

300615

9
2e



UNIVERSIDAD LA SALLE

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

SOLUCION DE EDIFICIOS DE GRANDES CLAROS EN ZONA SISMICA MEDIANTE SECCIONES EN CAJON DE CONCRETO REFORZADO

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE LERMA GARCIA

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

MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

SOLUCIONES PARA SALVAR GRANDES CLAROS Y EFECTOS EN ZONAS SISMICAS.

1.1	INTRODUCCION	1
1.2	SOLUCION DE GRANDES CLAROS CON CONCRETO REFORZADO	2
1.3	SOLUCION DE GRANDES CLAROS CON ACERO	5
1.4	SOLUCION DE GRANDES CLAROS CON REFUERZO Y VIGAS "T"	9

CAPITULO II

ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS

2.1	INTRODUCCION	15
2.2	ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS	20

CAPITULO III

PREDISEÑO Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS

3.1	PREDISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	21
3.2	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	37
3.3	PREDISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	56
3.4	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	76
3.5	PREDISEÑO DE ESTRUCTURAS DE SECCIONES EN CAJON	87
3.6	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE SECCIONES EN CAJON	109

CAPITULO IV

CUANTIFICACION Y COMPARACION DE COSTOS

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Todos los sistemas estructurales, cualquiera que sea su uso (comercial, residencial o industrial), se diseñan con el propósito común de proporcionar una estructura que ofrezca seguridad, confiabilidad y economía.

La relativa importancia de estos conceptos depende de las consideraciones acerca del sistema estructural que se piense emplear , ya sea acero o concreto, ambos deben satisfacer un mínimo de requisitos en cuanto a su confiabilidad y seguridad se trata .

Por lo antes descrito en esta investigación se propone estructurar edificios mediante columnas y travesaños de concreto reforzado cuyo núcleo sera de poliestireno , y se hará un estudio de costos para determinar la estructuración más económica y que proporcione la seguridad requerida, para lo cual se hará un análisis comparativo de diferentes estructuraciones , en las cuales se manejan las siguientes variables: diferentes alturas, separaciones entre claros y materiales, sin perder los lineamientos de las normas técnicas complementarias del D.F.- S7

La determinación exacta de los elementos mecánicos de los componentes estructurales implica cálculos muy complicados, por lo que se requiere el uso de programas de computadora para el análisis estructural: en este caso se utilizó el programa MARCO.

Para este efecto, se presenta paso a paso , de manera comprensible los cálculos realizados en cada estructura, primero como un prediseño y después como el diseño definitivo de los elementos estructurales.

El diseño del refuerzo transversal en las secciones en cajón se hizo de manera aproximada ya que para hacerlo exacto hay que hacer estudios especiales y ensayos en laboratorio.

En lo que respecta a la estructuración con elementos de acero las vigas serán ancladas a la losa con una separación no mayor de 3 mts para evitar el flambéo local.

CAPITULO I

SOLUCIONES PARA SALVAR GRANDES CLAROS Y EFECTOS EN ZONAS SISMICAS

CAPITULO I

SOLUCIONES PARA SALVAR GRANDES CLAROS Y EFECTOS EN ZONAS SISMICAS

I.1 INTRODUCCION

El aspecto probablemente más importante del proceso de diseño estructural es la selección del sistema de estructuración, ya que el objetivo principal de éste es que la estructura soporte las acciones a las que va a estar sujeta, y con el menor costo compatible con estas restricciones.

Es por eso que en este capítulo se presentan algunas de las soluciones que se han dado a la estructuración de los edificios con grandes claros para tener un punto de comparación con la propuesta aquí presentada.

Los miembros y estructuras que se describirán en las páginas siguientes sirven para ilustrar la variedad de circunstancias del diseño para resolver grandes claros en las cuales se puede emplear ventajosamente el concreto reforzado, el acero, el concreto preesforzado y las secciones en cajón.

Debido a las limitaciones de espacio, se describirán características y aplicaciones específicas en los términos más generales. Sin embargo, se incluye una extensa bibliografía, la cual proporcionará una introducción a la literatura referente a detalles más rebuscados.

En la etapa de estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura. El objetivo debe ser el de adoptar la solución óptima entre un conjunto de posibles opciones de estructuración que en nuestro caso hablaremos de concreto reforzado, acero, concreto preesforzado y secciones en cajón.

1.2 Solución de grandes claros con concreto reforzado

En un edificio de varios pisos de concreto reforzado en zona sísmica, la separación de columnas que da lugar a costo mínimo de la estructura es del orden de los 5 m; aunque las variaciones en el costo son muy pequeñas en un intervalo apreciable alrededor de este valor, hay que considerar por otra parte que separaciones mayores tienen la ventaja de permitir mejor aprovechamiento del espacio interior y mayor flexibilidad en el uso de éste, y que tienen la desventaja de requerir mayor peralte del sistema de piso, lo que implica mayor altura total del edificio y mayor longitud de ductos e instalaciones verticales, así como recubrimiento de fachada.

Una de las ventajas del concreto reforzado es que bajo una condición de carga dada, puede resistirse con diferentes tamaños de la sección de concreto, cada una correspondiente a una distinta cuantía de refuerzo. Además, es posible elegir en general entre diversas calidades de concreto y de acero de refuerzo. Cada variante implica una diferencia en el costo del elemento estructural y se puede tratar de encontrar la opción que da lugar al mínimo costo total.

Es en la viga donde el concreto reforzado encuentra su aplicación más eficiente al integrar un material compuesto que aprovecha las ventajas de sus dos materiales componentes. En el concreto reforzado elaborado en sitio, la búsqueda de secciones más eficientes que la rectangular o la "T", no se justifica en general por el mayor costo y complicación en la cimbra.

El concreto reforzado se usa mucho debido a su economía en claros cortos y medianos, a su durabilidad y bajo costo de mantenimiento. Los tipos principales de elementos de soporte colados en campo son la losa reforzada longitudinalmente, la viga a trabe T y las vigas de sección en cajón.

Cuando la relación de claro a peralte de vigas simplemente apoyadas es menor que 2, o menor que 2.5 para cualquier claro de una viga continua, se acostumbra definir a éstas como vigas de gran peralte.

Como con las ménsulas, los principios tradicionales del análisis de esfuerzos ni son adecuados ni convenientes para determinar la resistencia de vigas de gran peralte de concreto reforzado.

Se pueden determinar los esfuerzos en vigas de gran peralte homogéneas isotrópicas antes del agrietamiento utilizando análisis de elementos finitos o estudios de modelos fotoelásticos. Se encuentra que a menor relación de claro peralte (2.5), más pronunciada es la desviación del patrón de esfuerzos con respecto al de Bernoulli y Navier. El momento a mitad del claro es de $wl^2/8$, por lo que el esfuerzo de la fibra extrema usual a mitad del claro de un tablero cuadrado ($l/d=1$) sería $f_i = f_o = 6M/bh^2 = 0.75 w/b$. Los esfuerzos de tensión en la fibra inferior son más del doble de esta intensidad.

Para la distribución de esfuerzos cortantes ocurren desviaciones semejantes. Para la determinación de esfuerzos principales a tensión, los esfuerzos verticales son de gran importancia, especialmente en los puntos de apoyo del tablero.

Este tipo de estructura es muy sensible con respecto a la carga en los bordes. La longitud de los apoyos de la viga afectará los esfuerzos principales, los que pueden ser muy críticos en la proximidad inmediata de estos apoyos.

En forma análoga, las costillas de atiesamiento, muros de cruces de rigidez o columnas extendidas en los apoyos, influirán marcadamente en los patrones de esfuerzos. Uno de los aspectos más significativos del análisis de esfuerzos sería la manera de la aplicación de la carga que está distribuida uniformemente. La carga de gravedad podría estar en forma de presión de apoyo aplicada a la superficie superior del tablero, provocando esfuerzos verticales de compresión, que generalmente puede resistir el concreto sin dificultad. En otros casos, puede ser necesario suspender el peso a soportar del borde inferior, creando con ello un patrón más adverso de esfuerzos en una viga de gran peralte de concreto reforzado, como sucede cuando se deben suspender los muros inclinados de una tolva o fondo plano de un tanque rectangular de vigas de gran peralte que forman los muros laterales de la estructura. Es claro que para esos casos, se requiere esfuerzo adicional.

Los esfuerzos de compresión del concreto rara vez son críticos, sin embargo, ese tipo de soluciones no toma en cuenta los requerimientos de anclaje para el refuerzo, quizás el aspecto más importantes de diseño de vigas de gran peralte, así como el aumento considerable de esfuerzos de compresión diagonal cerca de los apoyos después del inicio del agrietamiento.

1.3 Solución de grandes claros con acero

Las vigas de acero no presentan ventaja con respecto a las de concreto prefabricadas o al marco de acero.

De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de sollicitación. Las resistencias en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío. Hay que tomar en cuenta que, a medida que se incrementa la resistencia del acero, se reduce su ductilidad y que al aumentar su resistencia, no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por ellos, en las estructuras normales, la resistencia de los aceros no excede de $2,500 \text{ Kg/cm}^2$ y para presfuerzo hasta de $20,000 \text{ Kg/cm}^2$. La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las sollicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material.

La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento. El costo y los problemas que se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso del concreto reforzado en algunas estructuras.

En los grandes claros, el acero es también adecuado para esta forma estructural, aunque los problemas de pandeo suelen regir su diseño, por lo cual, las secciones abiertas de gran momento de inercia son las más adecuadas en este caso.

Para aumentar la eficiencia de la sección, conviene concentrar más área cerca de los extremos. En acero, las secciones "I" son las ideales para esta función. En concreto reforzado, la sección "T" proporciona una mayor área de concreto en la parte superior para equilibrar en compresión la fuerza de tensión que puede desarrollar el acero en la parte inferior de la sección.

En vigas, con mucha frecuencia el momento de inercia necesario está regido por el cumplimiento de los requisitos de flechas máximas admisibles y no por la resistencia.

1.3.1 Claros con traves armadas

El término trabe armada se aplica a elementos estructurales con una sección transversal en forma de "I", de placas y ángulos que van remachados o soldados o placas solamente. Los traves armados se usan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales, como vigas simples en los estribos o con extremos en voladizo en pilas, como vigas continuas o articuladas para claros múltiples.

Los travesaños que soportan cada claro deben arriostrarse entre sí para proporcionar estabilidad contra el flaqueo de los patines, para resistir las fuerzas transversales, como el sismo y el viento, y para distribuir las cargas pesadas concentradas.

Las almas de los travesaños deben protegerse contra el flaqueo por medio de atiesadores transversales y, en caso de almas peralizadas, atiesadores longitudinales.

Los atiesadores de apoyo transversales son necesarios para transferir las reacciones en los extremos desde el alma hasta los apoyos; y para introducir las cargas concentradas en el alma, los atiesadores intermedios y longitudinales son necesarios si la relación de peralte a espesor de la trabe excede los valores críticos.

La conexión del alma con el patín deben ser capaces de llevar el esfuerzo del alma al patín en cada sección de la trabe.

1.3.2 Claros con travesaños compuestos

La instalación de conectores al corte diseñados en forma apropiada, entre el patín de la viga superior a travesaños y la cubierta de concreto, permite utilizar la cubierta como parte del patín superior. El momento que se produce en el peralte efectivo de la sección total y las posibles reducciones en el acero del patín superior en general permiten algunos ahorros en acero comparados con la sección de acero no compuesta. La economía general depende del costo de los conectores de corte y de cualquier otra adición a las travesaños o a la cubierta que puedan necesitarse y de las posibles limitaciones en la efectividad de la sección compuesta como tal.

En áreas de momento negativo, el efecto compuesto puede suponerse solamente si el esfuerzo de tensión calculado en la cubierta puede ser absorbido por el acero de refuerzo o compensarse con el sistema de presforzado.

1.3.3 Características de las estructuras de acero

En el proyecto:

- * Grandes distancias entre apoyos, con pequeñas secciones de los mismos.
- * Gran altura de los edificios y gran capacidad sustentante con pequeño peso de la estructura.
- * Sistema reticular que facilita el peso de las canalizaciones.

En la ejecución:

- * Prefabricación y montaje de los elementos, con lo cual se reduce el tiempo de ejecución.
- * Pequeñas tolerancias, con lo cual, los elementos de acabado se adaptan con exactitud al efectuar el montaje.
- * El montaje no depende de las condiciones atmosféricas.
- * No hace falta disponer de grandes espacios a pie de obra.
- * Se trabaja en seco.

En la utilización:

- * Gran flexibilidad en el uso de las superficies de los pisos, en los que no hay muchos puntos fijos.
- * Posibilidad de modificar la estructura para adaptarla a otros usos, y con ello, alargamiento de la vida útil del edificio.
- * Posibilidad de desmontar la estructura después de terminada su utilización.

1.3.4 Grandes distancias entre apoyos

Las vigas de acero permiten que las distancias entre apoyos sean grandes, y se dispongan según retículas de malla ancha, proporcionando así mayor flexibilidad para la subdivisión de los espacios. Son económicos para distancias entre apoyos desde 6 m hasta 18 m; y en casos especiales, hasta 30 m.

La comparación de costos con otros sistemas de construcción muestra que el precio de una viga de acero b , al aumentar su longitud, aumenta más lentamente que el de una viga de concreto reforzado a . La posición del punto de intersección de las curvas depende de la carga y el centro de la viga; con pequeñas longitudes, la viga de concreto reforzado es casi siempre más barata; con longitudes grandes, lo es la de acero.

1.4 Solución de grandes claros con refuerzo y vigas "T"

La sección "T" tiene el inconveniente de una baja rigidez y resistencia a torsión y de requerir espesor y refuerzo considerables en la losa de piso que funciona como voladizo para flexión transversal al eje longitudinal.

Una modalidad más refinada del concreto reforzado permite eliminar, o al menos reducir, el inconveniente del agrietamiento del concreto, que es consecuencia natural de los esfuerzos elevados de tensión a los que se hace trabajar el acero de refuerzo. Este problema se hace más importante a medida que los elementos estructurales son de proporciones mayores y aumentan los esfuerzos que se requieren desarrollar en el acero, como es el caso de vigas de grandes claros para techos y para puentes. Esta modalidad es el concreto presforzado, que consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar en tensión y así lograr que bajo condiciones normales de operación, se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y, por tanto,

no se produzca agrietamiento; las compresiones se inducen estirando el acero con que se refuerza la sección de concreto y haciéndolo reaccionar contra la masa de concreto; se emplea refuerzo de muy alta resistencia superior a 15,000 kg/cm².

En los elementos presforzados, es usual emplear secciones de forma elaborada en los que se tiene mayor aprovechamiento del material con menor área, lo que redunda en un ahorro no solo por menor costo de material, sino principalmente por menor peso propio de la viga.

Para claros considerables, resulta económico recurrir a vigas presforzadas conectadas a losas también prefabricadas o colocadas en sitio; tratándose de secciones compuestas, debe diseñarse un procedimiento de conexión que asegure la continuidad entre los distintos elementos constitutivos.

1.4.1 Claros con vigas "T"

Este tipo de claros consiste en una losa de concreto soportada sobre traveses e integral a ellas. Especialmente económica en el intervalo de 15 a 25 m.

Es común utilizar la construcción precolada de concreto reforzado o presforzado, pero debe preverse la adecuada unión y la resistencia al cortante en la unión de la losa y las traveses para justificar la suposición de que son integrales.

1.4.2 Claros con concreto presforzado

En la construcción con concreto presforzado, el concreto está sujeto a esfuerzos de compresión permanentes de tal magnitud que no se produce prácticamente tensión alguna cuando se aplica carga de diseño. El sistema de presforzado permite utilizar claros más grandes con el concreto que a veces resultan competitivos en costo con el acero.

En concreto presforzado sin embargo, requiere mayor complejidad de diseño, una calidad más elevada en los materiales (tanto en concreto como de acero) y más refinamiento y control de fabricación que el concreto reforzado.

Según sean los métodos y la secuencia de fabricación, el concreto presforzado puede ser precolado, pretensado, precolado y postensado, colado en campo y postensado, compuesto o parcialmente presforzado.

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo, desde las estructuras de claros muy cortos que emplean componentes precolados estándar, hasta las traveses de sección cajón continuos con longitudes de claros cercanos a los 300 m en puentes.

Las vigas huecas sección cajón y las traveses "T" se destinan para claros más largos de hasta más o menos 20 m.

1.4.3 Métodos de presforzado

1.4.3.1 Pretensado

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta como se ilustra en la figura.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos.

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos.

Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte en los extremos de la viga, y no se necesita ningún andaje especial.

1.4.3.2 Postensado

Cuando se hace el presforzado por postensado, generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos a todos en haces, cables torcidos en torones o varillas de acero. El conducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin esforzar) para prevenir su desplazamiento accidental y luego se vacía el concreto. Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto para proporcionar la reacción

para el gato de esforzado; se retira, se ancla en el extremo de aplicación del gato por medio de accesorios similares y se quita el gato. La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Se prefieren las traveses de caja si la estructura está restringida en su peralte. Por su rigidez inherente, es posible reducir u omitir los sistemas transversales de arriostramiento. En sección transversal en general son rectangulares y a veces trapezoidales. Las dimensiones mínimas de las traveses de caja están controladas por condiciones de accesibilidad y facilidad de fabricación.

En las construcciones de claro largo, se usan traveses de caja postensadas.

1.4.4 Claros con traveses de caja

Los traveses de caja o ahuecados que se hacen de concreto son las favoritas de muchos diseñadores, debido al plano suave de la superficie de fondo, no obstruida por las líneas de traveses individuales. La provisión de espacio en las celdas abiertas para las instalaciones es una ventaja estructural y también estética. Las instalaciones se apoyan sobre la losa de fondo y pueden disponerse de accesos para la inspección y reparación de dichas instalaciones. En lugares donde el peralte de la estructura no esté severamente limitada, las traveses de caja y las vigas "T" son de precio parecido en el intervalo de los claros de 25 m. Para claros más cortos, las vigas "T" son en general más baratas y para claros más largos, las traveses de caja. Aunque éstas relaciones de costo se mantienen en general, se ha encontrado que las traveses de caja son más económicas en algunos casos de claros de 15 m, cuando el peralte de la estructura está restringido.

Debido a la distribución ventajosa de los esfuerzos cortantes, las secciones en cajón son muy eficientes para resistir la torsión. Se utilizan extensamente para la construcción de puentes.

Cuando el espesor h de la pared es pequeño comparado con las dimensiones globales de la sección, se pueden suponer esfuerzos cortantes uniformes v_t a través del espesor, considerando los momentos ejercidos alrededor de un punto adecuado por los esfuerzos cortantes, que actúan sobre los elementos infinitesimales de la sección tubular; se puede expresar el momento torsional resistente :

El concepto de flujo cortante alrededor del tubo de pared delgada es útil cuando se considera el papel del refuerzo en la torsión.

CAPITULO II

ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS

CAPITULO II

ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS Y PREDISEÑO

II.1 INTRODUCCION

Puesto que la respuesta de un edificio a las acciones sísmicas no depende únicamente de la capacidad resistente de los elementos que componen el sistema, sino que participan en grado importante su forma, proporción volumétrica, simetría, regularidad, etc.

La concepción estructural que fue en muchos casos considerada como una de las posibles causas que contribuyeron a la falla y colapso de innumerables edificios y que constantemente presentaban deficiencias de los cuales se presentan a continuación algunas de las más características:

- a) Plantas irregulares en forma de " T " o " L " que provocaron fuertes tensiones.
- b) Concentración de masas en niveles superiores.
- c) Edificios en esquina, expuestos a tensiones inaceptables.
- d) La vulnerabilidad de edificios con planta baja flexible (pisos blandos).
- e) Choques entre edificios colindantes.

El movimiento que induce el paso de las ondas sísmicas en la corteza terrestre y como consecuencia en las edificaciones que en ella apoyen, genera fuerzas inerciales en las mismas, que guardan relación con la " cantidad " de movimiento en la base, con las propiedades del terreno de desplante con la masa de la estructura y características dinámicas de la misma.

Las fuerzas inerciales están en función directa de la masa (peso) de las distintas partes que componen el edificio; la ubicación y magnitud de esas fuerzas , así como la capacidad de soportarlas, dependerá de la situación de esas masas así como de las proporciones y forma estructural del conjunto, o sea, su aspecto volumétrico.

Los factores más importantes que fluyen en la respuesta del edificio sujeto a movimientos sísmicos son:

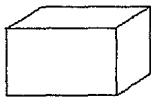
1. La forma o configuración externa del conjunto estructural.
2. La planta del edificio en cuanto a su forma.
3. Los elementos verticales sismoresistentes (disposición y características) :
4. Los sistemas de piso (diafragmas) .

II.1.1. La Forma

La forma de un edificio puede llegar a ser definitiva para asegurar un buen comportamiento sísmico, por lo que es recomendable conocer las condiciones bajo las cuales se espera lograr una respuesta satisfactoria del edificio sujeto a las cargas laterales provocadas por un temblor.

II.1.1.1 Las cualidades de la forma

Se debe buscar sencillez y simetría así como regularidad en planta y elevación.

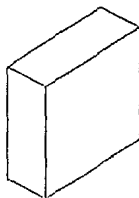


Simple Compacta
Sin simetría



Cambios Bruscos

16



Con Proporción
Volumétrica
Inadecuada

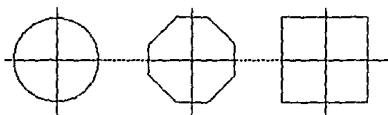
La asimetría tiende a producir excentricidades generando efectos torsionantes, nocivos al comportamiento estructural.

La asimetría por sí misma no es suficiente, debe estar acompañada de la continuidad de la forma.

Un cambio brusco en elevación puede conducir al fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas (chicoteo) generando concentraciones de esfuerzos en los ángulos entrantes.

II.1.2 La Planta

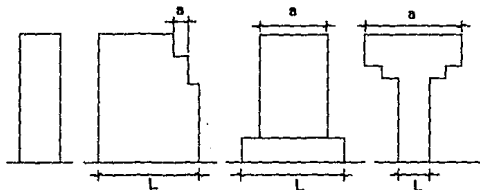
Es recomendable que la forma cuente con simetría en la planta.



Se deben evitar edificios en forma irregular; en caso necesario, subdividir del edificio en formas regulares que puedan responder independientemente.

II.1.3 La Continuidad Vertical

Aunque es deseable la continuidad en la forma, para evitar una limitante en el proyecto arquitectónico, se puede aceptar cierta discontinuidad en la elevación del edificio, siempre y cuando se respeten ciertas proporciones.



Entre más alto sea el edificio, se deben evitar las irregularidades, eliminando las discontinuidades.

En general, la relación masa rigidez en pisos adyacentes no deberá diferir notablemente; las discontinuidades generan considerables amplificaciones dinámicas, que resultan problemáticas de predecir con modelos matemáticos simples.

Entre más compleja es la estructura, su comportamiento global es más incierto y dificulta la hipótesis de cálculo.

II.1.4 Traslaciones y Rotación

Los sistemas de piso o cubiertas (trabe y losa) se consideran indeformables si los elementos en que se apoyan (columnas y/o muros) tienen un orden de deformación igual.

Los diagramas de concreto reforzado se clasifican como rígidas, actuando como verdaderas vigas horizontales con fuerzas laterales en su propio plano y consecuentemente estará sometido a flexión y cortante, sin que supuestamente ocurran deformaciones en el mismo, pero sí traslaciones y rotaciones,

El problema torsional se acentúa por la disposición asimétrica en planta; la estructura tiende a rotar pivoteando sobre la zona más rígida.

II.1.5 Centro de Masa y Centro de Rigidez

En el centro de masa (CM) es el centro de gravedad de las cargas verticales de un nivel; si están distribuidas uniformemente, el centro de masas coincide con el centro geométrico de la planta del piso, y será el punto donde se considera aplicada la fuerza horizontal que incide en ese nivel.

El centro de rigidez (CR) de un nivel será el centro de gravedad de la rigidez de los elementos que definen la conformación estructural (muros y columnas):

Es importante tratar de que el centro de masas coincida con el centro de rigidez para evitar efectos torcionantes en la estructura.

II.1.6 Recomendaciones Sobre la Disposición de los Elementos Sismoresistentes Verticales

La capacidad torsional del edificio y su buen comportamiento sísmico dependerá del tipo, ordenamiento y distribución de los elementos verticales sismoresistentes, cuyas condicionantes, al igual que en la forma, serán la simetría, continuidad y capacidad torsional.

II.1.7 Características que Influyen en la Respuesta Sísmica.

Para edificios altos es deseable que la distancia entre columnas sea sensiblemente igual, así como la altura de los entrepisos.

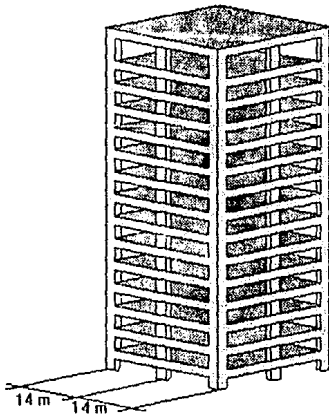
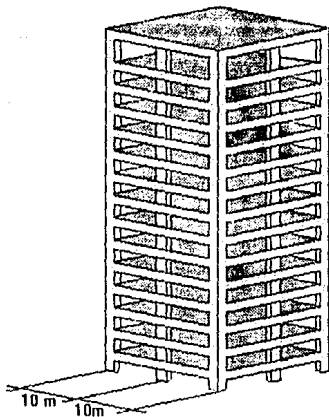
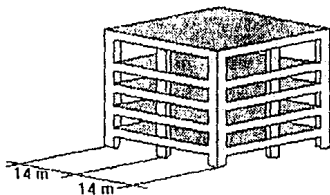
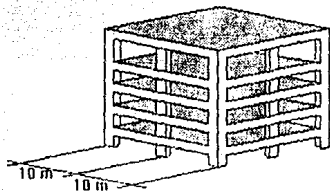
Los claros desiguales ocasionan un incremento en los momentos y cortantes del claro corto.

En cuanto a la continuidad de los elementos verticales, deben ser continuos en toda su altura y a partir de la cimentación. Eliminar parte de los mismos reduce la bondad del sistema.

II.2 ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS

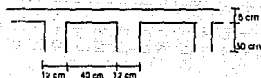
UBICACION: ZONA SISMICA

USO: OFICINAS



CAPITULO III

PREDISEÑO Y DISEÑO DE LAS SECCIONES PROPUESTAS

BAJADA DE CARGAS**LOSA PROPUESTA****PESO PROPIO DE LA LOSA:**

$$N^{\circ} \text{ DE CASETONES QUE CABEN EN } 1 \text{ m}^2 = (100)^2 / (52)^2 = 3.7 \text{ Caset. / m}^2$$

Ancho tributario de la nervadura

$$\text{VOLUMEN DE LA LOSA COMO SI FUERA MACIZA} = (0.35) \times (1.00) \times (1.00) = 0.35 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE LOS CASETONES QUE CABEN EN } 1 \text{ m}^2 = (0.30) \times (0.40) \times (0.40) \times (3.7) = 0.18 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{PESO LOSA / m}^2 = (0.35 - 0.18) \times (2400) = 408 \text{ kg / m}^2$$

LOSA DE AZOTEA***) Carga Muerta (kg / m²)**

Losa		= 408.00 kg / m ²
Relevo de tezonite	$(0.075) \times (1.00) \times (1.00) \times (1300)$	= 97.50 kg / m ²
Enladrillado	$(0.020) \times (1.00) \times (1.00) \times (1500)$	= 30.00 kg / m ²
Entornado	$(0.020) \times (1.00) \times (1.00) \times (1500)$	= 30.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>605.50 kg / m²</u>

***) Carga Viva (kg / m²)**

w máxima	= 100.00 kg / m ²
w instantánea	= 70.00 kg / m ²

***) Carga Total (kg / m²)**

$$W_{\text{total}} \begin{cases} (605.50) + (100) = 705.50 \text{ kg / m}^2 & \text{(acciones permanentes + variables)} \\ (605.50) + (70) = 675.50 \text{ kg / m}^2 & \text{(acciones accidentales)} \end{cases}$$

LOSA DE ENTREPISO***) Carga Muerta (kg / m²)**

Losa		= 408.00 kg / m ²
Firme	$(0.020) \times (1.00) \times (1.00) \times (1500)$	= 30.00 kg / m ²
Ycso	$(0.020) \times (1.00) \times (1.00) \times (1500)$	= 30.00 kg / m ²
Mortero	$(0.020) \times (1.00) \times (1.00) \times (1500)$	= 30.00 kg / m ²
Loseta		= 10.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>548.00 kg / m²</u>

***) Carga Viva (kg / m²)**

w máxima	250 reduc. por reglamento $180 + 420(100)^{-1/2} = 222 \text{ kg / m}^2$
w instantánea	= 180.00 kg / m ²

***) Carga Total (kg / m²)**

$$W_{\text{total}} \begin{cases} (548.00) + (222) = 770.00 \text{ kg / m}^2 & \text{(acciones permanentes + variables)} \\ (548.00) + (180) = 728.00 \text{ kg / m}^2 & \text{(acciones accidentales)} \end{cases}$$

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				largo	ancho				
5 pisos 10 mts claros.	azuleja	losa	675.5	20	20	1	1	270,200	607
		trabe	2400	0.75	0.3	12	10	64,800	
		columnas	2400	0.6	6	9	3.5	272,160	
	atajeado	losa	728	20	20	1	1	291,200	620
		trabe	2400	0.75	0.3	12	10	64,800	
		columnas	2400	0.6	6	9	3.5	272,160	
5 pisos 14 mts. claros.	azuleja	losa	675.5	28	28	1	1	529,592	744
		trabe	2400	0.95	0.4	12	14	153,216	
		columnas	2400	0.9	0.9	9	3.5	61,236	
	atajeado	losa	728	28	28	1	1	570,752	785
		trabe	2400	0.95	0.4	12	14	153,216	
		columnas	2400	0.9	0.9	9	3.5	61,236	
15. Pisos 10 mts claros.	azuleja	losa	675.5	20	20	1	1	270,200	604
		trabe	2400	1.3	0.6	12	10	224,640	
		columnas	2400	1.2	1.2	9	3.5	108,864	
	atajeado	losa	728	20	20	1	1	291,200	625
		trabe	2400	1.3	0.6	12	10	224,640	
		columnas	2400	1.2	1.2	9	3.5	108,864	
15. Pisos 14 mts claros.	azuleja	losa	675.5	28	28	1	1	529,592	1,258
		trabe	2400	1.6	0.75	12	14	483,840	
		columnas	2400	1.8	1.8	9	3.5	244,944	
	atajeado	losa	728	28	28	1	1	570,752	1,300
		trabe	2400	1.6	0.75	12	14	483,840	
		columnas	2400	1.8	1.8	9	3.5	244,944	

FUERZAS SISMICAS APROXIMADAS

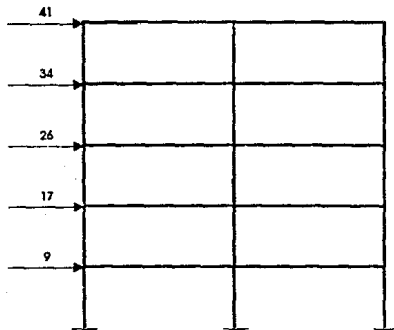
(METODO ESTATICO)

Est.	N° Niv.	Peso Azotea	P. Entr.	H Entr.	H Edif.
1	5	352	383	3.5	17.5
2	5	744	785	3.5	17.5
3	15	604	625	3.5	52.5
4	15	1,258	1,300	3.5	52.5

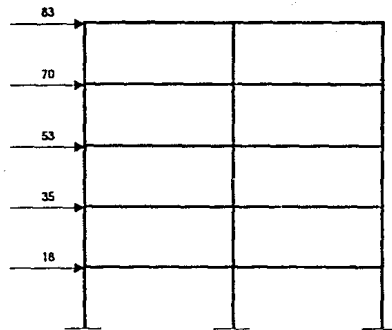
Est. de 15 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 15 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante
15	603.704	53	31,694	227	227	1258.38	53	66,065	473	473
14	624.704	49	30,610	219	446	1299.54	49	63,677	456	920
13	624.704	46	28,424	203	649	1299.54	46	59,129	423	1352
12	624.704	42	26,238	188	837	1299.54	42	54,581	391	1742
11	624.704	39	24,051	172	1009	1299.54	39	50,032	358	2100
10	624.704	35	21,865	156	1166	1299.54	35	45,484	325	2426
9	624.704	32	19,678	141	1307	1299.54	32	40,935	293	2719
8	624.704	28	17,492	125	1432	1299.54	28	36,387	260	3079
7	624.704	25	15,305	110	1541	1299.54	25	31,039	228	3207
6	624.704	21	13,119	94	1635	1299.54	21	27,290	195	3402
5	624.704	18	10,932	78	1713	1299.54	18	22,742	163	3565
4	624.704	14	8,746	63	1776	1299.54	14	18,194	130	3695
3	624.704	11	6,559	47	1823	1299.54	11	13,645	98	3793
2	624.704	7	4,373	31	1854	1299.54	7	9,097	65	3858
1	624.704	4	2,186	16	1870	1299.54	3.5	4,548	33	3890
1,895						19,452				
19,751						543,644				
3,685						9,350				
40,503						261,273				

Est. de 5 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 5 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante
5	362.22	18	6,339	122	122	744.04	17.5	13,021	250	250
4	383.22	14	5,365	103	225	785.2	14	10,993	211	461
3	383.22	11	4,024	77	302	785.2	10.5	8,245	158	619
2	383.22	7	2,683	51	353	785.2	7	5,496	105	724
1	383.22	3.5	1,341	26	379	785.2	3.5	2,748	53	777
1,895						9,350				
19,751						261,273				
3,685						19,452				
40,503						543,644				

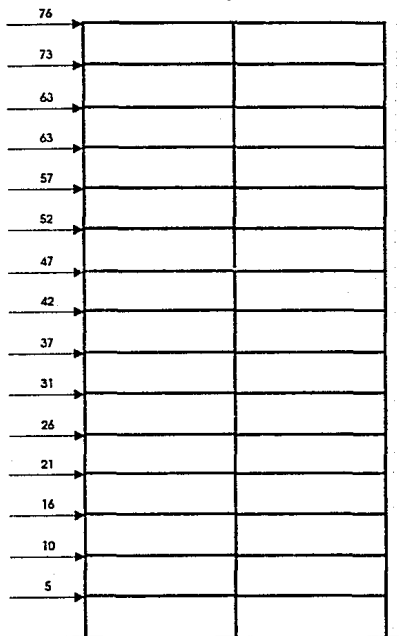
Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



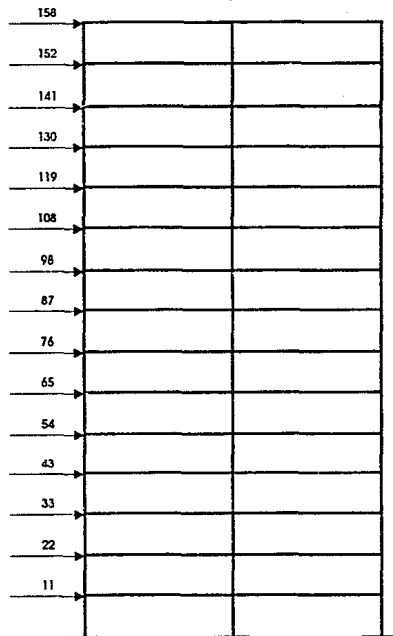
Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro



CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg.-m.
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	0.75	0.3	10	2,400	540

carga tributaria de losa

3,918

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg.-m.
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	0.75	0.3	10	2,400	540

carga tributaria de entrepiso

4,180

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg.-m.
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	0.95	0.4	14	2,400	912

carga tributaria de losa

5,641

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg.-m.
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,098
	TRABE	0.95	0.4	14	2,400	912

carga tributaria de entrepiso

6,008

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 15 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	1.3	0.6	10	2,400	1,672

carga tributaria de losa

5,250

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	723	3,640
	TRABE	1.3	0.6	10	2,400	1,872

carga tributaria de entrepiso

5,512

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	1.6	0.75	14	2,400	2,890

carga tributaria de losa

7,699

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	723	5,046
	TRABE	1.6	0.75	14	2,400	2,890

carga tributaria de entrepiso

7,976

ARCHIVO DE DATOS

ESTRUCTURA CONCRETO REFORZADO	E	G	N° BARRAS	TI MIDOS	N° TIPICAS	N° DE CARG.	BARRA TIPO 1				BARRA TIPO 2				L1	M2		
							LONGITUD	ANGULO	A. AXIAL	A. CORTE	BARRICA	LONGITUD	ANGULO	A. AXIAL			A. CORTE	BARRICA
Edificio de 8 Pisos y 10 mts de Claro	2213504	865438	75	18	2	2	35	90	0.3605	0.30	0.0104	10	0	0.73	0.10	0.0105	2.92	4.18
Edificio de 8 Pisos y 14 mts de Claro	2213504	825411	75	12	2	7	35	90	0.6100	0.68	0.0237	14	0	0.38	0.32	0.0296	5.64	6.01
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	2213504	265438	75	48	2	7	35	90	1.4320	1.20	0.1728	10	0	0.78	0.65	0.1009	5.25	5.51
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	2213504	865411	75	28	2	2	35	90	2.7420	2.70	0.1115	14	0	1.10	1.00	0.1110	7.61	7.68

Revisión de Secciones Trabes

* ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned} M_u &= 64 \text{ T-m} \\ b &= 35 \text{ cm} \\ d &= 65 \text{ cm} \\ F'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$p_{\text{máx}} = 0.75 \quad p_b = (0.75)(0.019) = 0.0143$$

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

$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) F_r = 64 \text{ T-m} > M_u = 64 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.35) (0.70)

$$M_r / b d^2 = 43.28 \quad p = 0.0143$$

$$A_s = p b d = 32.487 \text{ cm}^2$$

Se propone la siguiente sección 35 x 70

Revisión de Secciones Trabes

* ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MIS. DE CLARO

$$\begin{aligned} M_u &= 140 \text{ T-m} \\ b &= 45 \text{ cm} \\ d &= 85 \text{ cm} \\ F'_c &= 250 \text{ Kg/m}^2 \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

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

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

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

$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) F_r = 145 \text{ T-m} > M_u = 140 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.45) (0.90)

$$M_r / b d^2 = 43.06 \quad p = 0.0143$$

$$A_s = p b d = 54.621 \text{ cm}^2$$

Se propone la siguiente sección 45 x 90

Revisión de Secciones Trabes

* ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned} l_u &= 515 \text{ cm} \\ b &= 65 \text{ cm} \\ d &= 135 \text{ cm} \\ f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$p_b = f'_c / f_y (4800 / 4200 + 6000) = 170 / 4200(4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

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

$$q_{m\acute{a}x} = p \quad f_y / f'_c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) F_r = 527 \text{ T-m} > M_u = 515 \text{ T-m}$$

Se acepta la seccion de (0.65) x (1.40)

$$M_r / b d^2 = 43.47 \quad p = 0.0143$$

$$A_s = b d = 125.307 \text{ cm}^2$$

Se propone la siguiente seccion 65 x 140

Revisión de Secciones Trabes

* ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned} M_u &= 1196 \text{ T-m} \\ b &= 90 \text{ cm} \\ d &= 175 \text{ cm} \\ F'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$p_{\text{máx}} = 0.75 \quad p_b = (0.75)(0.019) = 0.0143$$

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

$$M_r = b d^2 F'_c q (1 - 0.5q) F_r = 1227 \text{ T-m} > M_u = 1196 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.90) (1.60)

$$M_r / b d^2 = 43.39 \quad p = 0.0143$$

$$A_s = p b d = 22491 \text{ cm}^2$$

Se propone la siguiente sección 90 x 180

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

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

$$P \left\{ \begin{array}{l} \text{LOSA:} \\ \text{TRABE:} \\ \text{COLUMNAS:} \end{array} \right. \begin{array}{l} 379 \text{ Ton} \\ 54 \text{ Ton} \\ 24 \text{ Ton} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} b \text{ (losa)} = 10 \text{ m} & W \text{ (losa) (a)} = 705.50 \text{ kg/m}^2 \\ h \text{ (losa)} = 10 \text{ m} & W \text{ (losa) (e)} = 770.00 \text{ kg/m}^2 \\ b \text{ (trabe)} = 0.3 \text{ m} & W \text{ concreto} = 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ h \text{ (trabe)} = 0.75 \text{ m} & N^{\circ} \text{ Niveles} = 5 \\ l \text{ (trabe)} = 20 \text{ m} & \\ b \text{ (columna)} = 0.85 \text{ m} & Mx = 137 \text{ tm} \\ h \text{ (columna)} = 0.85 \text{ m} & 30\% Mx = 41.1 \text{ tm} \\ l \text{ (columna)} = 3.5 \text{ m} & \text{Sup } p = 0.01 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} P = 302 \text{ Ton} \\ A_s \leq bh = 72 \text{ cm}^2 \\ A_c = (bc)(hc) - (A_s) = 7153 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$* P_o = F_i (A_c F'_c + A_s F_y) = 1216 \text{ Ton}$$

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

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

$$e_x = M_x / P = 0.45$$

$$e_x / h_c = 0.53$$

$$\text{Grafica K} = 0.35$$

$$* P_x = (K) (F_i) (b) (h) (F'_c) = 344 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.14$$

$$e_y / h_c = 0.16$$

$$\text{Grafica K} = 0.65$$

$$* P_y = (K) (F_i) (b) (h) (F'_c) = 835 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00328236$$

$$* P_n = 305 \text{ Ton} > 302 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion} \quad 85 \quad 85$$

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 742 ton

Fr = 0.80

P TRABE: 128 ton

F'c = 170

Fy = 4200 kg/cm²

COLUMNAS: 41 ton

b (losa) = 14 m

W (losa) (a) = 705.50 kg/m²

h (losa) = 14 m

W (losa) (e) = 770.00 kg/m²

b (trabe) = 0.4 m

W concreto = 2,400 kg/m³

h (trabe) = 0.95 m

Nº Niveles = 5

l (trabe) = 28 m

b (columna) = 1.1 m

Mx = 300 1-m

P = 600 ton

h (columna) = 1.1 m

30% Mx = 90 1-m

As = bh = 121 cm²

l (columna) = 3.5 m

Sup. = 0.01

Ac = (bc)(hc) - (As) = 11979 cm²

$$* P_o = Fr (Ac F'c + As Fy) = 2036 \text{ Ton}$$

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

$$q = Fy/F'c = 0.25$$

$$e_x = M_x/P = 0.50$$

$$e_x/h_c = 0.45$$

$$\text{Grafica K} = 0.45$$

$$* P_x = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 741 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para Py

$$e_y = M_y/P = 0.15$$

$$e_y/h_c = 0.14$$

$$\text{Grafica K} = 0.93$$

$$* P_y = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 1530 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00151259$$

$$* P_n = 661 \text{ Ton} > 600 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion} \quad 110 \quad 110$$

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 1149 ton

$F_r = 0.60$
 $F'_c = 170$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

P TRABE: 562 ton

COLUMNAS: 265 ton

b (losa) = 10 m	W (losa) (a) = 705.60 kg/m ²		
h (losa) = 10 m	W (losa) (e) = 770.00 kg/m ²		
b (trabe) = 0.6 m	W concreto = 2.400 kg/m ³		
h (trabe) = 1.3 m	N° Niveles = 15		
l (trabe) = 20 m			
b (columna) = 1.5 m	Mx = 799 t-m		P = 1045 ton
h (columna) = 1.5 m	30% Mx = 239.7 t-m		As = bh = 225 cm ²
l (columna) = 3.5 m	Sup. = 0.01		Ac = (bc)(hc) - (As) = 22275 cm ²

$$* P_o = F_r (A_c F'_c + A_s F_y) = 3785 \text{ Ton}$$

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

$$a = F_y / F'_c = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 0.76$$

$$e_x / h_c = 0.51$$

$$\text{Grafica K} = 0.40$$

$$* P_x = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 1224 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.23$$

$$e_y / h_c = 0.15$$

$$\text{Grafica K} = 0.9$$

$$* P_y = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 2754 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) \cdot (1/P_o) = 0.00091593$$

$$* P_n = 1092 \text{ Ton} > 1045 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion} \quad 150 \quad 150$$

REVISION DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 2251 ton

Fr= 0.80

P TRABE: 1210 ton

F'c= 170

COLUMNAS: 544 ton

Fy= 4200 kg/cm²

b (losa)= 14 m

W (losa) (a) = 705.50 kg/m²

h (losa)= 14 m

W (losa) (a) = 770.00 kg/m²

b (trabe)= 0.75 m

W concreto = 2.400 kg/m³

h (trabe)= 1.6 m

N° Niveles = 15

l (trabe)= 28 m

b (columna)= 2.15 m

Mx= 2460 Tm

P = 2249 ton

h (columna)= 2.15 m

30% Mx= 738 Tm

As = bh = 462 cm²

l (columna)= 3.5 m

Sup. = 0.01

Ac = (bc)(hc)-(As) = 45763 cm²

$$* P_o = Fr (Ac F'c + As F_y) = 7777 \text{ Ton}$$

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

$$q = F_y / F'c = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 1.09$$

$$e_x / h_c = 0.51$$

$$\text{Grafica K} = 0.40$$

$$* P_x = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 2515 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para Py

$$e_y = M_y / P = 0.33$$

$$e_y / h_c = 0.15$$

$$\text{Grafica K} = 0.91$$

$$* P_y = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 5721 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00044389$$

$$* P_n = 2253 \text{ Ton} > 2249 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion} \quad 215 \quad 215$$

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				largo	ancho				
5 pisos 15 mts. claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1	1	270,200	393
		trabe	2400	0.7	0.35	12	10	70,560	
		columnas	2400	0.85	0.85	9	3.35	52,280	
	atrapisco	losa	728	20	20	1	1	291,200	414
		trabe	2400	0.7	0.35	12	10	70,560	
		columnas	2400	0.85	0.85	9	3.35	52,280	
5 pisos 14 mts. claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1	1	529,592	703
		trabe	2400	0.9	0.45	12	14	163,296	
		columnas	2400	1.1	1.1	9	3.45	90,169	
	atrapisco	losa	728	28	28	1	1	570,752	824
		trabe	2400	0.9	0.45	12	14	163,296	
		columnas	2400	1.1	1.1	9	3.45	90,169	
15 pisos 10 mts. claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1	1	270,200	712
		trabe	2400	1.4	0.65	12	10	262,080	
		columnas	2400	1.5	1.5	9	3.7	179,820	
	atrapisco	losa	728	20	20	1	1	291,200	733
		trabe	2400	1.4	0.65	12	10	262,080	
		columnas	2400	1.5	1.5	9	3.7	179,820	
15 pisos 14 mts. claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1	1	529,592	1,582
		trabe	2400	1.8	0.9	12	14	653,184	
		columnas	2400	2.15	2.15	9	4	399,384	
	atrapisco	losa	728	28	28	1	1	570,752	1,623
		trabe	2400	1.8	0.9	12	14	653,184	
		columnas	2400	2.15	2.15	9	4	399,384	

FUERZAS SISMICAS APROXIMADAS

(METODO ESTATICO)

Est.	N° Niv.	Peso Azotea	P. Entr.	H Entr.	H Edif.
1	5	393	414	3.35	16.75
2	5	783	824	3.45	17.25
3	15	712	733	3.7	55.5
4	15	1,582	1,623	4	60

Est. de 15 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 15 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	W/hi	Fi	Cortante	Wi	hi	W/hi	Fi	Cortante
15	712.1	56	39,522	267	267	1592.16	60	91,930	594	594
14	733.1	52	37,975	257	525	1623.32	56	90,906	569	1163
13	733.1	48	35,262	239	763	1623.32	52	84,413	528	1692
12	733.1	44	32,550	220	983	1623.32	48	77,919	488	2179
11	733.1	41	29,837	202	1185	1623.32	44	71,426	447	2626
10	733.1	37	27,125	184	1369	1623.32	40	64,933	406	3033
9	733.1	33	24,412	165	1534	1623.32	36	58,440	366	3399
8	733.1	30	21,700	147	1681	1623.32	32	51,946	325	3724
7	733.1	26	18,987	129	1810	1623.32	28	45,453	285	4008
6	733.1	22	16,275	110	1920	1623.32	24	38,960	244	4252
5	733.1	19	13,562	92	2012	1623.32	20	32,466	203	4455
4	733.1	15	10,850	73	2085	1623.32	16	25,973	163	4618
3	733.1	11	8,137	55	2140	1623.32	12	19,480	122	4740
2	733.1	7	5,425	37	2177	1623.32	8	12,987	81	4821
1	733.1	4	2,712	18	2195	1623.32	4	6,493	41	4862
2,049						20,454				
4,080						41,943				
10,976						324,331				
24,309						776,724				

Est. de 5 pisos y 10 mts. de Claro					Est. de 5 pisos y 14 mts. de Claro					
N	Wi	hi	W/hi	Fi	Cortante	Wi	hi	W/hi	Fi	Cortante
5	393.04	17	6,583	132	132	783.06	17.25	13,508	263	263
4	414.04	13	5,548	111	243	824.22	13.8	11,374	221	484
3	414.04	10	4,161	83	326	824.22	10.35	8,531	166	650
2	414.04	6.7	2,774	56	382	824.22	6.9	5,687	111	761
1	414.04	3.4	1,387	28	410	824.22	3.45	2,844	55	816
2,049						20,454				
4,080						41,943				
10,976						324,331				
24,309						776,724				

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	0.7	0.35	10	2,400	588

carga tributaria de losa

3,966

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	0.7	0.35	10	2,400	588

carga tributaria de entrepiso

4,228

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	0.9	0.45	14	2,400	972

carga tributaria de losa

5,701

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	0.9	0.45	14	2,400	972

carga tributaria de entrepiso

6,068

CARGA GRAVITACIONAL**Est. de 15 pisos 10 mts. claro.**

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	1.4	0.65	10	2,400	2,184

carga tributaria de losa

5,562

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	1.4	0.65	10	2,400	2,184

carga tributaria de entrepiso

5,824

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	1.8	0.9	14	2,400	3,868

carga tributaria de losa

8,617

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	1.8	0.9	14	2,400	3,868

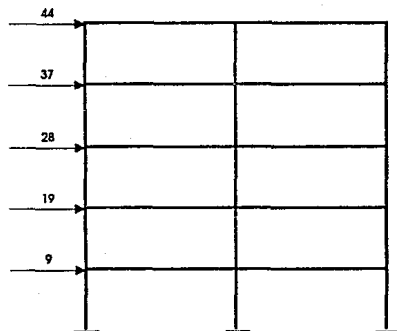
carga tributaria de entrepiso

8,984

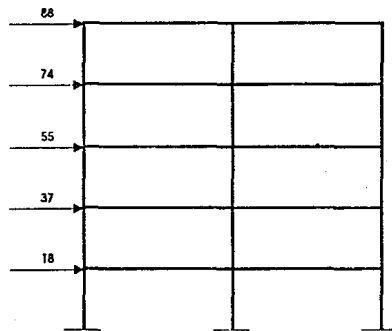
ARCHIVO DE DATOS

ESTRUCTURA CONCRETO REFORZADO	E	C	N° BARRAS	N° NUDOS	N° TIPICAS	N° DE CARGA	BARRA TIPO 1			BARRA TIPO 2			W1	W2				
							LONGITUD	ANGULO	A. AXIAL	A. CORTE	INERCIA	LONGITUD			ANGULO	A. AXIAL	A. CORTE	INERCIA
Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro	2213504	845431	75	18	2	2	3.35	90	0.775	0.00	0.0435	10	0	0.75	0.30	0.0300	3.91	4.73
Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro	2213504	845431	75	18	2	2	3.45	90	1.200	1.01	0.1720	14	0	0.41	0.34	0.0273	5.70	6.01
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	2213504	845431	75	48	2	2	3.7	90	2.500	1.88	0.4210	10	0	0.91	0.75	0.1486	5.52	5.47
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	2213504	845431	75	48	2	2	4	90	4.075	3.81	1.7860	14	0	1.67	1.35	0.4374	6.52	7.06

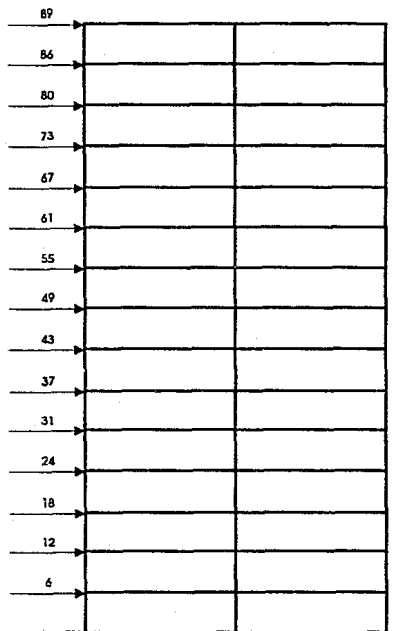
Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



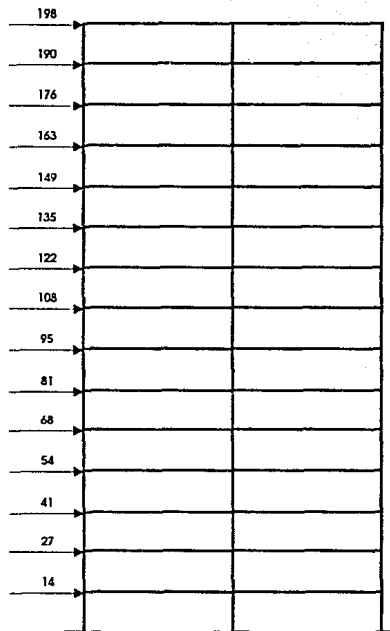
Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro

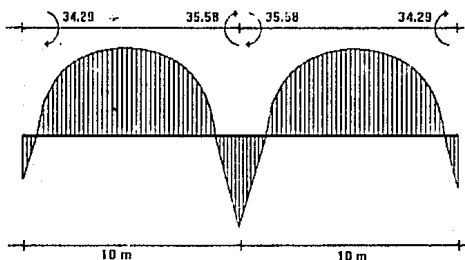


Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro





* ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$M_u = 1.4 \quad 35.58$$

$$M_u = 49.81 \text{ Tm}$$

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

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$F'_c = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/m}^2$$

$$l = 10 \text{ mts}$$

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

$$p_{\text{m} \times} = 0.75 \quad b = (0.75)(0.019) = 0.0143$$

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

$$M = b d^2 F'_c q (1 - 0.5q) F_r = 56.08 \quad T \cdot m > M_u = 49.81 \quad T \cdot m$$

$$\text{Se acepta la seccion de} \quad (0.35) \quad (0.65)$$

$$M_u / b d^2 = 39.53$$

$$p = 0.0129$$

Se corera armado con :

$$A_s = p b d = 27.09 \text{ cm}^2$$

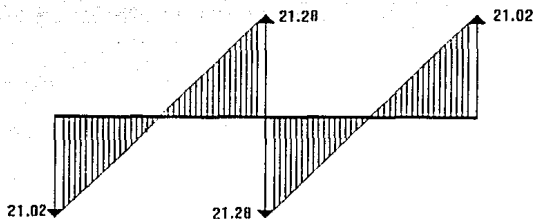
$$M_u = 1.4 \quad 34.29$$

Se propone el siguiente acero

$$M_u / b d^2 = 38.10 \quad p = 0.01235$$

$$A_s = p b d = 25.94 \text{ cm}^2$$

REFUERZO TRANSVERSAL



$$V_u = 21.28 \quad 1.4$$

$$V_u = 29.79$$

$$\rho = 0.0129$$

$$V_{cr} = f_r b d (0.02 + 30(\rho)) \sqrt{f'_c} = 1.19 \quad \text{Ton}$$

$$V_{cr} = 0.5 f_r b d \sqrt{f'_c} = 1.19 \quad \text{Ton}$$

Segun Reglamento:

Condiciones

$$d < 70 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 1.19 \quad \text{Ton}$$

No se reduce V_{cr} 30%

$$V_{cr} = 1.19 \quad \text{Ton}$$

$$L/h = 15 > 5 \text{ ok}$$

$$\text{Si } V_{cr} < V_u \leq 1.5 \sqrt{f'_c} b d$$

$$1.19 < 29.79 < 35.64$$

$$S = d/2 \quad \text{No mayor}$$

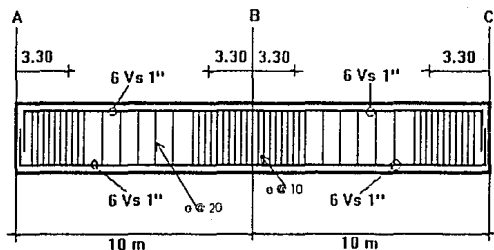
$$S = 30 \quad \text{cm}$$

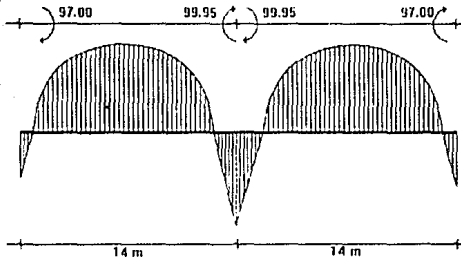
Se proponen estribos de 3/8"

$$S = (F_r A_v f_y d) / (V_u - V_{cr}) < F_r A_v F_y / 3.5b$$

$$S = 10 \text{ cm} < 23 \text{ cm}$$

$$\text{Separación } \phi = 10$$





* ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MIS. DE CLARO

$$Mu = 1.4 \quad 99.95$$

$$Mu = 139.93 \text{ T-m}$$

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

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$l = 14 \text{ mts}$$

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

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

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

$$Mr = bd^2 f'c q (1 - 0.5q) Fr = 144.71 \text{ T-m} > Mu = 139.93 \text{ T-m}$$

Se acepta la sección de (0.45) (0.90)

$$Mu / bd^2 = 43.04 \quad p = 0.01372$$

Se correra armado con :

$$As = pbd = 52.48 \text{ cm}^2$$

$$Mu = 1.4 \quad 97$$

Se propone el siguiente acero

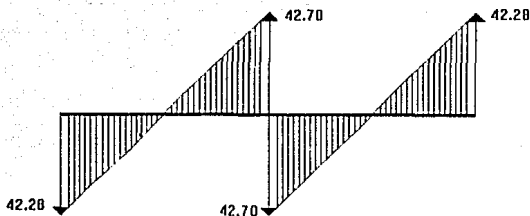
$$Mu / bd^2 = 41.77 \quad p = 0.01325$$

$$As = pbd = 50.68 \text{ cm}^2$$

(Concreto Reforzado)

Diseño

REFUERZO TRANSVERSAL



$V_u = 42.7$ 1.4
 $V_u = 59.78$

$\rho = 0.01372$

$V_{cr} = F_r b d (0.7 + 30\rho) f'c = 2.65$ Ton
 $V_{cr} = 0.5 F_r b d f'c = 2.16$ Ton

$V_{cr} = 2.16$ Ton

Segun Reglamento:

Condiciones

$d > 70$ cm

Si se reduce V_{cr} 30%

$V_{cr} = 1.66$ Ton

$L/h = 16 > 5$ ok

Si $V_{cr} < V_u \leq 1.5 F_r b d f'c$

$1.66 < 59.78 < 64.91$

$S = d/2$ No mayor

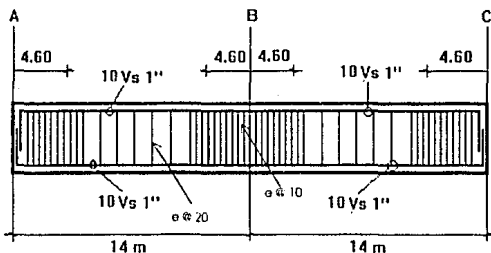
$S = 42.5$ cm

Se proponen estribos de 3/8"

$S = (F_r A_v f_y d) / (V_u - V_{cr}) < F_r A_v F_y / 3.5 b$

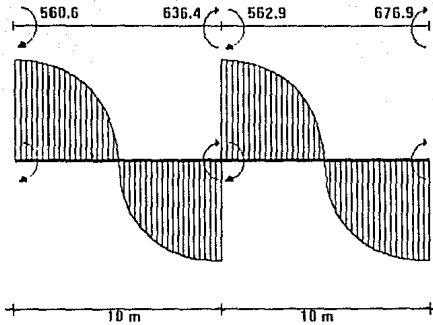
$S = 7$ cm < 16 cm

Separación $\phi = 10$



(Concreto Reforzado)

Diseño



* ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$M_u = 1.1 \quad 676.9$
 $M_u = 744.59 \text{ t-m}$
 $b = 80 \text{ cm}$
 $d = 145 \text{ cm}$
 $F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $L = 10 \text{ mts}$

$$p_b = F_c / F_y (4800 / F_y + 6000) = 170 / 4200 (4800 / 4200 + 6000) = 0.019$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.75 \quad p_b = (0.75)(0.019) = 0.0143$$

$$q_{m\acute{a}x} = F_y / F_c = ((0.0143)(4200)) / 170 = 0.3533$$

$$M_r = b d^2 f_c q (1 - 0.5q) f_r = 748.66 \quad T-m > M_u = 744.59 \quad T-m$$

Se acepta la seccion de (0.80) (1.50)

$$M_u / b d^2 = 44.27$$

$$p = 0.01422$$

Se correra armado con :

$$M_u = 1.1 \quad 560.6$$

$$A_s = p b d = 16495 \text{ cm}^2$$

$$M_u / b d^2 = 36.66$$

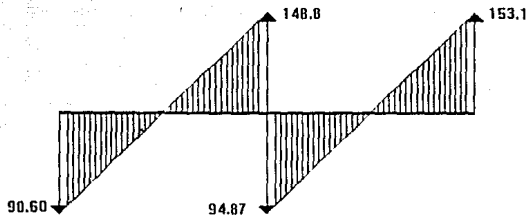
$$p = 0.0125$$

$$A_s = p b d = 145.00 \text{ cm}^2$$

(Concreto Reforzado)

Diseño

REFUERZO TRANSVERSAL



$$V_u = 153.1 \quad 1.1$$

$$V_{u1} = 168.41$$

$$\rho = 0.01422$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.02 + 30 \rho) f'c = 8.22 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d f'c = 6.56 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 6.56 \text{ Ton}$$

Segun Reglamento:

Condiciones

$$d > 70 \text{ cm}$$

Si se reduce V_{cr} 30%

$$V_{cr} = 5.05 \text{ Ton}$$

$$L/h = 7 > 5 \text{ ok}$$

$$\text{Si } V_{cr} < V_u \leq 1.5 F_r b d f'c$$

$$5.05 < 168.41 < 196.66$$

$$S = d/2 \text{ No mayor}$$

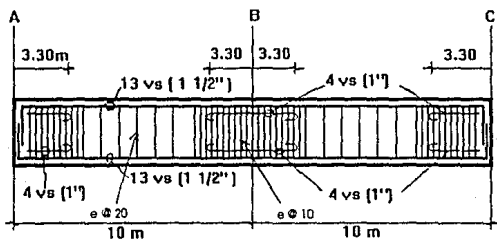
$$S = 72.5 \text{ cm}$$

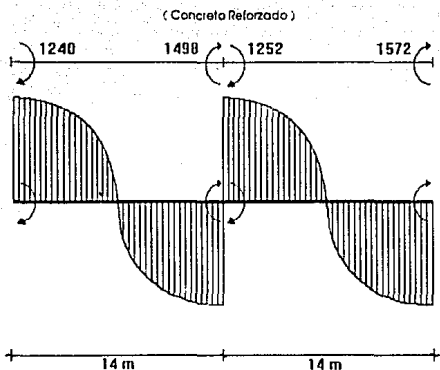
Se proponen estribos de 1/2"

$$S = (F_r A_v f_y d) / (V_u - V_{cr}) < F_r A_v F_y / 3.5 b$$

$$S = 8 \text{ cm} < 17 \text{ cm}$$

$$\text{Separación } \phi = 10 \text{ cm}$$





* ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$M_u =$	1.1	1572
$M_u =$	1729.20	14m
$b =$	110	cm
$d =$	190	cm
$F'_c =$	250	kg/cm ²
$F_y =$	4200	kg/cm ²
$L =$	14	mts

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

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

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

$$M_r = b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) F_r = 1767.49 \quad T \cdot m > M_u = 1729.20 \quad T \cdot m$$

Se acepta la seccion de (1.10) (1.95)

$$M_u / b d^2 = 43.55$$

$$p = 0.01391$$

Se correra armado con :

$$M_u = 1.1 \quad 1240$$

$$A_s = p b d = 290.72 \quad \text{cm}^2$$

$$M_u / b d^2 = 34.35$$

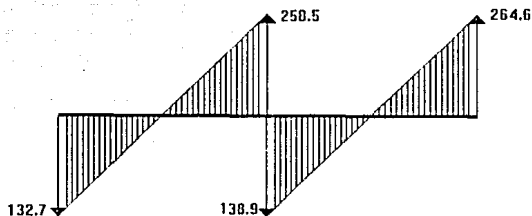
$$p = 0.0104$$

$$A_s = p b d = 217.35 \quad \text{cm}^2$$

(Concreto Reforzado)

Diseño

REFUERZO TRANSVERSAL



$$V_u = 264.6 \quad 1.1$$

$$V_{u*} = 291.06$$

$$\rho = 0.01391$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30\rho) \quad f'c = 14.60 \quad \text{Ton}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \quad f'c = 11.82 \quad \text{Ton}$$

Segun Reglamento:

Condiciones

$$d > 70 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 11.82 \quad \text{Ton}$$

Si se reduce V_{cr} 30%

$$V_{cr} = 9.09 \quad \text{Ton}$$

$$L/h = 7 > 5 \text{ ok}$$

$$\text{Si } V_{cr} < V_u \leq 1.5 F_r b d f'c$$

$$9.09 < 291.06 < 354.63$$

$$S = d/2 \quad \text{No mayor}$$

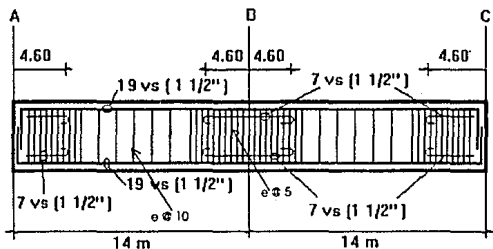
$$S = 95 \quad \text{cm}$$

Se proponen estribos de 1/2"

$$S = (F_r A_v f_y d) / (V_u - V_{cr}) < F_r A_v F_y / 3.5b$$

$$S = 6 \quad \text{cm} < 13 \quad \text{cm}$$

$$\text{Separación } \phi = 5 \quad \text{cm}$$



REVISIÓN DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

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

$$P \left\{ \begin{array}{l} \text{LOSA:} \\ \text{TRABE:} \\ \text{COLUMNAS:} \end{array} \right. \begin{array}{l} 379 \text{ Ton} \\ 68 \text{ Ton} \\ 34 \text{ Ton} \end{array}$$

$$\begin{aligned} b(\text{losa}) &= 10 \text{ m} & W(\text{losa}) &= 705.50 \text{ kg/m}^2 \\ h(\text{losa}) &= 10 \text{ m} & W(\text{losa}) &= 770.00 \text{ kg/m}^2 \\ b(\text{trabe}) &= 0.4 \text{ m} & W(\text{concreto}) &= 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ h(\text{trabe}) &= 0.6 \text{ m} & N^\circ \text{ Niveles} &= 5 \\ l(\text{trabe}) &= 20 \text{ m} \\ b(\text{columna}) &= 1 \text{ m} & M_x &= 217.47 \text{ Ton} \\ h(\text{columna}) &= 1 \text{ m} & 30\% M_x &= 65.241 \text{ Ton} \\ l(\text{columna}) &= 3.5 \text{ m} & \text{Sup } p &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 300 \text{ Ton} \\ A_s &= bh = 100 \text{ cm}^2 \\ A_c &= (bc)(hc) - (A_s) = 9900 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$* P_o = F_r (A_c F'_c + A_s F_y) = 1682 \text{ Ton}$$

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

$$q = F_y / F'_c = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 0.72$$

$$e_x / h_c = 0.72$$

$$\text{Grafica K} = 0.25$$

$$* P_x = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 340 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para P_y

$$e_y = M_y / P = 0.22$$

$$e_y / h_c = 0.22$$

$$\text{Grafica K} = 0.76$$

$$* P_y = (K) (F_r) (b) (h) (F'_c) = 1034 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00331428$$

$$* P_n = 302 \text{ Ton} > 300 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion} \quad 100 \quad 100$$

REVISIÓN DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 742 Ton

$$Fr = 0.80$$

$$F_c = 170$$

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

P TRABE: 136 Ton

COLUMNAS: 57 Ton

b (losa) =	14 m	W (losa) (a) =	705.50 kg/m ²
h (losa) =	14 m	W (losa) (u) =	770.00 kg/m ²
b (trabe) =	0.45 m	W concreto =	2.400 kg/m ³
h (trabe) =	0.9 m	Nº Niveles =	5
l (trabe) =	28 m		
b (columna) =	1.3 m	Mx =	495 T-m
h (columna) =	1.3 m	30% Mx =	148.5 T-m
l (columna) =	3.5 m	Sup. =	0.01

P =	605 Ton
As = bh =	169 cm ²
Ac = (bc)(hc) - (As) =	16731 cm ²

$$* P_o = Fr (Ac F_c + As F_y) = 2843 \text{ Ton}$$

Supóngase Acero Distribuido en la Periferia y d/h = 0.90

$$a = F_y / F_c = 0.25$$

$$e_x = M_x / P = 0.82$$

$$e_x / h_c = 0.63$$

Gráfica K = 0.30

$$* P_x = (K) (Fr) (b) (h) (F_c) = 693 \text{ Ton}$$

Lo mismo se hace para Py

$$e_y = M_y / P = 0.25$$

$$e_y / h_c = 0.19$$

Gráfica K = 0.6

$$* P_y = (K) (Fr) (b) (h) (F_c) = 1839 \text{ Ton}$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00164243$$

$$* P_n = 609 \text{ Ton} > 605 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion } 130 \quad 130$$

REVISIÓN DE SECCIONES COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 1149 Ton

Fr = 0.85

P TRABE: 756 Ton

F'c = 170

Fy = 4200 kg/cm²

COLUMNAS: 359 Ton

b (losa) =	10 m	W (losa) (a) =	705.50 kg/m ²
h (losa) =	10 m	W (losa) (e) =	770.00 kg/m ²
b (trabe) =	0.7 m	W concreto =	2.400 kg/m ³
h (trabe) =	1.5 m	f'c Nivelos =	15
l (trabe) =	20 m		
b (columna) =	1.7 m	Mx =	1192 1-m
h (columna) =	1.7 m	30% Mx =	357.6 1-m
l (columna) =	3.7 m	Sup.	0.01

P =	1105 Ton
As = bh =	289 cm ²
Ac = (bc)(hc) - (As) =	28611 cm ²

* Po = Fr (Ac F'c + As Fy) = 4862 Ton

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

α = Fy/F'c = 0.25

αx = Mx/P = 1.08

αx/hc = 0.63

Gráfica K = 0.30

* Px = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 1179 Ton

Lo mismo se hace para Py

ey = My/P = 0.32

ey/hc = 0.19

Gráfica K = 0.8

* Py = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 3144 Ton

FORMULA DE BRESLER

1/Pn = (1/Px) + (1/Py) - (1/Po) = 0.00096045

* Pn = 1041 Ton > 1165 Ton Se acepta la seccion 170 170

REVISION DE SECCIONES
COLUMNAS

SECCION PROPUESTA

LOSA: 2251 ton

Fr = 0.80

P TRABE: 1724 ton

F'c = 170

Fy = 4200 kg/cm²

COLUMNAS: 795 ton

b (losa) = 14 m W (losa) (a) = 705.50 kg/m²
 h (losa) = 14 m W (losa) (e) = 770.00 kg/m²
 b (trabe) = 0.9 m W concreto = 2,400 kg/m³
 h (trabe) = 1.9 m N° Niveles = 15
 l (trabe) = 28 m
 b (columna) = 2.6 m Mx = 3595 1-m
 h (columna) = 2.6 m 30% Mx = 1078.5 1-m
 l (columna) = 3.5 m Sup. 0.01

P = 2484 ton
 As = bh = 676 cm²
 Ac = (bc)(hc) - (As) = 66924 cm²

* Po = Fr (Ac F'c + As Fy) = 11373 Ton

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

qa = Fy/F'c = 0.25

ax = Mx/P = 1.45

ex/hc = 0.56

Grafica K = 0.34

* Px = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 3126 Ton

Lo mismo se hace para Py

ey = My/P = 0.43

oy/hc = 0.17

Grafica K = 0.86

* Py = (K) (Fr) (b) (h) (F'c) = 7906 Ton

FORMULA DE BRESLER

1/Pn = (1/Px) + (1/Py) - (1/Po) = 0.00035847

* Pn = 2790 Ton > 2484 Ton Se acepta la seccion 260 260

BAJADA DE CARGAS

LOSA PROPUESTA



PESO PROPIO DE LA LOSA:

$$N^{\circ} \text{ DE CASETONES QUE CABEN EN } 1 \text{ M}^2 = (100)^2 / (52)^2 = 3.7 \text{ Caset./m}^2$$

Ancho Inbutario de la nevadura

$$\text{VOLUMEN DE LA LOSA COMO SI FUERA MACIZA} = (0.35 \times 1.00 \times 1.00) = 0.35 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE LOS CASETONES QUE CABEN EN } 1 \text{ m}^2 = (0.30 \times 0.40 \times 0.40) \times (3.7) = 0.18 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{PESO LOSA} / \text{m}^2 = (0.35 - 0.18) \times (2400) = 408 \text{ kg} / \text{m}^2$$

LOSA DE AZOTEA

*) Carga Muerta (kg / m²)

Losa		= 408.00 kg / m ²
Refraso de tezontle	(0.075) × (1.00) × (1.00) × (1300)	= 97.50 kg / m ²
Enladrillado	(0.020) × (1.00) × (1.00) × (1500)	= 30.00 kg / m ²
Entorcado	(0.020) × (1.00) × (1.00) × (1500)	= 30.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>605.50 kg / m²</u>

*) Carga Viva (kg / m²)

w máxima	= 100.00 kg / m ²
w instantánea	= 70.00 kg / m ²

*) Carga Total (kg / m²)

$$W \text{ total} \begin{cases} (605.50) + (100) = 705.50 \text{ kg} / \text{m}^2 & \text{(acciones permanentes + variables)} \\ (605.50) + (70) = 675.50 \text{ kg} / \text{m}^2 & \text{(acciones accidentales)} \end{cases}$$

LOSA DE ENTREPISO

*) Carga Muerta (kg / m²)

Losa		= 408.00 kg / m ²
Firma	(0.020) × (1.00) × (1.00) × (1500)	= 30.00 kg / m ²
Yeso	(0.020) × (1.00) × (1.00) × (1500)	= 30.00 kg / m ²
Mortero	(0.020) × (1.00) × (1.00) × (1500)	= 30.00 kg / m ²
Loseta		= 10.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>548.00 kg / m²</u>

*) Carga Viva (kg / m²)

w máxima	250 reduc. por reglamento 150 + 420(100) ² (-1/2) = 222 kg / m ²
w instantánea	= 180.00 kg / m ²

*) Carga Total (kg / m²)

$$W \text{ total} \begin{cases} (548.00) + (222) = 770.00 \text{ kg} / \text{m}^2 & \text{(acciones permanentes + variables)} \\ (548.00) + (180) = 728.00 \text{ kg} / \text{m}^2 & \text{(acciones accidentales)} \end{cases}$$

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	EJE X - X		N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				AREA	I				
5. pisos 10. mix. clavo.	azotea	losa	675.5	400	0	1	1	270.200	313
		trabe	7890	189	99.479	12	10	17.895	
		columnas	7890	1012.36	276.535	9	3.5	25.161	
	atrapiso	losa	728	400	0	1	1	291.200	334
		trabe	7890	189	99.479	12	10	17.895	
		columnas	7890	1012.36	276.535	9	3.5	25.161	
2. pisos 14. mix. clavo.	azotea	losa	675.5	784	0	1	1	529.592	646
		trabe	7890	578.1	147.762	12	14	76.628	
		columnas	7890	1583.86	1.016.749	9	3.5	39.364	
	atrapiso	losa	728	784	0	1	1	570.752	687
		trabe	7890	578.1	147.762	12	14	76.628	
		columnas	7890	1583.86	1.016.749	9	3.5	39.364	
15. pisos 12. mix. clavo.	azotea	losa	675.5	400	0	1	1	270.200	364
		trabe	7890	474.2	1.789.795	12	10	44.897	
		columnas	7890	1968.14	3.750.364	9	3.5	48.915	
	atrapiso	losa	728	400	0	1	1	291.200	385
		trabe	7890	474.2	1.789.795	12	10	44.897	
		columnas	7890	1968.14	3.750.364	9	3.5	48.915	
15. pisos 14. mix. clavo.	azotea	losa	675.5	784	0	1	1	529.592	765
		trabe	7890	819.4	6.160.225	12	14	108.613	
		columnas	7890	5101.74	18.529.695	9	3.5	126.798	
	atrapiso	losa	728	784	0	1	1	570.752	806
		trabe	7890	819.4	6.160.225	12	14	108.613	
		columnas	7890	5101.74	18.529.695	9	3.5	126.798	

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3.378
	TRABE	10	0.0189	1	7.890	149

carga tributaria de losa

3,527

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3.640
	TRABE	10	0.0183	1	7.890	149

carga tributaria de entrepiso

3,789

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4.729
	TRABE	14	0.0578	1	7.890	456

carga tributaria de losa

5,185

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5.096
	TRABE	14	0.0578	1	7.890	456

carga tributaria de entrepiso

6,552

CARGA GRAVITACIONAL**Est. de 15 pisos 10 mts. claro.**

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	10	0.0474	1	7.890	374

carga tributaria de losa

3,752

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	10	0.0474	1	7.890	374

carga tributaria de entrepiso

4,014

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.0819	1	7.890	647

carga tributaria de losa

5,375

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	14	0.0819	1	7.890	647

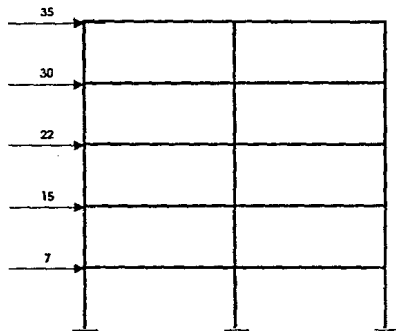
carga tributaria de entrepiso

5,743

ARCHIVO DE DATOS

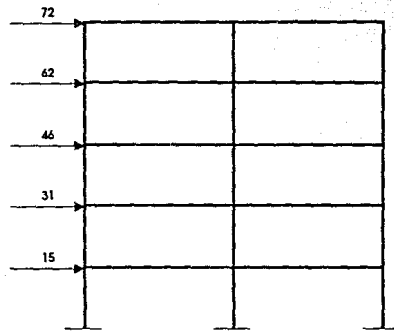
ESTRUCTURA ACERO	E	C	N° BARRAS	N° NODOS	N° TIPICAS	N° DE CARGA	BAJERA TIPO 1					BAJERA TIPO 2					W1	W2	
							LONGITUD	ANGULO	A. AXIAL	A. CORTE	INERCIA	LONGITUD	ANGULO	A. AXIAL	A. CORTE	INERCIA			
Edificio de 8 Pisos y 10 mts de Claro	2	10000000	64000000	25	18	2	2	3.5	90	0.1012	0.08	0.0027654	10	0	0.0189	0.0158	0.0070	3.53	3.70
Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro	2	10000000	64000000	25	18	2	2	3.5	90	0.1584	0.13	0.0104675	14	0	0.02578	0.0467	0.0215	5.18	5.55
Edificio de 18 Pisos y 10 mts de Claro	2	10000000	64000000	25	48	2	2	3.5	90	0.1968	0.16	0.0175056	10	0	0.0474	0.0295	0.0177	3.75	3.01
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	2	10000000	64000000	25	48	2	2	3.5	90	0.5102	0.43	0.182502	14	0	0.0819	0.0541	0.0615	5.38	5.74

Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



62

Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro



72

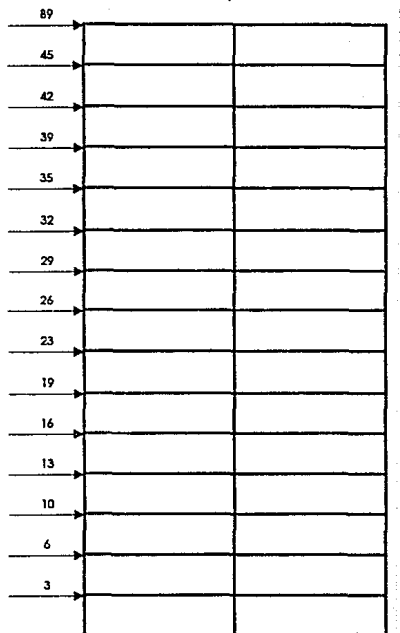
62

46

31

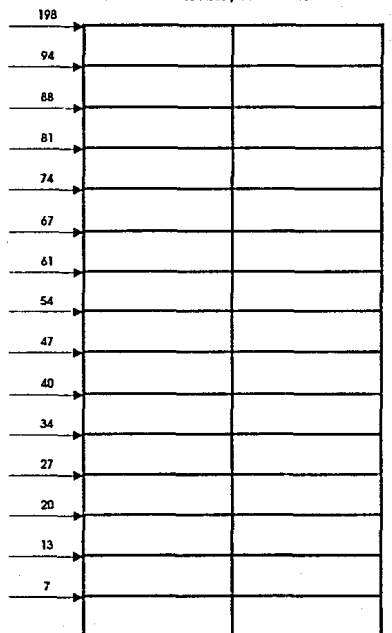
15

Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



63

Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro



ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$M = 34.60 \text{ t-m}$$

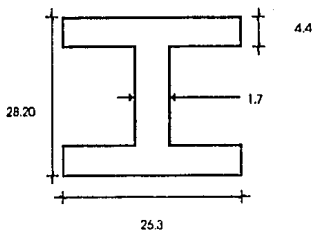
$$f_{\text{permisible}} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$f = 2.53000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{f_{\text{permisible}}}$$

$$S = 1.713.77 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 1.835.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (f_{\text{permisible}})$$

$$M_{\text{resistente}} = 37.05 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$M = 278.20 \text{ t-m}$$

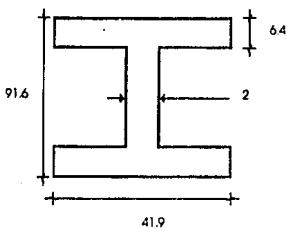
$$M_{\text{permisible}} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$W = 2.530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\text{permisible}}$$

$$S = 13.779.51 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 14.666.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\text{permisible})$$

$$M_{\text{resistente}} = 296.10 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$M = 274.10 \text{ t-m}$$

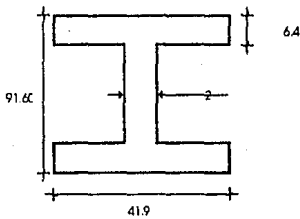
$$\text{permisible} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$= 2.530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\text{permisible}}$$

$$S = 13,576.43 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 14,666.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\text{permisible})$$

$$M_{\text{resistente}} = 296.10 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$M = 520.00 \text{ t-m}$$

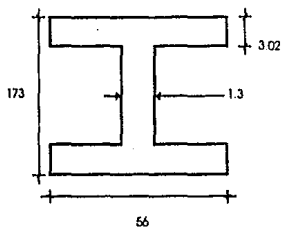
$$\text{permisible} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$= 2.530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\text{permisible}}$$

$$S = 25.756.09 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 26.547.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\text{permisible})$$

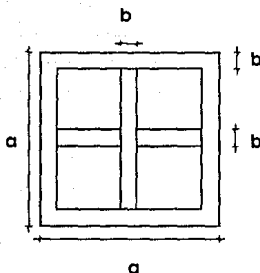
$$M_{\text{resistente}} = 635.97 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MIS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 189.3 \text{ ton} \\
 M_x &= 141.2 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 42 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 50 \text{ cm} \\
 b &= 3.81 \text{ cm} \\
 L &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 1,012.36 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x; \quad F_b = S_y$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A \bar{y}}{\sum A} \quad I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12} \quad S = I / \bar{y} \quad r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 25$$

$$I = 276,535 \text{ cm}^4$$

$$S = 11,061 \text{ cm}^3$$

$$r = 17 \text{ cm}$$

$$K L / r = 21$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1444 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.28 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

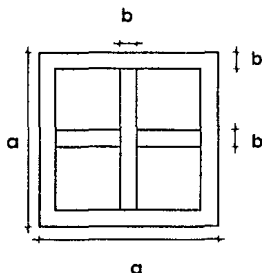
$$50 \quad \times \quad 50$$

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 248.3 \text{ ton} \\
 M_x &= 347.7 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 104 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 80 \text{ cm} \\
 b &= 3.81 \text{ cm} \\
 L &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot \gamma) < 1.33$$

< 1.33

$$A = 1,698.16 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x ; \quad F_b = M_y ; \quad F_a = S_x ; \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 40$$

$$I = 1,247,216 \text{ cm}^4$$

$$S = 31,180 \text{ cm}^3$$

$$r = 27 \text{ cm}$$

$$KL / r = 13$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1477 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot \gamma) =$$

$$1.08 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

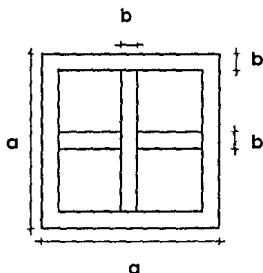
$$80 \quad \times \quad 80$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 526.3 \text{ ton} \\
 M_x &= 511 \text{ t-m} \\
 30\% M_y &= 153 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 80 \text{ cm} \\
 b &= 5.08 \text{ cm} \\
 I &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 2,206.14 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad F_b = M_y; \quad F_a = S_x \&; \quad F_b = S_y \&$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 40$$

$$I = 1,576,356 \text{ cm}^4$$

$$S = 39,409 \text{ cm}^3$$

$$r = 27 \text{ cm}$$

$$K L / r = 13$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1477 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.30 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

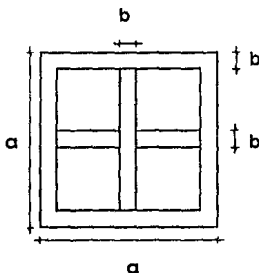
$$80 \quad \times \quad 80$$

ESTRUCIURA DE 15 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 1115 \text{ ton} \\
 M_x &= 1388 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 416 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 130 \text{ cm} \\
 b &= 5.08 \text{ cm} \\
 l &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 3,730.14 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x; \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \sum \frac{bh^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 65$$

$$I = 7,343,914 \text{ cm}^4$$

$$S = 112,983 \text{ cm}^3$$

$$r = 44 \text{ cm}$$

$$K L / r = 8$$

$$F_a \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 1494 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.27 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

$$130 \quad \times \quad 130$$

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	EJE X - X		N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				AREA	I				
5. piso 10. mis. claro.	azotea	losa	675.5	400	0	1	1	270,200	311
		trabe	7890	189.7	25.931	12	10	17,961	
		columnas	7890	1012.36	276.535	9	3.15	22,645	
	entrepiso	losa	728	400	0	1	1	291,200	332
		trabe	7890	189.7	25.931	12	10	17,961	
		columnas	7890	1012.36	276.535	9	3.15	22,645	
2. piso 11. mis. claro.	azotea	losa	675.5	784	0	1	1	529,592	633
		trabe	7890	465.2	670.130	12	14	61,663	
		columnas	7890	1698.16	1,247.216	9	3.5	42,205	
	entrepiso	losa	728	784	0	1	1	570,752	675
		trabe	7890	465.2	670.130	12	14	61,663	
		columnas	7890	1698.16	1,247.216	9	3.5	42,205	
15. piso 10. mis. claro.	azotea	losa	675.5	400	0	1	1	270,200	389
		trabe	7890	465.2	670.130	12	10	44,045	
		columnas	7890	2206.14	1,576.356	9	3.5	54,830	
	entrepiso	losa	728	400	0	1	1	291,200	390
		trabe	7890	465.2	670.130	12	10	44,045	
		columnas	7890	2206.14	1,576.356	9	3.5	54,830	
15. piso 11. mis. claro.	azotea	losa	675.5	784	0	1	1	529,592	750
		trabe	7890	884	6,241.382	12	14	117,175	
		columnas	7890	3730.14	7,343.914	9	3.9	103,302	
	entrepiso	losa	728	784	0	1	1	570,752	781
		trabe	7890	884	6,241.382	12	14	117,176	
		columnas	7890	3730.14	7,343.914	9	3.9	103,302	

FUERZAS SISMICAS APROXIMADAS

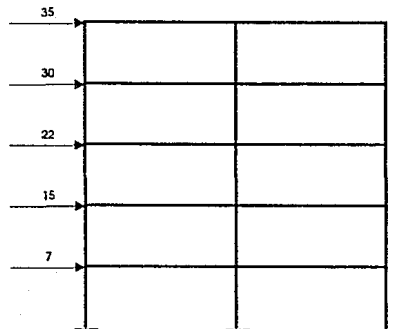
(METODO ESTATICO)

Est.	N° Niv.	Peso Azotea	P. Entr.	H Entr.	H Edif.
1	5	311	332	3.15	15.75
2	5	633	675	3.5	17.5
3	15	369	390	3.5	52.5
4	15	750	791	3.9	58.5

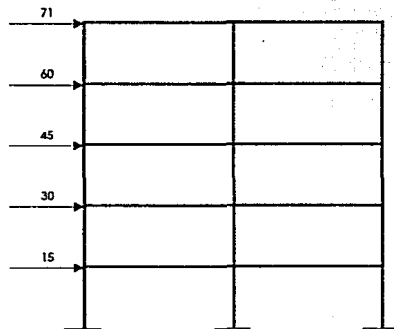
Est. de 15 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 15 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wl	hl	Wihl	Fi	Cortante	Wl	hl	Wihl	Fi	Cortante
15	369	53	19,376	139	139	750	59	43,879	282	282
14	390	49	19,114	137	276	791	55	43,201	278	560
13	390	46	17,748	127	403	791	51	40,115	258	818
12	390	42	16,383	117	520	791	47	37,030	238	1056
11	390	39	15,018	108	628	791	43	33,944	218	1274
10	390	35	13,653	98	726	791	39	30,858	198	1473
9	390	32	12,287	88	814	791	35	27,772	179	1651
8	390	28	10,922	78	892	791	31	24,686	159	1810
7	390	25	9,557	68	961	791	27	21,601	139	1949
6	390	21	8,192	59	1019	791	23	18,515	119	2068
5	390	18	6,826	49	1068	791	20	15,429	99	2167
4	390	14	5,461	39	1107	791	16	12,343	79	2246
3	390	11	4,096	29	1137	791	12	9,257	60	2306
2	390	7	2,731	20	1156	791	7.8	6,172	40	2346
1	390	4	1,365	10	1165	791	3.9	3,085	20	2365

Est. de 5 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 5 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wl	hl	Wihl	Fi	Cortante	Wl	hl	Wihl	Fi	Cortante
5	311	16	4,895	104	104	633	17.5	11,096	213	213
4	332	13	4,181	89	194	675	14	9,445	181	394
3	332	9.5	3,136	67	261	675	10.5	7,084	136	530
2	332	6.3	2,090	45	306	675	7	4,722	91	621
1	332	3.2	1,045	22	328	675	3.5	2,361	45	666
	1,638		15,347			3,332		34,697		

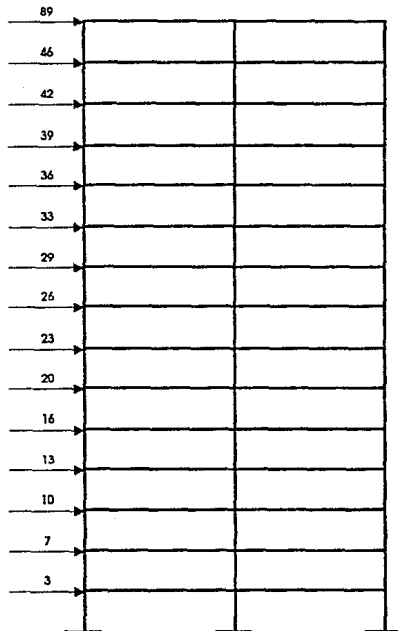
Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



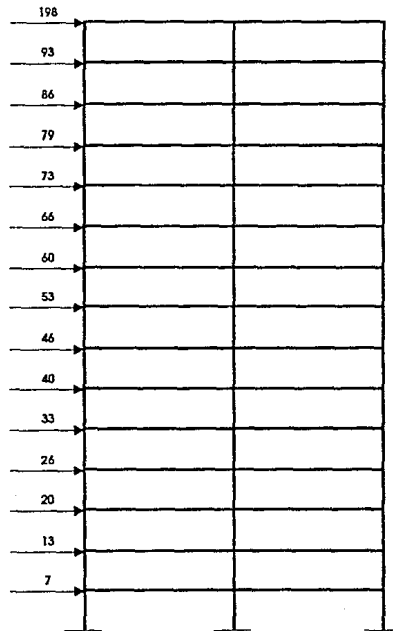
Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro



CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	10	0.019	1	7,890	150

carga tributaria de losa

3,527

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	10	0.019	1	7,890	150

carga tributaria de entrepiso

3,790

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.0465	1	7,890	367

carga tributaria de losa

5,096

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	14	0.0465	1	7,890	367

carga tributaria de entrepiso

5,463

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 15 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	10	0.0465	1	7.890	367

carga tributaria de losa

3,745

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	10	0.0465	1	7.890	367

carga tributaria de entrepiso

4,007

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.0684	1	7.890	697

carga tributaria de losa

5,426

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	14	0.0684	1	7.890	697

carga tributaria de entrepiso

5,793

ARCHIVO DE DATOS

ESTRUCTURA ACERO	E	G	N° BARRAS	N° NUDOS	N° TIPOS	N° DE CARGA	BARRA TIPO 1				BARRA TIPO 2				W1	W2		
							LONGITUD	ANGULO	A AXIAL	A CORTE	INERCIA	LONGITUD	ANGULO	A AXIAL			A CORTE	INERCIA
Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro	2	0	25	10	2	2	3.15	90	0.1317	0.08	0.0077654	10	0	0.0710	0.0158	0.0035	3.50	3.90
Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro	2	0	25	10	2	2	3.5	90	0.1608	0.14	0.0124727	14	0	0.0465	0.0768	0.0067	5.10	5.46
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	2	0	75	15	2	2	3.5	90	0.2206	0.18	0.0157634	10	0	0.0465	0.1368	0.0067	3.78	4.01
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	2	0	75	15	2	2	3.0	90	0.3730	0.31	0.0714321	14	0	0.0864	0.0737	0.0074	5.43	5.70

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$M = 31.69 \text{ t-m}$$

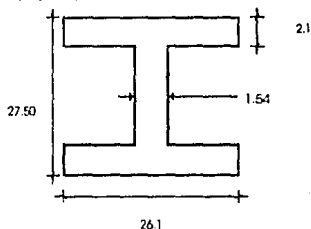
$$M_{\text{permisible}} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$w = 2.530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{w_{\text{permisible}}}$$

$$S = 1,569.64 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 1,614.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (w_{\text{permisible}})$$

$$M_{\text{resistente}} = 32.59 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MIS. DE CLARO

$$M = 91.00 \text{ t-m}$$

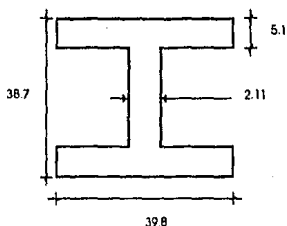
$$\sigma_{\text{permisible}} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$\gamma = 2.53000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\sigma_{\text{permisible}}}$$

$$S = 4.507.32 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 4.605.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\sigma_{\text{permisible}})$$

$$M_{\text{resistente}} = 92.97 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$M = 277.60 \text{ t-m}$$

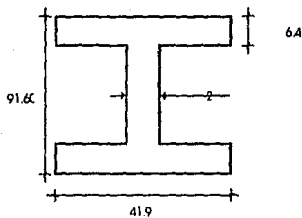
$$\text{permisible} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$= 2,630.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\text{permisible}}$$

$$S = 13,749.79 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 14,666.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\text{permisible})$$

$$M_{\text{resistente}} = 296.10 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$M = 646.20 \text{ t-m}$$

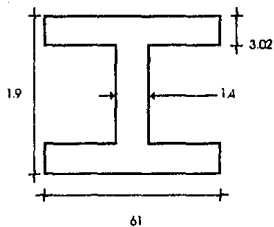
$$\text{permisible} = (0.6)(2530)(1.33) = 2018.94$$

$$= 2.530.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{\text{permisible}}$$

$$S = 32.006.89 \text{ cm}^3$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE VIGA



$$S = 32.610.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{resistente}} = (S) (\text{permisible})$$

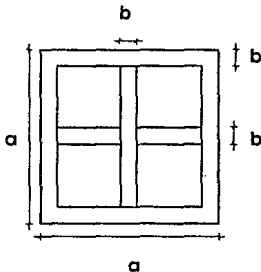
$$M_{\text{resistente}} = 658.38 \text{ t-m}$$

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 127.4 \text{ ton} \\
 Mx &= 193.7 \text{ t-m} \\
 30\%My &= 58 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 60 \text{ cm} \\
 b &= 3.81 \text{ cm} \\
 L &= 330 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 1240.96 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x; \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$y = 30$$

$$I = 498,769 \text{ cm}^4$$

$$S = 16,626 \text{ cm}^3$$

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

$$KL / r = 16$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1465 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.10 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

60

x

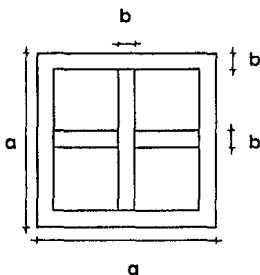
60

ESTRUCTURA DE 5 PISOS Y 14 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 383.4 \text{ ton} \\
 M_x &= 281.6 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 84 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 70 \text{ cm} \\
 b &= 3.81 \text{ cm} \\
 L &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$\left(\frac{f_a}{F_a} \right) + \left(\frac{f_b}{F_b} \right) + \left(\frac{P}{A \cdot f_y} \right) < 1.33$$

$$A = 1,469.56 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x \quad \& \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 35$$

$$I = 816,614 \text{ cm}^4$$

$$S = 23,332 \text{ cm}^3$$

$$r = 24 \text{ cm}$$

$$KL / r = 15$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1469 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{f_a}{F_a} \right) + \left(\frac{f_b}{F_b} \right) + \left(\frac{P}{A \cdot f_y} \right) =$$

$$1.25 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

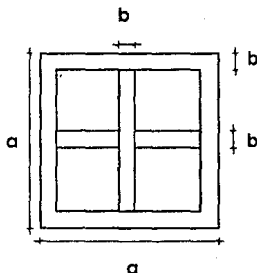
$$70 \quad \times \quad 70$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 10 MTS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 564.4 \text{ ton} \\
 M_x &= 517.5 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 155 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 85 \text{ cm} \\
 b &= 5.08 \text{ cm} \\
 L &= 390 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 2,358.54 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x; \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 42.5$$

$$I = 1,914,739 \text{ cm}^4$$

$$S = 45,053 \text{ cm}^3$$

$$r = 28 \text{ cm}$$

$$K L / r = 14$$

$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1473 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.18 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

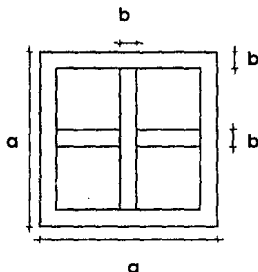
$$85 \quad \times \quad 85$$

ESTRUCTURA DE 15 PISOS Y 14 MIS. DE CLARO

$$\begin{aligned}
 P &= 1083 \text{ ton} \\
 M_x &= 966.4 \text{ t-m} \\
 30\%M_y &= 290 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE COLUMNA FORMADA POR PLACAS DE ACERO

$$\begin{aligned}
 a &= 110 \text{ cm} \\
 b &= 5.08 \text{ cm} \\
 L &= 480 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) < 1.33$$

$$A = 3,120.54 \text{ cm}^2$$

$$f_a = M_x; \quad f_b = M_y; \quad F_a = S_x; \quad F_b = S_y$$

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

$$I = \sum A \bar{y}^2 + \frac{\sum b h^3}{12}$$

$$S = I / \bar{y}$$

$$r = \sqrt{I / A}$$

$$\bar{y} = 55$$

$$I = 4,344,081 \text{ cm}^4$$

$$S = 78,983 \text{ cm}^3$$

$$r = 37 \text{ cm}$$

$$K L / r = 13$$

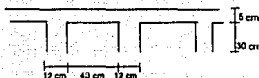
$$F_a (\text{kg/cm}^2) = 1477 \text{ kg/cm}^2$$

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) + (P / A \cdot f_y) =$$

$$1.31 < 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección de:

$$110 \quad \times \quad 110$$

BAJADA DE CARGAS**LOSA PROPUESTA****PESO PROPIO DE LA LOSA:**

$$N^{\circ} \text{ DE CASETONES QUE CABEN EN 1 M}^2 = (100)^2 / (52)^2 = 3.7 \text{ Caset./m}^2$$

Ancho tributario de la nervadura \rightarrow

$$\text{VOLUMEN DE LA LOSA COMO SI FUERA MACIZA} = (0.35)(100)(1.00) = 0.35 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE LOS CASETONES QUE CABEN EN 1 m}^2 = (0.30)(0.40)(0.40)(3.7) = 0.18 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{PESO LOSA / m}^2 = (0.35 + 0.18)(2400) = 408 \text{ kg / m}^2$$

LOSA DE AZOTEA***) Carga Muerta (kg / m²)**

Losa		= 408.00 kg / m ²
Refraso de tezonilla	(0.075)(1.00)(1.00)(1300)	= 97.50 kg / m ²
Enladrillado	(0.020)(1.00)(1.00)(1500)	= 30.00 kg / m ²
Entortao	(0.020)(1.00)(1.00)(1500)	= 30.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>605.50 kg / m²</u>

***) Carga Viva (kg / m²)**

w máxima	= 100.00 kg / m ²
w instantanea	= 70.00 kg / m ²

***) Carga Total (kg / m²)**

$$W \text{ total } \left\{ \begin{array}{l} (605.50) + (100) = 705.50 \text{ kg / m}^2 \text{ (acciones permanentes + variables)} \\ (605.50) + (70) = 675.50 \text{ kg / m}^2 \text{ (acciones accidentales)} \end{array} \right.$$

LOSA DE ENTREPISO***) Carga Muerta (kg / m²)**

Losa		= 408.00 kg / m ²
Firme	(0.020)(1.00)(1.00)(1500)	= 30.00 kg / m ²
Yeso	(0.020)(1.00)(1.00)(1500)	= 30.00 kg / m ²
Mortero	(0.020)(1.00)(1.50)(1500)	= 30.00 kg / m ²
Loseta		= 10.00 kg / m ²
Sobre carga		= 40.00 kg / m ²
		<u>548.00 kg / m²</u>

***) Carga Viva (kg / m²)**

w máxima	250 reduc. por reglamento	180 + 420(100)(-1/2) = 222 kg / m ²
w instantanea		= 180.00 kg / m ²

***) Carga Total (kg / m²)**

$$W \text{ total } \left\{ \begin{array}{l} (548.00) + (222) = 770.00 \text{ kg / m}^2 \text{ (acciones permanentes + variables)} \\ (548.00) + (180) = 728.00 \text{ kg / m}^2 \text{ (acciones accidentales)} \end{array} \right.$$

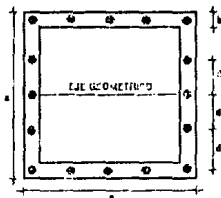
COLUMNAS PROPUESTAS

Edificio de 6 pisos y 10 mts de Claro



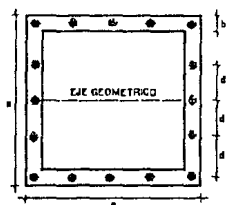
GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	85 cm
b =	15 cm
d =	17.5 cm

Edificio de 5 pisos y 14 mts de Claro



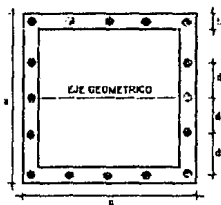
GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	110 cm
b =	15 cm
d =	23.75 cm

Edificio de 15 pisos y 10 mts de Claro



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	150 cm
b =	15 cm
d =	33.75 cm

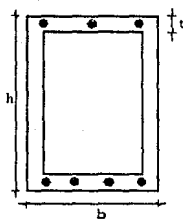
Edificio de 15 pisos y 14 mts de Claro



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	215 cm
b =	15 cm
d =	50 cm

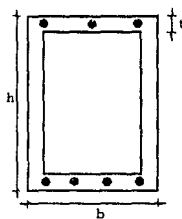
TRABES PROPUESTAS

Edificio de 5 pisos y 10 mts de Claro



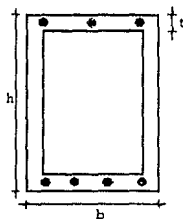
$h =$	60	cm
$b =$	40	cm
$t =$	10	cm

Edificio de 5 pisos y 14 mts de Claro



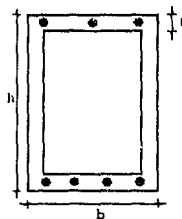
$h =$	90	cm
$b =$	45	cm
$t =$	10	cm

Edificio de 15 pisos y 10 mts de Claro



$h =$	150	cm
$b =$	70	cm
$t =$	15	cm

Edificio de 15 pisos y 14 mts de Claro



$h =$	190	cm
$b =$	90	cm
$t =$	20	cm

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	DIM. HUECO		LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				largo	ancho		l	a			
5 pisos 10 mix claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1			1	270.200	
		trabe	2400	0.6	0.4	12	0.4	0.2	10	40.080	346
		columnas	2400	0.85	0.85	9	0.55	0.55	3.3	29.838	
	entrepisos	losa	728	20	20	1			1	291.200	
		trabe	2400	0.6	0.4	12	0.4	0.2	10	40.080	367
		columnas	2400	0.85	0.85	9	0.55	0.55	3.3	29.838	
5 pisos 14 mix claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1			1	529.592	
		trabe	2400	0.9	0.45	12	0.7	0.25	14	92.736	665
		columnas	2400	1.1	1.1	9	0.8	0.8	3.45	42.476	
	entrepisos	losa	728	28	28	1			1	570.752	
		trabe	2400	0.9	0.45	12	0.7	0.25	14	92.736	708
		columnas	2400	1.1	1.1	9	0.8	0.8	3.45	42.476	
15 pisos 10 mix claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1			1	270.200	
		trabe	2400	1.5	0.7	12	1.2	0.4	10	164.160	499
		columnas	2400	1.5	1.5	9	1.2	1.2	3.7	64.735	
	entrepisos	losa	728	20	20	1			1	291.200	
		trabe	2400	1.5	0.7	12	1.2	0.4	10	164.160	520
		columnas	2400	1.5	1.5	9	1.2	1.2	3.7	64.735	
15 pisos 14 mix claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1			1	529.592	
		trabe	2400	1.9	0.9	12	1.6	0.6	14	302.400	936
		columnas	2400	2.15	2.15	9	1.85	1.85	4	103.680	
	entrepisos	losa	728	28	28	1			1	570.752	
		trabe	2400	1.9	0.9	12	1.6	0.6	14	302.400	977
		columnas	2400	2.15	2.15	9	1.85	1.85	4	103.680	

FUERZAS SISMICAS APROXIMADAS

(METODO ESTATICO)

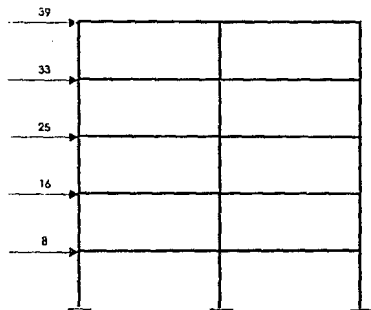
16

Est.	N° Niv.	Peso Azotea	P. Entr.	H Entr.	H Edil.
1	5	346	367	3.3	16.5
2	5	665	706	3.45	17.25
3	15	499	520	3.7	55.5
4	15	936	977	4	60

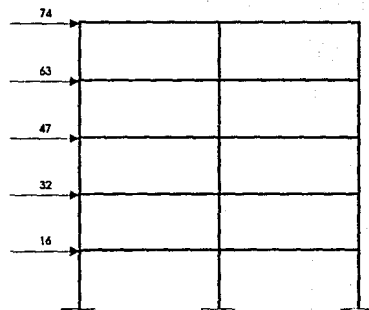
Est. de 5 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 5 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante
5	346	17	5,713	116	116	665	17.25	11,468	223	223
4	367	13	4,847	99	215	706	13.8	9,742	190	413
3	367	9.9	3,635	74	289	706	10.35	7,307	142	555
2	367	6.6	2,424	49	338	706	6.9	4,871	95	650
1	367	3.3	1,212	25	363	706	3.45	2,436	47	653
		1,815	17,531			3,489		33,824		

Est. de 15 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 15 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante
15	499	56	27,700	168	108	936	60	56,140	352	352
14	520	52	26,941	182	370	977	56	54,703	343	694
13	520	48	25,017	169	539	977	52	50,795	318	1013
12	520	44	23,092	156	696	977	48	46,888	294	1307
11	520	41	21,168	143	839	977	44	42,931	269	1576
10	520	37	19,244	130	970	977	40	39,073	245	1821
9	520	33	17,319	117	1087	977	36	35,166	220	2041
8	520	30	15,395	104	1191	977	32	31,259	196	2237
7	520	26	13,470	91	1202	977	28	27,351	171	2408
6	520	22	11,546	78	1361	977	24	23,444	147	2555
5	520	19	9,622	65	1426	977	20	19,537	122	2677
4	520	15	7,697	52	1478	977	16	15,629	98	2775
3	520	11	5,773	39	1517	977	12	11,722	73	2849
2	520	7	3,849	26	1543	977	8	7,815	49	2898
1	520	4	1,924	13	1556	977	4	3,907	24	2922
						7780		229,757		
		14,611						466,410		

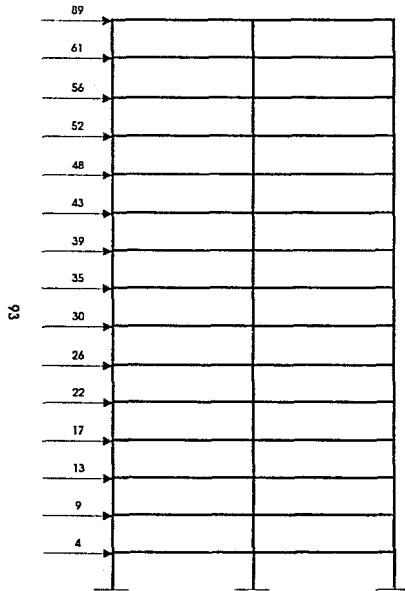
Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



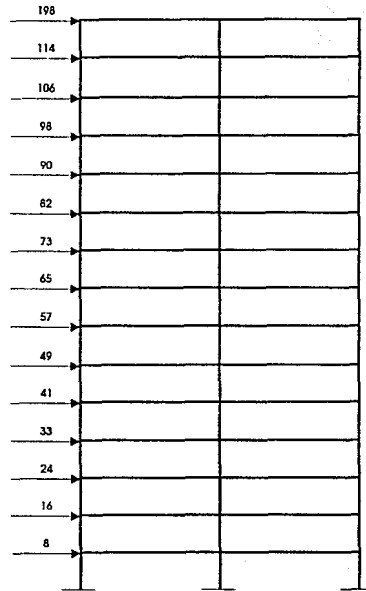
Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro



CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3.378
	TRABE	10	0.16	1	2.400	.384

carga tributaria de losa

3.762

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3.640
	TRABE	10	0.16	1	2.400	.384

carga tributaria de entrepiso

4.024

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4.729
	TRABE	14	0.23	1	2.400	.552

carga tributaria de losa

5.281

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5.096
	TRABE	14	0.23	1	2.400	.552

carga tributaria de entrepiso

5.648

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 15 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (n.)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	10	0.57	1	2,400	1,368

carga tributaria de losa

4,746

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	10	0.57	1	2,400	1,368

carga tributaria de entrepiso

5,008

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.75	1	2,400	1,800

carga tributaria de losa

6,529

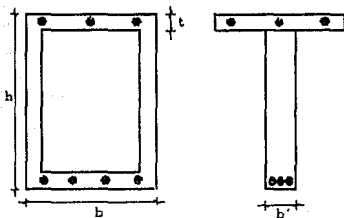
	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,056
	TRABE	14	0.75	1	2,400	1,800

carga tributaria de entrepiso

6,896

ARCHIVO DE DATOS

ESTRUCTURA SECCIONES EN CAJON	L	G	N° BARRAS	R MEDIO	N° TIPICAS	N° DE CARGA	BARRA TIPO 1				BARRA TIPO 2				W1	W2		
							LONGITUD	ANGULO	A. ASAL	A. CORTE	INERCIA	LONGITUD	ANGULO	A. ASAL			A. CORTE	INERCIA
Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro	22120/4	M-43A	25	18	2	2	3.3	90	0.42	0.75	0.017	10	0	0.15	0.13	0.0261	3.76	4.02
Edificio de 8 Pisos y 14 mts de Claro	22119/1	M-43A	25	18	2	2	3.45	90	0.57	0.48	0.0179	14	0	0.23	0.19	0.0202	5.28	5.65
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	22122/4	M-43A	75	48	2	2	3.7	90	0.81	0.68	0.0291	10	0	0.57	0.48	0.1305	4.75	5.01
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	22119/4	M-43A	75	48	2	2	4	90	1.2	1.00	0.0545	14	0	0.75	0.63	0.3026	6.53	6.90



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

$$F_c = 170$$

$$M_u = 47 \text{ t-m}$$

$$L = 10 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$F_r = 0.9$$

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

Revisión para definir si la viga se calcula como T:

$$\text{Supongase: } Z = d \cdot t/2 = 55$$

$$A_s = M_u / (F_r \cdot F_y \cdot Z) = 22.6 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot F_y / F'_c \cdot b = 14.0 \text{ cm}$$

$$a > t = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$$A_{sf} = (F'_c \cdot (b - b') \cdot t) / F_y = 8.1$$

$$\text{Momento del patín } M_1 = F_r \cdot A_{sf} \cdot F_y \cdot (d-t/2) = 1,693,000 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Momento del alma } M_2 = M_r - M_1 = 3,017,000 \text{ kg-cm}$$

$$M_r / b' \cdot d^2 = 41.90 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas 8. 0 01326

$$A_s - A_{sf} = 8b'd = 15.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8b'd + A_{sf} = 24.01 \text{ cm}^2$$

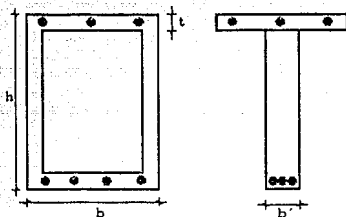
Comprobación de que el acero fluya

$$\text{Se debe Cumplir } A_s < A_{sb} = F_c / F_y \cdot ((4800) / (F_y + 5000)) \cdot b'd + A_{sf}$$

$$A_{sb} = 30.95 \text{ cm}^2$$

$$24.01 < 30.95$$

$A_s < A_{sb}$ por lo tanto fluye el acero



$F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_a = 170$
 $M_u = 130 \text{ t-m}$
 $L = 14 \text{ cm}$
 $h = 100 \text{ cm}$
 $t = 10 \text{ cm}$
 $b = 60 \text{ cm}$
 $b' = 20 \text{ cm}$
 $d = 95 \text{ cm}$
 $\gamma = 0.9$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Revisión para definir si la viga se calcula como T:

Supongase: $Z = d \cdot t/2 = 90$

$A_s = M_u / (\gamma \cdot F_y \cdot Z) = 38.2 \text{ cm}^2$

$a = A_s \cdot F_y / F_c \cdot b = 15.7 \text{ cm}$

$a > t = 10 \text{ cm}$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$A_{sf} = (F_c \cdot (b - b') \cdot t) / F_y = 16.2$

Momento del patín: $M_1 = \gamma \cdot A_{sf} \cdot F_y \cdot (d - t/2) = 5,508,000 \text{ kg-cm}$

Momento del alma: $M_2 = \gamma \cdot t \cdot M_1 = 7,492,000 \text{ kg-cm}$

$M_r / b' \cdot d^2 = 41.51 \text{ kg/cm}^2$

de tablas & 0.0131

$A_s - A_{sf} = 21.89 \text{ cm}^2$

$A_s = 21.89 + 16.2 = 38.09 \text{ cm}^2$

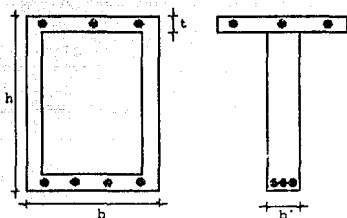
Comprobación de que el acero fluye

Se debe Cumplir $A_s < A_{sb} = F_c / F_y \cdot ((4800) / (F_y + 6000)) \cdot b' \cdot d + A_{sf}$

$A_{sb} = 52.38 \text{ cm}^2$

$41.00 < 52.38$

$A_s < A_{sb}$ por lo tanto fluye el acero



$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'c = 170$$

$$M_u = 443 \text{ t-m}$$

$$L = 10 \text{ cm}$$

$$h = 155 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

$$b = 75 \text{ cm}$$

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

$$d = 150 \text{ cm}$$

$$Fr = 0.9$$

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

Revisión para definir si la viga se calcula como T:

$$\text{Supongase: } Z = d - t/2 = 142.5$$

$$A_s = M_r / (Fr \cdot F_y \cdot Z) = 82.2 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot F_y / F'c \cdot b = 27.1 \text{ cm}$$

$$a > t = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$$A_{st} = (F'c \cdot (b - b') \cdot t) / F_y = 27.3$$

$$\text{Momento del patín } M_1 = Fr \cdot A_{st} \cdot F_y \cdot (a - t/2) = 14,716.653 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Momento del alma } M_2 = M_r - M_1 = 29,583.313 \text{ kg-cm}$$

$$M_r / b' \cdot d^2 = -43.53 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas & 0.014

$$A_s \cdot A_{st} = 6 \cdot b' \cdot d = 63.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \cdot b' \cdot d + A_{st} = 90.32 \text{ cm}^2$$

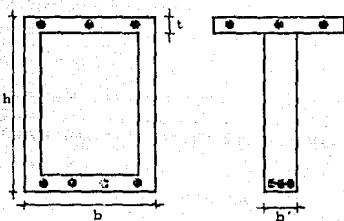
Comprobación de que el acero fluye

$$\text{Se debe Cumplir } A_s < A_{sb} = F'c / F_y \cdot ((4500) / (F_y + 6000)) \cdot b' \cdot d + A_{st}$$

$$A_{sb} = 113.04 \text{ cm}^2$$

$$90.32 < 113.04$$

$A_s < A_{sb}$ por lo tanto fluye el acero



$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_c = 170$
 $M_u = 844 \text{ t-m}$
 $L = 14 \text{ cm}$
 $h = 180 \text{ cm}$
 $t = 20 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $b^* = 40 \text{ cm}$
 $d = 175 \text{ cm}$
 $Fr = 0.9$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Revisión para definir si la viga se calcula como T:

$$\text{Supóngase: } Z = d - t/2 = 165$$

$$A_s = M_r / (Fr * F_y * Z) = 135.3 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s * F_y / F'_c * t = 33.4 \text{ cm}$$

$$a > t = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga se dimensionará como viga T

$$A_{sf} = (F'_c * (b - b^*) * t) / F_y = 436$$

Momento del pedón $M_1 = Fr * A_{sf} * F_y * (d - t/2) = 30,274,000 \text{ kg-cm}$

Momento del alma $M_2 = M_r - M_1 = 54,105,000 \text{ kg-cm}$

$$M_r / b^* d^2 = 44.17 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas & 0.01415

$$A_s - A_{sf} = b^* d^2 = 99.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = b^* d^2 + A_{sf} = 147.62 \text{ cm}^2$$

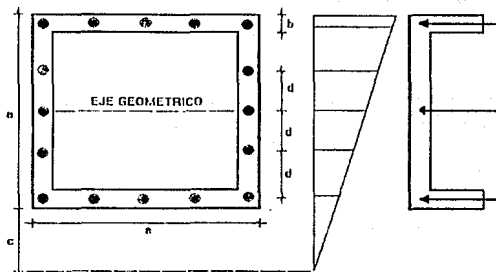
Comprobación de que el acero fluye

Se debe Cumplir $A_s < A_{sb} = F'_c / F_y * ((4200) / (F_y + 6000)) * b^* d + A_{sf}$

$$A_{sb} = 181.90 \text{ cm}^2$$

$$147.62 < 181.90$$

$A_s < A_{sb}$ por lo tanto fluye el acero



Edificio de 5Pisos y 10 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	85 cm
b =	10 cm
c =	-73.285 cm
d =	18.75 cm
c' =	11.715 cm

Mx =	210	t-m
30% Mx =	63	t-m
P =	219	ton
As bh =	16	cm ²
Ac =	1.584	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	9.372	cm

Sup. $\rho = 0.01$
Fr = 0.80
F'c = 170
Fy = 4200

$$* P_o = Fr(Ac'c + AsFy) = 269 \text{ ton}$$

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

$$q = Fy/F'c = 0.25 \quad e_x = Mx/P = 95.89 \text{ cm}$$

ÁREAS DE ACERO

As1 =	6.35
As2 =	2.54
As3 =	2.54
As4 =	2.54
As5 =	6.35
	20.32

$$* P_{cx} = 174 \text{ ton}$$

P1 =	135.43 ton
P2 =	0.00 ton
P3 =	0.00 ton
	-2.14 ton

Dist. al eje Geo.	M (concret)
d1 = 37.814 cm	5,121 ton-cm
d2 = 32.814 cm	0 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
	32.814 0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00172
Es2 =	-0.00309
Es3 =	-0.00788
Es4 =	-0.01269
Es5 =	-0.01749

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	2,100.000
fs2 =	2,100.000
fs3 =	2,100.000
fs4 =	2,100.000
fs5 =	2,100.000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	22.93 ton
F2 =	-16.44 ton
F3 =	-42.05 ton
F4 =	-67.66 ton
F5 =	-233.18 ton

$$\Sigma M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO} = 16,646 \text{ ton-cm}$$

$$e_x = 95.89 \text{ cm}$$

$$95.89$$

Edificio de 5Pisos y 10 mls de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	85 cm
b =	10 cm
c =	-60.91 cm
d =	18.75 cm
c' =	24.09 cm

$M_x = 210$ t-m
 $30\% M_x = 63$ t-m
 $P = 219$ ton
 A_s $b h = 16$ cm²
 $A_c = 1,534$ cm²
 Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ **19.272 cm**

Sup. 0.01
 $F_r = 0.80$
 $F_c = 170$
 $F_y = 4,200$

$^* P_o = F_r(A_c F_c + A_s F_y) = 269$ ton

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

$\alpha = F_y/F_c = 0.25$ **$e_y = h_y/P = 28.77$ cm**

AREAS DE ACERO

$A_{s1} = 5.35$ $5 \cdot v_s (1/2)$
 $A_{s2} = 2.54$ $2 \cdot v_s (1/2)$
 $A_{s3} = 2.54$ $2 \cdot v_s (1/2)$
 $A_{s4} = 2.54$ $2 \cdot v_s (1/2)$
 $A_{s5} = 6.35$ $5 \cdot v_s (1/2)$

$^* P_{cy} = 407$ ton

$P_1 = 144.50$ ton
 $P_2 = 31.52$ ton
 $P_3 = 0.00$ ton
 31.52 ton

Dist. al eje Geo. M (concreto)
 $d_1 = 37.5$ cm **5,419 ton-cm**
 $d_2 = 27.864$ cm **878 ton-cm**
 $d_3 = 0$ cm **0 ton-cm**
 27.864 cm

DEFORMACIONES EN ACERO

$E_{s1} = 0.00238$
 $E_{s2} = 0.000004$
 $E_{s3} = -0.00229$
 $E_{s4} = -0.00463$
 $E_{s5} = -0.00496$

ESFUERZOS EN EL ACERO

$f_{s1} = 4,200$
 $f_{s2} = 2,100.000$
 $f_{s3} = 2,100.000$
 $f_{s4} = 2,100.000$
 $f_{s5} = 2,100.000$

FUERZAS EN EL ACERO

$F_1 = 25.67$ ton
 $F_2 = 0.23$ ton
 $F_3 = -12.23$ ton
 $F_4 = -24.68$ ton
 $F_5 = -92.85$ ton

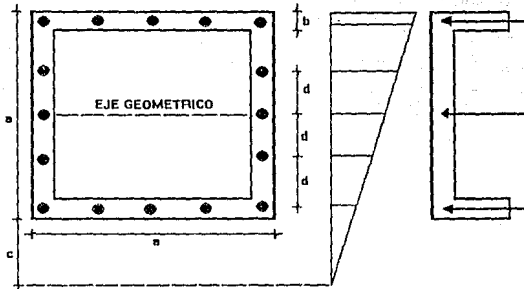
ΣM CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = **11,713 ton-cm**

$e_y = 28.77$ cm 28.77

FORMULA DE BESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) \cdot (1/P_o) = 0.00450175$$

$^* P_n = 222$ Ton $>$ 219 Ton Se acepta la sección



Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	110 cm
b =	15 cm
c =	-97.9705 cm
d =	23.75 cm
c' =	12.0295 cm

Mx =	419	l-m
30% Mx =	125.7	l-m
P =	284	ton
As bh =	30.75	cm ²
Ac =	3.044	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	9.6236	cm

Sup.	0.01
f _r	0.80
f' _c	170
Fy	4200

$$* P_o = F_r(A_c F'_c + A_s F_y) = 517 \text{ ton}$$

Supóngase Acero Distribuido en la Faldada y d/ b=0.80

$$q = F_y / F'_c = 0.25 \quad e_x = M_x / P = 147.54 \text{ cm}$$

AREAS DE ACERO

As1 =	9.95	5 Vr (5/8)
As2 =	3.98	2 Vr (5/8)
As3 =	3.98	2 Vr (5/8)
As4 =	3.98	2 Vr (5/8)
As5 =	9.95	5 Vr (5/8)
	31.84	

$$* P_{ox} = 252 \text{ ton}$$

P1 =	179.96 ton
P2 =	0.00 ton
P3 =	0.00 ton
	-27.42
	0.00

Dist. al eje Geo.	M (concret)
d1 = 50.1882 cm	9.032 ton-cm
d2 = 42.6882 cm	0 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
	42.6882
	0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00113
Es2 =	-0.00479
Es3 =	-0.01072
Es4 =	-0.01664
Es5 =	-0.02256

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	2,100.000
fs2 =	2,100.000
fs3 =	2,100.000
fs4 =	2,100.000
fs5 =	2,100.000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	23.60 ton
F2 =	-40.06 ton
F3 =	-89.57 ton
F4 =	-139.07 ton
F5 =	-471.44 ton

$$\Sigma M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO} = 37,249 \text{ ton-cm}$$

$$e_x = 147.54 \text{ cm}$$

$$147.54$$

Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
d =	110 cm
b =	15 cm
c =	-38.469 cm
d =	23.75 cm
c' =	21.531 cm

Mx =	419	t-m
30% Mx =	125.7	t-m
P =	28.1	ton
As bh =	30.75	cm ²
Ac =	3.044	cm ²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ 17.2248 cm

Sup.	0.01
F _x =	0.90
F _c =	1.0
F _y =	4200

$$* P_o = F_x(AcF_c + AsF_y) = 517 \text{ ton}$$

Supongase Acero distribuido en la Periferia y $d'/b=0.90$

$$q = F_y/P_o = 1.25 \quad e_y = M_y/P = 44.26 \text{ cm}$$

AREAS DE ACERO

As1 =	9.95
As2 =	3.98
As3 =	3.98
As4 =	3.98
As5 =	9.95

$$* P_{cy} = 657 \text{ ton}$$

P1 =	280.50 ton
P2 =	0.00 ton
P3 =	0.00 ton
P4 =	0.00 ton
P5 =	0.00 ton

Dist. al eje Geo.

d1 =	47.5 cm
d2 =	31.8876 cm
d3 =	0 cm
d4 =	38.8876 cm
d5 =	0 cm

M (concreto)

M1 =	13.324 ton-cm
M2 =	0 ton-cm
M3 =	0 ton-cm
M4 =	0 ton-cm
M5 =	0 ton-cm

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00195
Es2 =	-0.00135
Es3 =	-0.00456
Es4 =	-0.00797
Es5 =	0.01128

ESFUERZOS EN EL ACERO

f _{s1} =	2,100,000
f _{s2} =	2,100,000
f _{s3} =	2,100,000
f _{s4} =	2,100,000
f _{s5} =	2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	40.95 ton
F2 =	-11.32 ton
F3 =	-38.98 ton
F4 =	-25.63 ton
F5 =	-335.73 ton

ΣM

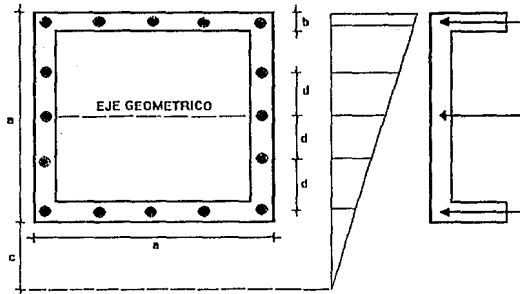
CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 29,089 ton-cm

$$e_y = 44.26 \text{ cm} \quad 44.26$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_o) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.0354958$$

$$* P_n = 282 \text{ Ton} > 281 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$



Edificio de 15 Pisos y 10 mls de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	130 cm
b =	15 cm
c =	-112.8218 cm
d =	28.75 cm
c' =	17.1782 cm

$M_x = 734$ t-m
 $30\% M_x = 220.2$ t-m
 $P = 680$ ton
 $A_s b h = 36.75$ cm²
 $A_c = 3,638$ cm²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c) = 13.74256$ cm

Sup. 0.01
 $f_r = 0.80$
 $f'_c = 170$
 $F_y = 4200$

$\cdot P_o = Fr(A_c f'_c + A_s F_y) = 618$ ton

Sus. en Acero Distribuido en la Periferia y $d/b = 0.90$

$q = F_y / f'_c = 0.25$ $e_x = M_x / P = 107.94$ cm

AREAS DE ACERO

$A_{s1} = 12.59$ $3 \cdot (3/4) \cdot 25/8$
 $A_{s2} = 3.98$ $2 \cdot (3/8)$
 $A_{s3} = 5.74$ $2 \cdot (3/4)$
 $A_{s4} = 3.98$ $2 \cdot (3/8)$
 $A_{s5} = 12.59$ $3 \cdot (3/4) \cdot 25/8$
 38.88

$\cdot P_{cx} = 491$ ton

$P_1 = 303.71$ ton
 $P_2 = 0.00$ ton
 $P_3 = 0.00$ ton
 -4.41 0.00

Disl. al eje Geo. M (concret)
 $d_1 = 58.12872$ cm 17.654 ton-cm
 $d_2 = 50.62872$ cm 0 ton-cm
 $a_3 = 0$ cm 0 ton-cm
 50.62872 0

DEFORMACIONES EN ACERO

$E_{s1} = 0.00169$
 $E_{s2} = -0.00333$
 $E_{s3} = -0.00835$
 $E_{s4} = -0.01337$
 $E_{s5} = -0.01839$

ESFUERZOS EN EL ACERO

$f_{s1} = 2,100,000$
 $f_{s2} = 2,100,000$
 $f_{s3} = 2,100,000$
 $f_{s4} = 2,100,000$
 $f_{s5} = 2,100,000$

FUERZAS EN EL ACERO

$F_1 = 44.69$ ton
 $F_2 = -27.84$ ton
 $F_3 = -100.67$ ton
 $F_4 = -111.77$ ton
 $F_5 = -486.30$ ton

ΣM CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 53,012 ton-cm

$e_x = 107.94$ cm

107.94

Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	130 cm
b =	15 cm
c =	-79.95 cm
d =	28.75 cm
c' =	50.05 cm

Mx =	734	l-m
30% Mx =	220.2	l-m
P =	680	ton
As bh =	36.75	cm ²
Ac =	3.638	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	40.04	cm

Sup.	0.01
Fr =	0.80
F'c =	170
Fy =	4200

$$* Po = Fr(AC'F'c + AsFy) = 618 \text{ ton}$$

Supóngase Acero Distribuido en la Faja y d/ h = 0.90

$$q = Fy/F'c = 0.25 \quad e_y = My/P = 32.38 \text{ cm}$$

ÁREAS DE ACERO

As1 =	12.59
As2 =	3.98
As3 =	5.74
As4 =	3.98
As5 =	12.59

$$* Pcy = 1.085 \text{ ton}$$

P1 =	331.50 ton
P2 =	127.70 ton
P3 =	0.00 ton
127.70	0.00

Dist. al eje Geo.	M (concreto)
d1 = 57.5 cm	19.061 ton-cm
d2 = 37.48 cm	4.786 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
37.48	0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00255
Es2 =	0.00083
Es3 =	-0.00090
Es4 =	-0.00262
Es5 =	-0.00434

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	4.200
fs2 =	2.100,000
fs3 =	2.100,000
fs4 =	2.100,000
fs5 =	2.100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	52.88 ton
F2 =	6.91 ton
F3 =	-10.60 ton
F4 =	-21.89 ton
F5 =	-114.82 ton

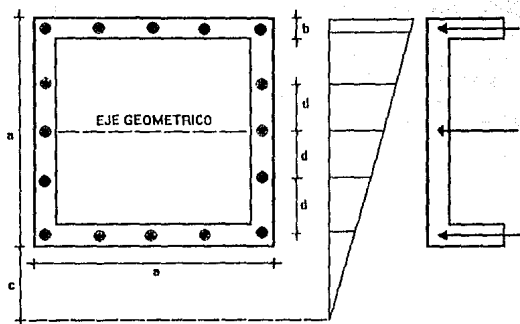
$$\sum M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO} = 35,146 \text{ ton-cm}$$

$$e_y = 32.38 \text{ cm} \quad 32.38$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00134024$$

$$* P_n = 745 \text{ Ton} > 680 \text{ Ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$



GEOMETRIA DE LA SECCION

a =	160 cm
b =	15 cm
c =	-136.762 cm
d =	34.25 cm
c' =	23.238 cm

Mx =	1484	l-m
30% Mx =	445.2	l-m
P =	1436	ton
As bh =	45.75	cm ²
Ac =	4.529	cm ²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ 18.5904 cm

* Po = Fr(AcF'c + AsFy) = 770 ton

Supóngase Acero Distribuido en la Periferia y d/h = 0.90

q = Fy/F'c = 0.25 ex = Mx/P = 103.34 cm

Sup.	0.01
Fr =	0.80
F'c =	170
Fy =	4200

AREAS DE ACERO

As1 =	14.35
As2 =	5.74
As3 =	5.74
As4 =	5.74
As5 =	14.35
	45.92

* Pcx = 772 ton

P1 =	408.00 ton
P2 =	18.31 ton
P3 =	0.00 ton
	18.31 0.00

Dist. al eje Geo.	M (concret)
d1 = 72.5 cm	29.560 ton-cm
d2 = 63.2048 cm	1.157 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
	63.2048 0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00203
Es2 =	-0.00265
Es3 =	-0.00733
Es4 =	-0.01201
Es5 =	-0.01669

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	2,100.000
fs2 =	2,100.000
fs3 =	2,100.000
fs4 =	2,100.000
fs5 =	2,100.000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	61.23 ton
F2 =	-31.92 ton
F3 =	-88.33 ton
F4 =	-144.74 ton
F5 =	-502.88 ton

ΣM CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 79.815 ton-cm

ex = 103.34 cm

103.34

Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	160 cm
b =	15 cm
c =	-43.3 cm
d =	36.25 cm
c' =	116.7 cm

Mx =	1484	t-m
30% Mx =	445.2	t-m
P =	1436	ton
As bh =	45.75	cm ²
Ac =	4,529	cm ²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 * c')$ 93.36 cm

Sup. 0.01
Fr = 0.80
F'c = 170
Fy = 4200

* Po = Fr(AcF'c + AsFy) = 770 ton

Supongase Acero Distribuido en la Periferia y d/h = 2.90

ay = Fy/F'c = 0.25 oy = My/P = 31.00 cm

AREAS DE ACERO

As1 =	14.35
As2 =	5.74
As3 =	5.74
As4 =	5.74
As5 =	14.35
	45.92

* Pcy = 1,546 ton

P1 =	408.00 ton
P2 =	399.64 ton
P3 =	0.00 ton
	399.64 0.00

Dist. al eje Geo.

d1 =	72.5 cm
a2 =	25.82 cm
d3 =	0 cm
	25.82 0

M (concret)

	29,580 ton-cm
	10,319 ton-cm
	0 ton-cm

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00281
Es2 =	0.00198
Es3 =	0.00094
Es4 =	0.00001
Es5 =	-0.00092

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	4,200
fs2 =	2,100,000
fs3 =	2,100,000
fs4 =	2,100,000
fs5 =	2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	60.27 ton
F2 =	22.61 ton
F3 =	11.37 ton
F4 =	0.14 ton
F5 =	-27.73 ton

ΣM CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 47,908 ton-cm

oy = 31.00 cm 31.00

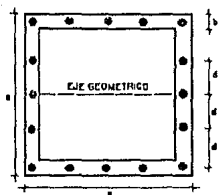
FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00064251$$

* Pn = 1556 Ton > 1436 Ton Se acepta la seccion

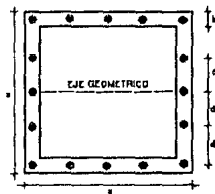
COLUMNAS PROPUESTAS

Edificio de 5 pisos y 10 mts de Claro



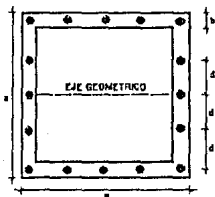
GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	85 cm
b =	10 cm
d =	18.75 cm

Edificio de 5 pisos y 14 mts de Claro



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	115 cm
b =	15 cm
d =	25 cm

Edificio de 15 pisos y 10 mts de Claro



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	130 cm
b =	15 cm
d =	28.75 cm

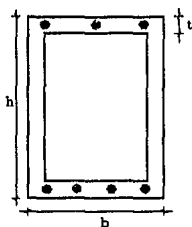
Edificio de 15 pisos y 14 mts de Claro



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	175 cm
b =	15 cm
d =	40 cm

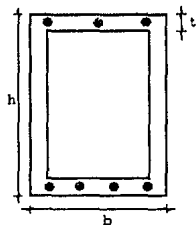
TRABES PROPUESTAS

Edificio de 5 pisos y 10 mts de Claro



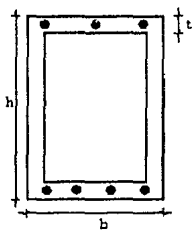
$$\begin{aligned} h &= 65 \text{ cm} \\ b &= 40 \text{ cm} \\ t &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Edificio de 5 pisos y 14 mts de Claro



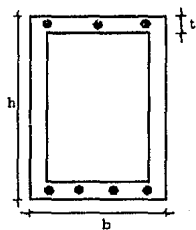
$$\begin{aligned} h &= 100 \text{ cm} \\ b &= 60 \text{ cm} \\ t &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Edificio de 15 pisos y 10 mts de Claro



$$\begin{aligned} h &= 155 \text{ cm} \\ b &= 75 \text{ cm} \\ t &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Edificio de 15 pisos y 14 mts de Claro



$$\begin{aligned} h &= 180 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ t &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

PESOS POR NIVEL

EST.	NIVEL	ELEMENTO	W	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	DIM. HUECO		LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
				largo	ancho		l	a			
5 pisos 10 mts. claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1			1	270,200	
		trabe	2400	0.65	0.4	12	0.45	0.2	10	48,960	341
		columnas	2400	0.85	0.85	9	0.65	0.65	3.3	21,364	
	entrepisos	losa	728	20	20	1			1	291,200	
		trabe	2400	0.65	0.4	12	0.45	0.2	10	48,960	362
		columnas	2400	0.85	0.85	9	0.65	0.65	3.3	21,364	
5 pisos 14 mts. claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1			1	529,592	
		trabe	2400	1	0.6	12	0.8	0.4	14	112,896	687
		columnas	2400	1.15	1.15	9	0.85	0.85	3.45	44,712	
	entrepisos	losa	728	28	28	1			1	570,752	
		trabe	2400	1	0.6	12	0.8	0.4	14	112,896	728
		columnas	2400	1.15	1.15	9	0.85	0.85	3.45	44,712	
15 pisos 10 mts. claro.	azotea	losa	675.5	20	20	1			1	270,200	
		trabe	2400	1.55	0.75	12	1.25	0.45	10	172,800	498
		columnas	2400	1.3	1.3	9	1	1	3.7	55,145	
	entrepisos	losa	728	20	20	1			1	291,200	
		trabe	2400	1.55	0.75	12	1.25	0.45	10	172,800	519
		columnas	2400	1.3	1.3	9	1	1	3.7	55,145	
0											
15 pisos 14 mts. claro.	azotea	losa	675.5	28	28	1			1	529,592	
		trabe	2400	1.6	1	12	1.4	0.6	14	387,072	1,000
		columnas	2400	1.75	1.75	9	1.45	1.45	4	82,944	
	entrepisos	losa	728	28	28	1			1	570,752	
		trabe	2400	1.8	1	12	1.4	0.6	14	387,072	1,041
		columnas	2400	1.75	1.75	9	1.45	1.45	4	82,944	

FUERZAS SISMICAS APROXIMADAS

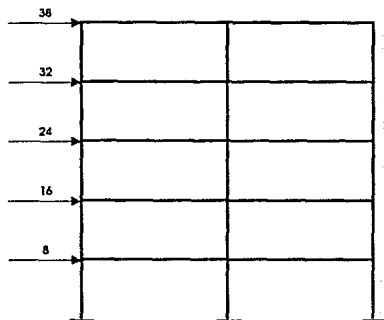
(METODO ESTATICO)

Est.	N° Niv.	Peso Azolca	P. Entr.	H Entr.	H Edif.
1	5	341	362	3.3	16.5
2	5	687	728	3.45	17.25
3	15	498	519	3.7	55.5
4	15	1,000	1,041	4	60

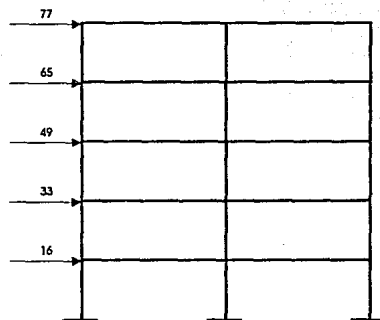
Est. de 15 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 15 pisos y 14 mts. de Claro					
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	
15	498	56	27,547	187	187	1000	60	59,976	376	376	
14	519	52	26,892	182	369	1041	56	58,283	365	741	
13	519	48	24,971	163	539	1041	52	54,120	339	1080	
12	519	44	23,050	156	695	1041	48	49,957	313	1393	
11	519	41	21,129	143	838	1041	44	45,794	287	1680	
10	519	37	19,208	130	968	1041	40	41,631	261	1940	
9	519	33	17,288	117	1085	1041	36	37,468	235	2175	
8	519	30	15,367	104	1189	1041	32	33,305	209	2384	
7	519	26	13,446	91	1280	1041	28	29,142	183	2566	
6	519	22	11,525	78	1359	1041	24	24,978	156	2723	
5	519	19	9,604	65	1423	1041	20	20,815	130	2853	
4	519	15	7,683	52	1475	1041	16	16,652	104	2958	
3	519	11	5,763	39	1514	1041	12	12,489	78	3036	
2	519	7	3,842	26	1540	1041	8	8,326	52	3088	
1	519	4	1,921	13	1553	1041	4	4,163	26	3114	
1,787						17,550					
3,601						36,083					
7766						229,335					
15,570						497,099					

Est. de 5 pisos y 10 mts. de Claro						Est. de 5 pisos y 14 mts. de Claro				
N	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante	Wi	hi	Wihl	Fi	Cortante
5	341	17	5,619	114	114	687	17.25	11,854	231	231
4	362	13	4,772	97	212	728	13.8	10,051	196	427
3	362	9.9	3,579	73	284	728	10.35	7,539	147	573
2	362	6.6	2,386	49	333	728	6.9	5,026	98	671
1	362	3.3	1,193	24	357	728	3.45	2,513	49	720
1,787						17,550				
3,601						36,083				

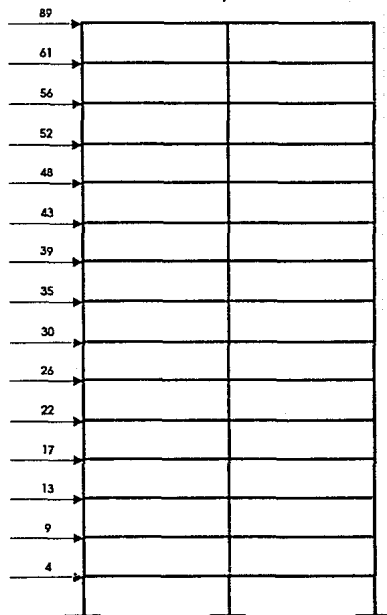
Estructura de 5 Pisos y 10 mts Claro



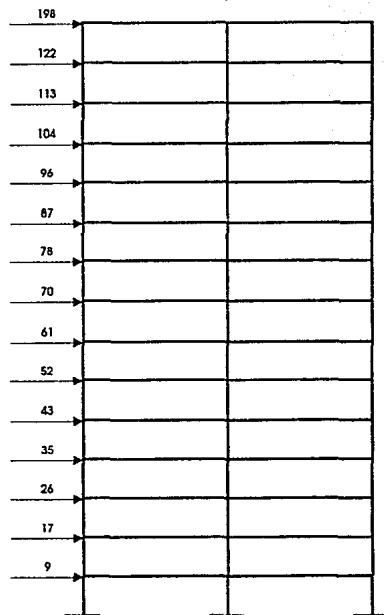
Estructura de 5 Pisos y 14 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 10 mts Claro



Estructura de 15 Pisos y 14 mts Claro



CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 5 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-mil
AZOTEA	LCSA	10	5	1	675.5	3,376
	TRABE	10	0.17	1	2,400	408

carga tributaria de losa

3,783

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-mil
ENTREPISO	LCSA	10	5	1	729	3,640
	TRABE	10	0.17	1	2,400	408

carga tributaria de entrepiso

4,048

Est. de 5 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-mil
AZOTEA	LCSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.28	1	2,400	672

carga tributaria de losa

5,401

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-mil
ENTREPISO	LCSA	14	7	1	723	5,096
	TRABE	14	0.28	1	2,400	672

carga tributaria de entrepiso

5,768

CARGA GRAVITACIONAL

Est. de 15 pisos 10 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	10	5	1	675.5	3,378
	TRABE	10	0.6	1	2,400	1,440

carga tributaria de losa

4,818

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	10	5	1	728	3,640
	TRABE	10	0.6	1	2,400	1,440

carga tributaria de entrepiso

5,080

Est. de 15 pisos 14 mts. claro.

	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
AZOTEA	LOSA	14	7	1	675.5	4,729
	TRABE	14	0.96	1	2,400	2,304

carga tributaria de losa

7,033

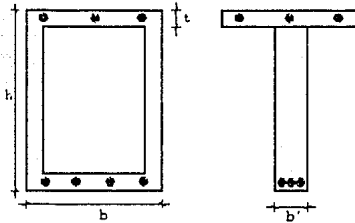
	Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	w kg/m ²	W kg-m
ENTREPISO	LOSA	14	7	1	728	5,096
	TRABE	14	0.96	1	2,400	2,304

carga tributaria de entrepiso

7,400

ARCHIVO DE DATOS

ESTRUCTURA	E	G	N	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆	BASES 1001			BASES 002			WT	WT				
										COMGIED	ANGROD	A. AJAL	A. COTE	MARCA	COMGIED			ANGROD	A. AJAL	A. COTE	
SECCIONES EN LIGN																					
Edificio de 10 y 10 m de Clave	211504	1011	2	18	2	2	2	2	2	3.3	40	0.3	0.5	0.216	10	0	0.17	0.14	0.029	3.9	4.9
Edificio de 15 Pisos y 17 m de Clave	211504	1011	2	18	2	2	2	2	2	3.45	90	0.6	0.50	0.1073	14	0	0.12	0.22	0.0209	5.40	5.77
Edificio de 15 Pisos y 10 m de Clave	211504	1011	2	48	2	2	2	2	2	3.7	90	0.69	0.6	0.1147	10	0	0.1	0.191	0.1995	4.12	5.08
Edificio de 15 Pisos y 16 m de Clave	211504	1011	2	18	2	2	2	2	2	4	90	0.29	0.4	0.111	12	0	0.09	0.10	0.1488	7.03	7.43



$F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_c = 170$
 $M_u = 47 \text{ t-m}$
 $L = 10 \text{ cm}$
 $h = 65 \text{ cm}$
 $t = 10 \text{ cm}$
 $b = 40 \text{ cm}$
 $b' = 20 \text{ cm}$
 $d = 60 \text{ cm}$
 $F_r = 0.9$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Revisión para definir si la viga se calcula como T:

$$\text{Supóngase } Z = d - 1/2 = 55$$

$$A_s = M_r / (F_r \cdot F_y \cdot Z) = 22.6 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot F_y / F_c \cdot b = 140 \text{ cm}$$

$a > t = 10 \text{ cm}$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$$A_s f = (F_c \cdot (b - b') \cdot t) / F_y = 3.1$$

Momento del pañal $M_1 = F_r \cdot A_s f \cdot F_y \cdot (d-t)/2 = 1,683,000 \text{ kg-cm}$

Momento del alma $M_2 = M_r - M_1 = 3,017,000 \text{ kg-cm}$

$$M_r / b' \cdot d^2 = 41.90 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas & 0.01326

$$A_s - A_s f = 3b'd = 15.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3b'c + A_s f = 24.01 \text{ cm}^2$$

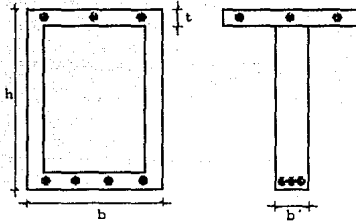
Comprobación de que el acero fluye

Se debe Cumplir $A_s < A_s b = F_c / F_y \cdot ((4800) / (F_y + 6000)) \cdot b'd + A_s f$

$$A_s b = 30.95 \text{ cm}^2$$

$$24.01 < 30.95$$

$A_s < A_s b$ por lo tanto fluye el acero



$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F'c = 170$
 $M_u = 133 \text{ t-m}$
 $L = 14 \text{ cm}$
 $h = 100 \text{ cm}$
 $t = 10 \text{ cm}$
 $b = 60 \text{ cm}$
 $b' = 20 \text{ cm}$
 $d = 95 \text{ cm}$
 $F_r = 0.9$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Revisión para definir si la viga se calcula como T.

Supongase: $Z = d - t/2 = 90$

$A_s = M_r / (F_r * F_y * Z) = 39.1 \text{ cm}^2$

$a = A_s * F_y / F'c * b = 16.1 \text{ cm}$

$a > t = 10 \text{ cm}$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$A_s f = (F'c * (b - b') * t) / F_y = 16.2$

Momento del patín $M_1 = F_r * A_s f * F_y * (d - t/2) = 5,508,000 \text{ kg-cm}$

Momento del alma $M_2 = M_r - M_1 = 7,792,000 \text{ kg-cm}$

$M_r / b' * d^2 = 43.17 \text{ kg/cm}^2$

de tablas & 0 01362

$A_s - A_s f = b' * d = 25.88 \text{ cm}^2$

$A_s = b' * d + A_s f = 42.07 \text{ cm}^2$

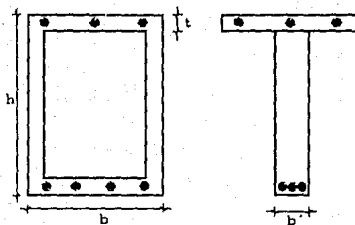
Comprobación de que el acero fluye

Se debe Cumplir $A_s < A_s b = F'c / F_y * ((4800) / (F_y + 6000)) * b' * d + A_s f$

$A_s b = 52.38 \text{ cm}^2$

$42.07 < 52.38$

$A_s < A_s b$ por lo tanto fluye el acero



$F_c = 250$ kg/cm²
 $F_c' = 170$
 $M_u = 462$ t-m
 $L = 10$ cm
 $h = 165$ cm
 $t = 15$ cm
 $b = 80$ cm
 $b' = 30$ cm
 $d = 160$ cm
 $f_r = 0.9$
 $F_y = 4200$ kg/cm²

Revisión para definir si la viga se calcula como T.

$$\text{Supongase. } Z = d - t/2 = 142.5$$

$$A_s = M_r / (f_r \cdot F_y \cdot Z) = 85.8 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot F_y / F_c' \cdot b = 26.5 \text{ cm}$$

$$a > t = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$$A_{st} = (F_c' \cdot (b - b') \cdot t) / F_y = 30.4$$

Momento del patín $M_1 = f_r \cdot A_{st} \cdot F_y \cdot (d - t/2) = 16,351,875$ kg-cm

Momento del alma $M_2 = M_r - M_1 = 29,848,125$ kg-cm

$$M_r / b' \cdot d^2 = 44.22 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas & 0.0141

$$A_s - A_{st} = b' \cdot d = 63.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = b' \cdot d + A_{st} = 93.81 \text{ cm}^2$$

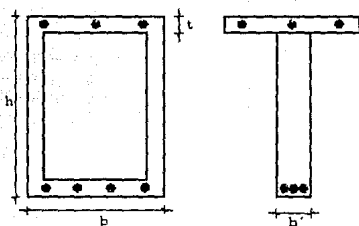
Comprobación de que el acero fluye

Se debe Cumplir $A_s < A_{sb} = F_c / F_y \cdot ((4800) / (F_y + 6000)) \cdot b' \cdot d + A_{st}$

$$A_{sb} = 116.07 \text{ cm}^2$$

$$93.81 < 116.07$$

$A_s < A_{sb}$ por lo tanto fluye el acero



$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'c = 170$$

$$Mu = 941 \text{ t-m}$$

$$L = 14 \text{ corr.}$$

$$r = 190 \text{ cm}$$

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

$$b = 106 \text{ cm}$$

$$b' = 40 \text{ cm}$$

$$d = 185 \text{ cm}$$

$$Fr = 0.9$$

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

Revisión para definir si la viga se calcula como T.

$$\text{Supongase: } Z = d \cdot l/2 = 175$$

$$As = Mu / (Fr \cdot Fy \cdot Z) = 142.7 \text{ cm}^2$$

$$a = As \cdot Fy / F'c \cdot b = 33.6 \text{ cm}$$

$$a > t = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga se dimensionara como viga T

$$Asf = (F'c \cdot (b - b') \cdot t) / Fy = 52.6$$

$$\text{Momento del patín } M1 = Fr \cdot Asf \cdot Fy \cdot (d - l/2) = 34.807.500 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Momento del alma } M2 = Mr - M1 = 59.592.500 \text{ kg-cm}$$

$$Mr / b' \cdot d^2 = 43.53 \text{ kg/cm}^2$$

de tablas & 001391

$$As - Asf = 8 \cdot b' \cdot d = 102.93 \text{ cm}^2$$

$$As = 8 \cdot b' \cdot d + Asf = 155.55 \text{ cm}^2$$

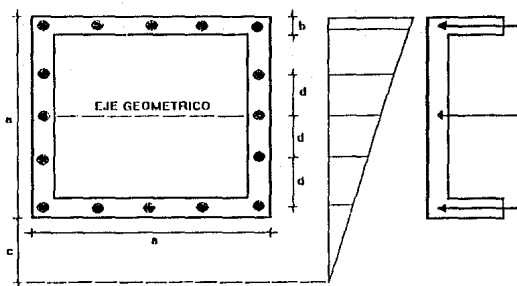
Comprobación de que el acero fluye

$$\text{Se debe Cumplir } As < Asb = F'c / Fy \cdot ((4900) / (Fy + 6000)) \cdot b' \cdot d + Asf$$

$$Asb = 193.57 \text{ cm}^2$$

$$155.55 < 193.57$$

As < Asb por lo tanto fluye el acero



Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN	
a =	80 cm
b =	15 cm
c =	-70.349 cm
d =	16.25 cm
c' =	9.651 cm

Mx =	177	t-m
30% Mx =	53.1	t-m
P =	221	ton
As bh =	21.75	cm ²
Ac =	2.153	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	7.7208	cm

Sup $\rho = 0.01$
 $f_r = 0.80$
 $f_c = 170$
 $f_y = 4200$

$$* P_o = f_r (A_c f_c + A_s f_y) = 365 \text{ ton}$$

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

$$q = f_y / f_c = 0.25 \quad e_x = M_x / P = 80.09 \text{ cm}$$

ÁREAS DE ACERO

As1 =	7.79
As2 =	2.54
As3 =	2.54
As4 =	2.54
As5 =	7.79
	23.2

$$* P_{cx} = 203 \text{ ton}$$

P1 =	105.00 ton
P2 =	0.00 ton
P3 =	0.00 ton
	-37.12 0.00

Dist. al eje Geo.	M (concret)
d1 = 36.1396 cm	3,795 ton-cm
d2 = 28.6396 cm	0 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
	28.6396 0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00067
Es2 =	-0.00438
Es3 =	-0.00943
Es4 =	-0.01449
Es5 =	-0.01954

ESFUERZOS EN EL ACERO

f _{s1} =	2,100,000
f _{s2} =	2,100,000
f _{s3} =	2,100,000
f _{s4} =	2,100,000
f _{s5} =	2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	10.94 ton
F2 =	-23.38 ton
F3 =	-50.32 ton
F4 =	-77.26 ton
F5 =	-319.60 ton

$$\sum M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO } = 16,289 \text{ ton-cm}$$

$$e_x = 80.09 \text{ cm}$$

$$80.09$$

Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN	
a =	80 cm
b =	15 cm
c =	-59.63 cm
d =	16.25 cm
c' =	20.37 cm

Mx = 177 t-m
 30% Mx = 53.1 t-m
 P = 221 ton
 As bh = 21.75 cm²
 Ac = 2.153 cm²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ = 16.296 cm

Sup. 0.01
 Fr = 0.80
 F'c = 170
 Fy = 4200

* Po = $Fr(AcF'c + AsFy)$ = 366 ton

Supóngase Acero Distribuido en la Faldilla y d' = h = 0.90

$q = Fy/F'c = 0.25$ $ey = My/P = 24.03$ cm

ÁREAS DE ACERO

As1 = 7.79 5/8 (1/2)
 As2 = 2.54 2/8 (1/2)
 As3 = 2.54 2/8 (1/2)
 As4 = 2.54 2/8 (1/2)
 As5 = 7.79 5/8 (1/2)

* Pcy = 522 ton

P1 = 204.00 ton

P2 = 0.00 ton

P3 = 0.00 ton

δ δ1 0.00

Dist. al eje Geo.

M (concreto)

d1 = 32.5 cm 6,630 ton-cm

d2 = 24.352 cm 0 ton-cm

d3 = 0 cm 0 ton-cm

24.352 0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 = 0.00190
 Es2 = -0.00050
 Es3 = -0.00269
 Es4 = -0.00528
 Es5 = -0.00768

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 = 2,100,000
 fs2 = 2,100,000
 fs3 = 2,100,000
 fs4 = 2,100,000
 fs5 = 2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 = 31.01 ton
 F2 = -2.66 ton
 F3 = -15.42 ton
 F4 = -28.19 ton
 F5 = -125.60 ton

ΣM

CON RESPECTO AL EJE GEOMÉTRICO = 12,549 ton-cm

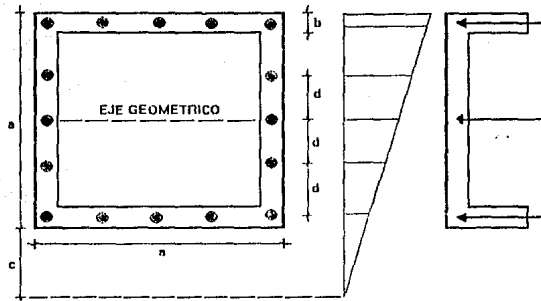
ey = 24.03 cm

24.03

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00409928$$

* Pn = 244 Ton > 221 Ton Se acepta la sección



Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	110 cm
b =	15 cm
c =	-95.817 cm
d =	23.75 cm
c' =	14.183 cm

Mx =	399	t-m
30% Mx =	116.7	t-m
P =	443	ton
As	bhs = 30.75	cm ²
Ac =	3.044	cm ²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ 11.3464 cm

Sup.	0.01
Fr =	0.80
F'c =	170
Fy =	4200

* $Po = Fr(AcF'c + AsFy) = 517$ ton

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

$$q = Fy/F'c = 0.25 \quad ex = Mx/P = 87.81 \text{ cm}$$

ÁREAS DE ACERO

As1 =	9.95	5 vs (5/8)
As2 =	3.98	2 vs (5/8)
As3 =	3.98	2 vs (5/8)
As4 =	3.98	2 vs (5/8)
As5 =	9.95	5 vs (5/8)
	31.84	

* $Pcx = 392$ ton

P1 =	212.18 ton
P2 =	0.00 ton
P3 =	0.00 ton
	-18.63 ton
	0.00 ton

Dist. al eje Geo.	f1 (concreto)
d1 = 42.3265 cm	10.465 ton-cm
d2 = 41.8268 cm	0 ton-cm
d3 = 0 cm	0 ton-cm
	41.8268 0

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00141
Es2 =	-0.00361
Es3 =	-0.00863
Es4 =	-0.01366
Es5 =	-0.01868

ESFUERZOS EN EL ACERO

f1 =	2,100,000
f2 =	2,100,000
f3 =	2,100,000
f4 =	2,100,000
f5 =	2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	29.54 ton
F2 =	-30.17 ton
F3 =	-72.16 ton
F4 =	-114.15 ton
F5 =	-390.34 ton

$$\Sigma M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO} = 34,399 \text{ ton-cm}$$

$$ex = 87.81 \text{ cm}$$

$$87.81$$

Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN	
a =	110 cm
b =	15 cm
c =	-57.18 cm
d =	23.75 cm
c' =	42.82 cm

I _x =	389	m ⁴
30% M _x =	116.7	m ³
P =	443	ton
A _s b _h =	30.75	cm ²
Ac =	3,044	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	34.256	cm

Sup = 0.01
Fr = 0.60
F'c = 170
Fy = 4200

$$* P_o = Fr(AcF'c + A_s F_y) = 517 \text{ ton}$$

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

$$q = F_y/F'c = 0.25 \quad e_y = M_y/P = 26.34 \text{ cm}$$

ÁREAS DE ACERO

A_{s1} = 9.95
A_{s2} = 3.98
A_{s3} = 3.98
A_{s4} = 3.98
A_{s5} = 9.95

$$* P_{cy} = 902 \text{ ton}$$

P₁ = 280.50 ton
P₂ = 98.21 ton
P₃ = 0.00 ton
98.21 ton

Dist. al eje Geo.	M (concret)
d ₁ = 47.5 cm	13,324 ton-cm
d ₂ = 30.372 cm	2,983 ton-cm
d ₃ = 0 cm	0 ton-cm
30.372 cm	

DEFORMACIONES EN ACERO

Es₁ = 0.00247
Es₂ = 0.00081
Es₃ = -0.00085
Es₄ = -0.00252
Es₅ = -0.00418

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs₁ = 4,200
fs₂ = 2,100,000
fs₃ = 2,100,000
fs₄ = 2,100,000
fs₅ = 2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F₁ = 41.79 ton
F₂ = 6.78 ton
F₃ = -7.13 ton
F₄ = -21.04 ton
F₅ = -87.37 ton

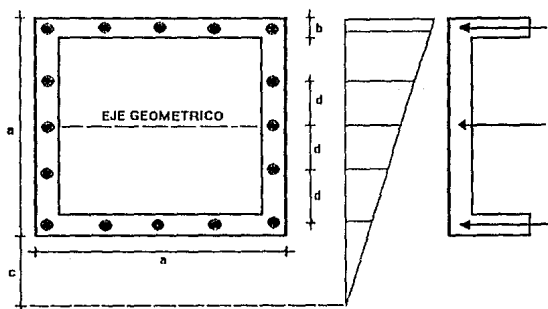
$$\Sigma M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMÉTRICO} = 23,763 \text{ ton-cm}$$

$$e_y = 26.34 \text{ cm} \quad 26.34$$

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00172849$$

$$* P_n = 579 \text{ ton} > 443 \text{ ton} \quad \text{Se acepta la seccion}$$



Edificio de 15 Pisos y 10 mls de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
d =	125 cm
b =	15 cm
c =	-106.754 cm
d' =	27.5 cm
c' =	18.246 cm

Mx =	612	t-m
30% Mx =	183.6	t-m
P =	679	ton
As bh =	35.25	cm ²
Ac =	3.490	cm ²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c')	14.5968	cm

Sup.	0.01
Fr =	0.80
F'c =	170
Fy =	4200

$$* P_o = Fr(AcF'c + AsFy) = 593 \text{ ton}$$

Supongate Acero Distribuido en la Periferia y d'/h=0.90

$$q = Fy/F'c = 0.25 \quad \epsilon_x = Mx/P = 90.13 \text{ cm}$$

AREAS DE ACERO

As1 =	12.59	3-x(3/4)2(5/8)	*Pcx =	528	ton
-------	-------	----------------	--------	-----	-----

As2 =	3.98	2-x(5/8)	P1 =	310.18	ton
-------	------	----------	------	--------	-----

As3 =	5.74	2-x(3/4)	P2 =	0.00	ton
-------	------	----------	------	------	-----

As4 =	3.98	2-x(5/8)	P3 =	0.00	ton
-------	------	----------	------	------	-----

As5 =	12.59	3-x(3/4)2(5/8)	2-06	0.00	
-------	-------	----------------	------	------	--

38.88

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 =	0.00177
Es2 =	-0.00275
Es3 =	-0.00728
Es4 =	-0.01180
Es5 =	-0.01632

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 =	2,100,000
fs2 =	2,100,000
fs3 =	2,100,000
fs4 =	2,100,000
fs5 =	2,100,000

Dist. al eje Geo.

d1 =	55.2016	cm	M (concret)	17,123	ton-cm
d2 =	47.7016	cm		0	ton-cm
d3 =	0	cm		0	ton-cm
	47.7016	0			

FUERZAS EN EL ACERO

F1 =	46.71	ton
F2 =	-23.02	ton
F3 =	-87.71	ton
F4 =	-98.61	ton
F5 =	-431.47	ton

$$\Sigma M \text{ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO} = 47,579 \text{ ton-cm}$$

$$\epsilon_x = 90.13 \text{ cm}$$

$$90.13$$

Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	125 cm
b =	15 cm
c =	-57.45 cm
d =	27.5 cm
c' =	67.55 cm

Mx = 612 t-m
 30% Mx = 183.6 t-m
 P = 679 ton
 As bh = 35.25 cm²
 Ac = 3.470 cm²

Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ = 54.04 cm

Sup = 0.01
 Fr = 0.80
 F'c = 170
 Fy = 4200

* Po = Fr(AcF'c + AsFy) = 593 ton

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

ci = Fy/F'c = 0.25 ey = My/P = 27.04 cm

ÁREAS DE ACERO

As1 = 12.59
 As2 = 3.98
 As3 = 5.74
 As4 = 3.98
 As5 = 12.59

* Pcy = 1,123 ton

P1 = 318.75 ton
 P2 = 199.10 ton
 P3 = 0.00 ton
 199.10 0.00

Dist. al eje Geo.

d1 = 55 cm
 d2 = 27.98 cm
 d3 = 0 cm
 27.98 0

M (concreto)

17,531 ton-cm
 5,571 ton-cm
 0 ton-cm

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 = 0.00267
 Es2 = 0.00145
 Es3 = 0.00022
 Es4 = -0.00100
 Es5 = -0.00222

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 = 4,200
 fs2 = 2,100,000
 fs3 = 2,100,000
 fs4 = 2,100,000
 fs5 = 2,100,000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 = 52.88 ton
 F2 = 12.08 ton
 F3 = 2.70 ton
 F4 = -8.33 ton
 F5 = -58.65 ton

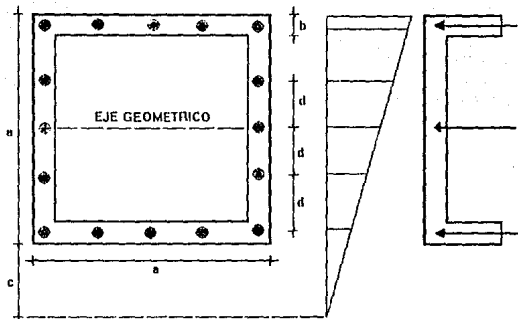
$\sum M$ CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 30,359 ton-cm

ey = 27.04 cm 27.04

FORMULA DE BRESLER

$1/P_n = (1/P_x) + (1/F_y) - (1/P_o) = 0.00109878$

* Pn = 910 Ton > 679 Ton Se acepta la seccion



GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	160 cm
b =	15 cm
c =	-136.762 cm
d =	36.25 cm
c' =	23.238 cm

Sup. 0.01
Fr = 0.80
F'c = 170
Fy = 4200

Mx = 1484 1-m
30% Mx = 445.2 1-m
P = 1436 ton
As bh = 45.75 cm²
Ac = 4.529 cm²
Profundidad del eje neutro = (0.8 * c') 18.5904 cm

* Po = Fr(AcF'c + AsFy) = 770 ton

Supóngase Acero Distribuido en la Perifera y d'/h = 0.90

q = Fy/F'c = 0.25 ox = Mx/P = 103.34 cm

AREAS DE ACERO

As1 = 14.35
As2 = 5.74
As3 = 5.74
As4 = 5.74
As5 = 14.35
45.92

* Pcx = 772 ton

P1 = 408.00 ton
P2 = 18.31 ton
P3 = 0.00 ton
18.31 0.00

Dist. al eje Geo.

d1 = 72.5 cm
d2 = 63.2048 cm
d3 = 0 cm
63.2048 0

M (concrete)

29.580 ton-cm
1,157 ton-cm
0 ton-cm

DEFORMACIONES EN ACERO

Es1 = 0.00203
Es2 = -0.00265
Es3 = -0.00733
Es4 = -0.01201
Es5 = -0.01669

ESFUERZOS EN EL ACERO

fs1 = 2,100.000
fs2 = 2,100.000
fs3 = 2,100.000
fs4 = 2,100.000
fs5 = 2,100.000

FUERZAS EN EL ACERO

F1 = 61.23 ton
F2 = -31.92 ton
F3 = -88.33 ton
F4 = -144.74 ton
F5 = -502.88 ton

ΣM CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 79,815 ton-cm

ox = 103.34 cm

103.34

Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro

GEOMETRIA DE LA SECCION	
a =	160 cm
b =	15 cm
c =	-43.3 cm
d =	36.25 cm
c' =	116.7 cm

Sud. 0.01
 $F_m = 0.80$
 $F_c = 170$
 $F_y = 4200$

$M_x = 1484$ t-m
 $30\% M_x = 445.2$ t-m
 $P = 1436$ ton
 $A_s b h = 45.75$ cm²
 $A_c = 4.529$ cm²
 Profundidad del eje neutro = $(0.8 \cdot c')$ 93.36 cm

* $P_o = F_c(A_c F_c + A_s F_y) = 770$ ton

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

$q = F_y / F_c = 0.25$ $e_y = M_y / P = 31.00$ cm

AREAS DE ACERO

$A_{s1} = 14.35$
 $A_{s2} = 5.74$
 $A_{s3} = 5.74$
 $A_{s4} = 5.74$
 $A_{s5} = 14.35$
 $A_{s6} = 45.92$

* $P_{cy} = 1.546$ ton

$P_1 = 458.00$ ton
 $P_2 = 399.64$ ton
 $P_3 = 0.00$ ton
 $P_4 = 0.00$
 $P_5 = 0.00$

Dist. al eje Geo.

$d_1 = 72.5$ cm
 $d_2 = 25.82$ cm
 $d_3 = 0$ cm
 $d_4 = 25.82$ cm
 $d_5 = 0$

M (concret)

29,580 ton-cm
 10,319 ton-cm
 0 ton-cm

DEFORMACIONES EN ACERO

$\epsilon_{s1} = 0.00281$
 $\epsilon_{s2} = 0.00188$
 $\epsilon_{s3} = 0.00094$
 $\epsilon_{s4} = 0.00001$
 $\epsilon_{s5} = -0.00092$

ESFUERZOS EN EL ACERO

$f_{s1} = 4,200$
 $f_{s2} = 2,100.000$
 $f_{s3} = 2,100.000$
 $f_{s4} = 2,100.000$
 $f_{s5} = 2,100.000$

FUERZAS EN EL ACERO

$F_1 = 60.27$ ton
 $F_2 = 22.61$ ton
 $F_3 = 11.37$ ton
 $F_4 = 0.14$ ton
 $F_5 = -27.73$ ton

 ΣM

CON RESPECTO AL EJE GEOMETRICO = 47,908 ton-cm

$e_y = 31.00$ cm 31.00

FORMULA DE BRESLER

$$1/P_n = (1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_o) = 0.00064251$$

* $P_n = 1556$ Ton > 1436 Ton Se acepta la seccion

CAPITULO IV

CUANTIFICACION Y COMPARACION DE COSTOS

**CUANTIFICACION CONCRETO
CONCRETO REFORZADO**

EST.	ELEMENTO	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	VOLUMEN (m3) CONCRETO
		largo	ancho			
Materiales con.	trabe	0.65	0.35	60	10	137
	Columna	1	1	45	3.3	149
Materiales con.	trabe	0.9	0.45	60	14	340
	Columna	1.3	1.3	45	3.45	262
Materiales con.	trabe	1.5	0.8	180	10	2,160
	Columna	1.7	1.7	135	3.7	1,444
Materiales con.	trabe	1.95	1.1	180	14	5,405
	Columna	2.6	2.6	135	4	3,650

**CUANTIFICACION DE ACERO
CONCRETO REDORZADO**

ELEMENTO	EJE	TRAMO	DIAMETRO	LARGO	CANTIDAD DE:		2	2.5	3	4	5	6	8	10	12
			PULGADAS	mts	VARILLAS	ELEMENTOS	0.250	0.384	0.557	0.996	1.560	2.25	3.975	6.225	8.929

Edificio de 5 Pisos y 10 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A	1-2	1"	10	12	60									
	A	1-2	3/8"	2.50	166	60			13869					28620			
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A	1-2	1"	3.35	20	25							11985		
	A	1-2	3/8"	3.6	16	45			1443.7								

TOTAL (ton)										15.313				49.605		
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--------	--	--	--	--------	--	--

Edificio de 5 Pisos y 14 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A	1-2	1"	14	20	60									
	A	1-2	3/8"	2.70	232	60			20934					66780			
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A	1-2	1 1/2"	3.45	15	45								20814	
	A	1-2	3/8"	4.4	16	45			43512								

TOTAL (ton)										69.446				66.78		20.814
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--------	--	--	--	-------	--	--------

Edificio de 15 Pisos y 10 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A	1-2	1 1/2"	10	26	180								418298
	A	1-2	1/2"	4.20	166	180			124394							
	A	1-2	1"	4.4	8	180								25186		
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A	1-2	1 1/2"	3.7	26	135								116078
A	1-2	3/8"	6.4	16	135			7700								

TOTAL (ton)									8	125				25		534
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	---	-----	--	--	--	----	--	-----

Edificio de 15 Pisos y 14 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A	1-2	1 1/2"	14	38	180								855703
	A	1-2	1/2"	5.70	564	180			576347							
	A	1-2	1 1/2"	4.6	8	180										59205
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A	1-2	1 1/2"	4	60	135								289591
A	1-2	3/8"	6.4	18	135			8662.5								

TOTAL (ton)									9	576						1205
--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	---	-----	--	--	--	--	--	------

CUANTIFICACION DE ACERO
ESTRUCTURAS DE ACERO

EST.	ELEMENTO	W	AREA	N° DE ELEMENTOS	LONGITUD	PESO (kg)	PESO (Ton)
11.000.10 CH. 2000 x 2	trabe	7090	145.5	60	10	68.880	208
	columnas	7890	1241	45	3.15	138.794	
11.000.11 CH. 2000 x 2	trabe	7890	466	60	14	308.846	492
	columnas	7890	1470	45	3.5	182.673	
11.000.12 CH. 2000 x 2	trabe	7650	694	180	10	985.619	1,965
	columnas	7890	2359	135	3.5	873.441	
11.000.14 CH. 2000 x 2	trabe	7890	626	160	14	1,241,663	2,541
	columnas	7890	3121	135	3.9	1,296,490	

CUANTIFICACION CONCRETO
SECCIONES EN CAJON

EST.	ELEMENTO	DIM. DE LA SEC. TRANSV.		N° DE ELEMENTOS	DIM. HUECO		LONGITUD	VOLUMEN (m ³) PULIESTIRENO	VOLUMEN (m ³) CONCRETO
		largo	ancho		l	a			
1	trabe	0.65	0.4	60	0.55	0.3	10	99	57
	Columna	0.8	0.8	45	0.65	0.65	3.3	63	32
2	trabe	1	0.6	60	0.9	0.5	14	378	126
	Columna	1.1	1.1	45	0.95	0.95	3.45	140	48
3	trabe	1.55	0.8	180	1.4	0.65	10	1,638	594
	Columna	1.25	1.25	135	1.1	1.1	3.7	604	176
4	trabe	1.9	1.05	180	1.75	0.9	14	3,969	1,058
	Columna	1.6	1.6	135	1.45	1.45	4	1,135	247

CUANTIFICACION DE ACERO

SECCIONES EN CAJON

ELEMENTO	EJE	TRAMO	DIAMETRO	LARGO	CANTIDAD DE:		2	2.5	3	4	5	6	8	10	12		
			PULGADAS	mts	VARILLAS	ELEMENTOS	0.250	0.384	0.557	0.995	1.560	2.25	3.975	6.225	8.938		
Edificio de 5 Pisos y 10 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A 1-2	1"	10	10	60										
			A 1-2	3/8"	1.70	166	60			9431.1					23550		
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A 1-2	3/4"	3.3	6	45						2005				
			A 1-2	1/2"	3.3	6	45				897.44						
			A 1-2	3/8"	2.8	17	45			1193.1							
			A 1-2	3/8"	2.8	17	45										
TOTAL (ton)										11	1	2	24				
Edificio de 5 Pisos y 14 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A 1-2	1"	14	16	60										
			A 1-2	3/8"	2.80	232	60			2171.0					53424		
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A 1-2	5/8"	3.45	16	45					3975					
			A 1-2	3/8"	4	20	45			7005.2							
			A 1-2	3/8"	4	20	45										
			A 1-2	3/8"	4	20	45										
TOTAL (ton)										23715	3875	53424					
Edificio de 15 Pisos y 10 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A 1-2	1 1/2"	10	16	180									257414	
			A 1-2	1/2"	4.3	166	180				127970						
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A 1-2	5/8"	3.7	6	135					4675					
			A 1-2	3/4"	3.70	10	135						11239				
			A 1-2	3/8"	4.6	19	135			6572							
			A 1-2	3/8"	4.6	19	135										
TOTAL (ton)										7	128	5	11			257	
Edificio de 15 Pisos y 14 mts Claro	ACERO DE REFUERZO EN TRABES		A 1-2	1 1/2"	14	28	180									530665	
			A 1-2	1/2"	5.50	564	180				556127						
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS		A 1-2	3/4"	16	16	135						77760				
			A 1-2	3/8"	6	20	135			9023.4							
			A 1-2	3/8"	6	20	135										
			A 1-2	3/8"	6	20	135										
TOTAL (ton)										9	556	78				611	

COMPARACION DE COSTOS

	ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO				ESTRUCTURA DE ACERO		ESTRUCTURA DE SECCIONES EN CAJON					
	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	ACERO (TON)	P.U	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	POLESTIRENO (m3)	P.U
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	3,604	352	692	2,000	1,865	6,000	770	352	408	2,000	2,242	355
COSTO TOTAL	N\$2,652,604				N\$11,190,000		N\$1,843,712					

	ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO				ESTRUCTURA DE ACERO		ESTRUCTURA DE SECCIONES EN CAJON					
	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	ACERO (TON)	P.U	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	POLESTIRENO (m3)	P.U
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	9,055	352	1,790	2,000	2,541	6,000	1,305	352	1,274	2,000	5,104	355
COSTO TOTAL	N\$4,767,360				N\$18,266,000		N\$4,821,015					

COMPARACION DE COSTOS

	ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO				ESTRUCTURA DE ACERO		ESTRUCTURA DE SECCIONES EN CAJON					
	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	ACERO (TON)	P.U	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	POUESTIRENO (m3)	P.U
Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro	286	352	56	2,000	208	6,000	89	352	38	2,000	162	355
COSTO TOTAL	N\$212,672				N\$1,248,000		N\$164,893					

136

	ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO				ESTRUCTURA DE ACERO		ESTRUCTURA DE SECCIONES EN CAJON					
	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	ACERO (TON)	P.U	CONCRETO (m3)	P.U	ACERO (TON)	P.U	POUESTIRENO (m3)	P.U
Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro	602	352	157	2,000	492	6,000	174	352	81	2,000	518	355
COSTO TOTAL	N\$525,904				N\$2,652,000		N\$407,314					

TABLA COMPARATIVA DE COSTOS

EDIFICIO	ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO	ESTRUCTURA DE ACERO	ESTRUCTURA DE SECCIONES EN CAJON	REDUCCION DE COSTOS	
				SC. VS CR.	SC. VS AC.
Edificio de 5 Pisos y 10 mts de Claro	1.4212.672	NS1.248.000	NS154.893	-22.47%	-86.79%
Edificio de 5 Pisos y 14 mts de Claro	NS25.904	NS2.952.000	NS407.314	-23%	-86.20%
Edificio de 15 Pisos y 10 mts de Claro	NS2.652.608	NS11.190.000	NS1.883.712	-29%	-83.17%
Edificio de 15 Pisos y 14 mts de Claro	NS5.767.360	NS15.246.000	NS4.821.015	-29%	-68.38%

CONCLUSIONES

Los resultados de las estructuraciones aquí propuestas demuestran que debido a la disminución de la masa en las estructuras de secciones en cajón se reducen las fuerzas sísmicas y, por lo tanto, la magnitud de los elementos mecánicos en los miembros y además con la ventaja de que las dimensiones en los elementos en cajón se menores que los de concreto macizo con un ahorro considerable en concreto y acero.

En cuanto a los desplazamientos las estructuras de concreto macizo son las más rígidas ya que son las que menos se desplazan , y en comparación con las estructuras de secciones en cajón éstas solo se desplazan en un 2 % más que las de concreto lo cual se puede considerar despreciable.

Los costos comparativos de las tres estructuraciones demuestran que las estructuras con elementos de sección en cajón son aproximadamente un 30 % más económicas.

BIBLIOGRAFIA

- 1) MELI PIRALLA ROBERTO
DISEÑO ESTRUCTURAL
EDITORIAL. LIMUSA
MEXICO 1985
- 2) WAKABAYASHI, ROMERO M.
DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES
EDITORIAL. MC GRAW HILL
MEXICO 1980
- 3) GONZALEZ CUEVAS OSCAR M.
ROBLES F.V FRANCISCO
CONCRETO REFORZADO
ED.LIMUSA, MEXICO 1986
- 4) DE BUEN OSCAR
LOPEZ DE HEREDIA
ESTRUCTURAS DE ACERO
ED. LIMUSA, MEXICO 1985
- 5) EMILIO ROSEMBLUETH
DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS
IMCYC
- 6) BAZAN ENRIQUE, MELLI P. ROBERTO
MANUAL DE DISEÑO SISMICO
ED. LIMUSA MEXICO 1985
- 7) NORMAS DE CONCRETO
DDF MEXICO 1987
- 8) REGLAMENTO DE DDF-87