

300615

15
2e)



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
Incorporada a la U. N. A. M.

DIAGNOSTICO DE COMPARACION ENTRE MURDOS DE RIGIDEZ Y CONTRAVIENTO A BASE DE CABLES DE ACERO PARA RESTRINGIR DESPLAZAMIENTOS EN ESTRUCTURAS

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
ROBERTO RAZIEL REVELES CURIEL

ASESOR DE TESIS: M. en I. FCO. JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO

MEXICO, D. F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I

SOLUCIONES ESTRUCTURALES EN ZONA SISMICA 3

CAPITULO II

ESTRUCTURACION Y UBICACIONES PROPUESTAS 18

CAPITULO III

CONSIDERACIONES PARA ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS 34

CAPITULO IV

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS CON MUROS DE RIGIDEZ 36

CAPITULO V

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS CON DIAGONALES DE CONTRAVENTEADO 58

CAPITULO VI

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS TIPO 78

CAPITULO VII

ANALISIS COMPARATIVO 97

CONCLUSIONES 104

BIBLIOGRAFIA 105

INTRODUCCION

Este estudio está enfocado principalmente al análisis de los desplazamientos en estructuras sometidas a solicitaciones horizontales de carga, las fuerzas sísmicas, como es el caso de la Ciudad de México son las fuerzas horizontales que afectan a las estructuras.

Las estructuras presentadas tratan de ser lo más comunes posibles sin complicaciones geométricas y de cargas tanto en planta como en elevación, estructuras comúnmente vistas y con uso de oficinas.

La forma de controlar los desplazamientos fue a base de muros de rigidez y de diagonales de contraventeo utilizando acero estructural A-36, en dichas diagonales, para este fin se desarrollaron los trabajos correspondientes para fundamentar el problema y después para solucionarlo, o dar criterios.

La necesidad de rigidizar estructuras es principalmente por la zona sísmica en la que se encuentra la Ciudad de México, a raíz de las modificaciones al reglamento del D.F., se han presentado una serie de restricciones en los desplazamientos de las estructuras. De esta manera las estructuras nuevas o ya construidas deben cumplir con dichas limitaciones.

Se plantea primero un panorama general en los capítulos uno y dos. Estos primeros capítulos nos dan una idea clara del problema de la sismicidad y del riesgo sísmico, después se analizan los elementos propuestos para poder obtener un menor rango de desplazamientos.

El capítulo dos tiene la misma tendencia y al final se propone el tipo de estructura adecuada y su arreglo para así obtener un mejor y predecible comportamiento.

En los siguientes capítulos se analizan y se diseñan las estructuras propuestas bajo la acción de cargas sísmicas, calculando estas mismas mediante el método estático de análisis sísmico.

Obteniendo los elementos mecánicos y en base a estas secciones de concreto armado se procede a cuantificar cada edificio, para así llegar a obtener dos tipos de criterios para comprobar el funcionamiento de los dos tipos de rigidización.

El primer criterio son los desplazamientos y las dimensiones de los elementos necesarios para absorber el conjunto de solicitaciones.

Con la cuantificación se obtienen las volúmenes de los dos materiales principales e indicativos, de lo que es el valor total de un edificio (acero y concreto).

Tal vez un sistema de rigidización sea más conveniente que otro, pero si el sistema menos apropiado cumple con las restricciones mínimas de reglamento, lo más probable es que la decisión se incline por la economía.

CAPITULO I

SOLUCIONES ESTRUCTURALES EN ZONA SISMICA

CAPITULO I

1.1. RESPUESTA SISMICA DE LAS ESTRUCTURAS

La acción de un sismo en una Estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de otras acciones, la complejidad de los efectos proviene del movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las propiedades de las Estructura misma.

Para absorber estos efectos sísmicos la Estructura debe estar diseñada, no sólo para soportar un conjunto de cargas estáticas, si no requiere principalmente la selección de un sistema Estructural idóneo y eficiente para absorber dichos efectos.

Entre más lógico sea el esquema Estructural, con mayor precisión se conocera la respuesta de la Estructura ante el sismo, como ya es sabido los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las Estructuras.

El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica hacer que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una Estructura se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno, hacen o se trate de aprovechar el trabajo de la Estructura para deformaciones que sobrepasan el intervalo elástico, por ello las propiedades inelásticas de los materiales y elementos Estructurales y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en la respuesta de una Estructura ante un sismo.

Para obtener un comportamiento sísmico adecuado de una estructura su diseño implica.

a) La definición de la acción de diseño.

Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de Estructuras en distintas regiones; sin embargo en Estructuras de particular importancia, es necesario tomar en cuenta las características geológicas y de mecánica de suelos del sitio en particular en las que estas se van a desplantar.

b) SELECCION DE UNA ESTRUCTURACION ADECUADA.

Debido a que los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la Estructura misma y de que los elementos normalmente considerados no Estructurales. Mediante una Estructuración adecuada pueden lograrse que sean desfavorables las acciones que induce un sismo en la Estructura.

c) EL CALCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.

Los métodos de análisis sísmico varían en el nivel de refinamiento, el conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica de las Estructuras es siempre necesario, aún cuando se vayan a emplear métodos estáticos para su análisis cuantitativo.

b) EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LA ESTRUCTURA.

Debido a que los criterios de diseño aceptan que la Estructura entre en etapas inelásticas de respuesta, es esencial que se eviten dallas frágiles locales y se logre una disipación uniforme de la energía sísmica. Para lograr este objetivo deben cuidarse los detalles Estructurales, no sólo a nivel de secciones y uniones de elementos, si no también concierne a la conexión entre la Estructura y los elementos no Estructurales.

Los métodos de análisis sísmico prescritos por los reglamentos de diseño y empleados en la práctica son generalmente simplificados y recurren a idealizaciones de la acción sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas equivalentes.

Aún cuando se usen estos procedimientos en vez de otros más refinados, no se debe dejar de contemplar el carácter dinámico del fenómeno.

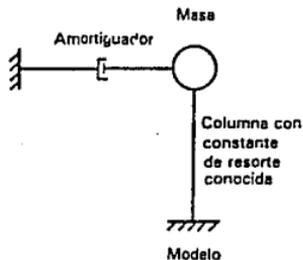
Los aspectos relevantes de la respuesta sísmica de las Estructuras se estudian mediante la dinámica Estructural en sus principios básicos, tratándose en este texto de manera general sin entrar en detalles específicos.

Una Estructura responde a una excitación sísmica, descrita por una historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos que se presentan en el suelo sobre el que está desplantada, mediante una vibración a través de la cual disipa la

energía que es generada por dicho movimiento.

La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema constituido por el conjunto subsuelo-cimentación-estructura-elementos no Estructurales. A pesar de la complejidad de un sistema como ese, las principales características de su respuesta pueden ilustrarse mediante el estudio de un sistema simple de un grado de libertad.

Dicho sistema está constituido por una masa, un soporte y un amortiguador.



Quando el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos, aceleraciones del suelo la masa entrará en oscilación y se generaran sobre ella tres tipos de fuerzas.

a) FUERZA DE INERCIA

De acuerdo con el principio de D' Alambert, es proporcional a la masa y a la aceleración total que ésta sufre.

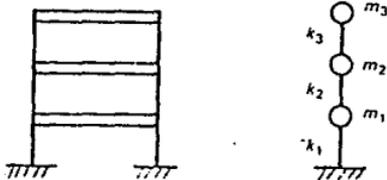
b) La fuerza que se genera en la columna por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno.

c) La fuerza de amortiguador que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración.

El amortiguamiento representa la disipación de energía la Estructura realiza principalmente debido a la fricción interna de los materiales y al reforzamiento entre los componentes de la construcción; este amortiguamiento reduce las oscilaciones.

Desde el punto de vista de diseño Estructural interesa esencialmente la máxima sollicitación a la que se verá sujeta la Estructura por efecto del sismo, por lo tanto no es necesario conocer la historia completa de la respuesta Estructural si no sólo su valor máximo.

Logicamente la mayoría de la Estructuras no se presentarán para ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden suponerse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por



Esta presentación por medio de un sistema de varios grados de libertad admite todavía un análisis dinámico relativamente sencillo de la respuesta de la Estructura ante sismo.

La naturaleza del suelo sobre el que esta cimentada la Estructura modifica la respuesta sísmica de la misma debido a diferentes causas:

- a) La ampliación local, que consiste en la modificación de las ondas sísmicas al transmitirse de la roca subyacente a los estratos del suelo que se encuentran entre esta y la cimentación.
- b) La alteración del movimiento del terreno por la presentación de la Estructura, considerada ésta como cuerpo rígido.
- c) La interacción entre la vibración de la Estructura y la vibración del suelo.

Estructuras masivas y rígidas alteran las condiciones locales del suelo modificando el movimiento que se tendría si no existiera la Estructura. En general se ha encontrado que la amplitud de los movimientos del suelo abajo de la Estructura es menor que la que se tiene afuera de la Estructura.

En vista de que sollicitaciones de un sismo severo impone a las Estructuras son muy elevadas y de carácter muy aleatorio, no es económicamente factible diseñar para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un período de recurrencia muy grande. En este sentido el diseño sísmo-resistente difiere del que se realiza por otras acciones.

El nivel de seguridad que se debe adoptar, depende del costo de los daños esperados relativos al que implica incrementar la seguridad de la Estructura.

En la respuesta Estructural ante sismo debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños que ante las acciones convencionales, si se quiere evitar al momento de diseñar, una inversión excesiva de la Estructura.

Producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez, capacidad para disipar energía y para deformarse ductilmente. Estas propiedades les permitirán tener una respuesta sísmica adecuada así como para responder a sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, contenido y seguridad de sus ocupantes.

Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico con resistencia, rigidez y ductibilidad ante las cargas laterales.

No es fácil cumplir simultáneamente con las tres, ya que en general las características que hacen a una estructura muy rígida y resistente la hacen también poco ductil.

Esto se soluciona con los criterios que se consideren al momento de la Estructuración, de forma general se recomienda que la forma de la construcción el tipo de arreglo de los elementos Estructurales y la distribución de las masas, presenten sencillez, uniformidad y simetría.

1.2 MUROS DE CONCRETO

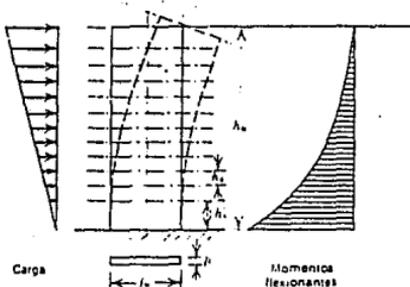
Desde hace mucho se ha reconocido la utilidad de los muros en la planeación Estructural de edificios de niveles múltiples. Cuando los muros se colocan en posiciones ventajosas dentro una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales producidas por el viento o los sismos.

Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de un edificio, si no es que toda, y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos Estructurales.

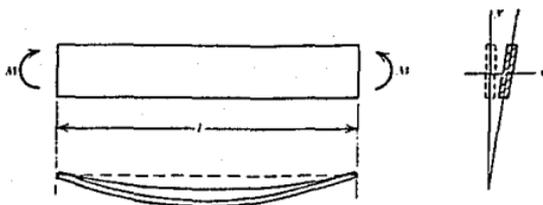
Los edificios de niveles múltiples se han hecho más altos y esbeltos, por lo que, con esta tendencia el análisis de muros de cortante es una parte importante del diseño.

El uso de muros cortantes o su equivalente se hace imperativo en determinados edificios elevados a fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros cortantes bien diseñados en las áreas sísmicas tienen un buen historial. No sólo pueden proporcionar seguridad Estructural adecuada, si no que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante las perturbaciones moderadas.

Se puede esperar que un muro cortante de voladizo simple, como el mostrado en la fig. 1.6



Se comporte esencialmente de la misma manera que una viga de concreto reforzado. La sección transversal estrecha (es decir, ancho pequeño) indica que puede plantarse el problema de inestabilidad del borde a compresión, este comportamiento se relaciona con la inestabilidad antes del desarrollo de la resistencia a flexión puede ser causa de la falla tomando la forma de pandeo lateral.



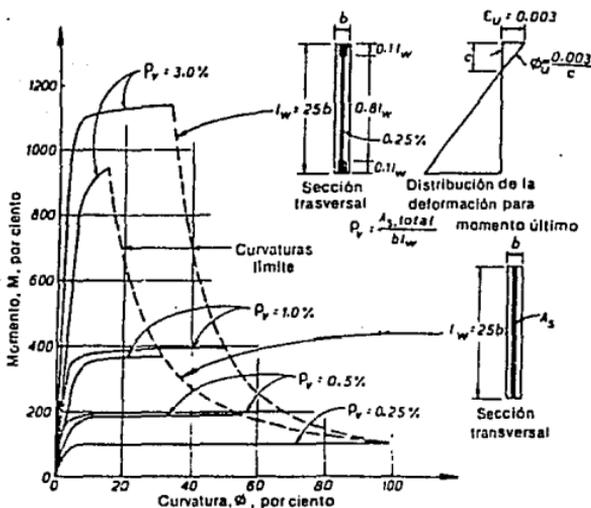
Este caso sucede cuando se carece de un apoyo lateral, pero por lo general las losas de piso de un edificio de niveles múltiples, actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los pisos.

El muro cortante, si actúa como voladizo grande, estará sujeto a momentos flexionantes y a fuerzas cortantes que se originen principalmente en las cargas laterales y a compresión axial provocada por la gravedad. De acuerdo con esto, se puede evaluar la resistencia de la sección crítica, a través del muro a partir de la relación de interacción momento- fuerza axial.

El refuerzo vertical o de flexión en la porción del alma un muro de cortante, que puede ser considerable, debe ser tomado en cuenta al evaluar la resistencia a flexión.

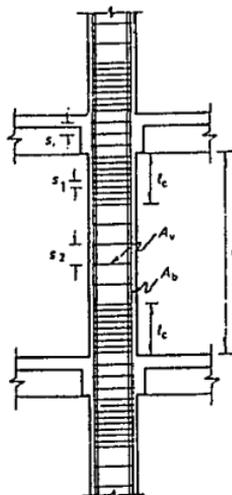
En una sección eficiente de muro a cortante, sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión, se coloca próximo al borde a tensión. Debido a las inversiones de momentos originadas bajo cargas laterales, normalmente se requieren cantidades iguales de refuerzo en ambos extremos. Por tanto, de ser necesario se puede resistir una gran parte del momento flexionante mediante el "Par de Acero" interno, lo que produce mejores propiedades de ductilidad.

En la figura 1.8, se ha colocado refuerzo vertical mínimo (0.25%) sobre el 80% interior del peralte. El resto del acero ha sido asignado a las zonas exteriores (10% de la sección). Las mayores resistencias y ductilidad debidas a esta distribución son evidentes en el diagrama.



Debido a la gran área de la sección transversal, con frecuencia la carga axial de compresión en los muros de cortante es mucho menor de la que provocaría una condición de falla balanceada (P_b). Como resultado de ello, por lo general se aumenta la capacidad de momentos por las fuerzas de gravedad de los muros cortantes, sin embargo, se debe recordar que la compresión axial reduce la ductilidad.

Quando es deseable aumentar la ductilidad de un muro cortante en voladizo (normalmente en su base, donde los momentos de volteo y la compresión axial son máximos), se debe confinar el "Concreto" en la zona a compresión. Se sugiere que el acero de confinamiento se suministre de la misma manera que en las columnas con estribos y que distribuya el menos por sobre la parte del peralte l_w donde se requieran deformaciones del concreto superiores a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad deseada, en todo caso, se deben suministrar estribos transversales alrededor de las varillas, a flexión, que pueden estar sujetas a cedencia a compresión, al menos en la misma manera que en las columnas cargadas axialmente, fig. 19 para evitar el pandeo de esas varillas.



$$l_c \geq \begin{cases} \#6 \\ 60\text{cm} \\ C_1, C_2 \end{cases}$$

De los fundamentos presentados al principio se puede deducir la resistencia a flexión de un muro cortante rectangular que contenga refuerzo vertical distribuido uniformemente y sujeto a carga axial.

De los principios presentados con anterioridad la aproximación conservada correspondiente da:

$$M_U = 0.5 A_s T_y I_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{I_w} \right)$$

En donde N_u = Carga Axial

A_s = Es el acero total distribuido en el muro.

RESISTENCIA A CORTANTE.

Se puede evaluar la resistencia a cortante de muros altos de la misma manera que en vigas. Se puede dar un margen adecuado para la contribución de la compresión axial en incrementar. La participación del mecanismo residente a cortante del concreto, medido por el esfuerzo V_c cortante nominal. También se debe considerar el efecto adverso de las aceleraciones verticales inducidas por los sismos en la base del muro, donde es posible la cadencia del acero a flexión en ambas caras, se debe despreciar la contribución del concreto a la resistencia a cortante, cuando el esfuerzo P_u/A_g (P_u = Carga última, A_g = Área sección), de compresión axial en el área bruta de muro es menor que $0.2 f'_c$, ya que posiblemente se podría compensar esta pequeña compresión mediante aceleración vertical que provocara tensión.

El mínimo refuerzo de 0.25%, en la dirección horizontal, cuando se ancla debidamente, resiste un refuerzo nominal equivalente de aproximadamente $(2 \sqrt{f'_c} \text{ Lb/INCH}^2 \text{ ó } 0.166 \sqrt{f'_c} \text{ N/mm}^2)$.

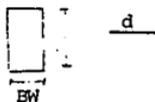
El concreto resistirá al menos la misma cantidad cuando el acero a flexión está en el rango elástico. En consecuencia, en las partes superiores reforzadas.

Nominalmente de los muros de cortante en voladizos rectangulares, se dispone de un esfuerzo cortante equivalente de $4 f'c \text{ Lb/INCH}^2$ ó $0.333 f'c \text{ N/mm}^2$ que con frecuencia es más adecuado.

La distribución del acero vertical afecta el peralte efectivo de una sección de muro de cortante rectangular. Al aplicar la siguiente ecuación para el esfuerzo cortante nominal.

$$V = \frac{V}{bwd}$$

En una viga



y también aplicando la ecuación para el refuerzo de estribos verticales $\theta = 90^\circ$.

$$A_v = V_s \frac{s \cdot bw}{f_y}$$

A_v = Área requerida en el refuerzo en el alma

s = Separación entre estribos.

No es necesario tomar el peralte efectivo d , como menor que $0.8 l_w$ lo que es una buena aproximación para los casos comunes.

Es necesario considerar el efecto del agrietamiento diagonal en la distribución de esfuerzos a flexión en el acero, de la misma manera que las vigas. Para cortar el refuerzo vertical en las partes exteriores de la sección del muro.

En los edificios muy altos, destinados principalmente a oficinas, la necesidad de grandes espacios libres se vuelve crítica en todos o al menos en algunos de los pisos. Por otra parte el marco es la Estructura que resiste cargas laterales esencialmente por flexión de sus miembros, lo que lo hace poco rígido, especialmente cuando los claros son considerables. Lo anterior ocasiona que la estructuración a base de marcos no sea muy eficiente para edificios altos, a medida que crece el número de pisos, es mayor la cantidad en que hay que incrementar las dimensiones de las vigas y columnas, sobre las necesarias para resistir las cargas verticales, con el fin de lograr que la Estructura posea la resistencia y rigidez necesarias ante cargas laterales.

La forma más sencilla de rigidizar un marco ante cargas laterales sin -- perder todas sus ventajas, es colocar en algunas de sus crujiás un contraventeo diagonal o ligarlos a algún muro de rigidez de mampostería o de concreto.

La Estructura propuesta es sencilla con simetría, regularmente en elevación y formada a base de marcos.

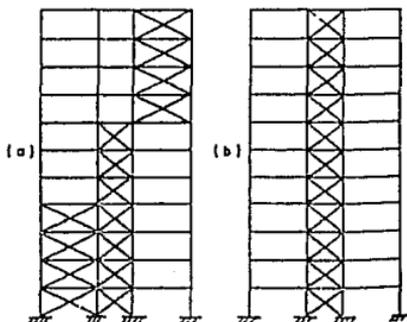
1.3 DIAGONALES DE CONTRAVENTE

El sistema de contraventeo como rigidizante en una Estructura sujeta a fuerzas laterales es recomendable para edificios urbanos ó en construcciones industriales, exitando el pandeo de conjunto de los marcos mejorando su rigidez lateral.

Los marcos por contraventear en una Estructura de un edificio son aquellos que requieren asegurar su rigidez lateral y su resistencia ante fuerzas horizontales: por otra parte los requisitos arquitectónicos y funcionales que debe satisfacer el edificio restringen las zonas en que puede colocarse el contraventeo, limitandolas con frecuencia a los marcos extremos, dónde suele haber muros de lindero, y al perímetro del núcleo de servicios que contiene escaleras, elevadores y baños.

Puesto que el sistema vertical de contraventeo constituye el elemento principal para resistir las fuerzas horizontales y controlar las deflexiones laterales, los marcos no contraventeados se apoyan en los que sí lo están a través de los sistemas de piso, que deben tener rigidez y resistencia adecuada para transmitir las fuerzas horizontales, incrementadas por efectos de segundo orden, de unos a otros.

El sistema de contraventeo vertical debe ser continuo en toda la altura del edificio, es decir, debe haber cuando menos una crujía contraventada en cada entrepiso.



En teoría no es necesario que esas crujiás estén en la misma vertical, y aún podría ser conveniente que no lo estuviesen, pues se evitarían con concentraciones excesivas de cargas producidas por viento o sismo en las columnas que las limitan, pero las condiciones del proyecto arquitectónico obligan con frecuencia a contraventar una ó más crujiás en toda la altura.

CAPITULO II.

ESTRUCTURACION Y UBICACIONES PROPUESTAS

CAPITULO II

ESTRUCTURA Y UBICACIONES PROPUESTAS

2.1 ESTRUCTURACION SISMO RESISTENTE.

Como se mencionó en el capítulo I, las tres propiedades para atender un eficiente comportamiento sísmico con resistencia rigidez y ductilidad ante cargas laterales.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo por ello es obligación del proyectista Estructural pugnar para que la construcción tenga esas características, tratando de no contraponer o poner en conflicto, las necesidades primarias de funcionamiento con los requisitos estéticos, la concepción estructural como fase creativa, no se encuentra sometida a reglas, pero siempre en el mejor camino, el respetar recomendaciones que pueden, como apoyo en el proceso creativo, conducir a una solución adecuada, en edificios que van a situarse en zonas sísmicas.

Es una estructura en zona de alto riesgo sísmico deben evitarse las rarezas arquitectónicas que hacen precario el equilibrio y dudosa la estabilidad ante cargas laterales.

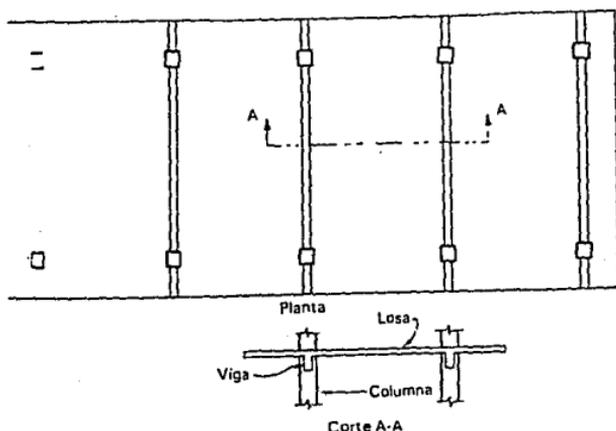
El proyectista Estructural debe hacer consciente al proyectista general y al propietario que al salirse de las recomendaciones básicas de Estructuración da lugar a una Estructura poco económica, pero no debe necesariamente impedir la originalidad del proyecto.

Para obtener la habilidad para conjugar la intuición Estructural con la sensibilidad estética del arquitecto, es un proceso que se consolida únicamente con la experiencia y práctica profesional.

La concepción estructural involucra básicamente la disposición y características de los elementos verticales sismorresistentes (muros ó columnas) así como los sistemas de piso diafragmas que en conjunto o diafragmas, que en conjunto conducen a la forma o configuración externa del sistema, y cuyos elementos y partes que lo integran, deben contar con ciertas características o atributos para lograr una respuesta satisfactoria bajo efectos sísmicos. Se anumeran a continuación una serie de recomendaciones al respecto.

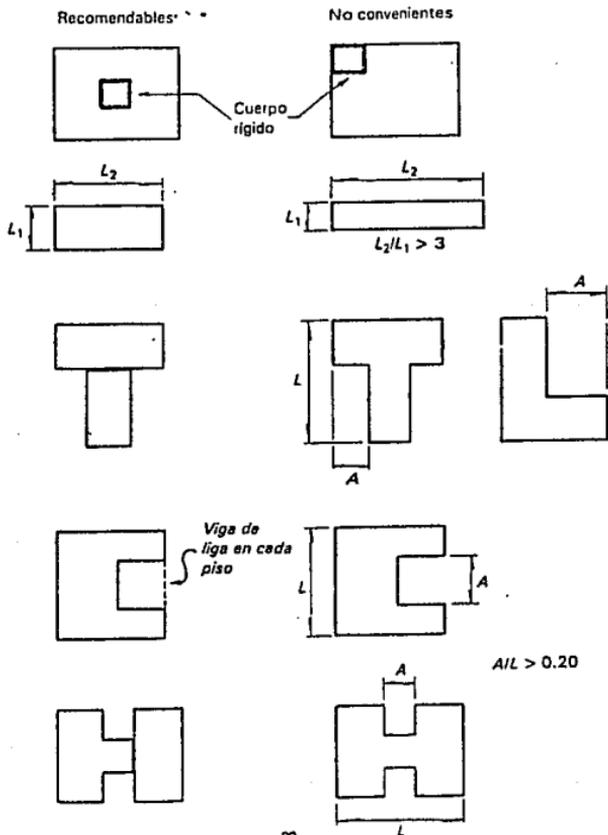
a) La sencillez de la estructura permite al proyectista en entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo.

b) La existencia de sistemas Estructurales que proporcionen a la Estructura rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales. Se ejemplifica en la fig. (2.1) la poca resistencia y rigidez ante cargas laterales de un sistema estructurado de dicha forma.



c) La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a solicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales.

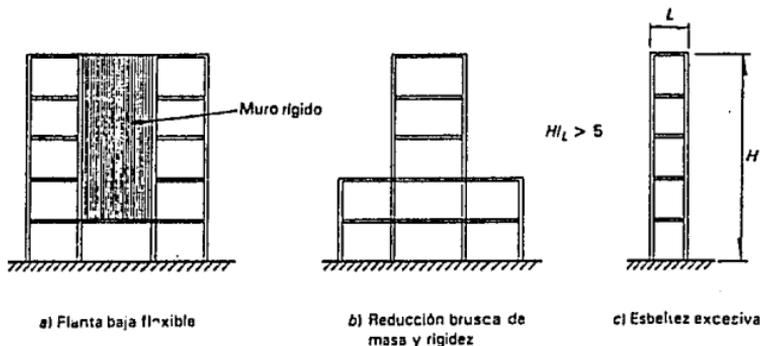
Los muros de colindancia y los cuerpos de escaleras y elevadores son los elementos que suelen causar los mayores problemas debido a su alta regidez y a la dificultad de colocarlos en la posición estructuradas más conveniente.



d) Debe tenerse a una forma regular en planta son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces. Igualmente poco deseables son las formas en L y T. Así como aquellas que tengan fuertes entrantes, debido esencialmente a los problemas de torsión que provocan. La solución generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas, con una estructura independiente.

e) Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de piso provocan amplificaciones locales del movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los códigos o reglamentos.

En caso de no poder evitarse cierta irregularidad, deben seguirse métodos de análisis más refinados la concentración de masas importantes a gran altura es obviamente poco adecuada, ya que se incrementan notablemente las fuerzas de inercia y los momentos de volteo.



f) Las fuerzas laterales para las que se analizan la Estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la Estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea ésta, habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica de las secciones individuales para esto se debe de tener cuidado en lo siguiente:

f1) Proporcionar máxima hiperestaticidad mientras mayor sea el número de secciones que tenga que llegar a la fluencia antes que la estructura pueda fallar mayor será la disipación inelástica de energía.

f2) Evitar zonas ó elementos sobrediseñados, ya que las secciones sobrediseñadas no participan de la deformación enelástica y dejaran a un número reducido de secciones la función de disipar energía.

f3) El efecto sísmico tratará de localizar las zonas más débiles de la Estructura para disipar allí su energía, con lo cual puede provocar fallas locales difíciles de reparar. Los huecos para ductos, los cambios bruscos de sección, las juntas de tolado, las conexiones entre elementos son lugares que deben detallarse con particular cuidado para evitar fallas locales.

f4) Los sistemas de piso y techo deben ser lo suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se generan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez.

Una losa de concreto generalmente constituye en general un elemento adecuado para tomar sus fuerzas horizontales (excepto en plantas alargadas o con brusca reducción de área. Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramientos en su plano para tener suficiente rigidez.

f5) La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la Estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y Estructura.

2.2. SISMICIDAD EN LA CIUDAD DE MEXICO.

La ciencia que se dedica al estudio de las características de los sismos es una rama de la geofísica que se llama sismología.

Los sismos de gran magnitud se explican por una teoría llamada tectónica de placas. La litosfera de un espesor de 80 km., fig. 2.4 , esta subdivida en un buen número de grandes placas.

En las zonas donde el espesor de la litosfera es mayor, en general en el fondo de los océanos, a través de las discontinuidades de estas placas, fluye hacia arriba el magma que se encuentra a presión y en estado líquido abajo de la litosfera. La emersión de este magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla, estos empujes se reflejan en los extremos opuestos de las placas donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. según las características de las placas que entran en contacto se representan distintos fenómenos, ilustrados en la fig. 2.6., donde entra en contacto una placa oceánica con una continental, la primera de menor espesor y mayor densidad se hunde abajo de la segunda, ocasionando la desaparición de parte de la litosfera que se vuelve nuevamente magna. Cuando entran en contacto dos placas continentales que se mueven en sentidos opuestos, se suele producir una elevación, ó sea ambas placas se doblan hacia arriba dando lugar a la formación de grandes cadenas montañosas. Cuando la dirección del movimiento de dos placas continentales es similar, se produce un deslizamiento de una sobre la otra, sin que haya creación o destrucción de litosfera (por ejemplo la falla de Sn. Andrés). El fenómeno mencionado produce la llamada deriva de los continentes, o sea, el movimiento de las placas continentales y oceánicas en las direcciones mencionadas.

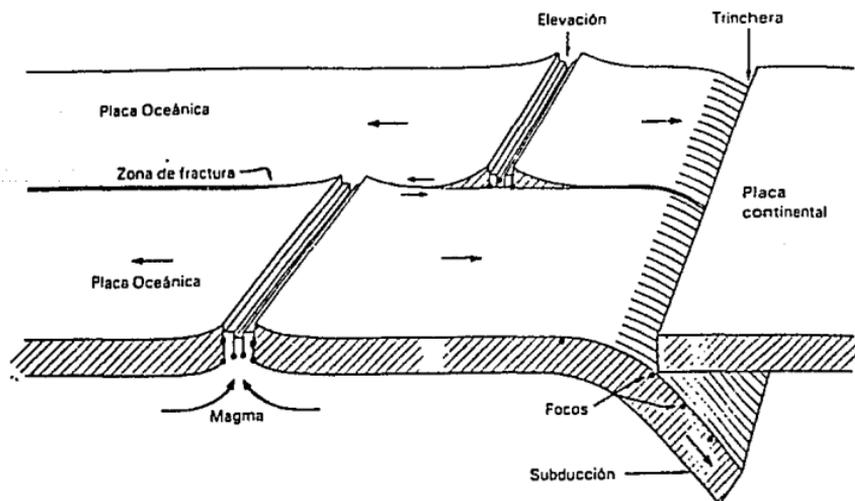
La magnitud del fenómeno se puede palpar conociendo los movimientos son el orden de una decena de centímetros al año.

El corrimiento en la zona de contacto entre dos placas no ocurre de manera continua y suave; la fricción entre las rocas hace que se puedan generar en la superficie de contacto entre las placas, esfuerzos considerables, hasta que se vence la resistencia mecánica en dicha superficie, provocando un deslizamiento brusco y la liberación súbita de energía. Este deslizamiento ocurre en cierta longitud a lo largo de la falla. Mientras mayor es la longitud afectada por el movimiento, mayor será la cantidad de energía liberada.

La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre, las que se transmiten a grandes distancias y provocan la vibración de la superficie del suelo.

Los puntos dónde se originan los sismos (epicentros) se concentran en franjas bien definidas que corresponden a límites entre placas,

En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por la subducción de la placa de cocos por debajo de la placa norteamericana. La línea dónde comienza la subducción se encuentra a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán. Por lo tanto ahí es dónde se encuentra localizada la mayoría de los epicentros.



En el caso particular de la Ciudad de México, que está a una distancia a la cual se podrían atenuar las ondas sísmicas, dependiendo claro esta de la magnitud del sismo, las características de los depósitos del suelo y en particular la zona de mantos de terreno blanco con grandes espesores se presentan amplificaciones locales del movimiento de terreno, siendo especial la forma del comportamiento de la Estructura, por que el terreno tiene un movimiento con pequeñas aceleraciones, pero con grandes desplazamientos. Debido a las ondas sísmicas de mayor frecuencia que son las que se suelen filtrar a la Ciudad de México.

2.3 ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos como columnas, trabes, losas, cables muros etc.

El arreglo debe aprovechar las características peculiares y lograr la forma más eficiente del sistema Estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

Como se ha mencionado las características Estructurales más importantes de un sistema son su resistencia, rigidez y ductibilidad.

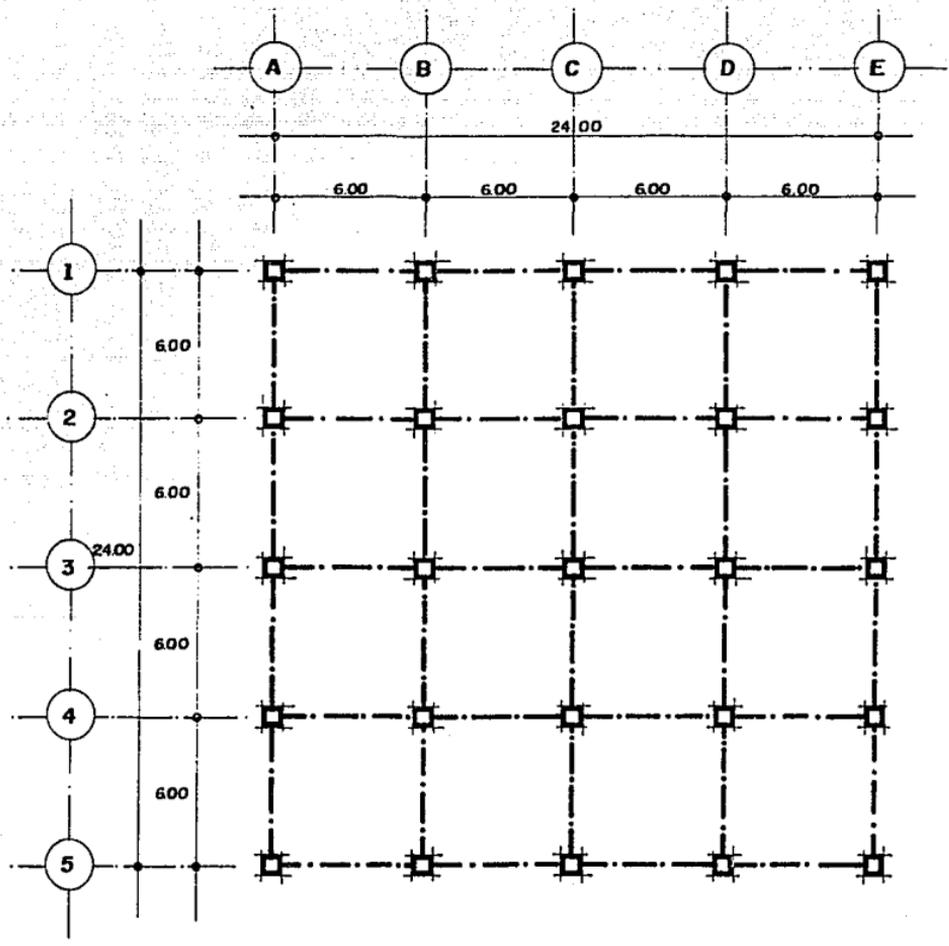
El sistema debe poder resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a la que puede estar sometida la estructura tanto en direcciones verticales como horizontales.

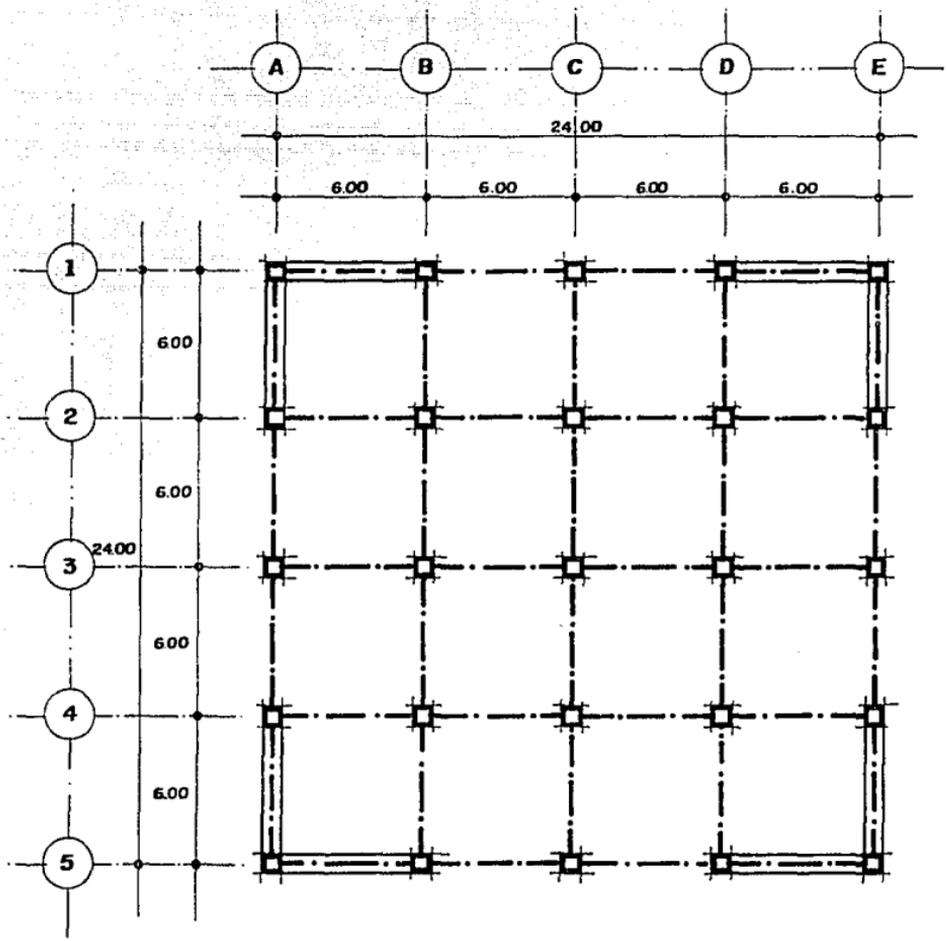
El tipo de Estructuración que se tratará aquí será esencialmente el sistema vertical resistente de los edificios, en particular tendrá eficiencia para resistir las cargas laterales de viento ó sismo, cuya importancia crece a medida que aumenta la altura del edificio.

Lo más óptimo sería que el sistema Estructural a proponer representara la mejor solución para resistir las cargas verticales de diseño y que sin alguna modificación, la Estructura tomará con igual eficiencia las cargas laterales.

Sin embargo esto llega a ser cierto sólo en edificios de pocos pisos y en zonas dónde las acciones de diseño por sismo o viento son moderadas,

A medida que aumenta la altura, las modificaciones necesarias para resistir cargas laterales son mayores. El problema se traduce a un sobre costo que hay que pagar para la resistencia a cargas laterales, el cual aumenta con el número de piso hasta que, para edificios muy altos, este es el aspecto que domina la elección del sistema Estructural más apropiado.

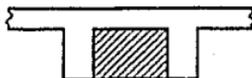




ANALISIS DE CARGAS

LOSA.

PESO PROPIO DE LOSA



No. DE CASETONES X m2

FER./ADURA 10x25 cm

CASETONES 50x50 cm

FIRME DE COMPRESION 5 cm

$$\text{No. CASETONES} = \frac{(100)^2}{(60)^2} = 2.78 \text{ CASI./m}^2$$

$$\text{VOLUMEN COMO SI FUERA MACIZA} = (0.30) \times (1.00) \times (1.00) = 0.30 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE CASETONES POR m}^2 = (0.25) \times (0.50) \times (0.50) \times 2.78 = 0.17 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{PESO DE LOSA POR m}^2 = (0.30 - 0.17) \times 2400 = 312 \text{ kg/m}^2$$

LOSA EN AZOTEA

LOSA ENTREPISO

LOSA=	312	LOSA=	312
PLAFOND=	30	PLAFOND=	30
RELLENO TEZONTLE=	0.75*1300	LOSETA=	10
ENLADRILLADO=	0.02*1500	FIRME=	0.02*1500
ENTORTADO=	0.02*1500	MORTERO=	0.02*1500
SOBRE CARGA	40	SOBRE CARGA	40
	<u>total= 539.5</u>		<u>total= 452</u>

POR REGLAMENTO

POR REGLAMENTO

$$W \text{ max} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ min} = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ max} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ min} = 180 \text{ kg/m}^2$$

CARGA TOTAL

CARGA TOTAL

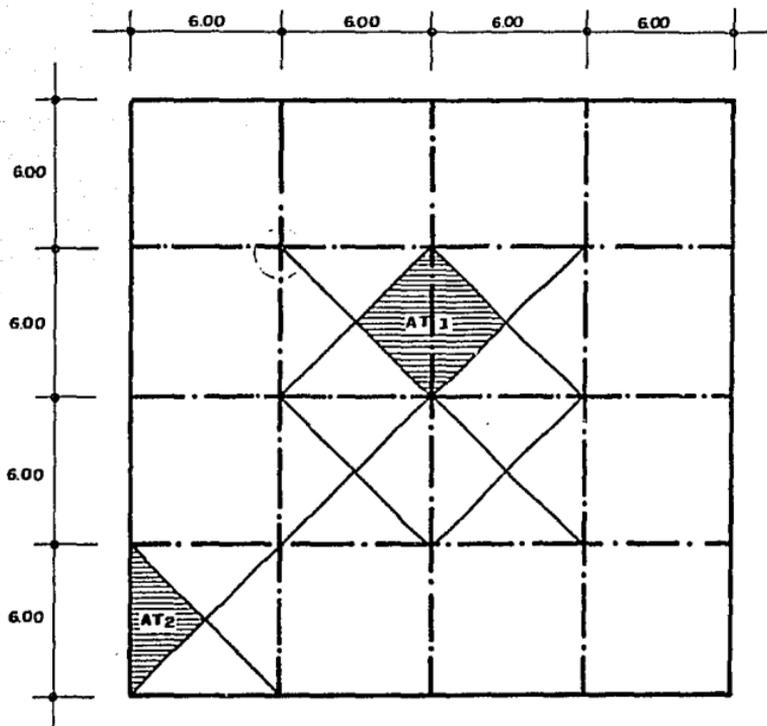
$$\text{maxima} = 640 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{instantanea} = 610 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{maxima} = 702 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{instantanea} = 632 \text{ kg/cm}^2$$

AREAS TRIBUTARIAS AT1 = 18m²



CAPITULO III

CONSIDERACIONES PARA ANALISIS Y DISEÑO

DE LOS EDIFICIOS

CONSIDERACIONES GENERALES PARA ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS.

En los capítulos Tres y Cuatro, se analizarán Estructuralmente los Edificios propuestos para este estudio.

Son Dos tipos de Métodos, son con muros de cortante ó muros de rigidez y a base de diagonales de contraventeo.

Las fuerzas sísmicas serán calculadas con el Método Estático, este Método se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (Cortante en la Base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para despues distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la Estructura.

El reglamento del Distrito Federal acepta el uso del Método estático en Estructuras de altura no mayor de 60 cm.

La mayor Estructura propuesta consta de diez pisos con altura por nivel de 3.00 m, tiene geometría regular en planta y elevación. Por lo tanto es aceptable el uso de este Método para los fines de este estudio.

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \cdot C_s W_T$$

$w_i h_i$ = Peso por altura, en cada nivel.

W_T = Peso total de la estructura.

C_s = Coeficiente sísmico reducido

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.4}{2} = 0.20$$

Según el reglamento del D.F., Art. 174 las Estructuras propuestas serán de tipo B.

Ubicadas en zona III Lacustre

Su coeficiente sísmico $C = 0.40$

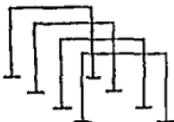
El factor de comportamiento sísmico se elige de forma conservadora.

$$Q = 2$$

RIGIDECES Y DESPLAZAMIENTOS

Con los desplazamientos obtenidos en el listado del programa de análisis Estructural (amplian 3,4). Análisis de Marcos Planos.

Obtendremos las rigideces de cada conjunto de marcos para un entrepiso.



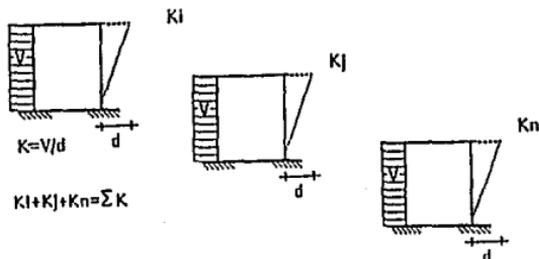
La fuerza sísmica F puede tener cualquier valor y con su respectivo cortante y desplazamiento producido al marco en cuestión se procederá a calcular la rigidez de cada marco.

$$K(\text{rigidez}) = \frac{V (\text{cortante})}{D (\text{Desplazamiento})}$$

Obteniendo la rigidez de cada marco se procederá a calcular la fuerza sísmica correspondiente que cada marco tomará en función a su rigidez para este fin se utilizará la siguiente fórmula.

$$F \text{ Sísmica/cada marco} = \frac{K_i}{\sum K} FT$$

FT = Fuerza Sísmica total calculada con el método Estático para cada entrepiso.



CAPITULO IV

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS

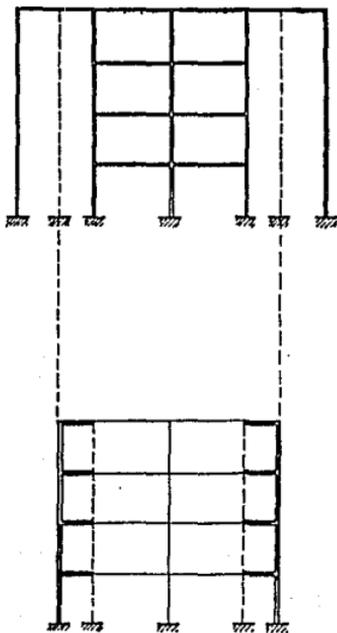
CON MUROS DE RIGIDEZ

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS A BASE DE MUROS DE RIGIDEZ.

Análisis Estructural.

Las Estructuras a base de muros de rigidez serán calculadas mediante el método de la columna ancha.

Este método trabaja de la siguiente forma las propiedades del muro (Inercia, Area), se le proporcionarán a una columna y además se incluirán traveses con Inercia y Area con valores numericos grandes para que tomen propiedades del muro.



De esta forma se le darán los datos al programa para obtener los elementos mecánicos y desplazamientos.

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ

PESO POR NIVEL

AZOTEA

10 NIVELES

CARGAS**SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO**

LOSA=

610

kg m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,35	0,75	24,00	8,00
Columnas	0,35	0,35	3,00	13,00
Muros	0,20	6,00	3,00	8,00

PESO EN LOSA 351.360

PESO EN TRABES 120.860

PESO COLUMNAS 11.466

PESO MUROS 69.120

TOTAL 552.806 kg

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ**PESO POR NIVEL****ENTREPISO****10 NIVELES****CARGAS****SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO****LOSA=****632****kg/m²****24 x 24****SECCIONES**

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,35	0,75	24,00	8,00
Columnas	0,35	0,35	3,00	13,00
Muros	0,20	6,00	3,00	8,00

PESO EN LOSA 364.032**PESO EN TRABES** 120.960**PESO COLUMNAS** 11.466**PESO MUROS** 68.120**TOTAL** 565.578 **kg**

METODO ESTATICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ

10 NIVELES

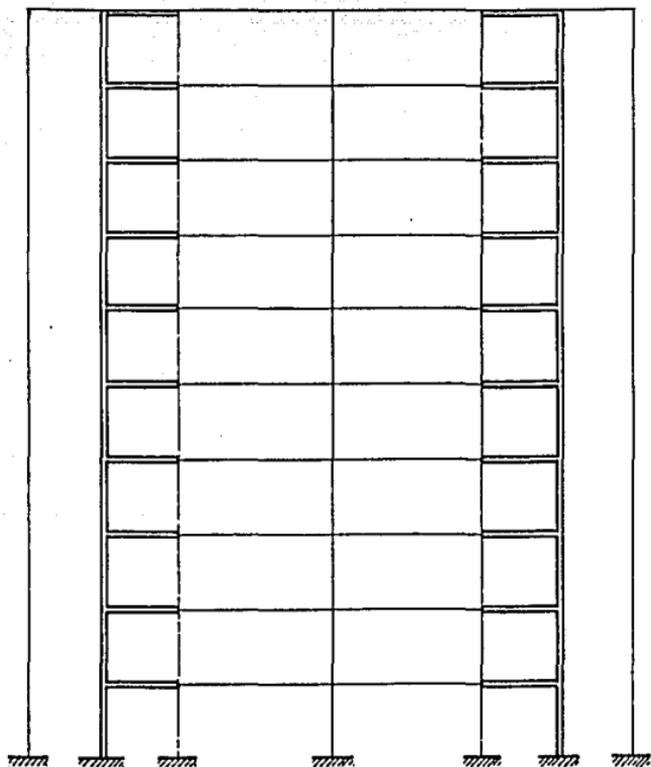
Nivel	Wi	Hi	Wi * Hi	Fi	V
10	552.908	30	16.587.180	201.427	201.427
9	565.578	27	15.270.606	185.439	386.866
8	565.578	24	13.573.872	164.835	551.700
7	565.578	21	11.877.138	144.230	695.931
6	565.578	18	10.180.404	123.625	819.557
5	565.578	15	8.483.670	103.022	922.578
4	565.578	12	6.786.936	82.417	1.004.996
3	565.578	9	5.090.202	61.813	1.066.809
2	565.578	6	3.393.468	41.209	1.108.017
1	565.578	3	1.696.734	20.504	1.128.522

suma Wi=

5.643.108

suma Wi*Hi=

92.940.210



EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ

PESO POR NIVEL AZOTEA

5 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA= 610 kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,20	0,45	24,00	6,00
Columnas	0,20	0,20	3,00	13,00
Muros	0,20	6,00	3,00	3,00

PESO EN LOSA 351.360

PESO EN TRABES 41.472

PESO COLUMNAS 3.744

PESO MUROS 68.120

TOTAL 465.696 kg

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ

PESO POR NIVEL

ENTREPISO

5 NIVELES

CARGAS**SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO**

LOSA=

632

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Pieza
Trabes	0,20	0,45	24,00	8,00
Columnas	0,20	0,20	3,00	13,00
Muros	0,20	6,00	3,00	8,00

PESO EN LOSA

364.032

PESO EN TRABES

41.472

PESO COLUMNAS

3.744

PESO MUROS

68.120

TOTAL

478.366

kg

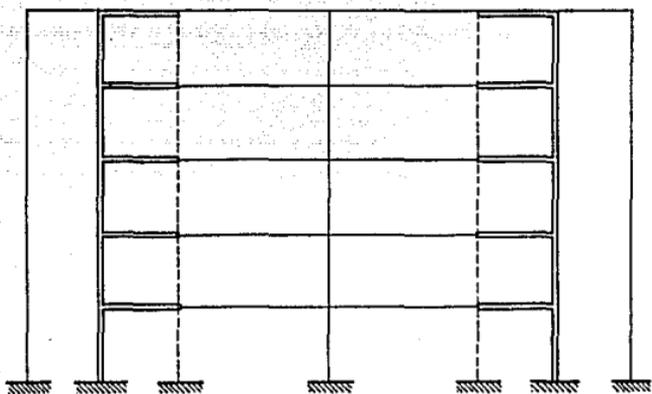
METODO ESTATICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ

5 NIVELES

Nivel	Wi	Hi	Wi * Hi	Fi	V
5	465.608	15	6.985.440	155.785	155.785
4	478.368	12	5.740.416	128.018	283.805
3	478.368	9	4.305.312	96.015	379.819
2	478.368	6	2.870.208	64.010	443.829
1	478.368	3	1.435.104	32.005	475.834

suma Wi= 2.378.168 suma Wi*Hi= 21.336.480



DISEÑO ESTRUCTURAL

EDIFICIO: CON MUROS DE RIGIDEZ.

Diseño de losa de Azotea

Tablero:

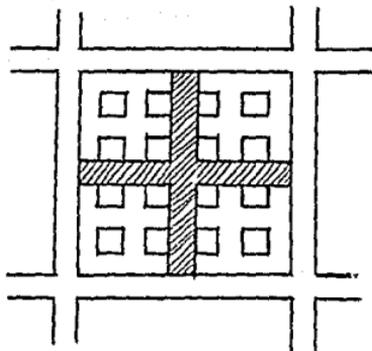
$F'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

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

$B = 10 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$M_n = 1.4 \text{ (M) calculado}$



Método franjas de diseño

Del análisis de carga:

Peso en losa Azotea = 640 kg/kg/m^2

El porcentaje de carga de cualquier franja por ser simétricas es de $0.5 W$

MOMENTO DE DISEÑO

$(W = 0.5 (640))$

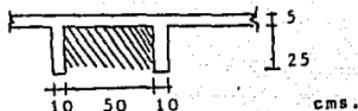
$M_n = 1.4 \frac{(320) (6.00)^2}{8}$

$W = 320 \text{ kg/m}^2$

8

$M_n = 2016.00 \text{ kg-m}$

MOMENTO DE DISEÑO POR NERVADURA



Ancho tributario
Por nervadura 0.60 m

$$M = 2016 (0.60)$$

$$M = 1.209 (0.60) \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{120,960 \text{ kg-cm}}{(10)(28)^2} = 15.43$$

Con ayudas de diseño para

$$\frac{M_r}{bd^2} = 15.43 \quad \rho = 0.4251 (\%)$$

$$\rho = 0.0043$$

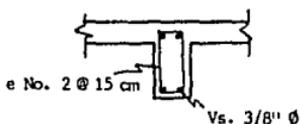
$$AS = db\rho$$

$$AS = (10)(28)(0.0043) = 1.20 \text{ cm}^2/\text{nervadura cm}$$

$$l \text{ m}^{\text{áx.}} = 0.01443$$

$$l \text{ m}^{\text{í.}} = 0.0026$$

Se proponen 2 Vs de 3/8 " ϕ



REFUERZO A CORTANTE

$$P = \leq 0.01$$

$$V_{cr} = F_r db (0.2 + 30 p) f_c$$

$$F_r = 0.8$$

$$V_{cr} = 0.8 (10) (28) (0.2 + 30 (0.0043)) 200$$

$$V_{cr} = 1042.22 \text{ Kg.}$$

$$1.5 F_r db f_c = 1.5 (0.8) (10) (28) 200$$

$$= 4751.76$$

∴ S no debe ser mayor Q' 0.50 d

$$0.5d = 14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

$$V_u = 1.4 (V_a)$$

$$V_{actuante} = \frac{W_L}{2}$$

$$V_a = \frac{320 \text{ kg/m} (6\text{m})}{2}$$

$$V_a = 960 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 (960)$$

$$V_u = 1344 \text{ kg}$$

Se procede a calcular la separación.

$$S = \frac{0.8 (0.64) (4200) (28)}{1344 - 1042.22} = \text{Muy Grande}$$

Se usa 0.5 a 15 cm

DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO.

$$0.5 W = 0.5 (702 \text{ kg/m}^2)$$



$$W = 351 \text{ kg/m}^2$$

$$M_c = 1.4 (351) (6.00) \frac{2}{8}$$

$$M_u = 2.211.30 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 2.211.30 (0.6)$$

$$M_u = 1326.78 \text{ kg-m}$$

$$M_r = \frac{132 \ 678 \text{ kg-cm}}{(10) (28) 2 \text{ cm}^2}$$

$$M_r = 1692 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = 0.0047$$

$$A_s = db P$$

$$A_s = 10 (28) 0.0047$$

$$A_s = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ Vrs } 3/8" \ \emptyset$$

POR LA SIMILITUD DE CARGAS SE USA EL MISMO ARMADO EN LOSA DE ENTREPISO Y LOSA DE AZOTEA.

Revisión de Secciones Trabes

ESTRUCTURA CON MUROS DE RIGIDEZ DE LOS PISOS

$$\begin{aligned} MU &= 65 \text{ T-m} \\ b &= 30 \text{ cm} \\ d &= 70 \text{ cm} \\ F'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ Fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$pb = F'c/Fy (4800/Fy + 6000) = 170/4200(4800/4200 + 6000) = 0.019$$

$$p \text{ máx} = 0.75 \quad pb = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$q \text{ máx} = p Fy/F'c = ((0.0143)(4200))/170 = 0.3533$$

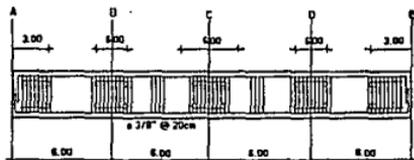
$$Mx = bd^2 f'c q (1 - 0.5q) / r = 65 \text{ T-m} > Mu = 65 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.30) (0.75)

$$Mx / bd^2 = 44.22 \quad p = 0.0143$$

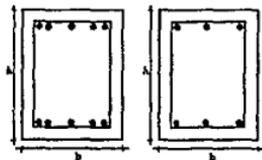
$$As = p bd = 29.988 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente armado:



3 vt 1" y 2 vt 1 1/4"

3 vt 1"

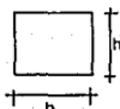


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA CON MUROS DE RIGIDEZ DE 10 PISOS

SECCION PROPUESTA



$$\begin{aligned} f_r &= 0.80 \\ f_c &= 170 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ (columna)} &= 30 \text{ cm} \\ h \text{ (columna)} &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 1.72 \text{ Ton} \\ 30\% M_x &= 0.516 \text{ Ton} \\ \text{Sup } p &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 85.53 \text{ Ton} \\ A_s \text{ por } bh &= 9 \text{ cm}^2 \\ A_c = (bc)(hc) - (A_s) &= 891 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$* P_o = f_r (A_c F_c + A_s f_y) = 151 \text{ Ton}$$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.90$

$$q = \frac{f_y}{f_c} = 0.25$$

$$e_x = f_b/P = 0.02$$

$$e_x/h_c = 0.0007$$

Grafica K = 1.25

$$* P_x = (K) (f_r) (b) (h) (F_c) = 153 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y/P = 0.01$$

$$e_y/h_c = 0.0002$$

Grafica K = 1.25

$$* P_y = (K) (f_r) (b) (h) (F_c) = 153 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00646757$$

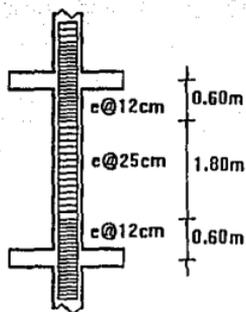
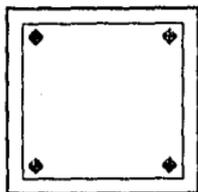
$$* P_n = 155 \text{ Ton} > 86 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ 10 PISOS

4 vi. 3/4"



Revisión de Secciones Trabes

EDIFICIO CON MUROS DE RIGIDEZ DE 5 PISOS

$$\begin{aligned} Mu &= 9.9 \text{ t-m} \\ b &= 20 \text{ cm} \\ d &= 35 \text{ cm} \\ F'c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ Fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$p = F'c / Fy (4800 / Fy + 6000) = 170 / 4200 (4600 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 \quad p_b = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$q_{\text{máx}} = p Fy / F'c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

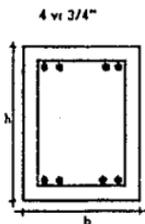
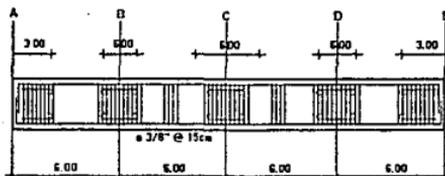
$$Mr = bd^2 f'c q (1 - 0.5q) / Fr = 11 \text{ T-m} > Mu = 10 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.20) (0.40)

$$Mr / bd^2 = 40.41 \quad p = 0.0129$$

$$Ase = p bd = 9.023 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente armado

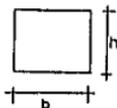


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA CON MUROS DE RIGIDEZ DE 5 PISOS

SECCION PROPUESTA



$$\begin{aligned} F_r &= 0.80 \\ F'_c &= 170 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ (columna)} &= 20 \text{ cm} \\ h \text{ (columna)} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 0.44 \text{ tm} \\ 30\% M_x &= 0.132 \text{ tm} \\ \text{Sup } \rho &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 12.25 \text{ ton} \\ A_s \text{ por } b \cdot h &= 4 \text{ cm}^2 \\ A_c = (b \cdot h) - (A_s) &= 396 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$* P_o = F_r (A_c F'_c + A_s f_y) = 67 \text{ Ton}$$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.70$

$$q = \frac{F_y}{F'_c} = 0.25$$

$$\alpha_x = M_x/P = 0.04$$

$$\alpha_x/h_c = 0.0018$$

$$\text{Grafica K} = 1.20$$

$$* P_x = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 65 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$\alpha_y = M_y/P = 0.01$$

$$\alpha_y/h_c = 0.0005$$

$$\text{Grafica K} = 1.25$$

$$* P_y = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 68 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.01516479$$

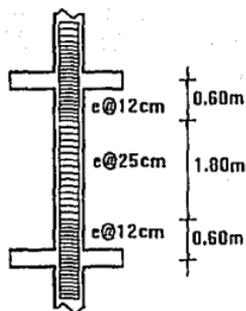
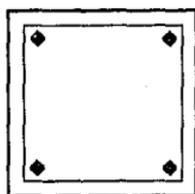
$$* P_n = 66 \text{ Ton} > 12 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO CON RIGIDEZ 5 PISOS

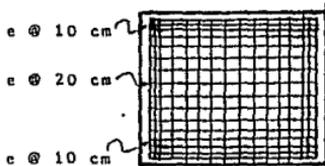
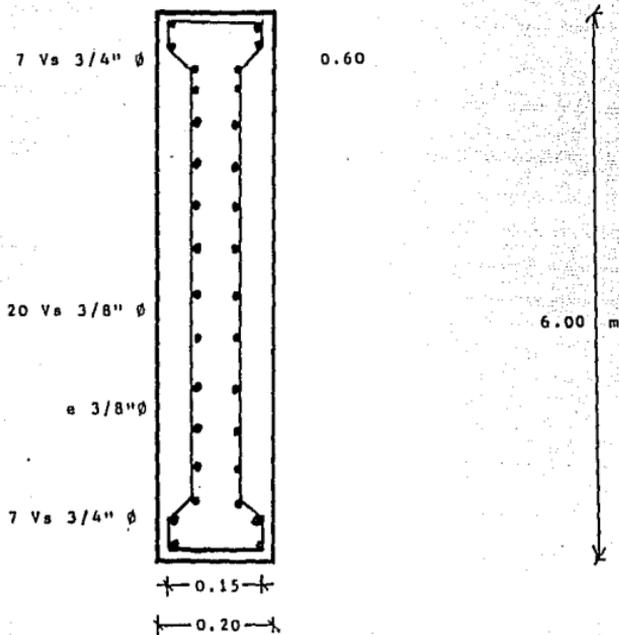
4 vr. 1/2"



ARMADO:

MUROS DE RIGIDEZ

SECCION TRANSVERSAL



CAPITULO V

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

CON DIAGONALES DE CONTRAVENTE

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO**EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVENTEC****PESO POR NIVEL****AZOTEA****10 NIVELES****CARGAS****SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO****LOSA=****610****kg/m²****24 x 24****SECCIONES**

	b	h	Longitud	Piezas
Traves	0,40	0,75	24,00	10,00
Columnas	0,70	0,70	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA**351.360****PESO EN TRAVES****172.800****PESO COLUMNAS****88.200****PESO MUROS****0****TOTAL****612.360****kg**

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

PESO POR NIVEL

ENTREPISO

10 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA= 632 kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,40	0,75	24,00	10,00
Columnas	0,70	0,70	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA 364.032

PESO EN TRABES 172.800

PESO COLUMNAS 88.200

PESO MUROS 0

TOTAL 625.032 kg

METODO ESTATICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

10 NIVELES

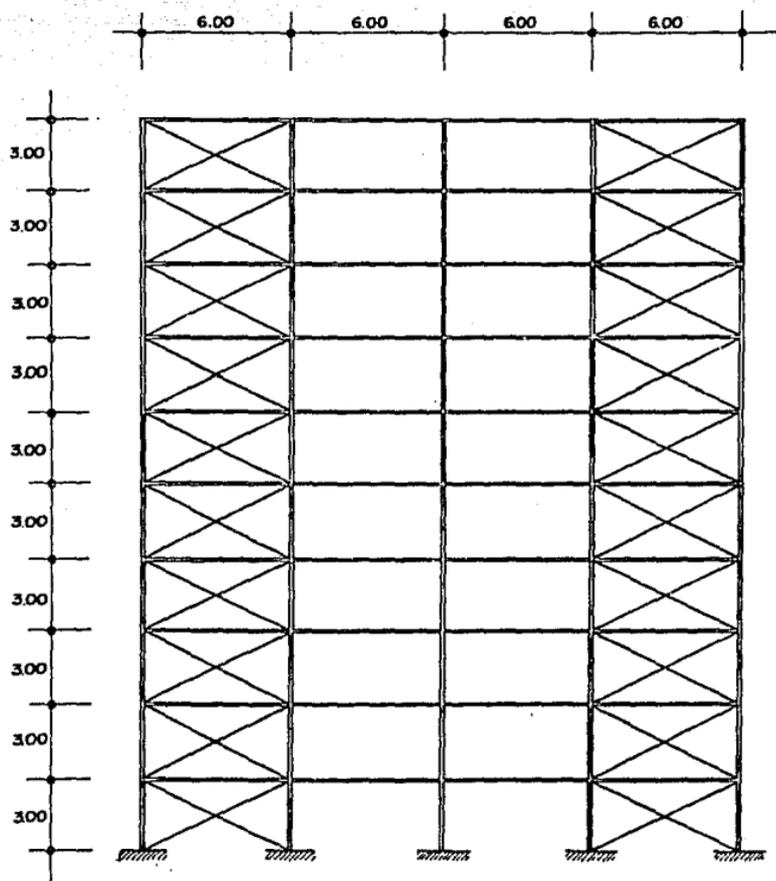
Nivel	Wi	Hi	Wi * Hi	Fi	V
10	612.360	30	18.370.800	223.047	223.047
9	625.032	27	16.875.864	204.896	427.944
8	625.032	24	15.000.768	182.130	610.074
7	625.032	21	13.125.072	159.364	769.438
6	625.032	18	11.250.576	136.598	906.036
5	625.032	15	9.375.480	113.831	1.019.867
4	625.032	12	7.500.384	91.065	1.110.932
3	625.032	9	5.625.288	68.298	1.179.231
2	625.032	6	3.750.192	45.533	1.224.763
1	625.032	3	1.875.096	22.766	1.247.530

suma Wi=

6.237.648

suma Wi*Hi=

102.750.120



ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

PESO POR NIVEL

AZOTEA

5 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA=

810

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,20	0,40	24,00	10,00
Columnas	0,50	0,50	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA

351.360

PESO EN TRABES

48.080

PESO COLUMNAS

45.000

PESO MUROS

0

TOTAL

442.440

kg

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

PESO POR NIVEL

ENTREPISO

5 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA=

832

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,20	0,40	24,00	10,00
Columnas	0,50	0,50	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA

364.032

PESO EN TRABES

48.080

PESO COLUMNAS

45.000

PESO MUROS

0

TOTAL

455.112

kg

METODO ESTATICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS**EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO****5 NIVELES**

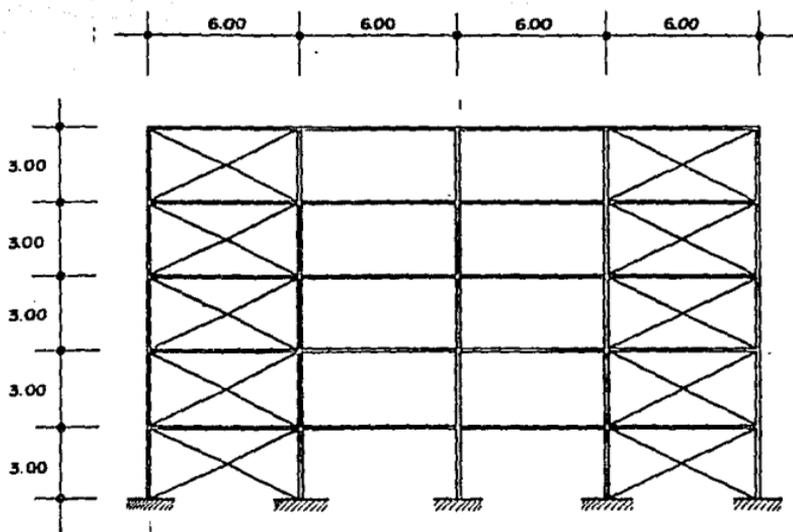
Nivel	Wi	Hi	Wi * Hi	Fi	V
5	442.440	15	6.636.600	148.033	148.033
4	455.112	12	5.461.344	121.818	269.851
3	455.112	9	4.096.008	91.383	361.214
2	455.112	6	2.730.672	60.909	422.123
1	455.112	3	1.365.336	30.454	452.578

suma Wi=

2.262.869

suma Wi*Hi=

20.289.960



DISEÑO ESTRUCTURAL

EDIFICIO: CON DIAGONAL DE CONTRAVIENTO

Diseño de losa de Azotea

Tablero:

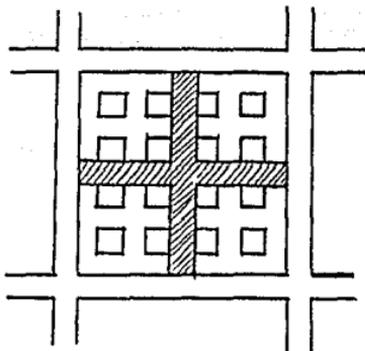
$F'C = 150 \text{ kg/cm}^2$

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

$B = 10 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$M_n = 1.4 (M)$ calculado



Método franjas de diseño

Del análisis de carga:

Peso en losa Azotea = 640 kg/kg/m^2

El porcentaje de carga de cualquier franja por ser simétricas es de 0.5 W

MOMENTO DE DISEÑO

($W = 0.5 (640)$)

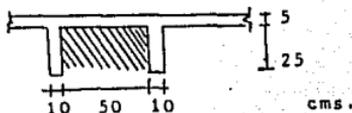
$M_n = 1.4 \frac{(320) (6.00)^2}{8}$

$W = 320 \text{ kg/m}^2$

8

$M_n = 2016.00 \text{ kg-m}$

MOMENTO DE DISEÑO POR NERVADURA



Ancho tributario
Por nervadura 0.60 m

$$M = 2016 (0.60)$$

$$M = 1.209 (0.60) \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{120,960 \text{ kg-cm}}{(10)(28)^2} = 15.43$$

Con ayudas de diseño para

$$\frac{M_r}{bd^2} = 15.43 \quad \rho = 0.4251 (\%)$$

$$\rho = 0.0043$$

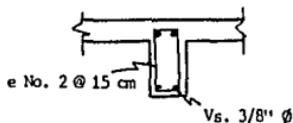
$$AS = db\rho$$

$$AS = (10)(28)(0.0043) = 1.20 \text{ cm}^2/\text{nervadura cm}$$

$$l \text{ máx.} = 0.01443$$

$$\text{min.} = 0.0026$$

Se proponen 2 Vs de 3/8 " ϕ



REFUERZO A CORTANTE

$$P = \leq 0.01$$

$$V_{cr} = F_r d b (0.2 + 30 p) f_c$$

$$F_r = 0.8$$

$$V_{cr} = 0.8 (10) (28) (0.2 + 30 (0.0043)) 200$$

$$V_{cr} = 1042.22 \text{ Kg.}$$

$$1.5 F_r d b f_c = 1.5 (0.8) (10) (28) 200$$

$$= 4751.76$$

∴ S no debe ser mayor Q' 0.50 d

$$0.5d = 14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

$$V_u = 1.4 (V_a)$$

$$\text{Vactuante} = \frac{W_L}{2}$$

$$V_a = \frac{320 \text{ kg/m (6m)}}{2}$$

$$V_a = 960 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 (960)$$

$$V_u = 1344 \text{ kg}$$

Se procede a calcular la separación.

$$S = \frac{0.8 (0.64) (4200) (28)}{1344 - 1042.22} = \text{Muy Grande}$$

Se usa 0.5 a 15 cm

DISÑO DE LOSA DE ENTREPISO.

$$0.5 W = 0.5 (702 \text{ kg/m}^2)$$



$$W = 351 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = 1.4 (351) (6.00) \frac{2}{8}$$

$$M_u = 2.211.30 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 2.211.30 (0.6)$$

$$M_u = 1.326.78 \text{ kg-m}$$

$$M_r = \frac{132.678 \text{ kg-cm}}{(10) (28) \frac{2}{\text{cm}^2}}$$

$$M_r = 1692 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.0047$$

$$A_s = db P$$

$$A_s = 10 (28) 0.0047$$

$$A_s = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ Vrs } 3/8" \text{ } \emptyset$$

POR LA SIMILITUD DE CARGAS SE USA EL MISMO ARMADO EN LOSA DE ENTREPISO Y LOSA DE AZOTEA.

Revisión de Secciones Trabes

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO DE 10 PISOS

$$\begin{aligned} M_u &= 74 \text{ t-m} \\ b &= 35 \text{ cm} \\ d &= 70 \text{ cm} \\ F'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$p_b = F'_c / F_y (4800 / F_y + 6000) = 170 / 4200 (4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 \quad p_b = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$q_{\text{máx}} = p_b F_y / F'_c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

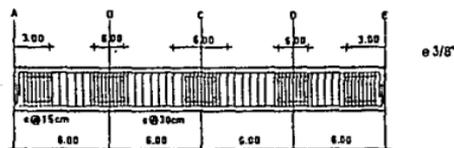
$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5 q) f_r = 76 \text{ T-m} > M_u = 74 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.35) (0.75)

$$M_r / b d^2 = 43.15 \quad p = 0.0114$$

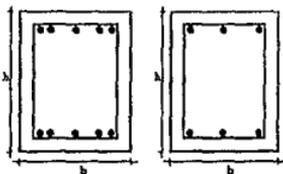
$$A_s = p b d = 27.8659 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente armado



3 vr 1" y 2 vr 1 1/4"

2 vr 1 1/4" y 1 vr 1"

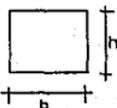


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO DE 10 PISOS

SECCION PROPUESTA



$f_r = 0.80$
 $f'_c = 170$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b (columna) = 50 cm	Mx = 87.45 1m	P = 383.37 ton
h (columna) = 50 cm	30% Mx = 26.235 1m	As \geq bh = 25 cm ²
	Sup $\rho = 0.01$	Ac = (bc)(hc) - (As) = 2475 cm ²

* $P_o = F_r (A_c F'_c + A_s F_y) = 421 \text{ Ton}$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.90$

$a = \frac{M_x}{F_y F'_c} = 0.25$

$a_x = M_x/P = 0.23$

$a_x/h_c = 0.0046$

Grafica K = 1.21

* $P_x = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 411 \text{ Ton}$

Lo mismo se hace para P_y

$a_y = M_y/P = 0.07$

$a_y/h_c = 0.0014$

Grafica K = 1.25

* $P_y = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 425 \text{ Ton}$

FORMULA DE BRESLER

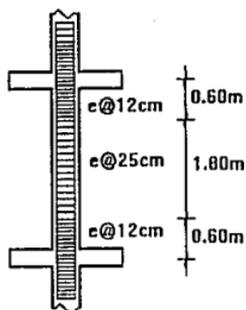
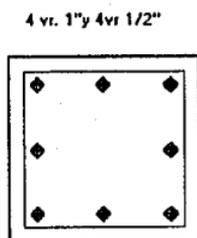
$1/P_n = (1/P_o) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00240611$

* $P_n = 416 \text{ Ton} > 383 \text{ Ton}$ Se acepta la seccion

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO 10 PISOS



Revisión de Secciones Trabes

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVENTEIO DE 5 PISOS

$$\begin{aligned} Mu &= 19.5 \text{ tm} \\ b &= 25 \text{ cm} \\ d &= 42.5 \text{ cm} \\ F'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ Fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$pb = F'c / Fy (4800 / Fy + 6000) = 170 / 4200 (4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.75 \quad pb = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$q_{m\acute{a}x} = p Fy / F'c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

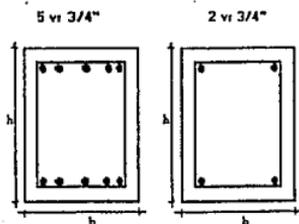
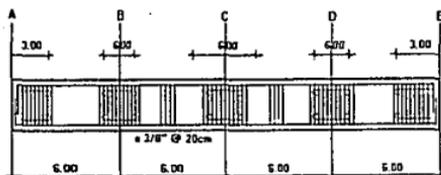
$$Mr = bd^2 F'c q (1 - 0.5q) / Fr = 20 \text{ T}\cdot\text{m} > Mu = 20 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Se acepta la seccion de (0.25) (0.45)

$$Mr / bd^2 = 43.18 \quad p = 0.0138$$

$$As = pbd = 14.68375 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente armado

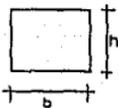


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO DE 5 PISOS

SECCION PROPUESTA



$$\begin{aligned} f_r &= 0.80 \\ f_c &= 170 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ (columna)} &= 25 \text{ cm} \\ h \text{ (columna)} &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 39.92 \text{ Tm} \\ 30\% M_x &= 11.976 \text{ Tm} \\ \text{Sup } \rho &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 95.23 \text{ Ton} \\ A_s \text{ por } b \cdot h &= 6 \text{ cm}^2 \\ A_c = (b \cdot h) \cdot f_c - (A_s) &= 619 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$* P_o = f_r (A_c f_c + A_s f_y) = 105 \text{ Ton}$$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.90$

$$q = \frac{f_y}{f_c} = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 0.42$$

$$e_x / h_c = 0.0168$$

$$\text{Grafica K} = 1.18$$

$$* P_x = (K) (f_r) (b) (h) (f_c) = 100 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.13$$

$$e_y / h_c = 0.0050$$

$$\text{Grafica K} = 1.25$$

$$* P_y = (K) (f_r) (b) (h) (f_c) = 106 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

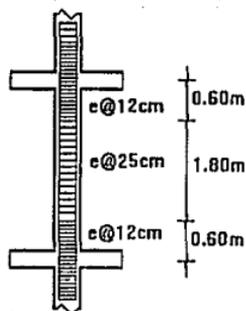
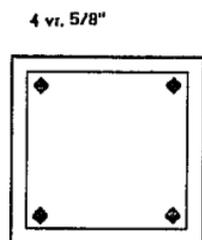
$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00987163$$

$$* P_n = 101 \text{ Ton} > 95 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO S PISOS



DISEÑO DE DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

EDIFICIO DE 10 PISOS

P DEL ANALISIS= 42840 kg

$$\sigma_Y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60\%)}$$

$$\sigma_Y = P/A$$

$$A = P / \sigma_Y$$

A=28.22 cm² SE PROPONEN CABLES DE 2 1/2" vs: 2"

EDIFICIO DE 5 PISOS

P DEL ANALISIS= 22040 kg

$$\sigma_Y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60\%)}$$

$$\sigma_Y = P/A$$

$$A = P / \sigma_Y$$

A=14.51 cm² SE PROPONEN CABLES DE 1 3/4" vs: 1"

CAPITULO VI

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

TIPO

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO TIPO

PESO POR NIVEL

AZOTEA

10 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA=

610

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,40	0,80	24,00	10,00
Columnas	0,70	0,70	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA

351.360

PESO EN TRABES

184.320

PESO COLUMNAS

88.200

PESO MUROS

0

TOTAL

623.880

kg

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO TIPO

PESO POR NIVEL

ENTREPISO

10 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA = 632 kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,40	0,80	24,00	10,00
Columnas	0,70	0,70	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA 364.032

PESO EN TRABES 184.320

PESO COLUMNAS 88.200

PESO MUROS 0

TOTAL 636.552 kg

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

METODO ESTADICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

EDIFICIO TIPO

10 NIVELES

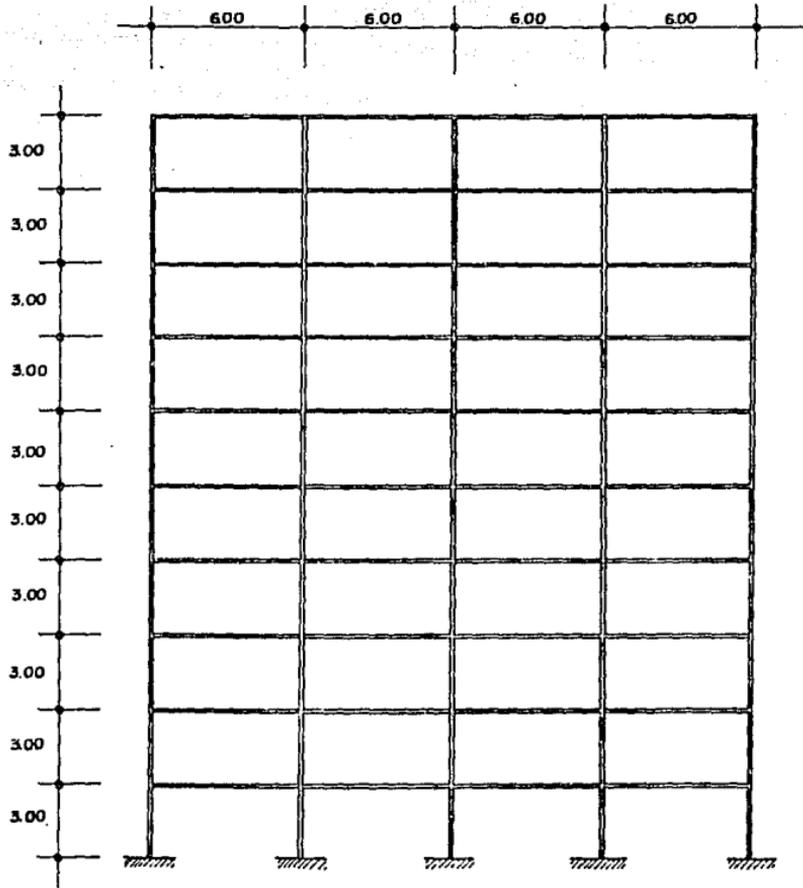
Nivel	W_i	H_i	$W_i * H_i$	F_i	V
10	623.880	30	18.716.400	227.236	227.236
9	636.552	27	17.188.904	208.667	435.903
8	636.552	24	15.277.248	185.481	621.384
7	636.552	21	13.367.592	162.296	783.681
6	636.552	18	11.457.936	139.111	922.792
5	636.552	15	9.548.280	115.926	1.038.718
4	636.552	12	7.638.624	92.741	1.131.459
3	636.552	9	5.728.968	69.556	1.201.014
2	636.552	6	3.819.312	46.370	1.247.384
1	636.552	3	1.909.656	23.185	1.270.570

suma $W_i =$

6.352.648

suma $W_i * H_i =$

104.650.020



ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO TIPO

PESO POR NIVEL

AZOTEA

5 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICIO

LOSA=

810

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,25	0,50	24,00	10,00
Columnas	0,55	0,55	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA

351.360

PESO EN TRABES

72.000

PESO COLUMNAS

54.450

PESO MUROS

0

TOTAL

477.810

kg

ANALISIS DE CARGAS TOTALES POR ENTREPISO

EDIFICIO TIPO

PESO POR NIVEL

ENTREPISO

5 NIVELES

CARGAS

SECCION EN PLANTA DE EDIFICO

LOSA=

832

kg/m²

24 x 24

SECCIONES

	b	h	Longitud	Piezas
Trabes	0,25	0,50	24,00	10,00
Columnas	0,55	0,55	3,00	25,00
Muros				

PESO EN LOSA

364.032

PESO EN TRABES

72.000

PESO COLUMNAS

54.450

PESO MUROS

0

TOTAL

480.482

kg

METODO ESTATICO PARA EL CALCULO DE FUERZAS SISMICAS**EDIFICIO TIPO****5 NIVELES**

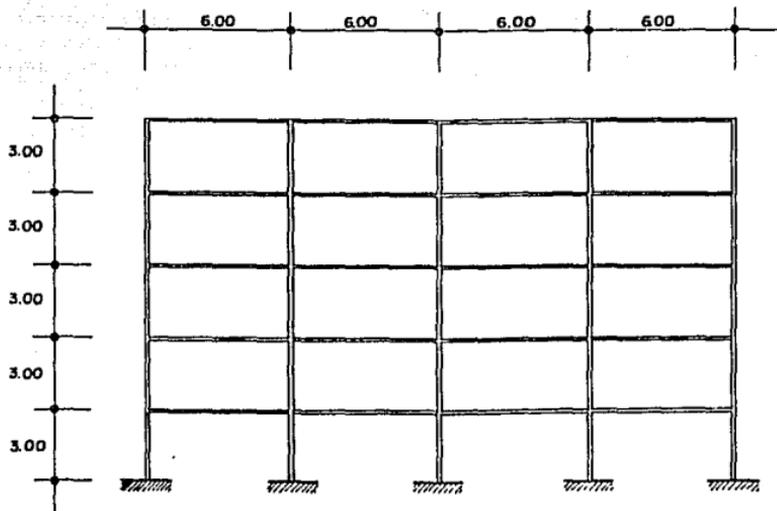
Nivel	Wi	Hi	Wi * Hi	Fi	V
5	477.810	15	7.167.150	159.823	159.823
4	490.482	12	5.885.784	131.250	291.073
3	490.482	9	4.414.338	98.437	389.510
2	490.482	6	2.942.892	65.625	455.135
1	490.482	3	1.471.446	32.812	487.948

suma Wi=

2.439.736

suma Wi*Hi=

21.881.610



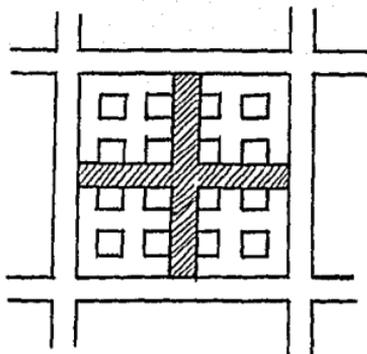
DISEÑO ESTRUCTURAL

EDIFICIO: BASE

Diseño de losa de Azotea

Tablero:

$F'c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $B = 10 \text{ cm}$
 $h = 30 \text{ cm}$
 $M_n = 1.4 (M) \text{ calculado}$



Método franjas de diseño

Del análisis de carga:

Peso en losa Azotea = 640 kg/kg/m^2

El porcentaje de carga de cualquier franja por ser simétricas es de $0.5 W$

MOMENTO DE DISEÑO

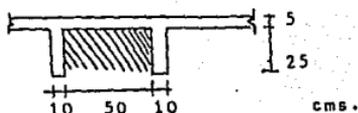
$(W = 0.5 (640))$

$M_n = 1.4 \frac{(320) (6.00)^2}{8}$

$W = 320 \text{ kg/m}^2$

$M_n = 2016.00 \text{ kg-m}$

MOMENTO DE DISEÑO POR NERVADURA



Ancho tributario
Por nervadura 0.60 m

$$M = 2016 (0.60)$$

$$M = 1.209 (0.60) \text{ kg-m}$$

$$\frac{Mr}{bd^2} = \frac{120,960 \text{ kg-cm}}{(10)(28)^2} = 15.43$$

Con ayudas de diseño para

$$\frac{Mr}{bd^2} = 15.43 \quad \rho = 0.4251 (\%)$$

$$\rho = 0.0043$$

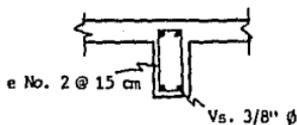
$$AS = db\rho$$

$$AS = (10)(28)(0.0043) = 1.20 \text{ cm}^2/\text{nervadura cm}$$

$$l \text{ máx.} = 0.01443$$

$$\text{mín.} = 0.0026$$

Se proponen 2 Vs de 3/8 " ϕ



REFUERZO A CORTANTE

$$P = \leq 0.01$$

$$V_{cr} = F_r d b (0.2 + 30 p) f_c$$

$$F_r = 0.8$$

$$V_{cr} = 0.8 (10) (28) (0.2 + 30 (0.0043)) 200$$

$$V_{cr} = 1042.22 \text{ Kg.}$$

$$1.5 F_r d b f_c = 1.5 (0.8) (10) (28) 200$$

$$= 4751.76$$

∴ S no debe ser mayor Q' 0.50 d

$$0.5d = 14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

$$V_u = 1.4 (V_a)$$

$$V_{actuante} = \frac{W_L}{2}$$

$$V_a = \frac{320 \text{ kg/m (6m)}}{2}$$

$$V_a = 960 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 (960)$$

$$V_u = 1344 \text{ kg}$$

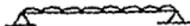
Se procede a calcular la separación.

$$S = \frac{0.8 (0.64) (4200) (28)}{1344 - 1042.22} = \text{Muy Grande}$$

Se usa 0.5 a 15 cm

DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO.

$$0.5 W = 0.5 (702 \text{ kg/m}^2)$$



$$W = 351 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = 1.4 (351) (6.00) \frac{2}{8}$$

$$M_u = 2.211.30 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 2.211.30 (0.6)$$

$$M_u = 1326.78 \text{ kg-m}$$

$$M_r = \frac{132.678 \text{ kg-cm}}{(10) (28) 2 \text{ cm}^2}$$

$$M_r = 1692 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.0047$$

$$A_s = db P$$

$$A_s = 10 (28) 0.0047$$

$$A_s = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ Vrs } 3/8" \text{ } \emptyset$$

POR LA SIMILITUD DE CARGAS SE USA EL MISMO ARMADO EN LOSA DE ENTREPISO Y LOSA DE AZOTEA.

Revisión de Secciones Trabes

EDIFICIO TIPO DE 10 PISOS

$M_u = 109 \text{ T-m}$
 $b = 45 \text{ cm}$
 $d = 75 \text{ cm}$
 $F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$p_b = F'_c / F_y (4800 / F_y + 6000) = 170 / 4200 (4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 \quad b = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$q_{\text{máx}} = p F_y / F'_c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

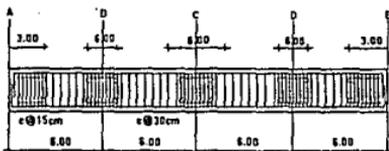
$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) F_r = 113 \text{ T-m} > M_u = 109 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.45) (0.80)

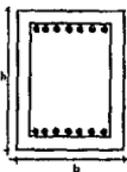
$$M_r / b d^2 = 43.06 \quad p = 0.0137$$

$$A_s = p b d = 46.305 \text{ cm}^2$$

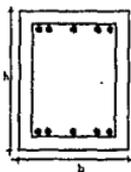
Se propone el siguiente armado



4 vr. 1 1/4" y
3 vr. 1"



2 vr. 1 1/4" y
3 vr. 1"

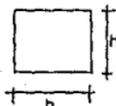


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA TIPO DE 10 PISOS

SECCION PROPUESTA



$f_r = 0.80$
 $f'_c = 170$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b \text{ (columna)} = 50 \text{ cm}$
 $h \text{ (columna)} = 50 \text{ cm}$

$M_x = 102.3 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $30\% M_x = 30.69 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $\text{Sup } \rho = 0.01$

$P = 334.88 \text{ Ton}$
 $A_s = bh = 25 \text{ cm}^2$
 $A_c = (bc)(f_r) - (A_s) = 2475 \text{ cm}^2$

$$* P_o = f_r (A_c f'_c + A_s f_y) = 421 \text{ Ton}$$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.90$

$$q = \frac{M_x}{f_y A_s} = 0.25$$

$$a_x = M_x / P = 0.31$$

$$a_x / h_c = 0.0061$$

Gráfica K = 1.20

$$* P_x = (K) (f_r) (b) (h) (f'_c) = 408 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.09$$

$$e_y / h_c = 0.0018$$

Gráfica K = 1.25

$$* P_y = (K) (f_r) (b) (h) (f'_c) = 425 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00242637$$

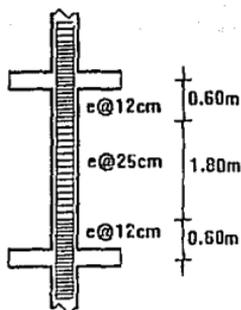
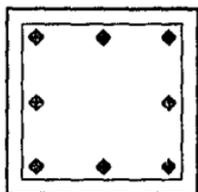
$$* P_n = 412 \text{ Ton} > 335 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO TIPO 10 PISOS

4 vr. 1"y 4vr 1/2"



Revisión de Secciones Trabes

EDIFICIO TIPO DE 5 PISOS

$M_u = 36.6 \text{ t-m}$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $d = 66 \text{ cm}$
 $F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_b = F'_c / F_y (4800 / F_y + 6000) = 170 / 4200 (4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \quad \rho_b = (0.75)(0.19) = 0.0143$$

$$\rho_{\text{máx}} = \rho_f y / F'_c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

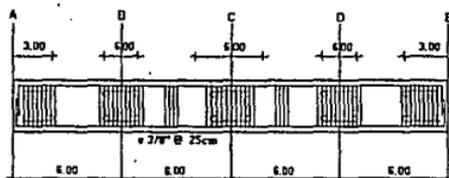
$$M_r = b d^2 \Gamma' c q (1 - 0.5q) F_r = 40 \text{ T-m} > M_u = 37 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.30) (0.60)

$$M_r / b d^2 = 40.33 \quad \rho = 0.0128$$

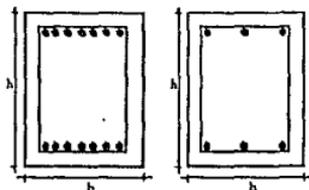
$$A_s = \rho b d = 21.1035 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente armado



2vr. 1", 1 vr. 3/4"
y 4vr. 5/8"

2vr. 1" y 1 vr. 3/4"

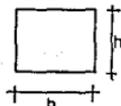


Concreto Reforzado

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

ESTRUCTURA TIPO DE 5 PISOS

SECCION PROPUESTA



$$\begin{aligned} f_r &= 0.80 \\ f_c &= 170 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b \text{ (columna)} &= 25 \text{ cm} \\ h \text{ (columna)} &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 61 \text{ 1m} \\ 30\% M_x &= 18.3 \text{ 1m} \\ \text{Sup } \rho &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 80.60 \text{ ton} \\ A_s \text{ por } bh &= 6 \text{ cm}^2 \\ A_c = (bc)(hc) - (A_s) &= 619 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$* P_o = f_r (A_c f_c + A_s f_y) = 105 \text{ Ton}$$

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y $d/h = 0.90$

$$q = f_y / f_c = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 0.63$$

$$e_x / hc = 0.0253$$

Grafica K = 1.14

$$* P_x = (K) (f_r) (b) (h) (f_c) = 97 \text{ Ton}$$

lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.19$$

$$e_y / hc = 0.0076$$

Grafica K = 1.25

$$* P_y = (K) (f_r) (b) (h) (f_c) = 106 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

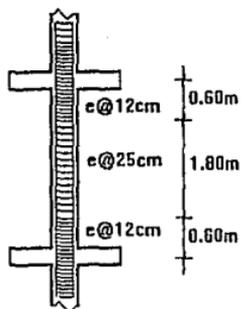
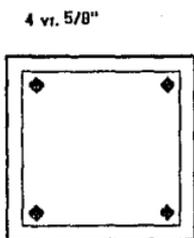
$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.01022146$$

$$* P_n = 98 \text{ Ton} > 81 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$

Concreto Reforzado

ARMADO EN COLUMNAS

EDIFICIO TIPO 5 PISOS



CAPITULO VII

ANALISIS COMPARATIVO

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE OBRA POR NIVEL

CONCRETO $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

M3

EFIFICIO	ELEMENTO	b	h	L	PZAS.	VOLUMEN	% DIF.
TIPO 5H.	TRABE	0,30	0,60	24,00	10,00	43,20	0,00%
	COLUMNA	0,25	0,25	3,00	25,00	4,69	
	TOTAL					47,89	
DIAGONALES 5H.	TRABE	0,25	0,45	24,00	10,00	27,00	33,83%
	COLUMNA	0,25	0,25	3,00	25,00	4,69	
	TOTAL					31,69	
MUROS RIG. 5H.	TRABE	0,20	0,40	24,00	8,00	15,36	4,53%
	COLUMNA	0,20	0,20	3,00	13,00	1,58	
	MURO	0,20	8,00	3,00	8,00	20,80	
	TOTAL					45,72	

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE OBRA POR NIVEL
ACERO f'y= 4200 kg/cm²

EFIFICIO	ELEMENTO	Vr	L	kg*m	PZAS.	PESO	% DIF.		
TIPO 5N.	TRABE	1"	24,00	3,973	4,00	381,41	0,00%		
		3/4"	24,00	2,235	2,00	107,28			
	bastones	5/8"	12,00	1,552	8,00	148,90			
		estribos	3/8"	1,70	0,559	86,00		81,23	
		parcial				7280,088			
	COLUMNA	5/8"	3,00	1,552	4,00	18,82			
		estribos	3/8"	0,80	0,559	35,00		17,81	
		parcial				905,8125			
		TOTAL				8.184,80			
	DIAGONALES 5N.	TRABE	3/4"	24,00	2,235	4,00		214,50	32,48%
bastones			3/4"	12,00	2,235	8,00	160,82		
estribos		3/8"	1,30	0,559	120,00	87,20			
		parcial				4628,84			
COLUMNA		5/8"	3,00	1,552	4,00	18,82			
		estribos	3/8"	0,80	0,559	35,00	17,81		
		parcial				905,8125			
		TOTAL				5.532,63			
MUROS RIG. 5N.		TRABE	3/4"	24,00	2,235	8,00	429,12	20,16%	
			estribos	3/8"	1,00	0,559	120,00		
		parcial				3968,8			
	COLUMNA	1/2"	3,00	0,890	4,00	11,82			
		estribos	3/8"	0,70	0,559	35,00	13,70		
		parcial				332,8495			
	MUROS	3/4"	3,00	2,235	14,00	83,87			
		estribos	3/8"	3,00	0,559	20,00	33,54		
		parcial				152,61			
		parcial				2240,138			
	TOTAL				8.642,88				

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE OBRA POR NIVEL

CONCRETO $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

M3

EFIFICIO	ELEMENTO	b	h	L	PZAS.	VOLUMEN	% DIF.
TIPO 10 N.	TRABE	0,45	0,80	24,00	10,00	86,40	0,00%
	COLUMNA	0,50	0,50	3,00	25,00	18,75	
	TOTAL						
DIAGONALES 10N.	TRABE	0,35	0,75	24,00	10,00	63,00	22,25%
	COLUMNA	0,50	0,50	3,00	25,00	18,75	
	TOTAL						
MUROS RIG. 10N.	TRABE	0,30	0,75	24,00	8,00	43,20	28,18%
	COLUMNA	0,30	0,30	3,00	13,00	3,51	
	MURO	0,20	8,60	3,00	8,00	28,80	
	TOTAL						

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE OBRA POR NIVEL
ACERO f'y= 4200 kg/cm²

EFIFICIO	ELEMENTO	Vr	L	kg*m	PZAS.	PESO	% DIF.		
TIPO 10 N.	TRABE	1 1/4"	24,00	6,207	4,00	585,37			
		1"	24,00	3,973	6,00	572,11			
	bastones	1 1/4"	12,00	8,207	4,00	297,04			
		3/8"	2,40	0,559	120,00	160,00			
						parcial		16269,12	
	COLUMNA	1"	3,00	3,973	4,00	47,68			
		1/2"	3,00	0,993	4,00	11,92			
	estribos	3/8"	1,80	0,559	35,00	37,17			
								parcial	2419,1375
						TOTAL		11258,23	
	DIAGONALES 10N.	TRABE	1 1/4"	24,00	6,207	4,00		585,37	0,00%
			1"	24,00	3,973	2,00		160,70	
bastones		1"	12,00	3,973	4,00	190,70			
		3/8"	2,00	0,559	120,00	134,16			
					parcial	11114,4			
COLUMNA		1"	3,00	3,973	4,00	47,68			
		1/2"	3,00	0,993	4,00	11,92			
estribos		3/8"	1,80	0,559	35,00	37,17			
							parcial	2419,1375	
					TOTAL	12833,84			
MUROS RIG. 10N.		TRABE	1"	24,00	3,973	6,00	572,11	27,58%	
			1 1/4"	12,00	8,207	4,00	297,04		
	bastones	3/8"	2,00	0,559	80,00	89,44			
							parcial		7875,904
	COLUMNA	3/4"	3,00	2,235	4,00	28,82			
		3/8"	1,10	0,559	35,00	21,52			
	estribos	3/8"	1,10	0,559	35,00	21,52			
							parcial		828,4395
	MUROS	3/4"	3,00	2,235	14,00	83,87			
		3/8"	3,00	0,559	20,00	33,54			
	estribos	3/8"	13,00	0,559	21,00	152,61			
							parcial		2240,139
					TOTAL	10544,48			

TABLA COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS

ESTRUCTURA DE 10 NIVELES

Desplazamientos máximos último piso en cms.

ESTRUCTURA CON MUROS DE RIGIDEZ	ESTRUCTURA CON CONTRAVENTE O	ESTRUCTURA TIPO
4,82	6,19	7,60
PORCENTAJES DE REDUCCION EN DESPLAZAMIENTOS		
36,56%	18,55%	0,00%

ESTRUCTURA DE 5 NIVELES

Desplazamientos máximos último piso en cms.

ESTRUCTURA CON MUROS DE RIGIDEZ	ESTRUCTURA CON CONTRAVENTE O	ESTRUCTURA TIPO
1,0495	6,26	6,18
PORCENTAJES DE REDUCCION EN DESPLAZAMIENTOS		
93,45%	-1,29%	0,00%

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Con los resultados obtenidos se logra apreciar que la solución más adecuada para movimientos intensos del terreno en edificios altos son los muros de rigidez o de cortante, está se concluye por la magnitud de los desplazamientos obtenidos en el análisis estructural .

Los desplazamientos de edificios con muros de rigidez toman el carácter de mínimos, pero los resultados obtenidos para edificios con diagonales de contraventeo son lo suficientemente aceptables y sobre pasan los requerimientos del reglamento de construcciones del D.F. (RDF-87).

En el título sexto seguridad estructural de las construcciones, capítulo cuarto diseño por sismo se debe cumplir : desplazamiento $< 0.012 H$ (entrepiso).

El límite de desplazamiento obtenido es de 3.60 cms, de esta forma se llega a proponer como una eficiente alternativa, el contraventeo a base de cables de acero, además se obtienen menores volúmenes de obra y por lo tanto un abatimiento de costos del orden de un 25%.

El muro de rigidez o de cortante sigue siendo la mejor opción en cuanto eficiencia dinámica de la estructura, sin embargo, la diagonal de contraventeo es lo suficientemente aceptable y representa un método más económico para un edificio de altura mediana con regularidad tanto en planta como en elevación.

BIBLIOGRAFIA

Parck R.y Paulay T.

ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Editorial LIMUSA

México D.F. 1983

Meli Piralla Roberto

DISEÑO ESTRUCTURAL

Editorial LIMUSA

México D.F. 1985

Bázan Zurita Enrique y Meli Piralla Roberto.

MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

Editorial LIMUSA

México D.F. 1985

Gómez Tremari Raúl

FUNDAMENTOS DE DISÑO Y CONSTRUCCION SISMORESISTENTE.

Universidad de Guadalajara

Guadalajara Jal. 1988

Laible Jeffrey P.

ANALISIS ESTRUCTURAL

Editorial Mc GRAW HILL

México D.F. 1988

Gonzáles Cuevas Oscar M., Robles Francisco.

ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO

Editorial LIMUSA

México D.F. 1986