	S	45.14	45.97	45.14	45.14	45.14	45.14	45.97	45.14	
	I	45.97	26.83	26.83	26.83	26.83	26.83	26.83	45.97	
Cima	$Q_t$ (cm <sup>2</sup> )	S	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27
		I	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27	20.27
	$M'_y$ (T-m)	S	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25
		I	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25
$Q_y$ (Ton)		27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
$M_y$ (T-m)	S	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	
	I	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	81.0	

- Para los pórticos 1 a 5 se realizan los mismos cálculos cuyos resultados se muestran mas adelante cuando se calculen las rótulas plásticas.

- Cálculo de la capacidad última en columnas:

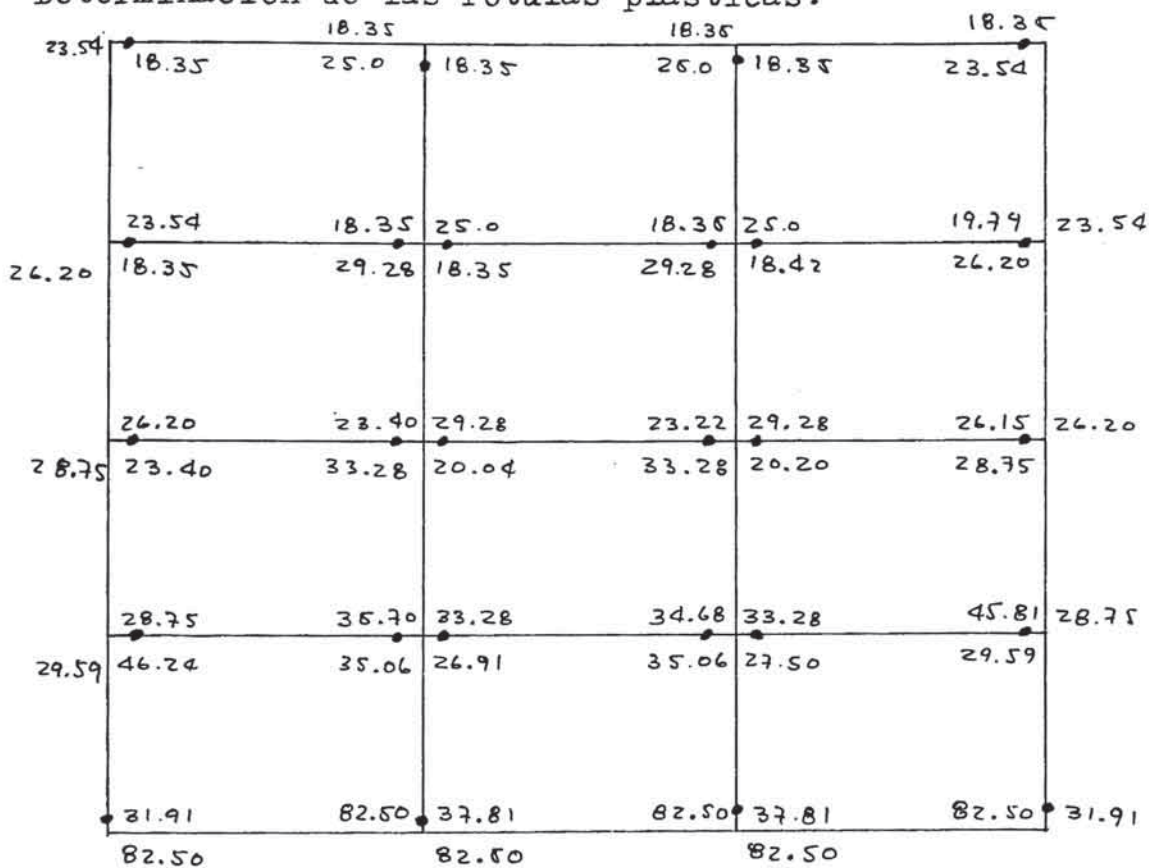
Emplaremos las mismas fórmulas que se utilizaron en el primer modelo del capítulo anterior para calcular la capacidad última en columnas con la diferencia de los valores de resistencia que se han especificado para los materiales, así como también el acero en tracción considerado para las columnas que es:  $a_t = 2\#1$

Los momentos nodales también se calculan igual que en vigas.

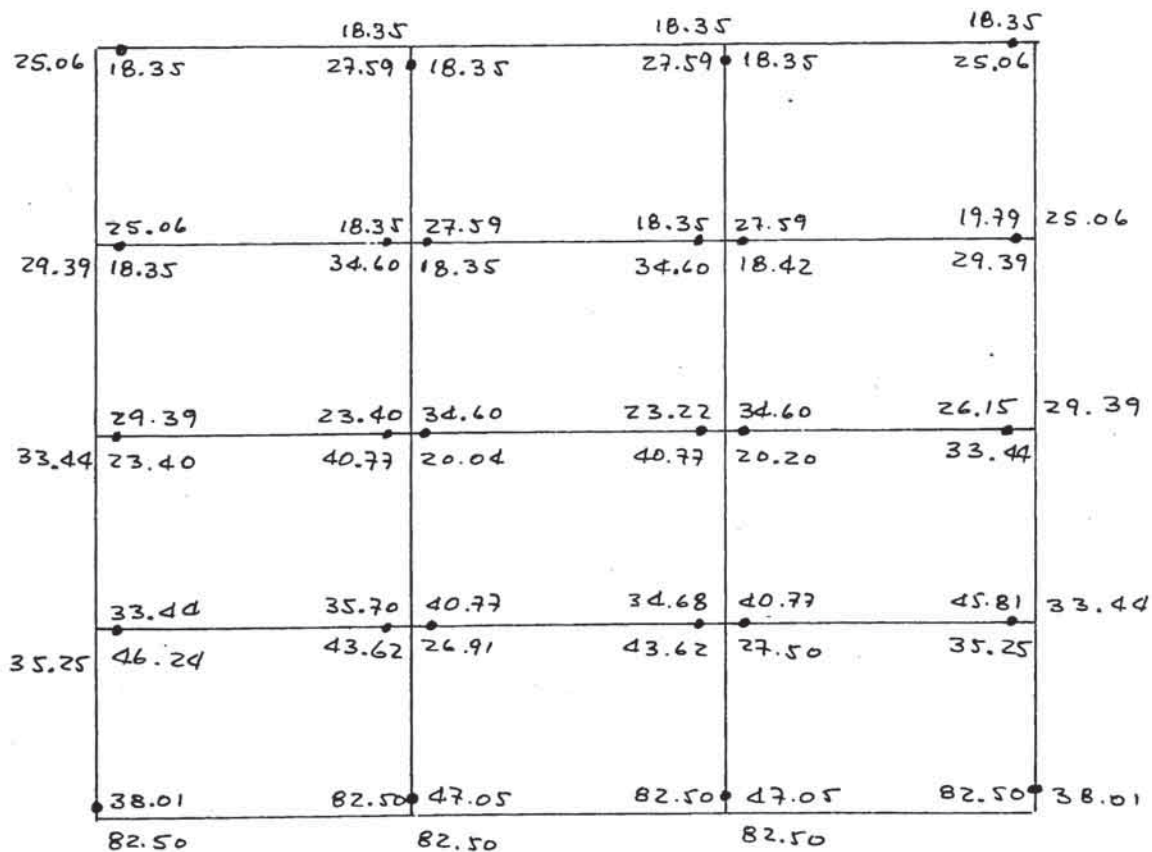
Piso	COL	N (Ton)	$M'_y$ (T-m)	$Q_y$ (T)	$M_y$ (T-m)
4°	C1	7.25	19.62	13.08	23.54
3°	C1	16.52	21.83	14.55	26.20
2°	C1	26.79	23.96	15.97	28.75
1°	C1	35.51	26.11	11.60	29.59 31.91
4°	C2	12.29	20.83	13.89	25.0
3°	C2	27.73	24.40	16.27	29.28
2°	C2	43.17	27.73	18.49	33.28
1°	C2	59.06	30.93	13.75	35.06 37.81
4°	C3	12.51	20.88	13.92	25.06
3°	C3	28.17	24.49	16.33	29.39
2°	C3	43.82	27.87	18.58	33.44
1°	C3	59.93	31.10	13.82	35.25 38.01

Piso	COL	N (Ton)	$M'_y$ (T-m)	$Q_y$ (T)	$M_y$ (T-m)
4°	C4	21.53	22.99	15.33	27.59
3°	C4	48.46	28.83	19.22	34.60
2°	C4	75.39	33.97	22.65	40.77
1°	C4	102.77	38.49	17.11	43.62 47.05
4°	C5	12.51	20.88	13.92	25.06
3°	C5	28.17	24.49	16.33	29.39
2°	C5	43.82	27.87	18.58	33.44
1°	C5	59.93	31.10	13.82	35.25 38.01
4°	C6	21.53	22.99	15.33	27.59
3°	C6	48.46	28.83	19.22	34.60
2°	C6	75.39	33.97	22.65	40.77
1°	C6	102.77	38.49	17.11	43.62 47.05

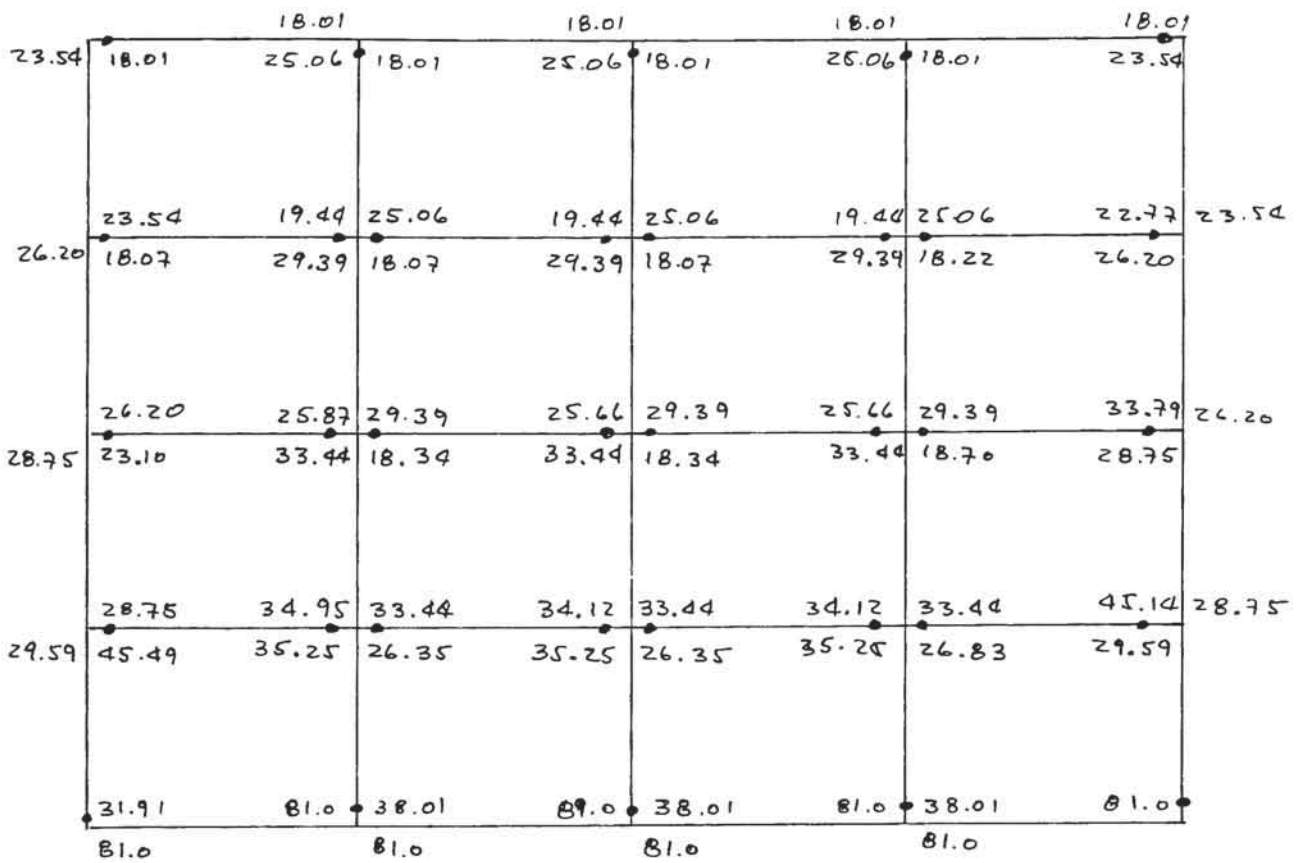
Determinación de las rótulas plásticas:



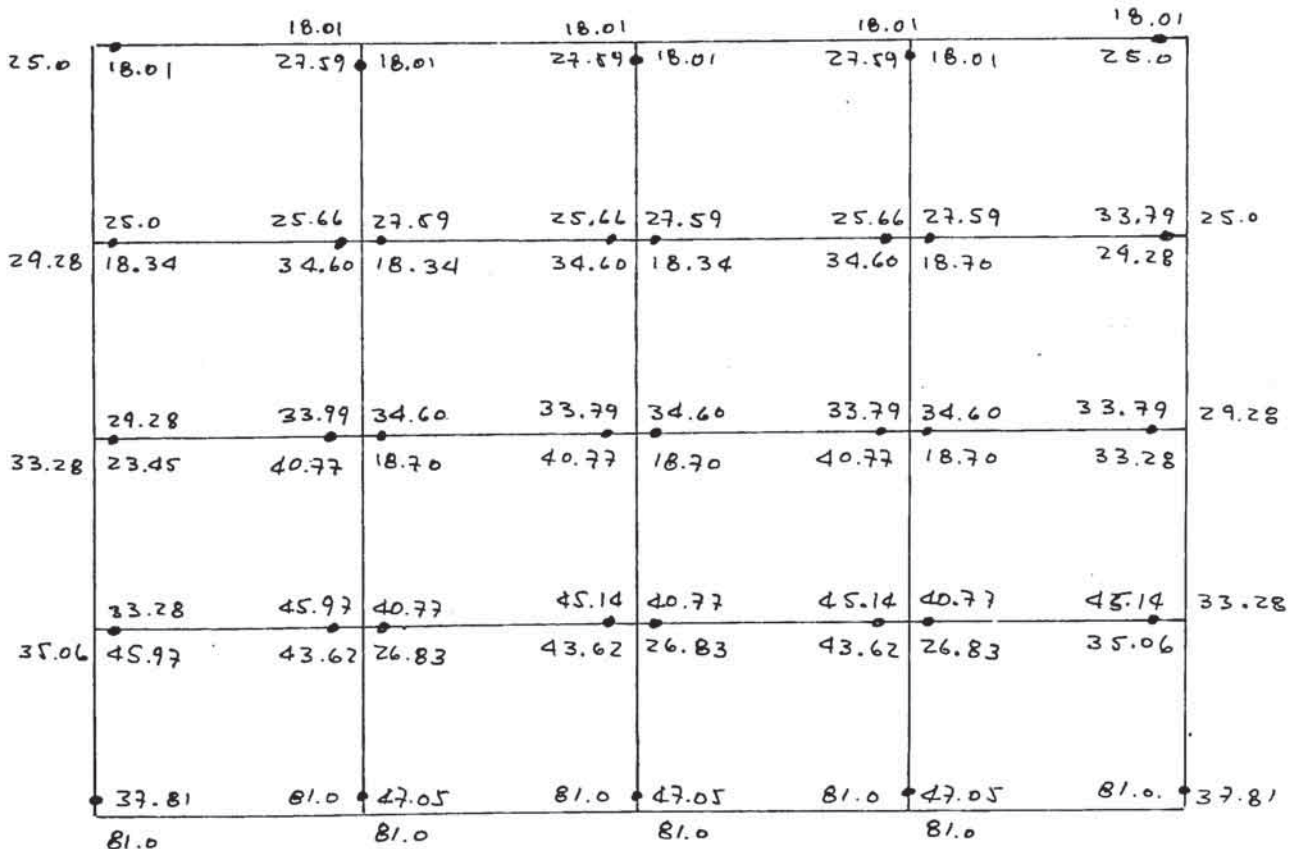
PORTICOS ① y ⑤



PORTICOS ②, ③ y ④

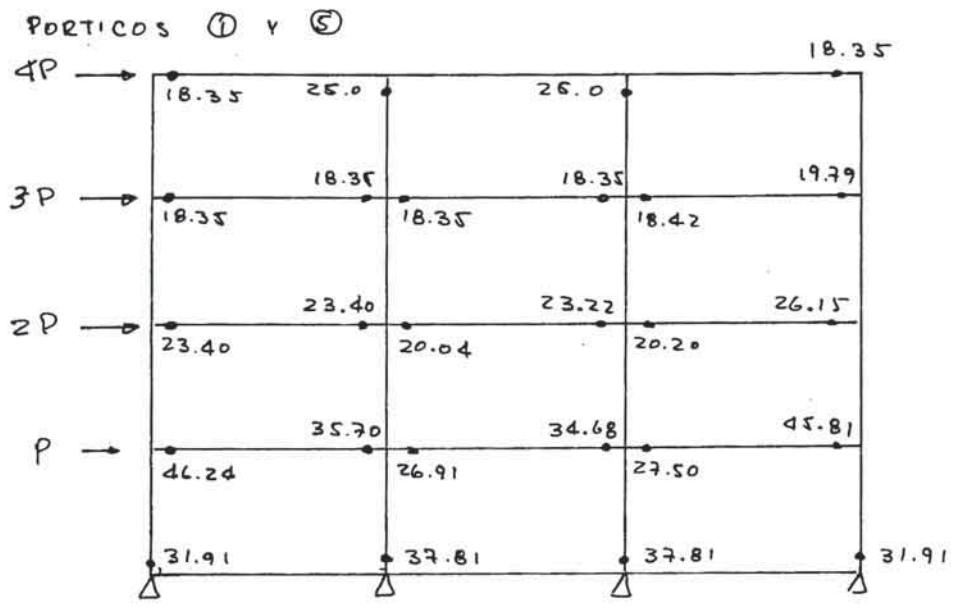


PORTICOS A y D



PORTICOS B y C

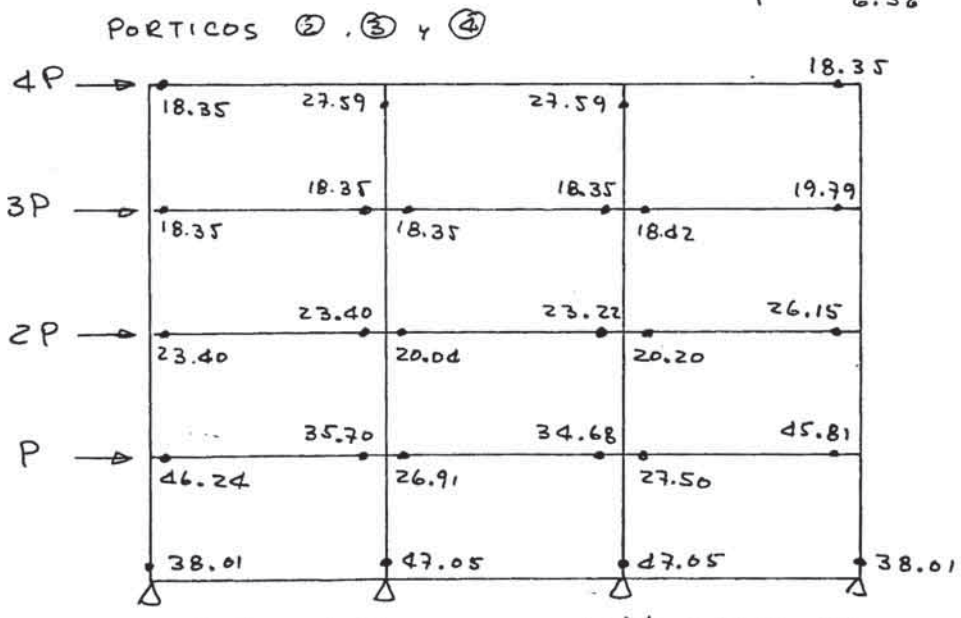
- Para calcular la capacidad última consideramos el método de trabajos virtuales y una distribución de fuerzas con variación triangular inversa:



$\sum i h_i = 105$                        $\sum M_y = 691.0$

$$P = \frac{\sum M_y}{\sum i h_i} = 6.58^T \Rightarrow$$

NIVEL	F(T)	$Q_{V_u}(T)$
4	26.32	26.32
3	19.74	46.06
2	13.16	59.22
1	6.58	65.80

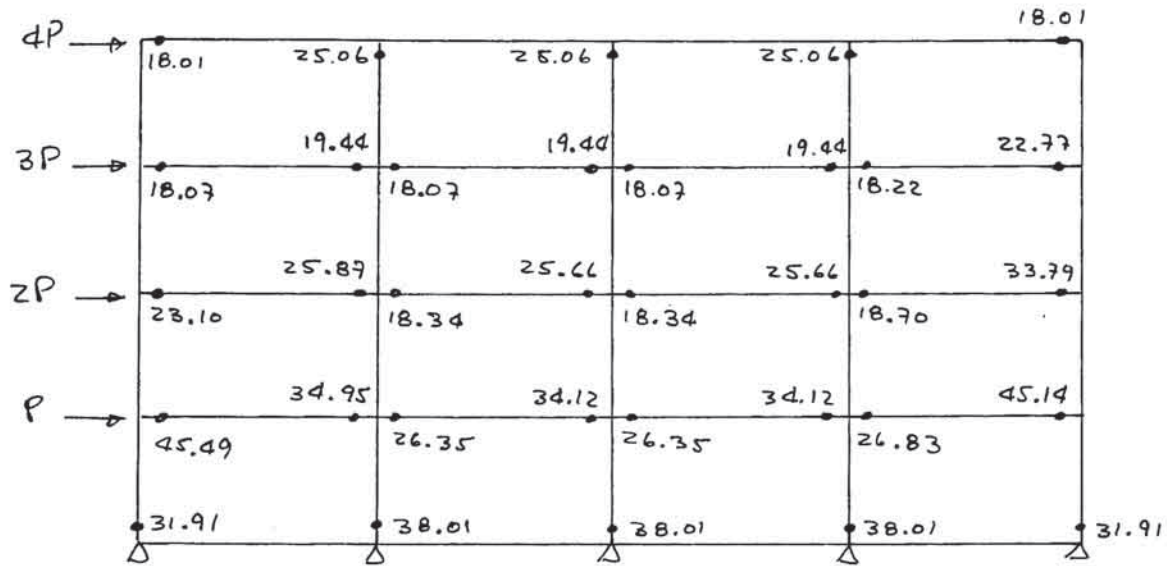


$\sum i h_i = 105$                        $\sum M_y = 726.86$

$$P = 6.92^T \Rightarrow$$

NIVEL	F(T)	$Q_{V_u}(T)$
4	27.69	27.69
3	20.77	48.46
2	13.84	62.30
1	6.92	69.22

PORTICOS (A) y (D)



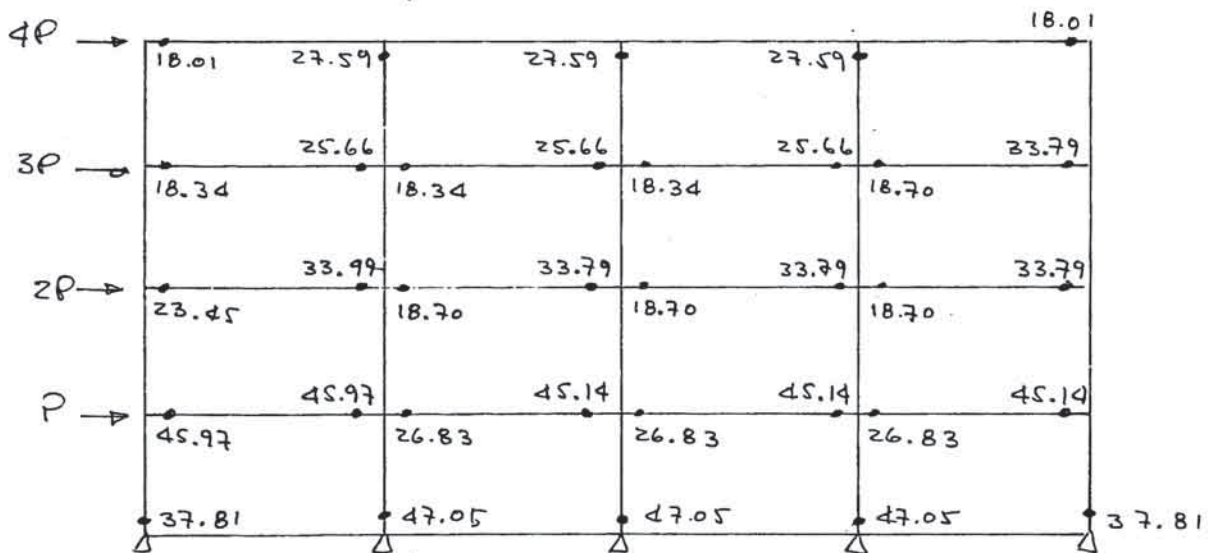
$\sum i h_i = 105$

$\sum M_y = 905.38$

$P = 8.62^T \Rightarrow$

NIVEL	$F(T)$	$Q_{ru}(T)$
4	34.49	34.44
3	25.87	60.36
2	17.25	77.61
1	8.62	86.23

PORTICOS (B) y (C)



$\sum i h_i = 105$

$\sum M_y = 1042.81$

$P = 9.93^T \Rightarrow$

NIVEL	$F(T)$	$Q_{ru}(T)$
4	39.73	39.73
3	29.79	69.52
2	19.86	89.38
1	9.93	99.31



El cortante último requerido se calcula por:

$$Q_r = D_s F_{es} Q$$

$D_s = 0.3$  (asumiendo estructura con buena ductilidad)

$$F_{es} = F_e F_s$$

Debido a la distribución de las columnas y por la simetría podemos decir que:  $R_e = \frac{e}{r_e} < 0.15$

Entonces:  $F_e = 1.0$

Para  $F_s$  tenemos:

$r_s$  : Rigidez lateral

$\bar{r}_s$  : Promedio de rigidez lateral

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

Entonces :

DIRECC.	NIVEL	$r_s$	$\bar{r}_s$	$R_s$
X	4	302.40	279.83	1.08
	3	302.46		1.08
	2	302.40		1.08
	1	212.10		0.76
Y	4	279.52	261.12	1.07
	3	279.52		1.07
	2	279.52		1.07
	1	205.92		0.79

Como:  $R_s > 0.6$  para todo caso, entonces:

$$F_s = 1.0$$

Luego:

$$Fes = 1.0$$

Entonces:  $Q_r = 0.3 Q$

$Q$  ; ha sido calculado anteriormente para sismo severo.

Luego comparamos el requerido con el resistente

DIRECC.	NIVEL	$\sum Q_{V_{i,j}}$ (TM)	$Q$ (TM)	$Q_r$ (TM)
X	4	136	408	122
	3	238	744	223
	2	305	1009	303
	1	339	1220	366
Y	4	148	408	122
	3	260	744	223
	2	334	1009	303
	1	371	1220	366

- Cambios en el diseño:

De los valores anteriores vemos que en la dirección del eje X la capacidad de cortante último en el primer piso es menor que el cortante requerido por sismo severo por lo tanto en este eje hay que cambiar el diseño para aumentar la capacidad última.

Por otro lado no se puede aumentar el acero sin límite por que tenemos que mantener que las rótulas se presenten en vigas y estar de acuerdo con la ductilidad considerada.

Con estos criterios vemos que las capacidades últimas de las vigas del 1° piso están cerca de las de las columnas; por lo tanto es más conveniente aumentar el acero en las vigas del 2° piso.

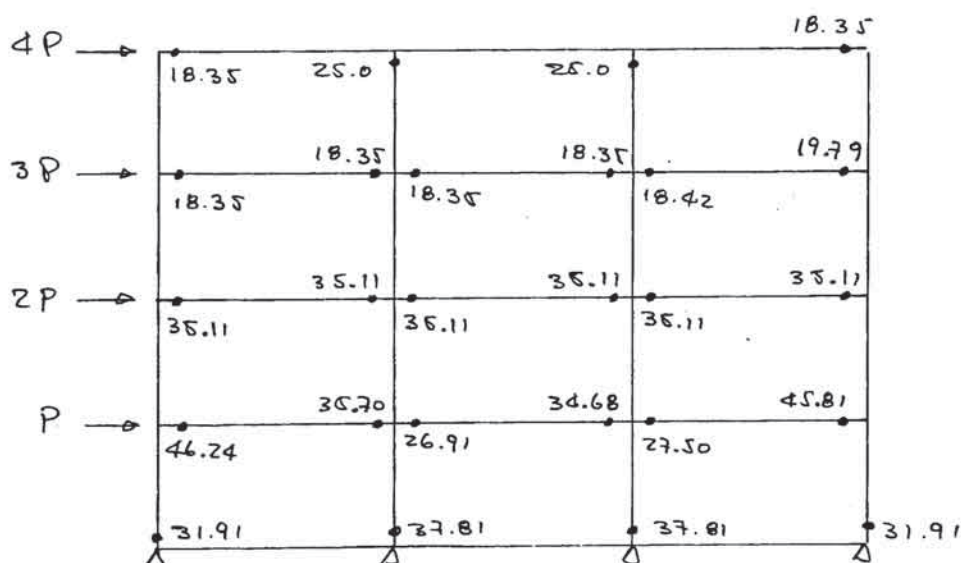
Luego cambiamos el acero de las vigas del 2° piso uniformizando en  $3 \phi 1"$  tanto en la parte superior como inferior. Este cambio se realiza en los cinco pó-

ticos del eje X. Entonces calculamos la capacidad última en estas vigas:

Piso	Portico		① a ⑤				
	VIGA		V1 - V3	V2 - V4	V3 - V4	V1 - V3	
20	$a_c$ (cm <sup>2</sup> )	S	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
		I	15.20	15.20	15.20	15.20	15.20
	$M'_y$ (T-m)	S	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60
		I	31.60	31.60	31.60	31.60	31.60
	$Q_y$ (Ton)		14.04	14.04	14.04	14.04	14.04
	$M_y$ (T-m)	S	35.11	35.11	35.11	35.11	35.11
		I	35.11	35.11	35.11	35.11	35.11

Con estas nuevas capacidades últimas de las vigas, calculamos las nuevas capacidades últimas de entre piso:

Porticos ① y ⑤

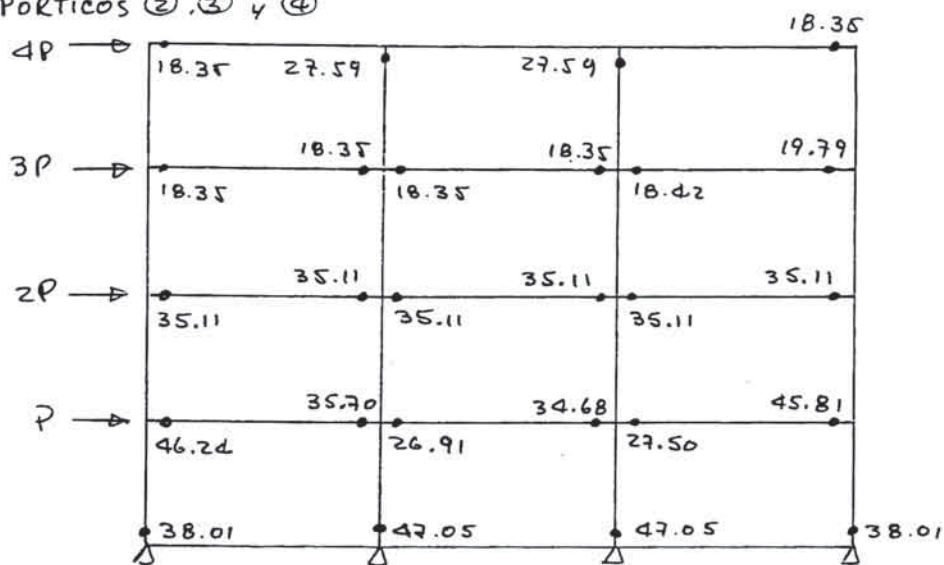


$$\sum i h_i = 105$$

$$\sum M_y = 765.25$$

$P = 7.29$	$\Rightarrow$	NIVEL	F (T)	$Q_{r,u}$ (T)
		4	29.15	29.15
		3	21.86	51.01
		2	14.58	65.59
		1	7.29	72.88

PORTICOS ②, ③ y ④



$$\sum i h_i = 105$$

$$P = 7.63$$

$$\sum M_y = 801.11$$

NIVEL

 $\bar{F}(T)$  $Q_{ru}(T)$ 

4

30.52

30.52

3

22.89

53.41

2

15.26

68.67

1

7.63

26.30

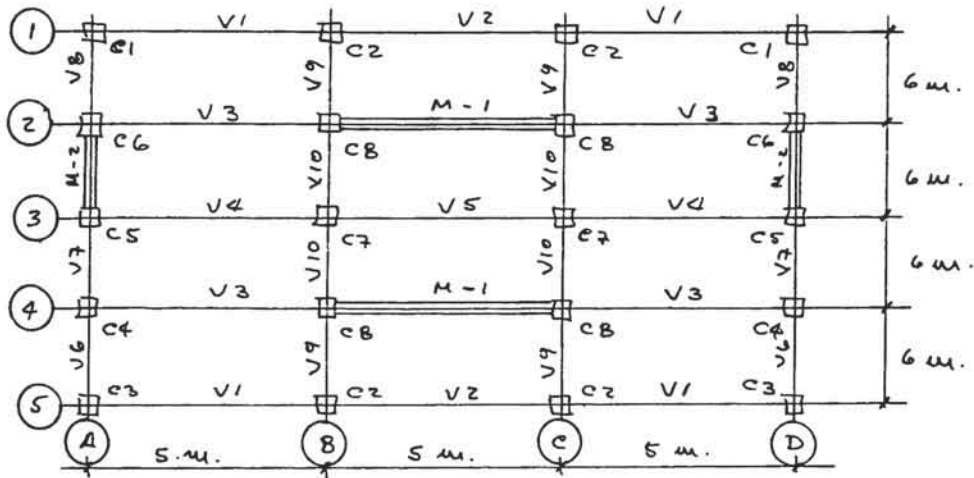
Luego en la dirección X tendremos:

DIREC.	NIVEL	$\sum Q_{ru}$	$Q_T$
X	4	150	122
	3	262	223
	2	337	303
	1	375	366

LO CUAL ES CONFORME

MODELO 2.-

El modelo típico que se analizará será:

Características.-

- Todas las características de este modelo son similares a las del segundo modelo del capítulo anterior.

Materiales y esfuerzos permisibles .-

- Las resistencias de diseño y los esfuerzos permisibles del concreto y acero son similares a los del modelo anterior.

Cargas Unitarias.-

- a) Losas (Similar al modelo anterior)

$$4^{\circ} \text{ piso} : 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$3^{\circ} \text{ al } 1^{\circ} \text{ piso} : 500 \text{ Kg/m}^2$$

- b) Vigas y columnas

$$\text{Vigas} : 0.43 \text{ T/m}$$

$$\text{Columnas} : 0.60 \text{ T/m}$$

- c) Muros de corte

$$\text{Concreto} : 2400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} : = 80 \text{ Kg/m}^2$$

$$440 \text{ Kg/m}^2 = 0.44 \text{ T/m}^2$$

- d) Sobrecargas

Para cargas verticales:

$$4^{\circ} \text{ piso} : 130 \text{ Kg/m}^2$$

3° al 1° piso : 180 Kg/m<sup>2</sup>

Para sismo:

4° piso : 60 Kg/m<sup>2</sup>

3° al 1° piso : 80 Kg/m<sup>2</sup>

Fuerzas axiales en columnas bajo cargas verticales.-

Las fuerzas axiales en columnas bajo cargas verticales se consideran igual que el caso anterior considerando las mismas áreas tributarias.

Cálculo de la fuerza sísmica.-

Peso de cada piso:

Piso	TIPO DE CARGA	AREA Ó LONGITUD	PESO PARCIAL (T)	PESO TOTAL (Ton)
4°	LOSA : 0.4 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	144	262
	S/c 0.06 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	21.6	
	VIGAS : 0.43 T/m	149 m.	64.07	
	COLUMNAS : 0.60 T/m	20 x 1.5 m.	18.0	
	MUROS 0.44 T/m <sup>2</sup>	22 m x 1.5 m	14.52	
3°-2°	LOSA : 0.50 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m.	180	338
	S/c : 0.08 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m.	28.8	
	VIGAS : 0.43 T/m	149 m.	64.07	
	COLUMNAS : 0.60 T/m	20 x 3 m.	36.0	
	MUROS : 0.44 T/m <sup>2</sup>	22 m x 3 m.	29.04	
1°	LOSA : 0.50 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	180	354
	S/c : 0.08 T/m <sup>2</sup>	15 m x 24 m	28.8	
	VIGAS : 0.43 T/m	149 m.	64.07	
	COLUMNAS : 0.60 T/m	20 x 3.75 m.	45.0	
	MUROS : 0.44 T/m <sup>2</sup>	22 m x 3.75 m.	36.3	

Cálculo del cortante de entrepiso.-

- Empleando los mismos requerimientos del modelo anterior tenemos:

$$Q_i = c_i \sum_{j=i}^4 W_j \quad T = 0.27 \text{ seg}$$

$$c_i = z R_t \Delta_i C_o \quad z = 1.0 \quad R_t = 1.0$$

$$\Delta_i = 1 + 0.298 \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right)$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j}$$

$$C_o = 0.2 \text{ (S. Moderados)}$$

$$C_o = 1.0 \text{ (S. Severos)}$$

Luego:

Piso i	h/t (Tan)	W <sub>j</sub> (Ton)	α <sub>i</sub>	Δ <sub>i</sub>	SISMO MODERADO		SISMO SEVERO	
					c <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (Ton)	Q <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (Ton)
4	262	262	0.203	1.601	0.320	84	1.601	419
3	338	600	0.464	1.299	0.260	156	1.299	779
2	338	938	0.726	1.133	0.227	213	1.133	1063
1	354	1292	1.000	1.000	0.200	258	1.000	1292

Cálculo de los valores D del método del Dr. Muto.-

De igual manera que en el caso anterior utilizamos los valores ya calculados para el segundo modelo del capítulo anterior; por lo tanto empleamos estos valores para calcular las fuerzas cortantes en las columnas.

Distribución de los cortantes de entrepiso.-

Distribuimos los cortantes de entrepiso entre muros y columnas de acuerdo a los porcentajes ya calculados en cada eje:

NIVEL	EJE X			EJE Y		
	Q	COL.	MUR.	Q	COL.	MUR.
4	84	48.64	35.36	84	46.12	37.88
3	156	65.21	90.79	156	60.53	95.47
2	213	71.14	141.86	213	64.97	148.04
1	258	77.40	180.60	258	71.98	186.02

Fuerzas cortantes en columnas :

Empleamos:

$$Q_c = \frac{Q}{\sum D} \times D$$

Luego:

EJE	Piso	Q (Ton)	ΣD	Q/ΣD	C1		C2		C3		C4		C5		C6		C7		C8	
					D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>	D	Q <sub>c</sub>
X	4	48.64	14.04	3.464	0.72	2.49	1.14	3.95	0.72	2.49	0.72	2.49	0.72	2.49	0.72	2.49	1.14	3.95		
	3	65.21	14.04	4.645	0.72	3.34	1.14	5.30	0.72	3.34	0.72	3.34	0.72	3.34	0.72	3.34	1.14	5.30		
	2	71.14	14.04	5.067	0.72	3.65	1.14	5.78	0.72	3.65	0.72	3.65	0.72	3.65	0.72	3.65	1.14	5.78		
	1	77.40	22.0	3.380	1.34	4.53	1.60	5.41	1.34	4.53	1.34	4.53	1.34	4.53	0.72	4.53	1.60	5.41		
Y	4	46.12	13.20	3.494	0.63	2.20	0.63	2.20	0.63	2.20	1.02	3.56								
	3	60.53	13.20	4.586	0.63	2.89	0.63	2.89	0.63	2.89	1.02	4.68								
	2	64.97	13.20	4.922	0.63	3.10	0.63	3.10	0.63	3.10	1.02	5.02								
	1	71.98	22.40	3.213	1.26	4.05	1.26	4.05	1.26	4.05	1.54	4.95								

Cálculo de los momentos para los muros y sus vigas colindantes; empleando los coeficientes calculados en el 2º modelo del capítulo anterior:

M-1

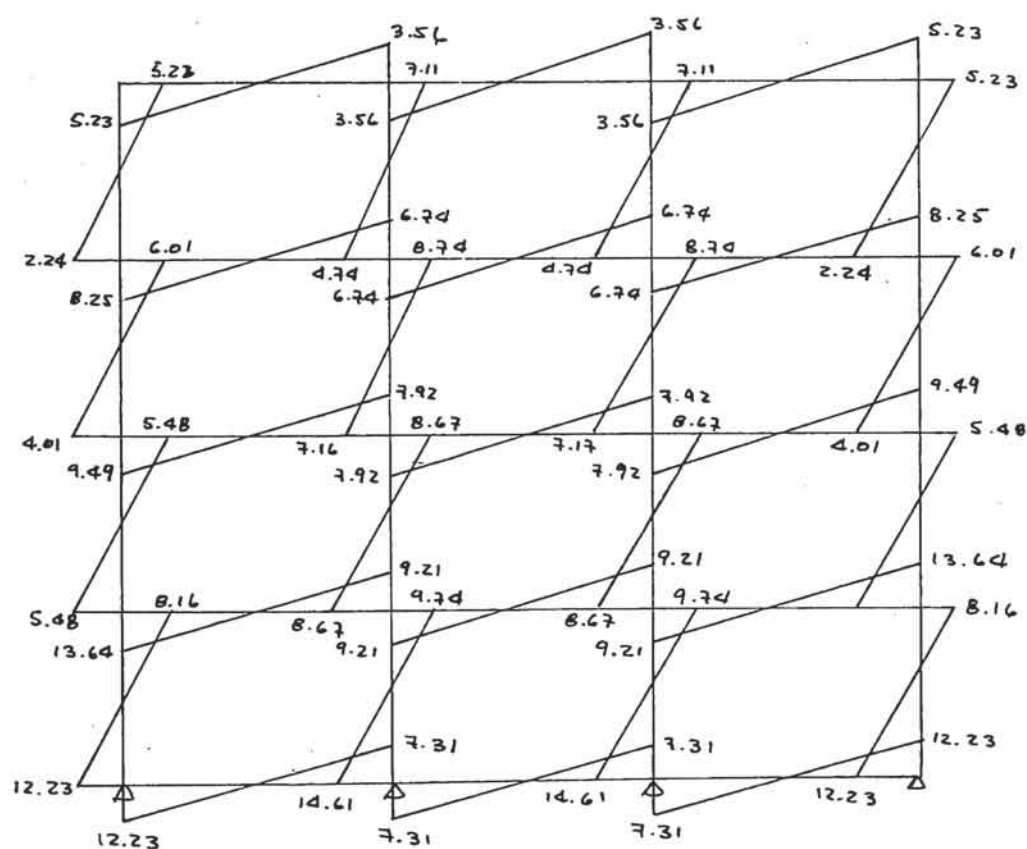
SUBES-PISO	NIVEL	Q (Ton)	h (m)	Qh (T-m)	l/D <sub>R</sub>	K <sub>02</sub> /4	M <sub>viga</sub> (T-m)	M <sub>M</sub> (T-m)
	4					1.74	17.17	
4		17.68	3.0	53.04	0.186			-17.17 x 2 = -34.34 53.04 - 34.34 = 18.70
	3					1.74	17.17	
3		45.40	3.0	136.2	0.0932			18.70 - 2 x 17.17 = -15.64 136.2 - 15.64 = 120.56
	2					1.74	22.09	
2		70.93	3.0	212.79	0.0621			120.56 - 2 x 22.09 = 76.38 212.79 + 76.38 = 289.17
	1					1.74	22.99	
1		90.30	4.5	406.35	0.0310			289.17 - 2 x 22.99 = 243.19 406.35 + 243.19 = 649.54
	0					13.32	167.79	
								649.54 - 2 x 167.79 = 313.96



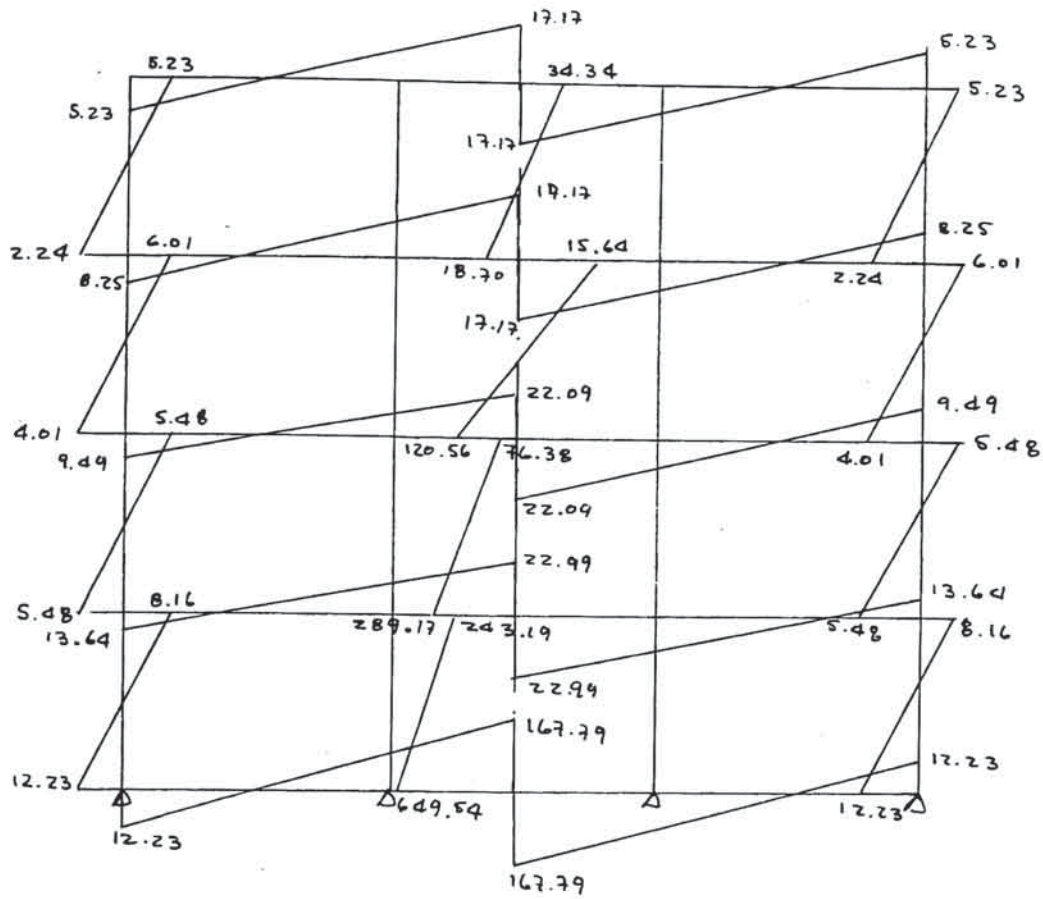
M-2

ENTRE PISO	NIVEL	Q (Ton)	h (m)	Qh (T-m)	$\frac{1}{DR}$	$\frac{K_{BE}}{4}$	M <sub>VIG</sub> (T-m)	M <sub>M</sub> (T-m)
	4					1.44	14.40	
4		18.94	3.0	56.82	0.176			$-14.40 \times 2 = -28.80$ $56.82 - 28.80 = 28.02$
	3					1.44	14.40	
3		47.74	3.0	143.22	0.0882			$28.02 - 2 \times 14.40 = -0.78$ $143.22 - 0.78 = 142.44$
	2					1.44	18.19	
2		74.02	3.0	222.06	0.0588			$142.44 - 2 \times 18.19 = 106.06$ $222.06 + 106.06 = 328.12$
	1					1.44	18.80	
1		93.01	4.5	418.55	0.0294			$328.12 - 2 \times 18.80 = 290.52$ $418.55 + 290.52 = 709.07$
	C					11.10	136.59	
								$709.07 - 2 \times 136.59 = 435.89$

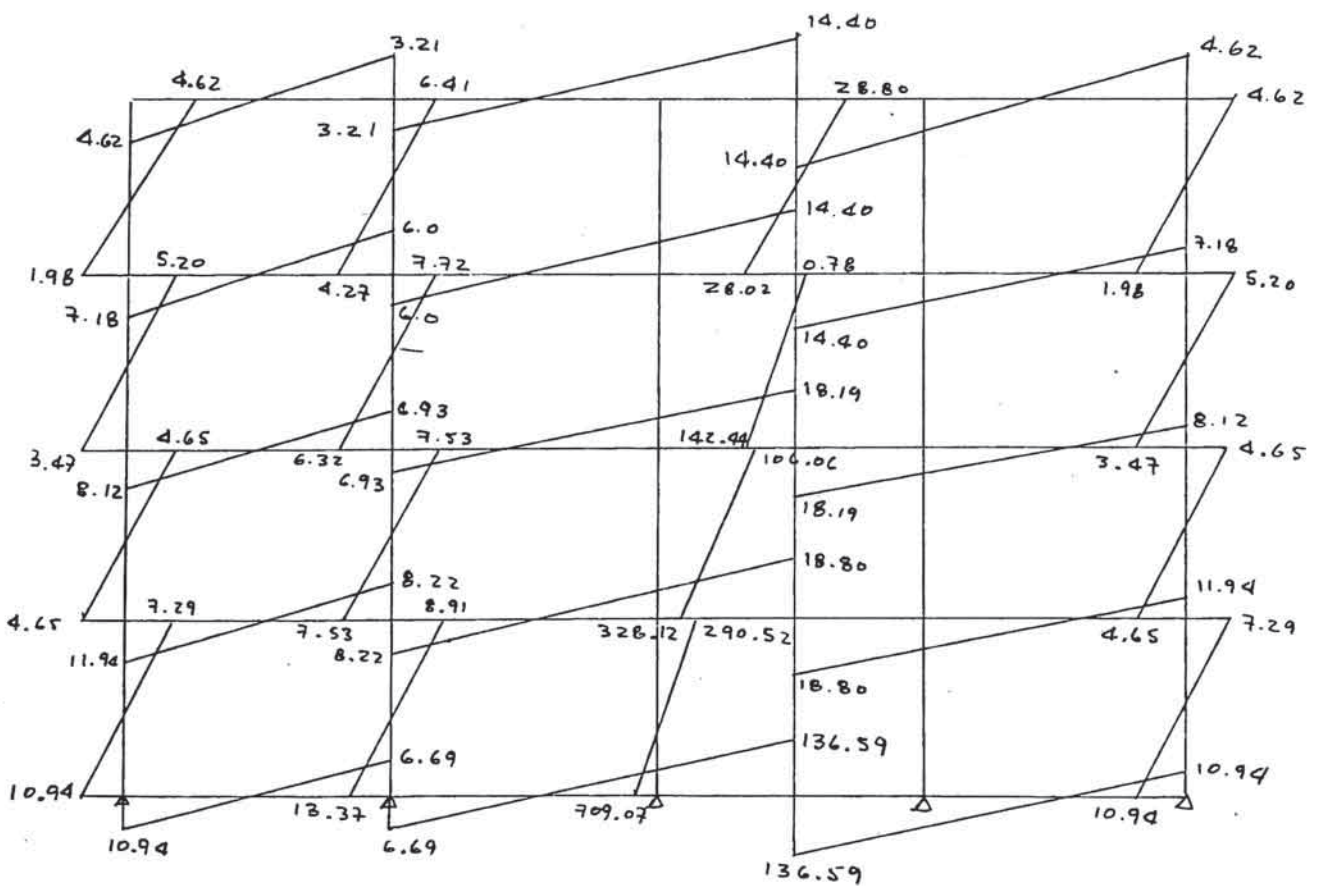
A partir de los valores anteriores calculamos los valores de los momentos por sismo o fuerzas verticales:



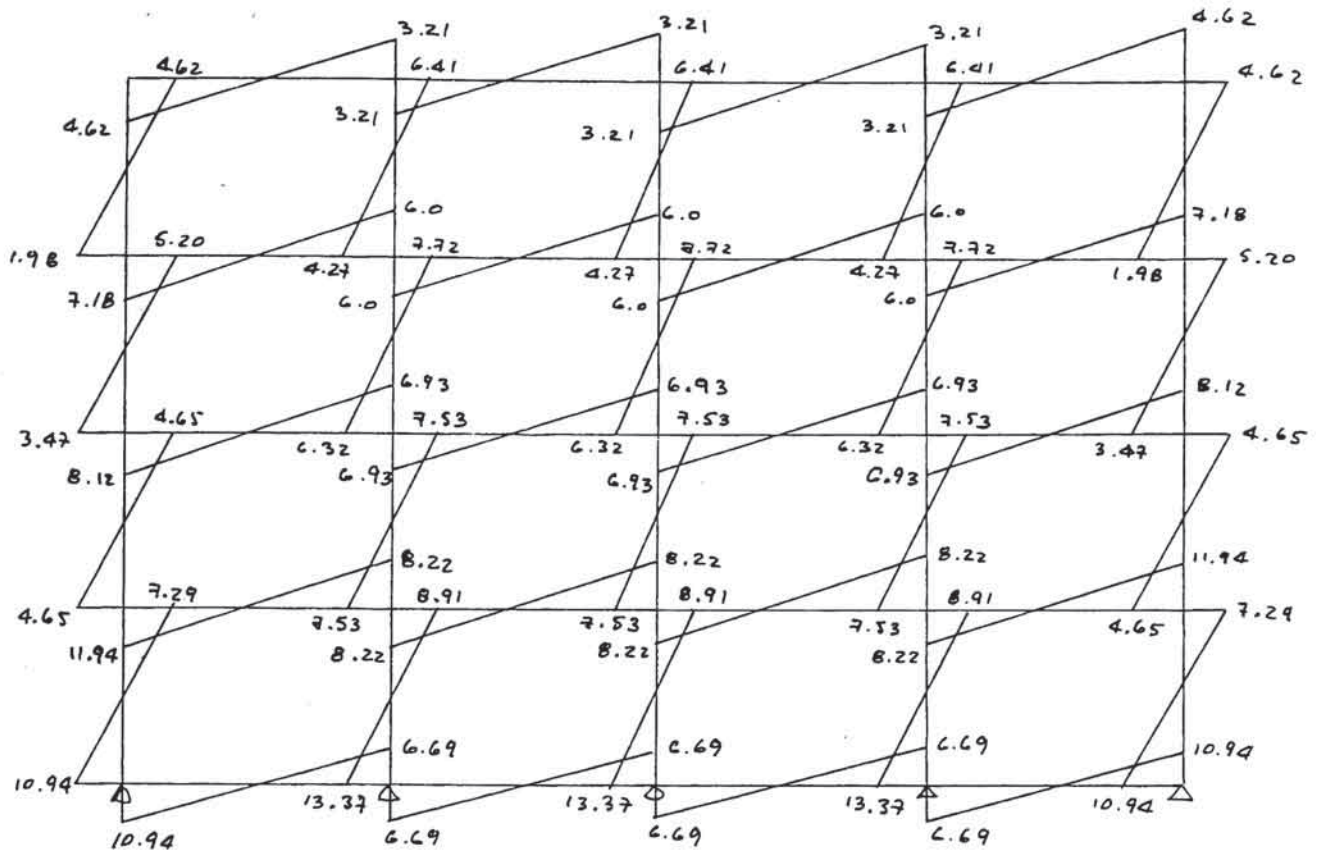
PORTICOS (1), (3) y (5)



PORTICOS (2) y (4)



PORTICOS (A) y (D)



PORTICOS (B) y (C)

Análisis para cargas verticales.-

Como determinamos anteriormente tenemos:

Pórticos A y D :

4° piso :  $W = 1.76$  T/m

3° al 1° piso :  $W = 2.13$  T/m

Pórticos B y C :

4° piso :  $W = 3.08$  T/m

3° al 1° piso :  $W = 3.83$  T/m

Pórticos 1 y 5 :

4° piso :  $W = 0.70$  T/m

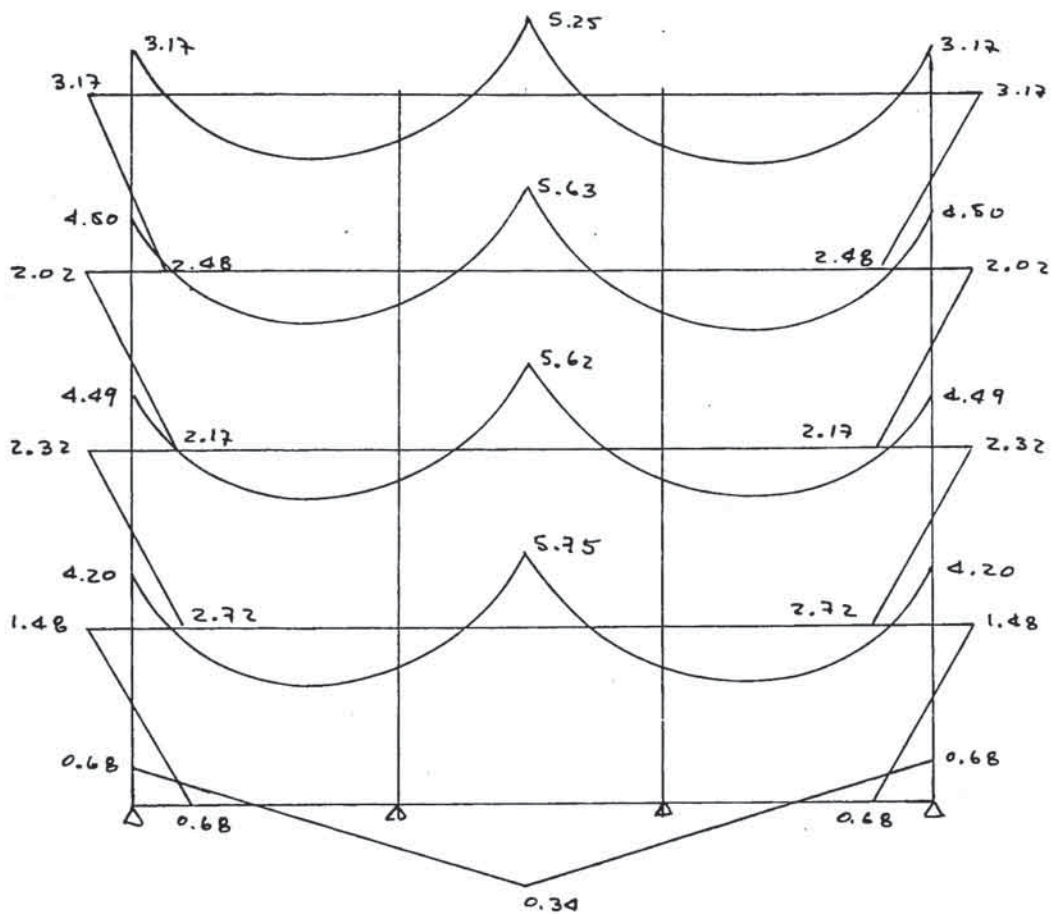
3° al 1° piso :  $W = 0.77$  T/m

Pórticos 2, 3 y 4 :

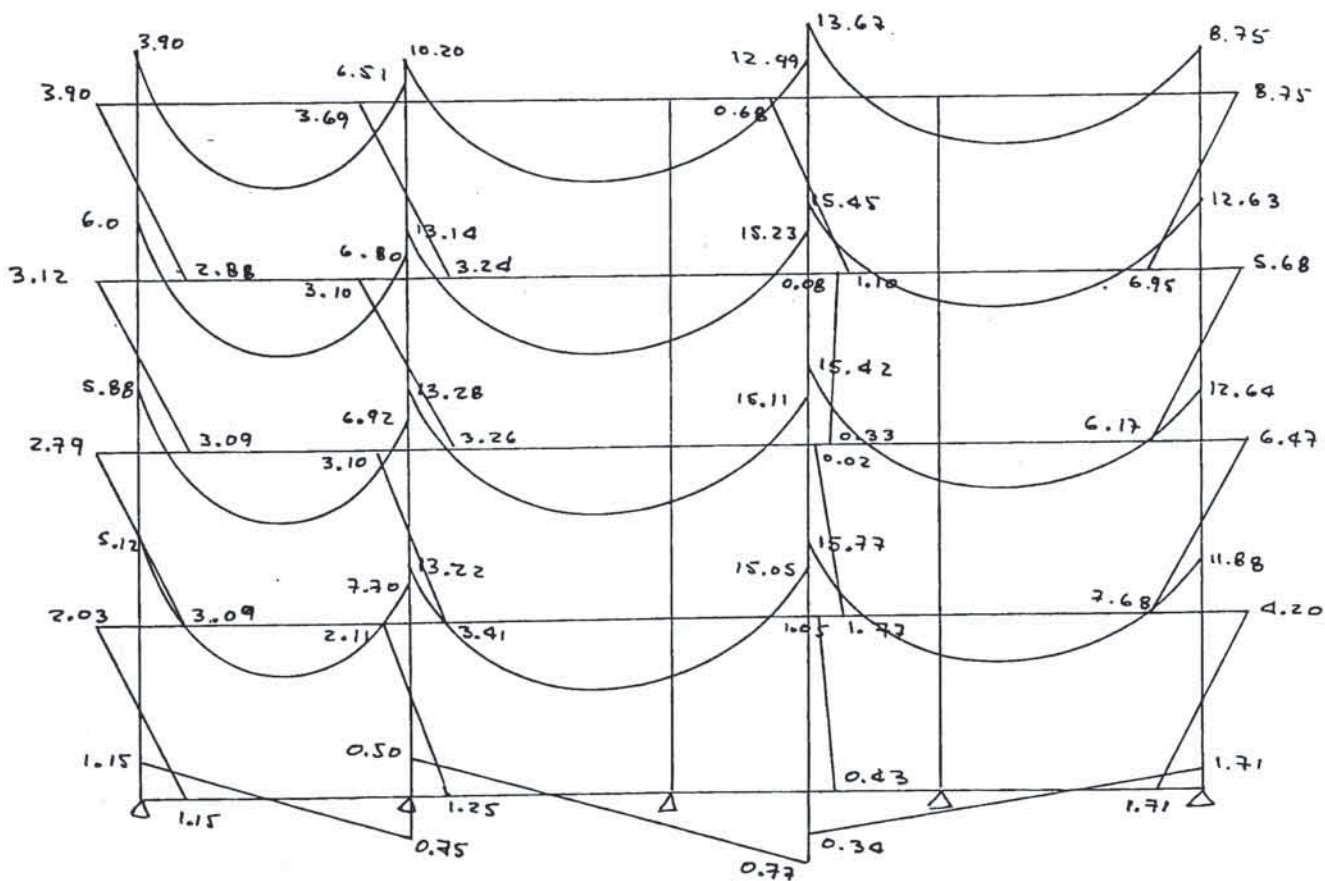
4° piso :  $W = 0.96$  T/m

3° al 1° piso :  $W = 1.11$  T/m

Para las cargas mostradas y por medio del análisis matricial obtenemos los siguientes resultados:



PORTICOS (C) y (D)



PORTICOS (A) y (B)

En el caso de los pórticos 1, 3, 5, B y C los momentos resultantes son iguales al caso anterior por lo tanto nos remitiremos a los gráficos mostrados anteriormente.

### Diseño.-

Utilizando los requerimientos del primer modelo efectuamos el diseño de vigas y columnas. los momentos de diseño para las vigas vecinas a muros se toman en la cara del muro. A continuación se muestran los resultados del diseño.

### Vigas:

P I S O	PÓRTECO		A/D								
	VIGA		V6			V7			V8		
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "
		I	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20			@ 0.20		
3°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	2φ1"		
		I	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20			@ 0.20		
2°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	
		I	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20			@ 0.20		
1°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	2φ1"	3φ <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	4φ <sup>3</sup> / <sub>4</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	3φ1"		
		I	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "	4φ <sup>5</sup> / <sub>8</sub> "
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20			@ 0.20		
C/M	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ1"	4φ1"	4φ1"	3φ1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> "	3φ1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> "	4φ1"			
		I	4φ1"	4φ1"	4φ1"	3φ1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> "	3φ1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> "	4φ1"			
	EST. □ 1/2"		@ 0.25			@ 0.25			@ 0.25		

P I S O	PORTICO		B y C					
	VIGA		V9			V10		
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 2/8"		@ 0.20			@ 0.20		
3°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	2φ1"		2φ1"	2φ1"		2φ1"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.15			@ 0.15		
2°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	2φ1"		2φ1"	2φ1"		2φ1"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.15			@ 0.15		
1°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ3/4"		4φ3/4"	4φ3/4"		4φ3/4"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.10			@ 0.15		
CIM	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ1"		4φ1"	4φ1"		4φ1"
		I	4φ1"		4φ1"	4φ1"		4φ1"
	EST. □ 1/2"		@ 0.25			@ 0.25		

P I S O	PORTICO		J y S					
	VIGA		V1			V2		
	POSICION		IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
3°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
2°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
1°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	3φ3/4"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
CIM	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ1"		4φ1"	4φ1"		4φ1"
		I	4φ1"		4φ1"	4φ1"		4φ1"
	EST. □ 1/2"		@ 0.25			@ 0.25		

P I S O	PORTICO		3					
	VIGA		V4			V5		
	POSICION		IZO	CEN	DER	IZO	CEN	DER
4°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
3°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
2°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
1°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	3φ3/4"		4φ5/8"	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"		4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20			@ 0.20		
CIM	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ1"		4φ1"	4φ1"		4φ1"
		I	4φ1"	4φ1"	4φ1"	4φ1"	4φ1"	4φ1"
	EST. □ 3/2"		@ 0.25			@ 0.25		

P I S O	PORTICO		2 y 4		
	VIGA		V3		
	POSICION		IZO.	CEN	DER.
4°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20		
3°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20		
2°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ5/8"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20		
1°	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	2φ1"		4φ5/8"
		I	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ5/8"
	EST. □ 3/8"		@ 0.20		
CIM	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S	4φ1"		4φ1 3/8"
		I	4φ1"		4φ1 3/8"
	EST. □ 1/2"		@ 0.25		

COLUMNAS .-

P I S O	COL.	ag	□ 1/2"
4°	C1	4φ1"	I
3°	C1	4φ1"	I
2°	C1	4φ1"	I
1°	C1	4φ1"	I
4°	C2	4φ1"	I
3°	C2	4φ1"	I
2°	C2	4φ1"	I
1°	C2	4φ1"	I
4°	C3	4φ1"	I
3°	C3	4φ1"	I
2°	C3	4φ1"	I
1°	C3	4φ1"	I

P I S O	COL.	ag	□ 1/2"
4°	C4	4φ1"	I
3°	C4	4φ1"	I
2°	C4	4φ1"	I
1°	C4	4φ1"	I
4°	C5	4φ1"	II
3°	C5	4φ1"	II
2°	C5	4φ1"	II
1°	C5	4φ1"	II
4°	C6	4φ1"	II
3°	C6	4φ1"	I
2°	C6	4φ1"	II
1°	C6	4φ1"	II

P I S O	COL.	ag	□ 1/2"
4°	C7	4φ1"	I
3°	C7	4φ1"	I
2°	C7	4φ1"	I
1°	C7	4φ1"	I
4°	C8	4φ1"	II
3°	C8	4φ1"	II
2°	C8	4φ1"	II
1°	C8	4φ1"	II

TIPO DE ESTRIBOS:

I : 8 @ .10, 2 to @ .15 an 9/e

II : @ .10



**Muros:**

El cálculo se dá para el primer piso donde los esfuerzos son mayores.

M - 1 .-

- Esfuerzos:

$$Q_D = 90.30 \text{ T}$$

$$M = 649.54 \text{ T-m}$$

$$N = 102.77 \text{ T (columnas adyacentes)}$$

- Cálculo por corte:

El esfuerzo permisible de acuerdo a la ec.(30) del Art. 18 del Código Japonés:

$$t = 15 \text{ cm.} \quad l = 500 \text{ cm.} \quad f_s = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 1.0 \text{ (no hay vanos)}$$

Luego:

$$Q_1 = r t l f_s$$

$$Q_1 = 1.0 \times 15 \times 500 \times 10.5 = 78750 \text{ Kg}$$

$$Q_1 = 78.75 \text{ T} < Q = 90.30 \text{ T}$$

Luego tenemos que considerar refuerzo por corte, empleando la fórmula:

$$Q_2 = r(Q_w + \sum Q_c)$$

$Q_c$  de columna será:

$$b = 50 \text{ cm.} \quad j = 39.38 \text{ cm} \quad f_s = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Estribos: de 1/2" cada 0.10

$$\rho_w = \frac{2.54}{50 \times 10} = 0.00508$$

$$w f_t = 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_e = b j \left\{ 1.5 f_s + 0.5 w f_t (\rho_w - 0.002) \right\}$$

$$Q_c = 50 \times 39.38 \{ 1.5 \times 10.5 + 0.5 \times 3000 (0.00508 - 0.002) \}$$

$$Q_c = 42.24 \text{ Tm}$$

El refuerzo del muro no debe ser menor del 0.25% en cada dirección. Si consideramos un refuerzo de 1/2" cada 0.20 m. en cada dirección tendremos:

$$\rho_s = \frac{1.27}{20 \times 15} = 0.00423 > 0.0025$$

$$t = 15 \text{ cm} \quad l_m = 450 \text{ cm} \quad f_c = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_w = \rho_s t l_m f_c = 0.00423 \times 15 \times 450 \times 4000 = 114.21 \text{ Tm}$$

Luego:

$$Q_2 = r (Q_w + \Sigma Q_c) = 1.0 (114.21 + 2 \times 42.24)$$

$$Q_2 = 198.69 \text{ T} > Q = 90.30 \text{ T} \quad \text{O.K.}$$

- Cálculo para la fuerza axial y el momento flector:

Se asume que solo las columnas adyacentes al muro resisten la carga axial.

Luego:

Lado en compresión:

$$N + \frac{M}{L} = 102.77 + \frac{649.54}{5} = 232.68 \text{ Tm}$$

Lado en tensión:

$$N - \frac{M}{L} = 102.77 - \frac{649.54}{5} = -27.14 \text{ T}$$

El refuerzo de las columnas es:  $4\phi 1" \doteq 20.27 \text{ cm}^2$

Chequeo del lado en compresión:

$$N_A = f_c (bd + n a_g) = 140 (50^2 + 15 \times 20.27)$$

$$N_A = 392.57 \text{ T} > 232.68 \text{ T}$$

Chequeo del lado en tensión:

$$T_A = f_c a_g = 4000 \times 20.27$$

$$T_A = 81.08 \text{ T} > 27.14 \text{ T}$$

- Chequeo para el momento de volteo en la base:  
El momento incluyendo el efecto de la viga de cimentación se había calculado para el muro como;  $M = 313.96 \text{ T - m}$ .  
Fuerza axial en la cimentación:  $N = 132.42 \text{ T}$   
lado en compresión:  
$$N + \frac{M}{L} = 132.42 + \frac{313.96}{5} = 195.26^T < N_A = 392.57$$
  
lado en tensión:  
$$N - \frac{M}{L} = 132.42 - \frac{313.96}{5} = 69.63^T > 0 \text{ (No hay tensión)}$$
  
Vemos que no es necesario corregir el refuerzo.
- Luego el diseño final será: MALLA  $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$ .

M - 2.-

- Esfuerzos:  
 $Q_D = 93.01 \text{ T}$   
 $M = 709.07 \text{ t - m}$   
 $N = 59.93 \text{ T}$
- Cálculo por corte:  
 $t = 15 \text{ cm}$ .  $l = 600 \text{ cm}$ .  $f_s = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$   
 $r = 1.0$   
 $Q_1 = 1.0 \times 15 \times 600 \times 10.5 = 94500 \text{ Kg}$   
$$Q_1 = 94.5 \text{ T} > Q_D = 93.01$$

Luego no se requiere refuerzo por corte pero se debe satisfacer que:  $Q_2 > Q_1$

Considerando el refuerzo mínimo tenemos.  
 $Q_c$  de la columna será igual al caso anterior.

$$Q_c = 42.24 \text{ T}$$

El refuerzo del muro debe ser menor que 0.25% consideramos el refuerzo de  $1/2''$  cada 0.25 m

$$\rho_s = \frac{1.27}{25 \times 15} = 0.00339 > 0.0025$$

$$t = 15 \text{ cm.} \quad Q_n = 550 \quad f_t = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_w = \rho_s t l_n f_t = 0.0039 \times 15 \times 550 \times 4000 = 111.87^T$$

$$\text{Luego: } Q_2 = r(Q_w + \sum Q_o) = 1.0(111.87 + 2 \times 42.24)$$

$$Q_2 = 196.35^T > Q_1 = 94.5^T$$

- Cálculo para la fuerza axial y el momento flector:

Lado en compresión:

$$N + \frac{M}{L} = 59.93 + \frac{709.07}{6} = 178.11^T$$

Lado en tensión:

$$N - \frac{M}{L} = 59.93 - \frac{709.07}{6} = -58.25^T$$

Chequeo en compresión:

$$N_A = 140(50^2 + 15 \times 20.27) = 392.57^T > 178.11^T$$

Chequeo en tensión:

$$T_A = 4000 \times 20.27 = 81.08^T > 58.25^T$$

- Chequeo para el momento de volteo en la base:

El momento incluyendo el efecto de la viga de cimentación se había calculado para el muro como:  $M = 435.89 \text{ T - m}$

Fuerza axial en la cimentación:

$$N = 95.57^T$$

lado en compresión:

$$N + \frac{M}{L} = 95.57 + \frac{435.89}{6} = 168.22^T < N_A = 392.57^T$$

lado en tensión

$$N - \frac{M}{L} = 95.57 - \frac{435.89}{6} = 22.92^T > 0 \text{ (No hay tensión)}$$

Luego el diseño final será:

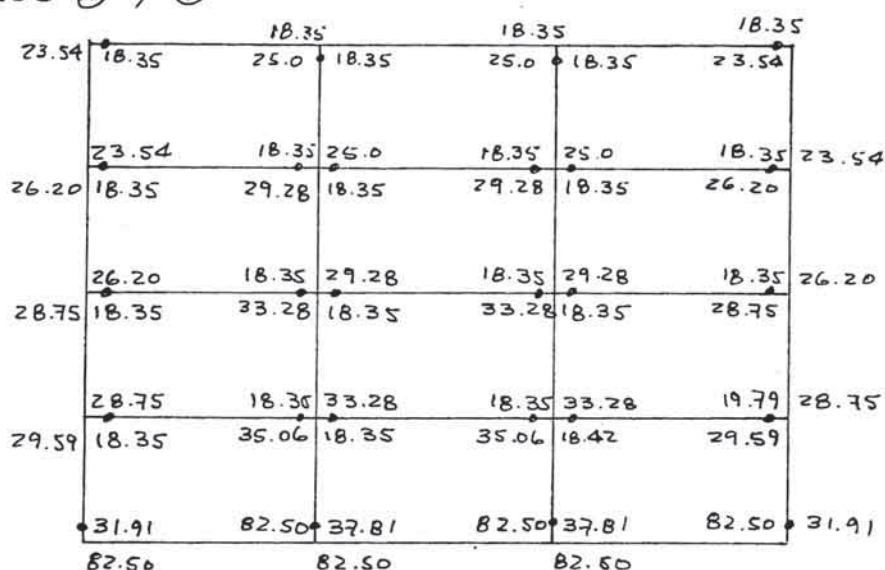
$$\text{MALLA } \phi \frac{1}{2}'' @ 0.25$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD ULTIMA LATERAL.-

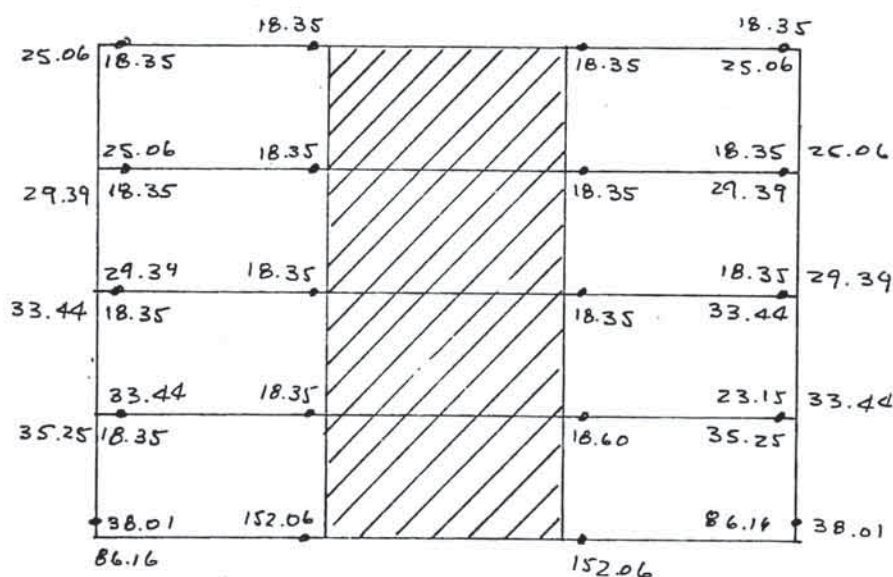
Empleando las fórmulas ya conocidas calculamos la capacidad última en las vigas y columnas las cuales se muestran a continuación.

Consideramos en este caso el método de redistribución de momentos; distribuyendo el momento de nudo que es menor ya sea en vigas o columnas. A continuase determinan las rótulas plásticas y luego se calcula la capacidad última de muros:

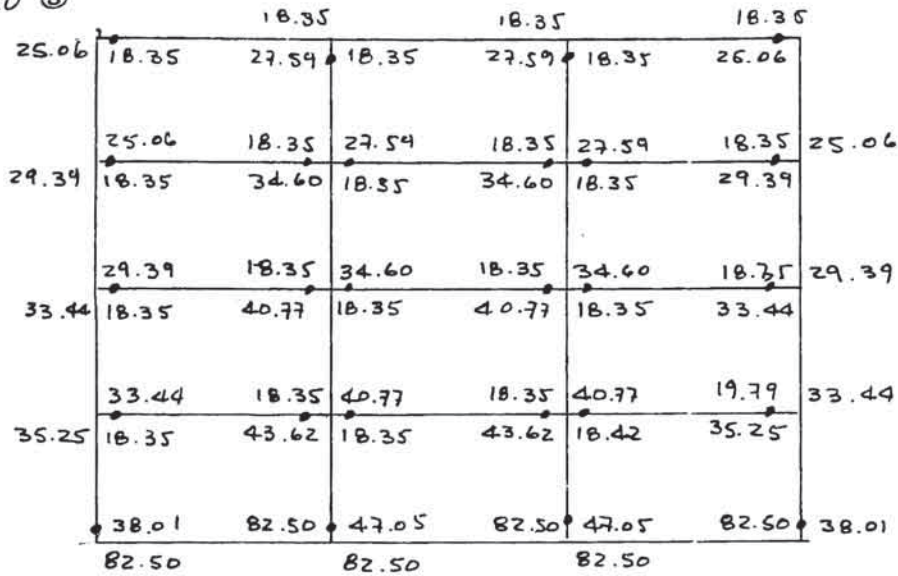
PORTICOS ① y ⑤



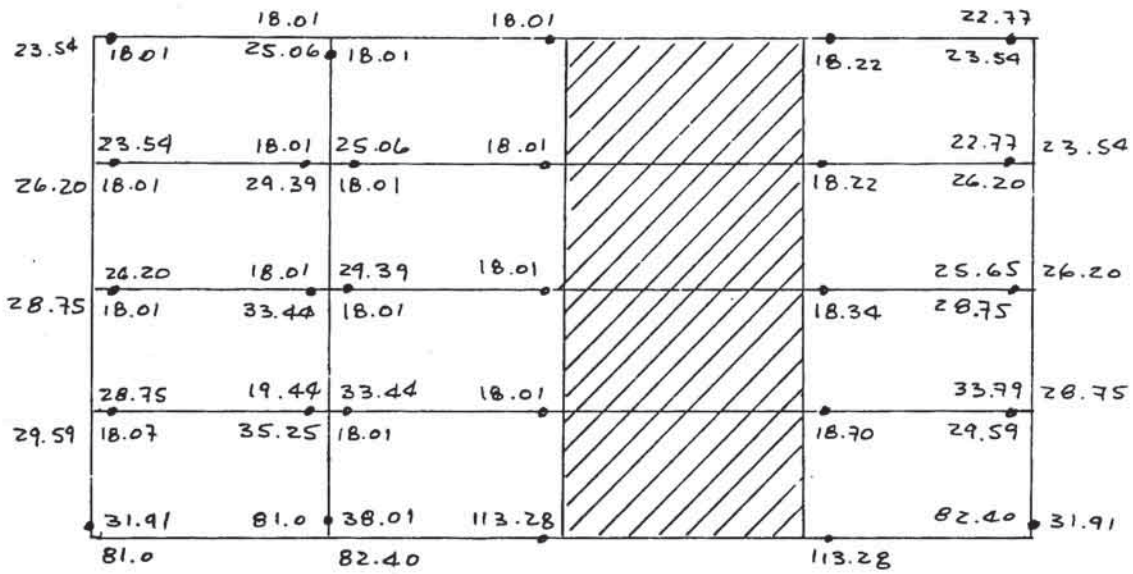
PORTICO ② y ④



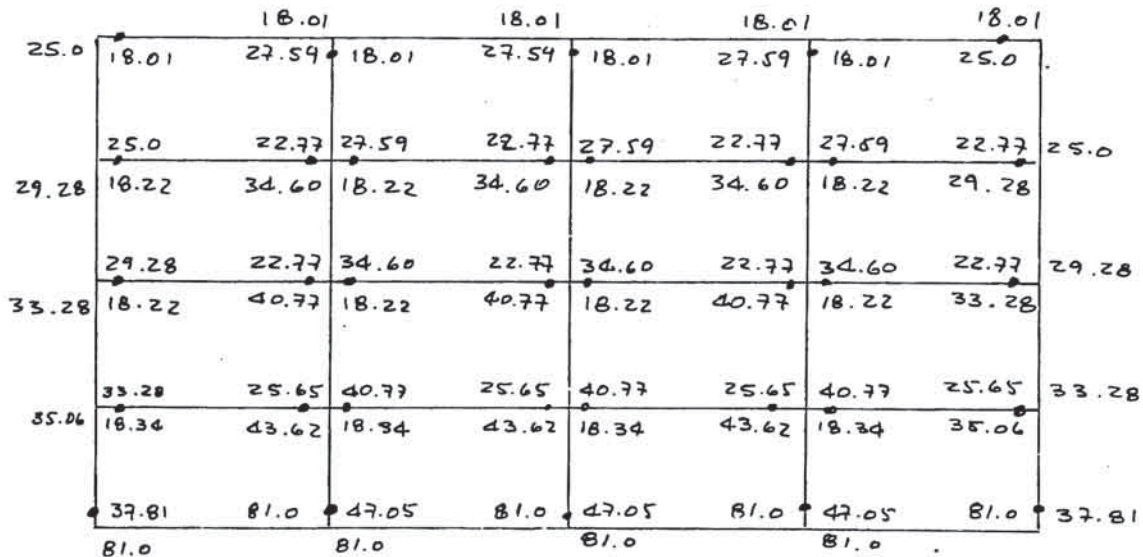
PORTICO ③



PORTICO ④ y ⑤

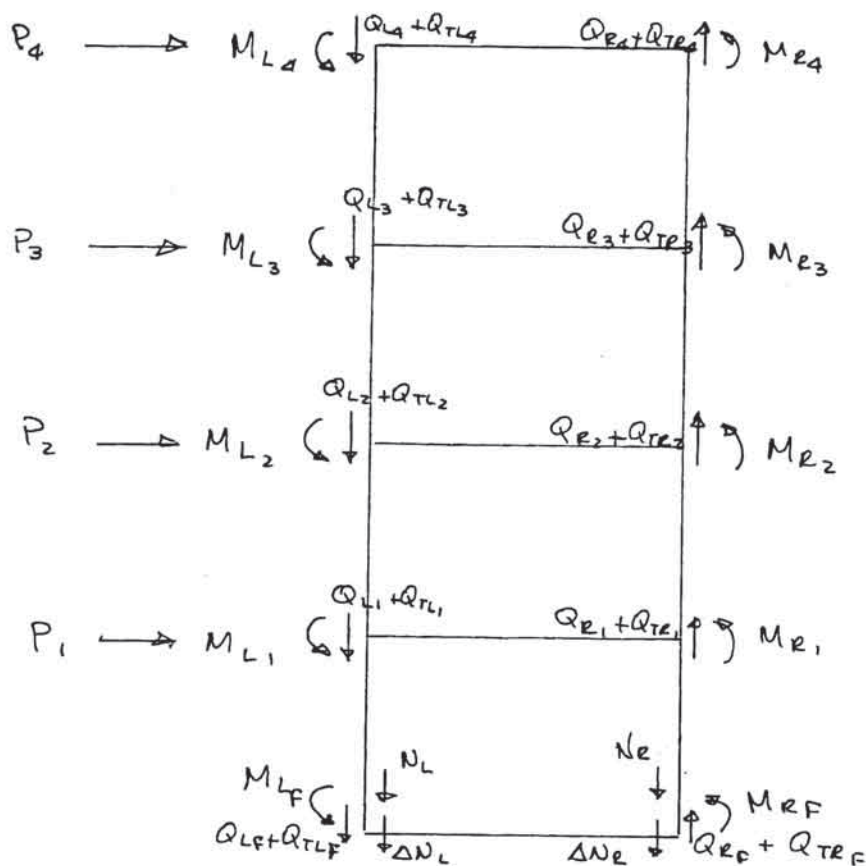


PORTICO ⑥ y ⑦



Resistencia al cortante último lateral de los muros de corte.-

- Cargas externas que actúan en el muro:



Las cargas externas que actúan alrededor del muro son:

- $P_i$  : Carga lateral externa que actúa en cada piso. Se asume constante:  
 $P_i = P$  ( $i = 1, 2, 3$  y  $4$ )
- $M_{L_i}, M_{R_i}$  : Momentos nodales que llegan de las vigas vecinas a ambos lados.
- $Q_{L_i}, Q_{R_i}$  : Fuerzas cortantes que llegan de las vigas vecinas a ambos lados.
- $Q_{TL_i}, Q_{TR_i}$  : Fuerzas cortantes que llegan de las vigas transversales a los muros en ambos lados.
- $N_L, N_R$  : Carga permanente axial en el primer piso en cada columna adyacente.
- $N_L, N_R$  : Peso de la viga de cimentación, zapata, suelo y otras fuerzas que

resisten el levantamiento de la cimentación por volteo del muro.

Luego:

M - 1.-

Carga permanente axial en el primer piso para la columna:

$$N_L = N_R = 102.77 \text{ T}$$

Fuerza axial en la cimentación: 132.42 T

Peso de zapata y suelo :

$$2.0 \times 3.3 \times 3.3 \times 1.5 = 32.67 \text{ T}$$

Luego:

$$N_L + \Delta N_L = N_R + \Delta N_R = 132.42 + 32.67 = 165.09 \text{ T}$$

Y:

$$\Delta N_L = \Delta N_R = 165.09 - 102.77 = 65.32$$

Cálculo de  $M_L, M_R, Q_L, Q_R, Q_{TL}, Q_{TR}$ :

Como viga transversal solo consideramos V10

VIGA	V3		V10	V10	V3		Mom. en el centro M(T-m)	Carga axial de vigas N'(Ton)
	$M_L$ (T-m)	$Q_L$ (Ton)	$Q_{TL}$ (Ton)	$Q_{TR}$ (Ton)	$Q_R$ (Ton)	$M_R$ (T-m)		
4	18.35	7.34	6.0	6.0	7.35	18.35	103.40	-
3	18.35	7.34	6.83	6.83	7.35	18.35	107.55	-
2	18.35	7.34	6.83	6.83	7.35	18.35	107.55	-
1	18.35	7.34	7.33	7.33	8.35	18.60	112.83	-1.01
CIM	152.06	38.01	27.0	27.0	36.5	152.06	629.17	-
TOTAL 4 y 1	73.4	29.36	26.99	26.99	30.37	73.65	431.33	-1.01
TOTAL 4 y CIM	225.46	67.37	53.99	53.99	68.35	225.71	1060.5	-1.01

$$M = M_L + M_R + (Q_L + Q_{TL} + Q_{TR} + Q_R) l_w / 2$$

$$N' = Q_L + Q_{TL} - Q_{TR} - Q_R$$



- Fuerza lateral debida al momento último en la parte inferior del primer piso del muro:

La siguiente ecuación nos dá el momento último del muro:

$$M_{W_u} = a_t \sigma_y q_w + 0.5 a_w \tau_{wy} l_w + 0.5 N l_w$$

Donde:

$$a_t = 4\phi 1'' = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y = 4400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_w = 1.27 \times 450 / 20 = 28.58 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{wy} = 4400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = N_L + N_K + \sum_{i=1}^d (Q_{L_i} + Q_{TL_i} - Q_{R_i} - Q_{R_i})$$

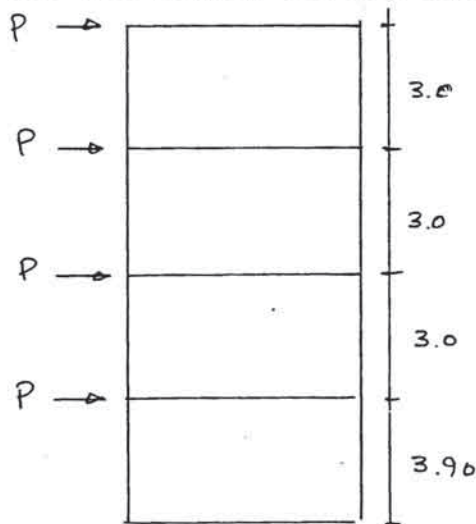
$$N = 102.77 \times 2 - 1.01 = 204.53 \text{ T}$$

$$l_w = 5.0 \text{ m.}$$

Entonces reemplazando obtenemos:

$$M_{W_u} = 1271.65 \text{ T-m}$$

Si el equilibrio entre fuerzas externas y momentos se hace en la parte inferior del muro en el primer piso (a 60 cm de la línea de centro de la cimentación) en el centro del muro, tendremos:



$$P \times 12.9 + P \times 9.9 + P \times 6.90$$

$$+ P \times 3.90 =$$

$$M_{W_u} + \sum_{i=1}^d [M_{L_i} + M_{R_i} + (Q_{L_i} + Q_{TL_i} + Q_{R_i} + Q_{R_i}) l_{w_i}]$$

O sea:  $33.6 P = 1271.65 + 431.33 = 1702.98$

$$\Rightarrow P = 50.68 \quad Q_i = 4P = 202.74 \text{ T}$$

- Resistencia al corte en el primer piso en el muro:

La siguiente ecuación nos dá la resistencia al corte de el muro:

$$Q_{W_{su}} = \left\{ \frac{0.053 S_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{M / (QD) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \rho_{wh}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_e j$$

Donde:

$$A_g = 50 \times 50 \times 2 + 15 \times 450 = 11,750 \text{ cm}^2$$

$$D = 500 + 50 = 550 \text{ cm}$$

$$d = D - 30 = 520 \text{ cm.}$$

$$j = \frac{7}{8} d = 455 \text{ cm.}$$

$$b_e = A_g / D = 11750 / 550 = 21.36 \text{ cm.}$$

$$a_t = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$f_{te} = a_t / b_e d = 0.00182 = 0.182 \%$$

$$M / \phi D = 1271.65 / (202.74 \times 5.5) = 1.14 \quad F_c = 210 \text{ kg/cm}$$

Los valores de M y Q corresponden al estado de flexión última.

$$f_{wh} = 1.27 / (21.36 \times 20) = 0.00297$$

$$\sigma_{wh} = 4400 \text{ Kg/cm}^2$$

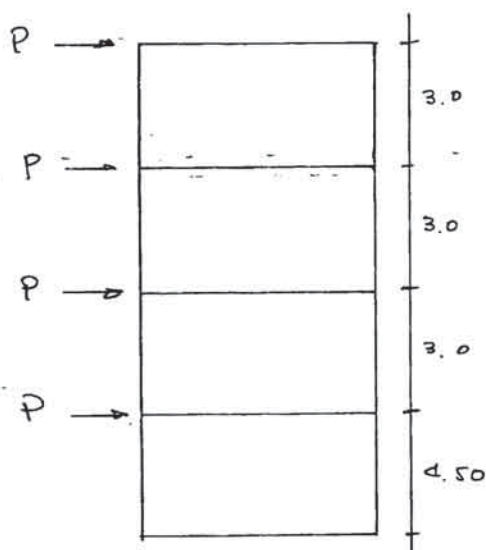
$$N = 204.53$$

$$\sigma_o = N / A_g = 17.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces reemplazando obtenemos:

$$Q_{w/su} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.182^{0.23} \times (210 + 180)}{1.14 + 0.12} + 2.7 \sqrt{4400 \times 0.00297} + 0.1 \times 17.41 \right\} 21.36 \times 455 = 219.53^T$$

- Fuerza lateral cuando ocurre un levantamiento en la cimentación, cuando hay rotación en ésta.



Se asume que la reacción lateral de la cimentación actúa al nivel del centro de gravedad de la viga de cimentación y el equilibrio se hace en la intersección de la línea del centro de gravedad y la línea de centro del muro.

Fuerza axial total actuando en el muro:

$$N = N_L + \Delta N_L + N_R + \Delta N_R + \sum_{i=0}^4 (Q_{L_i} + Q_{TL_i} - Q_{R_i} - Q_{E_i})$$

$$N = 165.09 \times 2 - 1.01 = 329.17 \text{ T}$$

Si consideramos que la fuerza axial total es soportada en un lado por la zapata, entonces haciendo el equilibrio tenemos:

$$P \times 13.5 + P \times 10.5 + P \times 7.5 + P \times 4.5 =$$

$$N \cdot e_w/2 + \sum_{i=0}^4 [M_{L_i} + M_{R_i} + (Q_{L_i} + Q_{TL_i} + Q_{R_i} + Q_{E_i}) \cdot e_w/2]$$

$$36P = 329.17 \times 5.0/2 + 1060.5 = 1883.43 \Rightarrow P = 52.32 \quad Q_1 = 209.27 \text{ T}$$

- De los anteriores resultados vemos que la capacidad última se decide por el criterio de la fuerza lateral debida al momento último por ser la menor. Luego la fuerza de corte en cada piso es:

$$Q_4 = 50.68 \text{ T} \quad Q_3 = 101.36 \text{ T}$$

$$Q_2 = 152.04 \text{ T} \quad Q_1 = 202.74 \text{ T}$$

## M - 2.-

Carga permanente axial en el primer piso para la columna:

$$N_L = N_R = 59.93 \text{ T}$$

Fuerza axial en la cimentación: 95.57 T

Peso de zapata y suelo: 32.67 T

Luego:

$$N_L + \Delta N_L = N_R + \Delta N_R = 95.57 + 32.67 = 128.24 \text{ T}$$

Y:

$$\Delta N_L = \Delta N_R = 128.24 - 59.93 = 68.31 \text{ T}$$

Luego:

VIGA	V7		V4	V3	V8		Momm. en el esmt. M(T-m)	Carga axial de vigas N'(ton)
	ML (T-m)	QL (Ton)	QTL (Ton)	QTR (Ton)	QR (Ton)	MR (T-m)		
4	18.01	6.0	7.34	7.34	6.83	18.22	118.76	-0.83
3	18.01	6.0	7.34	7.34	6.83	18.22	118.76	-0.83
2	18.01	6.0	7.34	7.34	7.33	18.34	120.38	-1.33
1	18.01	6.0	7.34	7.34	8.75	18.70	125.0	-2.75
Cim	113.28	72.05	33.0	33.0	24.20	113.28	563.31	-2.15
TOTAL 4R1	72.04	24.0	29.36	29.36	29.74	73.48	482.90	-5.74
TOTAL de Cim	185.32	46.05	62.36	62.36	53.94	186.76	1046.21	-7.89

- Fuerza lateral debido a momento último:

$$M_{wu} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \tau_{wy} l_w + 0.5 N l_w$$

Donde:

$$a_t = 20.27 \text{ cm}^2 \quad \sigma_y = 4400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_w = 1.27 \times 550 / 20 = 34.93 \text{ cm}^2 \quad \tau_{wy} = 4400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = N_L + N_R + \sum_{i=1}^4 (Q_{L_i} + Q_{R_i} - Q_{re_i} - Q_{ri_i})$$

$$N = 59.93 \times 2 - 5.74 = 114.12 \text{ Ton} \quad l_w = 6.0 \text{ m.}$$

Reemplazando obtenemos:

$$M_{wu} = 1338.56 \text{ T-m}$$

Haciendo el equilibrio como en el caso anterior:

$$33.6P = 1338.56 + 482.90 = 1821.46$$

$$P = 54.09 \quad Q_1 = 216.36 \text{ T}$$

- Resistencia al corte en el primer piso en el muro:

Tenemos:

$$A_g = 50 \times 50 \times 2 + 15 \times 550 = 13250 \text{ cm}^2$$

$$D = 600 + 50 = 650 \quad d = D - 30 = 620 \text{ cm.}$$

$$j = 7/8 d = 542.5 \text{ cm.}$$

$$b_e = A_g / D = 20.38 \text{ cm.}$$

$$a_t = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$S_{te} = a_t / b_{ed} = 0.0016 = 0.16\%$$

$$M/QD = 1338.56 / (216.36 \times 6.5) = 0.95$$

$$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{wh} = 1.27 / (20.38 \times 20) = 0.00312$$

$$\sigma_{wh} = 4400 \text{ Kg/cm}^2 \quad N = 114.12$$

$$\sigma_0 = N / A_g = 8.61 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces reemplazando en la fórmula para obtener la resistencia al corte tenemos:

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.16^{0.23} \times 390}{0.95 + 0.12} + 2.7 \sqrt{4400 \times 0.00312} + 0.1 \times 8.61 \right\} 20.38 \times 542.5 = 260.25^T.$$

- Fuerza lateral cuando ocurre rotación de la cimentación:

Hacemos el equilibrio de igual manera que el caso anterior:

$$N = N_L + \Delta N_L + N_R + \Delta N_R + \sum_{i=eiun}^{\phi} (Q_{Li} + Q_{TLi} - Q_{Ri} - Q_{TRi})$$

$$N = 128.24 \times 2 - 7.89 = 248.59$$

Luego:

$$36P = 248.59 \times 6.0/2 + 1046.21 = 1791.98$$

$$P = 49.78^T \quad Q_1 = 4P = 199.12^T$$

- De los anteriores resultados vemos que la capacidad última se decide por el criterio de la fuerza lateral debida a rotación en la cimentación por ser la menor. Luego la fuerza de corte por piso será:

$$Q_4 = 49.78^T$$

$$Q_3 = 99.56$$

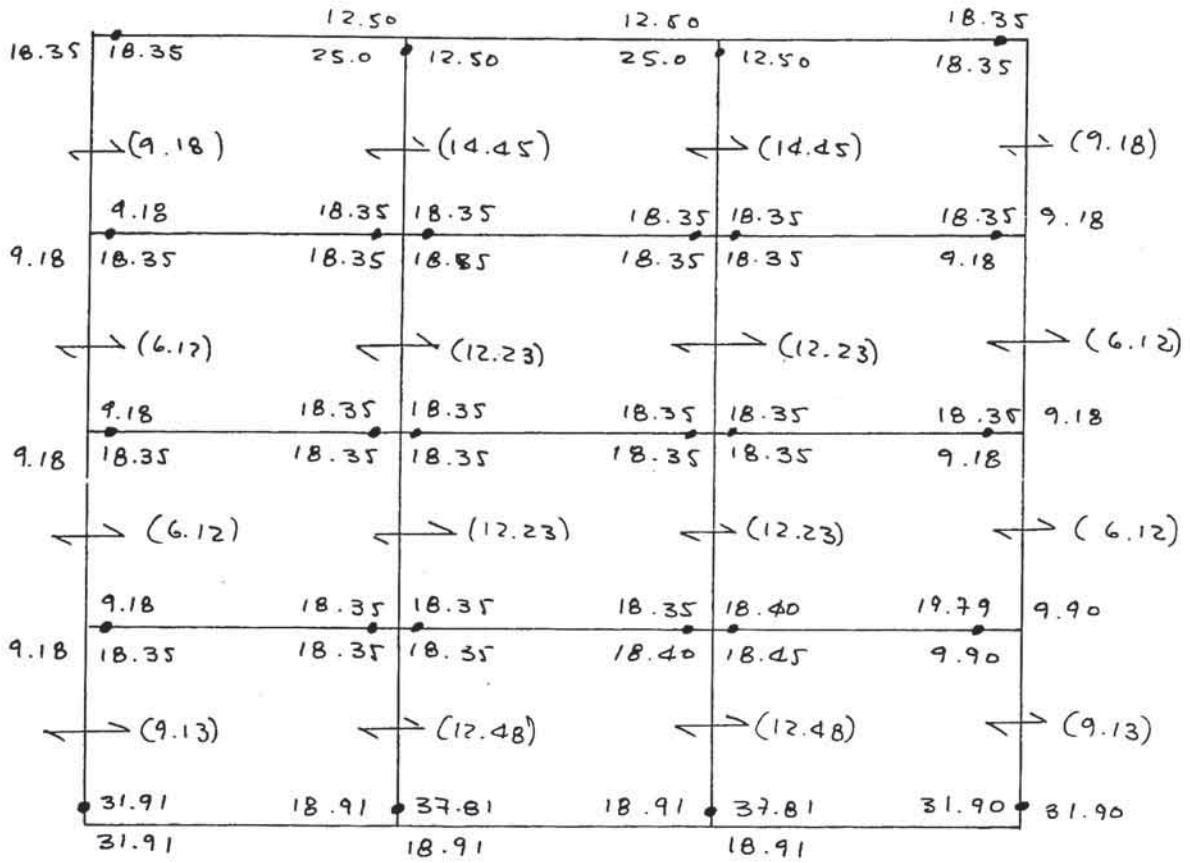
$$Q_2 = 149.34$$

$$Q_1 = 199.12^T$$

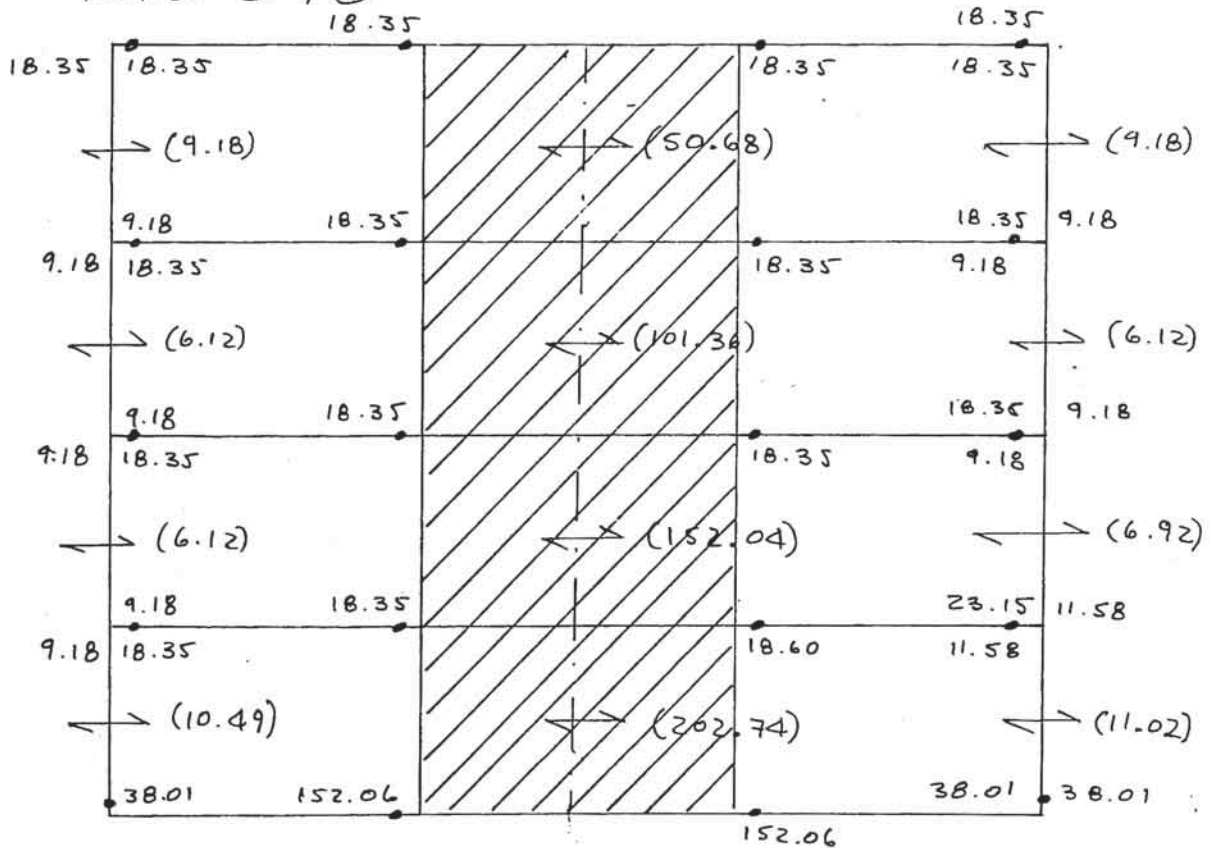
Mecanismo de falla.-

A partir de los momentos de nudo se distribuye el que sea menor ya sea de vigas o columnas. Se decide el mecanismo de falla total, y se calcula la fuerza constante en cada uno de los miembros para el mecanismo de falla adoptado, para calcular finalmente la capacidad última de corte horizontal.

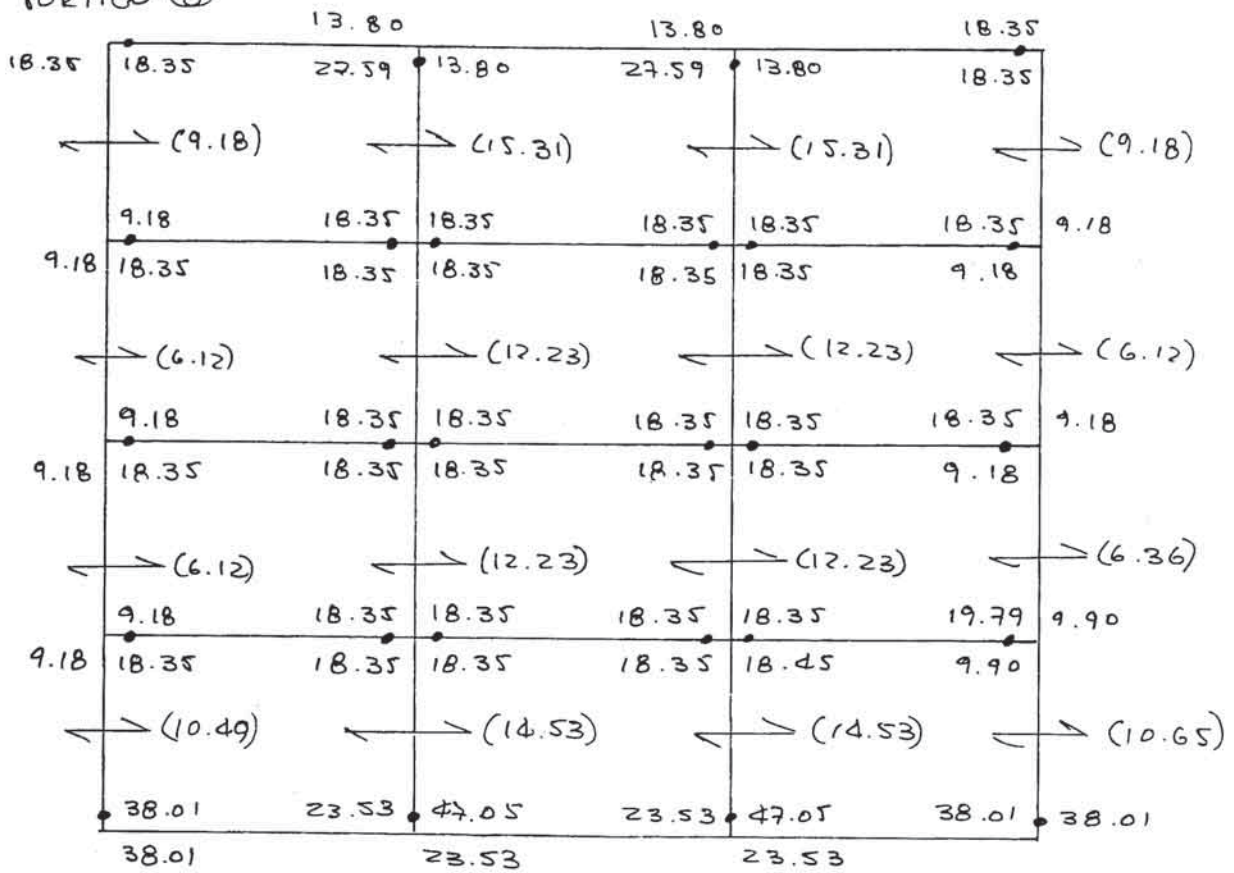
PORTICO ① y ⑤ :



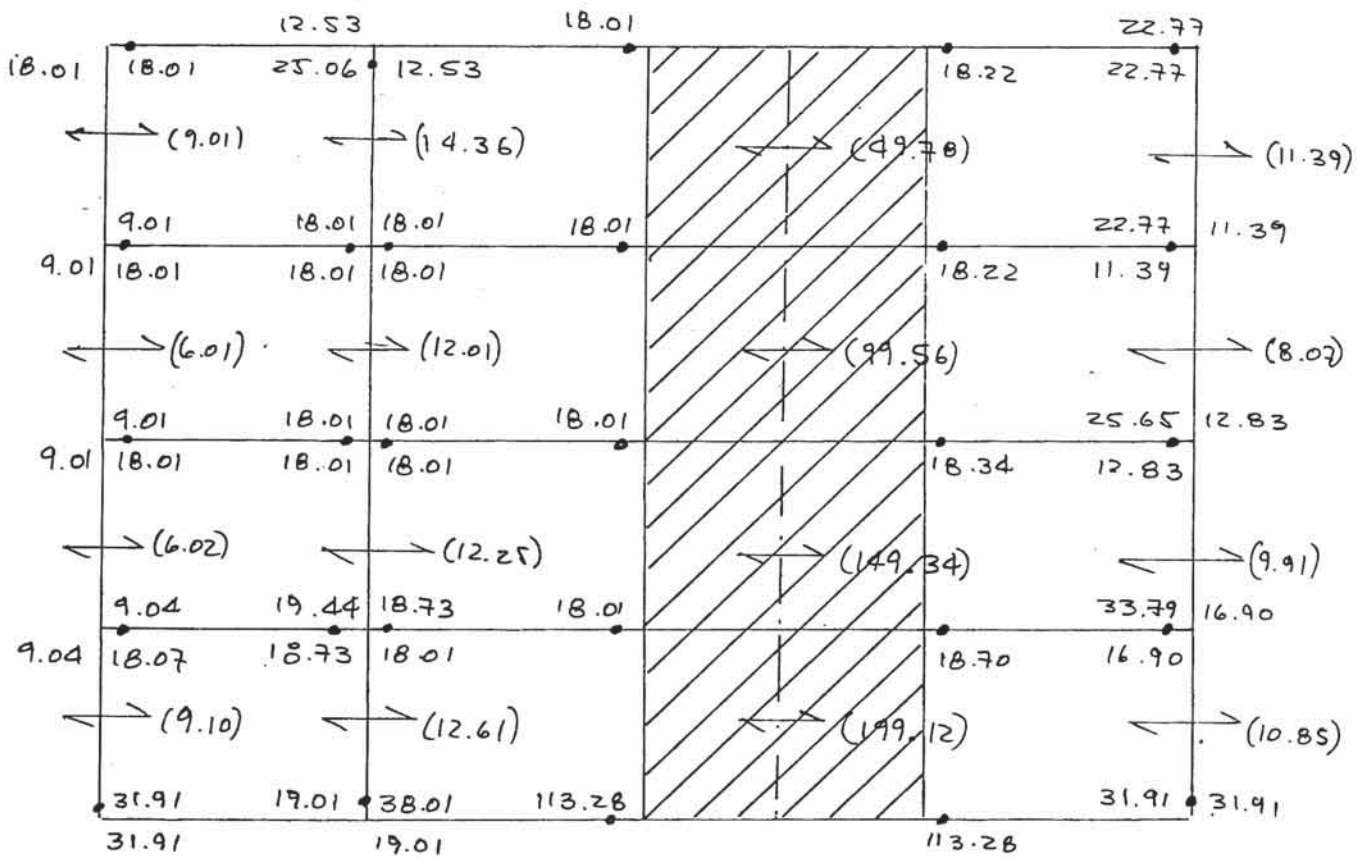
PORTICO ② y ④ :

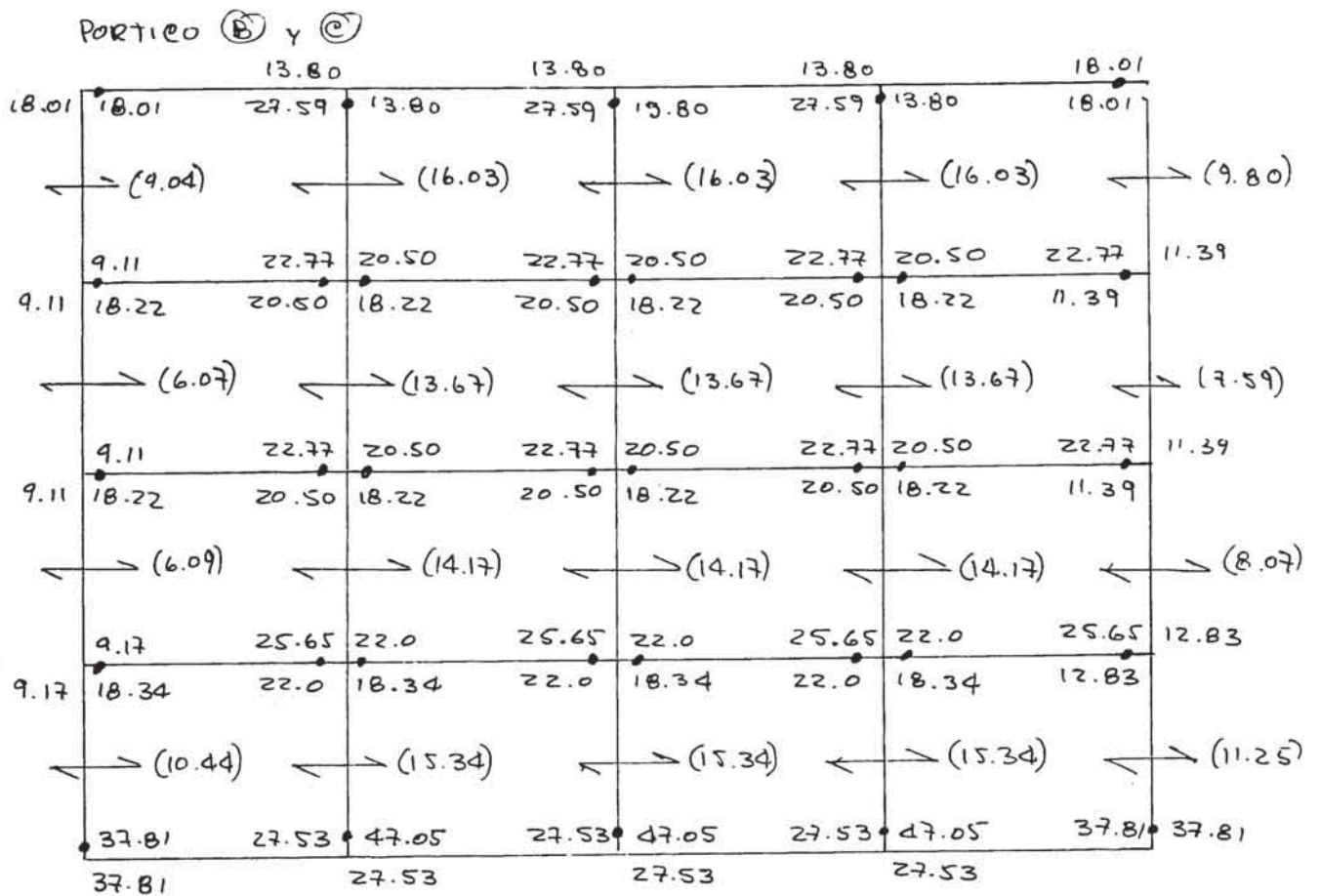


PORTICO (3) :



PORTICO (A) y (D)





El cortante último requerido se calcula por:

$$Q_r = D_s F_{es} Q$$

$$D_s = 0.4 \text{ (Para estructuras con muros de corte)}$$

$$F_{es} = F_e F_s$$

Debido a la distribución de las columnas y por la simetría de los muros podemos decir que:

$$R_e = \frac{e}{r_e} < 0.15$$

$$\text{Entonces: } F_e = 1.0$$

Para  $F_s$  tenemos:

$r_s$  : Rigidez lateral

$\bar{r}_s$  : Promedio de rigideces laterales



$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

Entonces:

DIRECC.	NIVEL	$r_s$	$\bar{r}_s$	$R_s$
X	4	2592.6	2266.4	1.14
	3	2592.6		1.14
	2	2592.6		1.14
	1	1287.7		0.60
Y	4	2969.5	2667.5	1.11
	3	2969.5		1.11
	2	2969.5		1.11
	1	1761.4		0.66

Como:  $R_s \geq 0.6$  para todo caso, entonces:

$$F_s = 1.0 \quad \text{y} \quad F_{es} = 1.0$$

Entonces:  $Q_r = 0.4 Q$

$Q$  : Ha sido calculado anteriormente para sismo severo.

La resistencia al corte último lateral de un entrepiso se halla sumando el corte último de todos los miembros del entrepiso en la dirección considerada.

DIRECC.	NIVEL	$\sum Q_{rx}$	$Q$	$Q_r$
X	4	282	419	168
	3	337	779	312
	2	441	1063	425
	1	585	1292	517
Y	4	303	419	168
	3	360	779	312
	2	468	1063	425
	1	598	1292	517

- Cambios en el diseño:

De los valores anteriores vemos que no hay problemas con la estructura desde el punto de vista de la resistencia al corte último lateral, por lo tanto no es necesario hacer cambios en el diseño.

## CAPITULO V

### ANALISIS Y EVALUACION DE LOS RESULTADOS

## CAPITULO V

### 5.0 ANALISIS Y EVALUACION DE RESULTADOS

#### 5.1 GENERALIDADES.-

En esta parte del trabajo se trata de analizar el concepto integral de sollicitación sísmica que se refleja de los códigos empleados así como también los métodos de diseño de Concreto Armado que se utilizan. Esta evaluación se hace a partir de los resultados obtenidos en los dos capítulos anteriores.

En el capítulo III se realizó el análisis sísmico por medio de dos métodos, uno es empleando el espectro teórico del Código Peruano y otro empleando el método estático, por lo tanto en cada discusión aparte de hacer la comparación entre Código Peruano y Código Japonés también veremos las diferencias que se presentan dentro del mismo Código Peruano por la utilización de dos tipos de análisis sísmico.

#### 5.2 CONCEPTOS SOBRE SOLICITACION SISMICA.-

##### 5.2.1 Cortante de Diseño.-

La confiabilidad de un sistema estructural depende de su uso y de las condiciones de riesgo a las que se haya verificado. Cada condición de riesgo está asociada a una situación de diseño que se define por un conjunto de combinaciones de carga y requerimientos estructurales, así como por un criterio de diseño y funcionamiento.

Los códigos empleados presentan una o más condiciones de riesgo con las características antes mencionadas, así como también establecen criterios para idealizar el sistema estructural y establecer los modelos correspondientes. Son estas consideraciones las que se comparan en base a los resultados obtenidos.

Centrándonos por ahora en el Código Peruano; si observamos los dos modelos analizados vemos que las fuerzas cortantes resultantes del análisis estático son mayores que las que se obtienen por medio del análisis espectral. Considerando que en el caso de análisis espectral se realiza previamente un análisis modal que desde todo punto de vista es mas riguroso que el análisis estático podemos inferir que en el caso de modelos típicos como los tratados el análisis estático es conservador, considerando además que en el análisis modal se hizo la superposición de modos por el criterio del promedio de  $\frac{1}{2}$  la suma de valores absolutos y la raiz media cuadrática que si bien es el mas adecuado, es también a veces un tanto conservador.

Cabe anotar sin embargo que por otras experiencias se ha observado que para modelos de mas de 30 mts. de altura los resultados del análisis espectral son mayores, lo cual nos hace pensar que el análisis estático debe ser limitado para modelos que no sobrepasen determinada altura.

Pero si comparamos los valores del Código Peruano con los obtenidos por el Código Japonés vemos una diferencia sustancial en la que los valores del Código Japonés son mucho mayores. Este es pues el resultado de una concepción muy diferente de la acción sísmica, tendiendo siempre a trabajar con cortantes bastante grandes dada la gran experiencia sísmica registrada en el Japón y considerando además que los criterios de diseño son diferentes a los que se emplean en el Código Peruano.

Por otro lado hay que señalar que los niveles de ductilidad que se han empleado en cada caso han sido similares; así tenemos que en el caso del primer modelo hecho con el Código Peruano se usó un factor de ductilidad de 6 que corresponde a edificios de concreto armado con pórticos dúctiles que resisten el 100% de fuerza horizontal, en buena cuenta es el mas alto grado de ductilidad permitido en el Código Peruano; en el caso del

primer modelo con el Código Japonés se empleó un coeficiente estructural ( $D_s$ ) de 0.3 que corresponde a estructuras aporricadas con excelente ductilidad. De igual manera en los siguientes modelos se emplearon ductilidades de acuerdo a las características de los mismos, encuadrándolos dentro de cada código.

Vemos pues por los altos valores de los cortantes hallados con el código Japonés en comparación con los valores del Código Peruano que el requerimiento de ductilidad será mayor en el caso Peruano, ya que en el caso del Código Japonés al hacer el diseño complementario por medio de análisis de capacidad última frente a los cortantes para sismo severo, se considera la ductilidad que requieren las estructuras. Hay que anotar sin embargo que esto se da en este caso particular de los modelos que hemos analizado.

#### 5.2.2 Modelos de acción sísmica.-

Hemos utilizado en los modelos estructurales analizados en los capítulos anteriores diversos modelos que representan la acción sísmica. En el caso del Código Peruano se considera como sabemos un modelo de fuerzas laterales equivalentes y otro que toma en cuenta un espectro de aceleración teórico. En el caso del Código Japonés se considera también un modelo de fuerzas laterales pero de cálculo muy diferente al del Código Peruano como se ve de los resultados obtenidos.

Creemos que el modelo sísmico en el caso en que se calculan fuerzas laterales por medio de coeficientes sísmicos debe ser establecido para el diseño de estructuras de poca importancia y bajo costo así como para aquellas de moderada importancia con una distribución uniforme de masas y rigideces, sobre todo si consideramos el caso Peruano ya que en el caso Japonés se prevee una distribución no tan uniforme de masa y rigideces.

Para conseguir mejorar esto, debe considerarse que la función que define el coeficiente de fuerza lateral incluya tanto la proporción que hay del cortante en la base a el peso encima de ella, y la variación de la proporción de la fuerza por piso a el peso por piso a lo largo de la altura de la estructura. La distribución de fuerzas en el Código Peruano es siempre lineal lo cual encierra algunas incertidumbres y solo se cumpliría en ciertos casos. Esto nos lleva a decir que la aplicación del coeficiente de fuerza lateral debe estar restringida a tipos particulares de estructuras en las cuales la función del coeficiente se cumpla; este rango puede ser amplio o no, dependiendo del tipo de función empleado.

Por eso debemos tender a buscar funciones que estén de acuerdo a nuestras condiciones locales, de tal manera de proveer una seguridad adecuada en el cálculo de las fuerzas de corte con respecto a los valores obtenidos del análisis dinámico para respuestas espectrales.

Los coeficientes sísmicos pueden ser establecidos como independientes de los períodos naturales y en este caso las respuestas de diseño son conservadoras para períodos cortos y para períodos grandes.

### 5.2.3 El período fundamental.-

Se justifica por el punto de vista anterior, la utilización de reglas específicas para hacer estimaciones empíricas del período fundamental de una estructura y hacer las funciones de coeficientes sísmicos dependientes de estas estimaciones de acuerdo con la respuesta espectral específica.

La utilidad de las reglas empíricas para evaluar el período fundamental es reconocida, a pesar de que hay fórmulas que aparentemente son mas precisas pero que tienen dificultades para evaluar las rigideces de entrepiso o de la participación que tienen los elementos no-estructurales, etc. que en buena cuenta pueden introducir errores importantes.

Diversos estudios concluyen en que el período fundamental depende principalmente del número de pisos (N) o de la altura total (H) de manera proporcional. Por estos motivos es aceptable concluir que los códigos tengan expresiones del tipo  $T=aN$  ó  $T=bH$ .

Las expresiones empíricas que tenemos en el Código Peruano son  $T=0.08N$  y tres expresiones del tipo:  $T=aH/\sqrt{D}$ . En el caso del Japón tenemos  $T=0.02H$  para edificaciones de concreto armado. Sin embargo debido a la experiencia se sabe que en nuestro caso se construyen edificios un tanto mas rígidos y esto debería estar reflejado en las fórmulas empíricas de nuestras normas. Pero veamos los resultados obtenidos; en el caso del primer modelo en el caso Peruano empleamos la primera fórmula que nos da 0.32 seg. contra 0.27 seg. obtenido en el caso Japonés, lo cual nos lleva a pensar, aunque de manera subjetiva, que la primera fórmula recomendada en el Código Peruano es un tanto exagerada y produce valores del lado de la seguridad. Por otro lado en el caso del segundo modelo obtuvimos resultados mas aceptables al criterio anteriormente expuesto, ya que en el caso Peruano sale 0.24 seg. contra 0.27 seg. del caso Japonés lo cual está de acuerdo con el que el uso de variable H resulta mejor que la variable N; pero también hay que decir que el uso de la expresión  $H/\sqrt{D}$  produce mayores dispersiones que usar solo la altura.

#### 5.2.4 Clasificación de suelos.-

Debido a que la interacción suelo-estructura es muy importante dado que la respuesta en la edificación depende en muchos aspectos del tipo de suelo en el que está cimentada esta, la clasificación de los suelos en los códigos es también importante.

En nuestro código se consideran tres tipos de suelos con períodos predominantes de 0.3 a 0.9 seg. comprendiendo una gran variedad de estos ya que tenemos suelos muy duros y muy blandos lo cual hace que debamos



tomar con mucho cuidado los datos correspondientes a los suelos, recurriendo de ser posible a una microzonificación. En cambio en el Japón la mayoría de las edificaciones descansan en estratos gravosos relativamente blandos que tienen un rango de períodos mas cortos que el nuestro o sea entre 0.4 y 0.8 seg. . Pero dado que las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras no dependen solo de las condiciones locales del suelo sino también de las características de los movimientos sísmicos lo cual hay que considerar para tener una zonificación sísmica mas precisa en la que se relacionen los datos de sismo y suelo, porque muchas veces la amplificación puede ser menor en un suelo blando debido a la no-linealidad o comportamiento inelástico del mismo.

#### 5.2.5 La ductilidad.-

La forma en que se trata de aprovechar el comportamiento inelástico de las estructuras, es abordada de diferente manera en ambos códigos. En el caso Peruano se especifica un factor de ductilidad que depende del tipo de estructuración y reduce la fuerza sísmica con un criterio de igualdad de desplazamientos elásticos e inelásticos. En el caso Japonés este criterio aparece cuando se llega al procedimiento de diseño de la resistencia última al cortante lateral por medio del factor  $D_s$ , que no es una forma directa de aplicar el concepto de ductilidad pero que si lo hace indirectamente. Lo cual no quiere decir que las edificaciones que no requieran de este procedimiento, que son las de uno o dos pisos, no estan provistos de ductilidad; sino que dentro del propio diseño del concreto armado hay requerimientos que preveen esto.

Decir si uno u otro es mejor no es apropiado ya que cada uno está incluido dentro de la concepción general de representar la acción sísmica y mas que esto la de establecer criterios de comportamiento de la es-

estructura en base a sus propiedades que aparte de la ductilidad son también la rigidez y la resistencia.

Ahora respecto a la resistencia se incluyen en ambos códigos valores aceptables máximos y mínimos para asegurar que el sistema estructural como un todo no sea débil, pero que tampoco tenga problemas de comportamiento por la presencia de miembros muy resistentes. Si esto no es satisfecho tendríamos que asumir bajos valores de ductilidad para determinar las fuerzas de diseño.

La alta resistencia en un miembro dúctil puede conducir a altos esfuerzos en elementos frágiles causando la falla. Los miembros deben tener un mayor factor de seguridad frente a la falla por tensión diagonal que frente a la falla de tensión por flexión ya que este último modo de falla es preferible que el primero.

Por otro lado la alta resistencia al corte lateral de un gran número de pisos en una edificación de regular tamaño puede dar lugar a excesivas demandas de ductilidad en pisos que poseen solo una capacidad específica. Como se ve pues el grado de resistencia está íntimamente ligado al concepto de ductilidad y esto debe ser convenientemente previsto en los códigos.

Respecto a la rigidez, en el Código Peruano se observa que debe buscarse una simetría en su distribución pero no se cuantifica ésta con límites. En el caso Japonés si se establecen valores máximos y mínimos sobre los cuales se trabaja para determinar la fuerza sísmica. Creemos pues que esto último debería incluirse en el Código Peruano para asegurar que la estructura no sea mas flexible que lo deseada y que distribuciones desfavorables de fuerzas internas resulten de las desviaciones positivas o negativas de las rigideces con respecto a aquellas asumidas.

### 5.3 MÉTODOS DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO.-

#### 5.3.1 Diferencias entre los métodos.-

Existen marcadas diferencias entre los métodos de diseño de concreto armado, esto influye también en los resultados finales por lo que no se puede dejar de analizar si es que deseamos hacer una comparación efectiva entre los códigos que estamos tratando.

En los modelos que se han analizado por tratarse de modelos típicos se han diseñado vigas columnas y muros de corte, que son los elementos que tienen directa relación con el comportamiento sísmico; lo cual no quiere decir que los otros elementos estructurales no tengan que ver con dicho comportamiento.

#### 5.3.2 Vigas.-

El diseño de elementos en flexión tiene el objetivo de proporcionar resistencia a las cargas aplicadas pero también se debe tratar de que la falla si es que ocurre sea por flexión y no por corte. Este criterio pues prevalece en ambos códigos de diseño de concreto armado. Vamos a ver las características principales de cada código comparando sus resultados.

El dimensionamiento de vigas en el caso japonés es, podríamos decir conservador, o sea que las dimensiones son mayores con respecto al caso Peruano, esto es mas notorio en el caso del peralte de las vigas que debe ser aproximadamente  $1/8$  de la luz, empleando nosotros  $1/11$  de la luz, no siendo esto muy rígido. En los modelos analizados se ha hecho un dimensionamiento promedio para darle a todas las vigas un dimensionamiento igual por que interesaba ver las capacidades de ductilidad, sin embargo podemos decir por otras experiencias que es mas conveniente utilizar  $1/8$  de la luz para los sistemas peruanos que generalmente tienen frecuencias altas.

Hay que hacer un aparte para mencionar la diferencias en los esfuerzos empleados para los materiales.

En el caso Japonés se consideran varios tipos de acero para refuerzo, de 2400, 3500, 4000 Kg/cm<sup>2</sup>, etc. de resistencia y para estos se especifica esfuerzos permisibles tanto para cargas permanentes como para cargas temporales que son las que involucran las cargas sísmicas. El esfuerzo permisible del acero para cargas permanentes es similar al esfuerzo admisible en el caso del reglamento Peruano o sea  $0.5f_y$  y para cargas temporales el esfuerzo admisible es igual o casi igual a la resistencia de diseño.

En el caso del concreto para cargas permanentes se considera, esfuerzos admisibles tanto para compresión y corte, para compresión se considera  $f'_c/3$  que indudablemente es menor que  $0.45f'_c$  que se utiliza en el reglamento Peruano para determinar el esfuerzo admisible por compresión.

Por corte se consideran en el caso Japonés  $F_c/30 + 0.5 + F_c/100$ , que da mayores valores que en nuestro caso en el que empleamos  $0.29\sqrt{f'_c}$ . Para cargas temporales se hace dos veces el valor del esfuerzo por compresión y 1.5 veces el esfuerzo de corte, y en este caso si es menor que la resistencia a la rotura lo cual influye en el criterio del cálculo del refuerzo.

Nos referimos ahora a las cargas empleadas. En el caso de las cargas muertas no hay mucha diferencia por que se trata de la evaluación del peso propio y que depende pues de los tipos de materiales empleados, pehay que acotar que el reglamento Japonés exige una evaluación muy precisa en este aspecto.

En el caso de las cargas vivas o sobrecargas si existen diferencias apreciables, como sabemos el reglamento de sobrecargas Peruano establece valores para diversos tipos de edificación; en los modelos analizados empleamos para los pisos inferiores 250 kg/m<sup>2</sup> que corresponde a edificios de departamentos u oficinas. En el caso del reglamento Japonés se consideran sobrecargas mucho menores, en este caso 180 Kg/m<sup>2</sup>. Por otro lado el reglamento Japonés establece otras sobrecargas para

las losas que son mayores que las utilizadas para las vigas.

En cuanto a la sobrecarga que se considera para sismo; en el caso Peruano se establece un porcentaje de acuerdo a la categoría de la edificación que en el caso de los modelos analizados es del 25%. En cambio en el reglamento Japonés se establecen valores definidos para la sobrecarga a considerar por efecto de sismo que en nuestro caso es de  $80 \text{ Kg/m}^2$  que representa un 45% de carga viva empleada en el pórtico, lo cual nos da una idea del por que se obtienen valores mayores en los cortantes sísmicos por Código Japonés a pesar de que en general las sobrecargas son menores de las que empleamos.

Veamos ahora las diferencias que se presentan en el diseño mismo. Considerando algunos puntos específicos del diseño; empezamos por las cuantías, en el Código Peruano se establece un mínimo de  $14/f_y$  tanto en la parte superior como inferior; en el Código Japonés se determina una cantidad de 0.4% del área total frente a un 0.33% que generalmente resulta en el Código Peruano, lo cual nos muestra que en cuanto a acero mínimo el del Código Japonés es relativamente superior.

Este es importante ya que en modelos como los que hemos analizado, se da muchas veces el caso de que hay que poner el acero mínimo y esto influye pues en la capacidad de disipar energía.

El cálculo del refuerzo, en el caso Peruano puede realizarse por dos métodos: cargas de servicio y rotura. Sin embargo es preferible utilizar el método de rotura que considera la fluencia del acero, lo cual importa para el comportamiento inelástico; en el reglamento Japonés si bien se establecen fórmulas de comprobación el diseño se hace con una fórmula simple que tiene similitud a la que empleamos en cargas de servicio pero que sin embargo emplea, por ejemplo, para el momento el correspondiente a cargas temporales que son la suma de

cargas permanentes y sismo y para el esfuerzo admisible del acero se utiliza también el correspondiente a cargas temporales que viene a ser igual a la resistencia de fluencia del acero. En buena cuenta en este cálculo relativamente simple del reglamento Japonés se emplean esfuerzos de rotura pero cargas de servicio para darnos resultados como los que se han obtenido que vamos analizar mas adelante despues de ver algo sobre la capacidad última ya que el diseño del Código Japonés no queda ahí sino que puede ser cambiado si en el cálculo de la capacidad última se requiere mas refuerzo, por eso trataremos los resultados finales mas adelante.

Consideramos el cálculo del refuerzo por cortante. Para el reglamento Peruano de acuerdo a los requerimientos de pórticos dúctiles se determinan los cortantes últimos a partir de los momentos últimos de las secciones y de la carga lineal última; una vez determinados estos se calculan los esfuerzos y espaciamientos, ahora en el reglamento Peruano se establecen espaciamientos máximos de dos tipos, uno para una zona hasta  $4d$  del apoyo y otro para la zona central, en nuestros casos fueron 14 cm. y 29 cm. respectivamente, y de paso hay que decir que en casi todos los resultados se obtuvieron estos espaciamientos mínimos.

Para el caso del reglamento Japonés se considera un cortante para carga permanente y otro para carga temporal con los cuales se chequea un cortante admisible calculado y si no cumple se diseñan los estribos para cargas temporales. Al respecto de cortante de cargas temporales tenemos que mencionar que se puede calcular como la suma de carga permanente mas dos veces la carga de sismo y sino fuera así se emplea una expresión similar a la de nuestro reglamento. Con una de esas expresiones se calcula los espaciamientos. En cuanto a los espaciamientos máximos se establece un solo tipo de espaciamiento a travez de toda la viga que en nuestro caso salió de 20 cm., aqui también en casi todos los re-

sultados se obtuvo este espaciamiento.

De la comparación de ambos resultados podemos decir que en el caso Japonés hay una mayor concentración de estribos en toda la viga, lo cual asegura un comportamiento dúctil ya que los riesgos de falla por corte están cubiertos por la cantidad de estribos que resultan en la viga. En cuanto al anclaje y longitudes de desarrollo mencionaremos que no existen muchas diferencias entre ambos reglamentos y que se dan casi las mismas especificaciones al respecto, por ese motivo no se hicieron mayores cálculos.

### 5.3.3 Columnas.-

El diseño de columnas presenta también algunas diferencias en los reglamentos analizados. Comenzaremos como en vigas revisando las cuantías especificadas como mínimas; sabemos que en el código Peruano se estipula la 1% de la sección como el mínimo acero a colocarse en las columnas en cambio en el reglamento Japonés se especifica 0.8% de cuantía mínima. Teniendo en cuenta como en vigas que en el caso de los modelos analizados generalmente se obtiene el acero mínimo, es importante esta diferencia de cuantías sobretodo cuando se calcula la capacidad última.

El dimensionamiento en el caso Peruano es en base a las áreas de influencias acumuladas, en el caso del reglamento Japonés es similar pero teniendo siempre una tendencia a adoptar mayores dimensiones. Por otro lado las cargas axiales se calculan de igual manera con la única diferencia en los valores de las cargas que depende de los coeficientes de carga empleados, aunque también hay que mencionar que en el caso Japonés se considera una contribución de los cortantes de las vigas por cargas sísmicas que de acuerdo a los resultados no es muy representativa.

En el cálculo del refuerzo en el reglamento Peruano se emplea como sabemos los gráficos del ACI veri

ficandose siempre que la formación de mecanismos de rótulas sea en vigas así como también hay que verificar el confinamiento, que nos dá un estribado en una zona determinada que hace que las rótulas esten siempre en vigas y que la falla sea dúctil en las columnas.

En cuanto al refuerzo por cortante se considera que las rótulas se produzcan en vigas y así se calculan los cortantes y espaciamientos, teniendo el máximo en nuestros casos de 20 cm..

En el caso del reglamento Japonés para el refuerzo longitudinal se hace con las fórmulas apropiadas que se especifican respetando la cuantía mínima. Para el refuerzo por cortante se considera solo las cargas temporales como en vigas o sea la suma de la carga permanente mas dos veces la carga de sismo se compara esta carga con la carga admisible para ver si es necesario o no refuerzo por cortante, de todas maneras los espaciamientos máximos encontrados para nuestros casos de acuerdo al reglamento Japonés fueron de 10 cm. hasta una zona a 80 cm. de los extremos y en el centro de 15 cm..

Lo anterior nos hace ver pues, que también en el caso de columnas en el reglamento Japonés se prevee aparte de un mayor dimensionamiento, una mayor concentración de estribos para asegurar una falla dúctil, considerando además que el diseño no queda ahí sino que hay que verificar por capacidad última.

#### 5.3.4 Muros de corte.-

Los muros de corte son elementos muy usados para ayudar a la estructura en su comportamiento frente al sismo. Como lo indica su nombre son principalmente diseñados para resistir el cortante lateral sin embargo deben guardar ciertos requisitos para resistir también los otros tipos de cargas. Otra consideración importante es la interacción del muro con el pórtico ya



que hay muchas formas de tratarlo, sin embargo en el caso de los modelos analizados se ha hecho con los métodos mas simples tanto en el análisis para cargas verticales como para cargas sísmicas, dado que el propósito del código es pues simplificar el diseño sin disminuirle seguridad.

En el dimensionamiento de muros se considera el espesor de este y se recomiendan valores mínimos que en el caso peruano es de 15 cm. y en el caso del reglamento Japonés es de 12 cm. , se puede considerar también cargas axiales, pero generalmente se considera que lo asumen las columnas adyacentes.

Respecto al diseño veremos primero las cuantías mínimas, en el caso Peruano se establece para el refuerzo horizontal y vertical 0.25% lo cual es igual al caso Japonés.

Sin embargo en el diseño del refuerzo si este no es mínimo, si hay diferencias que señalar, fundamentalmente que en el caso Japonés se considera la contribución de las columnas adyacentes para el calculo del esfuerzo permisible. Por otro lado si bien en ambos reglamentos se establecen cálculos para momento flector, en el Japonés se ahce un diseño aparte para el momento de volteo en la base, lo cual no quiere decir que en el caso Peruano no pueda hacerse, sino simplemente que no esta especificado ya que aquí se considera también el efecto de la viga de cimentación.

Debido a que el espesor de los muros empleados fue de 15 cm. se considero una sola malla de refuerzo, sin embargo en las uniones con las vigas debe proveerse refuerzo adicional a fin de tener una adecuada ductilidad en estas, asi como también en las columnas adyacentes a los muros; esto es mas importante si los muros tuvieran vanos lo que no es el caso de los modelos analizados.

## 5.4 CAPACIDAD ULTIMA.-

### 5.4.1 Capacidad última al corte lateral.-

El cálculo de la capacidad última al cortante lateral está comprendido dentro de un criterio de diseño del Código Japonés y requerido para edificaciones de mas de dos pisos; sin embargo en nuestro caso del Código Peruano para comparar qué capacidad lateral tiene el diseño realizado con nuestro código.

Si nos referimos al primer modelo analizado con ambos códigos y despues de haber calculado la capacidad última por medio de las fórmulas empíricas desarrolladas en el Japón, vemos que en la dirección X tenemos mayores resultados de capacidad última para el caso Japonés, esto era presumible debido a la mayor cantidad de refuerzo que resultaba en el diseño Japonés; en la dirección Y sucede lo mismo; además hay que decir que esto también es el resultado de la diferente concepción sísmica, la diferente distribución de fuerzas que se asume ya que la acción sísmica es la que prevalece en el diseño en el caso Japonés.

Veamos ahora el caso del segundo modelo analizado que incluye muros de corte. Aquí también se vé que la capacidad última que nos dá el diseño con Código Japonés es mayor en los dos sentidos comparándolo con el caso Peruano por las mismas razones que hemos señalado anteriormente. Pero queremos resaltar también que si comparamos los modelos que tienen muros de corte con los que no los tienen, los anteriores presentan una mayor capacidad lateral lo cual era de esperar por que si bien disminuye la ductilidad de entrepiso la capacidad disponible frente al cortante lateral último es de mayor margen que en el caso de no haber muros de corte; esto pues debe ser tenido en cuenta al momento de seleccionar alternativas de diseño con o sin muros de corte por que también hay que considerar que los coeficientes sísmicos últimos aumentan bastante cuando se usan muros

de corte.

En buena cuenta creemos que la práctica del cálculo de la capacidad última debe ser especificada en el caso del Código Peruano, ya que si bien es cierto está basado en formulas empíricas, proporciona mayores luces acerca del comportamiento inelástico de una estructura, nos proporciona mecanismos de falla y podemos determinar ductilidades de entrepiso para determinar los desplazamientos relativos.

### 5.5 CUADRO COMPARATIVO.-

A continuación se presenta un cuadro resumen comparativo de los principales resultados obtenidos:

ASUNTO	CODIGO PERUANO	CODIGO PERUANO	% DIFERENCIA
<u>1° Modelo</u>			
<u>MATERIALES</u>			
<u>CONCRETO</u>	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	—
Acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$	5%
<u>SOBRECARGAS:</u>			
4° Piso	150 $\text{Kg/m}^2$	130 $\text{Kg/m}^2$	15%
3° al 1° Piso	250 $\text{Kg/m}^2$	180 $\text{Kg/m}^2$	39%
Para sismo			
4° Piso	38 $\text{Kg/m}^2$	60 $\text{Kg/m}^2$	58%
3° al 1° Piso	63 $\text{Kg/m}^2$	80 $\text{Kg/m}^2$	27%
<u>PESOS POR PISO</u>			
4° Piso	249 Tn.	257 Tn.	3%
3° al 2° Piso	312 Tn.	318 Tn.	2%
1° Piso	321 Tn.	327 Tn.	2%
<u>CORTANTES DE ENTREPISO: (ANALISIS ESPECTRAL)</u>			
X			
4°	17.1 Tn.	81 Tn.	374%
3°	34.0 Tn.	149 Tn.	338%
2°	49.7 Tn.	202 Tn.	306%
1°	63.4 Tn.	244 Tn.	285%
Y			
4°	17.2 Tn.	81 Tn.	370%
3°	34.0 Tn.	149 Tn.	338%
2°	49.9 Tn.	202 Tn.	305%
1°	63.7 Tn.	244 Tn.	283%
	(ANALISIS ESTÁTICO)		
4°	25.0 Tn.	81 Tn.	224%
3°	49.4 Tn.	149 Tn.	202%
2°	66.8 Tn.	202 Tn.	202%
1°	77.6 Tn.	244 Tn.	214%
<u>DISEÑO:</u>			
<u>Vigas:</u>			
$f_{min}$	0.0033	0.0040	21%
Cálculo de Refuerzo por:	$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$	$Q_t = \frac{M_E}{f_t j}$	
	$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$	$j = \frac{7}{8} d$	

ASUNTO	CODIGO PERUANO	CODIGO JAPONES	% DIFERENCIA
Par corte: Cortante de Diseño	$V_{u,DER} = \frac{-M_{u,DER} + M_{1,2Q}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$	$Q_D = Q_L + 2Q_E$	
Corte permisible del concreto.	7.25 Kg/cm <sup>2</sup>	10.5 Kg/cm <sup>2</sup> (temporal)	45%
Espaciamientos máximos	14.25 cm. hasta 2.3 m. 28.5 en zona central.	20 cm en toda la viga.	40% 42%
Columnas:			
S <sub>min</sub> :	1%	0.8%	25%
Estribado mínimo	□ 1/2" @ 0.05, 5 @ 0.10 Resto @ 0.20	□ 1/2" @ 0.05, 8 @ 0.10 Resto @ 0.20	
<b>CORTE LATERAL (ANALISIS ESPECTRAL)</b>			
X	4° 97.4 Tn. 3° 170.5 Tn. 2° 219.2 Tn. 1° 243.6 Tn.	150 Tn. 262 Tn. 337 Tn. 375 Tn.	54% 54% 54% 54%
Y	4° 112.3 Tn. 3° 196.5 Tn. 2° 252.6 Tn. 1° 280.7 Tn.	148 Tn. 260 Tn. 334 Tn. 371 Tn.	32% 32% 32% 32%
<b>(ANALISIS ESTATICO)</b>			
X	4° 98.4 Tn. 3° 172.1 Tn. 2° 221.3 Tn. 1° 245.9 Tn.	150 Tn. 262 Tn. 337 Tn. 375 Tn.	52% 52% 52% 52%
Y	4° 120.1 Tn. 3° 210.1 Tn. 2° 270.2 Tn. 1° 300.2 Tn.	148 Tn. 260 Tn. 334 Tn. 371 Tn.	23% 23% 23% 23%
<b>2° MODELO</b>			
Peso por piso para calcular fuerza sismica.			
4° Piso	254	262	3%
3° y 2° Piso	332	338	2%
1° Piso	348	354	2%
<b>Cortante de entrepiso (Análisis espectral)</b>			
X	4° 28.8 Tn. 3° 54.4 Tn. 2° 76.3 Tn. 1° 88.5 Tn.	84 Tn. 156 Tn. 213 Tn. 258 Tn.	192% 187% 179% 192%
Y	4° 29.1 Tn. 3° 54.7 Tn. 2° 76.1 Tn. 1° 87.6 Tn.	84 Tn. 156 Tn. 213 Tn. 258 Tn.	189% 185% 180% 195%
<b>(Análisis Estático)</b>			
	4° 31.6 Tn. 3° 63.7 Tn. 2° 86.7 Tn. 1° 101.2 Tn.	84 Tn. 156 Tn. 213 Tn. 258 Tn.	166% 145% 146% 155%
<b>DISEÑO</b>			
Muros: Cuantía mínima Horizontal y Vertical Refuerzo M-1 M-2	0.25% Malla Ø 1/2" @ 0.30 " " " " (ANALISIS ESTATICO)	0.25% Malla Ø 1/2" @ 0.20 " " @ 0.25	
CORTE LATERAL			
X	4° 244.7 Tn. 3° 296.2 Tn. 2° 395.9 Tn. 1° 594.6 Tn.	282 Tn. 337 Tn. 441 Tn. 585 Tn.	15% 14% 11% 2%
Y	4° 266.1 Tn. 3° 279.3 Tn. 2° 350.2 Tn. 1° 502.9 Tn.	303 Tn. 360 Tn. 468 Tn. 598 Tn.	18% 29% 34% 19%

## CAPITULO VI

### PROBLEMAS DE ANALISIS Y DISEÑO

## CAPITULO VI

### 6.0 PROBLEMAS DE ANALISIS Y DISEÑO.-

#### 6.1 GENERALIDADES.-

El análisis y diseño de los modelos típicos realizados anteriormente requiere de métodos sistemáticos. Por otro lado se requiere de un profundo conocimiento del comportamiento elástico e inelástico de los elementos de concreto armado.

Además como lo que se busca es diseñar estructuras que sean seguras y económicas; aparte de tener los conocimientos fundamentales como base, es importante también estar familiarizados con procedimientos y técnicas de diseño más analizados.

En este capítulo se da un tratamiento práctico a tres aspectos importantes de cálculo en los que se considera el comportamiento inelástico del concreto armado; buscando más que nada un diseño más realista y no tan conservador.

Los aspectos que a continuación presentamos son importantes también dentro de los Códigos analizados, aunque no todos están incluidos o considerados específicamente.

Los puntos considerados son:

- Diseño Límite
- Líneas de Fluencia
- Pórticos Dúctiles

Hay que resaltar que estos aspectos de diseño son aún más importantes cuando se hace un diseño sísmico, ya que solo considerándolos se tendrá a la edificación en el momento de un sismo dentro de una concepción dinámica.

Se trata pues de métodos prácticos de diseño que median entre lo elástico y lo perfectamente plástico.

## 6.2 DISEÑO LIMITE.-

### 6.2.1 GENERALIDADES.-

El concreto tiene diferente comportamiento de acuerdo a las cargas aplicadas, de aquí que se proyectan las secciones considerando un comportamiento elástico (servicio), a la rotura, sin embargo los métodos de análisis empleados para calcular las cargas siempre son elásticos, desde luego esto no es riguroso, aunque puede considerarse conservador y seguro, aparte que son procedimientos generalmente aceptados.

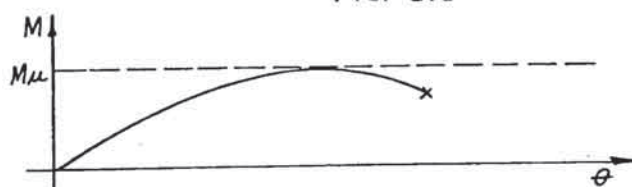
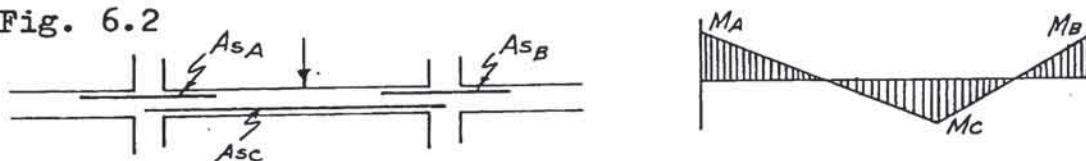
Más riguroso sería realizar un análisis inelástico y un diseño también inelástico.

Por otro lado sabemos que un elemento en un pórtico no va a colapsar cuando llegue al momento de fluencia en solo una de sus secciones, por lo tanto es importante considerar los cambios sustanciales que se producen cuando ocurre esto, permitiendo muchas veces modificar o corregir el análisis elástico realizado, reduciendo también la congestión de armadura en los elementos, sobre todo en conexiones viga-columna. El desarrollo de estos principios constituye el diseño límite.

### 6.2.2. RELACION MOMENTO - CURVATURA.-

Si tenemos una viga sometida a cargas verticales como en la Fig. 6.1 que ocasiona momentos flectores se producirá una curvatura en la viga.

Podemos establecer una relación entre el momento aplicado y la curvatura producida como se muestra en la Fig. 6.2



En el diagrama de la relación momento-curvatura vemos como al aumentar el momento flector se incrementa la curvatura. En primer lugar este incremento es lineal hasta alcanzar el módulo de rotura, luego va disminuyendo la pendiente y cuando llega a la capacidad última  $M_u$  se produce un gran aumento en la curvatura hasta que se alcanza la rotura.

### 6.2.3. ROTULA PLASTICA,-

Es la región de longitud finita en un elemento, donde se puede alcanzar y mantener la capacidad máxima  $M_u$  sin variación, mientras se produce una rotación plástica. Estas articulaciones que en la práctica se suponen puntuales en lugar de distribuidas, son diferentes de las articulaciones comunes que se ven en resistencia de materiales, es decir son articulaciones que poseen una resistencia que habrá que alcanzar para que se produzcan.

### 6.2.4 DUCTILIDAD.-

Es la capacidad de un elemento de permitir grandes deformaciones antes de la rotura sin pérdida significativa de su capacidad. Por lo tanto en una sección dúctil se puede mantener su capacidad última con una gran disipación de energía por deformación.

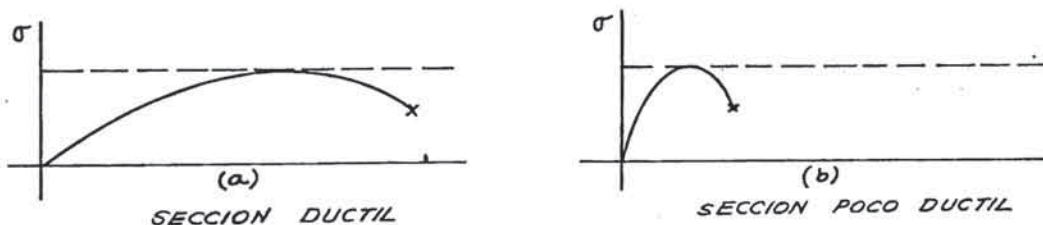


FIG. 6.3

### 6.2.5 DUCTILIDAD RESISTENTE.-

Es la ductilidad máxima útil que tiene una sección, se denomina también capacidad de ductilidad.



### 6.2.6 DUCTILIDAD ACTUANTE.-

Es la ductilidad requerida en una sección para obtener un determinado mecanismo de colapso.

### 6.2.7 MECANISMO DE COLAPSO.-

Se ha mencionado que un elemento de un pórtico no colapsa cuando se forma una sola rótula plástica, sino después de la formación de otras rótulas que hacen inestable el elemento. A este estado en que existen suficientes rótulas que causan la inestabilidad se le llama el mecanismo de colapso.

Consideremos la viga de la Fig. 6.1 a medida que

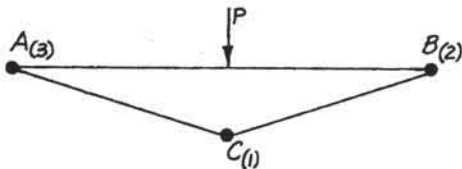


FIG. 6.4

$P$  aumenta, el momento en  $C$  ( $M_C$ ) alcanza a la capacidad máxima  $M_{u_C}$  produciéndose la primera rótula plástica, si  $P$  sigue aumentando, el  $M_B$  puede ser igual al  $M_{u_B}$  y se

producirá una segunda rótula, sin embargo a estas alturas el elemento es isostático y estable, pero si  $P$  sigue aumentando  $M_A$  será igual a  $M_{u_A}$  y se producirá la tercera rótula plástica en  $A$  produciéndose también el colapso, con el mecanismo representado en la Fig. 6.4

En la práctica se considera que el momento último es igual al momento de fluencia por lo tanto podemos considerar que la rotación de fluencia ( $\theta_Y$ ) se produce cuando se llega al momento último y se desarrolla manteniendo constante este momento  $M_u$  hasta una rotación plástica útil ( $\theta_{\text{útil}}$ ), a partir de la cual el momento disminuye hasta llegar a la rotura. Fig. 6.5

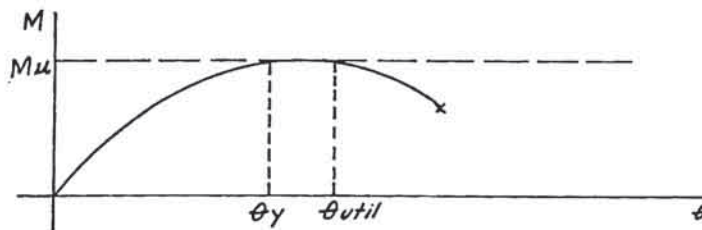


FIG. 6.5

Por lo tanto la ductilidad útil de la sección C en el ejemplo planteado será:

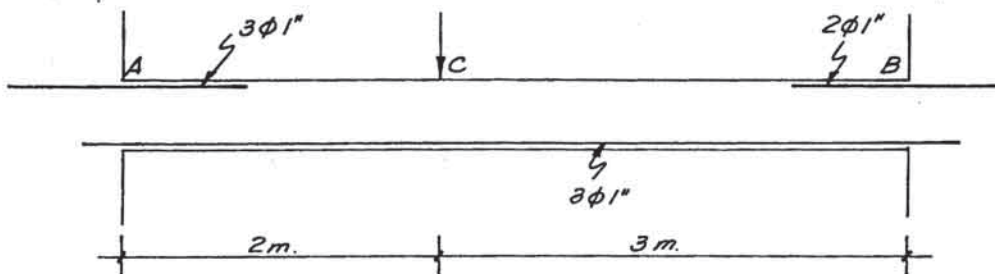
$$\mu_c = \frac{\theta_{util}}{\theta_y}$$

Esta ductilidad permite un aumento en la carga actuante para la formación de las otras rótulas en las secciones A y B, la formación secuencial de las rótulas plásticas nos conduce a una redistribución de momentos, ya que cuando en una estructura hiperestática se forma una rótula plástica, no se pierde la estabilidad pero la estructura tiene un grado menos de hiperestaticidad y su comportamiento ante un análisis elástico es diferente, el diagrama de momentos es diferente y a medida que la carga aumenta y se sigan produciendo nuevas rótulas, serán necesarias nuevas redistribuciones de momento, hasta alcanzar la inestabilidad y por ende el mecanismo de colapso.

Los beneficios de esta redistribución radican en que nos permite saber cual es la resistencia real de la estructura, lo cual nos puede conducir a una mayor economía.

#### 6.2.8 EJEMPLOS DE APLICACION.-

Ejemplo 1.- Calcular la máxima carga P y el mecanismo de colapso, para la viga de la Figura.



$$b \times d = 0.30m \times 0.50m$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

-En primer lugar determinamos los momentos últimos resistentes A, B y C, empleando:

$$M_u = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Sección A:

$$A_{sA} = 3 \phi 1" = 15.21 \text{ cm}^2$$

luego

$$a = \frac{15.21 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 11.9$$

$$M_{uA} = 15.21 \times 4.2 \left( 0.50 - \frac{0.119}{2} \right) = 28.1 \text{ T-m}$$

De igual manera:

Sección B:

$$A_{sB} = 2 \phi 1" = 10.14 \text{ cm}^2 \quad a = 8.0 \text{ cm.}$$

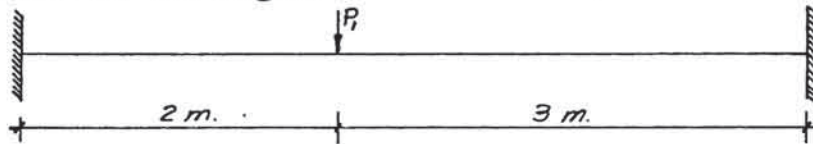
$$M_{uB} = 19.6 \text{ T-m.}$$

Sección C:

$$A_{sC} = 3 \phi 1" = 15.21 \text{ cm}^2 \quad a = 11.9 \text{ cm.}$$

$$M_{uC} = 28.1 \text{ T-m.}$$

-Calculamos ahora los momentos actuantes para la condición de la figura.



Obteniendo:



-Establecemos ahora las relaciones del momento actuante a momento resistente

$$r_i = \frac{M_a}{M_r}$$

Es claro que esta relación no podrá ser mayor de 1, por lo tanto la primera rótula plástica comienza donde \$r\_i\$ sea máxima e igual a 1.

Para el ejemplo:

$$r_A = \frac{0.720 P_1}{28.1} = 0.0256 P_1$$

$$r_B = \frac{0.480 P_1}{19.6} = 0.0245 P_1$$

$$r_C = \frac{0.576 P_1}{28.1} = 0.0205 P_1$$

Luego la primera rótula se forma en A y ocurrirá cuando:  $r_A = 1$

o sea:

$$0.0256 P_1 = 1 \Rightarrow P_1 = 39.1 \text{ Ton.}$$

Para esta carga  $P_1$  tendremos una rótula plástica en A, pero la viga aún puede resistir, las otras secciones aún no han llegado a su momento último resistente.

-Calculamos ahora el remanente de capacidad que tienen estas secciones una vez que se alcanza la carga  $P_1$ .

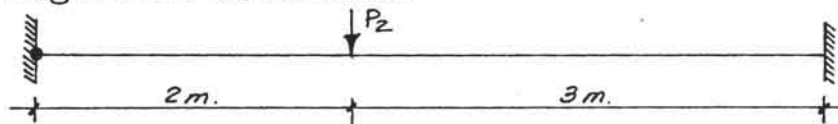
$$\begin{aligned} \text{Para } P_1 &= 39.1 \text{ Ton} \\ M_A &= 28.1 \text{ T-m} \\ M_B &= 18.8 \text{ T-m} \\ M_C &= 22.5 \text{ T-m} \end{aligned}$$

Los momentos remanentes será lo que le falta para llegar a su capacidad máxima.

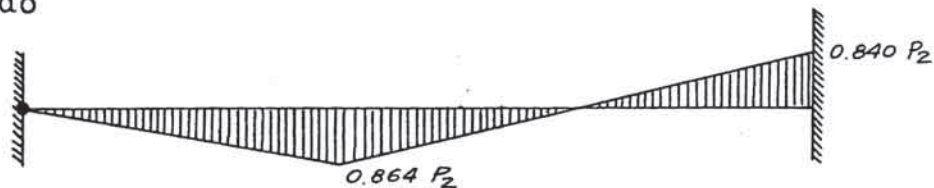
$$M'_{Br} = 19.6 - 18.8 = 0.8 \text{ T-m.}$$

$$M'_{Cr} = 28.1 - 22.5 = 5.6 \text{ T-m.}$$

Calculamos entonces los nuevos momentos actuantes para la siguiente condición:



obteniendo



Entonces:

$$r_B = \frac{0.840 P_2}{0.9} = 0.9333 P_2$$

$$r_C = \frac{0.864 P_2}{5.6} = 0.1543 P_2$$

La segunda rótula plástica se forma en B y tendremos:

$$0.9333 P_2 = 1 \Rightarrow P_2 = 1.1 \text{ Ton.}$$

Hasta aquí se ha alcanzado la capacidad máxima en las secciones A y B, en la sección C tendremos un momento producido por  $P_2$  de:

$$M''_C = 0.864 \times 1.1 = 1.0 \text{ T-m}$$

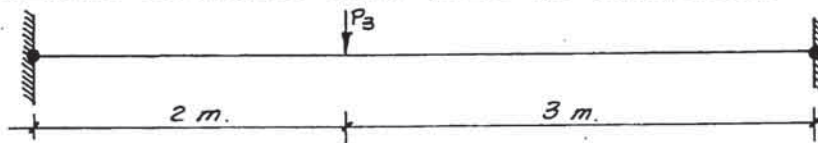
Por lo tanto el momento total en C hasta este paso será:

$$M_C = 22.5 + 1.0 = 23.5 \text{ T-m.}$$

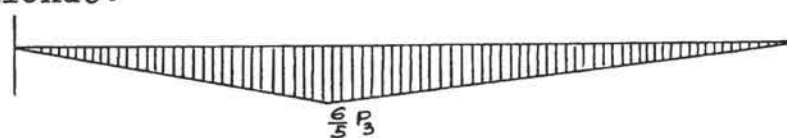
El cual supone un remanente de su capacidad máxima de:

$$M''_{Cr} = 28.1 - 23.5 = 4.6 \text{ T-m.}$$

El momento actuante será para la condición:



obteniendo:



El cual naturalmente será igual al resistente o sea:

$$\frac{6}{5} P_3 = 4.6 \Rightarrow P_3 = 3.8 \text{ Ton.}$$

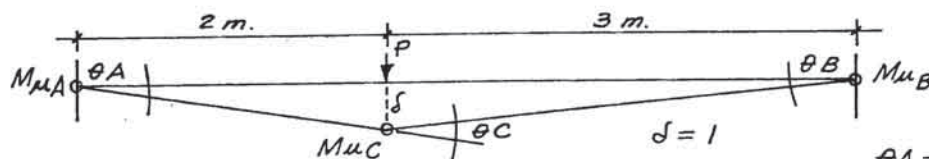
Por lo tanto la máxima carga que produce el siguiente mecanismo de colapso será:



$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P = 44.0 \text{ Ton.}$$

A partir del mecanismo de colapso podemos verificar por el método de trabajos virtuales; igualando el trabajo exterior al trabajo interior:



$$\theta_A = \frac{\delta}{2}$$

$$\theta_B = \frac{\delta}{3}$$

$$\theta_C = \theta_A + \theta_B$$

$$W_E = P\delta = P(\delta) = P$$

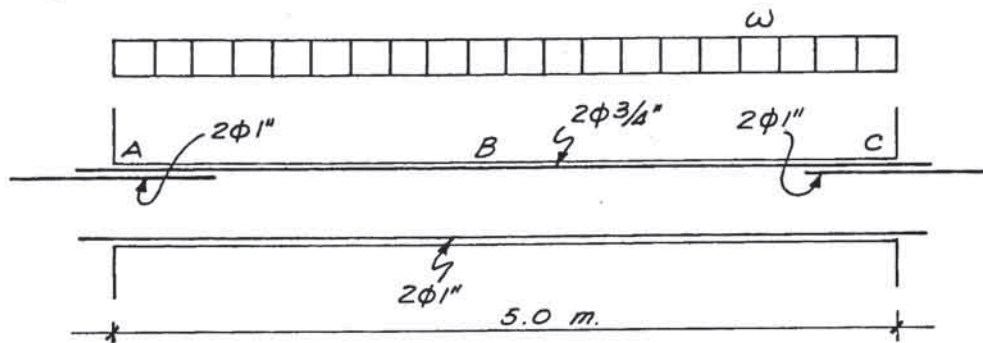
$$W_I = \sum M\theta = M_{\mu A}\theta_A + M_{\mu B}\theta_B + M_{\mu C}\theta_C$$

$$W_I = 28.1 (1/2) + 19.6 (1/3) + 28.1 (1/2 + 1/3) = 44$$

$$W_E = W_I$$

$$P = 44.0 \text{ Ton.}$$

**Ejemplo 2.-** Calcular la máxima carga  $w$  y el mecanismo de colapso:



$$b \times h = 30 \text{ cm} \times 55 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

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

-Cálculo de los momentos últimos resistentes:

$$d = 55 - (4 + \frac{\phi}{2}) = 50 \text{ cm.}$$

$$M_u = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Sección A:

$$A_{sA} = 2 \phi 1'' + 2 \phi 3/4'' = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{15.84 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 30} = 14.9 \text{ cm.}$$

$$M_{uA} = 15.84 \times 4.2 (0.5 - \frac{0.149}{2}) = 28.3 \text{ T-m.}$$

De igual manera:

Sección B:

$$A_{sB} = 2 \phi 1'' = 10.14 \text{ cm}^2 \quad a = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{uB} = 19.3 \text{ T-m}$$

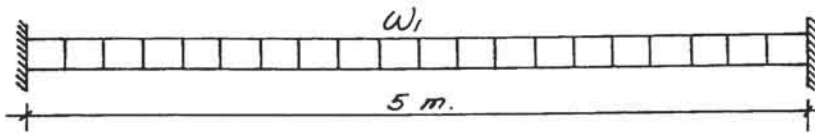
Sección C:

$$A_{sC} = 2 \phi 1'' + 2 \phi 3/4'' = 15.84 \text{ cm}^2$$

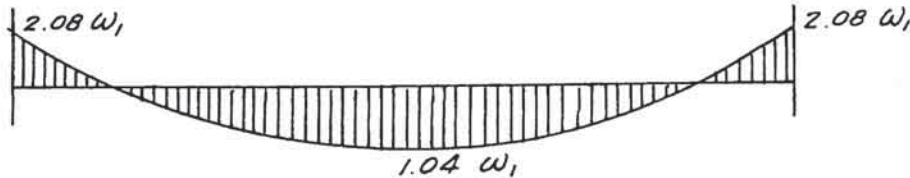
$$a = 14.9 \text{ cm.}$$

$$M_{uC} = 28.3 \text{ T-m}$$

Calculamos los momentos actuantes:



Obtenemos:



Cálculo de los  $r_i = \frac{M_a}{M_r}$

$$A: \quad M_a = 2.08 w_1, \quad M_r = 28.3 \quad r_A = 0.0735 w_1$$

$$B: \quad M_a = 1.04 w_1, \quad M_r = 19.3 \quad r_B = 0.0539 w_1$$

$$C: \quad M_a = 2.08 w_1, \quad M_r = 28.3 \quad r_C = 0.0735 w_1$$

La primera rótula plástica se producirá donde  $r_i$  es máximo; en este caso se producirán rótulas plásticas en A y C al mismo instante para:

$$0.0735 w_1 = 1 \Rightarrow w_1 = 13.61 \text{ T/m.}$$

Los esfuerzos que producen estas cargas serán:

$$M_A = 28.3 \text{ T-m}$$

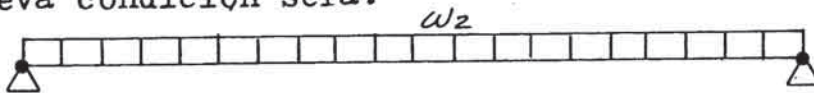
$$M_B = 14.2 \text{ T-m}$$

$$M_C = 28.3 \text{ T-m}$$

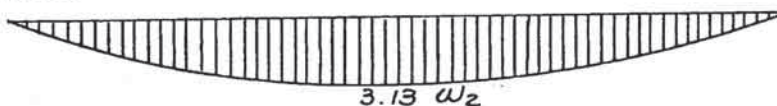
El momento remanente en B será:

$$M_{B_r} = 19.3 - 14.2 = 5.1 \text{ T-m}$$

La nueva condición será:



Obteniendo:



Por lo tanto la tercera rótula plástica se producirá cuando:

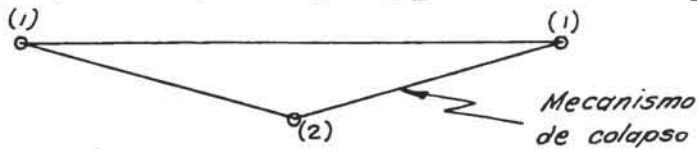
$$3.13 w_2 = 5.1 \text{ T-m}$$

$$w_2 = 1.63 \text{ T/m}$$

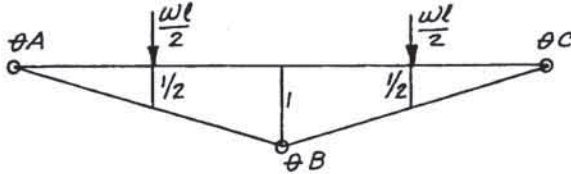
Luego la máxima carga  $w$  será:

$$w = w_1 + w_2$$

$$w = 15.24 \text{ T/m.}$$



Verificamos por trabajos virtuales:



$$W_E = 2.5 w (1/2) + 2.5 w (1/2) = 2.5 w$$

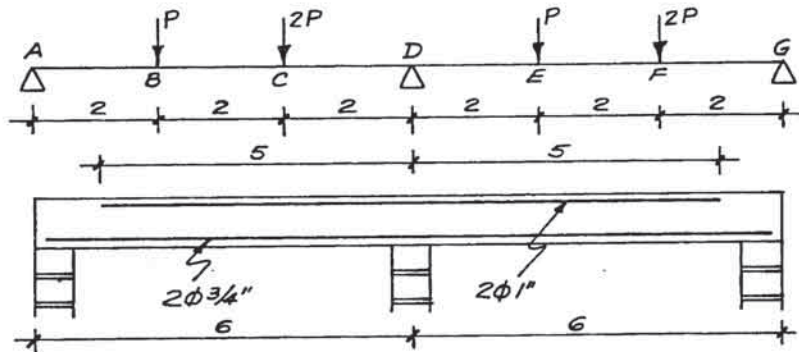
$$W_I = 28.3 (1/2.5) + 28.3 (1/2.5) + 19.3 (1/2.5 + 1/2.5) = 38.08$$

$$W_E = W_I$$

$$2.5 w = 38.10$$

$$w = 15.24 \text{ T/m.}$$

Ejemplo 3.- Calcular la máxima carga  $P$  y el mecanismo de colapso.



$$b \times h = 30 \text{ cm.} \times 50 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

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

-Cálculo de los momentos últimos resistentes:

$$d = 50 - \left(4 + \frac{\phi}{2}\right) = 45 \text{ cm.}$$

Sección B:

$$A_{sB} = 2 \phi 3/4" = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{5.7 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 30} = 5.36 \text{ cm}$$

$$M_{\mu B} = 5.7 \times 4.2 \left(0.45 - \frac{0.0536}{2}\right) = 10.1 \text{ Ton.}$$

Sección C:

$$A_{sC} = 2 \phi 3/4" = 5.7 \text{ cm}^2 \text{ (sin contar el acero en compresión)}$$

$$M_{\mu C} = 10.1 \text{ T-m.}$$



Sección D:

$$A_{sD} = 2 \phi 1" = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$M_{\mu D} = 17.1 \text{ T-m.}$$

Sección E:

$$A_{sE} = 2 \phi 3/4" = 5.7 \text{ cm}^2$$

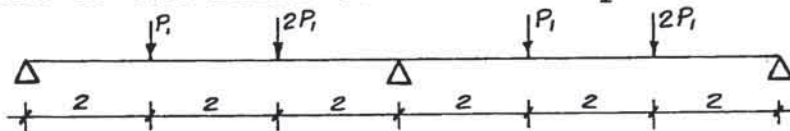
$$M_{\mu E} = 10.1 \text{ T-m.}$$

Sección F:

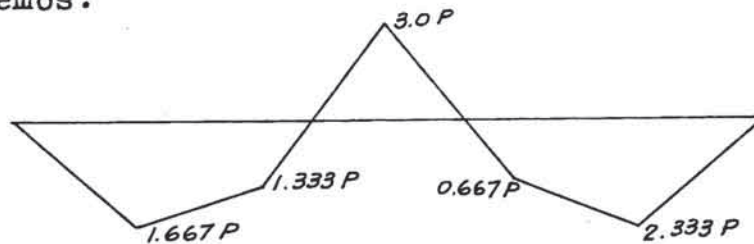
$$A_{sF} = 2 \phi 3/4" = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$M_{\mu F} = 10.1 \text{ T-m.}$$

Cálculo de los momentos actuantes para:



Obtenemos:



Cálculo de los

B:	$M_a = 1.667 P_1$	$M_r = 10.1$	$r_B = 0.1650 P_1$
C:	$M_a = 1.333 P_1$	$M_r = 10.1$	$r_C = 0.1320 P_1$
D:	$M_a = 3.000 P_1$	$M_r = 17.1$	$r_D = 0.1754 P_1$
E:	$M_a = 0.667 P_1$	$M_r = 10.1$	$r_E = 0.0660 P_1$
F:	$M_a = 2.333 P_1$	$M_r = 10.1$	$r_F = 0.2310 P_1$

La primera rótula plástica se producirá en F, para:

$$0.2310 P_1 = 1 \Rightarrow P_1 = 4.33 \text{ Ton.}$$

Los momentos que produce esta carga son:

$$M_B = 7.3 \text{ T-m}$$

$$M_C = 5.8 \text{ T-m}$$

$$M_D = 13.1 \text{ T-m}$$

$$M_E = 2.9 \text{ T-m}$$

$$M_F = 10.1 \text{ T-m}$$

Los momentos remanentes serán:

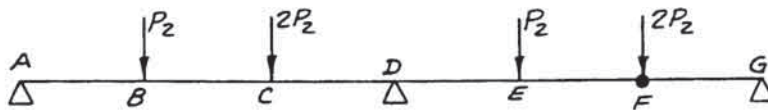
$$M_{rB} = 10.1 - 7.5 = 2.6 \text{ T-m.}$$

$$M_{rC} = 10.1 - 5.8 = 4.3 \text{ T-m.}$$

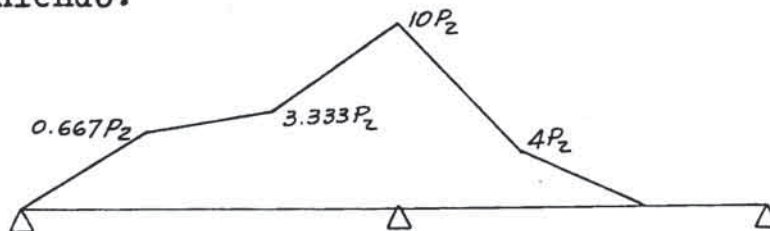
$$M_{rD} = 17.1 - 13.1 = 4.0 \text{ T-m.}$$

$$M_{rE} = 10.1 - 2.9 = 7.2 \text{ T-m.}$$

Calculamos los nuevos momentos actuantes para:



Obteniendo:



En las secciones B, C y E consideraremos la armadura de  $2 \text{ } \phi \text{ 1"}$  que puede trabajar allí, por lo tanto:

$$M_{\mu B} = M_{\mu C} = M_{\mu E} = 17.1 \text{ T-m.}$$

Entonces calculamos los  $\gamma_i$ :

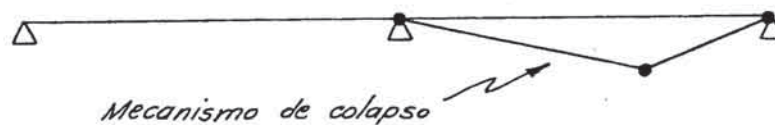
B:	$M_a = 0.667 P_2$	$M_r = 17.1$	$\gamma_B = 0.0390 P_2$
C:	$M_a = 3.333 P_2$	$M_r = 17.1$	$\gamma_C = 0.1949 P_2$
D:	$M_a = 10.000 P_2$	$M_r = 4.0$	$\gamma_D = 2.500 P_2$
E:	$M_a = 4.000 P_2$	$M_r = 17.1$	$\gamma_E = 0.2339 P_2$

Por lo tanto la segunda rótula plástica se producirá en D para:

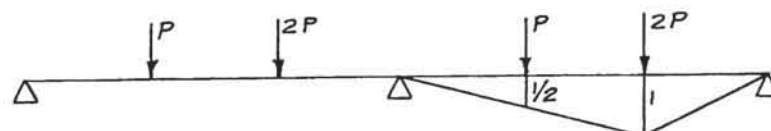
$$2.50 P_2 = 1 \Rightarrow P_2 = 0.4 \text{ Ton.}$$

Con estas dos rótulas plásticas se produce la inestabilidad de la viga, entonces el máximo valor de P será:

$$P = P_1 + P_2 = 4.33 + 0.4 = 4.73 \text{ Ton.}$$



Comprobamos por trabajos virtuales:



$$W_E = 2P(1) + P(1/2) = 5/2 P$$

$$W_I = 17.1(1/4) + 10.1(1/4 + 1/2) = 11.85$$

$$W_E = W_I \quad \frac{5}{2} P = 11.85$$

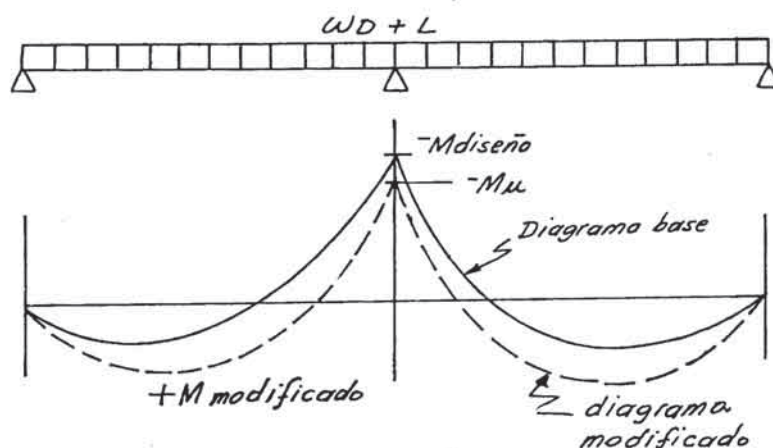
$$P = 4.74 \text{ Ton.}$$

### 6.2.9 DISTRIBUCION DE MOMENTOS FLECTORES.-

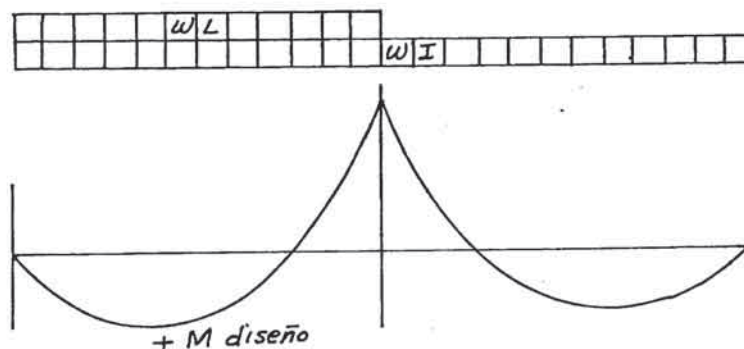
Hemos visto la capacidad plástica que pueden tener las estructuras de concreto armado. El objetivo del Diseño Límite es pues, utilizar esta capacidad de una manera práctica, por lo tanto se puede hacer una redistribución de momentos dentro de ciertos límites, haciendo una variación en los diagramas base que nos proporciona el análisis elástico.

Veamos en la siguiente figura:

Caso a.-



Caso b.-



Considerando un viga continua de dos tramos. Para obtener los momentos máximos en las secciones críticas consideramos las dos sollicitaciones de carga mostradas.

En el caso (a) obtenemos el máximo momento negativo en el apoyo intermedio  $-M_{diseño}$  el cual nos conduce a una area de acero  $A_s$ , supongamos que disminuimos esta area en una proporción determinada para tener como acero  $(1-\alpha)A_s$  esto nos conducirá a un momento  $M'_u$  reajustado, modificando también los momentos a lo largo de los vanos obteniendo un  $+M_{modificado}$ .

Por otro lado en el caso (b) obtenemos el máximo momento positivo que será el  $M$  diseño; entonces después de haber hecho el reajuste anterior pueden ocurrir dos casos:

i)  $^+M$  modificado  $< ^+M$  diseño, entonces no se requerirá un aumento en el refuerzo positivo.

ii)  $^+M$  modificado  $> ^+M$  diseño, entonces si se requeriría un aumento en el refuerzo positivo.

De igual manera si se efectúa una modificación en el  $^+A_s$  debe hacerse la verificación para el  $-A_s$ .

Sin embargo se debe tener un control en la variación del diagrama base.

En el Código Peruano se especifica:

Excepto en los casos para los cuales se usa momentos aproximados, los  $\bar{M}$  calculados con la teoría elástica para cualquier configuración de carga asumida pueden ser aumentados o disminuidos en no más del 10 % y solamente en secciones que se hayan diseñado con las siguientes condiciones:

$$f, f - f', f_w - f_t \leq 0.50 f_b$$

$$\alpha_{max} = 0.10$$

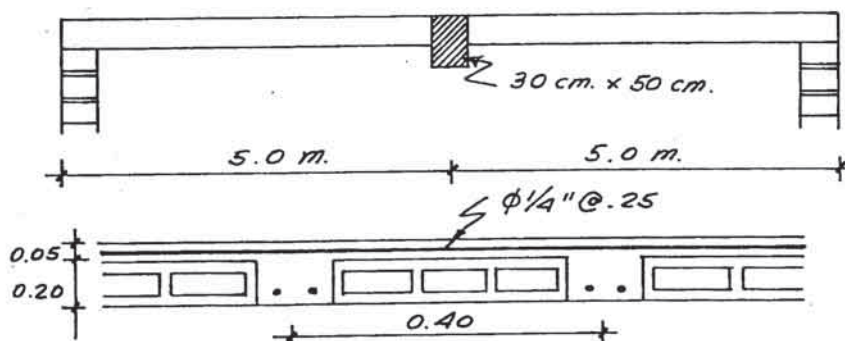
En el Código ACI el porcentaje en que puede aumentarse o disminuirse los momentos negativos es no menos de  $20 \left(1 - \frac{f - f'}{f_b}\right)$  por ciento.

Teniendo siempre las limitaciones de:

$$f, f - f' \leq 0.50 f_b$$

#### 6.2.10 EJEMPLOS DE APLICACION.-

Diseñar el refuerzo de losa aligerada adjunta redistribuyendo los momentos flectores para reducir el acero total requerido.



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P.P. \text{ Alig} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$s/c = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

DISEÑO.-

De acuerdo al ACI

a) Cuantía Máxima permisible:

$$\rho_b = 0.85 B, \frac{f'_c}{f_y} \frac{6100}{6100 + f_y} \Rightarrow$$

$$\rho_b = 0.0214$$

$$0.5 \rho_b = 0.0107$$

b) Metrado de cargas:

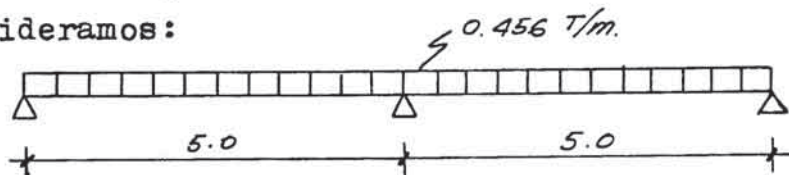
$$WD = 450 \text{ Kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m.} \times 1.4 = 252 \text{ Kg/m.}$$

$$WL = 300 \text{ Kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m.} \times 1.7 = 204 \text{ Kg/m.}$$

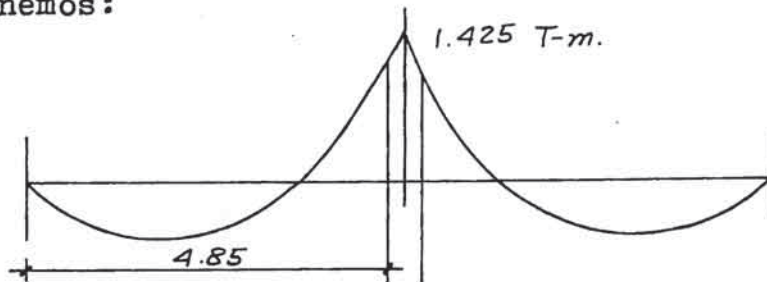
$$W_u = 456 \text{ Kg/m} = 0.456$$

c) Análisis para el  $\bar{M}$  diseño

Consideramos:



Obtenemos:

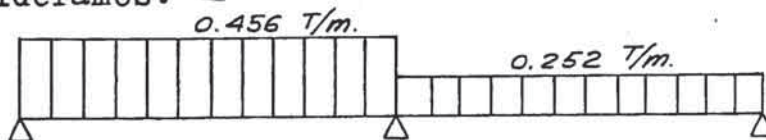


Pero el momento de diseño es en la cara de la viga intermedia o sea a 4.81 m. del apoyo extremo lo cual resulta

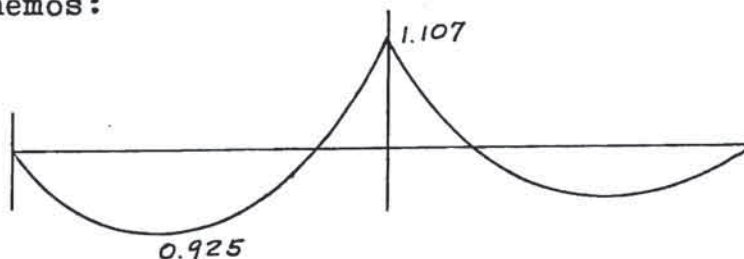
$$-M_{\text{diseño}} = 1.216 \text{ T-m.}$$

d) Análisis para el M diseño

Consideramos:



Obtenemos:



$$+M_{\text{diseño}} = 0.925 \text{ T-m.}$$

e) Diseño

$$+M_u = 0.925 \text{ T-m.} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$d = 25 - (2 + \frac{\phi}{2}) = 22.36 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$-M_u = 1.216 \text{ T-m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

### REDISTRIBUCION DE MOMENTOS.-

1.- Momento negativo

$$\text{Probamos con } -A_s = 2 \phi 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

La cuantía será:

$$\rho = \frac{1.42}{10 \times 22.36} = 0.0063 < 0.5 \rho_b = 0.0107$$

$$20 \left( 1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) = 20 \left( 1 - \frac{0.0063 - 0}{0.0214} \right) = 14.1\%$$

Ahora calculamos el momento último

$$2 \phi 3/8'' \rightarrow a = \frac{1.42 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.34 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1.111 \text{ T-m.}$$

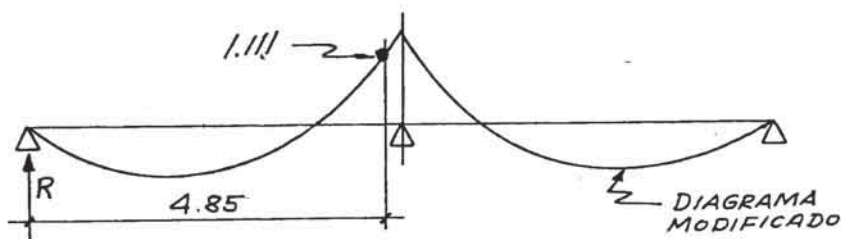
El porcentaje que se está redistribuyendo será:

$$\% \text{ Redist} = \frac{1.216 - 1.111}{1.216} \times 100$$

$$\% \text{ Redist} = 86\% < 14.1\%$$

Pero ahora veamos que efecto produce esta redistribución en el momento positivo.

El momento último calculado actúa en la cara de la viga



Luego podemos calcular la reacción R

$$R \times 4.85 - 0.456 \times \frac{4.85^2}{2} = -1.111$$

$$\Rightarrow R = 0.877 \text{ T.}$$

Y el máximo momento producido en esta condición será:

$$+M_{\text{MAX MODIF.}} = 0.841 \text{ T-m.}$$

Comparando con el +M diseño tenemos:

$$+M_{\text{MOD.}} = 0.841 \text{ T-m} < +M_{\text{Dis}} = 0.925 \text{ T-m.}$$

Por lo tanto no se necesita aumento en el refuerzo positivo

## 2.- Momento positivo

$$\text{Probamos con: } +A_s = 1\phi^{3/8} + 1\phi^{1/4} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1.02}{40 \times 22.64} = 0.00113 \ll 0.5\rho_b = 0.0107$$

luego:

$$20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right) = 20\left(1 - \frac{0.00113 - 0}{0.0214}\right) = 18.9\%$$

El momento último será:

$$1\phi^{3/8} + 1\phi^{1/4} \rightarrow a = 0.6$$

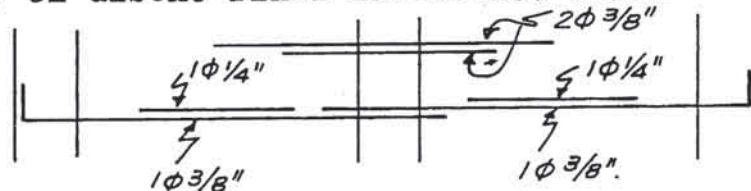
$$M_u = 0.861 \text{ T-m.}$$

$$\% \text{ redistribución} = \frac{0.925 - 0.861}{0.925} = 6.9\% < 18.9\%$$

Por otro lado si comparamos con el  $+M$  modificado del paso anterior vemos

$$+M_{mod_1} = 0.841 \text{ T-m} < +M_{mod_2} = 0.861 \text{ T-m.}$$

De tal manera que se pueden efectuar ambas redistribuciones y el diseño final inelástico será:



## 6.3 LINEAS DE FLUENCIAS EN LOSAS.-

### 6.3.1 GENERALIDADES.-

Hemos visto anteriormente que generalmente se realiza una combinación de un análisis, para los momentos, elástico, y un diseño a la rotura que toma en cuenta el comportamiento inelástico, y que este procedimiento es conservador y seguro.

Sin embargo en losas como en vigas es conveniente considerar los efectos de la redistribución inelástica así como también los mecanismos de falla.

La teoría de líneas de fluencia en losas recoge

los criterios anteriores en base a las siguientes consideraciones:

1.- Considera el comportamiento real de los materiales.

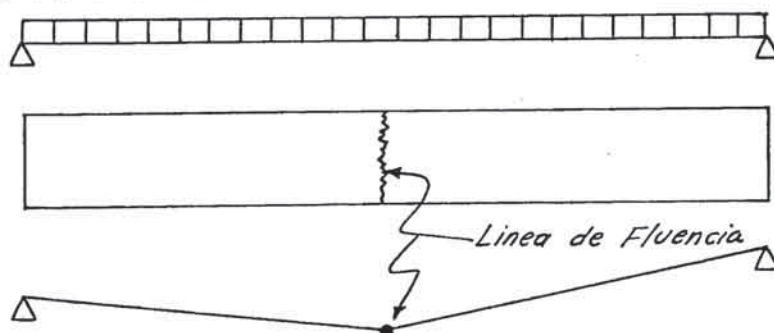
2.- Permite el análisis de losas de forma cualquiera para diversas condiciones de apoyo y de una manera relativamente simple.

3.- Considera solamente el análisis para momentos flexionantes, aceptando que la losa tiene una resistencia adecuada al corte por tensión diagonal.

4.- Representa un avance respecto al análisis elástico ya que considera el comportamiento inelástico del concreto armado.

### 6.3.2 UBICACION DE LAS LINEAS DE FLUENCIA.-

Supongamos una losa simplemente apoyada y cargada uniformemente. A medida que la carga aumenta, cuando el momento máximo aplicado se hace igual al momento último de la sección transversal de la losa, la armadura entra en fluencia aumentando la curvatura de la losa rápidamente lo mismo que la deformación. Suponiendo que las porciones de losa entre líneas de fluencia se mantienen rígidas produciéndose toda la deformación en las líneas de fluencia.

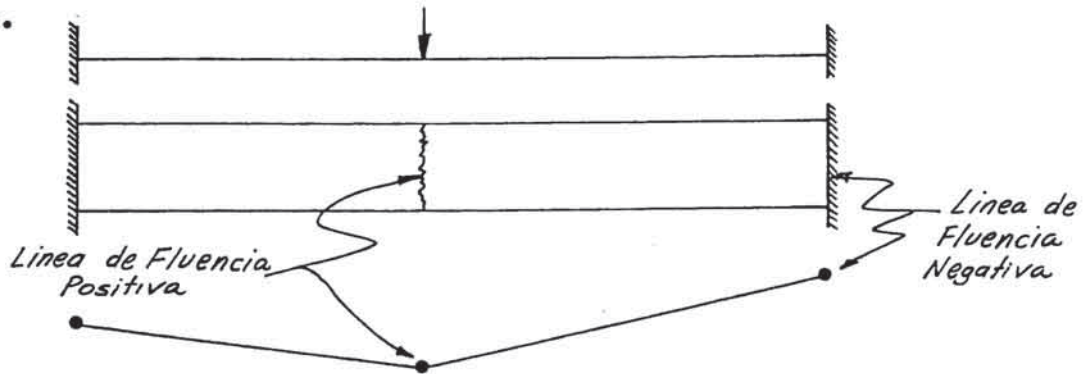


La ubicación y orientación de las líneas de fluencia es importante, para determinar la configuración de la falla.

Por lo tanto es conveniente seguir unas pautas para fijar las líneas de fluencia y ejes de rotación.



Los términos "Lineas de Fluencia Positiva" y "Lineas de Fluencia Negativa" son usados para distinguir las asociadas a tensión en la parte inferior de la losa y tensión en la parte superior de la losa respectivamente.



Las orientaciones para establecer los ejes de rotación y líneas de fluencia son:

1.- Las líneas de fluencia son generalmente rectas.

2.- Los ejes de rotación generalmente se encuentran a lo largo de las líneas de apoyo, las cuales pueden ser rótulas reales o líneas de fluencia que actúan como rótulas plásticas.

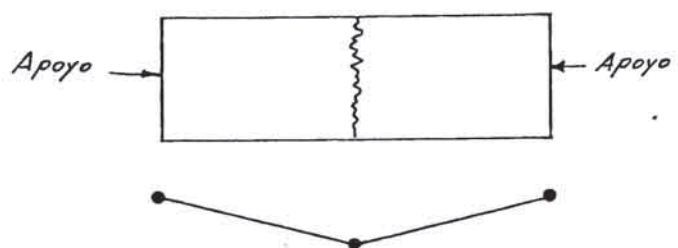
3.- Los ejes de rotación pasan por los puntos de apoyo como columnas.

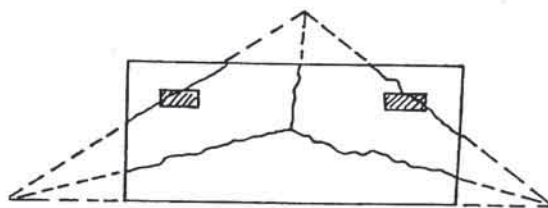
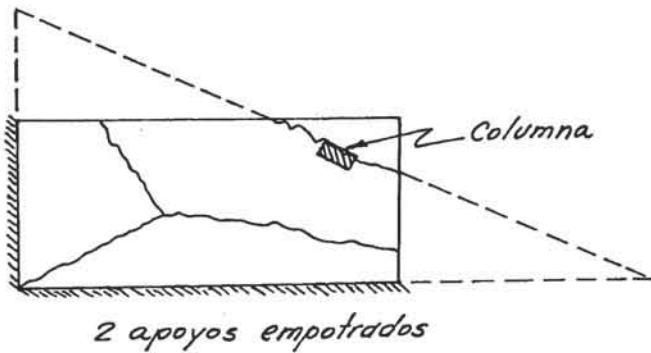
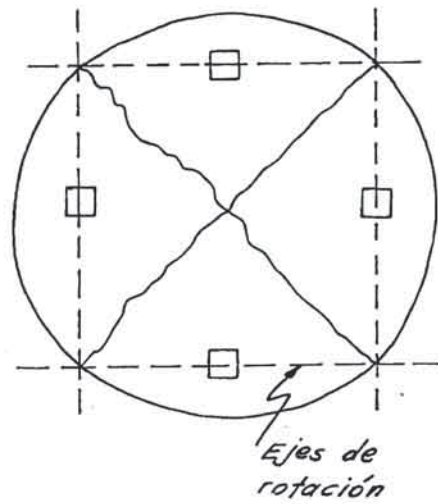
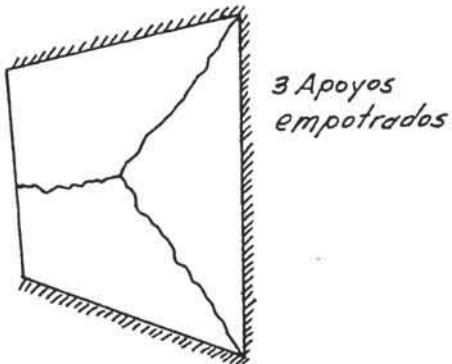
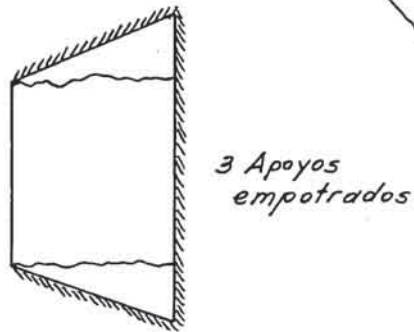
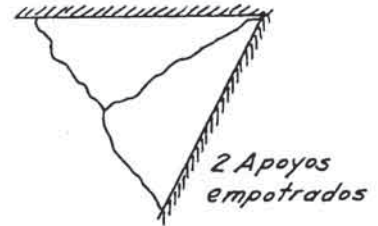
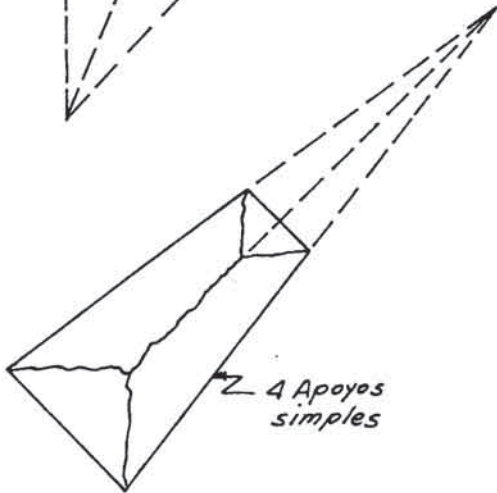
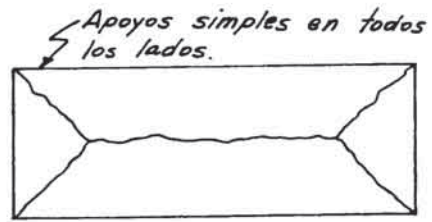
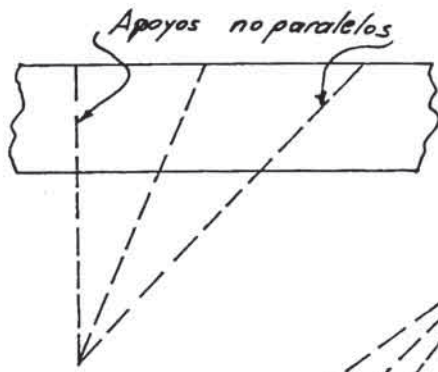
4.- La línea de fluencia común a dos porciones de losa pasa por el punto de intersección de los ejes de rotación de dichas porciones.

5.- Las deformaciones en la estructura plástificada se producen al rededor de un eje de rotación y se hallan concentradas en las líneas de fluencia. Las porciones limitadas por ellas permanecen planas.

Formas típicas de líneas de fluencia:

*Apoyos simples en todos los lados*





### 6.3.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS.-

#### a) ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO.-

A partir de una configuración aproximada de las líneas de fluencia puede encontrarse la verdadera, considerando el equilibrio de las porciones de la losa. Cada porción considerada como cuerpo libre, debe estar en equilibrio bajo la acción de las cargas aplicadas, momentos flectores a lo largo de las líneas de fluencia y reacciones o fuerzas cortantes a lo largo de las líneas de apoyo.

Debe notarse que los momentos de fluencia son momentos principales, por lo tanto los momentos de torsión son nulos a lo largo de las líneas de fluencia y generalmente las fuerzas cortantes son también nulas.

#### b) ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES.-

En base a una configuración de líneas de fluencia se le da al sistema un conjunto de desplazamientos virtuales compatibles con la configuración supuesta, siendo posible calcular las rotaciones correspondientes. Igualando el trabajo exterior con el trabajo interior realizado para obtener la deformación, se encuentra la relación entre las cargas aplicadas y los momentos últimos de la losa,

### 6.3.4 LOSAS ISOTROPICAS Y ORTOTROPICAS.-

Si una losa es reforzada idénticamente en direcciones ortogonales, los momentos resistentes en rotura son los mismos en esas dos direcciones y a lo largo de cualquier otra línea. Estas losas son llamadas Isotrópicamente reforzadas.

Si una losa es reforzada diferentemente en dos direcciones ortogonales, la losa es llamada Ortogonalmente anisotrópica u ortotrópica. En algunos casos para

propósitos de análisis, las losas ortotrópicas pueden ser reducidos a casos isotrópicos equivalentes, modificando las dimensiones de las losas.

Es conveniente en análisis de líneas de fluencia representar los momentos en su notación vectorial.

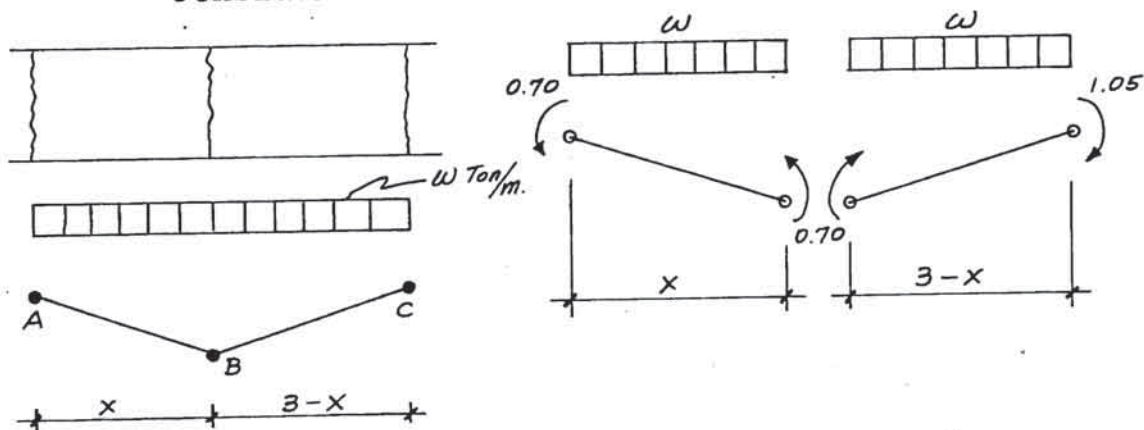
### 6.3.5 EJEMPLOS DE APLICACION.-

#### a) Método de Equilibrio.-

Ejemplo 1.- Se tiene una losa continua uniformemente cargada como se muestra en la figura adjunta. La losa tiene una luz de 3 m. y está reforzada para proveer una resistencia a flexión positiva de 0.70 T-m. A flexión negativa tiene una resistencia de 0.70 t-m en la sección A y de 1.05 T-m en C. Hallar la capacidad de carga última de la losa.

#### SOLUCION.-

Considerando un metro de ancho tendremos:



Analizando cada parte de la losa como cuerpo rígido:

$$\sum M_A = \frac{wx^2}{2} - 0.70 - 0.70 = 0 \text{ ----- (1)}$$

$$\sum M_C = \frac{w(3-x)^2}{2} - 0.70 - 1.05 = 0 \text{ ----- (2)}$$

De (1)

$$w = \frac{2.8}{x^2}$$

en (2)

$$\frac{2.8(3-x)^2}{x^2 \cdot 2} = 1.75$$

De aquí

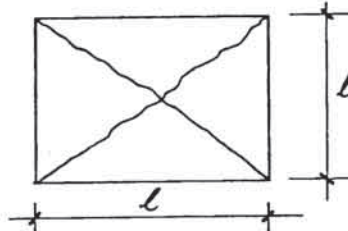
$$0.7x^2 + 16.8x - 25.2 = 0 \Rightarrow x = 1.42 \text{ m.}$$

$$W = \frac{2.8}{(1.42)^2} = 1.39 \text{ T/m}^2$$

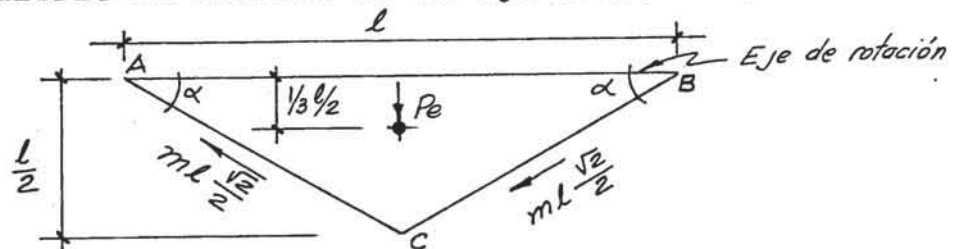
Ejemplo 2.- Se tiene una losa cuadrada simplemente apoyada en sus cuatro lados e isotrópicamente reforzada. Determinar el momento resistente en rotura por metro lineal requerido para sostener una carga uniformemente distribuida de  $W \text{ T/m}^2$ .

SOLUCION.-

Tenemos la configuración de falla



Consideraremos una de las cuatro partes iguales y su equilibrio al rededor de su eje de rotación.



La carga distribuida concentrada en el centro de gravedad será:

$$P_e = W \frac{l^2}{4}$$

La proyección de los momentos sobre el eje de rotación será:

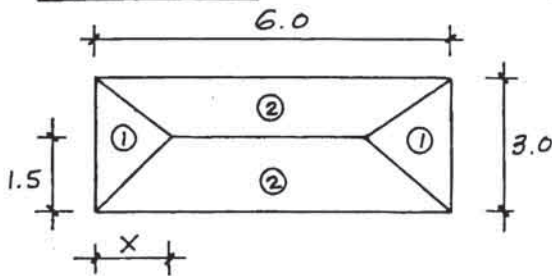
$$M_A = M_{BC} \cos \alpha$$

luego:

$$M_{EJE} = \left( \frac{Wl^2}{4} \right) \frac{1}{3} \cdot \frac{l}{2} - \frac{ml}{2} - \frac{ml}{2} = 0$$

$$\rightarrow m = \frac{Wl^2}{24}$$

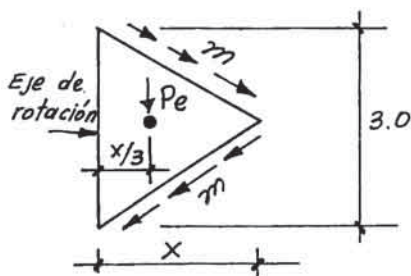
**Ejemplo 3.-** Para la losa que se muestra simplemente apoyada, determinar el momento resistente último para una carga de rotura uniformemente distribuida  $W$ . La losa es isotrópicamente reforzada.



determinar el momento resistente último para una carga de rotura uniformemente distribuida  $W$ . La losa es isotrópicamente reforzada.

**SOLUCION.-**

**PORCION 1.-** La carga concentrada será:



$$P_e = W \frac{3x}{2}$$

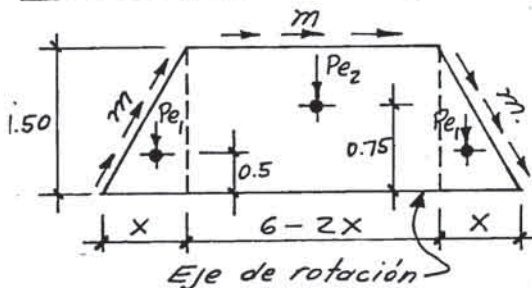
Considerando el equilibrio en el eje tendremos:

$$M_{EJE} = \frac{3Wx}{2} \left( \frac{x}{3} \right) - 3m = 0$$

De aquí:

$$m = \frac{Wx^2}{6} \dots \dots \dots (1)$$

**PORCION 2.-** Las cargas concentradas considerando las secciones mostradas será:



$$P_{e1} = Wx \frac{1.5}{2}$$

$$P_{e2} = W(6-2x)1.5$$

hacemos:

$$\sum M_{EJE} = 0$$

$$6m - 2 \left[ W \left( \frac{1.5}{2} \right) (0.5) \right] - W(6-2x)1.5(0.75) = 0$$

$$6m + 1.5Wx - 6.75W = 0 \dots \dots \dots (2)$$

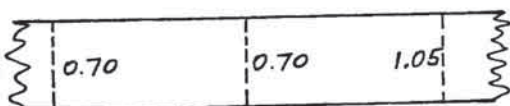
(1) en (2)

$$6 \left( \frac{Wx^2}{6} \right) + 1.5Wx - 6.75W = 0 \Rightarrow X = 1.95 \text{ m.}$$

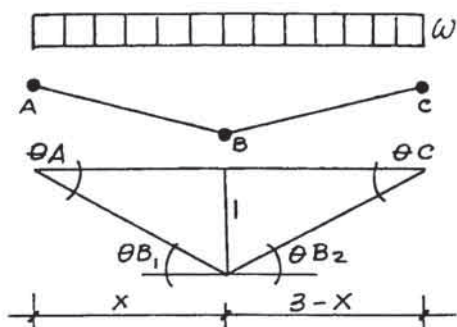
$$m = \frac{Wx^2}{6} \Rightarrow m = 0.634 W$$

b) Método de Trabajos Virtuales.-

**Ejemplo 4.-** Se tiene una losa continua uniformemente



cargada. La losa tiene una luz de 3 m. y está reforzada.



para proveer una resistencia a flexión positiva de 0.70 T-m y a flexión negativa de 0.70 T-m en A y 1.05 T-m en C. Determinar la capacidad de carga última de la losa.

Tenemos las rotaciones:

$$\begin{aligned} \theta_A &= \frac{1}{x} \\ \theta_B &= \theta_{B_1} + \theta_{B_2} \\ \theta_C &= \frac{1}{3-x} \end{aligned}$$

Cuando tenemos una deflexión unitaria en B, se desarrolla un trabajo externo de:

$$W_E = wx \left(\frac{1}{2}\right) + w(3-x) \left(\frac{1}{2}\right)$$

Y un trabajo interno de:

$$W_I = \sum M\theta = 0.70 \left(\frac{1}{x}\right) + 0.70 \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{3-x}\right) + 1.05 \left(\frac{1}{3-x}\right)$$

Si:  $W_I = W_E$

$$\therefore \frac{Wx}{2} + \frac{3W}{2} - \frac{Wx}{2} = \frac{1.4}{x} + \frac{1.75}{3-x}$$

$$W = \frac{0.933}{x} + \frac{1.167}{3-x} \dots\dots\dots (1)$$

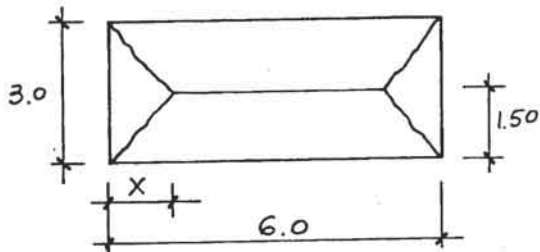
Para determinar el valor mínimo de W diferenciamos (1) e igualamos a cero:

$$\frac{dW}{dx} = 0 \Rightarrow -\frac{0.933}{x^2} + \frac{1.167}{(3-x)^2} = 0$$

Resolviendo:  $x = 1.42 \text{ m.}$

En (1)  $W = 0.657 + 0.738 = 1.39 \text{ T/m}^2$

Ejemplo 5.- Para la losa que se muestra en la figura ad-

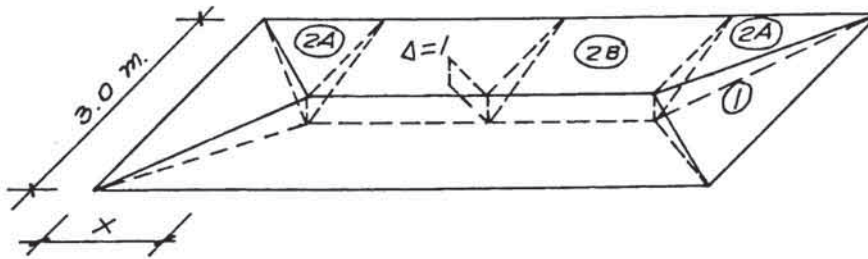


junta determinar el momento último resistente para una carga de rotura uniforme W. La losa es isotrópicamente reforzada.

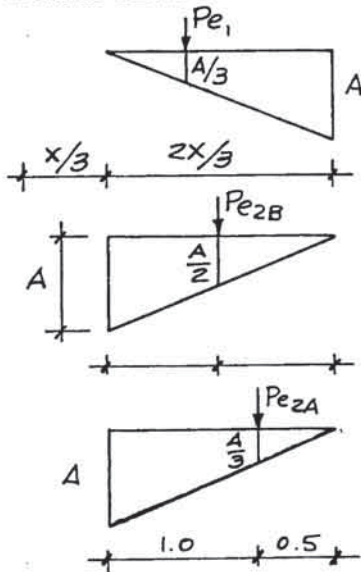
SOLUCION.-

Considerando un desplazamiento virtual de  $\Delta = 1$

de la línea de fluencia paralela a los lados mayores.



Tendremos:



$$W_{e1} = P_{e1} \frac{A}{3} = \left( W \times \frac{3x}{2} \right) \frac{1}{3} = \frac{Wx}{2}$$

$$W_{e2A} = P_{e2A} \frac{A}{3} = \left( \frac{1.5W}{2} \right) \frac{1}{3} = \frac{Wx}{4}$$

$$W_{e2B} = P_{e2B} \frac{A}{2} = (6-2x) 1.5W \left( \frac{1}{2} \right) = 4.5W - 1.5Wx$$

$$W_i = \sum M \theta$$

$$W_i = (3m) \left( \frac{1}{x} \right)$$

$$W_2 = (6m) \left( \frac{1}{1.5} \right)$$

Igualemos el trabajo exterior al interior para el total de la losa

$$2 \left( \frac{Wx}{2} \right) + 4 \left( \frac{Wx}{4} \right) + 2 (4.5W - 1.5Wx) = 2 \left( \frac{3m}{x} + \frac{6m}{1.5} \right)$$

$$m = \frac{W(9-x)}{\frac{6}{x} + 8}$$

Para hallar el momento último tenemos que diferenciar con respecto a  $x$  e igualar a cero.

$$\frac{dm}{dx} = (9-x)(-1) \left( \frac{6}{x} + 8 \right)^{-2} (-6x^{-2}) + (-1) \left( \frac{6}{x} + 8 \right)^{-1} = 0$$

Simplificando:

$$x^2 + 1.5 - 6.75 = 0$$

Que viene a ser la misma ecuación que se obtuvo usando el método de equilibrio.

$$\Rightarrow x = 1.95 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad m = \underline{0.634 W}$$



### 6.3.6 SOLUCION POR TANTEOS.-

En muchos casos la solución directa resulta muy pesada ya que las derivadas que se hacen para resolver pueden resultar derivadas parciales que conducen a complejos sistemas de ecuaciones. Por eso es frecuente cuando se tienen varias dimensiones desconocidas determinar las cargas mínimas o los momentos últimos por tanteos, como vemos a continuación:

#### a) Método de Equilibrio.-

Si nos remitimos al ejemplo 3; se habían deducido las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{Wx^2}{6} \dots \dots \dots (1)$$

$$6m + 1.5 Wx - 6.75 W = 0$$

$$m = \frac{1}{6}(1.5 Wx - 6.75 W) \dots \dots (2)$$

De las ecuaciones (1) y (2)

$$1^\circ \text{ Tanteo: } x = 1.50 \rightarrow m_1 = 0.375 W \\ m_2 = 0.75 W$$

$$2^\circ \text{ Tanteo: } x = 2.00 \rightarrow m_1 = 0.667 W \\ m_2 = 0.625 W$$

$$3^\circ \text{ Tanteo: } x = 1.95 \rightarrow m_1 = 0.634 W \\ m_2 = 0.638 W$$

$$m_1 \approx m_2 \approx m = 0.634 W$$

#### b) Método de los desplazamientos virtuales.-

Consideramos el ejemplo 5; se tenía:

$$W_e = -Wx + 9W$$

$$W_i = m \left( \frac{6}{x} + 8 \right)$$

$$1^\circ \text{ Tanteo: } x = 1.30 \quad W_e = 7.5 W \\ W_i = 12 m \rightarrow m = 0.625 W$$

$$2^\circ \text{ Tanteo: } x = 2.00 \quad W_e = 7.0 W \\ W_i = 11 m \rightarrow m = 0.636 W$$

$$3^\circ \text{ Tanteo: } x = 1.95 \quad W_e = 7.05 W \\ W_i = 11.08 m \rightarrow m = 0.636 W$$

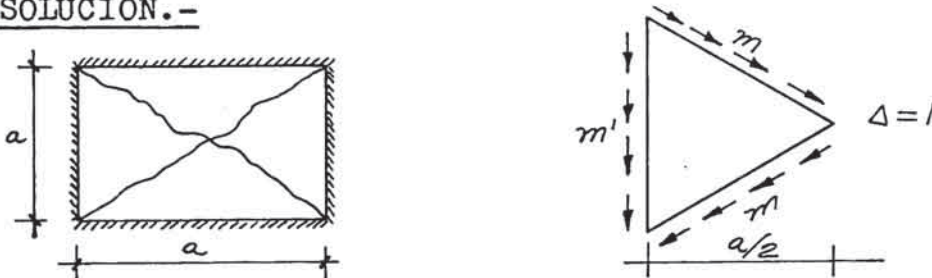
Observamos que en este método no se requieren valores muy precisos de  $x$  para obtener valores aceptables de  $m$ .

### 6.3.7 LOSAS CONTINUAS.-

Si la losa no fuese simplemente apoyada, sino continua, se tendría en los bordes líneas de fluencia continuas debido a los momentos negativos en los bordes.

Ejemplo 6.- Se tiene una losa cuadrada con bordes continuos en sus cuatro lados e isotrópicamente reforzada. Considerando una carga uniformemente distribuida de  $W \text{ T/m}^2$ . Determinar  $W$  si los momentos de fluencia positiva y negativa son  $m$  y  $m'$  por unidad de longitud.

#### SOLUCION.-



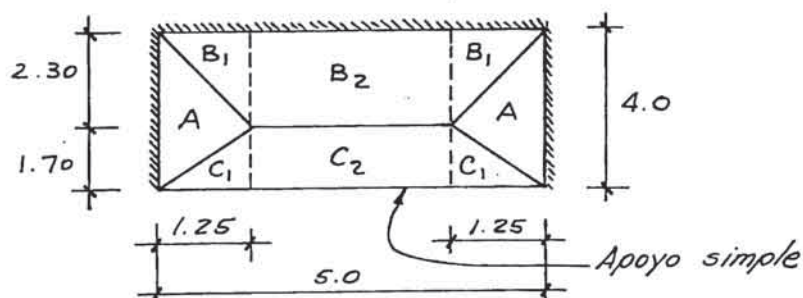
$$W_e = P_e \frac{\Delta}{3} = \frac{W a^2}{4} \left(\frac{1}{3}\right) = \frac{W a^2}{12}$$

$$W_i = \sum M \theta = (m a + m' a) \frac{1}{a/2} = 2(m + m')$$

$$W_e = W_i \quad W = \frac{24(m + m')}{a^2}$$

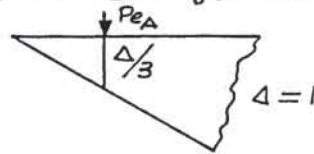
Ejemplo 7.- Diseñar la losa de la figura considerandola isotrópica y con igual resistencia para momentos positivos, para soportar una carga última total de  $2 \text{ T/m}^2$  con un espesor de 15 cm.

En la figura se sugiere una hipótesis de falla que deberá verificarse.  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



SOLUCION.-

Empleando el método de trabajos virtuales:

W<sub>E</sub>

$$\begin{aligned} \textcircled{A} \quad & 2 \times \frac{1}{2} \underbrace{(1.25) 4 \times 2}_{Pe_A} \times \frac{1}{2} = 3.34 \\ \textcircled{B} \quad & 2 \times \frac{1}{2} (1.25 \times 2.30) \times 2 \times \frac{1}{3} = 1.92 \\ \textcircled{B_2} \quad & 2.50 \times 2.30 \times 2 \left(\frac{1}{2}\right) = 5.75 \\ \textcircled{C_1} \quad & 2 \times \frac{1}{2} (1.25) (1.70) \times 2 \left(\frac{1}{3}\right) = 1.42 \\ \textcircled{C_2} \quad & 2.50 \times 1.70 \times 2 \left(\frac{1}{2}\right) = 4.25 \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ 7.67 \\ 5.67 \end{array}$$

$$\underline{W_E = 16.68}$$

W<sub>I</sub>

$$\begin{aligned} \textcircled{A} \quad & 2(4m + 4m) \frac{1}{1.25} = 12.8 \\ \textcircled{B} \quad & (5m + 5m) \frac{1}{2.30} = 4.35 \\ \textcircled{C} \quad & 5m \frac{1}{1.70} = 2.94 \end{aligned}$$

$$\underline{W_I = 20.09m}$$

$$\therefore m = 0.830 \text{ T-m/m}$$

Verificando por zonas de fluencia

$$W_E = W_I$$

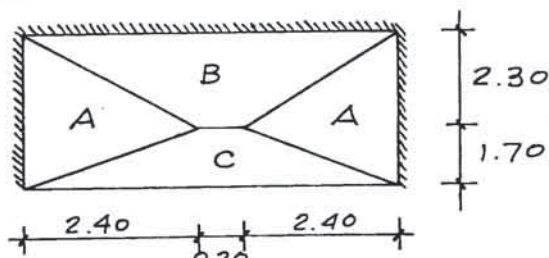
$$\begin{aligned} \textcircled{A} \rightarrow & 3.34 = 12.8m \rightarrow m = 0.26 \text{ T-m/m} \\ \textcircled{B} \rightarrow & 7.67 = 4.35m \rightarrow m = 1.76 \text{ T-m/m} \\ \textcircled{C} \rightarrow & 5.67 = 2.94m \rightarrow m = 1.93 \text{ T-m/m} \end{aligned}$$

Segundo Tanteo.- Para realizar el segundo tanteo partimos de la zona A:

$$\frac{1}{2} X_1 (4)(2) \left(\frac{1}{3}\right) = \frac{8m}{X} \Rightarrow X_1^2 = 6m$$

$$X_1 = \sqrt{6m} \quad \text{si } m = 1.0T \Rightarrow X_1 = 2.45$$

Tomamos:  $X_1 = 2.40$



$W_E$ 

$$\textcircled{A} \frac{1}{2}(2.40)(4)2\left(\frac{1}{3}\right) = 3.20$$

$$\textcircled{B} 2 * \frac{1}{2} * (2.40) 2.30 * 2 * \frac{1}{3} = 3.68$$

$$0.20 * 2.30 * 2 * \frac{1}{2} = 0.46$$

$$\textcircled{C} 2 * \frac{1}{2} * 2.40 * 1.70 * 2 * \frac{1}{3} = 2.72$$

$$0.20 * 1.70 * 2 * \frac{1}{2} = 0.34$$

$$\textcircled{A} \quad \quad \quad = \quad \quad \quad 3.20$$

$$W_E = \quad \quad \quad 13.60$$

 $W_I$ 

$$\textcircled{A} 8m \left(\frac{1}{2.4}\right) = 3.33 m.$$

$$\textcircled{B} 10m \left(\frac{1}{2.30}\right) = 4.35 m.$$

$$\textcircled{C} 5m \left(\frac{1}{1.70}\right) = 2.94 m$$

$$\textcircled{A} \quad \quad \quad = \quad \quad \quad 3.33 m$$

$$W_I = \quad \quad \quad 13.95 m.$$

$$\therefore m = 0.97 T\text{-}m/m.$$

Verificamos:

$$\textcircled{A} 3.20 = 3.33 m \rightarrow m = 0.96 T\text{-}m/m.$$

$$\textcircled{B} 3.68 + 0.46 = 4.35 m \rightarrow m = 0.95 T\text{-}m/m$$

$$\textcircled{C} 2.72 + 0.34 = 2.94 m \rightarrow m = 1.04 T\text{-}m/m$$

CONFORME

Diseño

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$d = 15 - \left(2.5 + \frac{\phi}{2}\right) = 12 \text{ cm.}$$

Obtenemos:

$$A_s = 2.19 \text{ cm}^2/m.$$

$$\therefore \phi 3/8" @ .30$$

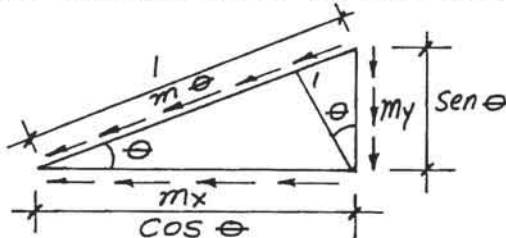
### 6.3.8 LOSAS ORTOTROPICAS.-

Se tiene una losa ortotrópica cuando sus momentos últimos resistentes en dos direcciones ortogonales son desiguales o sea:

$$\therefore m_x \neq m_y$$

### 6.3.9 MOMENTOS ULTIMOS EN EJES NO PERPENDICULARES A LAS ARMADURAS.-

El problema es calcular el momento último en una dirección cualesquiera si se conocen los momentos últimos resistentes en dos direcciones perpendiculares.



$m_{\theta}, m_x, m_y$   
Momentos últimos por  
unidad de longitud

Tenemos:

$$m_{\theta} = (m_x \cos \theta) \cos \theta + (m_y \text{ sen } \theta) \text{ sen } \theta$$

$$m_{\theta} = m_x \cos^2 \theta + m_y \text{ sen}^2 \theta$$

En caso de losas isotrópicas

$$\Rightarrow m_x = m_y$$

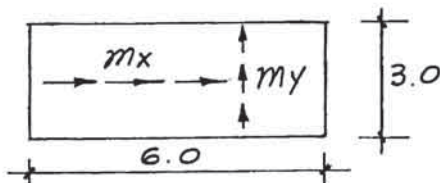
$$\therefore m_{\theta} = m_x \cos^2 \theta + m_x \text{ sen}^2 \theta$$

$$m_{\theta} = m_x (\cos^2 + \text{sen}^2 \theta)$$

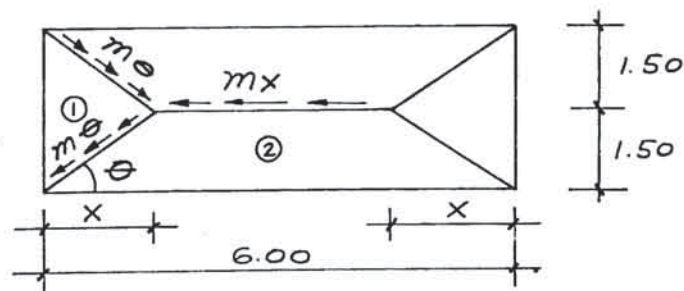
$$m_{\theta} = m_x = m_y$$

(Los momentos son iguales en cualquier dirección)

Ejemplo 8.- Para la losa que se muestra en la figura adjunta determinar los momentos últimos resistentes  $m_x$  e  $m_y$ ; sabiendo que  $m_y = 0.4 m_x$ , para tomar una carga uniformemente distribuida última  $W$ .



SOLUCION.-







Si damos al punto F un desplazamiento virtual encontramos los desplazamientos de los otros puntos por relaciones geométricas.

$$\Delta F = 1$$

$$\Delta E = \frac{1.10}{1.80} = 0.61$$

$$\Delta_{1B} = \frac{1.00}{1.85} = 0.54$$

$$\Delta_{3A} = \frac{0.95}{1.80} = 0.53$$

$$\Delta_{1A} = \Delta_4 = \frac{\Delta E}{3} = 0.203$$

$$\Delta_2 = \Delta_{3B} = \frac{1}{3} \Delta F = \frac{1}{3}$$

luego:

$\frac{W_E}{}$

$$\textcircled{1} \textcircled{1A} : \frac{1}{2} \times 5 \times 1.20 \times W \times 0.203 = 0.61 W$$

$$\textcircled{1B} : \frac{1}{2} \times 4.5 \times 1.30 \times W \times 0.54 = 1.58 W$$

$$\textcircled{2} : \frac{1}{2} \times 5 \times 1.85 \times \frac{1}{3} = 1.54 W$$

$$\textcircled{3} \textcircled{3A} : \frac{1}{2} \times 4.10 \times 0.50 \times W \times 0.53 = 0.54 W$$

$$\textcircled{3B} : \frac{1}{2} \times 6.83 \times 1.80 \times W \times \frac{1}{3} = 2.05 W$$

$$\textcircled{4} : \frac{1}{2} \times 1.83 \times 1.10 \times W \times 0.203 = 0.20 W$$

$$\Sigma = 6.52 W$$

$\frac{W_I}{}$

$$\textcircled{1} 5 \times 1.73 \times \frac{1}{1.85} = 4.68 T-m$$

$$\textcircled{2} 5 \times 1.73 \times \frac{1}{1.85} = 4.68 T-m$$

$$\textcircled{3} 6.83 \times 1.73 \times \frac{1}{1.80} = 6.56 T-m$$

$$\textcircled{4} 1.83 \times 1.73 \times \frac{0.61}{1.10} = 1.76 T-m$$

$$\Sigma = 17.68 T-m$$

$$W_E = W_I$$

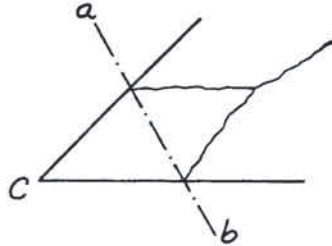
$$6.52 W = 17.68$$

$$W = 2.71 T/m^2$$



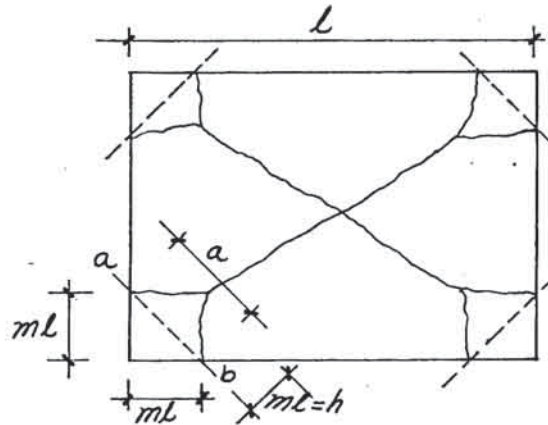
6.3.10 EFFECTOS DE ESQUINA EN LINEAS DE FLUENCIA.-

En el estudio anterior se ha supuesto que las líneas de fluencia llegan hasta los ángulos entre dos lados que se cortan. Otra posibilidad es que las líneas de fluencia se bifurquen antes de llegar al ángulo, como se muestra en la figura adjunta.

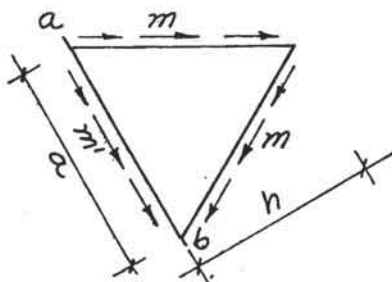


Si el ángulo de la losa está anclado ocurre que el eje de rotación es eje a - b y la línea ab se convierte en una línea de fluencia.

Las distribuciones de las líneas de fluencia con líneas bifurcadas en los ángulos conducen a una menor capacidad de la losa, que aquellas que no presentan estas características. Sin embargo frecuentemente se ignora en el análisis correspondiente, debido a que el error que se comete ignorando el efecto de esquina es usualmente pequeño y el incluirlo conduce a un análisis complicado.



Analizamos el ejemplo de losa cuadrada con carga uniformemente repartida.



Por equilibrio

$$\sum M_{ab} = 0$$

$$(m+m')a - \frac{1}{2}ahw\left(\frac{1}{3}h\right) = 0$$

$$h = \sqrt{\frac{6(m+m')}{w}} \dots \dots \dots (1)$$

Se tiene:

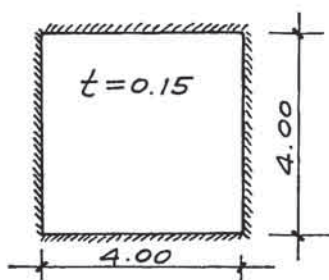
Si  $h < \frac{1}{2}$  diagonal  $\rightarrow$  Hay efecto de esquina

Si  $h > \frac{1}{2}$  diagonal  $\rightarrow$  No hay efecto de esquina

Si la esquina no está anclada el elemento triangular abc giraría al rededor del eje ab levantandose de los apoyos.

$$m' = 0 \Rightarrow \text{En (1)}: h = \sqrt{\frac{6m}{W}}$$

**Ejemplo 11.-** Calcular la carga uniformemente repartida que produce la falla de una losa cuadrada de 4 m. de lado, continua en sus cuatro bordes y reforzada en dos



sentidos con  $\phi 3/8'' @ .25$  en cada sentido inferior y en cada sentido superior.

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

**SOLUCION.-**

Calculamos los momentos positivos y negativos por unidad de longitud.

$$m: A_s = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.84 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.67$$

$$d_{prom.} = 15 - \left(2 + \frac{2\phi}{2}\right) = 15 - (2 + 0.95) = 12.05$$

$$M'u = 2.84 \times 4.2 \left(0.1205 - \frac{0.0067}{2}\right) = 1.397 \text{ T-m.}$$

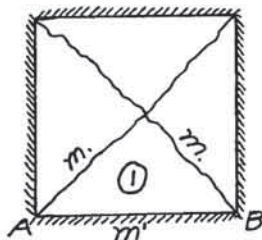
$$m = 1.40 \text{ T-m/m}$$

$$m': A_s = 5 \times 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.84$$

$$M'u = 1.734 \Rightarrow m' = 1.73 \text{ T-m/m.}$$

a) Sin considerar efectos de esquina



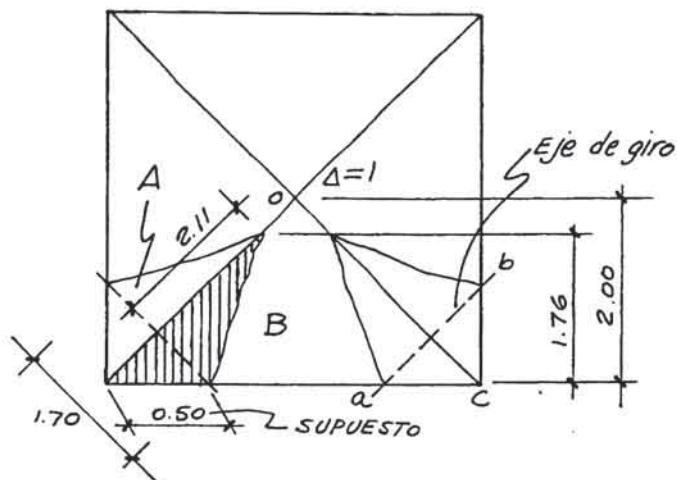
b) Considerando efectos de esquina:

$$\text{Tomando un valor de } W_E = 0.9W = 0.9 \times 4.70 = 4.23 \text{ T/m}^2$$

$$\text{En (1)}: h = \sqrt{\frac{6(m+m')}{W_E}} = \sqrt{\frac{6(1.40 + 1.73)}{4.23}} = 2.11 < \frac{diag}{2}$$

$$\frac{diag}{2} = \frac{\sqrt{2}L}{2} = 2.83$$

Luego es posible que se bifurquen las líneas de fluencia.



$$\Delta_0 = 1$$

$$\Delta p = \frac{1.76}{2.00} \times 1.0 = 0.88$$

El triángulo abc trabaja como un apoyo más, ya que no se deforma, por eso no se le considera para efectos de energía.

WE:

$$\textcircled{A} \frac{1}{2} \times 0.71 \times 2.11 \times W \times \frac{1}{3} (0.88) = 0.220 W$$

$$\textcircled{B} \frac{1}{2} \times 4 \times 2 \times W \times \frac{1}{3} (1.00) = 1.333 W$$

$$\text{(achurado)} - 2 \left( \frac{1}{2} \times 0.5 \times 1.76 \right) \frac{1}{3} (0.88) = -0.258 W$$

$$\frac{WE}{4} = 1.295 W$$

WI:

$$\textcircled{A} (1.40 + 1.73) 0.71 \times \frac{0.88}{2.11} = 0.927 T-m$$

$$\textcircled{B} (1.40 + 1.73) 3.0 \times \frac{1}{2.0} = 4.695 T-m$$

$$\frac{WI}{4} = 5.622 T-m.$$

$$\therefore WE = WI \Rightarrow WE = 4.34 T/m^2$$

Con respecto al valor sin considerar efectos de esquina

$$\text{da: } WE = 4.34 = 0.92 W$$

$$W = 4.70$$

$$\text{Verificando: } WA = 4.21 T/m^2$$

$$WB = 4.37 T/m^2 \quad \text{CONFORME}$$

Para fines prácticos se podrá diseñar sin considerar efectos de esquina tomando una seguridad disminuyendo el valor de W en un 10 % a 15 %.

## 6.4 PORTICOS DUCTILES ESPECIALES.-

### 6.4.1 GENERALIDADES.-

El pórtico continuo ha sido el sistema estructural más usado en edificaciones de concreto armado, ya que se aprovecha el monolitismo y la continuidad que se pueden lograr fácilmente en este material para obtener una estructura hiperestática eficiente.

La principal ventaja de este sistema en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toman algunas precauciones en cuanto a la disposición del refuerzo. Una limitación que presenta es su poca rigidez ante cargas laterales que hace difícil mantener las deflexiones laterales dentro de los límites admisibles en edificios de varios pisos.

La capacidad de energía y la ductilidad de los pórticos dependerán de las características de los tres elementos que lo forman: vigas, columnas y uniones viga-columna.

En concreto armado solo pueden lograrse grandes ductilidades en elementos en que rige la flexión por lo tanto habrá que diseñar de manera que las rótulas plásticas se formen en las vigas, aunque es conveniente que en los tres elementos se trate de lograr una buena ductilidad.

Los Códigos modernos incluyen disposiciones de refuerzo para lograr ductilidad y así poder diseñar para fuerzas sísmicas reducidas, considerando que la estructura es capaz de disipar energía con deformaciones inelásticas. Los requisitos más completos al respecto son las contenidas en el apéndice A del Reglamento ACI-318, recogidos de alguna manera en el Código Peruano.

### 6.4.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES.-

Para el concreto la resistencia mínima a la compresión especificada debe ser de  $210 \text{ Kg/cm}^2$  para el Cód-

digo ACI y  $175 \text{ Kg/cm}^2$  para el Código Peruano.

La resistencia máxima a la fluencia en el acero de refuerzo debe ser  $4200 \text{ Kg/cm}^2$  sin permitirse grados mayores por que pueden no tener la fluencia requerida para la ductilidad.

### 6.4.3 DISEÑO DE VIGAS.-

#### a) Diseño por flexión y corte.-

Además de diseñar para las fuerzas que resultan del análisis sísmico hay que cumplir con los requisitos que se indican a continuación:

- Cuantías:  $\rho_{max} = 0.5 \rho_b$  asegura una adecuada ductilidad.

$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$   $\rho_{min}$  positivo y negativo en todas las secciones, se da para prevenir una falla frágil por flexión.

- Tener en los extremos momentos resistentes positivos igual, por lo menos, a la mitad del negativo, ya que el comportamiento ante fuerzas sísmicas puede adicionar momentos positivos en cada extremo de la viga.

- No cortar refuerzos en zonas de posibles articulaciones (a  $2d$  del apoyo); si no pueden evitarse traslapes deberán colocarse estribos a lo largo de los mismos.

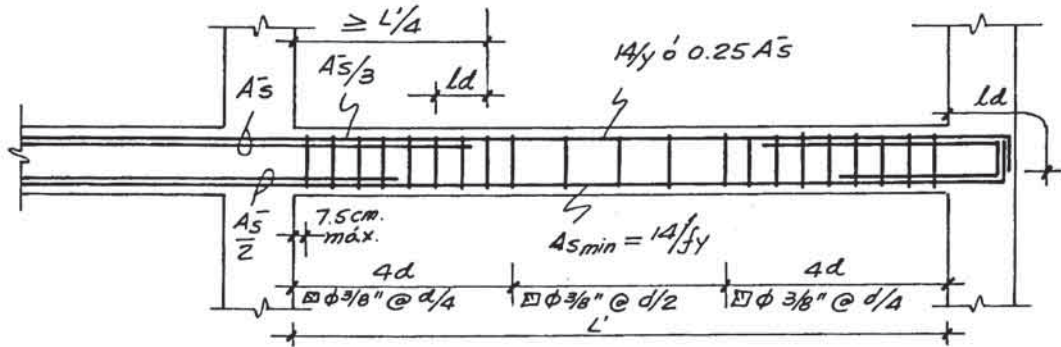
- Estribos; el diámetro mínimo será de  $3/8"$  a un espaciamiento de  $d/4$  como máximo en una distancia de  $4d$  a partir del apoyo y un espaciamiento máximo de  $d/2$  en la longitud restante.

- En la zona de articulación plástica, las barras que deben trabajar en compresión deberán estar confinadas por estribos a un espaciamiento máximo de  $16 \phi$  ó  $30 \text{ cm}$ .

- Debe diseñarse para la fuerza cortante que se presenta en la viga cuando se alcanza los momentos últimos en los extremos, para prevenir una falla de cortante no dúctil antes de desarrollar la resistencia a flexión.

Dichos requisitos aseguran un factor de ductilidad del orden de 10 en las vigas. Sin embargo hay recomendaciones más conservadoras como:

- Estribos de confinamiento separados a no más de  $6 \phi$  en los extremos.
- Despreciar la contribución de concreto en la resistencia al corte o aumentar el factor de seguridad para el diseño por cortante.



- Cuantía máxima de refuerzo de tracción para elementos de pórtico dúctiles. En la tabla adjunta se encuentran los valores de  $\rho - 0.5 \rho'$

$f_y \backslash f'_c$	210	280	350
2800	0.0185	0.0247	0.0291
4200	0.0106	0.0143	0.0168

Donde:

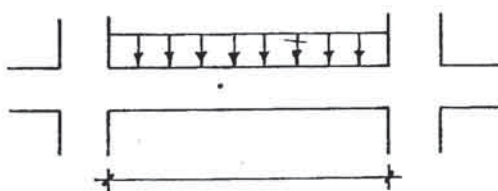
$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ (es la cuantía de refuerzo de tensión)}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \text{ (en la cuantía de refuerzo de compresión)}$$

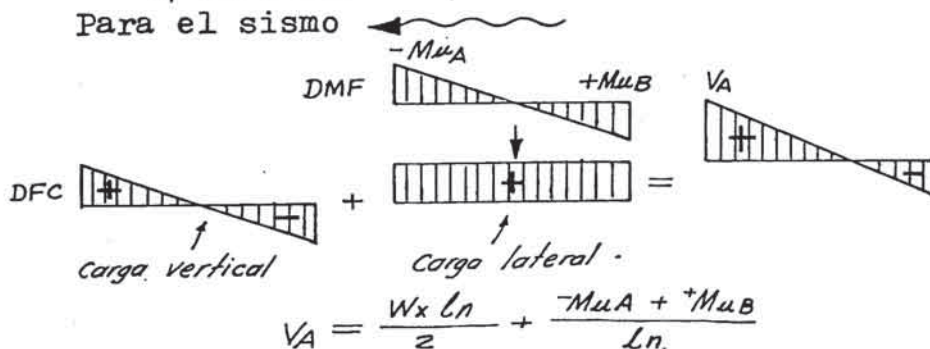
b) Cortante de Diseño.-

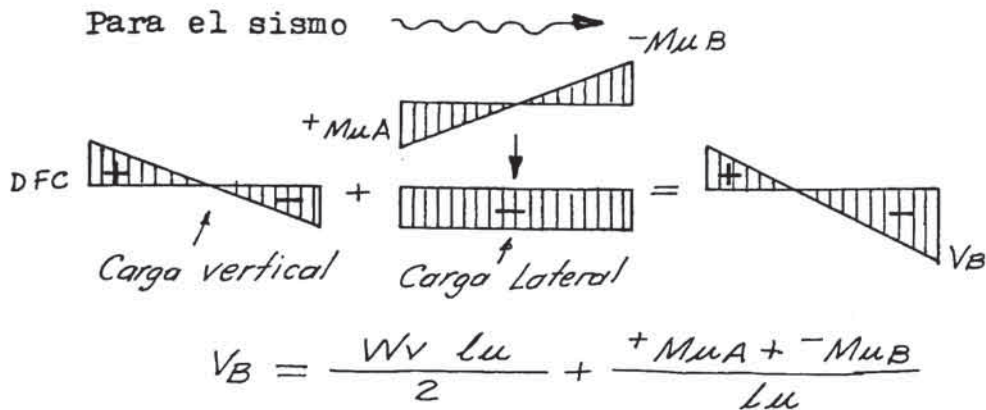
En el gráfico, el momento en A ( $M_{uA}$ ) y el momento en B ( $M_{uB}$ ) son los momentos últimos resistidos por las secciones A y B.

$W_v$  es la carga repartida que se puede aproximar por:  $W_v = 0.75 (1.4 W_D + 17 W_L)$



$V_A$  es crítico para el sismo según la dirección de B a A  
 $V_B$  es crítico para el sismo según la dirección de A a B

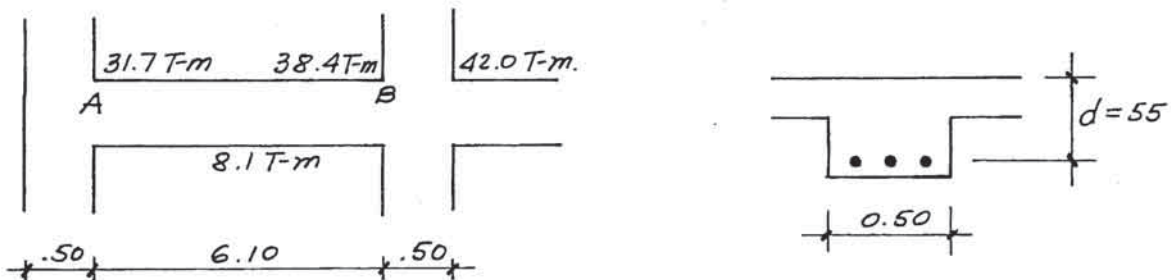




#### 6.4.4 EJEMPLO DE APLICACION.-

Diseñar la viga que se muestra en la figura adjunta; para los momentos de diseño indicados que incluyen el efecto sísmico y el de una carga vertical uniforme  $W_{uv} = 5.8 \text{ T/m}$

Además considerar:  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



#### SOLUCION.-

(1) Cuantías mínimas de refuerzo longitudinal:  
sabemos que:  $\rho - 0.5 \rho' \leq 0.5 \rho_b$

Si consideramos  $\rho' = 0.5 \rho$  entonces

$$\rho - 0.25 \rho \leq 0.5 \rho_b$$

$$\rho \leq \frac{0.5}{0.75} \rho_b = \frac{0.5}{0.75} \left[ 0.85^2 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 0.0189$$

Además

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

luego

$$0.0033 \leq \rho \leq 0.0189$$

(2) Refuerzos por flexión:

Refuerzo negativo en los apoyos

$$-M_{Au} = 31.7 \text{ T-m}$$

empleamos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Por aproximaciones para A 5.7 cm.

Obtenemos:

$$A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \approx 6 \phi 3/4''$$

$$-M_{uB} = 42.0$$

De igual manera:

$$A_s = 21.71 \text{ cm}^2 \approx 2 \phi 1'' + 4 \phi 3/4''$$

Refuerzo positivo en los apoyos: el momento positivo en los apoyos debe ser mayor o igual que la mitad del momento negativo. Por lo tanto tomamos el mayor:

$$+M_u \geq \frac{-M_u}{2} \rightarrow +M_u = \frac{42}{2} = 21 \text{ T-m}$$

$$\therefore A_s = \frac{21.71}{2} = 10.86 \approx 4 \phi 3/4''$$

Refuerzo positivo en el tramo: Como el momento de 21 T-m es mayor que el momento positivo en el centro se usa el refuerzo anterior a lo largo del paño.

(3) Longitud de anclaje para la columna exterior según al ACI se requiere un gancho standard con una longitud a partir del paño igual a  $\frac{2}{3}$  de  $l_d$  dado por:

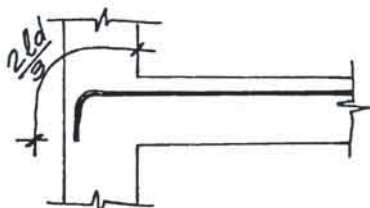
$$l_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y$$

Como en ese extremo tenemos:

$$\phi 3/4''$$

$$l_d = 0.06 \frac{(2.85) 4200}{\sqrt{280}} = 42.9$$

$$0.0057 (1.91) 4200 = 45.6 \Rightarrow l_d = 45.6$$



Por lo tanto

$$\frac{2l_d}{3} = 30.4 \text{ cm.}$$

(4) Refuerzo por cortante:

Cálculo de cortantes:

$$\text{En B:} \quad V_u = \frac{+M_{Au} + -M_{Bu}}{l_n} + \frac{W_v l_n}{2}$$

$$4 \phi 3/4'' \approx a = \frac{11.4 (4200)}{0.85 (280) 50} = 4.0 \text{ cm.}$$

$$+M_{Au} = (11.4) 4.2 (0.55 - 0.04/2) = 25.37 \text{ T-m.}$$

$$2 \phi 1'' + 4 \phi 3/4'' \approx -M_{Bu} = 46.32 \text{ T-m.}$$

luego:

$$V_{uB} = \frac{25.37 + 46.32}{6.10} + \frac{5.8 (6.10)}{2} = 29.4 \text{ T.}$$

En A:

$$V_{uA} = \frac{-M_{Au} + +M_{Bu}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$



entonces:

$$4\phi 3/4'' \rightarrow +M_{B\mu} = 25.37 \text{ T-m}$$

$$6\phi 3/4'' \rightarrow -M_{A\mu} = 37.33 \text{ T-m}$$

$$V_{\mu A} = \frac{37.33 + 25.37}{6.10} + \frac{5.8(6.10)}{2} = 28.0 \text{ T.}$$

Diseño por corte considerando la contribución del concreto en B:

$$v_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{\phi b d} = \frac{29400}{0.85(50)55} = 12.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.5\sqrt{f'_c} = 8.37 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore v_{\mu} > v_c$$

usando  $\square \phi 3/8''$

$$S = \frac{A_v f_y}{(v_{\mu} - v_c) b} = \frac{2 \times 0.71 (4200)}{(12.58 - 8.37) 50} = 28.3$$

Separaciones máximas:

$$S_{\max} = d/4 = 55/4 = 13.7 \text{ cm. hasta } 4d = 220 \text{ cm.}$$

$$d/2 = 27.5 \text{ cm. en zona central.}$$

Considerando el refuerzo transversal:

$$S = \frac{A_v d}{0.15 A_s} = \frac{1.42 \times 55}{0.15 \times 21.54} = 24.2 \text{ cm. hasta } 4d$$

luego: en extremos :  $\square \phi 3/8'' @ .14$

en zona central :  $\square \phi 3/8'' @ .27$

Si diseñamos despreciando la contribución del concreto:

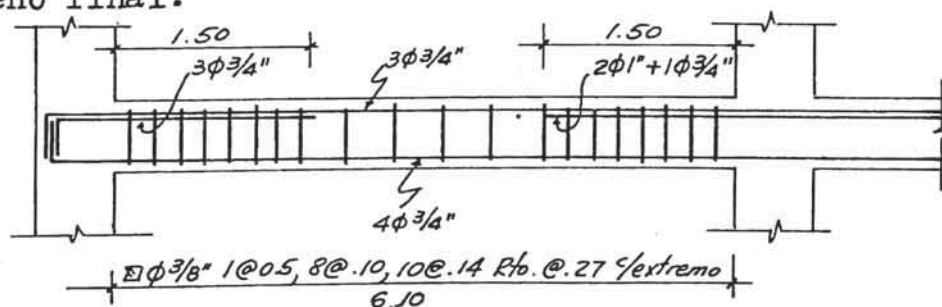
$$S = \frac{A_v f_y}{v_{\mu} b} = \frac{1.42 \times 4200}{12.36 \times 30} = 9.7 \text{ cm.}$$

luego: en extremos :  $\square \phi 3/8'' 1@.05, 8@.10, 10@.14$

en zona central :  $\square \phi 3/8'' @ .27$

Se ha obtenido practicamente el mismo espaciamiento ya que las diferencias entre 0.10 y 0.14 no son considerables, ello comprueba los estudios que demuestran que el concreto tiene poca o nula contribución en resistencia al corte

Diseño final:



#### 6.4.5 DISEÑO DE COLUMNAS.-

##### a) Diseño por flexo-compresión.-

Los requisitos que se deben cumplir además del análisis típico son:

- La cuantía del refuerzo se considera entre 1 % a 6 %
- La suma de las capacidades en flexión de las columnas que concurren a una unión debe ser mayor que la suma de las capacidades de las vigas que concurren a la misma en cada plano principal de dicha unión. esto tiende a asegurar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. No dice cuanto debe sobrediseñarse las columnas.
- Si  $P \leq 0.4 P_b$  deben respetarse los mismos requisitos que para vigas.  $P_b$  es la carga axial para falla balanceada.
- Si  $P > 0.4 P_b$  Hay que confinar el nucleo de la columna por medio de espiral o estribos en una distancia igual a un peralte.  $l/6$  de la altura de la columna o 45 cm. el que sea mayor, a partir de la cara de la viga. Este confinamiento tiene el objeto de asegurar una ductilidad requerida en caso de formarse articulaciones plásticas en las columnas.

##### b) Diseño por Corte.-

Este diseño tiene por objeto proporcionar refuerzo para resistir el cortante que se introduce en la columna al formarse articulaciones plásticas en las vigas; los requisitos son:

- La cuantía volumétrica de refuerzo espiral será como mínimo:

$$\rho_{s \min} = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

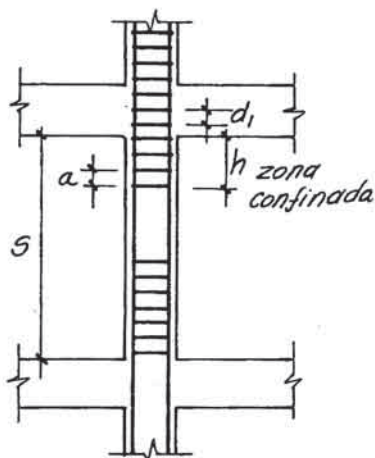
- El área de estribos de confinamiento será por lo menos igual a:

$$A_{sh} = \frac{lh \rho_s S_h}{2} \quad \text{donde } S_h \leq 10 \text{ cm.}$$

- Separación máxima de estribos:  $d/2$

- Diámetro mínimo:  $\phi 3/8"$

- No hay que olvidar que ante la combinación de carga vertical y sismo, las columnas van a estar sujetas a un estado de flexocompresión biaxial para el cual deben diseñarse.



El gráfico muestra el refuerzo por ductilidad en columnas

$$h \geq t \quad (\text{lado mayor de la columna})$$

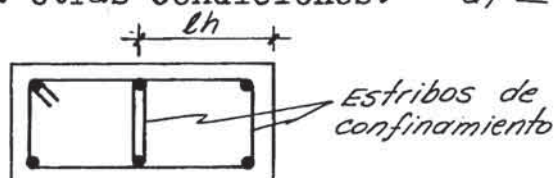
$$h \geq 45 \text{ cm.}$$

$$h \geq h'/6$$

$$a \leq 10 \text{ cm.}$$

Si hay vigas en los cuatro lados de la unión viga-columna  $d_1 \leq 2a$

Para otras condiciones:  $d_1 \leq a$



Determinación del refuerzo de confinamiento:

Las expresiones:

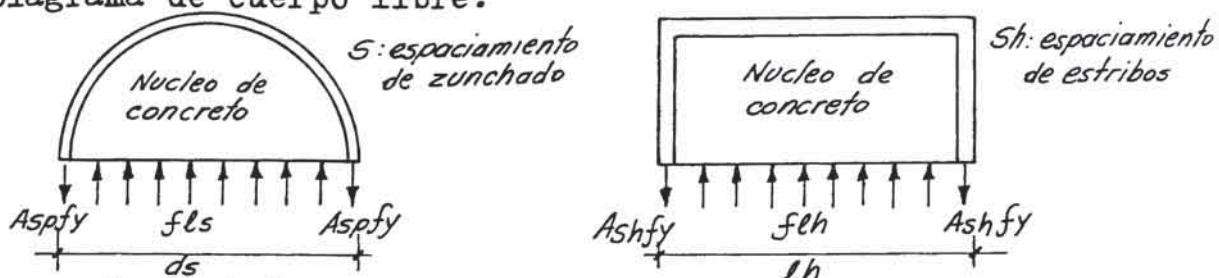
$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_e} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$A_{sh} = \frac{lh \rho_s S_h}{2} \quad S_h \leq 10 \text{ cm.} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

dan la cantidad de acero transversal por confinamiento.

La ecuación (2) para estribos rectangulares ha sido deducida considerando que en el núcleo rectangular debe existir el mismo confinamiento que en el núcleo de una columna zunchada, tomando en cuenta que la eficiencia reducida de los estribos rectangulares puede ser hasta del 50 % con respecto al zunchado.

Diagrama de cuerpo libre:



para el zunchado:

$$fcs \ Sds = 2 \ Asp \ fy \implies fcs = \frac{2 \ Asp \ fy}{Sds}$$

para el estribado:

$$flh \ Sh \ lh = 2 \ Ash \ fy \implies flh = \frac{2 \ Ash \ fy}{Sh \ lh}$$

para igual confinamiento, considerando el 50 % de eficiencia reducida en estribos rectangulares:

$$flh = 2fcs$$

luego:

$$\frac{2 \ Ash \ fy}{Sh \ lh} = 2 \cdot \left( \frac{2 \ Asp \ fh}{Sds} \right) \implies Ash = \frac{2sh \ lh \ Asp}{Sds} \dots\dots (a)$$

Además, para la columna zunchada se tiene:

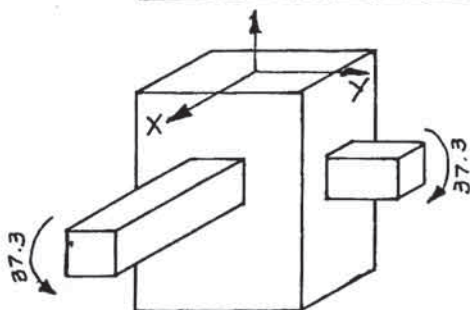
$$Js = \frac{Asp \ \pi ds}{S \pi ds \frac{3}{4}} \implies Asp = \frac{Js \ Sds}{4} \dots\dots\dots (b)$$

(b) en (a) 
$$Ash = \frac{2sh \ lh}{Sds} \left( \frac{Js \ Sds}{4} \right)$$

Simplificando:

$$Ash = \frac{lh \ Js \ sh}{2}$$

6.4.6 EJEMPLO DE APLICACION.-



Diseñar una columna exterior de un pórtico; las cargas verticales y de sismo producen una combinación crítica que resulta:

$$Pu = 360 \ T.$$

$$Mu = 19 \ T \cdot m.$$

La sección se ha elegido como de 0.50 x 0.50

- Además:
- $f'c = 280 \ Kg/cm^2$
  - $fy = 4200 \ Kg/cm^2$
  - $H = 3.0 \ m.$

Momento resistente en las vigas 37.3 T-m

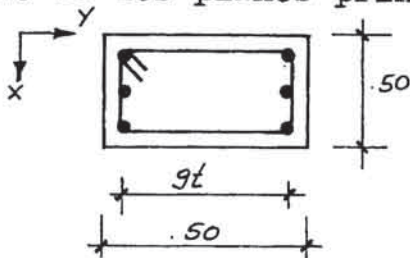
SOLUCION.-

(1) Cuantía mínima de refuerzo:

$$\rho = 0.01 \Rightarrow A_s = 0.01(50)50 = 25 \text{ cm}^2$$

*6  $\phi$  1" por uniformidad*

(2) Diseño usando gráficas de ACI, en la dirección de uno de los planos principales (Y)



$$g_t = 50 - 10 \rightarrow g = \frac{40}{50} = 0.8$$

de CHART N° 87 (gráficas ACI):

$$f'_c \leq 4 \text{ Ksi} = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y \approx 60 \text{ Ksi} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene con:

$$K = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{360,000}{280(50)50} = 0.514$$

$$\frac{e}{t} = \frac{M_u}{P_u t} = \frac{19}{360(0.5)} = 0.106$$

$$\rho_{tm} = 0.09$$

Pero:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 17.6$$

entonces:

$$\rho_t = \frac{0.09}{17.6} = 0.005$$

luego tenemos:

$$\rho_{min} = 0.01 \Rightarrow 6 \phi 1"$$

Esto nos dará una cuantía de:

$$\rho = \frac{30.42}{50(50)} = 0.012$$

(3) Revisión de formación de mecanismo de rótulas en vigas; en el plano principal analizado (Y)

$$\leq M_{col} > \leq M_{vig}$$

Para la columna:

$$\rho_{tm} = 0.012(17.6) = 0.211$$

Entrando el gráfico con:

$$K = 0.514 \quad \rho_{tm} = 0.211$$

Obtenemos:

$$\frac{K_e}{t} = \frac{M}{f'_c b t^2} = 0.08$$

De donde:

$$M_e = \frac{0.08 f'_c b t^2}{\phi} = \frac{0.08 (280) 50^3}{0.70} = 40 \times 10^5 \text{ Kg-m} = 40 \text{ T-m.}$$

Si la viga que corresponde al plano principal analizado tiene un momento resistente de 37.3 T-m, entonces:

$$\leq M_c = 2 \times 40 = 80 \text{ T-m} > 37.3 \text{ T-m.}$$

(4) Verificación por confinamiento:

$$K = \frac{P_b}{f'_c b t} = 0.255 \rightarrow P_b = 0.255 (0.28) 50^2 = 174 \text{ T}$$

$$P_u = 360 \text{ T} > 0.4 P_b = 71 \text{ T.}$$

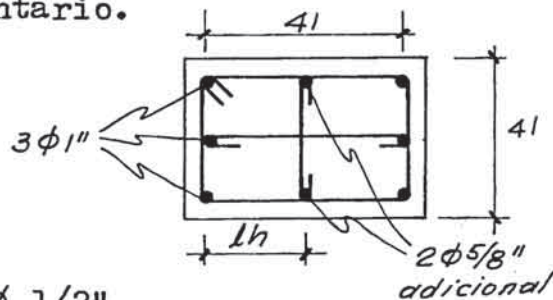
Por lo tanto requiere confinamiento.

$$S_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left( \frac{50 \times 50}{41 \times 41} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0146$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

$$S_s = 0.0146 > 0.008$$

Utilizando estribos suplementarios para reducir  $l_h$  y adicionando dos varillas  $\phi 5/8$ " para fijar el estribo suplementario.



Del gráfico:  
 $l_h = 20.5$

Usando  $\phi 1/2$ "

$$S_h = \frac{2 A_s h}{l_h S_s} = \frac{2 (1.27)}{20.5 (0.0146)} = 8.5 \text{ cm.} < 10 \text{ cm.}$$

La zona de confinamiento; será el mayor de:

$$\text{Mayor dimensión} = 50 \text{ cm.}$$

$$h/6 = 300/6 = 50 \text{ cm.}$$

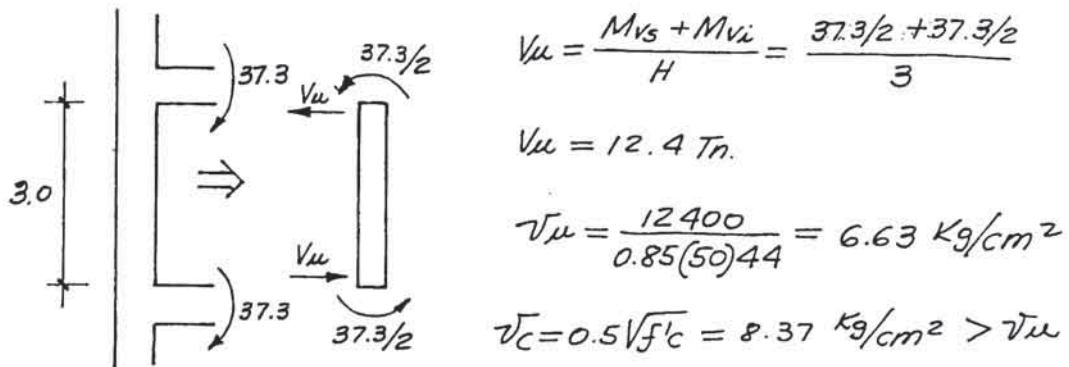
$$45 \text{ cm.}$$

Rige el mayor o sea 50 cm. por lo tanto

Por confinamiento:

$$\square \phi 1/2" \ 1 @ .05, \ 6 @ .08 \text{ en cada extremo.}$$

## (5) Revisión por cortante



Luego no requiere refuerzo transversal por corte y se pondría el espaciamiento máximo:

$$d/2 = 44/2 = 22 \text{ cm.} \quad \square \phi 1/2" @ .25$$

Si consideramos rótulas plásticas en las columnas: La capacidad máxima en columna, experimentalmente es:

$$M_y = 0.8 A_{st} f_{yt} + 0.5 P_e \left(1 - \frac{P}{b t f'_c}\right)$$

$$M_y = 0.8 \left(\frac{30.42}{2}\right) 4.2(0.5) + 0.5(360)0.5 \left(1 - \frac{360}{0.5(0.5)0.28 \times 10^4}\right)$$



$$\Rightarrow M_y = 69.27 \text{ T-m.}$$

$$V_u = \frac{2 \times 69.27}{3} = 46.18 \text{ Tn.}$$

$$\tau_u = \frac{46180}{0.85(50)44} = 24.69 \text{ Kg/cm}^2 > 0.5\sqrt{f'_c}$$

Entonces:

$$S = \frac{A_v f_y}{(\tau_u - \tau_c)} = \frac{2 \times 1.27(4200)}{(24.69 - 8.37)50} = 13.07$$

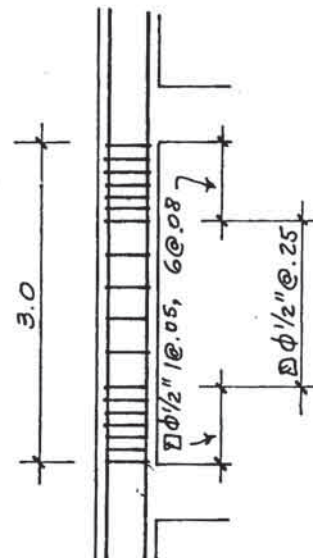
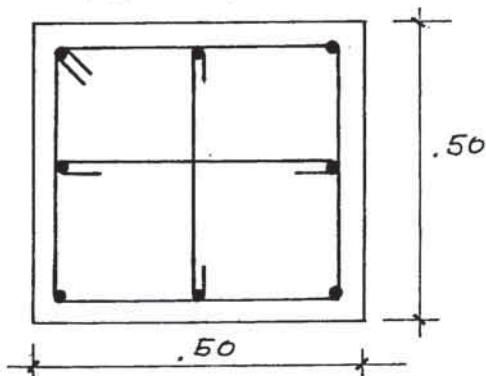
$$\therefore \text{usar } \square \phi 1/2" @ .15$$

Diseño Final: -

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$A_s = 6 \phi 1" + 2 \phi 5/8"$$



#### 6.4.7 UNIONES VIGA-COLUMNA.-

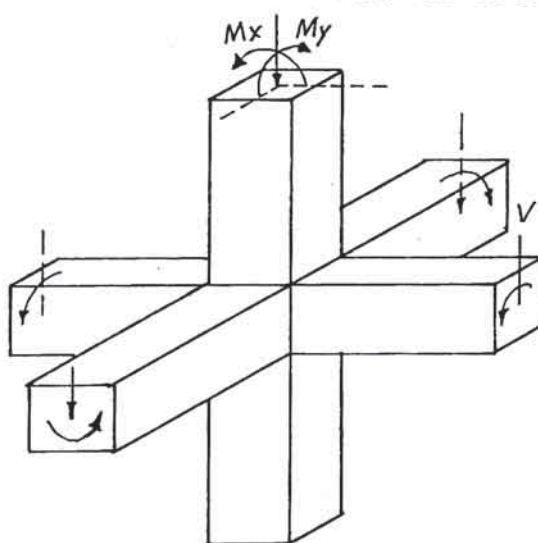
##### a) Causas de Falla.-

- La falta de anclaje del refuerzo en la conexión.
- La falta de refuerzo transversal en la conexión.

Estas deficiencias han sido una de las causas más frecuentes de fallas en pórticos de concreto armado afectados por sismos.

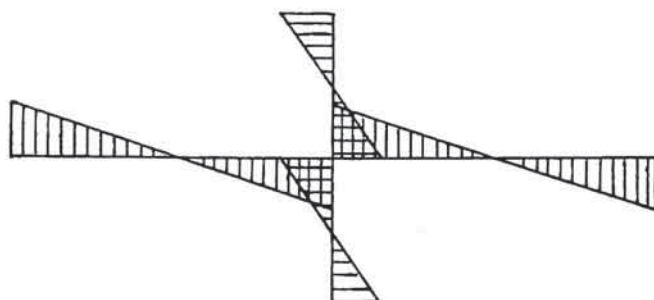
Solo hasta muy recientemente se ha empezado a estudiar el comportamiento y a desarrollar procedimientos de diseño para estas uniones. El apéndice A del ACI - 318 contiene disposiciones muy limitadas al respecto. Más recientemente el ACI ha publicado recomendaciones mucho más completas para el diseño de conexiones (Comité ACI - ASCE - 352).

Ante el efecto de carga vertical mas sismo, la zona de unión está sujeta a las condiciones de esfuerzo que se ilustran en la figura siguiente y que introducen en ella tensiones diagonales que pueden causar la falla. Mucho más grave es la situación de conexiones de extremos en la que se muestra crítico el anclaje del refuerzo.

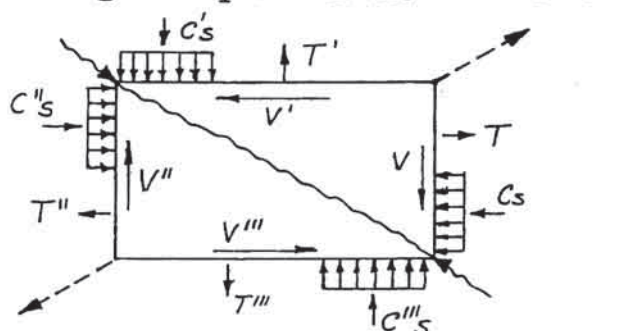


1.- Cargas en la conexión

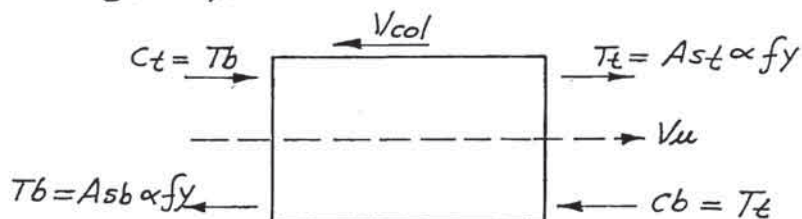




2.- Diagrama para sismo



3.- Fuerzas aplicadas en la junta, según el gráfico 2 (con líneas punteadas las resultantes que causan tensión diagonal).



4.- El gráfico muestra la fuerza cortante de diseño en la conexión y que se obtiene según:

$$V_u = C_t + T_t - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{sb} + A_{st}) - V_{col}$$

b) Diseño por cortante de la unión viga-columna.-

Diversas investigaciones efectuadas muestran que el comportamiento ante cargas alternadas de las conexiones es muy poco favorable cuando se llega cerca de su máxima capacidad de carga; esto lleva a la necesidad de diseñar las juntas de manera que los elementos por ellas conectadas puedan desarrollar toda su resistencia y que puedan formarse articulaciones plásticas en las vigas sin que las uniones se dañen. Para ello hay que tener

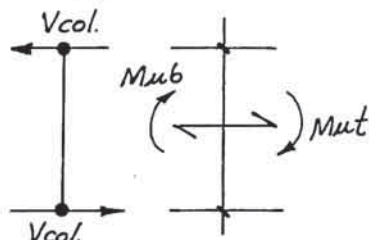
las siguientes precauciones:

- Colocar refuerzo transversal en la junta para que confine el concreto y para que evite falla por cortante.
- Dar al refuerzo el anclaje adecuado.

Las recomendaciones dadas por el Comité ACI - ASCE - 352 indican que las uniones de pórticos, que deben resistir sismos, se revisen:

- (a) Por confinamiento: se proporcionará el mismo refuerzo que en los extremos de la columna, sin embargo si existen vigas en los cuatro lados de la conexión, la separación de estribos puede aumentarse al doble.
- (b) Por cortante: La fuerza cortante actuante se calculará con el diagrama de cuerpo libre indicado, considerando que el refuerzo longitudinal puede llegar a trabajar un esfuerzo igual a  $1.25 f_y$ , ya que puede entrar en la zona de endurecimiento.

Tenemos:



se sabe:

$$V_u = 1.25 f_y (A_{sb} + A_{st}) - V_{col.}$$

con  $\alpha = 1.25$

se debe cumplir:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} \leq v_u \text{ max} = 5 \sqrt{f'_c}$$

Del gráfico:

$$V_{col} \equiv \frac{M_{ub} + M_{ut}}{H}$$

La resistencia al corte en junta considerando la contribución del concreto será:

$$v_s = v_u - v_c$$

$$v_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{0.03 N_u}{A_g} \right)$$

donde:

$\frac{N_u}{A_g}$  esfuerzo de compresión sobre la columna

$\gamma = 1.4$  Si hay vigas transversales (unión confinada en la dirección del cortante).

$\gamma = 1.0$  Si no hay vigas transversales.

En todo caso se debe cumplir:

$$2 v_u/3 \leq v_s \leq 4 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{v_s b}{f_y}$$

- (c) Por anclaje: En las uniones no se admiten traslapes. Las barras deberán tener, a partir del borde del núcleo una longitud de desarrollo igual a:

$$l_s = \frac{0.06 A_b (1.25 f_y - f'_h)}{\psi \sqrt{f'_c}}$$

Depende del confinamiento del núcleo y vale normalmente 1.4 pero si el espaciamiento máximo de estribos es  $S_{max} \geq 3 \phi$  entonces vale 1.8

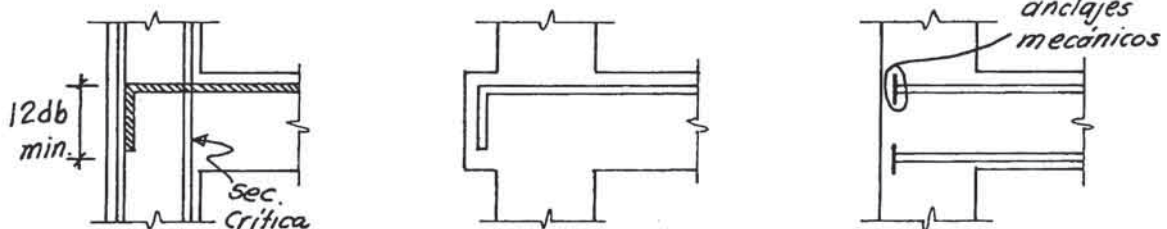
Además:

$$f_h = 185 (1 - 0.12 db) \psi \sqrt{f'_c}$$

es la fuerza que resiste el gancho standard en caso de existir.

db es el diámetro de barra

Requisitos de Anclaje.-



#### 6.4.8 EJEMPLO DE APLICACION.-

Diseñar una conexión para pórtico dúctil de acuerdo a los requisitos del Comité ACI - AsCE - 352. Los refuerzos y secciones se muestran en la figura:

Además:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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



luego:

$$f_h = 185(1 - 0.12 \times 2.54) 1.4 \sqrt{280} = 3012.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_s = \frac{0.06(5.07)(1.25 \times 4200 - 3012.9)}{1.4 \sqrt{280}} = 29.0 \text{ cm.}$$

$$l_{disp} = 60 - (5 + 5 + 5 \times 2.54) = 37.3 > l_s$$

(1b) Colocar confinamiento para tener  $\psi = 1.8$   
y tendremos: con  $\phi 1/4''$

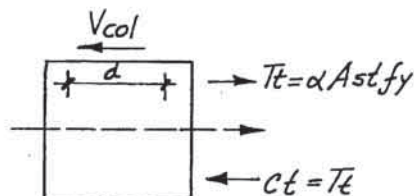
$$f_h = 185(1 - 0.12 \times 3.18) 1.8 \sqrt{280} = 3445.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_s = \frac{0.06(7.92)(1.25 \times 4200 - 3445.8)}{1.8 \sqrt{280}} = 28.5 \text{ cm.}$$

$$l_{disp} = 34.1 \text{ cm} > 28.5 \text{ cm.}$$

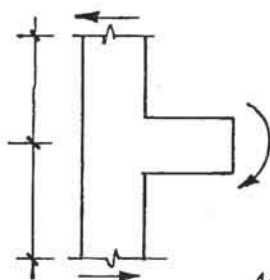
(2) Revisión por cortante en la unión:

(2a) Dirección de la viga principal (dirección X)



$$V_u = \alpha A_s t f_y - V_{col}$$

$$V_{col} = \frac{M_u}{H} \rightarrow \text{Donde } M_u \text{ es el momento en la viga}$$



En la viga:

$$5 \phi 1/4'' \text{ lo que es } A_s = 39.6 \text{ cm}^2$$

luego:

$$a = \frac{39.6(4200)}{0.85(280)50} = 13.98$$

$$M_u = \alpha A_s f_y (d - a/2) = 1.25(39.6)4200(63 - \frac{13.98}{2}) = 116.4 \text{ T.m.}$$

De donde:

$$V_{col} = \frac{116.4}{3.6} = 32.3 \text{ T.}$$

$$V_u = 1.25(39.6)4.2 - 32.3 = 175.6 \text{ T.}$$

En la sección de la conexión:

$$\tau_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{175,600}{0.85(60)54} = 63.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{u, max} = 5 \sqrt{f'_c} = 83.7 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_u$$

Cortante tomado por el concreto

$$\tau_c = 0.98 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{0.03 P_u}{A_g}\right) = 0.9(1.4) \sqrt{280} \left(1 + \frac{0.03 \times 120 \times 10^3}{60 \times 60}\right) = 29.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$\gamma = 1.4$  Considerando unión confinada.

$$\tau_s = \tau_u - \tau_c = 63.8 - 29.8 = 34.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{s, min} = \frac{2\tau_u}{3} = \frac{2 \times 63.8}{3} = 42.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomamos el mayor

$$\bar{v}_s = 42.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando 4 ramas de:

$$\text{▣} \phi 1/2'' \quad A_v = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{42.5 b}{f_y} = 0.607 \Rightarrow s = 8.4 \text{ cm.}$$

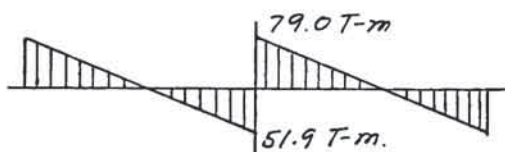
(2b) Fuerzas de diseño en la dirección de las vigas transversales (Dirección Y):

$$A_{st} = 3 \phi 1/4'' = 23.76 \text{ cm}^2 \quad a = 9.3 \text{ cm.}$$

$$d = 68 \text{ cm.} \quad M_{ut} = 79.0 \text{ T-m.}$$

$$A_{sb} = 3 \phi 1'' = 15.21 \text{ cm}^2 \quad a = 5.96 \text{ cm.}$$

$$M_{ub} = 51.9 \text{ T-m.}$$



luego:

$$V_{col} = \frac{M_{ut} + M_{ub}}{H} = 36.4 \text{ Tn.}$$

$$V_u = 1.25 f_y (A_{st} + A_{sb}) - V_{col} = 168.2 \text{ Tn.}$$

$$\bar{v}_u = \frac{168200}{0.85(60)54} = 61.1 \text{ Kg/cm}^2 < 5\sqrt{f'_c} = 83.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante tomado por el concreto:

$$\bar{v}_c = 0.9(1.0) \sqrt{280 \left( 1 + \frac{0.03 \times 120 \times 10^2}{60 \times 60} \right)} = 21.3 \text{ Kg/cm}^2$$

donde por la unión no está confinada por vigas transversales en ambos lados

$$\bar{v}_s = \bar{v}_u - \bar{v}_c = 61.1 - 21.3 = 39.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_s = \frac{2}{3} \bar{v}_u = 40.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomamos el mayor

$$\bar{v}_s = 40.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando 4 ramas de:  $\text{▣} \phi 1/2''$

$$A_v = 5.08 \text{ cm}^2 \rightarrow s = \frac{A_v f_y}{\bar{v}_s b} = \frac{5.08 \times 4200}{40.7 \times 60}$$

$$s = 8.7 \text{ cm.}$$

## (3) Verificación por confinamiento:

Consideramos:  $P > 0.4 P_b$ .

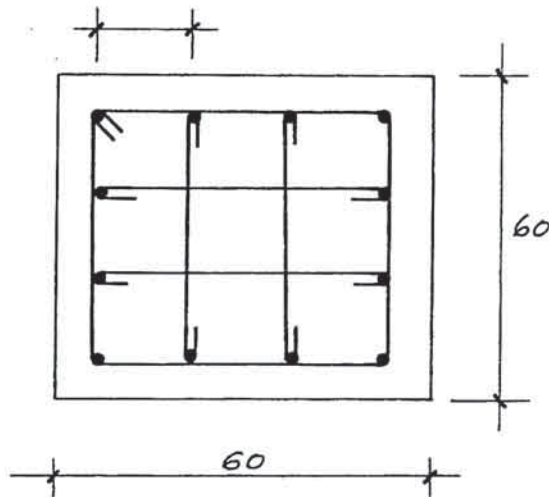
$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{60 \times 60}{51 \times 51} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0115 > 0.008$$

$$s_h = \frac{\rho_s A_s h}{l_h \rho_s} = \frac{2 \times 1.27}{17.0 (0.0115)} = 13 \text{ cm.}$$

Finalmente:

$$l_h = 5/3 = 17$$

Usar:  $\phi 1/2'' @ 8 \text{ cm.}$

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- "Normas de diseño Sismo-resistente", RNC, Oficina de Investigación y Normalización, MVC, Lima, 1977.
- 2.- "Earthquake Resistant Regulations for building structures in Japan", BIR, Ministry of Construction, Government of Japan.
- 3.- "AIJ Standar for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures", Architectural Institute of Japan, 1979.
- 4.- Kubota, Toshiyuki  
"An Example of the Structural Design of a Reinforced Concrete Structure", International Seminar on Seismology and Earthquake Engineering for Structural Engineers, Indonesia, 1983.
- 5.- "Boletín N°1 del Comité de Ingeniería Antisísmica de la UNI", UNI, Lima, 1981.
- 6.- Park R., Paulay T.  
"Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa Mexico.
- 7.- "Basic Concepts of Seismic Codes", Vol II, The International Association for Earthquake Engineering, 1982
- 8.- "Notes on ACI-318-77, Building Code Requirements with Design Applications", Portland Cement Association, 1979.
- 9.- Vargas Neumann, Julio  
"Consideraciones sobre tópicos diversos de Códigos Sismo-resistentes", Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-resistente", Caracas, 1979.