

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD ENSENADA



IMPORTANCIA DE LA DISPOSICIÓN DE MUROS EN EDIFICIOS

TESIS

Que para obtener el
Título de Ingeniero Civil
presenta

ARMANDO BEJARANO CARRILLO

Director

Ing. Alberto Parra Meza

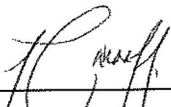
Ensenada Baja California, México. Abril de 2001.

IMPORTANCIA DE LA DISPOSICIÓN DE MUROS EN EDIFICIOS

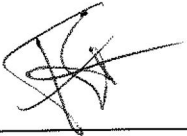
TESIS DE LICENCIATURA

Que para obtener el título de Ingeniero Civil presenta

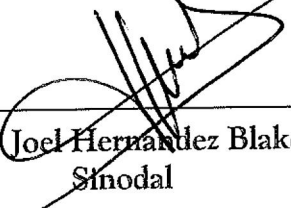
ARMANDO BEJARANO CARRILLO



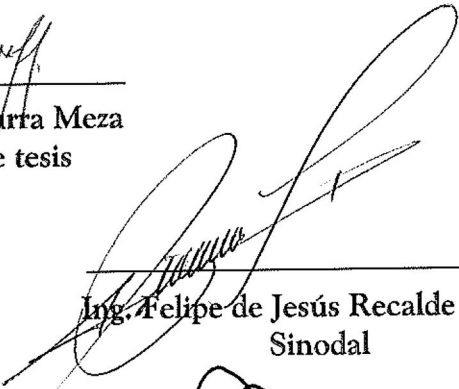
Ing. Alberto Parra Meza
Director de tesis



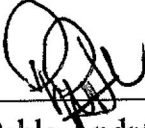
Dr. Fortunato Espinoza Barreras
Sinodal



Ing. Joel Hernández Blaket
Sinodal



Ing. Felipe de Jesús Recalde Lugo
Sinodal



Ing. Pablo Andrés Rousseau
Sinodal

DEDICATORIA.

*¿A mis padres, **Angel Armando Bejarano Vejar** y **Soledad Carrillo Muñiz**, a quienes siempre les preocupó mi educación y que sin su apoyo no hubiera podido realizar esta ilusión en mi vida. A ellos, con amor, simplemente les estaré agradecido por siempre. Gracias por lo que ahora soy.*

*¿A mi hermana, **Lorena Bejarano Carrillo**, como una muestra de que lo que se quiere se puede.*

¿A mis compañeros y amigos de escuela, por los gratos momentos que pasamos juntos y que hicieron que la carrera fuera mas amena de lo que ya era. A ellos, de los que siempre tendré gratos recuerdos.

¿A mis amigos del barrio, por los felices momentos que pasamos juntos alternándolos de vez en cuando con basquetbol en la ciudad deportiva.

*¿A mi director de tesis, **ingeniero Alberto Parra Meza**, por la buena disposición, no de los muros, sino de su tiempo asesorándome durante el desarrollo de mi tesis, demostrándome su amistad, confianza y algo que admiro grandemente, la humildad y sencillez en su persona. Gracias.*

*¿A **dios**, por permitirme conocer, según yo, algunos de sus secretos, de este hermoso, inteligente y tan elegantemente estructurado universo. A el, por su elegante y fina arquitectura.....gracias por tus hermosos diseños.*

AGRADECIMIENTOS.

Deseo expresar mi agradecimiento:

- *A la Universidad Autónoma de Baja California (UABC campus Ensenada) por ser el medio para realizar mis estudios profesionales y por permitirme ser su egresado.*
- *A mis maestros, que transmitieron, en la medida que les fue posible, sus conocimientos y experiencias para mi formación profesional.*
- *Al ingeniero Alberto Parra Meza por el apoyo bibliográfico y por facilitarme programas tales como el PAEM y tablas de cálculo en excel para la realización de mi tesis.*
- *A mis sinodales, por sus acertadas observaciones y correcciones en la tesis.*

No sé lo que puedo parecer ante el mundo, pero tengo la impresión de ser como un niño, jugando en la playa y divirtiéndome, de vez en cuando encontrando un guijarro más suave o una concha más bonita de lo normal, mientras el gran océano de la verdad se encuentra ante mi sin descubrir.

Sir. Isaac Newton.

ÍNDICE TEMÁTICO.

Dedicatoria.	
Agradecimientos.	
Índice temático.	1
 Capítulo I. Generalidades.	
I.I- Objetivo.	
I.II- Introducción.	2
I.III- Antecedentes.	3
I.IV- Configuración estructural.	5
	10
 Capítulo II. Tipos de muros.	
II.I- Muros de mampostería.	12
II.II- Muros de cortante sin aberturas.	14
II.III- Muros de cortante con aberturas.	16
II.IV- Muros acoplados.	17
II.V- Muros de cortante de acero.	18
II.VI- Muros de cortante compuestos.	18
II.VII- Muros de cortante de madera.	18
II.VIII- Muros divisorios no estructurales.	18
 Capítulo III. Metodología de cálculo.	
III.I- Análisis de la estructura.	20
III.II- Caract. del análisis sísmico estático.	21
III.III- Tablas utilizadas.	28
III.IV- Cálculo de la diagonal equivalente.	32
III.V- Procedimiento de análisis.	33
 Capítulo IV. Edificio tipo A.	
IV.I- Acciones sísmicas en edificio tipo A.	53
 Capítulo V. Edificio tipo B.	
V.I- Acciones sísmicas en edificio tipo B.	74
 Capítulo VI. Edificio tipo C.	
VI.I- Acciones sísmicas en edificio tipo C.	94
VI.II- Comparación de respuestas.	99
Conclusiones.	103
Referencias.	104
Bibliografía.	105

CAPÍTULO I
GENERALIDADES

II-OBJETIVO.

El objetivo de este trabajo es visualizar, en forma cuantitativa, la importancia de la disposición de muros en edificios, comparando los efectos sísmicos ocasionados en un edificio *tipo* debido a diferentes disposiciones de los muros en planta.

Para lograr esto, Se calcularán las respuestas estructurales en el edificio bajo las siguientes condiciones:

- 1.- Edificio tipo A: Estructurado a base de marcos rígidos de concreto armado sin muros.
- 2.- Edificio tipo B: Integrándole muros de mampostería con simetría en planta.
- 3.- Edificio tipo C: Integrándole muros de mampostería con asimetría en planta.

Se optó por la utilización de los muros de mampostería (tipo diafragma), ya que son éstos los más susceptibles de ser removidos por los propietarios o usuarios del inmueble, lo que trae como consecuencia redistribuciones de efectos sísmicos radicalmente distintos de los que se consideraron en el diseño.

III-INTRODUCCIÓN.

Desde hace mucho tiempo 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 de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales producidas por el viento o los sismos.

Aún así, es frecuente, en la práctica, que la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y diseño, y que se examinen con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista de las cargas laterales, esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante estas acciones, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no se hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Una estructura esta formada generalmente por un arreglo de elementos básicos dispuestos de tal forma que cumplan con determinado objetivo para el cual fueron concebidos. Este arreglo debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas para el buen funcionamiento de la construcción. Así también debe poder resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales (gravitacionales) como laterales (producidas por sismo o viento). Es aquí, en la etapa de *estructuración* donde se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, el sistema estructural principal y el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes. Para satisfacer estas necesidades, el ingeniero estructural puede optar por la estructuración a base de muros en sus distintas modalidades ya sea interactuando con otro tipo de estructura, o adoptándolo desde un principio como el sistema estructural principal.

Otro aspecto que se requiere para un buen funcionamiento de la estructura es su *configuración*. El término de configuración estructural involucra la sencillez, simetría, tamaño y forma de los elementos del sistema resistente. Estos son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de las cargas laterales. A través de la historia se ha visto que una mala simetría en planta trae como consecuencia efectos de torsión del edificio así como el movimiento de vaivén. Esto a causa de que entre el centro de masa y el centro de rigidez existe una excentricidad, la cual trabaja como un brazo de palanca que induce al movimiento de torsión y vaivén del edificio, hasta que este agota su resistencia y falla.

Por ello, es obligación del proyectista estructural pugnar para que la construcción tenga características tales que lleven a ésta a tener un buen comportamiento, en tanto que ello no entre en conflicto con necesidades primarias de funcionamiento ni con requisitos estéticos esenciales.

En las decisiones acerca de la estructuración más conveniente para una construcción dada, también tienen gran influencia los aspectos relativos al suelo en que se desplanta y al sistema de cimentación.

En cuanto a la selección del terreno para desplantar una estructura flexible o rígida, es que una estructura flexible, con períodos largos de vibración cimentada sobre un terreno blando, puede acercarse a un estado de resonancia y amplificar notablemente sus oscilaciones, lo mismo podría suceder en una estructura rígida, con un período de oscilación muy breve en un terreno firme. Por esto se aconseja que una estructura flexible sea desplantada sobre terreno firme y una estructura rígida sobre terreno blando. *(Tremari, 1988)*¹.

La bondad del resultado final del diseño depende en gran medida del acierto que se haya tenido en adoptar la estructuración que sea más adecuada ya sea a base de marcos, muros, combinación de estos dos y algunas otras modalidades para soportar las acciones a las que va a estar sujeta la estructura y la que mejor se adapte a las funciones que debe cumplir la edificación y a los procedimientos de construcción convenientes para la situación particular de la obra.

Es difícil dar recomendaciones de validez general para la selección del sistema estructural. En cada caso intervienen aspectos particulares que deben ser evaluados por el proyectista en base a sus conocimientos sobre la eficacia de los diferentes materiales y elementos estructurales ante diversas condiciones de carga, y sobre las consecuencias que produce la elección de cada posible sistema estructural en los otros aspectos del proyecto de la construcción. Lo que si no se puede pasar por alto son aspectos básicos, independientemente del sistema estructural adoptado, como son los aspectos que encierra la configuración y el desarrollo de la ductilidad, para evitar las peligrosas y súbitas fallas frágiles.

Por lo anterior, se puede apreciar que el aspecto probablemente más importante del proceso de diseño de una estructura es la selección del sistema estructural, o sea la etapa que se denomina *estructuración* ya que es aquí, donde las primeras ideas del diseñador sobre la *configuración* son relevantes, ya que en una etapa muy conceptual y tal vez antes de que se discutan los aspectos de ingeniería, el diseñador está tomando decisiones de gran importancia para los análisis posteriores y el diseño de detalles de ingeniería.

I.III-ANTECEDENTES.

Ha habido una controversia desde hace décadas acerca de las ventajas respectivas de contar con una estructuración esencialmente a base de marcos, y que por tanto proporciona una estructura muy flexible y que se presta con relativa facilidad a lograr una gran ductilidad, o de tener una estructura en que la resistencia a cargas laterales se debe a muros o al arriostramiento vertical de una o más crujeas.

El punto principal de la polémica reside en si es preferible una estructura de alta rigidez y resistencia ante cargas laterales, aunque su ductilidad sea baja o, viceversa, si conviene tener una gran capacidad de disipación de energía inelástica aún a costa de una baja rigidez que redunde en daños frecuentes ante sismos moderados. La mayoría de los ingenieros especializados en sismos estarían de acuerdo en que el Dr. Naito tenía razón cuando hace medio siglo aconsejaba el uso de sistemas estructurales rígidos, en vez de los flexibles (*Arnold, Reitherman, 1991*)². La experiencia en sismos pasados han demostrado una y otra vez la validez de esta posición. Aunque las estructuras flexibles y las rígidas, diseñadas adecuadamente, pueden ser igualmente seguras, en las flexibles se presentan daños más costosos que en las rígidas, sobre todo daños no estructurales. Sin embargo, las previsiones reglamentarias son menos estrictas con las estructuras flexibles y penalizan a las rígidas. Todas estas previsiones pueden ser técnicamente muy convenientes, pero sigue sin resolverse la cuestión de que si éstas propician la optimización de las estructuras desde el punto de vista económico y social.

El aprovechamiento de la ductilidad está limitado por el control de las deflexiones horizontales. Al tener que respetar los requisitos de deformaciones laterales, es necesario que la estructura posea una rigidez lateral mínima que impide en la mayoría de los casos el aprovechamiento de grandes factores de reducción por ductilidad. Así, en edificios de mediana o gran altura, es poco económica la estructuración a base de marcos dúctiles únicamente, ya que el tamaño necesario de las columnas y vigas para cumplir con los requisitos de desplazamiento es mayor del necesario para resistencia y resulta en general antieconómico; Conviene en estos edificios emplear muros o contraventeos para proporcionar la rigidez necesaria.

A través de la historia, podemos notar el aspecto notable de que muchos monumentos vulnerables han sobrevivido, a pesar de no contar con materiales que trabajan a tensión como el acero y el concreto reforzado (que dan resistencia y sujetan entre sí las juntas de los edificios), y habiéndose diseñado antes del surgimiento de todas las bases analíticas y cuantitativas del diseño sísmico. Las respuestas están en la configuración. El uso de formas simples que reducen las cargas sísmicas, y el empleo intuitivo de materiales compresivos, de tal manera que las fuerzas de tensión, cortantes y de volteo se reducen en gran medida. Cabe señalar que en las estructuras históricas, la configuración es casi la única herramienta con que se contaba. (*Arnold, Reitherman, 1991*)³.

Por lo general, los siguientes casos implican una configuración deficiente que contribuyó significativamente al daño de edificios y casas sometidos durante terremotos en el pasado. Aunque en algunos casos los ingenieros que los han estudiado considerarían que la configuración es solo uno de los factores contribuyentes al daño de tales edificios. Por lo tanto, esta no es una lista de edificios cuyos daños fueron causados por la configuración, aunque en muchos casos esta fue un factor determinante.

▶ **San Francisco, 1906.**

Más notable que la presencia del daño inducido por la configuración en 1906, fue la ausencia, debido a la naturaleza inherentemente conveniente de la arquitectura de esa época, desde el punto de vista sísmico. Se puso en evidencia el buen comportamiento de los grandes edificios de mediana altura de San Francisco, que lo atribuyen parcialmente al extenso uso de divisiones de oficina capaces de proporcionar considerable resistencia a las fuerzas laterales y a las configuraciones de conjunto sencillas. (*Arnold, Reitherman, 1991*)⁴.

▶ **Long Beach, California, 1933.**

Aparte de muchas escuelas, el colapso se limitó en gran medida a las tiendas, mercados y garajes ubicados en las esquinas. El movimiento del suelo paralelo a cualquier calle frente a un edificio en esquina, con dos muros abiertos para escaparates, tiende a producir torsión con respecto al eje vertical. Esta tendencia a la torsión se explica en parte como causa más frecuente de colapso y generalmente de mayor daño en los edificios situados en esquinas. Sin embargo, no afectó a todos estos edificios, muchos de los cuales no se afectaron más que los situados en lotes interiores. Aunque la mayor parte de los edificios de este tipo tenían muros de mampostería, había varios con muros de carga de concreto reforzado. Estos últimos sufrieron mucho menor daño que los otros y ninguno de los muros de concreto reforzado colapsó; no obstante, el daño fue suficiente para indicar que la sola sustitución del concreto reforzado por mampostería no inmunizaría completamente a este tipo de edificios contra los riesgos sísmicos. (*Arnold, Reitherman, 1991*)⁵.

▶ **Kern County, California, 1952.**

En esta época, se marcó el inicio de varias tendencias de diseño de casas unifamiliares, que subsecuentemente crecieron de manera constante.

Se encontró con frecuencia un número excesivo de aberturas exteriores en los muros de muchas casas modernas. Por ejemplo, muchas residencias tienen ventanas panorámicas continuas, además de aberturas para puertas de garajes dobles. La falta de elementos resistentes equilibrados causaron daños por torsión y deformación transversal. (*Arnold, Reitherman, 1991*)⁶.

▶ **Daily City, California, 1957.**

Casa unifamiliares de 2 pisos:

En la planta baja estaba el garaje, las áreas de lavado, de almacenamiento, etcétera; en la planta alta está el área habitacional. Una disposición como ésta necesita numerosos muros divisorios en la planta alta, con un número mínimo de divisiones en la planta baja. El muro frontal de la planta baja tiene muchas aberturas. El muro trasero del piso tiene menos aberturas que el frontal. La mayor parte de los muros de colindancia no tienen aberturas. El resultado generalmente es un edificio débil en la planta baja, sobre todo ante fuerzas laterales transversales. Este diseño habitacional básico ha sido utilizado en la gran mayoría de las casas de San Francisco y Daily City. (*Arnold, Reitherman, 1991*)⁷.

▶ **Alaska, 1964.**

Se presentaron problemas en varios edificios, en especial al efecto de golpeteo entre edificios adyacentes. Estas fallas se le atribuyen a la desigualdad de resistencia y rigidez entre los núcleos a base de muros de estos edificios.

En realidad no hay un modo exacto de determinar la rigidez relativa de estos muros y de aplicarles fórmulas de deflexión. El criterio debe desempeñar una función importante. Cualquiera de los siguientes factores puede cambiar en un cien por ciento la estimación de un diseñador: 1) Rotación de la cimentación, 2) Distribución de la carga vertical, 3) Efecto de aberturas en los muros, 4) Comportamiento inelástico de la sección agrietada.

Parecería que el enfoque más seguro a este problema de diseño, en el presente, es usar muros de cortante bien definidos: 1) un solo muro de cortante ubicado en el centro, 2) dos o más muros de cortante situados simétricamente, con distribución y dimensiones idénticas, 3) dos muros de cortante situados de tal manera que cada uno cargue una cantidad determinada (como las reacciones de los extremos de una viga de un solo claro), y 4) una serie de muros de cortante donde las condiciones de 1) 2) o 3) se darían después de que algunos de los muros existentes no necesarios en el análisis hubieran fallado. *Fue aquí, en Alaska, donde se presentó el primer colapso de una estructura de múltiples pisos en Norteamérica debido a la falla de muros de cortante de concreto reforzado, así como también el primer caso de falla completa por volcamiento de una torre de muros de cortante. (Arnold, Reitherman, 1991)⁸.*

▶ **Venezuela, 1967.**

La adición de muros de cortante (en un edificio dañado), a menos que se localicen conforme a un cuidadoso criterio, puede crear problemas de torsión donde no los había, y el edificio podría tener una resistencia total más baja que antes del refuerzo.

Además la colocación de elementos no estructurales puede crear torsión donde no la hubiera habido.

En Venezuela, la mayoría de los departamentos altos tenían muchas divisiones de bloque hueco y muros exteriores del mismo material que actuaron como muros de cortante, al menos hasta que fallaron los bloques huecos. Sin embargo, la planta baja se usaba a menudo como área comercial o como estacionamiento de automóviles, de tal modo que los muros de bloque hueco no se propagaban hasta el suelo. Esto concentró las fuerzas, la deformación y la absorción de energía en el primer piso, con el consecuente daño en ese punto. Existe una fuerte tendencia arquitectónica en todo el mundo a dejar la planta baja abierta, es decir, a colocar el edificio como si estuviera sobre zancos.

Los daños en muchos edificios en Caracas son una gran advertencia en cuanto a sacudimientos sísmicos. *(Arnold, Reitherman, 1991)⁹.*

▶ **Friuli, Italia, 1976.**

Casas: debido a una ampliación tras otra, se han producido plantas en forma de L o U y otras configuraciones irregulares que complicaron el problema de resistencia a cargas laterales. Así

mismo, las casas tenían usualmente dos o tres pisos de altura, y con frecuencia con tiendas o restaurantes en la planta baja. (Arnold, Reitherman, 1991)¹⁰.

▶ **Rumania, 1977.**

Los edificios de departamentos con estructura de marcos de concreto, de 8 a 12 pisos, anteriores a la segunda guerra mundial tenían características típicas: generalmente, la planta baja es más alta que todas las demás y casi no tiene muros para alojar locales comerciales y otras instalaciones no residenciales. En los pisos superiores, los muros de relleno y las divisiones de mampostería se usan libremente para configurar espacios de departamentos u oficinas, y para que funcionen como contraventeo lateral contra la acción del viento. Como resultado, la estructura se caracteriza por tener pisos superiores rígidos lateralmente apoyados sobre columnas relativamente flexibles a nivel de la planta baja. Las unidades de extremo y esquina tienden a ser particularmente no uniformes en su disposición. También las columnas no están alineadas de un piso a otro. (Arnold, Reitherman, 1991)¹¹.

▶ **México, 1985.**

La trágica experiencia en México por los sismos de septiembre de 1985 y la lección que nos ha dejado en cuanto a la importancia de la concepción estructural, fue en muchos casos, considerada como una de las posibles causas que contribuyeron a la falla y colapso de innumerables edificios y que manifiestamente presentaban deficiencias. (Tremari, 1988)¹². A continuación se presentan algunas de las más características:

- ☞ Plantas irregulares en forma de T o L que provocaron fuertes torsiones.
- ☞ Concentración de masas en niveles superiores.
- ☞ Edificios en esquina expuestos a torsiones inaceptables. Se estima que alrededor de un 40 % de los edificios que colapsaron eran edificios en esquina.
- ☞ Vulnerabilidad de los edificios con planta baja flexible (piso blando).
- ☞ Choques entre edificios colindantes.
- ☞ Ubicación inadecuada de muros de relleno de mampostería de ladrillo (tabique) generalmente desconocida o despreciada por el especialista en estructuras.

🏛️ Para terminar y, como un antecedente por demás histórico de lo que es una configuración perfecta se encuentra el Partenón de Atenas. (Arnold, Reitherman, 1991)¹³.

El Partenón ha permanecido en pie durante 24 siglos en un área de sismicidad moderada. Su planta es simétrica con respecto a ambos ejes. Tiene una densa columnata perimetral que envuelve los muros de cortante casi completamente sólidos, dentro de los cuales hay más columnas. Gran parte del material se prolonga hasta el suelo, lo cuál fue fácil de lograr porque no se deseaba o no se podía crear un espacio interior con grandes claros. Como otros ejemplos de la arquitectura pre-romana, el edificio necesitaba tener solo una pequeña área despejada en el interior para satisfacer sus requisitos de ocupación (figura 1).

Los cambios que se harían en la actualidad a este diseño para aumentar su resistencia sísmica, implicarían cambios de material (cambiando los muros de piedra no reforzados por muros de cortante homogéneos; empleando un diafragma de techo mas fuerte y rígido y, cambiando las columnas por un material resistente a sismos).

Se usaría un sistema estructural alternativo (para transformar el peristilo de pilar y viga en un marco resistente a momentos), y se mejoraría detalles estructurales (conexiones entre muro y techo, anclaje de apéndices, etcétera). Sin embargo, la configuración (donde están los elementos resistentes más que el material con el que fueron hechos) está admirablemente lograda para soportar fuerzas de sismos. Si se deseara construir un edificio de este tamaño, con bloques de mármol y sin la ayuda de las modernas prácticas sismo-resistentes, la configuración del Partenón casi no se podría mejorar.

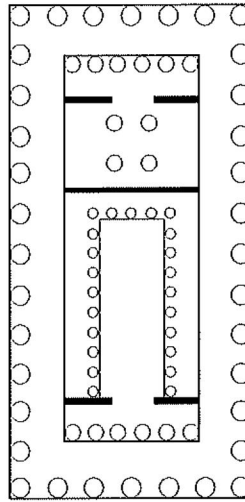


Fig.1 Configuración en planta del Partenón de Atenas

I.IV-CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

Desde hace mucho tiempo, los ingenieros han aceptado la idea de que la configuración del edificio (tamaño, forma, y elementos componentes del mismo) tienen un efecto significativo en su comportamiento durante los sismos y se conocen muy bien los principios que rigen este comportamiento. Sin embargo, la aplicación de dichos principios no ha sido efectiva, y se continúa viendo el uso de configuraciones riesgosas y caras en áreas sísmicas. En este sentido, Henry Degenklob (*Arnold, Reitherman, 1991*)¹⁴ enfatiza al destacar la importancia de la configuración: “Si en un principio se tiene una configuración deficiente, todo lo que el ingeniero puede hacer es poner un parche (mejorar una solución básicamente deficiente lo mejor posible). En cambio, si se empieza con una buena configuración y un esquema estructural razonable, incluso un ingeniero poco brillante no perjudicará demasiado el comportamiento final”. Dentro de la configuración se encuentra lo que se llama *simetría*. Este término denota una propiedad geométrica de la configuración del edificio. Un edificio es simétrico respecto a dos ejes en planta si su geometría es idéntica en cualquiera de los lados de cualquiera de los ejes que se estén considerando. Tal edificio sería perfectamente simétrico. Un edificio puede ser simétrico respecto a un eje solamente; sería geoméricamente idéntico respecto a ese eje, pero con una geometría disímil respecto a cualquier otro eje que se pudiera trazar. *Simetría estructural significa que el centro de masa y el centro de resistencia estén localizados en el mismo punto*. La sencillez y simetría en elevación son deseables por los mismos motivos que lo son en planta. Además, en elevación es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás; los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como chicoteo, que en sismos reales ha demostrado ser muy dañino. La única advertencia que aparece en todos los reglamentos y libros de texto que tratan sobre la configuración, es que las formas simétricas son preferibles de aquellas que no la son. La principal razón básica sobre la preferencia de contar con una estructura simétrica, es que, en términos puramente geométricos, la asimetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto causará un efecto torsionante en la estructura en su conjunto. Cuando un edificio no es arquitectónicamente simétrico, el sistema de arriostramiento lateral se debe ajustar de modo que su centro de rigidez se acerque al centroide de la masa, o debe diseñarse para efectos mayores de torsión, lo cual encarece a las estructura. La segunda razón es que una estructura asimétrica tiende a provocar concentraciones considerables de esfuerzos ; esta recomendación de que la estructura posea una adecuada simetría, no necesariamente quiere decir que el edificio no sufrirá torsión, pero sus efectos que tienden a provocar este se minimizan. Esta por demás mencionar que una estructura en zona de alto riesgo sísmico o fuerzas considerables de viento deben evitarse las rarezas arquitectónicas que hacen precario el equilibrio y dudosa la estabilidad ante cargas laterales.

Por eso, cuando en la estructuración se incluyen muros, la disposición de tales muros debe cumplir con tales requisitos para poder esperar una buena respuesta ante las acciones a las que va a estar sometida durante su vida. En lo que concierne al efecto rotacional o torsional del edificio en su conjunto, hay que tener cuidado especial con los muros que se le designan supuestamente divisorios, ya que son los que con mayor frecuencia han causado los mayores problemas en edificios de cierta altura y cuya solución implica mayores dificultades, especialmente cuando los muros son de mampostería y dan lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar

estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas laterales y que de esta manera pueden estar influyendo negativamente en la respuesta al efecto de torsión.

Por lo anterior, es importante asegurarse que los elementos designados como no estructurales no afecten desfavorablemente el comportamiento de la estructura y tampoco se vean afectados por las deformaciones de ésta. Cuando exista la posibilidad de una interacción desfavorable, conviene proveer holguras y formas de conexión entre el elemento no estructural y la estructura que permitan que esta última pueda deformarse libremente sin introducir esfuerzos en dichos elementos.

Los efectos de la simetría no solo se refieren a la forma de conjunto del edificio, sino también a los detalles de diseño y construcción. Los estudios de edificios sometidos a sismos pasados indican que el comportamiento es sensible a variaciones muy pequeñas de simetría. Esto es particularmente cierto en relación con el diseño de muros de cortante y cuando los núcleos de servicio se diseñan como muros de cortante que actúan como elementos resistentes laterales importantes.

Al concebir la configuración del edificio, el arquitecto influye, e incluso determina, los tipos de sistema resistente que se pueden usar y aún la medida, en un sentido amplio, en que serán efectuados. Además, muchos errores de ingeniería que ocasionan daños graves o colapso se originan, como fallas de configuración. En otras palabras, la configuración del edificio, en su conjunto o en detalle, es tal que las fuerzas laterales producen un esfuerzo superior a la resistencia de algún material o conexión estructural específica, y por eso falla. No se intenta sugerir que la configuración es lo principal, y que las técnicas de diseño y construcción de ingeniería son secundarias o no determinantes; obviamente, están relacionadas por su contribución en la seguridad y eficiencia del edificio.

CAPÍTULO II
TIPOS DE MUROS

II.1-MUROS DE MAMPOSTERÍA

El caso de muros de mampostería confinados por marcos y sujetos a carga lateral ha sido objeto de numerosas investigaciones experimentales y analíticas.

Se ha reconocido que inicialmente muro y marco trabajan monolíticamente como una sola unidad en la cuál son importantes las deformaciones por flexión y por cortante. Bastan sin embargo cargas laterales relativamente pequeñas para que muro y marco se separen en esquinas opuestas, de modo que el primero se apoya sobre el segundo en la forma que indica la figura 2. Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas así como momentos y cortantes en las mismas. Los momentos son de poca importancia dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en las proximidades de los nudos. Las fuerzas cortantes, por el contrario, son de consideración. En el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que puede ocasionar el agrietamiento diagonal del muro.

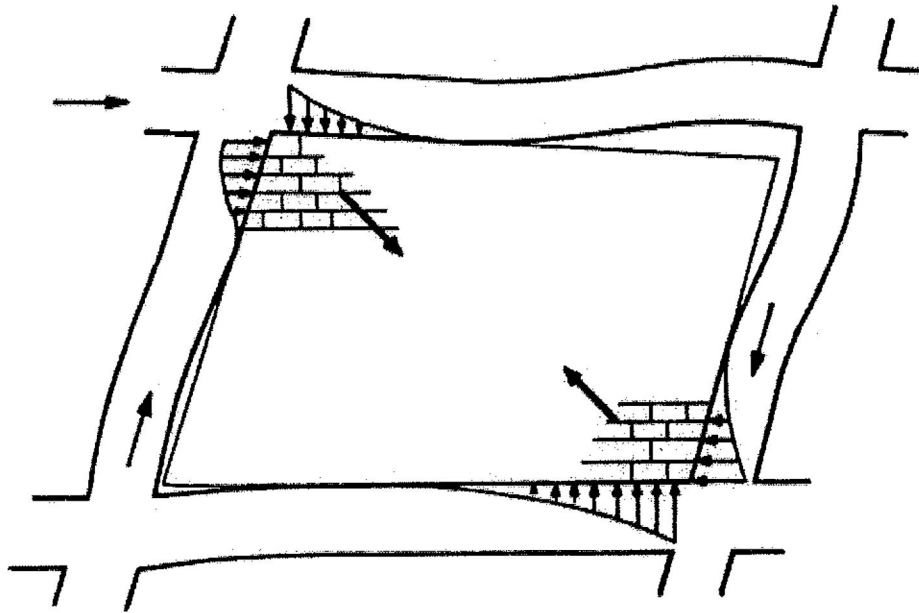


Figura 2. Muro de mampostería confinado por un marco.

Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero una posible idealización es simular cada tablero como una diagonal equivalente en compresión según se esquematiza en la figura 3.

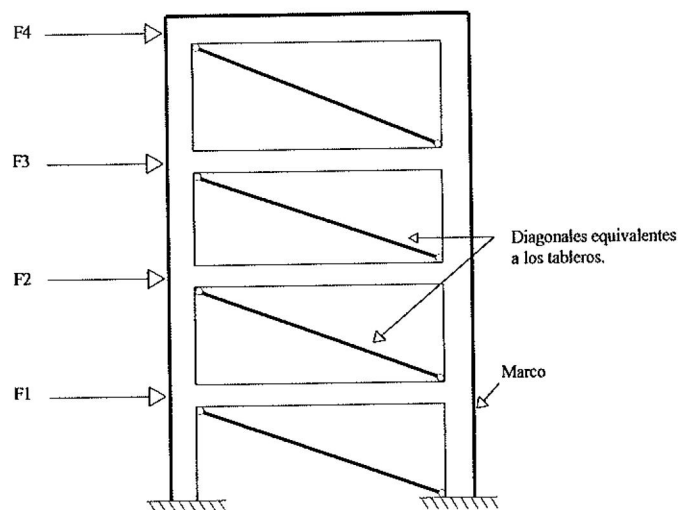


Figura 3. Diagonales en compresión equivalentes a muros de mampostería confinados por vigas y columnas, cuando están sujetos a cargas laterales.

Como resultado de estudios analíticos con elementos finitos en los que se toma en cuenta el comportamiento descrito, se propone (Arnold, Reitherman, 1991)¹⁵ que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad, E , que el muro y que su ancho sea:

$$w_o = (0.35 + 0.22\lambda)h$$

donde:

h = altura del muro entre ejes.

λ = parámetro adimensional basado en las rigideces del muro y

marco = $(E_c A_c) / (G_m A_m)$.

donde:

E_c = Módulo de elasticidad de las columnas.

A_c = Área transversal de las columnas que envuelven al muro.

G_m = Módulo de rigidez del muro ($G_m = 0.4 \cdot \text{Elasticidad del muro}$).

Finalmente se calcula el área de la diagonal como: $A_d = W_o \cdot t$.

donde A_d es el área de la diagonal equivalente y t el espesor del muro.

II.II-MUROS DE CORTANTE SIN ABERTURAS

El muro de cortante no se encuentra, como el muro de mampostería, enmarcado en un sistema estructural que absorbe las cargas axiales y la flexión; por lo tanto, aunque su función esencial es la de rigidizar y resistir cargas laterales en su plano, deberá resistir además de esfuerzos cortantes, esfuerzos normales debido a la carga axial y a la flexión.

Cuando la relación altura a longitud de estos muros no es muy baja, predominan los efectos de flexión en lo que respecta a las deflexiones y a los modos de falla. De lo contrario, si la relación es muy pequeña, predominan las deformaciones por cortante.

Puesto que el movimiento relativo horizontal ocurre entre los segmentos a un lado del agrietamiento, el refuerzo horizontal es efectivo. Por otro lado, la acción de trabazón del refuerzo vertical proporciona una pequeña resistencia. Por lo tanto, el refuerzo horizontal y vertical en el muro actúan con eficacia para resistir el cortante.

Es más probable que la falla por cortante ocurra en el muro cuando la razón altura-longitud se torna más pequeña, cuando el contenido del refuerzo vertical, que principalmente resiste la flexión, es mayor y el contenido de refuerzo horizontal disminuye. La falla por cortante tiende a ser frágil, con una baja capacidad de disipación de energía y una seria degradación de la resistencia debida a la repetición de la carga que tiene lugar.

La protección contra el daño a los elementos no estructurales que pueden proporcionar los muros de cortante de concreto reforzado en edificios sismo-resistentes, es actualmente muy reconocida. En varios temblores recientes se ha demostrado el buen comportamiento de los muros de cortante bien diseñados. Algunos reglamentos requieren que las estructuras de muros de cortante se diseñen con mayor resistencia ante cargas laterales, que los marcos dúctiles de concreto reforzado que poseen características dinámicas similares. Esta precaución proviene de la creencia de que los muros de cortante son inherentemente menos dúctiles, y que, probablemente, sea el cortante el modo dominante de la falla. De manera apropiada el muro de cortante debería de denominarse muro estructural. Además de las cargas laterales, los muros de cortante tienen que soportar alguna carga gravitacional (Figura 4).

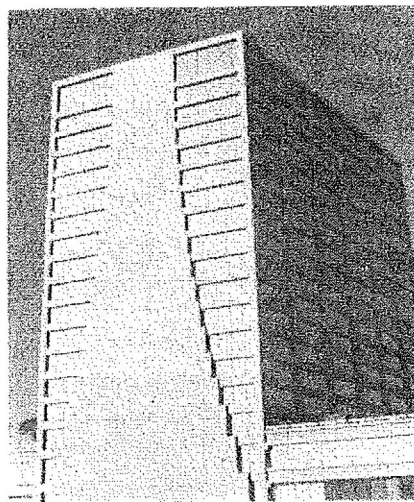


Figura 4. Muro de cortante de sección variable.

Puede esperarse que un muro de cortante en voladizo aislado se comporte como un miembro a la flexión ordinario, si su razón altura-longitud sea mayor que 2.

El muro de cortante en voladizo sin aberturas, se comporta en forma similar a una viga columna aislada de concreto reforzado y muestran varios modos de falla.

- a)- *Falla debida al momento de volteo.*
- b)- *Falla por cortante.*
- c)- *Falla por el cortante deslizando*
- d)- *Levantamiento en vilo de la cimentación.*

II.III-MUROS DE CORTANTE CON ABERTURAS.

Las ventanas, puertas y ductos de servicio requieren que los muros interiores o exteriores de cortante tengan aberturas. Para asegurar una estructura racional, es importante que se tomen decisiones sensatas en las primeras etapas de planificación con respecto a la ubicación de las aberturas en toda la construcción. (una estructura racional de muros de cortante es tal que su comportamiento esencial se puede evaluar por inspección simple).

Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura.

Si estos muros no coinciden en planta, de un piso al siguiente, las fuerzas producidas por estas cargas no pueden fluir directamente hacia abajo a través de los muros desde el techo a la cimentación, y la consecuente trayectoria indirecta de las cargas puede producir graves sobreesfuerzos en los puntos de discontinuidad (figura 5). Con frecuencia esta condición de discontinuidad de muros de cortante representa un caso especial, aunque común, del problema de planta baja débil.

Los requisitos para una planta baja abierta tiene como consecuencia la eliminación del muro de cortante en ese nivel, y su reemplazo por un marco. Se debe señalar que *el muro de cortante discontinuo es una contradicción fundamental de diseño*; El propósito de un muro de cortante es colectar las cargas de diafragma de cada piso y transmitir las tan directa y eficientemente como sea posible a la cimentación. El hecho de interrumpir esa trayectoria de carga es un error fundamental, e interrumpirla en la base es un pecado capital. Por lo tanto, los muros de cortante discontinuos representan el peor caso de la condición de planta baja débil.



Figura 5. Falla de muros con aberturas en un edificio de oficinas.

II.IV-MUROS DE CORTANTE ACOPLADOS

Existen diversos procedimientos para aumentar la rigidez de los muros cuando la altura del edificio es considerable. Uno consiste en acoplar 2 o más muros a través de vigas de buen peralte en cada piso, las que restringen los giros de los muros en cada nivel y tienden a hacer trabajar a los muros que se acoplan como una unidad (Figura 6).



Figura 6. Edificio esbelto estructurado con muros de cortante acoplados.

La eficiencia de los muros acoplados depende de la rigidez de la viga que los conecta, la cual está sujeta a fuerzas cortantes y momentos considerables. Mediante una selección hábil de las rigideces relativas y de las resistencias, es posible reforzar los diversos componentes de los muros, de tal manera que bajo carga estática monótona se desarrolle la resistencia del sistema de acoplamiento antes del principio de la fluencia en la base de los muros. De suceder lo contrario, tales estructuras pueden conducir al desastre, concentrando la absorción de energía en algunas zonas que no son capaces de desarrollar la ductilidad necesaria para mantenerse firmes. Por tanto, en comparación con los muros en voladizo, los muros de cortante acoplados ofrecen más de una línea de defensa cuando se requiere disipar energía. La dispersión de los mecanismos disipadores de energía resultará, probablemente, en un mejor control del daño estructural. Los estudios han indicado que en los muros así diseñados, durante una excitación sísmica severa, la fluencia extensa se confina mayormente al sistema de acoplamiento, el cual es más fácil de reparar que las bases de los muros. Es conveniente reforzar y detallar estas vigas de forma tal que tengan capacidad de rotación suficiente para que la energía introducida sea disipada adecuadamente. Hay que tener cuidado especial cuando las vigas de acoplamiento entre dos muros tienen una relación claro a peralte menor que aproximadamente dos, porque en estas circunstancias no se puede prevenir la falla por cortante mediante el refuerzo convencional de estribos verticales, mientras que los ensayos han demostrado que un muro de cortante acoplado con vigas de acoplamiento con refuerzo en diagonal, proporcionado de tal forma que la fluencia en las vigas comience antes que las bases del muro, posee una capacidad para disipar energía muy en exceso a la de un muro que contenga vigas de acoplamiento reforzadas en forma común. Más aún, dichos muros de cortante acoplados muestran una menor degradación de la rigidez y un

menor daño visible para el mismo desplazamiento lateral. Por lo tanto, puede considerarse que los muros de cortante acoplados poseen todas las características deseables de una estructura sismo-resistente eficiente.

II.V-MUROS DE CORTANTE DE ACERO

Algunas veces se utilizan placas de acero como muros de cortante para obtener una alta ductilidad. Deben suministrarse atiesadores verticales y horizontales en tales muros de cortante de acero para impedir el pandeo local.

II.VI-MUROS DE CORTANTE COMPUESTOS.

Los muros de cortante compuestos comprenden placas de acero atiesadas ahogadas en el concreto reforzado, armaduras de placas de acero ahogadas en un muro de concreto reforzado y otros posibles muros compuestos, todos los cuales se combinan, con un marco de acero o con uno compuesto.

II.VII-MUROS DE CORTANTE DE MADERA

La mayoría de las maderas contrachapadas ofrecen un potencial considerable de resistencia al cortante. Con incremento de calidad estructural, mayor espesor, que el mínimo requerido para otras funciones y un número mayor de clavos, es posible producir una resistencia considerable cuando se utiliza como diafragma horizontal o vertical.

II.VIII-MUROS DIVISORIOS NO ESTRUCTURALES.

Los muros divisorios son los que con mayor frecuencia han causado los mayores problemas en edificios de cierta altura y cuya solución implica mayores dificultades, especialmente cuando las divisiones son de mampostería y dan lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas laterales. Pero que, por otra parte, por la fragilidad del material sufren daños para deformaciones pequeñas. Se emplea cada vez con mayor frecuencia en edificios con paredes divisorias a base de armazones metálicas o de madera y de recubrimientos de yeso o madera. Estas paredes son mucho más flexibles y ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños por sismo.

Cuando se opta por integrar los muros a la estructura y estos son de material rígido (como la mampostería) y no se les aísla mediante juntas deslizantes que permitan que estos tengan un libre movimiento, es necesario considerarlos como elementos estructurales. Un problema que presenta esta opción es que la colocación de los muros puede ser poco favorable para la respuesta sísmica de la estructura, en cuanto que puede dar lugar a excentricidades en planta muy elevadas que inducen a torsiones muy considerables.

Otro problema que debe preocupar al proyectista es la posibilidad de remoción o de cambio de posición de los muros durante la vida de la construcción. Como estos elementos son considerados generalmente no estructurales, los propietarios o usuarios del inmueble proceden con frecuencia a redistribuciones del espacio interior de los distintos pisos que dan lugar a

posiciones de muros que resultan en distribuciones de efectos sísmicos radicalmente distintas que las que se consideraron en el diseño.

La integración de los muros divisorios a la estructura es más apropiada cuando se trata de estructuras rígidas (ya sea marcos robustos de pocos pisos o estructuras con muros de rigidez de concreto o con arriostramiento). En este caso la respuesta sísmica es poco sensible a la presencia de los muros y los desplazamientos laterales son pequeños y no provocan daños a los muros . Un problema especial de la integración de los muros a la estructura lo presentan aquellos casos en que el muro no abarca la altura total del entrepiso. Aquí el muro rigidiza el marco haciendo que absorba una fracción importante de la fuerza sísmica; Esta fuerza tiene que ser resistida totalmente por la parte descubierta de la columna, provocando con frecuencia su falla por cortante. Cuando las paredes que se pretenden integrar a la estructura son de tipo flexible, su interacción con la estructura es menos crítica, pero debe seguirse cuidando que los desplazamientos laterales no los afecten. Una solución que presenta ventajas es la de detallarlas para que fallen en zonas locales controladas de manera que sea fácil su reparación. Para aislar los muros es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal; Es recomendable una separación mínima de 2 cm (*Meli, 1985*)¹⁶. Dicha separación debe existir tanto con respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior. En el primer caso puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de la columna

Esta solución tiene ventajas en el comportamiento estructural, pero suele presentar complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico.

El problema principal de estas soluciones lo constituye la necesidad de sellar las holguras que se dejan entre muro y losa y entre muro y columna, con el fin de que se cuente con aislamiento térmico y acústico y a la vez se puedan colocar los recubrimientos o acabados adecuados.

Cuando se trate de muros de mampostería, lo más indicado es el relleno de la junta con un material a la vez muy flexible y aislante; el material más apropiado al respecto es probablemente la espuma de poliestireno. Otros materiales frecuentemente empleados son demasiado rígidos o se vuelven rígidos con el tiempo.

CAPÍTULO III
METODOLOGÍA DE CÁLCULO

III.I-ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Se optará para el cálculo de la estructura (ver página 37), el manejo del análisis sísmico estático. La estructura tiene una altura de 17.5 m, por lo que es aplicable este método ya que el reglamento de Baja California, en su artículo LXXXVI.I permite que el método sea aplicado a estructuras con una altura menor de 60 m y cuenta además con geometrías regulares en planta y en elevación, así como distribuciones uniformes de las masas y rigideces del edificio.

La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a)- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en las dos direcciones ortogonales.
- b)- Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene la estructura (muros y/o marcos).
- c)- Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

III.II-CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

El método se basa en la determinación de la fuerza lateral total, V_s (cortante en la base o cortante basal) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad (ya que se encuentra empotrado en la base y libre en la parte superior), para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que esta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural (fundamental).

El método consiste esencialmente en revisar la estructura para la acción de 2 componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente mas 30% del valor de diseño del componente ortogonal. Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente en cada dirección, o sea revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura, considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección. En realidad el movimiento del terreno tiene componentes en las tres direcciones simultáneamente. El componente en una dirección horizontal es simultáneo a otros en la dirección horizontal ortogonal y en dirección vertical; sin embargo, la probabilidad de que coincidan en un mismo instante los máximos de más de un componente es despreciable. De un análisis probabilista del problema se determinó que simultáneamente al máximo en una dirección puede actuar 30 % del máximo en otra ortogonal (Figura 7).

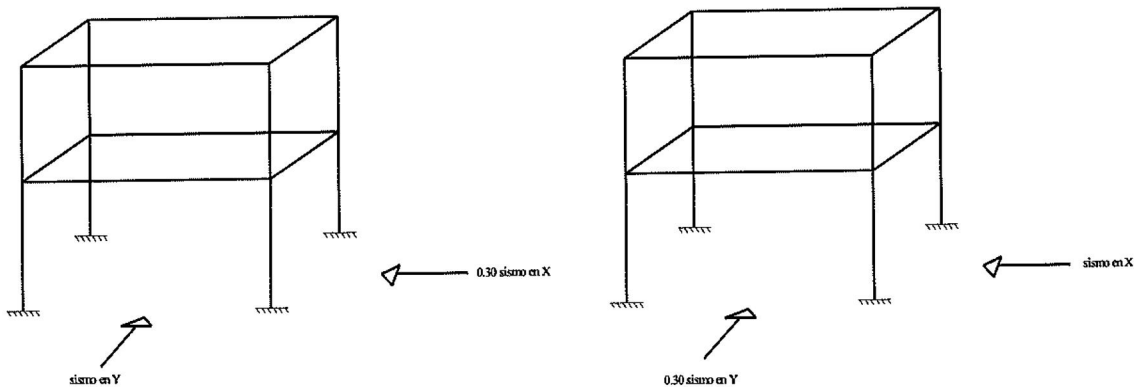


Figura 7. Combinación del efecto sísmico en dos direcciones.

La fuerza cortante basal se determina como:

$$V_s = \frac{c}{Q} W$$

Donde W es el peso total de la estructura, Q la ductilidad y c el coeficiente sísmico.

☞ Los significados de Q, c, T, T1, T2 y α son explicados más adelante en páginas 28 y 31.

El reglamento de Baja California especifica, en su artículo LXXXVI.8 poder hacerse reducciones importantes de los coeficientes sísmicos c, atendiendo lo siguiente:

- a)- Si $T < T1$ ----- $c' = \alpha + (c - \alpha)(T / T1)$
- b)- Si $T1 < T < T2$ ----- $c' = c$
- c)- Si $T > T2$ ----- $c' = c (T2 / T)$

Donde α es un valor que depende de la zona sísmica.

TABLA 1. Valores de c, para el grupo B de edificaciones. T1, T2 y α para distintas zonas sísmicas del estado.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	c	T1	T2	α
B	I	0.16	0.40	0.6	0.08
	II	0.20	0.75	1.50	0.08
	III	0.24	1.0	2.5	0.08
C	I	0.24	0.30	0.50	0.12
	II	0.30	0.60	1.20	0.12
	III	0.36	0.80	2.20	0.12

En caso de una posible reducción del coeficiente sísmico c, el reglamento especifica una modificación en el cortante basal que trae aparejada una modificación en la distribución de las fuerzas laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el mismo valor de c y realizar toda la corrección en las fuerzas aplicadas en los diferentes niveles.

Para emplear esta opción en que se permiten reducciones al coeficiente c, es necesario conocer el periodo natural de la estructura. Para su determinación debería realizarse, estrictamente, un análisis dinámico de la misma; sin embargo, son admisibles para estructuras regulares, estimaciones aproximadas del periodo. Una forma recomendada por el RBC para la determinación del periodo fundamental de la estructura es la fórmula de SCHWARTZ también conocida como fórmula de RAYLEIGH. Esto es:

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \sum \frac{W_i x_i^2}{F_i x_i} \right]^{1/2}$$

Donde W_i es el peso de la masa ubicada en el nivel i , F_i la fuerza que según el análisis estático debe aplicarse en el nivel i y x_i es el desplazamiento lateral que las fuerzas producen en el nivel en cuestión.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar a la fuerza cortante en la base. El RBC acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base, hasta un máximo, aM , en la punta (Figura 8).

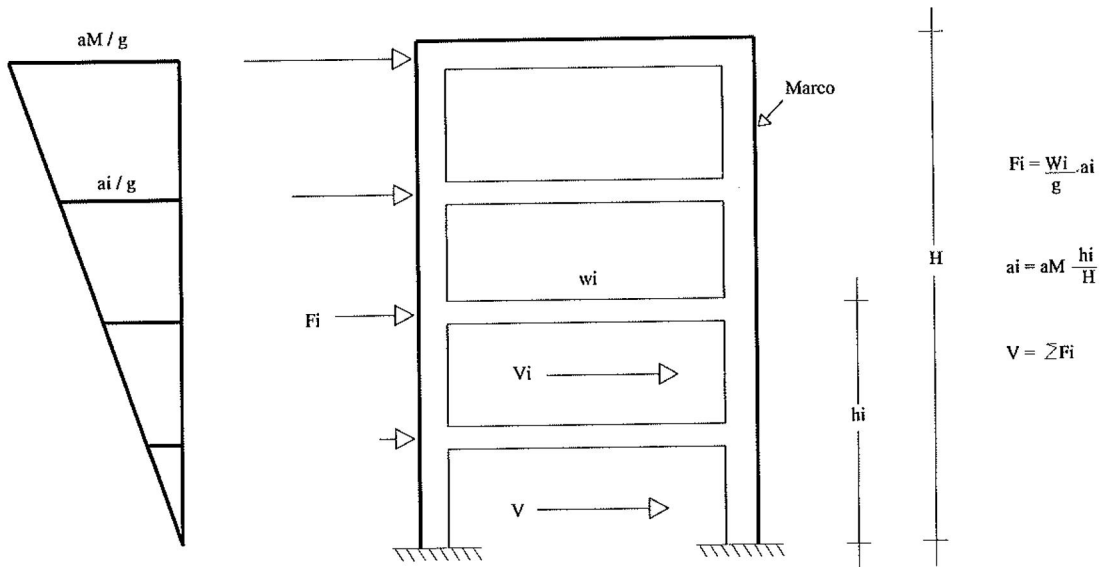


Figura 8. Distribución de fuerzas laterales con la altura según el método estático.

De ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_s = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s W$$

Con la cuál se determinan las fuerzas aplicadas en cada masa. En edificios la masa se considera concentrada a nivel de cada losa de piso.

Con lo anterior se resuelve el problema a nivel bidimensional. La estructura es, sin embargo, tridimensional y debe ubicarse la posición de las fuerzas sísmicas en la planta de cada nivel. Tratándose de fuerzas de inercia, debe pensarse en una serie de fuerzas elementales aplicadas en cada unidad de masa del piso en cuestión. Es usual que el piso tenga una estructura que lo haga muy rígido en su plano, de manera que se moverá como un cuerpo rígido y podrá considerarse la resultante de dichas fuerzas elementales aplicada en el centro de masa del piso en cuestión.

Esta fuerza de inercia debe ser resistida por los diferentes elementos verticales que constituyen la estructura. Cuando no hay excentricidad entre las resultantes de las fuerzas actuantes y resistentes, las fuerzas sísmicas actuantes producen un movimiento de traslación del sistema de entrepiso, de manera que puede definirse como rigidez de entrepiso a la fuerza cortante lateral que se requiere para producir un desplazamiento unitario del piso. Pero cuando hay excentricidad, debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión solo puede efectuarse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, el reglamento de Baja California especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e_d = 2e + 0.05L$$

$$e_d = e - 0.1L$$

Donde e es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante; el factor 2 cubre la amplificación dinámica de la torsión; L es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis; o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10 por ciento del ancho del edificio.

Los elementos que contribuyen a la rigidez lateral de entrepiso son generalmente marcos planos o muros, así que pueden identificarse ejes en los que están colocados los elementos resistentes. Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso, o sea:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j}$$

Donde V_j es la fracción de la fuerza cortante total en el piso en estudio que es absorbida por el eje j ; R_j es la rigidez de entrepiso del eje j y V es la fuerza cortante total aplicada en la base.

Cuando las rigideces de cada eje están distribuidas de manera simétrica en el piso, la resultante de las fuerzas resistentes coincide con el centro geométrico de la planta y, por lo tanto, en general con la línea de acción de la fuerza actuante. Es frecuente, sin embargo, que los ejes de más rigidez no estén dispuestos simétricamente, en cuyo caso la resultante

de las fuerzas resistentes estará situada en un punto llamado centro de torsión o centroide de rigideces.

Al no coincidir este centroide con la línea de acción de la fuerza cortante, se produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso por la distancia entre el centro de masa y el centro de torsión. El centro de torsión tiene, por equilibrio estático, las coordenadas siguientes:

$$x_T = \frac{\sum R_{iy} x_i}{\sum R_{iy}} \quad y_T = \frac{\sum R_{ix} y_i}{\sum R_{ix}}$$

Donde R_{iy} y R_{ix} , son las rigideces de entrepiso de cada eje en dirección 'y' y 'x' respectivamente, x_i y y_i son las distancias de cada eje, en dirección x o y, con respecto al centro de masa.

El par de torsión da lugar a que el piso, además del movimiento de traslación sufra una rotación, por la cual algunos ejes estarán sujetos a fuerzas cortantes que son aditivas a las producidas por la traslación, mientras que en otros las cortantes son de signo contrario. Además de los movimientos de traslación, en realidad la estructura puede presentar movimientos de rotación en cada masa (Figura9).

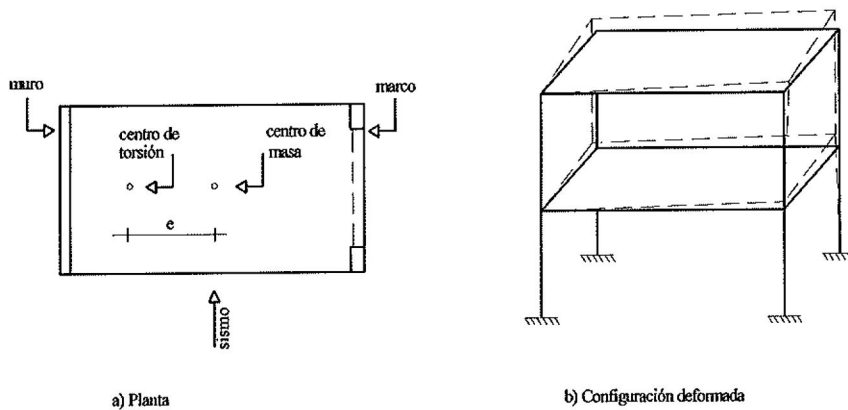


Figura 9. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión.

La importancia de las rotaciones y la magnitud de las solicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura dependen de la distribución en planta de las masas y de las

rigideces laterales. Desde un punto de vista de equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño (Figura 10).

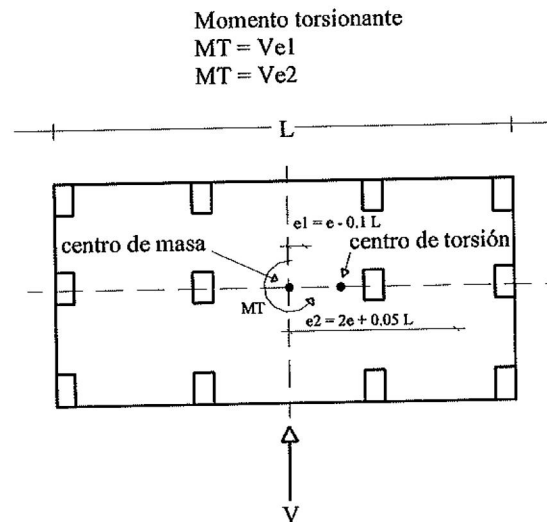


Figura 10. Excentricidad de diseño para la determinación de efectos de torsión.

Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de rotación en cada nivel resulta muy complicado y, para las estructuras comunes el efecto de la torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis, estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente.

Hay que notar que una excentricidad en dirección produce cortantes tanto en los ejes orientados en x, como en los orientados en la dirección y. La magnitud del cortante que toma cada eje se determina como:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} y_{iT}}{\sum (R_{ix} y_{iT}^2 + R_{iy} x_{iT}^2)} V_x e_y$$

Con el procedimiento descrito se llega a determinar el sistema de fuerzas que actúa en cada eje resistente y se puede realizar así el análisis de los elementos planos que constituyen la estructura.

III.III-FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD.

Los criterios de diseño sísmico adoptados por el reglamento de Baja California y otros, incluyen el uso de factores de reducción por ductilidad que permiten diseñar para fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a coeficientes o espectros de diseño elástico. Mediante estas reducciones, el reglamento reconoce la capacidad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales.

La capacidad de disipación de energía de una estructura depende de la estructuración del edificio y del comportamiento de los materiales, elementos y conexiones estructurales. Por esta razón, a estos aspectos se refieren los requisitos que el reglamento estipula para optar por determinado factor de reducción por ductilidad Q (tabla 2). A continuación se presentan los requisitos estructurales que debe cumplir un edificio para aplicar el correspondiente factor de ductilidad.

TABLA 2. Factores de reducción por ductilidad según el tipo de estructura.(R.B.C, 1992)¹⁷.

CASO 1 $Q = 4$ (estructuras tipo D)

La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero con zona de fluencia definida que cumpla con las siguientes condiciones:

- a)- Las vigas y columnas deberán satisfacer los requisitos de las secciones compactas.
- b)- El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no podrá ser mayor de 1.25 veces el mínimo de dichos factores de seguridad. Se entiende aquí por factor de seguridad el cociente entre la resistencia a cortante de un entrepiso y la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso.
- c)- Los tableros de piso irán arriostrados con diagonales a los nodos de la estructura o serán losas de concreto unidas con conectores a las vigas.
- d)- Los muros deben estar ligados a la estructura de tal forma que no impidan la deformación de esta.

CASO 2 $Q=3$ (estructuras tipo I y II)

La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera, o acero que no cumplan con los requisitos del caso I. Los muros irán ligados a la estructura como se indica en el caso 1. O bien, la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos contraventeados o rigidizados con muros de concreto, pero la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos es cuando menos el 25 % de la total requerida. El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no es mayor de 1.5 veces el mínimo de los factores de seguridad.

CASO 3 Q=2 (estructuras tipo I y II)

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada cuando menos en un entrepiso por marcos de madera, acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, rigidizados con muros o no, que no cumplan con los requisitos del caso 2. O bien, la resistencia a fuerzas laterales, esta dada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dalas o losas, o por columnas y trabes de concreto.

TABLA 3. Clasificación de las construcciones según su destino. (R.B.C, 1992)¹⁸.

GRUPO A

Estructuras que sean especialmente importantes a raíz de un sismo o que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas, excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos; hospitales, escuelas, auditorios, templos, salas de espectáculos, estaciones, terminales de transporte, monumentos, museos, y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.

GRUPO B

Estructuras cuya falla ocasionaría perdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C

Estructuras cuya falla implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas.

TABLA 4. Clasificación de las estructuras según su estructura. (R.B.C, 1992)¹⁹.

TIPO I. Dentro de este grupo se agruparon:

- a)- Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventados cuya relación altura- base no exceda de 5; en los que el promedio de $RN > 1 / 9$ (un noveno).
donde:
 RN = relación de la suma de las rigideces relativas I / L de las traveses de cada nivel entre la suma de las rigideces relativas de las columnas de entrepiso inmediato inferior.
 I / L = rigidez relativa del elemento considerado; momento de inercia entre el claro.
- b)- Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventados entre cuyas traveses y columnas existe continuidad o cuya resistencia lateral es proporcionada por muros de concreto o mampostería, la relación altura total- base no debe excederse de 3. Si el marco no está contraventado en todas las crujeas al determinar este valor se tomará como base únicamente el ancho de la crujía o crujeas contraventados.
- c)- Estructuras en que el 50 % o más de su masa se halla en el extremo superior y que tiene un solo elemento resistente en la dirección de análisis. Se incluyen en este tipo los péndulos invertidos.

TIPO II Pertenecen a este grupo:

- a)- Los edificios descritos en el tipo I, inciso a) en que la razón altura-base es mayor que 5 o en los que el promedio de RN es menor que $1 / 9$ (un noveno).
- b)- Los edificios descritos en el tipo I, inciso b) en que la razón altura-base es mayor que 3, no siendo necesario que las traveses y columnas estén unidas en forma de asegurar la continuidad de momentos.
- c)- Estructuras cuya deformación ante fuerzas laterales sea esencialmente como la de una viga de flexión en voladizo, con excepción de los péndulos invertidos considerados en el tipo I.

TIPO III Estructuras especiales

Son aquellas que no pueden incluirse dentro de los tipos anteriores o que están sujetas a efectos adicionales como son muros de retención y los tanques.

TABLA 5. Clasificación del terreno. (R.B.C, 1992)²⁰.

Se consideran los siguientes tipos de terreno atendiendo a su rigidez:

TIPO I Terreno firme

TIPO II Terreno de transición o relleno de formación no muy reciente.

TIPO III Terreno blando muy compresible.

Coeficiente sísmico c .

Se entiende por coeficiente sísmico c , al cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. En el método estático de análisis sísmico de las construcciones, se emplearan los coeficientes sísmicos que se indican en la tabla 6 para el grupo B de edificaciones de acuerdo con la zona sísmica y el tipo de terreno.

Periodo fundamental (T).

Las estructuras se pueden considerar elásticas, ya que pueden deformarse bajo un estado de sollicitación y volver a su posición inicial al desaparecer las cargas. Si ocurre un movimiento en el suelo, la estructura tiende a oscilar debido a su elasticidad. El tiempo que tarda una estructura en describir una oscilación completa se le conoce como periodo fundamental (T), el cual es considerado como un valor importante y significativo de la rigidez de una estructura, así como también de la respuesta dinámica del edificio ante un sismo. Su unidad de medida es el segundo.

T1 y T2 Son denominados periodos naturales que definen la forma del espectro en segundos (Figura 11).

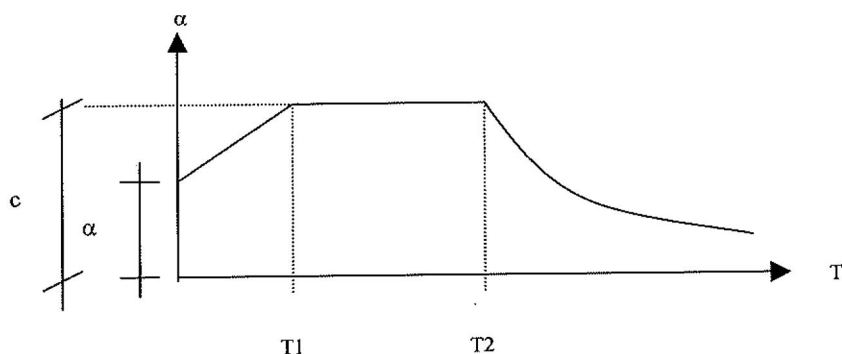


Figura 11. Espectro de diseño sísmico.

Donde:

α = ordenada espectral.

α = ordenada espectral para $T = 0$.

c = Coeficiente sísmico.

TABLA 6. Valores de c , para el grupo B de edificaciones. T1, T2 y α para distintas zonas sísmicas del estado. (R.B.C, 1992)²¹.

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	c	T1	T2	α
B	I	0.16	0.40	0.6	0.08
	II	0.20	0.75	1.50	0.08
	III	0.24	1.0	2.5	0.08
C	I	0.24	0.30	0.50	0.12
	II	0.30	0.60	1.20	0.12
	III	0.36	0.80	2.20	0.12

III.IV-CÁLCULO DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE.

El sistema de arriostramiento lateral será a base de muros de mampostería lo cual hace posible idealizar cada muro como una diagonal equivalente en compresión. Los bloques de los muros serán de concreto tipo A (pesado) con una resistencia de compresión $f^*m = 20 \text{ kg/cm}^2$ unidos con mortero tipo I y pesando el muro $200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ ton/m}^2$.

El módulo elástico de los muros se calculará con la fórmula $E = 600f^*m$ por estar sujetos a cargas de corta duración como lo son los sismos (*Gallo, Espino, Olvera, 1997*)²².

Columnas de 30 x 30 cm.

Distancia entre columna y columna = 7 m .

$h =$ Altura de entrepiso = 3.5 m.

$E_m =$ Módulo elástico del muro = $600 (20 \text{ kg/cm}^2) = 12000 \text{ kg/cm}^2$.

$E_c =$ Módulo de elasticidad de las columnas = $15100(f^*c)^{1/2}$.

$F^*c =$ Resistencia a compresión del concreto = 250 kg/cm^2 .

$E_c = 15100(250)^{1/2} = 238751.96 \text{ kg/cm}^2$.

$A_c =$ Área transversal de las columnas que enmarcan al muro
 $= [(30)(30) + (30)(30)]/2 = 900 \text{ cm}^2$.

$G_m =$ Módulo de rigidez del muro = $0.4E_m = 0.4(12000) = 4800 \text{ kg/cm}^2$.

$A_m =$ Área transversal horizontal del muro = $[700 - (30/2 + 30/2)]15 = 10050 \text{ cm}^2$.

$w_o =$ Ancho de la diagonal equivalente = $(0.35 + 0.022\lambda)h$.

$A_d =$ Área de la diagonal equivalente = $w_o * t$

$t =$ Espesor del muro = 15 cm.

$\lambda = (E_c A_c)/(G_m A_m)$.

$\lambda = (238751.96)(900)/(4800)(10050) = 4.454$.

$w_o = (0.35 + 0.022 * 4.454)350 = 156.8 \text{ cm}$.

$A_d = 156.8 (15) = 2352 \text{ cm}^2$.

III.V-PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

☞ Se determina el coeficiente sísmico c así como los periodos T_1, T_2 y α , valores que dependen del tipo de zona sísmica así como el tipo de suelo donde se encontrará desplazada la estructura.

☞ Los factores de reducción por ductilidad especificados por los reglamentos son índices de la cantidad de energía que la estructura debe ser capaz de disipar con comportamiento inelástico. Por lo tanto, el reglamento de Baja California permite la utilización de factores de reducción por ductilidad, Q dependiendo del tipo de estructuración elegido.

☞ Se determina el peso total de la estructura $W = \sum_{i=1}^n w_i$ donde w_i es el peso por nivel de la estructura.

☞ Se determina el cortante obrando en la base (cortante basal) como:

$$V_s = \frac{c}{Q} W$$

☞ Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar al cortante basal.

El reglamento acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo en la punta.

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} V_s$$

☞ Se determina el cortante V_i actuando en el nivel i , los cuales sumados dan lugar al cortante basal.

☞ Se determinan las rigideces de entrepiso para las direcciones x , y ; esto es: K_{ix} y K_{iy} .

☞ Se determina el desplazamiento x_i del nivel i debido a la fuerza F_i .

☞ El reglamento de Baja California permite reducciones en el valor de la fuerza cortante calculada con este procedimiento si se toma en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura. Para ello se propone calcular el periodo de vibración T , de la siguiente manera:

$$\frac{1}{T} = \left[\frac{g \sum F_i X_i}{\sum w_i X_i^2} \right]^{1/2}$$

La cuál se le conoce con el nombre de fórmula de SCHWARTZ ó fórmula de RAYLEIGH.

☞ Se calcula el periodo fundamental factorizado.

El periodo factorizado es el que resulta de la incertidumbre en lo que respecta al valor del periodo fundamental; Para lo cual el reglamento de Baja California hace la siguiente consideración en forma textual:

“Se supondrá que el periodo fundamental de la vibración puede exceder del calculado hasta en 33 por ciento o ser inferior hasta en 25 por ciento y se adoptará el valor más desfavorable en el intervalo”.

☞ Una vez calculado el periodo fundamental factorizado, se revisarán las siguientes condiciones para verificar una posible reducción en el coeficiente sísmico c .

a)- Si $T < T1$ ----- $c' = \alpha + (c - \alpha)(T/T1)$

b)- Si $T1 < T < T2$ ----- $c' = c$

c)- Si $T > T2$ ----- $c' = c (T2/T)$

donde el valor de α depende de la zona sísmica donde se encuentra desplantada la estructura.

☞ En caso de existir la posibilidad de reducir el coeficiente sísmico c , el reglamento acepta modificar la distribución de las fuerzas laterales con la altura y realizar la corrección de la fuerza cortante basal V_s para la obtención de los cortantes en las 2 direcciones ortogonales. Esto es V_x y V_y .

$$V_s = \frac{c'}{Q} W$$

Teniendo que volver a recalcularse F_i y V_i .

☞ Se determinan las coordenadas del centro de masa (centro de cortante) de cada entrepiso como:

$$C_{cx} = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i}; \quad C_{cy} = \frac{\sum w_i y_i}{\sum w_i}$$

Donde:

w_i = peso del entrepiso i en estudio.

x, y = distancia perpendicular del centro de masa (centro de cortante) hacia un eje de referencia.

☞ Se determina la rigidez R de los elementos lateralmente resistentes en ambas direcciones x, y .

☞ Se determina la localización del centro de rigidez en ambas direcciones, x, y.

$$X_r = \frac{\sum R x_i}{\sum R}; \quad Y_r = \frac{\sum R y_i}{\sum R}$$

☞ Se determina la distancia d como la ordenada de cada eje con respecto al centro de torsión para ambas direcciones.

Para la dirección X:

$$d = X_i - X_r$$

Para la dirección Y:

$$d = Y_i - Y_r$$

☞ Se determina la excentricidad de cálculo (*e* calculada) como la diferencia entre el centro de masa (centro de cortante) y el centro de rigidez para ambas direcciones.

$$e_y \text{ calculada} = C_{cy} - Y_r$$
$$e_x \text{ calculada} = C_{cx} - X_r$$

☞ Se determinan las excentricidades de diseño como:

$$e_d = 2e + 0.05L$$
$$e_d = e - 0.1L$$

Donde *e* es la excentricidad calculada y L la máxima dimensión del piso que se analiza, medida en la dirección normal a la fuerza cortante.

☞ Se determina el momento de torsión en ambas direcciones como:

$$M_{tx} = V_x (e_y); \quad M_{ty} = V_y (e_x)$$

☞ Cada eje tomará una fracción de la fuerza cortante actuante en proporción a su rigidez de entrepiso como:

$$V_{D_j} = V \frac{R_j}{\sum R_j}$$

Donde

V_{D_j} = fracción de la fuerza cortante total en el piso en estudio, V que es absorbida por el eje j.

R_j = es la rigidez de entrepiso del eje j.

- ☞ El momento torsionante producido por el sismo actuando en una dirección , produce además cortantes en los marcos orientados en dirección contraria.
Para la dirección x se tiene:

$$V_{Txi} = \frac{R_{xid}}{\Sigma R d^2_x + \Sigma R d^2_y} M_{Txi}$$

y para los marcos orientados en dirección y:

$$V_{Tyi} = \frac{R_{yid}}{\Sigma R d^2_x + \Sigma R d^2_y} M_{Tyi}$$

- ☞ Finalmente se calcula V1 y V2 para ambas direcciones x, y.

para la dirección X:

$$V1 = VD + V_{Tx} + 30\% V_{Ty}$$
$$V2 = 30\%(VD + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Para la dirección Y:

$$V1 = VD + V_{Ty} + 30\% V_{Tx}$$
$$V2 = 30\%(VD + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Tomándose de estos últimos valores el mayor , el cual regirá para el diseño de los elementos lateralmente resistentes que constituyen la estructura.

CAPÍTULO IV
EDIFICIO TIPO A

EDIFICIO TIPO A (SIN MUROS), CARACTERÍSTICAS Y CÁLCULO DE SU RESPUESTA ESTRUCTURAL.

El edificio *tipo* será destinado para uso escolar y estará estructurado con cinco niveles a base de marcos rígidos de concreto armado sin arriostre lateral (Figura 12). Rígido en este caso se refiere al carácter de las conexiones no necesariamente al carácter de la deformación de todo el marco, ya que como se ha señalado anteriormente, es necesario proveerle a éste un sistema de arriostre lateral para limitar sus deflexiones así como para darle una mayor rigidez.

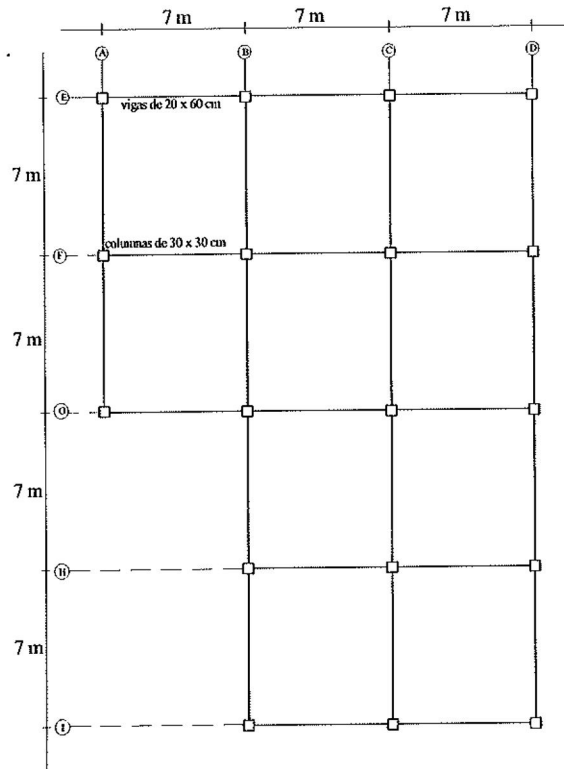


Figura 12. Planta del edificio tipo A.

La estructura se encuentra en zona sísmica C del estado y desplantada en suelo tipo II (terreno de transición).

Dimensiones de los miembros:

Vigas 0.20 x 0.60 m

Columnas 0.30 x 0.30 m

Altura de entrepiso = 3.5 m

Distancia entre columnas = 7 m.

γ concreto = $2400 \text{ kg/m}^3 = 2.4 \text{ ton/m}^3$.

Factor de reducción por ductilidad = $Q = 3$ (de tabla 2)

Coefficiente sísmico $c = 0.3$ (de tabla 6)

$T_1 = 0.6$, $T_2 = 1.2$, $\alpha = 0.12$ (de tabla 6)

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO (WM).

Area de la construcción = 490 m².

Peralte de losa mínimo para no calcular deflexiones:

$h_{\min} = (\text{Perímetro} + 25\% \text{ de lados discontinuos})/200$

☞ se toma el tablero que tenga más lados discontinuos y que de la mayor área.

$h_{\min} = [(7 \times 4 \text{ lados}) + 0.25(7 \times 2 \text{ lados discontinuos})]/200 = 0.157 \text{ m} \approx 16 \text{ cm}.$

Peso volumétrico del concreto = $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.

✍ losa = $(2400 \text{ kg/m}^3)(0.16 \text{ m}) =$	384 kg/m ²
✍ incremento por sobreespesores de la cimbra =	40 kg/m ²
✍ loseta =	10 kg/m ²
✍ plafones e iluminación =	20 kg/m ²
✍ muros interiores divisorios de yeso =	50 kg/m ²
Carga total por metro cuadrado =	$\Sigma=504 \text{ kg/m}^2$

PESO PROPIO DE LAS VIGAS.

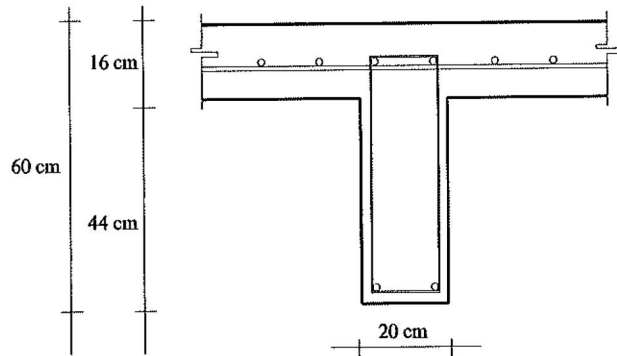


Figura 13. Sección transversal de viga y losa.

peso propio de las vigas = $(0.2 \text{ m})(0.44 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.211 \text{ ton/m}$.

PESO TOTAL DE CARGA MUERTA POR ENTREPISO.

total de metros cuadrados de construcción = 490 m^2 .

total de metros de vigas = 189 m .

peso total = $(0.504 \text{ ton/m}^2)(490 \text{ m}^2) + (0.211 \text{ ton/m})(189 \text{ m}) = 286.839 \text{ ton}$.

ANÁLISIS DE CARGA VIVA (WV) PARA EFECTOS SÍSMICOS.

- Análisis de carga viva en azotea.

☞ por tener la azotea una pendiente menor de 5% se tomará como carga viva

$70 \text{ kg/m}^2 = 0.07 \text{ ton/m}^2$ según el reglamento de B.C.

Carga viva total en azotea = $(0.07 \text{ ton/m}^2)(490 \text{ m}^2) = 34.3 \text{ ton}$.

- Análisis de carga viva en cada entrepiso.

Por ser aulas escolares se tomará como carga viva $250 \text{ kg/m}^2 = 0.250 \text{ ton/m}^2$.

Carga viva total en entrepiso = $(0.250 \text{ ton/m}^2)(490 \text{ m}^2) = 122.5 \text{ ton}$.

CARGA TOTAL EN AZOTEA (WM + WV).

Carga total = $286.839 \text{ ton} + 34.3 \text{ ton} = 321.139 \text{ ton}$.

CARGA TOTAL POR ENTREPISO (WM + WV).

Carga total = $286.839 \text{ ton} + 122.5 \text{ ton} = 409.339 \text{ ton}$.

PESO TOTAL DEL EDIFICIO

Peso total = 321.139 ton + 409.339 ton (4 entrepisos) = 1958.5 ton.

Rigideces del edificio tipo A (sin muros) obtenidas mediante el programa PAEM.

☞ Se propusieron cargas laterales de 10 toneladas actuando en los nodos de los marcos para la obtención de las rigideces.

Desplazamientos nodales del marco E=F=G.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	3.467 cm
3	6.915 cm
4	9.532 cm
5	11.291 cm
6	12.197 cm

Rigideces de entrepiso del marco E=F=G.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/3.467 \text{ cm} = 14421.69 \text{ kg/cm} = 14.4217 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(6.915 - 3.467) \text{ cm} = 11600.93 \text{ kg/cm} = 11.6 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(9.532 - 6.915) \text{ cm} = 11463.5 \text{ kg/cm} = 11.463 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(11.291 - 9.532) \text{ cm} = 11370 \text{ kg/cm} = 11.37 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(12.197 - 11.291) \text{ cm} = 11037.5 \text{ kg/cm} = 11.03 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco H=I=A.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	4.733 cm
3	9.558 cm
4	13.231 cm
5	15.703 cm
6	16.984 cm

Rigideces de entrepiso del marco H=I=A.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/4.733 \text{ cm} = 10564.12 \text{ kg/cm} = 10.564 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(9.558 - 4.733) \text{ cm} = 8290.15 \text{ kg/cm} = 8.29 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(13.231 - 9.558) \text{ cm} = 8167.71 \text{ kg/cm} = 8.167 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(15.703 - 13.231) \text{ cm} = 8090.61 \text{ kg/cm} = 8.09 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(16.984 - 15.703) \text{ cm} = 7806.4 \text{ kg/cm} = 7.806 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco B=C=D.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	2.747 cm
3	5.434 cm
4	7.469 cm
5	8.834 cm
6	9.534 cm

Rigideces de entrepiso del marco B=C=D.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/2.747 \text{ cm} = 18201.67 \text{ kg/cm} = 8.2016 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(5.434 - 2.747) \text{ cm} = 14886.49 \text{ kg/cm} = 14.886 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(7.469 - 5.434) \text{ cm} = 14742 \text{ kg/cm} = 14.742 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(8.834 - 7.469) \text{ cm} = 14652 \text{ kg/cm} = 14.652 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(9.534 - 8.834) \text{ cm} = 14285.71 \text{ kg/cm} = 14.286 \text{ ton/cm.}$

Rigideces totales por entrepiso. Eje X (marcos E,F,G,H,I).

Entrepiso 1	$= 3(14.4217) + 2(10.564) = 64.393 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$= 3(11.6) + 2(8.29) = 51.38 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$= 3(11.463) + 2(8.167) = 50.723 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$= 3(11.37) + 2(8.09) = 50.29 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$= 3(11.037) + 2(7.806) = 48.723 \text{ ton/cm.}$

Rigideces totales por entrepiso. Eje Y (marcos A,B,C,D).

Entrepiso 1	$= 10.564 + 3(18.2016) = 65.1688 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$= 8.29 + 3(14.886) = 52.948 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$= 8.167 + 3(14.742) = 52.393 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$= 8.09 + 3(14.652) = 52.046 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$= 7.806 + 3(14.286) = 50.664 \text{ ton/cm.}$

Cortantes de Entrepiso considerando el Periodo Fundamental de la Estructura

edificio tipo A (sin muros)

Peso total del Edificio (Suma de los pesos de los entresijos) = **1958.5** Ton.

Factor de reducción por Ductilidad (Q) = **3**

Coefficiente Sismico (c) = **0.3** T1 = **0.6** T2 = **1.2** α = **0.12**

Cortante Basal (Vs) = **195.9** Ton.

							D i r e c c i o n X					D i r e c c i o n Y				
Nivel	Entrepiso	hi(m)	Wi(Ton)	W _i h _i	Fi(Ton)	V _i (Ton)	Kix(Ton/cm)	V _i /Kix	xi(cm)	W _i x _i ²	Fixi	Kiy(Ton/cm)	V _i /Kiy	yi(cm)	W _i y _i ²	Fiyi
5		17.5	321.14	5619.9	55.2				12.96	53917	714.98			12.60	50997	695.36
	5					55.2	48.72	1.13				50.664	1.09			
4		14	409.34	5730.7	56.3				11.82	57236	665.36			11.51	54252.5	647.78
	4					111.4	50.29	2.22				52.046	2.14			
3		10.50	409.34	4298.1	42.2				9.61	37792.8	405.50			9.37	35947.4	395.47
	3					153.6	50.723	3.03				52.393	2.93			
2		7.00	409.34	2865.4	28.1				6.58	17720.2	185.11			6.44	16968.9	181.14
	2					181.8	51.38	3.54				52.948	3.43			
1		3.50	409.34	1432.7	14.1				3.04	3786.63	42.78			3.01	3697.01	42.28
	1					195.9	64.393	3.04				65.1688	3.01			
			Σ 1958.5	19946.8				Σ 170452			2013.73				Σ 161863	1962.03
Periodo fundamental (T) = 1.846										Periodo fundamental (T) = 1.822						
Periodo factorizado (T) = 1.384										Periodo factorizado (T) = 1.367						
c' = 0.260										c' = 0.263						
V _x = 169.784 Ton										V _y = 171.98 Ton						
Nivel	Entrepiso	Fi		Vix		Nivel	Entrepiso	Fi		Viy						
5		47.84		47.84		5		48.45		48.45						
	5			47.84			5			48.45						
4		48.78		96.62		4		49.41		97.86						
	4			96.62			4			97.86						
3		36.58		133.20		3		37.06		134.92						
	3			133.20			3			134.92						
2		24.39		157.59		2		24.71		159.63						
	2			157.59			2			159.63						
1		12.19		169.78		1		12.35		171.98						
	1			169.78			1			171.98						

Distribucion de la fuerza cortante en el primer entrespiso del edificio tipo A (sin muros)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.90	15.4
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrespiso **169.78** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	14.4217	28	403.81	12.74192	183.76	2341.46	285.88	332.02	38.02	5.51	6.40	45.45	19.46	
F	14.4217	21	302.86	5.74192	82.81	475.48	285.88	332.02	38.02	2.48	2.88	41.37	15.03	
G	14.4217	14	201.90	-1.25808	-18.14	22.83	451.29	332.02	38.02	0.86	0.63	39.07	12.30	
H	10.564	7	73.95	-8.25808	-87.24	720.42	451.29	332.02	27.85	8.69	3.04	37.46	14.00	
I	10.564	0	0.00	-15.2581	-161.19	2459.39	451.29	332.02	27.85	8.69	5.61	38.23	16.58	
Σ	64.3931		982.52			6019.58								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.25808	0.14192	1.68	285.88
		-2.66	-451.29

Dirección Y

Cortante de entrespiso **171.98** Ton.

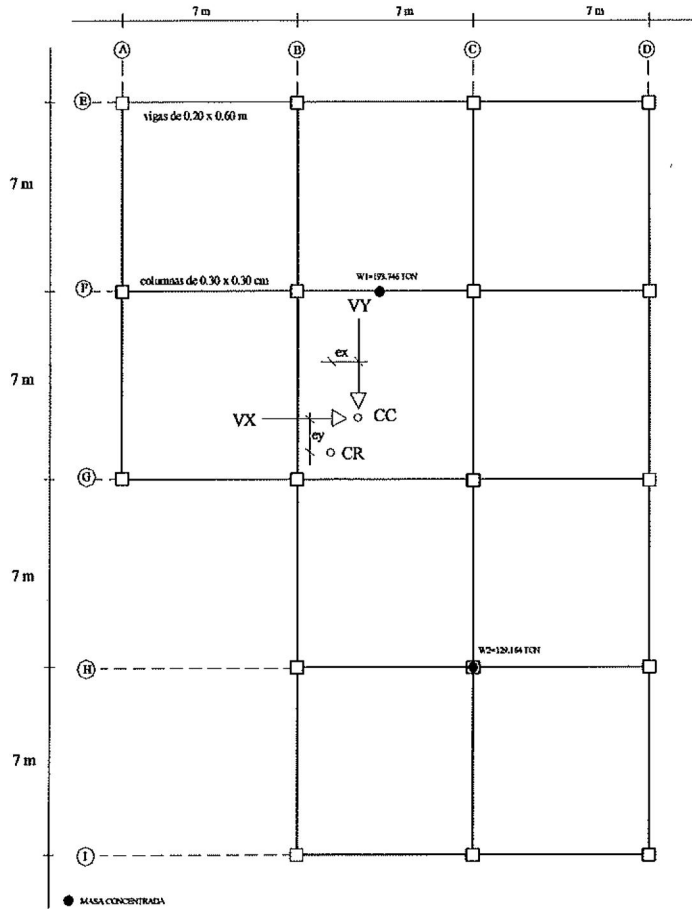
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	10.564	0	0.00	-11.73	-123.92	1453.7	332.02	451.29	27.88	4.31	5.86	33.95	15.52	
B	18.2016	7	127.41	-4.73	-86.10	407.3	332.02	451.29	48.03	3.00	4.07	52.25	19.38	
C	18.2016	14	254.82	2.27	41.31	93.7	238.86	451.29	48.03	1.03	1.95	49.65	16.67	
D	18.2016	21	382.23	9.27	168.72	1563.9	238.86	451.29	48.03	4.23	7.98	54.65	23.66	
Σ	65.1688		764.47			3518.7								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.73	0.17	1.39	238.86
		-1.93	-332.02

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el primer entrepiso.



	Dirección X			Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5 m	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14 m	1808.296	129.164	7	904.148
Σ =	322.91	Σ =	3842.629	322.91	Σ =	4972.814

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.9 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.4 \text{ m}$$

CC (11.90 m , 15.40 m)

CR (11.73 m , 15.25 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el segundo entrepiso del edificio tipo A (sin muros)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.90	15.4
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **157.59** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	11.6	28	324.80	12.64714	146.71	1855.42	235.48	320.54	35.58	4.54	6.18	41.97	18.22	
F	11.6	21	243.60	5.647139	65.51	369.93	235.48	320.54	35.58	2.03	2.76	38.43	14.04	
G	11.6	14	162.40	-1.35286	-15.69	21.23	433.82	320.54	35.58	0.89	0.66	36.67	11.60	
H	8.29	7	58.03	-8.35286	-69.25	578.40	433.82	320.54	25.43	8.37	2.92	34.67	13.05	
I	8.29	0	0.00	-15.3529	-127.28	1954.04	433.82	320.54	25.43	8.37	5.36	35.40	15.50	
Σ	51.38		Σ 788.83			Σ 4779.01								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.35286	0.047139	1.49	235.48
		-2.75	-433.82

Dirección Y

Cortante de entrepiso **159.63** Ton.

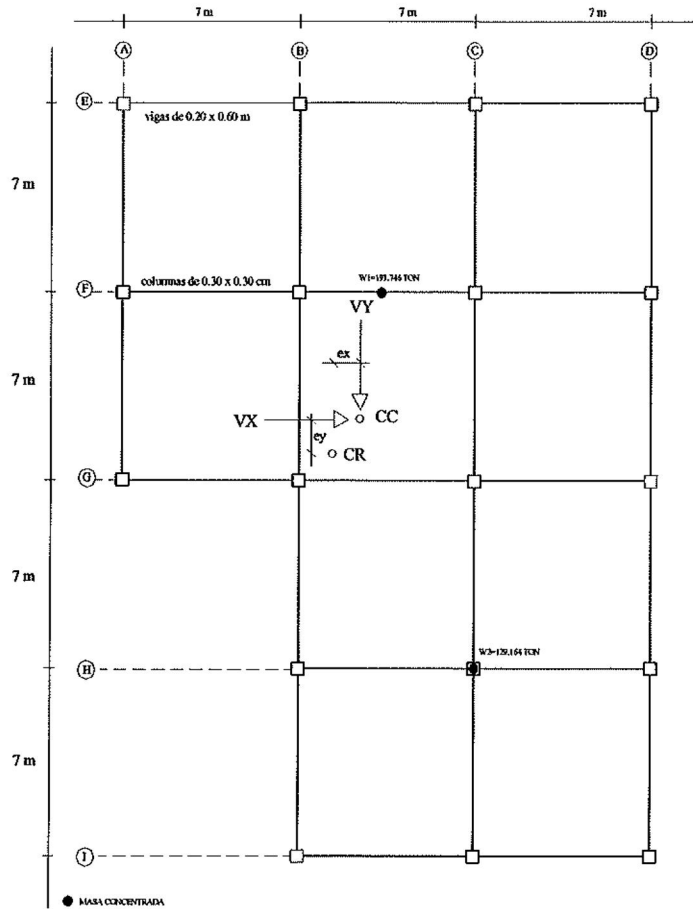
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	8.29	0	0.00	-11.81	-97.89	1155.9	320.54	451.29	24.99	4.12	5.81	30.86	14.54	
B	14.886	7	104.20	-4.81	-71.57	344.1	320.54	433.82	44.88	3.02	4.08	49.12	18.45	
C	14.886	14	208.40	2.19	32.63	71.5	196.97	433.82	44.88	0.84	1.86	46.28	15.58	
D	14.886	21	312.61	9.19	136.83	1257.8	196.97	433.82	44.88	3.54	7.80	50.76	22.33	
Σ	52.948		625.21			Σ 2829.3								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.81	0.09	1.23	196.97
		-2.01	-320.54

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el segundo entrepiso.



	\longrightarrow Dirección X			Dirección Y \uparrow		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5 m	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14 m	1808.296	129.164	7	904.148
$\Sigma =$	322.91	$\Sigma =$	3842.629	322.91	$\Sigma =$	4972.814

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.9 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.4 \text{ m}$$

CC (11.90 m , 15.40 m)

CR (11.81 m , 15.35 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el tercer entrepiso del edificio tipo A (sin muros)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.90	15.4
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **133.2** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	11.463	28	320.96	12.63541	144.84	1830.11	195.91	272.23	30.10	3.78	5.25	35.46	15.41	
F	11.463	21	240.72	5.635412	64.60	364.04	195.91	272.23	30.10	1.68	2.34	32.49	11.88	
G	11.463	14	160.48	-1.36459	-15.64	21.35	368.24	272.23	30.10	0.77	0.57	31.04	9.83	
H	8.167	7	57.17	-8.36459	-68.31	571.42	368.24	272.23	21.45	7.10	2.48	29.29	11.04	
I	8.167	0	0.00	-15.3646	-125.48	1927.99	368.24	272.23	21.45	7.10	4.55	29.91	13.11	
Σ	50.723		779.34			4714.90								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.36459	0.035412	1.47 -2.76	195.91 -368.24

Dirección Y

Cortante de entrepiso **134.92** Ton.

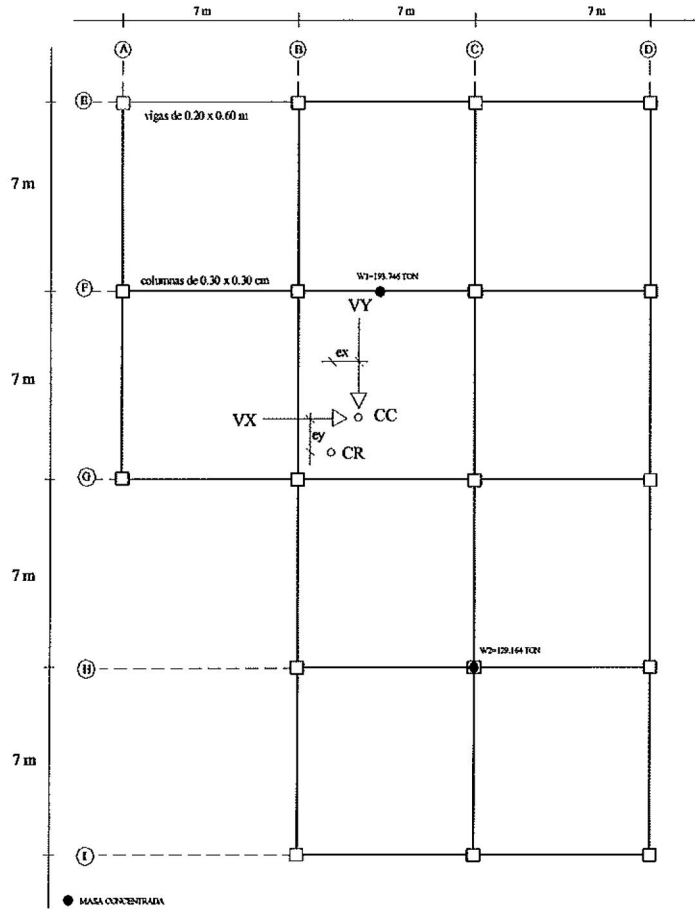
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	8.167	0	0.00	-11.82	-96.52	1140.6	272.23	368.24	21.03	3.50	4.73	25.95	12.09	
B	14.742	7	103.19	-4.82	-71.02	342.2	272.23	368.24	37.96	2.57	3.48	41.58	15.64	
C	14.742	14	206.39	2.18	32.17	70.2	163.88	368.24	37.96	0.70	1.58	39.14	13.18	
D	14.742	21	309.58	9.18	135.37	1243.0	163.88	368.24	37.96	2.95	6.64	42.91	18.91	
Σ	52.393		619.16			2795.9								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.82	0.08	1.21 -2.02	163.88 -272.23

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el tercer entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5 m	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14 m	1808.296	129.164	7	904.148
Σ =	322.91	Σ =	3842.629	322.91	Σ =	4972.814

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.9 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.4 \text{ m}$$

CC (11.90 m , 15.40 m)

CR (11.82 m , 15.36 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el cuarto entrespiso del edificio tipo A (sin muros)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.90	15.4
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrespiso **96.62** Ton.

Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	Rige	
												V1	V2
E	11.37	28	318.36	12.63034	143.61	1813.81	141.13	199.92	21.84	2.75	3.90	25.76	11.28
F	11.37	21	238.77	5.630344	64.02	360.44	141.13	199.92	21.84	1.23	1.74	23.59	8.66
G	11.37	14	159.18	-1.36966	-15.57	21.33	267.60	199.92	21.84	0.57	0.42	22.54	7.15
H	8.09	7	56.63	-8.36966	-67.71	566.71	267.60	199.92	15.54	5.22	1.84	21.31	8.06
I	8.09	0	0.00	-15.3697	-124.34	1911.07	267.60	199.92	15.54	5.22	3.37	21.77	9.60
Σ	50.29		Σ 772.94			Σ 4673.36							

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.36966	0.030344	1.46	141.13
		-2.77	-267.60

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrespiso **97.86** Ton.

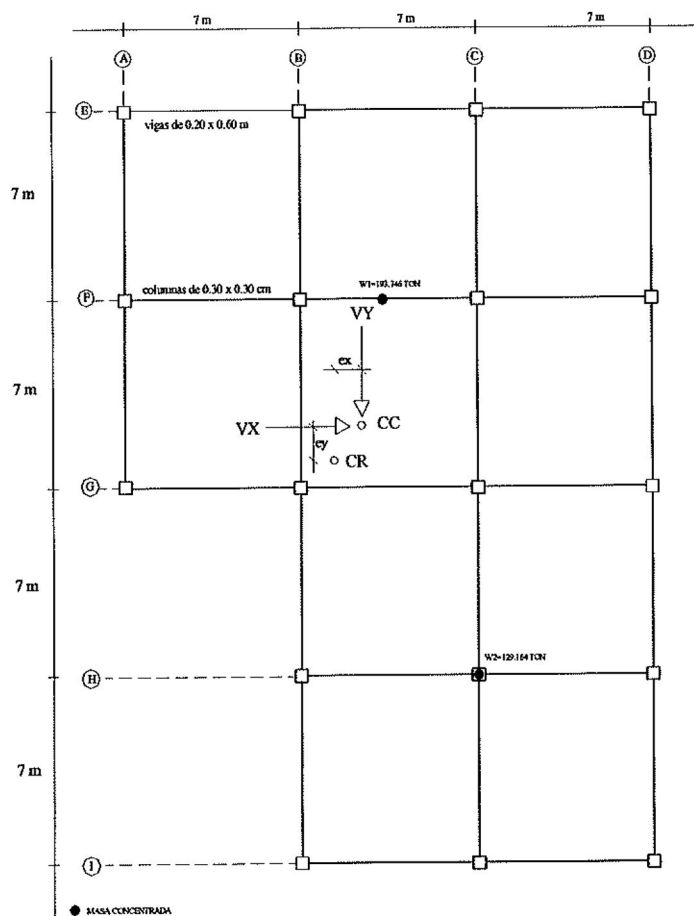
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	Rige	
												V1	V2
A	7.806	0	0.00	-11.84	-92.45	1094.8	199.92	267.60	15.08	2.51	3.36	18.59	8.63
B	14.286	7	100.00	-4.84	-69.19	335.1	199.92	267.60	27.59	1.88	2.51	30.23	11.35
C	14.286	14	200.00	2.16	30.82	66.5	113.92	267.60	27.59	0.48	1.12	28.41	9.54
D	14.286	21	300.01	9.16	130.82	1197.9	113.92	267.60	27.59	2.02	4.75	31.04	13.64
Σ	50.664		600.01			Σ 2694.3							

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.84	0.06	1.16	113.92
		-2.04	-199.92

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el cuarto entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5 m	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14 m	1808.296	129.164	7	904.148
Σ =	322.91	Σ =	3842.629	322.91	Σ =	4972.814

$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.9 \text{ m}$

$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.4 \text{ m}$

CC (11.90 m , 15.40 m)

CR (11.84 m , 15.36 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el quinto entrepiso del edificio tipo A (sin muros)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.90	15.4
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **47.84** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	11.037	28	309.04	12.60741	139.15	1754.30	67.69	98.98	10.84	1.31	1.91	12.71	5.55	
F	11.037	21	231.78	5.607413	61.89	347.04	67.69	98.98	10.84	0.58	0.85	11.67	4.27	
G	11.037	14	154.52	-1.39259	-15.37	21.40	133.60	98.98	10.84	0.28	0.21	11.18	3.55	
H	7.806	7	54.64	-8.39259	-65.51	549.82	133.60	98.98	7.66	2.58	0.90	10.51	3.97	
I	7.806	0	0.00	-15.3926	-120.15	1849.49	133.60	98.98	7.66	2.58	1.65	10.74	4.72	
Σ	48.723		Σ 749.97			Σ 4522.05								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.39259	0.007413	1.41	67.69
		-2.79	-133.60

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **48.45** Ton.

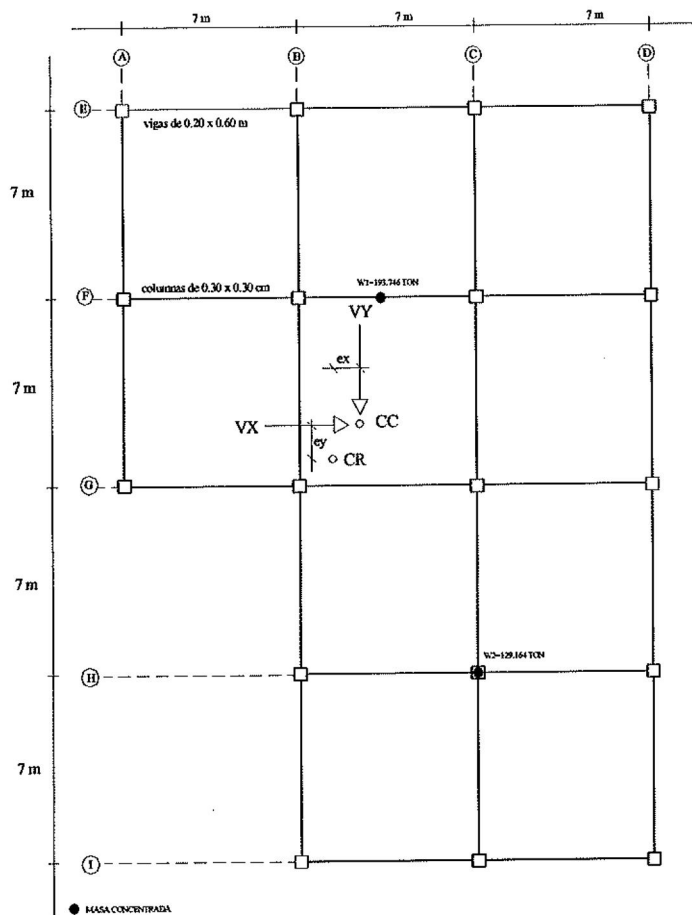
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	7.806	0	0.00	-11.84	-92.45	1094.8	98.98	133.60	7.46	1.27	1.71	9.25	4.33	
B	14.286	7	100.00	-4.84	-69.19	335.1	98.98	133.60	13.66	0.95	1.28	14.99	5.66	
C	14.286	14	200.00	2.16	30.82	66.5	56.4	133.60	13.66	0.24	0.57	14.07	4.74	
D	14.286	21	300.01	9.16	130.82	1197.9	56.4	133.60	13.66	1.02	2.42	15.41	6.83	
Σ	50.664		Σ 600.01			Σ 2694.3								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.84	0.06	1.16	56.40
		-2.04	-98.98

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el quinto entrepiso.



	Dirección X			Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5 m	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14 m	1808.296	129.164	7	904.148
Σ =	322.91	Σ =	3842.629	322.91	Σ =	4972.814

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.9 \text{ m}$$

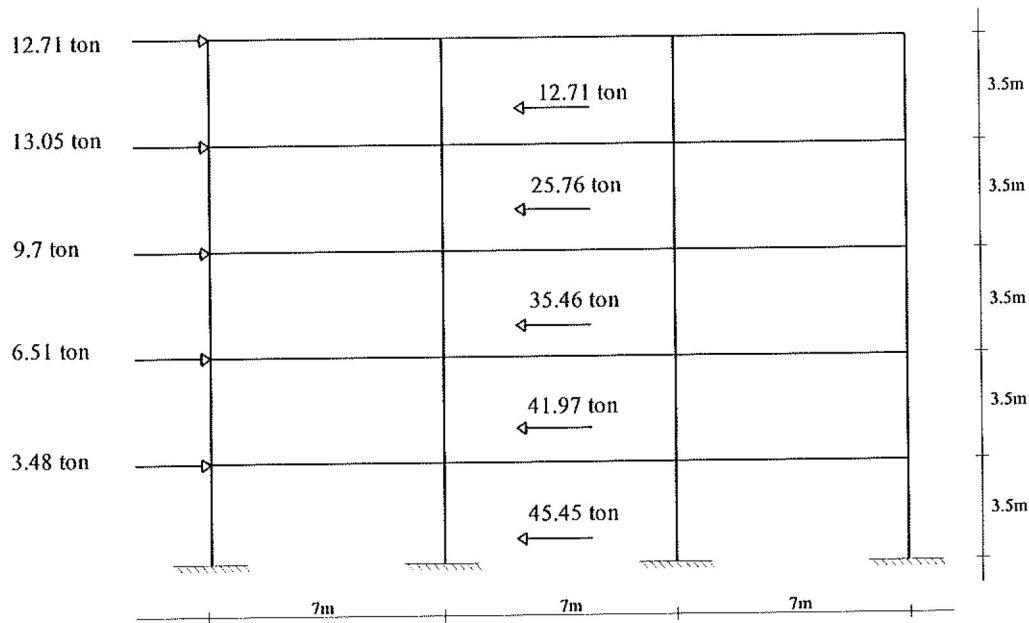
$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.4 \text{ m}$$

CC (11.90 m , 15.40 m)

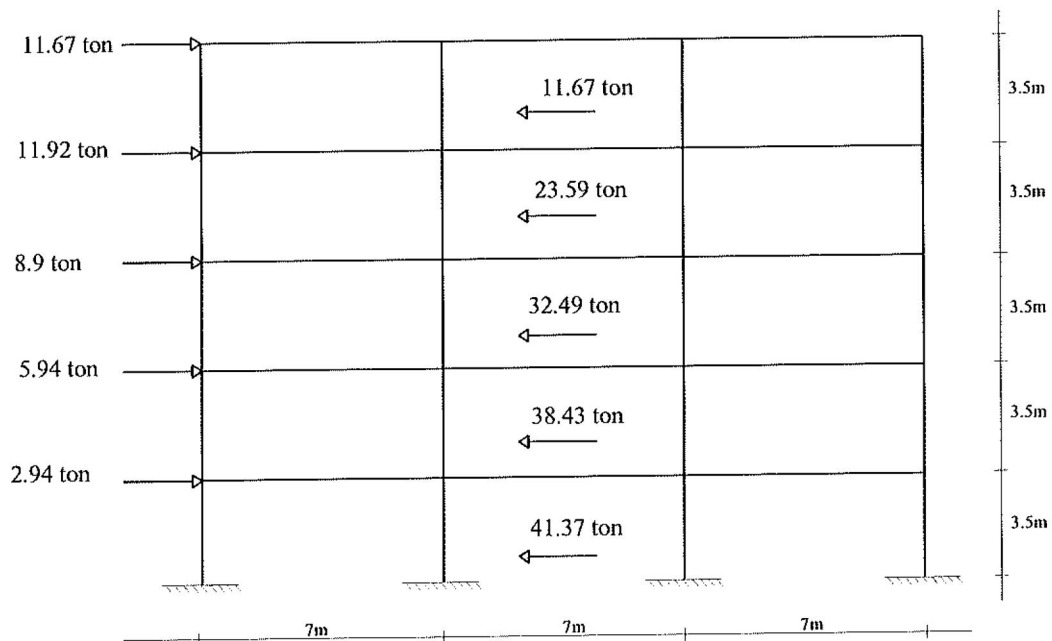
CR (11.84 m , 15.39 m)

IV.1-ACCIONES SÍSMICAS EN EDIFICIO TIPO A.

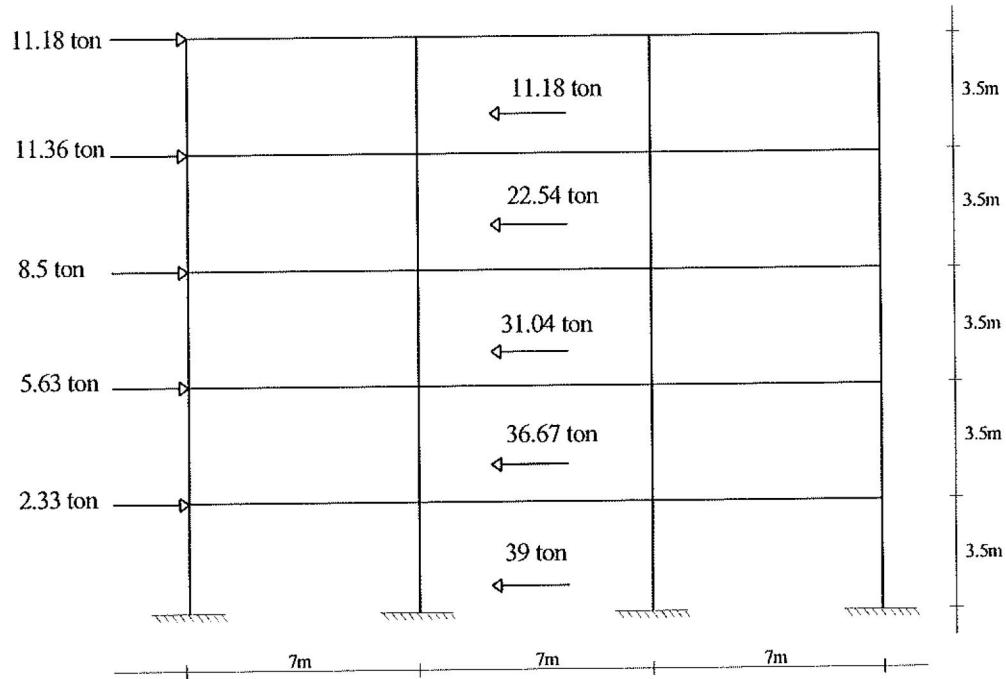
Cargas sísmicas que le corresponden al marco E del edificio tipo A.



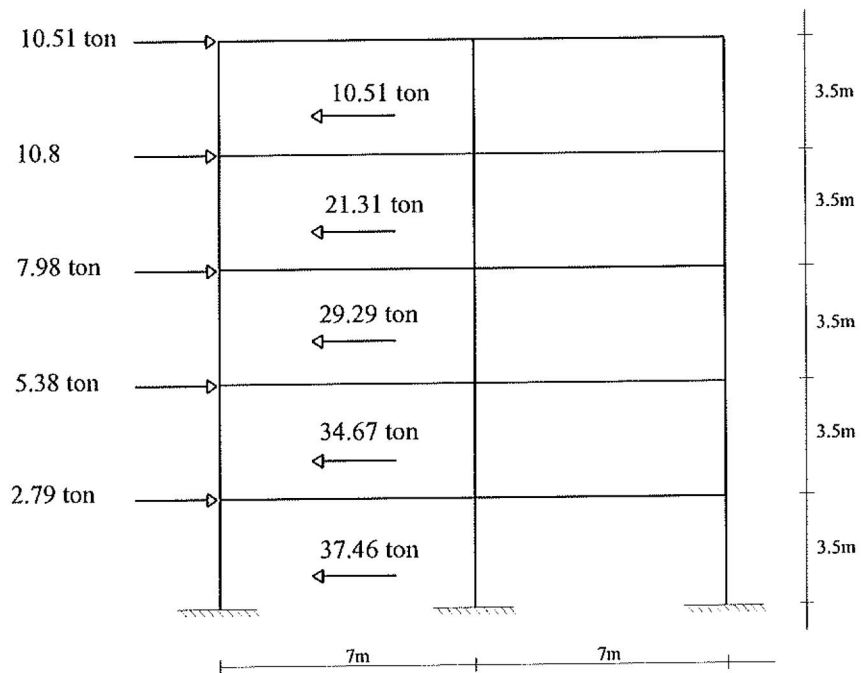
Cargas sísmicas que le corresponden al marco F del edificio tipo A.



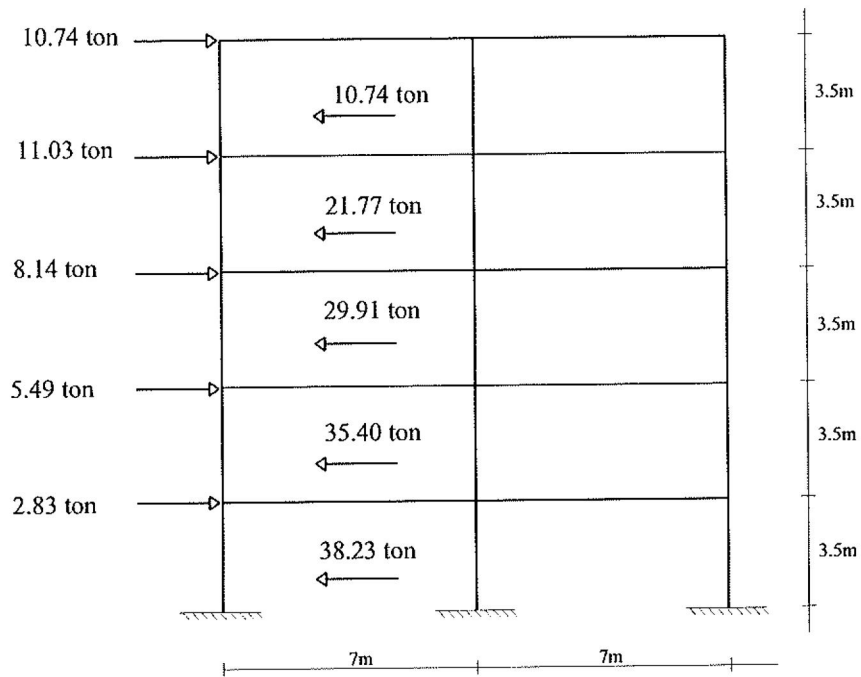
Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo A.



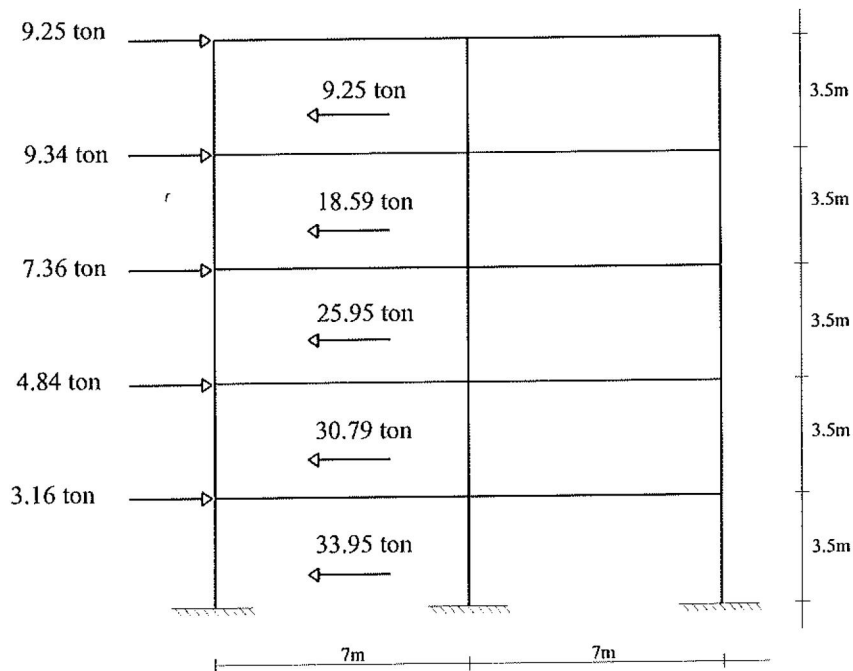
Cargas sísmicas que le corresponden al marco H del edificio tipo A.



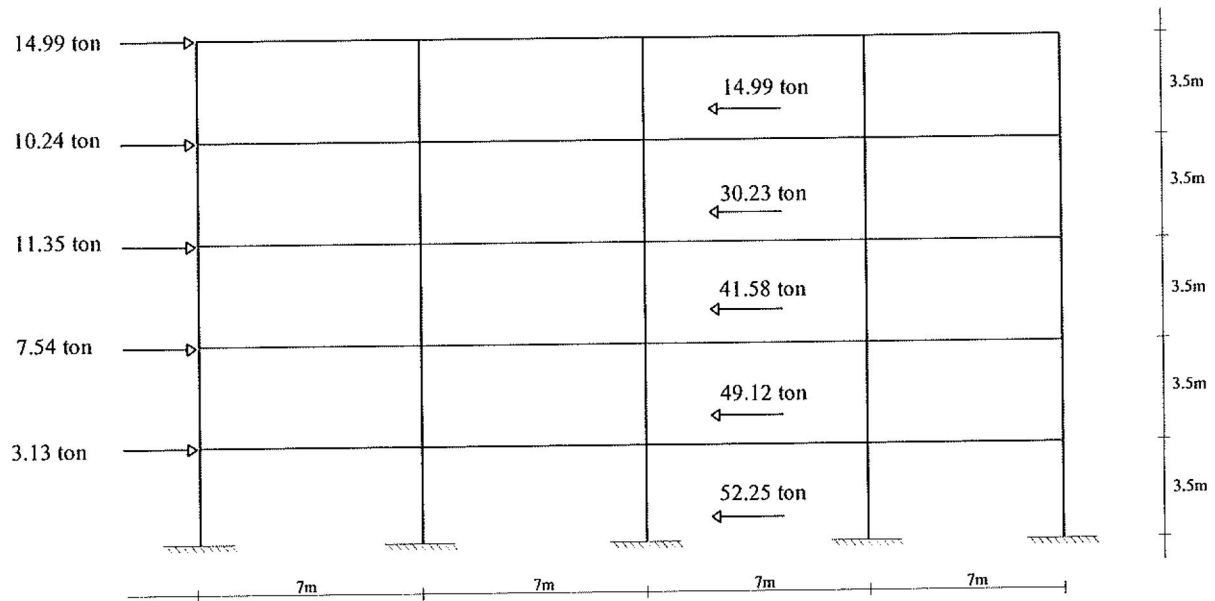
Cargas sísmicas que le corresponden al marco I del edificio tipo A.



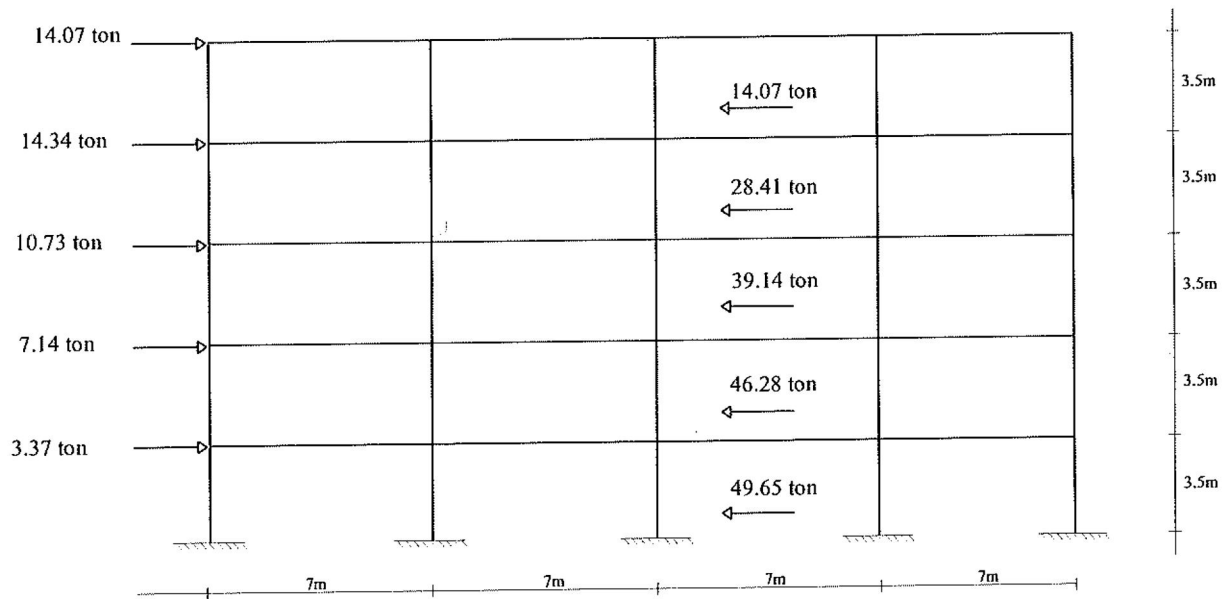
Cargas sísmicas que le corresponden al marco A del edificio tipo A.



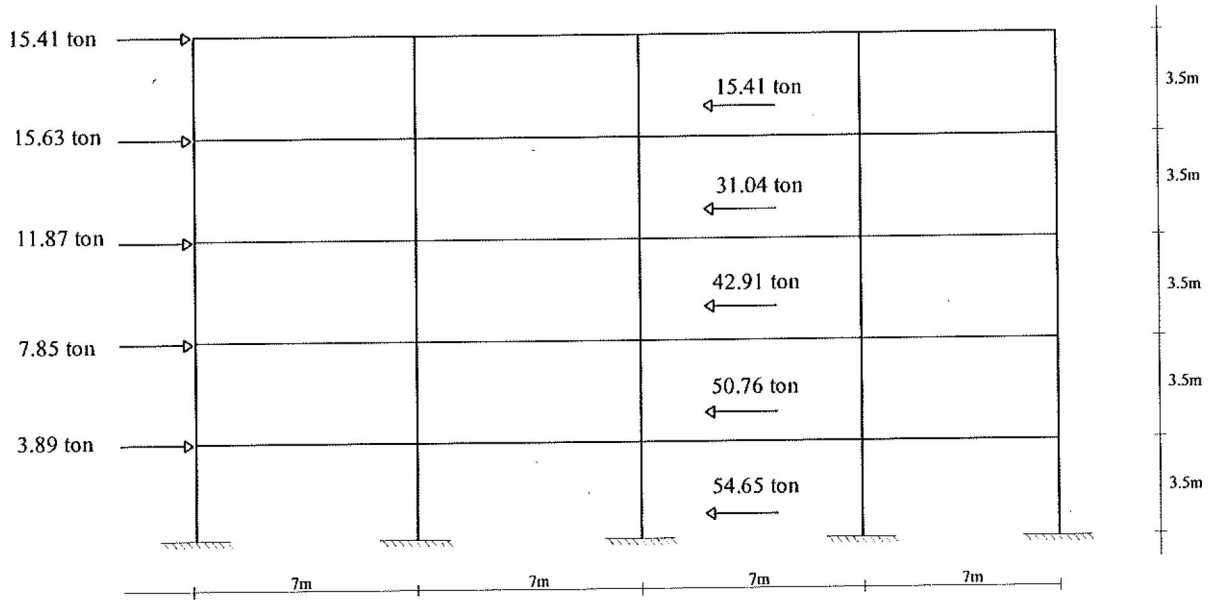
Cargas sísmicas que le corresponden al marco B del edificio tipo A.



Cargas sísmicas que le corresponden al marco C del edificio tipo A.



Cargas sísmicas que le corresponden al marco D del edificio tipo A.



CAPÍTULO V
EDIFICIO TIPO B

EDIFICIO TIPO B (CON MUROS SIMÉTRICOS), CARACTERÍSTICAS Y CÁLCULO DE SU RESPUESTA ESTRUCTURAL.

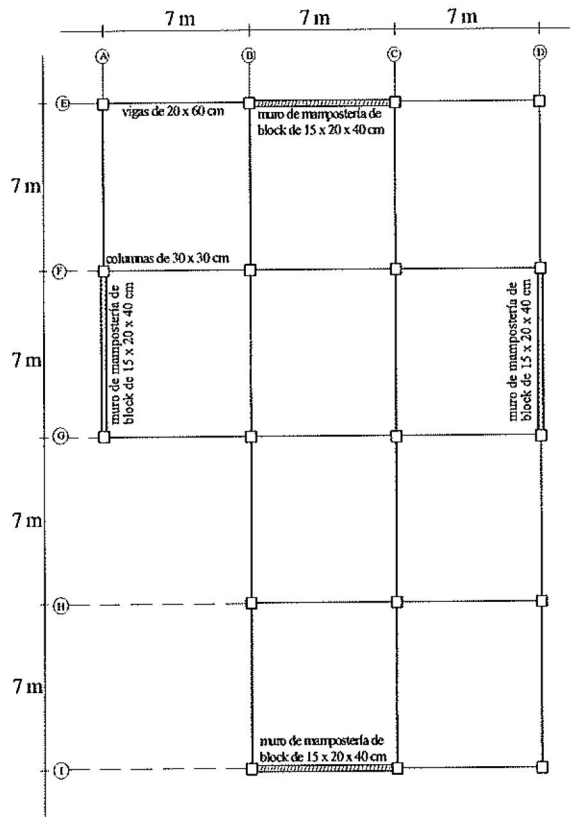


Figura 14. Planta del edificio tipo B.

Peso del edificio sin muros = 1958.5 ton (ya calculado en el edificio tipo A).
Peso del muro = $200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ ton/m}^2$.
Total de m^2 de muro por nivel = $(7\text{m})(3.5 \text{ m})(4 \text{ muros}) = 98 \text{ m}^2$.
Peso total del edificio = $1958.5 \text{ ton} + 0.2 \text{ ton / m}^2 (98 \text{ m}^2)(5 \text{ niveles}) = 2056.5 \text{ ton}$.
Factor de reducción por ductilidad = $Q = 2$ (de tabla 2)
Coeficiente sísmico $c = 0.3$ (de tabla 6)
 $T1 = 0.6$, $T2 = 1.2$, $\alpha = 0.12$ (de tabla 6)

Rigideces del edificio tipo B (con muros simétricos) obtenidas mediante el programa PAEM.

☞ Se propusieron cargas laterales de 10 toneladas actuando en los nodos de los marcos para la obtención de las rigideces.

Desplazamientos nodales del marco E.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	1.182 cm
3	2.278 cm
4	3.131 cm
5	3.734 cm
6	4.074 cm

Rigideces de entrepiso del marco E.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/1.182 \text{ cm} = 42301.18 \text{ kg/cm} = 42.3 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(2.278 - 1.182) \text{ cm} = 36496.35 \text{ kg/cm} = 36.496 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(3.131 - 2.278) \text{ cm} = 35169.98 \text{ kg/cm} = 35.17 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(3.734 - 3.131) \text{ cm} = 33167.49 \text{ kg/cm} = 33.167 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(4.074 - 3.734) \text{ cm} = 29411.764 \text{ kg/cm} = 29.41 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco F=G.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	3.467 cm
3	6.915 cm
4	9.532 cm
5	11.291 cm
6	12.197 cm

Rigideces de entrepiso del marco F=G.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/3.467 \text{ cm} = 14421.69 \text{ kg/cm} = 14.4217 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(6.915 - 3.467) \text{ cm} = 11600.93 \text{ kg/cm} = 11.6 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(9.532 - 6.915) \text{ cm} = 11463.5 \text{ kg/cm} = 11.463 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(11.291 - 9.532) \text{ cm} = 11370 \text{ kg/cm} = 11.37 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(12.197 - 11.291) \text{ cm} = 11037.5 \text{ kg/cm} = 11.03 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco H.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	4.733 cm

3	9.558 cm
4	13.231 cm
5	15.703 cm
6	16.984 cm

Rigideces de entrepiso del marco H.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/4.733 \text{ cm} = 10564.12 \text{ kg/cm} = 10.564 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(9.558 - 4.733) \text{ cm} = 8290.15 \text{ kg/cm} = 8.29 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(13.231 - 9.558) \text{ cm} = 8167.71 \text{ kg/cm} = 8.167 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(15.703 - 13.231) \text{ cm} = 8090.61 \text{ kg/cm} = 8.09 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(16.984 - 15.703) \text{ cm} = 7806.4 \text{ kg/cm} = 7.806 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco I.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	1.29 cm
3	2.521 cm
4	3.498 cm
5	4.206 cm
6	4.634 cm

Rigideces de entrepiso del marco I.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/1.29 \text{ cm} = 38759.69 \text{ kg/cm} = 38.76 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(2.521 - 1.29) \text{ cm} = 32493.9 \text{ kg/cm} = 32.49 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(3.498 - 2.521) \text{ cm} = 30706.24 \text{ kg/cm} = 30.706 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(4.206 - 3.498) \text{ cm} = 28248.58 \text{ kg/cm} = 28.248 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(4.634 - 4.206) \text{ cm} = 23364.486 \text{ kg/cm} = 23.36 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco A.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	1.309 cm
3	2.534 cm
4	3.502 cm
5	4.202 cm
6	4.619 cm

Rigideces de entrepiso del marco A.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/1.309 \text{ cm} = 38197 \text{ kg/cm} = 38.197 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(2.534 - 1.309) \text{ cm} = 32653 \text{ kg/cm} = 32.65 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg} / (3.502 - 2.534) \text{ cm} = 30991.73 \text{ kg/cm} = 30.991 \text{ ton/cm.}$

Entrepiso 4 $R_4=20000 \text{ kg}/(4.202 - 3.502) \text{ cm} = 28571.42 \text{ kg/cm} = 28.571 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 5 $R_5=10000 \text{ kg}/(4.619 - 4.202) \text{ cm} = 23980.81 \text{ kg/cm} = 23.98 \text{ ton/cm}$.

Desplazamientos nodales del marco B=C.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	2.747 cm
3	5.434 cm
4	7.469 cm
5	8.834 cm
6	9.534 cm

Rigideces de entrepiso del marco B=C.

Entrepiso 1 $R_1=50000 \text{ kg}/2.747 \text{ cm} = 18201.67 \text{ kg/cm} = 18.2016 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 2 $R_2=40000 \text{ kg}/(5.434 - 2.747) \text{ cm} = 14886.49 \text{ kg/cm} = 14.886 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 3 $R_3=30000 \text{ kg}/(7.469 - 5.434) \text{ cm} = 14742 \text{ kg/cm} = 14.742 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 4 $R_4=20000 \text{ kg}/(8.834 - 7.469) \text{ cm} = 14652 \text{ kg/cm} = 14.652 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 5 $R_5=10000 \text{ kg}/(9.534 - 8.834) \text{ cm} = 14285.71 \text{ kg/cm} = 14.286 \text{ ton/cm}$.

Desplazamientos nodales del marco D.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	1.083 cm
3	2.091 cm
4	2.874 cm
5	3.426 cm
6	3.737 cm

Rigideces de entrepiso del marco D.

Entrepiso 1 $R_1=50000 \text{ kg}/1.083 \text{ cm} = 46168 \text{ kg/cm} = 46.168 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 2 $R_2=40000 \text{ kg}/(2.091 - 1.083) \text{ cm} = 39682.54 \text{ kg/cm} = 39.68 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 3 $R_3=30000 \text{ kg}/(2.874 - 2.091) \text{ cm} = 38314.17 \text{ kg/cm} = 38.314 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 4 $R_4=20000 \text{ kg}/(3.426 - 2.874) \text{ cm} = 36231.88 \text{ kg/cm} = 36.23 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 5 $R_5=10000 \text{ kg}/(3.737) \text{ cm} = 32154.34 \text{ kg/cm} = 32.154 \text{ ton/cm}$.

Rigideces totales por entrepiso.

Eje X (marcos E,F,G,H,I).

Entrepiso 1 = $42.3 + 2(14.4217) + 10.564 + 38.76 = 120.467 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 2 = $36.496 + 2(11.6) + 8.29 + 32.49 = 100.476 \text{ ton/cm}$.
 Entrepiso 3 = $35.17 + 2(11.463) + 8.167 + 30.706 = 96.969 \text{ ton/cm}$.

Importancia de la disposición de muros en edificios

Entrepiso 4 = $33.167 + 2(11.37) + 8.09 + 28.248 =$	92.245 ton/cm.
Entrepiso 5 = $29.411 + 2(11.037) + 7.806 + 23.364 =$	82.655 ton/cm.

Rigideces totales por entrepiso. Eje Y (marcos A,B,C,D).

Entrepiso 1 = $38.197 + 2(18.2016) + 46.168 =$	120.768 ton/cm.
Entrepiso 2 = $32.653 + 2(14.886) + 39.68 =$	102.105 ton/cm.
Entrepiso 3 = $30.991 + 2(14.742) + 38.314 =$	98.789 ton/cm.
Entrepiso 4 = $28.5714 + 2(14.652) + 36.231 =$	94.106 ton/cm.
Entrepiso 5 = $23.9808 + 2(14.286) + 32.154 =$	84.706 ton/cm.

Cortantes de Entrepiso considerando el Periodo Fundamental de la Estructura

edificio con muros simetricos

Peso total del Edificio (Suma de los pesos de los entrepisos) = **2056.5** Ton.

Factor de reducción por Ductilidad (Q) = **2**

Coefficiente Sismico (c) = **0.3** T1 = **0.6** T2 = **1.2** α = **0.12**

Cortante Basal (Vs) = **308.5** Ton.

Nivel	Entrepiso	hi(m)	Wi(Ton)	Wihi	Fi(Ton)	Vi(Ton)	D i r e c c i o n X					D i r e c c i o n Y					
							Kix(Ton/cm)	Vi/Kix	xi(cm)	Wixi ²	Fixi	Kiy(Ton/cm)	Vi/Kiy	yi(cm)	Wiyi ²	Fiyi	
5		17.5	340.74	5963.0	87.7				10.88	40322	954.01			10.72	39135.2	939.86	
	5					87.7	82.66	1.06				84.706	1.04				
4		14	428.9	6004.6	88.3				9.82	41337	866.97			9.68	40202.6	854.99	
	4					176.0	92.25	1.91				94.106	1.87				
3		10.50	428.9	4503.5	66.2				7.91	26830.1	523.85			7.81	26170.1	517.37	
	3					242.2	96.969	2.50				98.789	2.45				
2		7.00	428.9	3002.3	44.2				5.41	12558.0	238.93			5.36	12318.5	236.64	
	2					286.4	100.48	2.85				102.105	2.80				
1		3.50	428.9	1501.2	22.1				2.56	2812.29	56.53			2.55	2798.29	56.39	
	1					308.5	120.467	2.56				120.768	2.55				
			Σ	2056.3	20974.5							Σ	123859	2640.29			
							Periodo fundamental (T) = 1.374 Periodo factorizado (T) = 1.030 c' = 0.300 Vx = 308.475 Ton					Periodo fundamental (T) = 1.365 Periodo factorizado (T) = 1.024 c' = 0.300 Vy = 308.475 Ton					
Nivel	Entrepiso	Fi	Vix	Nivel	Entrepiso	Fi	Viy										
5		87.70		5		87.70											
	5		87.70		5		87.70										
4		88.31		4		88.31											
	4		176.01		4		176.01										
3		66.23		3		66.23											
	3		242.24		3		242.24										
2		44.16		2		44.16											
	2		286.40		2		286.40										
1		22.08		1		22.08											
	1		308.48		1		308.48										

Distribucion de la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio tipo B (con muros simétricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.82	15.42
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **308.48** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	42.3	28	1184.40	13.36444	565.32	7555.13	915.84	710.72	108.32	19.35	15.02	132.18	53.32	
F	14.4217	21	302.86	6.364443	91.79	584.17	915.84	710.72	36.93	3.14	2.44	40.80	14.46	
G	14.4217	14	201.90	-0.63556	-9.17	5.83	621.76	710.72	36.93	0.21	0.24	37.22	11.39	
H	10.564	7	73.95	-7.63556	-80.66	615.90	621.76	710.72	27.05	13.14	2.14	40.83	14.20	
I	38.76	0	0.00	-14.6356	-567.27	8302.37	621.76	710.72	99.25	13.14	15.07	116.91	48.79	
Σ	120.4674		Σ 1763.11			Σ 17063.4								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
14.63556	0.784443	2.97	915.84
		-2.02	-621.76

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **308.48** Ton.

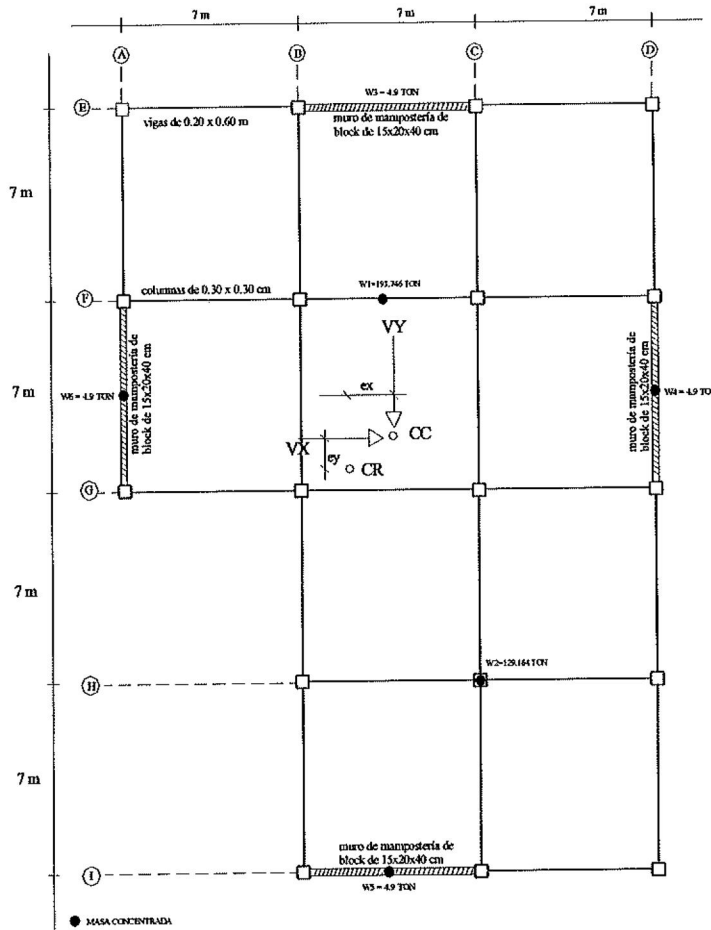
													Rige	
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	38.197	0	0.00	-11.19	-427.54	4785.5	454.4	915.84	97.57	7.26	14.64	109.22	46.09	
B	18.2016	7	127.41	-4.19	-76.32	320.0	454.4	915.84	46.49	1.30	2.61	48.57	16.95	
C	18.2016	14	254.82	2.81	51.09	143.4	710.72	915.84	46.49	1.36	1.75	48.37	16.10	
D	46.168	21	969.53	9.81	452.77	4440.3	710.72	915.84	117.93	12.03	15.50	134.61	54.49	
Σ	120.7682		Σ 1351.76			Σ 9689.2								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.19	0.63	2.30	710.72
		-1.47	-454.40

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el primer entrepiso.



→ Dirección X

↑ Dirección Y

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	4.9	10.5	51.45	4.9	28	137.2
W4	4.9	21	102.9	4.9	17.5	85.75
W5	4.9	10.5	51.45	4.9	0	0
W6	4.9	0	0	4.9	17.5	85.75
Σ =	342.51	Σ =	4048.43	342.51	Σ =	5281.514

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.82 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.42 \text{ m}$$

CC (11.82 m , 15.42 m)

CR (11.19 m , 14.63 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el segundo entrepiso del edificio tipo B (con muros simétricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.82	15.42
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **286.4** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	36.496	28	1021.89	13.21121	482.16	6369.87	762.52	642.90	104.03	16.18	13.64	124.30	49.71	
F	11.6	21	243.60	6.211215	72.05	447.52	762.52	642.90	33.07	2.42	2.04	36.09	12.68	
G	11.6	14	162.40	-0.78879	-9.15	7.22	621.14	642.90	33.07	0.25	0.26	33.39	10.25	
H	8.29	7	58.03	-7.78879	-64.57	502.91	621.14	642.90	23.63	13.18	1.83	37.36	12.87	
I	32.49	0	0.00	-14.7888	-480.49	7105.83	621.14	642.90	92.61	13.18	13.60	109.87	45.33	
Σ	100.476		Σ 1485.92			Σ 14433.4								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
14.78879	0.631215	2.66	762.52
		-2.17	-621.14

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **286.4** Ton.

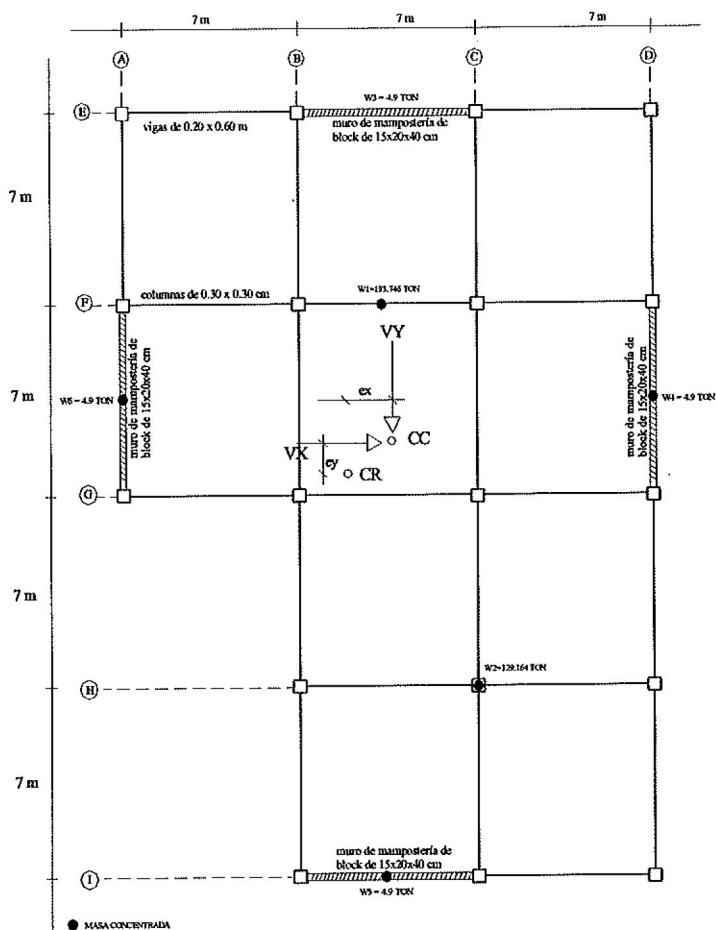
													Rige	
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	32.653	0	0.00	-11.22	-366.45	4112.6	430.35	762.52	91.59	6.94	12.30	102.22	41.86	
B	14.886	7	104.20	-4.22	-62.86	265.4	430.35	762.52	41.75	1.19	2.11	43.58	14.99	
C	14.886	14	208.40	2.78	41.34	114.8	642.9	762.52	41.75	1.17	1.39	43.34	14.26	
D	39.68	21	833.28	9.78	387.97	3793.3	642.9	762.52	111.30	10.98	13.02	126.19	49.70	
Σ	102.105		Σ 1145.89			Σ 8286.1								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.22	0.60	2.24	642.90
		-1.50	-430.35

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el segundo entrepiso.



→ Dirección X
↑ Dirección Y

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	4.9	10.5	51.45	4.9	28	137.2
W4	4.9	21	102.9	4.9	17.5	85.75
W5	4.9	10.5	51.45	4.9	0	0
W6	4.9	0	0	4.9	17.5	85.75
Σ =	342.51	Σ =	4048.43	342.51	Σ =	5281.514

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.82 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.42 \text{ m}$$

CC (11.82 m , 15.420 m)

CR (11.22 m , 14.788 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el tercer entrepiso del edificio tipo B (con muros simetricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.82	15.42
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **242.24** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	35.17	28	984.76	13.11757	461.35	6051.73	599.58	516.78	87.86	12.72	10.97	103.87	41.14	
F	11.463	21	240.72	6.117574	70.13	429.00	599.58	516.78	28.64	1.93	1.67	31.07	10.84	
G	11.463	14	160.48	-0.88243	-10.12	8.93	548.05	516.78	28.64	0.25	0.24	28.96	8.91	
H	8.167	7	57.17	-7.88243	-64.38	507.44	548.05	516.78	20.40	11.63	1.53	32.49	11.14	
I	30.706	0	0.00	-14.8824	-456.98	6800.97	548.05	516.78	76.71	11.63	10.86	91.60	37.36	
Σ	96.969		Σ 1443.13			Σ 13798.1								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
14.88243	0.537574	2.48	599.58
		-2.26	-548.05

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **242.24** Ton.

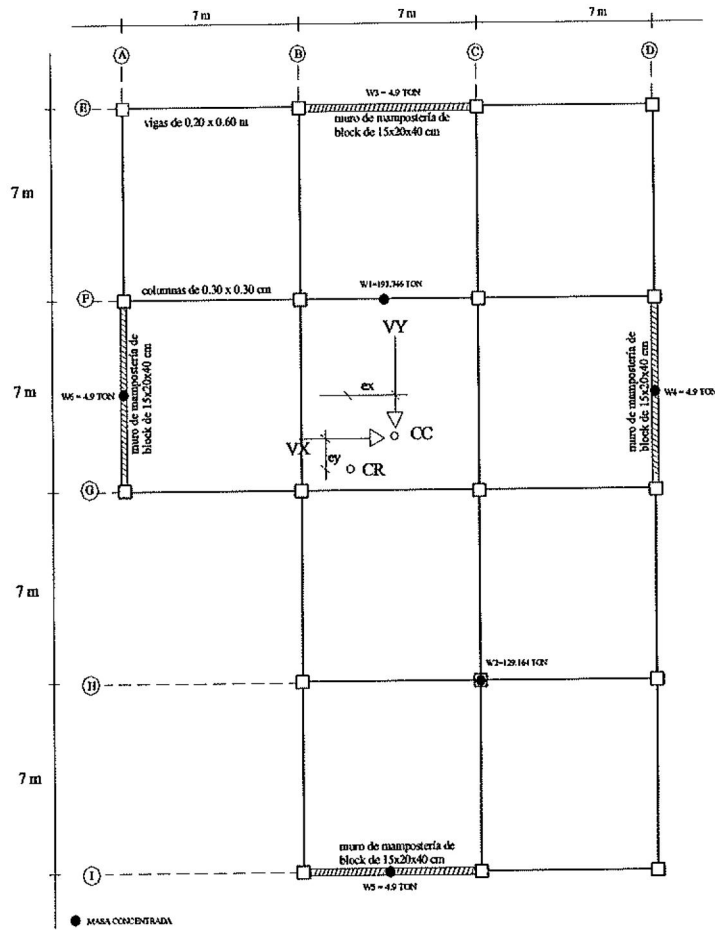
													Rige	
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	30.991	0	0.00	-11.28	-349.53	3942.1	377.49	599.58	75.99	6.07	9.64	84.95	34.26	
B	14.742	7	103.19	-4.28	-63.07	269.8	377.49	599.58	36.15	1.10	1.74	37.77	12.91	
C	14.742	14	206.39	2.72	40.12	109.2	516.78	599.58	36.15	0.95	1.11	37.43	12.24	
D	38.314	21	804.59	9.72	372.48	3621.1	516.78	599.58	93.95	8.85	10.27	105.89	41.11	
Σ	98.789		Σ 1114.18			Σ 7942.2								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.28	0.54	2.13	516.78
		-1.56	-377.49

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el tercer entrepiso.



→ Dirección X

↑ Dirección Y

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	4.9	10.5	51.45	4.9	28	137.2
W4	4.9	21	102.9	4.9	17.5	85.75
W5	4.9	10.5	51.45	4.9	0	0
W6	4.9	0	0	4.9	17.5	85.75
Σ =	342.51	Σ =	4048.43	342.51	Σ =	5281.514

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.82 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.42 \text{ m}$$

CC (11.82 m , 15.42 m)

CR (11.28 m , 14.88 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el cuarto entrepiso del edificio tipo B (con muros simétricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.82	15.42
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso 176.01 Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	33.167	28	928.68	13.00454	431.32	5609.14	395.86	348.63	63.28	8.40	7.40	73.90	28.90	
F	11.37	21	238.77	6.004542	68.27	409.94	395.86	348.63	21.69	1.33	1.17	23.38	8.08	
G	11.37	14	159.18	-0.99546	-11.32	11.27	418.10	348.63	21.69	0.23	0.19	21.99	6.77	
H	8.09	7	56.63	-7.99546	-64.68	517.17	418.10	348.63	15.44	8.87	1.11	24.64	8.40	
I	28.248	0	0.00	-14.9955	-423.59	6351.95	418.10	348.63	53.90	8.87	7.26	64.95	26.09	
Σ	92.245		Σ 1383.26			Σ 12899.5								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
14.99546	0.424542	2.25	395.86
		-2.38	-418.10

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso 176.01 Ton.

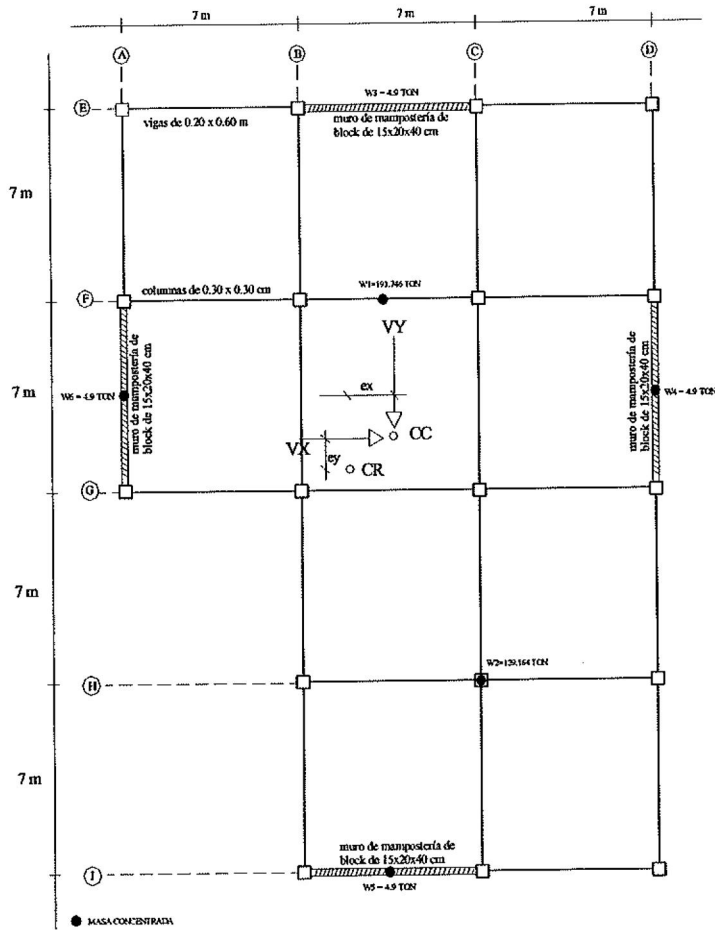
													Rige	
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	28.5714	0	0.00	-11.35	-324.42	3683.6	287.71	418.10	53.44	4.59	6.67	60.03	24.08	
B	14.652	7	102.56	-4.35	-63.80	277.8	287.71	418.10	27.40	0.90	1.31	28.70	9.80	
C	14.652	14	205.13	2.65	38.76	102.5	348.63	418.10	27.40	0.66	0.80	28.31	9.22	
D	36.231	21	760.85	9.65	349.46	3370.7	348.63	418.10	67.76	5.99	7.19	75.91	29.31	
Σ	94.1064		1068.54			Σ 7434.7								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.35	0.47	1.98	348.63
		-1.63	-287.71

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el cuarto entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	4.9	10.5	51.45	4.9	28	137.2
W4	4.9	21	102.9	4.9	17.5	85.75
W5	4.9	10.5	51.45	4.9	0	0
W6	4.9	0	0	4.9	17.5	85.75
Σ =	342.51	Σ =	4048.43	342.51	Σ =	5281.514

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.82 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.42 \text{ m}$$

CC (11.82 m , 15.42 m)

CR (11.35 m , 14.99 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el quinto entrepiso del edificio tipo B (con muros simétricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	11.82	15.42
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso 87.7 Ton.

Rige

Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2
E	29.411	28	823.51	12.70214	373.58	4745.30	144.2	157.26	31.21	3.06	3.34	35.27	13.62
F	11.037	21	231.78	5.702135	62.93	358.86	122.20	157.26	11.71	0.44	0.56	12.32	4.21
G	11.037	14	154.52	-1.29786	-14.32	18.59	234.85	157.26	11.71	0.19	0.13	11.94	3.70
H	7.806	7	54.64	-8.29786	-64.77	537.48	234.85	157.26	8.28	4.99	0.58	13.45	4.56
I	23.364	0	0.00	-15.2979	-357.42	5467.75	234.85	157.26	24.79	4.99	3.20	30.74	12.13
Σ	82.655		Σ 1264.45			Σ 11128.0							

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.29786	0.122135	1.64	144.20
		-2.68	-234.85

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso 87.7 Ton.

Rige

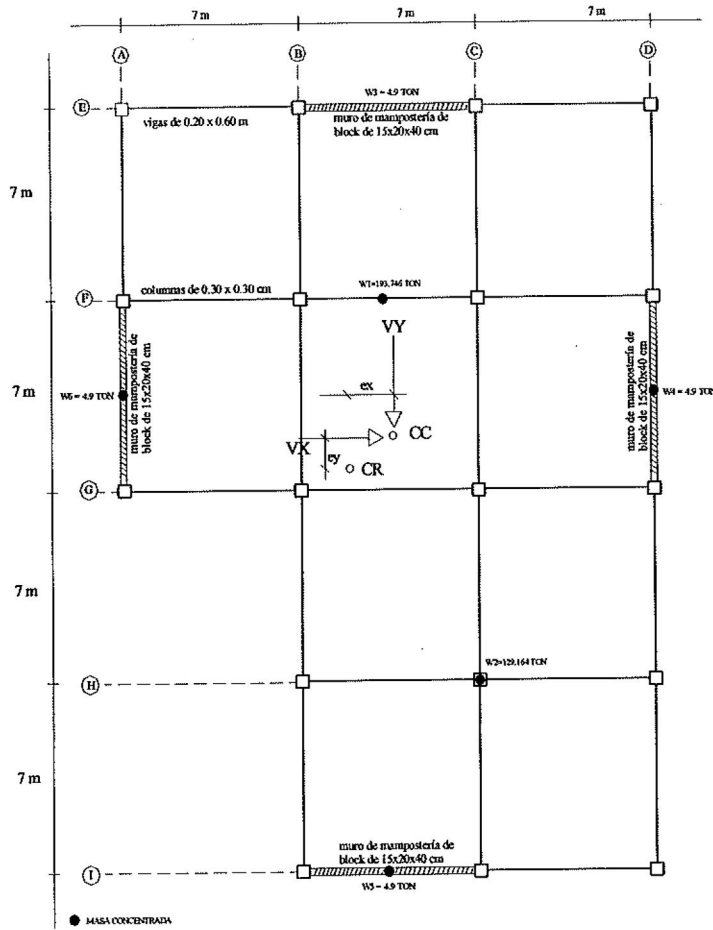
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2
A	23.9808	0	0.00	-11.51	-276.09	3178.7	157.26	234.85	24.83	2.47	3.69	28.40	11.88
B	14.286	7	100.00	-4.51	-64.47	291.0	157.26	234.85	14.79	0.58	0.86	15.63	5.47
C	14.286	14	200.00	2.49	35.53	88.4	145.91	234.85	14.79	0.29	0.47	15.23	5.00
D	32.154	21	675.23	9.49	305.04	2893.9	145.91	234.85	33.29	2.53	4.08	37.04	14.82
Σ	84.7068		975.24			Σ 6451.9							

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
11.51	0.31	1.66	145.91
		-1.79	-157.26

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el quinto entrepiso.



→ Dirección X

↑ Dirección Y

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	4.9	10.5	51.45	4.9	28	137.2
W4	4.9	21	102.9	4.9	17.5	85.75
W5	4.9	10.5	51.45	4.9	0	0
W6	4.9	0	0	4.9	17.5	85.75
Σ =	342.51	Σ =	4048.43	342.51	Σ =	5281.514

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 11.82 \text{ m}$$

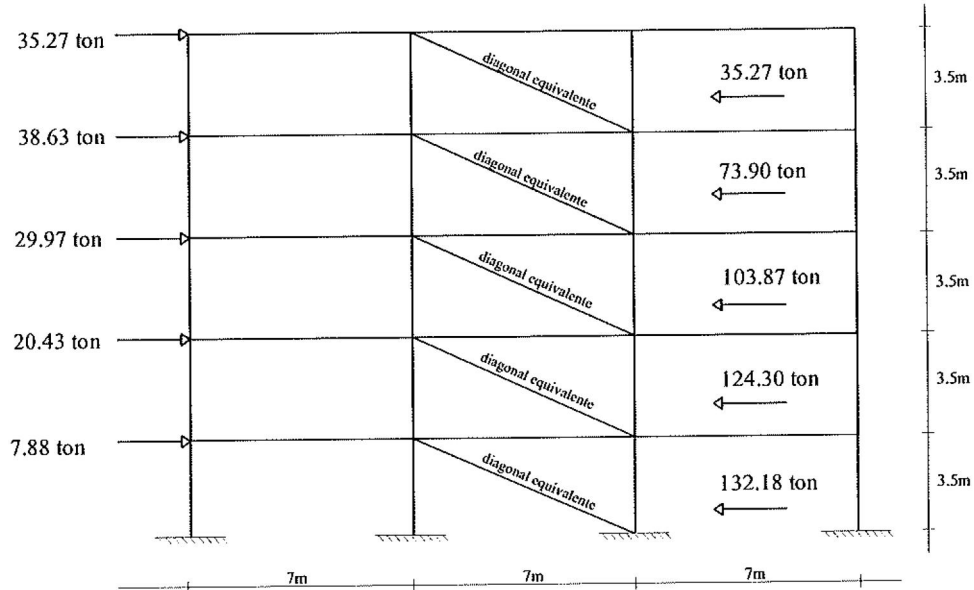
$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.42 \text{ m}$$

CC (11.82 m , 15.42 m)

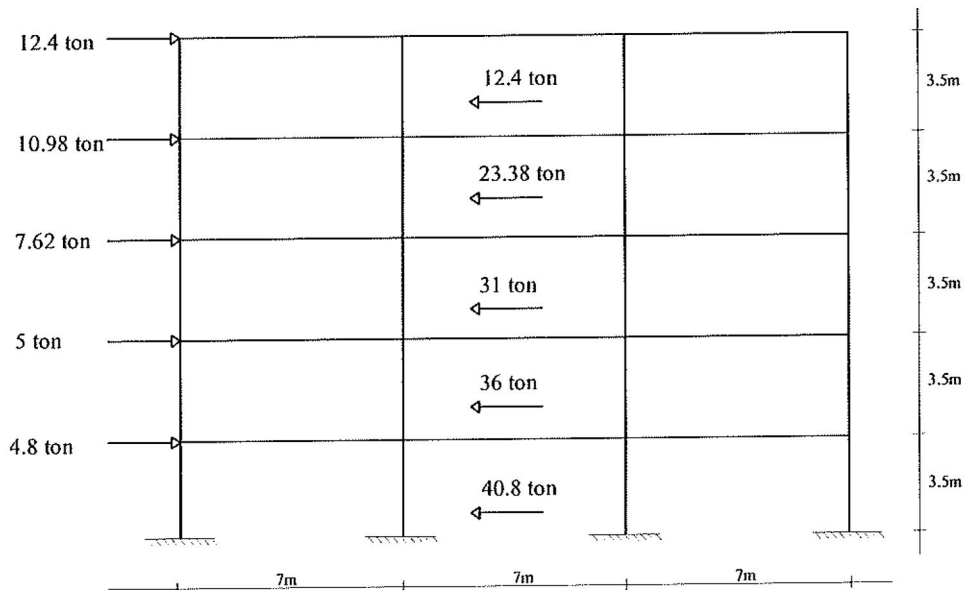
CR (11.51 m , 15.29 m)

V.I-ACCIONES SÍSMICAS EN EDIFICIO TIPO B.

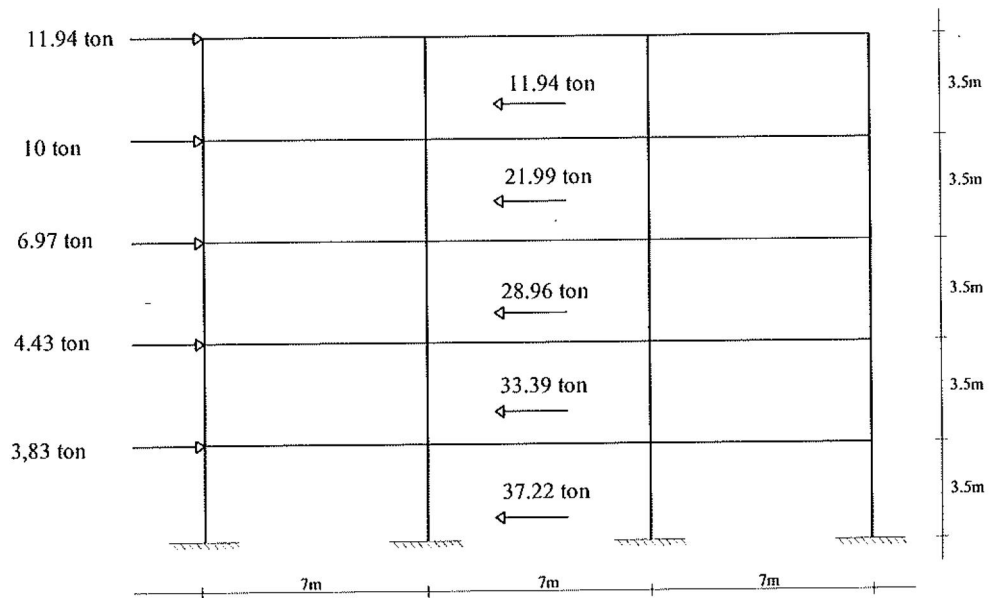
Cargas sísmicas que le corresponden al marco E del edificio tipo B



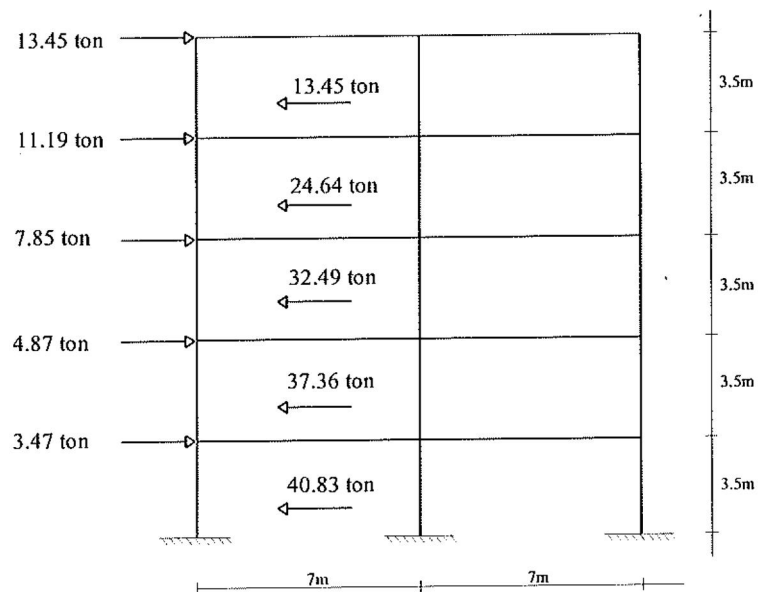
Cargas sísmicas que le corresponden al marco F del edificio tipo B



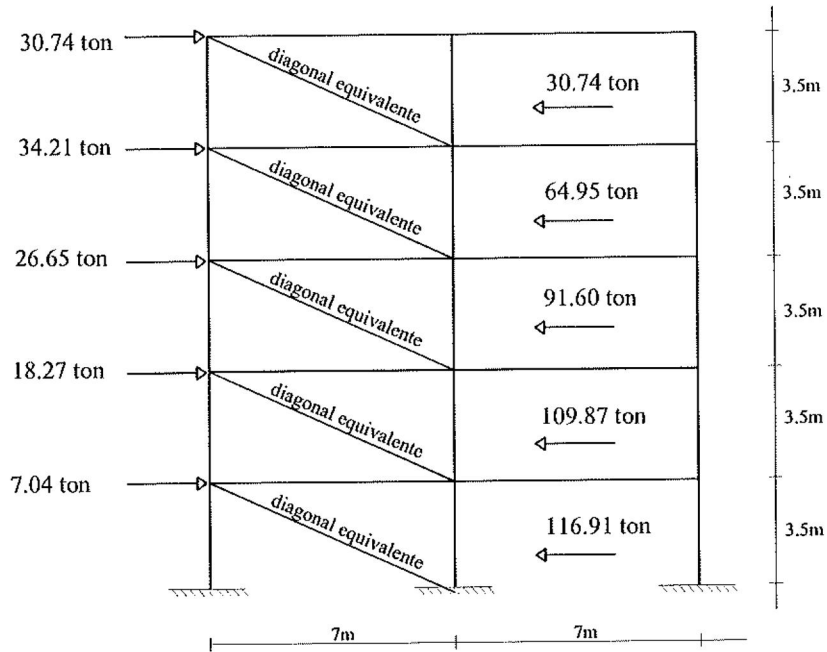
Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo B



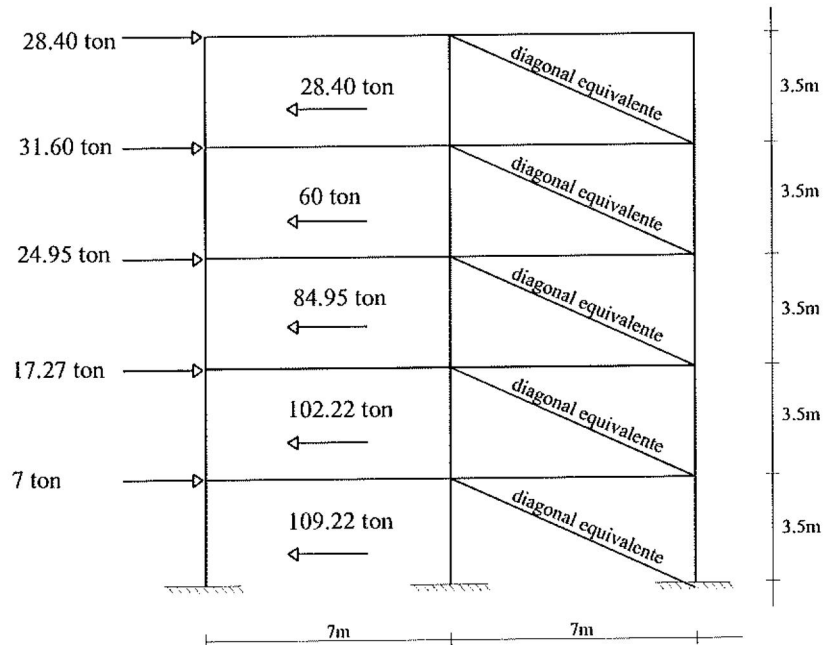
Cargas sísmicas que le corresponden al marco H del edificio tipo B



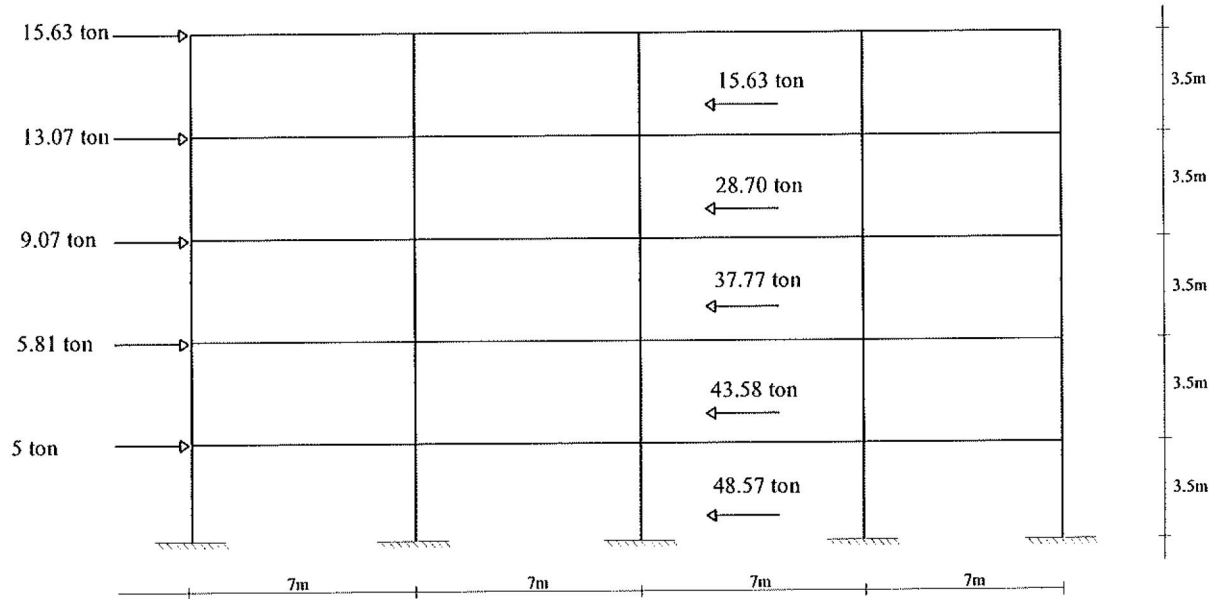
Cargas sísmicas que le corresponden al marco I del edificio tipo B



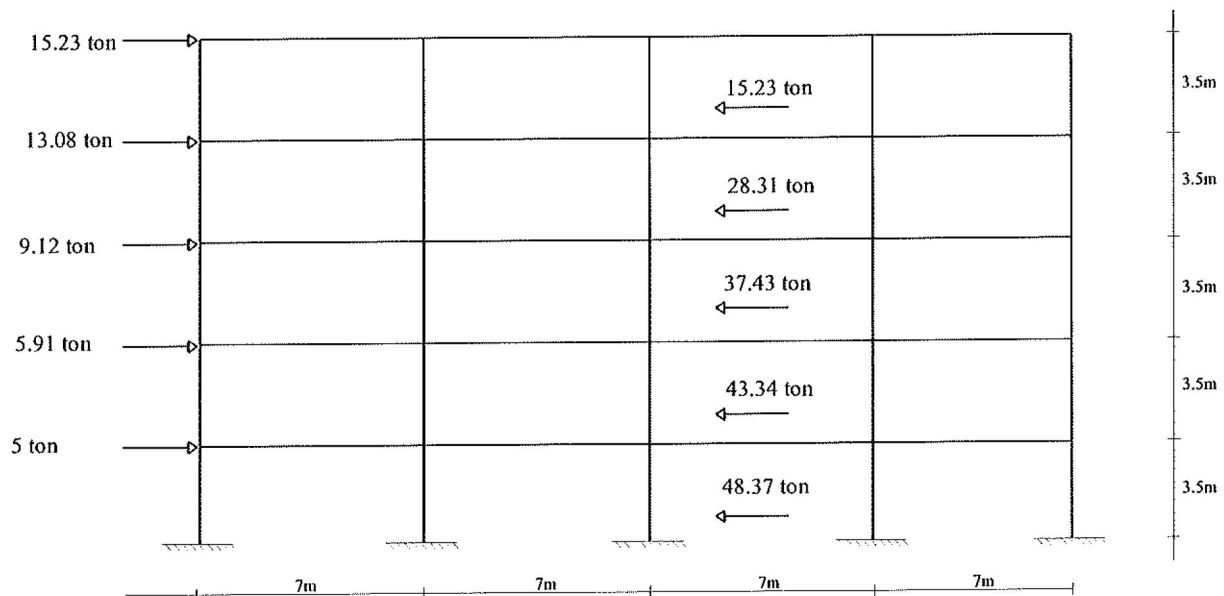
Cargas sísmicas que le corresponden al marco A del edificio tipo B



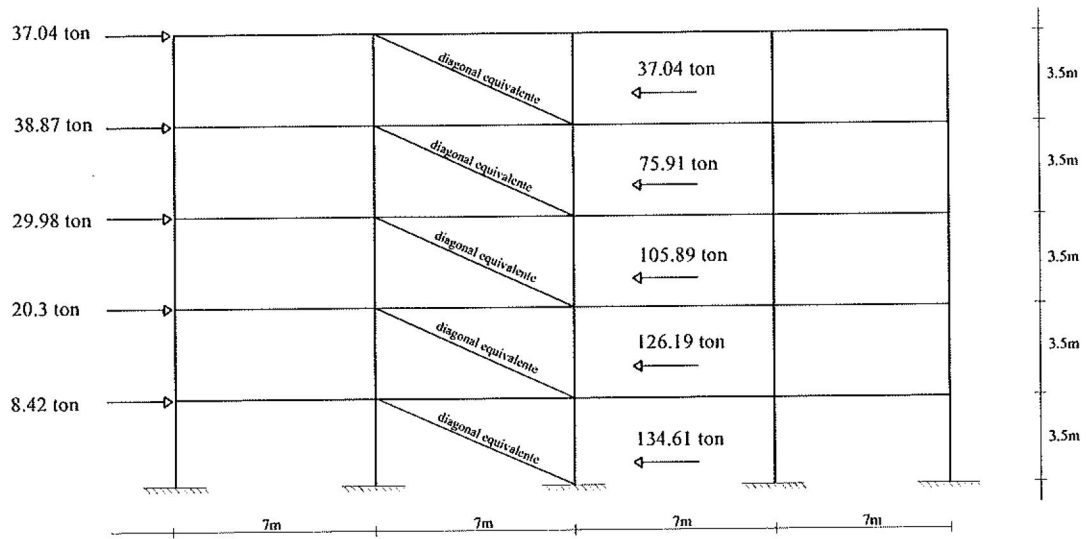
Cargas sísmicas que le corresponden al marco B del edificio tipo B



Cargas sísmicas que le corresponden al marco C del edificio tipo B



Cargas sísmicas que le corresponden al marco D del edificio tipo B



CAPITULO VI
EDIFICIO TIPO C

EDIFICIO TIPO C (CON MUROS ASIMÉTRICOS), CARACTERÍSTICAS Y CÁLCULO DE SU RESPUESTA ESTRUCTURAL.

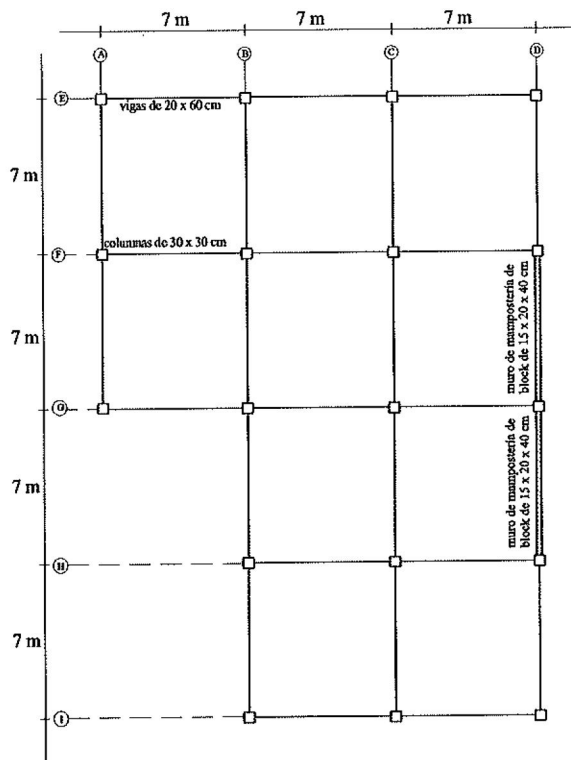


Figura 15. Planta del edificio tipo C.

Peso del edificio sin muros = 1958.5 ton (ya calculado en el edificio tipo A).

Peso del muro = $200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ ton/m}^2$.

Total de m^2 de muro por nivel = $(7\text{m})(3.5 \text{ m})(2 \text{ muros}) = 49 \text{ m}^2$.

Peso total del edificio = $1958.5 \text{ ton} + 0.2 \text{ ton/m}^2 (49 \text{ m}^2)(5 \text{ niveles}) = 2007.5 \text{ ton}$.

Factor de reducción por ductilidad = $Q = 2$ (de tabla 2)

Coefficiente sísmico $c = 0.3$ (de tabla 6)

$T1 = 0.6$, $T2 = 1.2$, $\alpha = 0.12$ (de tabla 6)

Rigideces del edificio tipo C (con muros asimétricos) obtenidas mediante el programa PAEM.

☞ Se propusieron cargas laterales de 10 toneladas actuando en los nodos de los marcos para la obtención de las rigideces.

Desplazamientos nodales del marco E=F=G.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	3.467 cm
3	6.915 cm
4	9.532 cm
5	11.291 cm
6	12.197 cm

Rigideces de entrepiso del marco E=F=G.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/3.467 \text{ cm} = 14421.69 \text{ kg/cm} = 14.4217 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(6.915 - 3.467) \text{ cm} = 11600.93 \text{ kg/cm} = 11.6 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(9.532 - 6.915) \text{ cm} = 11463.5 \text{ kg/cm} = 11.463 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(11.291 - 9.532) \text{ cm} = 11370 \text{ kg/cm} = 11.37 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(12.197 - 11.291) \text{ cm} = 11037.5 \text{ kg/cm} = 11.03 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco H=I=A.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	4.733 cm
3	9.558 cm
4	13.231 cm
5	15.703 cm
6	16.984 cm

Rigideces de entrepiso del marco H=I=A.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/4.733 \text{ cm} = 10564.12 \text{ kg/cm} = 10.564 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(9.558 - 4.733) \text{ cm} = 8290.15 \text{ kg/cm} = 8.29 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(13.231 - 9.558) \text{ cm} = 8167.71 \text{ kg/cm} = 8.167 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(15.703 - 13.231) \text{ cm} = 8090.61 \text{ kg/cm} = 8.09 \text{ ton/cm.}$
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(16.984 - 15.703) \text{ cm} = 7806.4 \text{ kg/cm} = 7.806 \text{ ton/cm.}$

Desplazamientos nodales del marco B=C.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	2.747 cm

3	5.434 cm
4	7.469 cm
5	8.834 cm
6	9.534 cm

Rigideces de entrepiso del marco B=C.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/2.747 \text{ cm} = 18201.67 \text{ kg/cm} =$	18.2016 ton/cm.
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(5.434 - 2.747) \text{ cm} = 14886.49 \text{ kg/cm} =$	14.886 ton/cm.
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(7.469 - 5.434) \text{ cm} = 14742 \text{ kg/cm} =$	14.742 ton/cm.
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(8.834 - 7.469) \text{ cm} = 14652 \text{ kg/cm} =$	14.652 ton/cm.
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(9.534 - 8.834) \text{ cm} = 14285.71 \text{ kg/cm} =$	14.286 ton/cm.

Desplazamientos nodales del marco D.

Nodo	Desplazamiento lateral
1	0 cm
2	0.592 cm
3	1.191 cm
4	1.638 cm
5	2.085 cm
6	2.273 cm

Rigideces de entrepiso del marco D.

Entrepiso 1	$R1=50000 \text{ kg}/0.592 \text{ cm} = 84459.46 \text{ kg/cm} =$	84.46 ton/cm.
Entrepiso 2	$R2=40000 \text{ kg}/(1.191 - 0.592) \text{ cm} = 66777.96 \text{ kg/cm} =$	66.77 ton/cm.
Entrepiso 3	$R3=30000 \text{ kg}/(1.638 - 1.191) \text{ cm} = 66114 \text{ kg/cm} =$	67.114 ton/cm.
Entrepiso 4	$R4=20000 \text{ kg}/(2.085 - 1.638) \text{ cm} = 44742.73 \text{ kg/cm} =$	44.74 ton/cm.
Entrepiso 5	$R5=10000 \text{ kg}/(2.273 - 2.085) \text{ cm} = 53191.49 \text{ kg/cm} =$	53.19 ton/cm.

Rigideces totales por entrepiso.

Eje X (marcos E,F,G,H,I).

Entrepiso 1	$= 3(14.4217) + 2(10.564) =$	64.393 ton/cm.
Entrepiso 2	$= 3(11.6) + 2(8.29) =$	51.38 ton/cm.
Entrepiso 3	$= 3(11.463) + 2(8.167) =$	50.723 ton/cm.
Entrepiso 4	$= 3(11.37) + 2(8.09) =$	50.29 ton/cm.
Entrepiso 5	$= 3(11.037) + 2(7.806) =$	48.723 ton/cm.

Rigideces totales por entrepiso.

Eje Y (marcos A,B,C,D).

Entrepiso 1	$= 10.564 + 2(18.2016) + 84.46 = 65.1688$	ton / cm.
Entrepiso 2	$= 8.29 + 2(14.886) + 66.77 = 104.832$	ton / cm.
Entrepiso 3	$= 8.167 + 2(14.742) + 67.114 = 104.765$	ton / cm.

Importancia de la disposición de muros en edificios

Entrepiso 4 = $8.09 + 2(14.652) + 44.742 = 82.136$ ton/cm.
Entrepiso 5 = $7.806 + 2(14.286) + 53.19 = 89.568$ ton/cm.

Cortantes de Entrepiso considerando el Periodo Fundamental de la Estructura

edificio con muros asimétricos

Peso total del Edificio (Suma de los pesos de los entrepisos) = **2007.5** Ton.

Factor de reducción por Ductilidad (Q) = **2**

Coefficiente Sismico (c) = **0.3** T1 = **0.6** T2 = **1.2** α = **0.12**

§

Cortante Basal (Vs) = **301.1** Ton.

							D i r e c c i o n X					D i r e c c i o n Y				
Nivel	Entrepiso	hi(m)	Wi(Ton)	Wihi	Fi(Ton)	Vi(Ton)	Kix(Ton/cm)	Vi/Kix	xi(cm)	Wixi ²	Fixi	Kiy(Ton/cm)	Vi/Kiy	yi(cm)	Wiyi ²	Fiyi
5		17.5	330.9	5790.8	85.2				19.94	131539	1699.31			10.25	34795	873.98
	5					85.2	48.72	1.75				89.568	0.95			
4		14	419.1	5867.4	86.4				18.19	138649	1570.73			9.30	36270.1	803.37
	4					171.6	50.29	3.41				82.136	2.09			
3		10.50	419.1	4400.6	64.8				14.78	91510.4	957.06			7.21	21809.3	467.22
	3					236.4	50.723	4.66				104.765	2.26			
2		7.00	419.1	2933.7	43.2				10.12	42895.7	436.84			4.96	10301.0	214.07
	2					279.5	51.38	5.44				104.832	2.67			
1		3.50	419.1	1466.9	21.6				4.68	9165.03	100.96			2.29	2200.09	49.47
	1					301.1	64.393	4.68				131.4272	2.29			
		Σ	2007.3	20459.3					Σ	413760	4764.90			Σ	105375	2408.12
							Periodo fundamental (T) = 1.869 Periodo factorizado (T) = 1.402 $c' = 0.257$ Vx = 257.736 Ton					Periodo fundamental (T) = 1.327 Periodo factorizado (T) = 0.995 $c' = 0.300$ Vy = 301.125 Ton				
Nivel	Entrepiso	Fi	Vix	Nivel	Entrepiso	Fi	Viy									
5		72.95		5		85.23										
	5		72.95		5		85.23									
4		73.91		4		86.36										
	4		146.86		4		171.59									
3		55.44		3		64.77										
	3		202.30		3		236.36									
2		36.96		2		43.18										
	2		239.26		2		279.54									
1		18.48		1		21.59										
	1		257.74		1		301.13									

Distribución de la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio tipo C (con muros asimétricos)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	12.17	15.36
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **257.74** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	14.4217	28	403.81	12.74192	183.76	2341.46	413.37	2865.98	57.72	6.15	42.61	76.65	61.77	
F	14.4217	21	302.86	5.74192	82.81	475.48	413.37	2865.98	57.72	2.77	19.20	66.25	37.35	
G	14.4217	14	201.90	-1.25808	-18.14	22.83	695.40	2865.98	57.72	1.02	4.21	60.01	21.83	
H	10.564	7	73.95	-8.25808	-87.24	720.42	695.40	2865.98	42.28	10.34	20.23	58.69	36.01	
I	10.564	0	0.00	-15.2581	-161.19	2459.39	695.40	2865.98	42.28	10.34	37.37	63.83	53.16	
Σ	64.3931		982.52				6019.58							

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.25808	0.10192	1.60	413.37
		-2.70	-695.40

Dirección Y

Cortante de entrepiso **301.13** Ton.

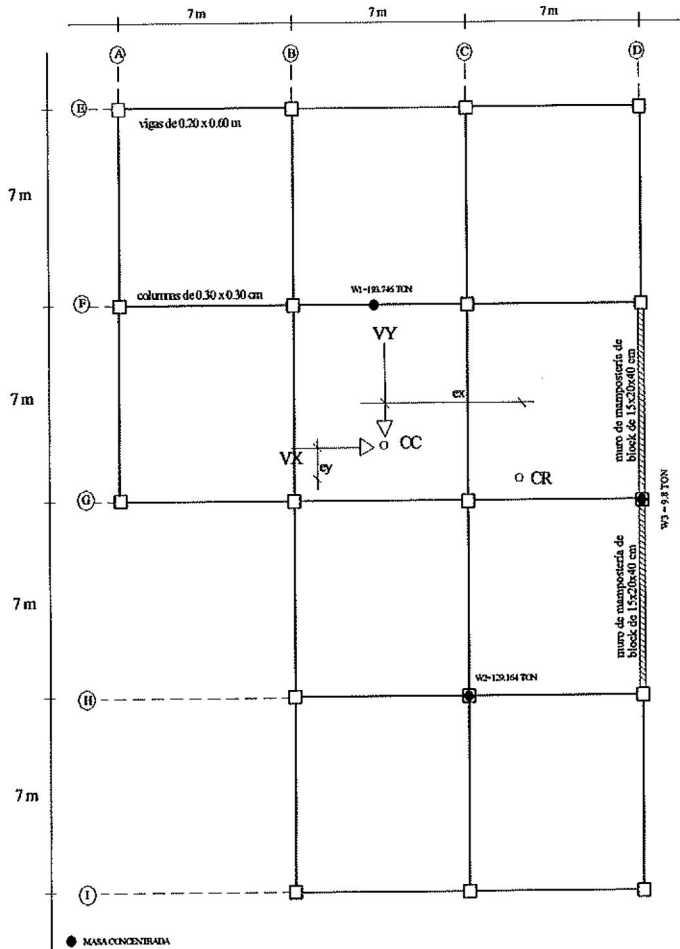
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	10.564	0	0.00	-16.40	-173.29	2842.6	2865.98	695.40	24.20	40.18	9.75	67.31	29.06	
B	18.2016	7	127.41	-9.40	-171.16	1609.6	2865.98	695.40	41.70	39.68	9.63	84.28	34.05	
C	18.2016	14	254.82	-2.40	-43.75	105.2	2865.98	695.40	41.70	10.14	2.46	52.59	18.02	
D	84.46	21	1773.66	4.60	388.20	1784.3	0	695.40	193.52	0.00	21.84	200.07	79.89	
Σ	131.4272		2155.89				6341.6							

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
16.40	-4.23	-9.52	-2865.98
		-2.13	-642.52

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el primer entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W3	9.8	21	205.8	9.8	14	137.3
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
Σ =	332.71	Σ =	4048.45	332.71	Σ =	5110

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 12.168 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.36 \text{ m}$$

CC (12.168 m , 15.36 m)

CR (16.40 m , 15.25 m)

Distribución de la fuerza cortante en el segundo entrepiso del edificio tipo C (con muros asimétricos)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	12.17	15.36
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **239.26** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	11.6	28	324.80	12.64714	146.71	1855.42	338.38	2634.59	54.02	5.05	39.35	70.88	57.07	
F	11.6	21	243.60	5.647139	65.51	369.93	338.38	2634.59	54.02	2.26	17.57	61.55	34.45	
G	11.6	14	162.40	-1.35286	-15.69	21.23	668.22	2634.59	54.02	1.07	4.21	56.35	20.73	
H	8.29	7	58.03	-8.35286	-69.25	578.40	668.22	2634.59	38.60	9.98	18.57	54.16	33.15	
I	8.29	0	0.00	-15.3529	-127.28	1954.04	668.22	2634.59	38.60	9.98	34.14	58.83	48.71	
Σ	51.38		788.83											

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.35286	0.007139	1.41	338.38
		-2.79	-668.22

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **279.54** Ton.

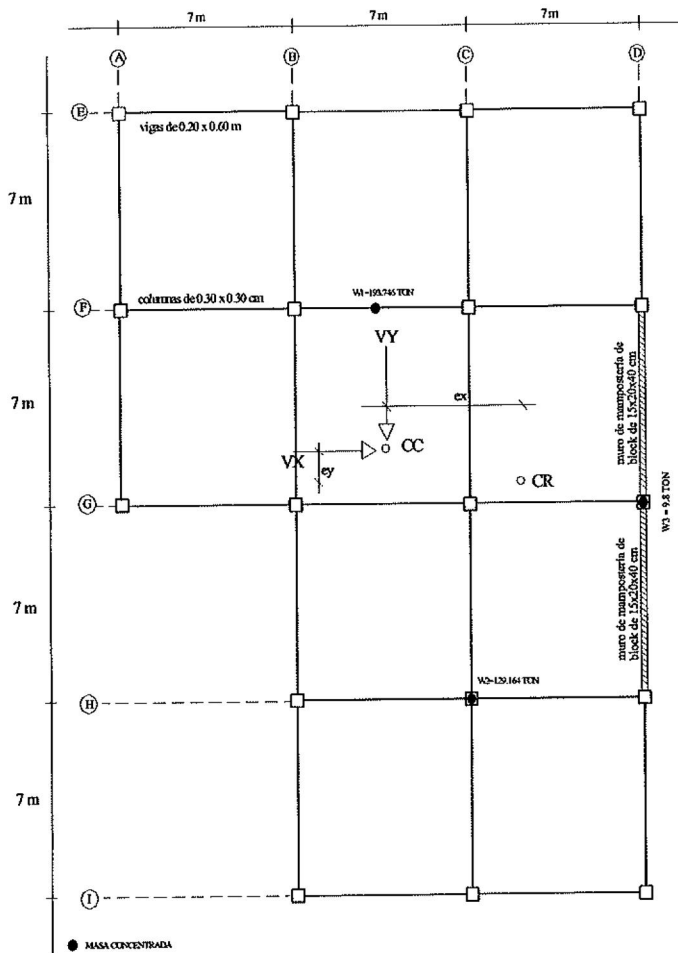
													Rige	
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	8.29	0	0.00	-16.36	-135.60	2218.1	2634.59	668.22	22.11	36.37	9.23	61.24	26.77	
B	14.886	7	104.20	-9.36	-139.29	1303.4	2634.59	668.22	39.69	37.36	9.48	79.90	32.59	
C	14.886	14	208.40	-2.36	-35.09	82.7	2634.59	668.22	39.69	9.41	2.39	49.82	17.12	
D	66.77	21	1402.17	4.64	309.99	1439.2	0	668.22	178.05	0.00	21.09	184.37	74.50	
Σ	104.832		1714.78											

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
16.36	-4.19	-9.42	-2634.59
		-2.09	-583.50

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el segundo entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	9.8	21	205.8	9.8	14	137.3
Σ =	332.71	Σ =	4048.45	332.71	Σ =	5110

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 12.168 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.36 \text{ m}$$

CC (12.168 m , 15.36 m)

CR (16.360 m , 15.35 m)

Distribucion de la fuerza cortante en el tercer entrepiso del edificio tipo C (con muros asimetricos).

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	12.17	15.36
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **202.3** Ton.

													Rige	
Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	V1	V2	
E	11.463	28	320.96	12.63541	144.84	1830.11	565.51	2251.53	45.72	8.43	33.55	64.21	49.80	
F	11.463	21	240.72	5.635412	64.60	364.04	565.51	2251.53	45.72	3.76	14.96	53.97	29.81	
G	11.463	14	160.48	-1.36459	-15.64	21.35	285.08	2251.53	45.72	0.46	3.62	47.26	17.48	
H	8.167	7	57.17	-8.36459	-68.31	571.42	285.08	2251.53	32.57	4.25	15.83	41.57	26.87	
I	8.167	0	0.00	-15.3646	-125.48	1927.99	285.08	2251.53	32.57	4.25	29.07	45.54	40.12	
Σ	50.723		779.34			4714.90								

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.36459	-0.00459	-1.41	-285.08
		2.80	565.51

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Dirección Y

Cortante de entrepiso **236.36** Ton.

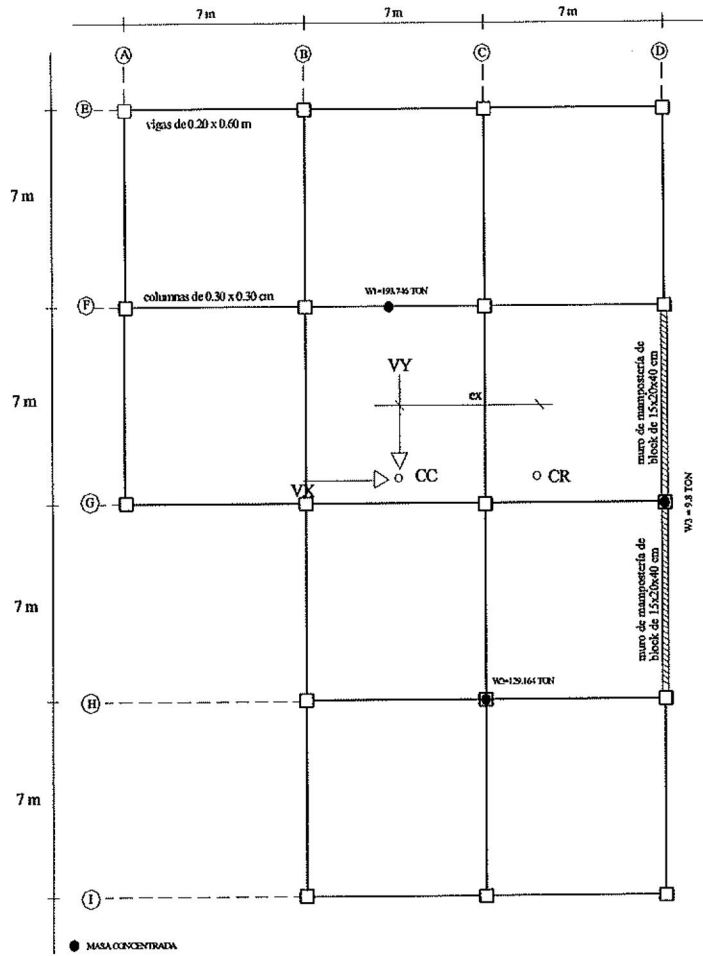
													Rige	
Eje	R	Xi	Rxi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	V1	V2	
A	8.167	0	0.00	-16.41	-134.00	2198.7	2251.53	565.51	18.43	31.04	7.80	51.81	22.64	
B	14.742	7	103.19	-9.41	-138.69	1304.8	2251.53	565.51	33.26	32.13	8.07	67.81	27.69	
C	14.742	14	206.39	-2.41	-35.50	85.5	2251.53	565.51	33.26	8.22	2.07	42.10	14.51	
D	67.114	21	1409.39	4.59	308.19	1415.2	0	565.51	151.42	0.00	17.93	156.80	63.36	
Σ	104.765		1718.98			5004.2								

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
16.41	-4.24	-9.53	-2251.53
		-2.14	-505.32

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el tercer entrepiso.



→ *Dirección X*
↑ *Dirección Y*

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	9.8	21	205.8	9.8	14	137.3
Σ =	332.71	Σ =	4048.45	332.71	Σ =	5110

$$X = \frac{\Sigma WX}{\Sigma W} = 12.168 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma WY}{\Sigma W} = 15.36 \text{ m}$$

CC (12.168 m , 15.36 m)

CR (16.410 m , 15.36 m)

Distribución de la fuerza cortante en el cuarto entrepiso del edificio tipo C (con muros asimétricos)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	12.17	15.36
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **146.86** Ton.

Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	M _{Tx}	M _{Ty(max)}	V _D	V _{Tx}	V _{Ty}	Rige	
												V ₁	V ₂
E	11.37	28	318.36	12.63034	143.61	1813.81	409.79	1215.02	33.20	6.50	19.27	45.48	31.18
F	11.37	21	238.77	5.630344	64.02	360.44	409.79	1215.02	33.20	2.90	8.59	38.68	19.42
G	11.37	14	159.18	-1.36966	-15.57	21.33	208.44	1215.02	33.20	0.36	2.09	34.19	12.16
H	8.09	7	56.63	-8.36966	-67.71	566.71	208.44	1215.02	23.62	3.31	9.09	29.66	17.17
I	8.09	0	0.00	-15.3697	-124.34	1911.07	208.44	1215.02	23.62	3.31	16.69	31.94	24.77
Σ	50.29		772.94			4673.36							

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	e_y calculada	e_y diseño	M_{Tx} = V_x(e_y)
15.36966	-0.00966	-1.42	-208.44
		2.79	409.79

Dirección Y

Cortante de entrepiso **171.59** Ton.

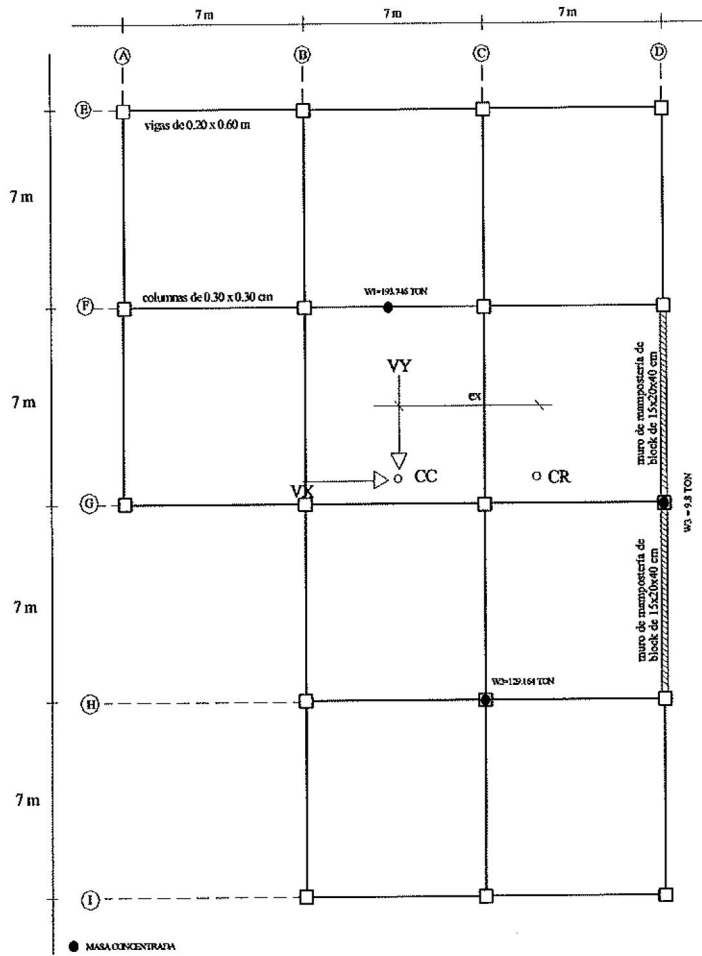
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	M _{Ty}	M _{Tx(max)}	V _D	V _{Ty}	V _{Tx}	Rige	
												V ₁	V ₂
A	8.09	0	0.00	-15.19	-122.85	1865.5	1215.02	409.79	16.90	16.49	5.56	35.06	15.58
B	14.652	7	102.56	-8.19	-119.93	981.7	1215.02	409.79	30.61	16.09	5.43	48.33	19.44
C	14.652	14	205.13	-1.19	-17.37	20.6	1215.02	409.79	30.61	2.33	0.79	33.18	10.67
D	44.742	21	939.58	5.81	260.15	1512.7	0	409.79	93.47	0.00	11.77	97.00	39.82
Σ	82.136		1247.27			4380.5							

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	e_x calculada	e_x diseño	M_{Ty} = V_y(e_x)
15.19	-3.02	-7.08	-1215.02
		-0.92	-157.09

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el cuarto entrepiso.



	→ Dirección X			↑ Dirección Y		
	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	9.8	21	205.8	9.8	14	137.3
Σ =	332.71	Σ =	4048.45	332.71	Σ =	5110

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 12.168 \text{ m}$$

$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.36 \text{ m}$$

CC (12.168 m , 15.36 m)

CR (15.190 m , 15.36 m)

Distribución de la fuerza cortante en el quinto entrepiso del edificio tipo C (con muros asimétricos)

	X	Y
Coordenadas (centro de Cortante)	12.17	15.36
Dimensiones máximas del piso	21	28.00

Dirección X

Cortante de entrepiso **72.95** Ton.

Eje	R	Yi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTx	MTy(max)	VD	VTx	VTy	Rige	
												V1	V2
E	11.037	28	309.04	12.60741	139.15	1754.30	201.88	712.07	16.53	3.10	10.93	22.91	16.82
F	11.037	21	231.78	5.607413	61.89	347.04	201.88	712.07	16.53	1.38	4.86	19.36	10.23
G	11.037	14	154.52	-1.39259	-15.37	21.40	106.88	712.07	16.53	0.18	1.21	17.07	6.22
H	7.806	7	54.64	-8.39259	-65.51	549.82	106.88	712.07	11.69	1.64	5.15	14.87	9.15
I	7.806	0	0.00	-15.3926	-120.15	1849.49	106.88	712.07	11.69	1.64	9.44	16.16	13.44
Σ	48.723		Σ 749.97			Σ 4522.05							

$$V_1 = V_D + V_{Tx} + 30\%V_{Ty}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Tx}) + V_{Ty}$$

Yr	ey calculada	ey diseño	MTx = Vx(ey)
15.39259	-0.03259	-1.47	-106.88
		2.77	201.88

Dirección Y

Cortante de entrepiso **85.23** Ton.

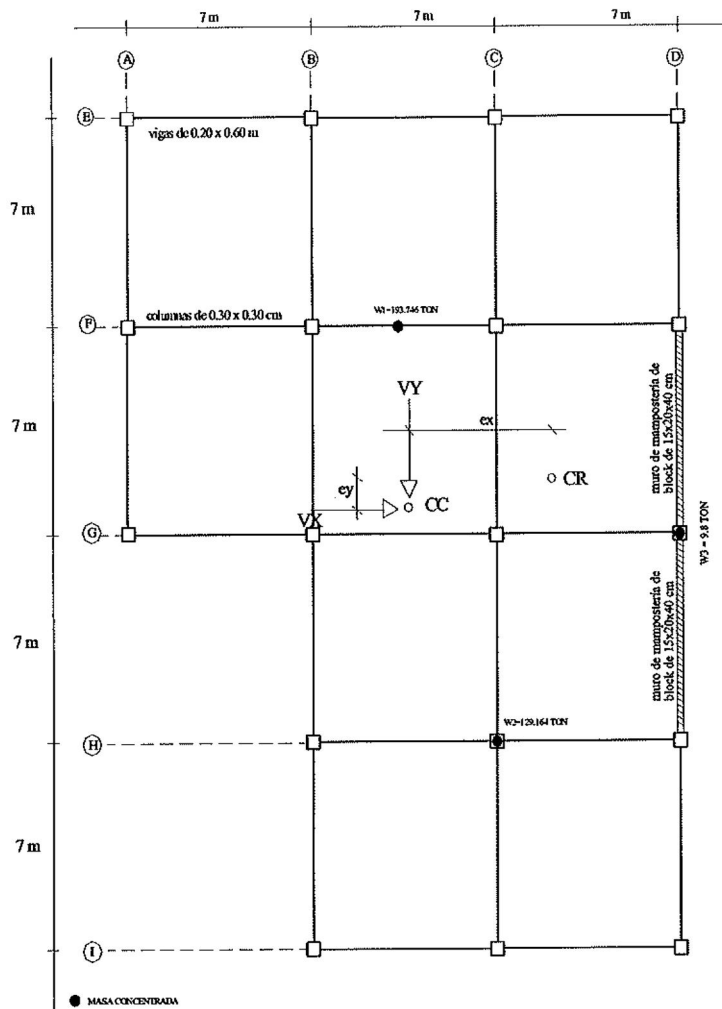
Eje	R	Xi	RYi	d	Rd	Rd ²	MTy	MTx(max)	VD	VTy	VTx	Rige	
												V1	V2
A	7.806	0	0.00	-15.82	-123.49	1953.7	132.31	201.88	7.43	1.80	2.75	10.06	5.52
B	14.286	7	100.00	-8.82	-126.01	1111.4	132.31	201.88	13.59	1.84	2.81	16.28	7.44
C	14.286	14	200.00	-1.82	-26.01	47.3	132.31	201.88	13.59	0.38	0.58	14.15	4.77
D	53.19	21	1116.99	5.18	275.51	1427.0	0	201.88	50.61	0.00	6.14	52.46	21.32
Σ	89.568		1417.00			Σ 4539.5							

$$V_1 = V_D + V_{Ty} + 30\%V_{Tx}$$

$$V_2 = 30\%(V_D + V_{Ty}) + V_{Tx}$$

Xr	ex calculada	ex diseño	MTy = Vy(ex)
15.82	-3.65	-8.35	-711.73
		-1.55	-132.14

Posición del centro de cortante y del centro de rigidez en el quinto entrepiso.



→
Dirección X

↑
Dirección Y

	W (ton)	X (m)	WX	W (ton)	Y (m)	WY
W1	193.746	10.5	2034.333	193.746	21	4068.666
W2	129.164	14	1808.296	129.164	7	904.148
W3	9.8	21	205.8	9.8	14	137.3
Σ =	332.71	Σ =	4048.45	332.71	Σ =	5110

$$X = \Sigma WX / \Sigma W = 12.168 \text{ m}$$

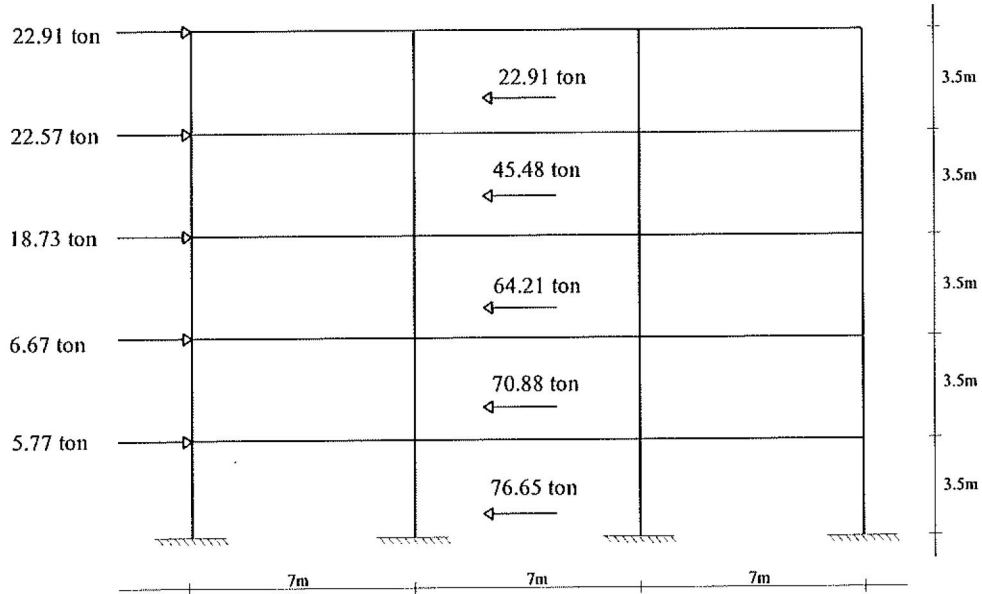
$$Y = \Sigma WY / \Sigma W = 15.36 \text{ m}$$

CC (12.168 m , 15.36 m)

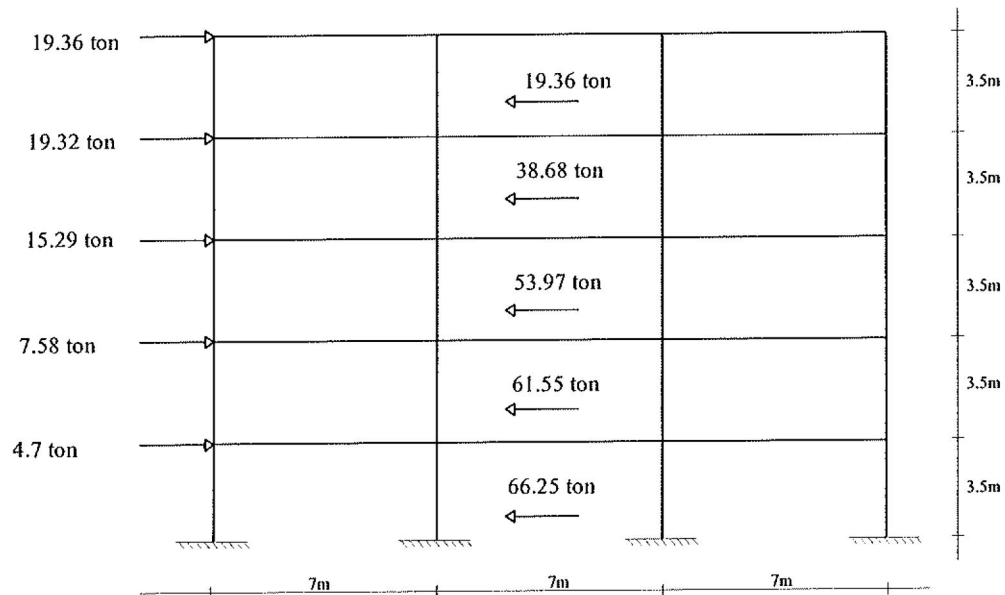
CR (15.820 m , 15.39 m)

VII-ACCIONES SÍSMICAS EN EDIFICIO TIPO C.

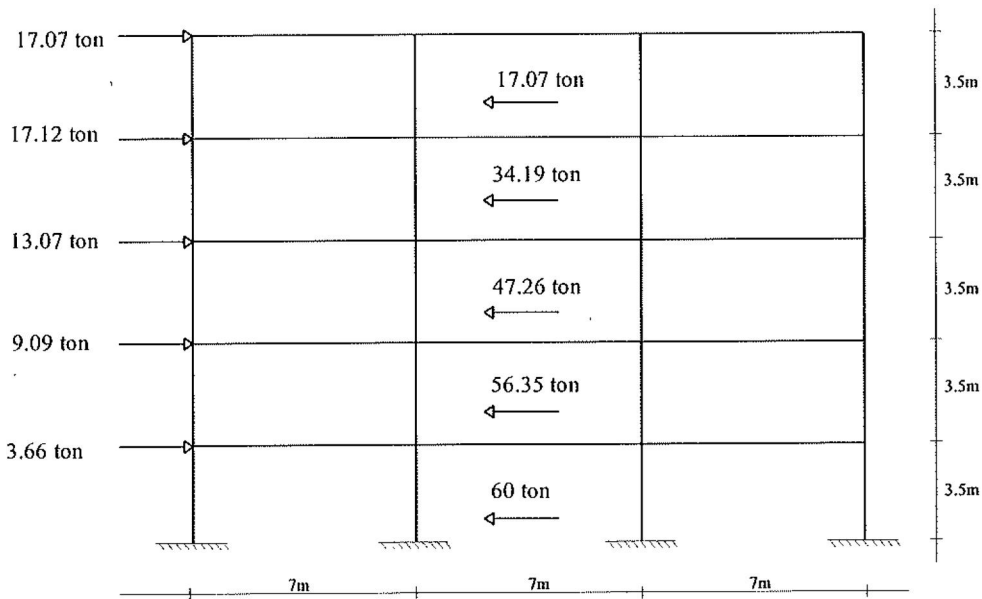
Cargas sísmicas que le corresponden al marco E del edificio tipo C



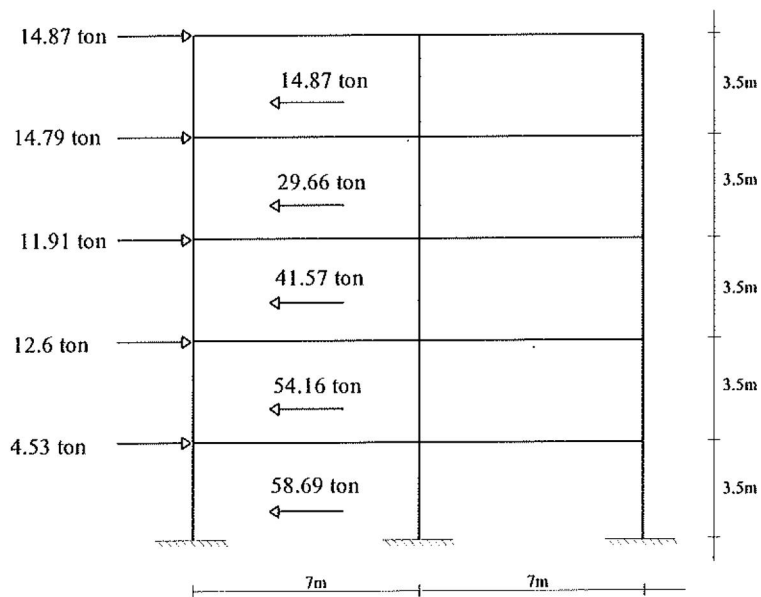
Cargas sísmicas que le corresponden al marco F del edificio tipo C



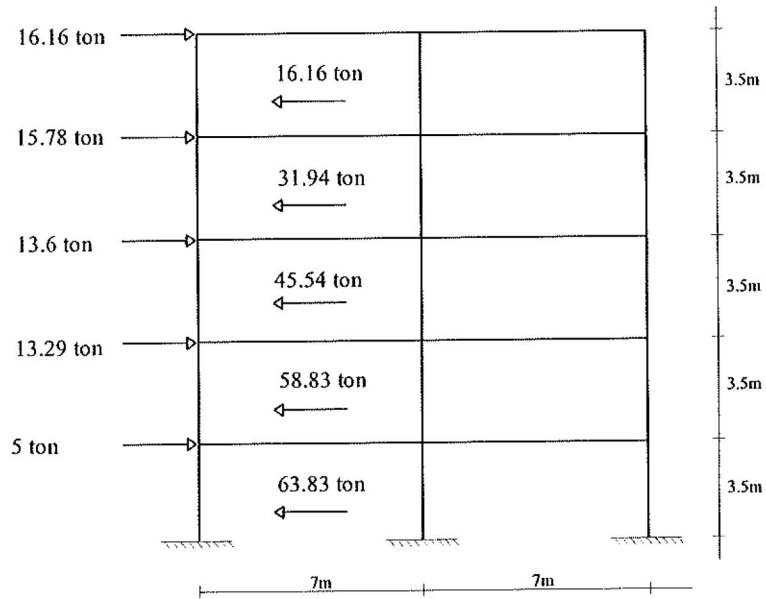
Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo C



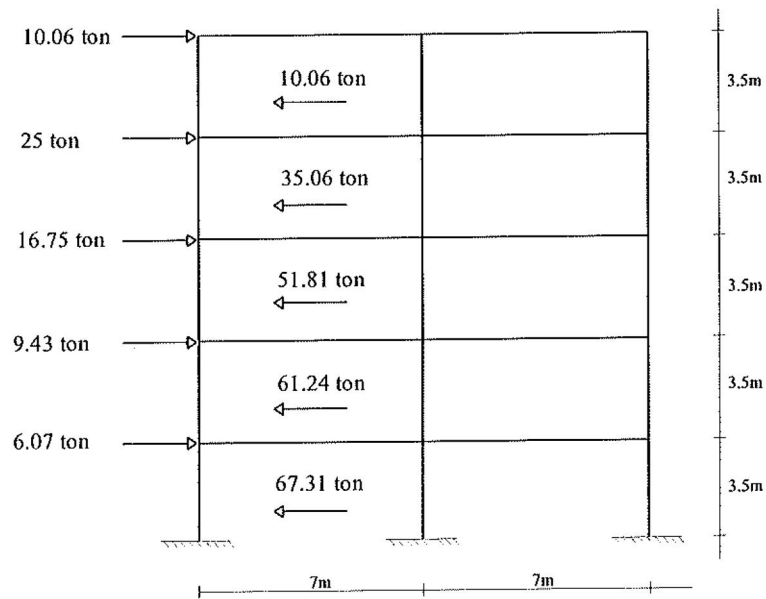
Cargas sísmicas que le corresponden al marco H del edificio tipo C



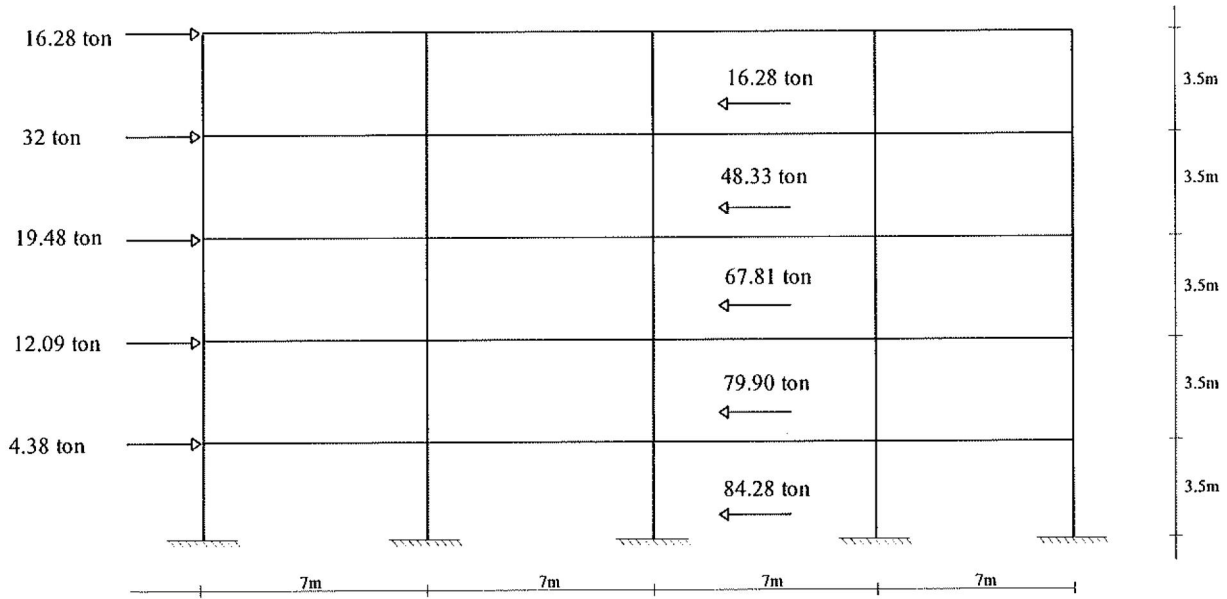
Cargas sísmicas que le corresponden al marco I del edificio tipo C



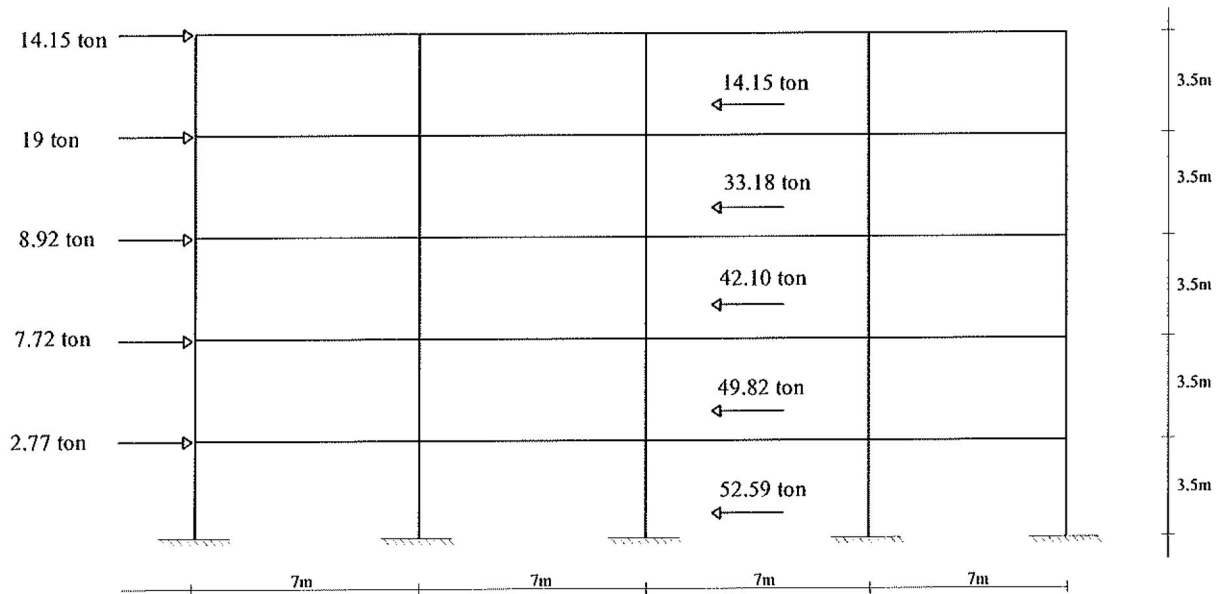
Cargas sísmicas que le corresponden al marco A del edificio tipo C



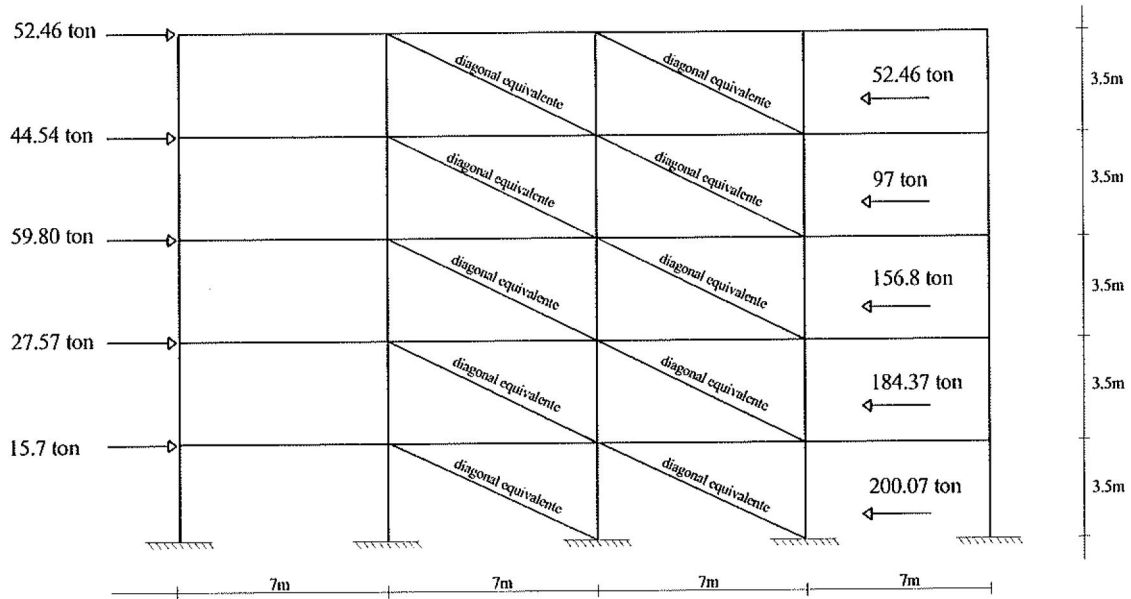
Cargas sísmicas que le corresponden al marco B del edificio tipo C



Cargas sísmicas que le corresponden al marco C del edificio tipo C



Cargas sísmicas que le corresponden al marco D del edificio tipo C



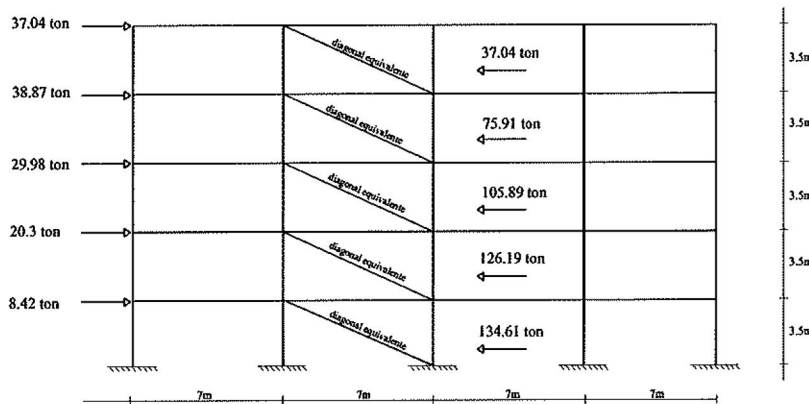
VI.II-COMPARACIÓN DE RESPUESTAS.

La deficiente disposición de los sistemas lateralmente resistentes (en este caso muros de mampostería), hace que las fuerzas sísmicas no se distribuyan equitativamente en toda la estructura, haciendo irrealizable su buen trabajo en conjunto, que es lo que en primera instancia el proyectista debe buscar.

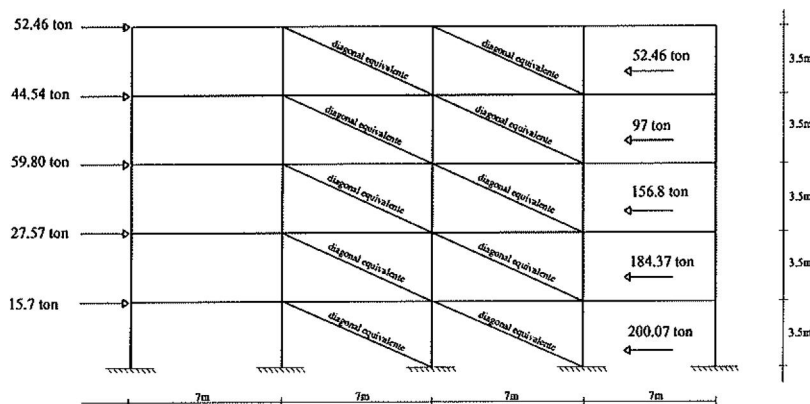
Por el contrario, ésta experimenta el movimiento de vaivén y momentos de torsión que trae como consecuencia un incremento en las cargas laterales.

Tal es el caso del marco D , que por efecto de la disposición asimétrica de los muros en la estructura, resultó más cargado que cuando los muros fueron dispuestos simétricamente, con lo cual se logró una mejor distribución de las cargas laterales en la estructura.

Cargas sísmicas que le corresponden al marco D del edificio tipo B.



Cargas sísmicas que le corresponden al marco D del edificio tipo C.



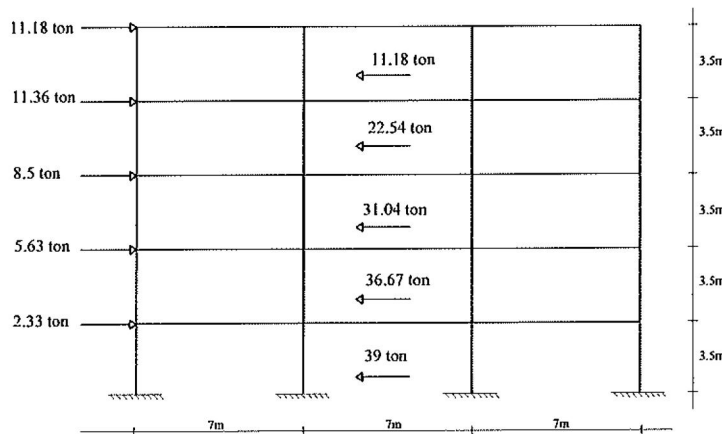
Lo anterior es resumido en la tabla 7, donde además se expresan, en porcentaje, los incrementos en las cargas sísmicas generadas por la torsión excesiva en el edificio tipo C respecto al edificio tipo B, en relación al marco D, que fue el que resultó más cargado.

Tabla 7. Comparación de cargas sísmicas del marco D.

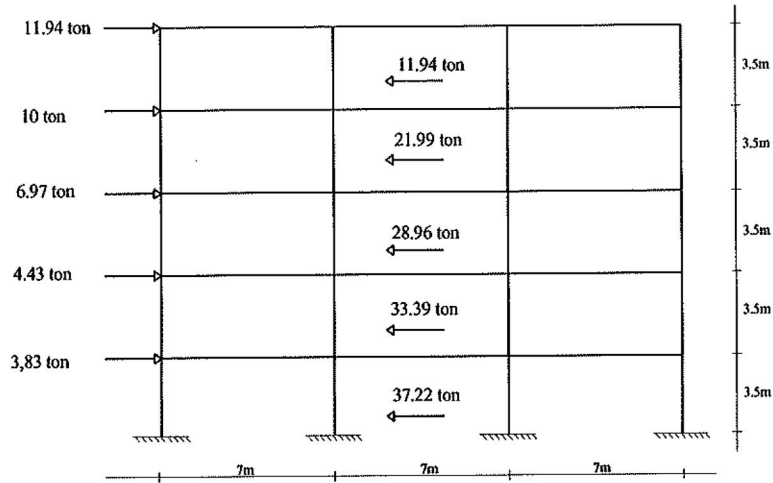
ENTREPISO.	MARCO D DEL EDIFICIO TIPO B. CARGAS SÍSMICAS.	MARCO D DEL EDIFICIO TIPO C CARGAS SÍSMICAS.	INCREMENTO DE CARGA.
Entrepiso 5	37.04 toneladas	52.46 toneladas	41.630%
Entrepiso 4	38.87 toneladas	44.54 toneladas	14.587%
Entrepiso 3	29.98 toneladas	59.8 toneladas	99.460%
Entrepiso 2	20.3 toneladas	27.57 toneladas	35.812%
Entrepiso 1	8.42 toneladas	15.7 toneladas	86.460%

Cabe mencionar que el aumento de las cargas laterales por los efectos de la torsión está presente en todos los marcos de la estructura, no solo donde los marcos fueron arriostrados con muros. A manera comparativa tomaremos el marco G de las distintas estructuraciones del mismo edificio.

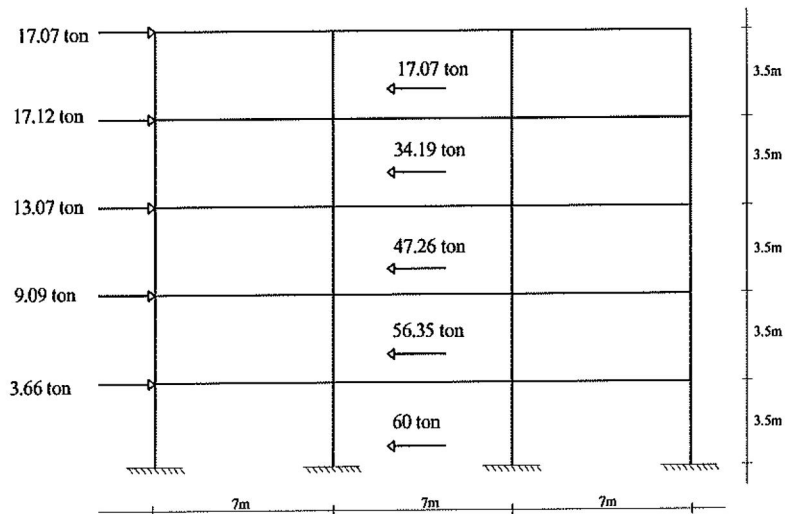
Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo A.



Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo B.



Cargas sísmicas que le corresponden al marco G del edificio tipo C.



Respecto al periodo fundamental, En la tabla 8 se observan comparativamente los periodos fundamentales de vibración obtenidos mediante la fórmula de SCHWARTZ o fórmula de RAYLEIGH de las distintas estructuraciones analizadas (Edificio tipo A, B y C). Se puede observar una disminución del periodo fundamental del edificio tipo B, el cual tiene mayor masa y mayor rigidez. Esta disminución del periodo es explicado mediante la definición del periodo fundamental, el cual se define como un índice de la razón que existe entre la masa del edificio y su rigidez.

Tabla 8. Periodos de vibración obtenidos.

EDIFICIO TIPO A.	DIRECCIÓN X.	DIRECCIÓN Y.
Periodo fundamental (T).	1.846 segundos.	1.822 segundos.
Periodo factorizado (T).	1.384 segundos.	1.367 segundos.
Peso total del edificio = W = 1958.5 toneladas.		
Edificio tipo B.	Dirección X.	Dirección Y.
Periodo fundamental (T)..	1.374 segundos.	1.365 segundos.
Periodo factorizado (T).	1.030 segundos.	1.024 segundos.
Peso total del edificio = W = 2056.5 toneladas.		
Edificio tipo C.	Dirección X.	Dirección Y.
Periodo fundamental (T).	1.869 segundos.	1.327 segundos.
Periodo factorizado (T).	1.402 segundos.	0.995 segundos.
Peso total del edificio = W = 2007.5 toneladas.		

CONCLUSIONES.

La utilización de muros en edificios como una forma de arriostramiento lateral adquieren importancia en tanto se desee rigidizar y controlar las deflexiones laterales en la estructura. De ahí que se utilicen los muros en sus distintas modalidades, ya sea interactuando con otra estructura o adoptándolo desde un principio como el sistema estructural principal. Su correcto funcionamiento dependerá de la manera en que el estructurista los concibió trabajando en la estructura ya que como se vio, una deficiente configuración de estos repercute en una distribución asimétrica de las rigideces, alejándose cada vez mas del centro de masa del edificio, en tanto más asimétrica sea su disposición.

Esto hace que exista una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, la cual es responsable de inducir a la estructura al movimiento de vaivén así como la generación de fuertes momentos de torsión, incrementándose de esta manera las cargas laterales.

Una estructura sometida a estas acciones puede ser diseñada para soportar estas cargas teniendo que verificarse los esfuerzos a los que está siendo sometido el sistema de arriostramiento lateral (en este caso muros de mampostería) por el incremento de las cargas laterales generada por la torsión, teniendo tal vez que proceder al reforzamiento de los muros, incrementándose innecesariamente el costo de la edificación.

Además, desde el punto de vista de las cargas laterales, la costumbre de no darle la atención que merece a los aspectos que encierra la configuración es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte adecuadamente ante estas acciones, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y , en ocasiones, aunque no se hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

REFERENCIAS.

- 1-Fundamentos de diseño y construcción sismorresistente**, por Raúl Gómez Tremari. Universidad de Guadalajara . 1988. Página 71.
- 2-Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 1. Editorial Limusa. Primera edición. 1991. Página 44.
- 3-Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 2. Editorial Limusa. Primera edición. 1991. Página 188.
- ☞*Para referencias 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11 se tiene:*
- Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 2. Editorial Limusa. Primera edición. 1991. Páginas 270, 271, 271-272, 272, 273-274, 274-275, 279,280 respectivamente.
- 12-Fundamentos de diseño y construcción sismorresistente**, por Raúl Gomez Tremari. Universidad de Guadalajara , 1988. Página 79.
- 13-Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 2. Editorial Limusa. Primera edición. 1991. Páginas 188-189.
- 14-Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 1. Editorial Limusa. Primera edición.1991. Página 17.
- 15-Manual de configuración y diseño sísmico de edificios**, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 3. Editorial Limusa. Primera edición.1991. Páginas 63-66.
- 16-Diseño estructural**, por Roberto Meli piralla. Noriega Editores. Editorial Limusa.1985. Páginas 486-487.
- 17-Reglamento de Baja California.** Tomo XCIX. 1992. Artículo LXXXV.6. Páginas 322-323.
- 18-Reglamento de Baja California.** Tomo XCIX. 1992. Artículo LXXXV.2. Página 316.
- 19-Reglamento de Baja California.** Tomo XCIX. 1992. Artículo LXXXV.3. Páginas 317-318.
- 20-Reglamento de Baja California.** Tomo XCIX. 1992. Artículo LXXXV.1. Página 315.
- 21-Reglamento de Baja California.** Tomo XCIX. 1992. Artículo LXXXV.5. Páginas 318-319.
- 22-Diseño estructural de casa habitación**, por Gallo- Espino- Olvera. Editorial McGRAW- HILL. Primera edición. 1997. Página 12.

BIBLIOGRAFÍA.

Apuntes de diseño estructural , U.N.A.M. por Oscar de Buen, López Heredia, Francisco de Pablo Galán, Luis Esteva Maraboto, Carlos Olagaray Palacios. División de ingeniería civil, Topográfica y Geodésica. Departamento de Estructuras.

Configuración y diseño sísmico de edificios, por Christopher Arnold y Robert Reitherman. Volumen 1 y 2. Editorial Limusa. Primera edición.1991.

Diseño estructural, por Roberto Meli piralla . Noriega Editores. Editorial Limusa.1985.

Diseño de estructuras resistentes a sismos, por Emilio rosenblueth. Instituto mexicano del cemento y del concreto A.C. 1986.

Diseño de estructuras sismorresistentes, por Minoru Wakabayashi y Enrique Martinez Romero. Editorial McGRAW- HILL. Primera edición.1988.

Diseño estructural de casa habitación, por Gallo- Espino- Olvera. Editorial McGRAW-HILL. Primera edición.1997.

Estructuras, por James Ambrose. Editorial Limusa. Segunda edición.1997.

Fundamentos de diseño y construcción sismorresistente, por Raúl Gomez Tremari. Universidad de Guadalajara , 1988.