

INGENIERÍA

CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

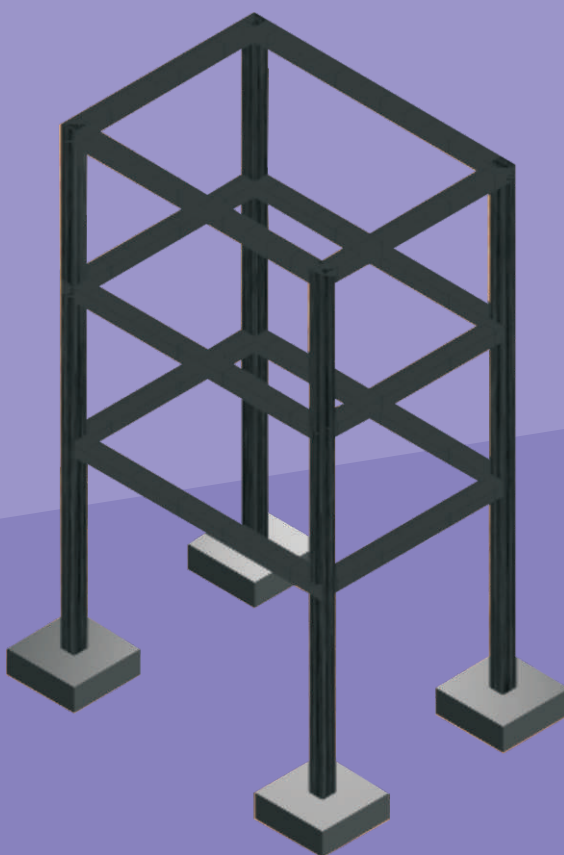
Clic aqui para ir al sitio web

Explore nuestra Tienda



Canal de WhatsApp (Convenio Institucional)

DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO



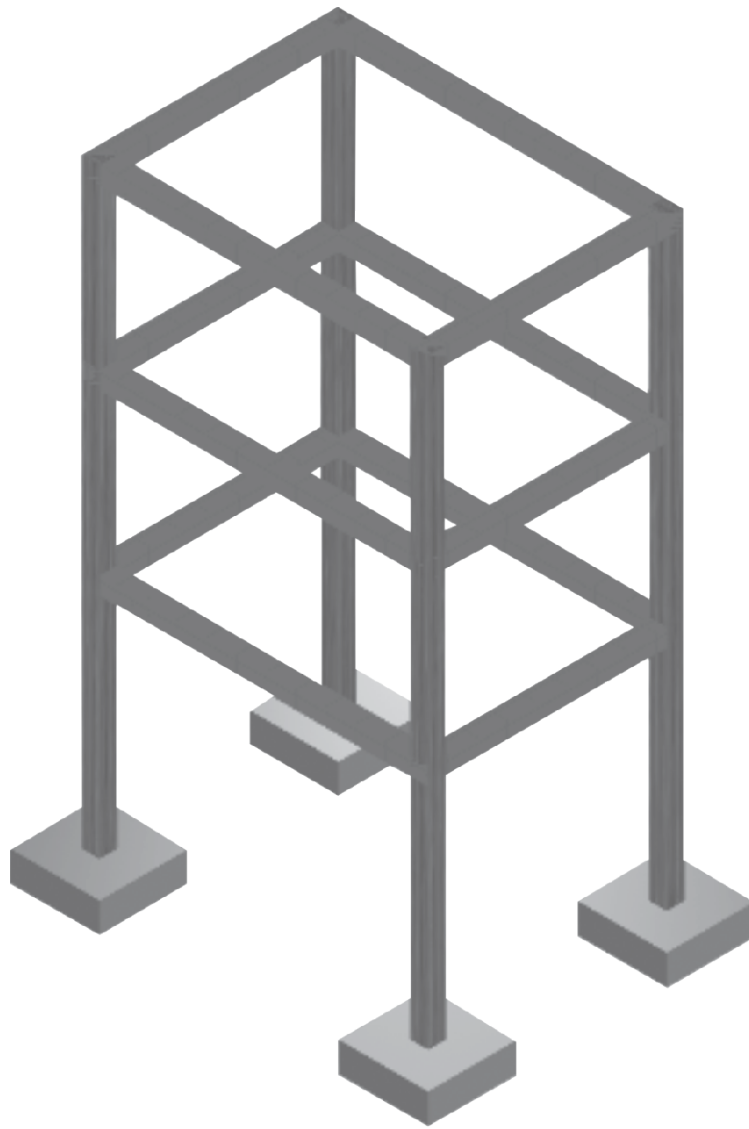
- ESTRUCTURACION
- PREDIMENSIONAMIENTO
- METRADO DE CARGAS
- ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Mg. ING. GENARO DELGADO CONTRERAS

EDICIONES EDICIVIL S.R.L



DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO



GENARO DELGADO CONTRERAS

La presentación y disposición de
DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICACAS DE CONCRETO ARMADO,
son propiedad del autor:

<i>Primera Edición</i>	: Mayo de 1990
<i>Segunda Edición</i>	: Mayo de 1992
<i>Tercera Edición</i>	: Octubre de 1995
<i>Cuarta Edición</i>	: Enero de 1998
<i>Quinta Edición</i>	: Enero de 2000
<i>Sexta Edición</i>	: Febrero de 2003
<i>Setima Edición</i>	: Febrero de 2004
<i>Octava Edición</i>	: Octubre de 2007
<i>Novena Edición</i>	: Mayo de 2011

IMPRESO EN PERÚ

DERECHOS RESERVADOS: © 2011 EN LIMA – PERÚ POR:

Editorial EDICIVIL S.R.Ltda.

Prohibida la reproducción parcial o total, por cualquier medio o método, de este libro sin la autorización legal del autor y/o editor.

*AL SEÑOR DE LOS MILAGROS
por darnos su bendición.*

El trece de Noviembre de 1655, el 20 de Octubre de 1687 y el 28 de Octubre de 1746, hubieron en Lima y Callao, violentos terremotos, que las destruyeron; pero en PACHACAMILLA, un muro que tenia la imagen del CRISTO CRUCIFICADO, quedo intacta en todos los movimientos telúricos.

La procesión del SEÑOR DE LOS MILAGROS, salió por primera vez el 20 DE OCTUBRE DE 1687.

Trescientos años de una fe, de un pueblo que le rinde culto a su CRISTO DE PACHACAMILLA.

PROLOGO A LA OCTAVA EDICIÓN

La presente obra, tiene como principal objetivo proporcionar al lector una metodología y secuencia para el diseño de estructuras Aporticadas de Concreto Armado.

La obra ha sido dividida en dos partes. En la primera presentamos los fundamentos y criterios para que el lector comprenda los principios de Estructuración, Predimensionamiento, Metrado de Cargas, Análisis de Estructuras tanto con cargas verticales como horizontales.

Nuestro objetivo en esta parte, es que el lector fije las bases y domine los conceptos para entrar al diseño sin mayor dificultad.

En la segunda parte hacemos un caso de aplicación de una estructura aporticada de dos pisos. En este caso buscamos que el lector aclare y profundice los conceptos teóricos de la primera parte.

Iniciamos con la estructuración para luego ejecutar el Predimensionamiento y metrado de cargas. Posteriormente hacemos el análisis estructural para cargas horizontales de acuerdo a las normas de diseño sismo resistente, luego entramos al análisis de cargas verticales.

Para el calculo de las rigideces laterales usamos el método de Muto, para posteriormente calcular el centro de masas y rigideces, así como los cálculos de los momentos torsores.

En la última parte hacemos el diseño de elementos de Concreto Armado, haciendo como ejemplo ilustrativo el diseño de una viga y una columna.

Nuestro objetivo en esta parte es que el lector, aplique los resultados obtenidos de los análisis de cargas horizontales y verticales para poder aplicarlos al diseño.

Así mismo presentamos toda la secuencia lógica para que el lector aprenda a utilizar las envolventes así como los diferentes diagramas de fuerza cortante y momento flector.

El presente trabajo es el resultado de las inquietudes de mis jóvenes alumnos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Por la forma de la presentación de la obra, creemos que este manual servirá de guía de los jóvenes que se inician en el diseño estructural.

Lo que hemos buscado es integrar todos los conceptos de Ingeniería Estructural y de Concreto Armado, en una secuencia lógica e ilustrarlo con un caso típico de una estructura aporticada; como son los colegios.

Finalmente, mi agradecimiento a todos los colegas del Dpto. de Estructuras de la Universidad Nacional de Ingeniería, por sus sugerencias y por la proporción de información bibliográfica, que nos sirvió de guía y de fuente de consulta para sacar adelante la presente publicación.

Asimismo, aprovechamos la oportunidad para agradecer a todo el equipo técnico de EDICIVIL SRLtda, por su apoyo incondicional para sacar adelante la presente publicación.

Esperando que esta obra sirva de guía a toda la juventud estudiosa del diseño estructural, así como fuente de consulta a todos nuestros colegas, aprovechamos la oportunidad para invitarlos para que nos hagan llegar sus sugerencias que enriquezcan esta obra en las próximas ediciones.

Lima, Mayo 2011

GENARO DELGADO CONTRERAS

INDICE

Estructuras Aporticadas	11
Conceptos Estructurales	21
Estructuración de Pórticos	37
Estructuración y predimensionamiento de estructuras aporticadas	47
Elementos Estructurales	65
Idealizaciones Estructurales	71
Predimensionamiento de elementos estructurales	77
Metrado de Cargas (1ra. Parte)	87
Cálculo de Fuerzas por Sismo	113
Ejemplos ilustrativos para calcular la fuerza horizontal y rigidez equivalente	129
Tipos de planos de estructuras aporticadas	135
Diseño estructural de una estructura aporticada de dos plantas	143
Predimensionamiento de Elementos Estructurales	153
Metrado de cargas (2da. Parte)	159
Cálculo de la fuerza horizontal y distribución en cada piso	167
Calculo de rigideces laterales usando el método de muto	173
Centro de Masas y Rigideces	177
Diseño de Elementos de Concreto Armado	189
- Análisis de Cargas Horizontales y Verticales	189
- Diseño de Viga y Columna	
Diseño de Elementos de concreto Armado	193



PASOS A SEGUIR PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE “N” PISOS

1. Descripción de proyecto.
2. Predimensionamiento y metrado de cargas.
3. Losas Aligeradas.
4. Análisis Sísmico.
5. Análisis Estructural.
6. Diseño de vigas.
7. Diseño de columnas.
8. Diseño de placas.
9. Diseño de escaleras.
10. Cimentación.
11. Diseño de cisterna y tanque elevado.
12. Diseño de mezclas.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

- 1.1 Distribución Arquitectónica
- 1.2 Estructuración
- 1.3 Cargas de Diseño.
 - 1.3.1 Peso propio.
 - 1.3.2 Peso sostenido o muerto de los elementos secundarios de relleno.
 - 1.3.3 Cargas vivas o sobrecargas.
 - 1.3.4 Fuerzas de sismo.
- 1.4.0 Materiales.
 - 1.3.5 Concreto.
 - 1.3.6 Refuerzo metálico.
 - 1.3.7 Resistencia del terreno.

2. PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

- 2.0.0 Dimensionamiento y metrado de cargas de aligerados.
 - 2.0.1 Dimensionamiento previo.
 - 2.0.2 Metrado de cargas de los aligerados.
- 2.1.0 Dimensionamiento y metrado de cargas de las vigas.
 - 2.1.1 Dimensionamiento previo de las vigas.

- 2.1.1.1 Vigas principales
- 2.1.1.2 Vigas secundarias.
- 2.1.2 Metrado de cargas de vigas principales.
- 2.1.3 Metrado de cargas de vigas secundarias.
- 2.2.0 Metrado de cargas y dimensionamiento de columnas.
- 2.2.1 Consideraciones sobre reducción de sobrecargas.
- 2.2.2 Dimensionamiento de columnas de pórticos principal.
- 2.3.0 Dimensionamiento de muros de concreto armado.
- 2.4.0 Metrado de la caja de ascensores.
- 2.5.0 Metrado de la caseta de maquinas.
- 2.6.0 Metrado de tanque de agua.
- 2.7.0 Metrado de escaleras.

3. LOSAS ALIGERADAS.

- 3.0.0 Generalidades.
- 3.0.1 Definición y comportamiento.
- 3.0.2 Especificaciones.
- 3.0.3 Análisis.
- 3.0.4 Diseño a la rotura.
- 3.1.0 Aligerado de las azoteas planas.
- 3.1.1 Metrado de cargas.
- 3.1.2 Características máximas y mínimas de diseño.
 - 3.1.2.1 Momentos máximos.
 - 3.1.2.2 Momentos mínimos.
 - 3.1.2.3 Fuerza cortante máxima que toma el concreto.
 - 3.1.2.4 Adherencia y anclaje.
 - 3.1.2.5 Refuerzo por contracción y temperatura.
 - 3.1.2.6 Resumen de las características máximas y mínimas de diseño.
- 3.1.3 Determinación de los refuerzos y acero de refuerzo.
- 3.2.0 Aligerados de la planta típica.
 - 3.2.1 Datos para el diseño.
 - 3.2.2 Metrado de cargas.
 - 3.2.3 Características máximas y mínimas de diseño.
 - 3.2.4 Cálculo de los esfuerzos y acero de refuerzo.
- 3.3.0 Aligerados de primer piso y sótanos.
 - 3.3.1 Datos para el diseño.
 - 3.3.2 Características máximas y mínimas de diseño.
 - 3.3.3 Metrado de cargas.

3.3.4 Cálculo de los esfuerzos y acero de refuerzo.

4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.0.0 Conceptos generales.

4.1.0 Metrado de cargas.

4.1.1 Peso de los elementos.

4.1.2 Resumen del metrado de cargas.

4.2.0 Análisis estático en la dirección principal.

4.2.1 Método de Muto para el cálculo de las rigideces de los elementos y sus puntos de inflexión.

4.2.2 Cálculo de las fuerzas horizontales en la base (H).

4.2.3 Distribución en altura de la fuerza "H".

4.2.4 Evaluación de "D" en los pórticos y placas de la dirección principal.

4.2.4.1 Presentación de las dimensiones y rigideces de los pórticos y placas.

4.2.4.2 Cálculo de los valores "D" en los pórticos principales.

4.2.4.3 Valores "D" en los pórticos principales por niveles.

4.2.4.4 Cálculo de los valores "D" en las placas "A" y "E".

4.2.5 Corrección por torsión.

4.2.5.1 Centro de masa o centro de corte.

4.2.5.2 Centro de rigideces o centro de valores "D".

4.2.5.3 Corte debido a la torsión.

4.2.6 Puntos de inflexión.

4.2.7 Momentos de flexión en las columnas.

4.2.8 Momentos y fuerzas cortantes en las vigas.

4.2.9 Fuerzas axiales en las columnas.

4.3.0 Análisis estático en la dirección secundaria.

4.3.1 Cálculo de las fuerzas horizontales en la base (H).

4.3.2 Distribución en altura de la fuerza "H".

4.3.3 Evaluación de los valores "D" en los pórticos y placas de la dirección secundaria.

4.3.3.1 Características de los pórticos y placas de la dirección secundaria.

4.3.3.2 Cálculo de los valores "D" en los pórticos secundarios.

4.3.3.3 Valores "D" en los pórticos secundarios por niveles.

4.3.3.4 Estudio y cálculo de los valores "D" en placas y marcos de la pared.

4.3.4 Corrección por torsión.

4.3.5 Puntos de inflexión en pórticos secundarios.

4.3.6 Momentos de Flexión en las columnas del pórtico secundario.

4.3.7 Momentos y fuerzas cortantes en vigas.

4.3.8 Fuerza axiales en columnas.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 5.0.0 Método de KANI.
- 5.0.1 Procesos de cálculo para estructuras con nudos desplazables.
- 5.1.0 Programa KANI para el calculo de estructuras aporticadas con nudos desplazables.
- 5.1.1 Explicación del programa.
- 5.2.0 Análisis del pórtico principal.
- 5.2.1 Metrado de cargas.
- 5.2.2 Momentos de empotramiento perfecto.
- 5.2.3 Distribución de la carga viva para obtener los máximos esfuerzos.
- 5.3.0 Análisis de pórticos secundarios.
- 5.3.1 Metrado de cargas.
- 5.3.2 Momento de empotramiento perfecto.
- 5.3.3 Resultados.
- 5.4.0 Cargas de diseño y combinaciones de los estados de carga.
- 5.4.1 Combinaciones de cargas en el pórtico principal.
- 5.4.2 Combinaciones de cargas en el pórtico secundario.

6. DISEÑO DE VIGAS

- 6.0.0 Diseño de viga del pórtico principal.
- 6.0.1 Generalidades.
- 6.0.2 Aplicación del procedimiento a la rotura de vigas.
- 6.0.3 Resumen de diseño de vigas.
- 6.0.3.1 Diseño por flexión.
- 6.1.0 Diseño de vigas de pórticos secundarios.
- 6.1.1 Datos de diseño.

7. DISEÑO DE COLUMNAS

- 7.0.0 Situaciones de carga para encontrar los máximos esfuerzos.
- 7.1.0 Estudio de la columna.
- 7.1.1 Momentos máximos de la rotura.
- 7.1.2 Fuerzas axiales últimas.
- 7.1.3 Diseño de columna como miembro en flexocompresión.

- 7.1.3.1 Restricción de extremos y esbeltez efectiva.
 - 7.1.3.1.1 Pórtico arriostrado.
 - 7.1.3.1.2 Esbeltez efectiva.
- 7.1.3.2 Evaluación de los efectos de la esbeltez.
 - 7.1.3.2.1 Elementos en compresión arriostrados.
 - 7.1.3.2.2 Elementos en compresión no arriostrados.
 - 7.1.3.2.3 Cálculo del factor “k” y la relación de esbeltez efectiva.
 - 7.1.3.2.4 Verificación de los efectos de la esbeltez en la dirección principal (columnas arriostradas)
- 7.1.3.3 Cálculo del momento amplificado por el diseño de columnas esbeltas (columnas largas).
 - 7.1.3.3.1 Cálculo de la rigidez a la flexión (EI).
 - 7.1.3.3.2 Carga crítica.
 - 7.1.3.3.3 Factor “F”.
 - 7.1.3.3.4 Valor de M_c . Dirección secundaria.
- 7.1.4 Resumen de cargas axiales y momentos que se usarán en el diseño.
- 7.1.5 Diseño de refuerzo longitudinal.
 - 7.1.5.1 Excentricidad (e).
 - Dirección principal.
 - Dirección secundaria.
 - Excentricidad mínima.
 - 7.1.5.2 Valor de “K”. y e/t.
 - 7.1.5.3 Valor de “g”.
 - 7.1.5.4 Selección de las combinaciones que dan resultados mas desfavorables.
 - 7.1.5.5 Estudio de posibilidades.
 - 7.1.5.5.1 Tipos de fallas.
 - 7.1.5.5.2 Flexocompresión biaxial.
- 7.1.6 Refuerzo transversal.
 - 7.1.6.1 Esfuerzo cortante nominal permisible (v_c).
 - 7.1.6.2 Requerimiento de refuerzo transversal especial.
 - 7.1.6.3 Diseño de estribos para confinamiento.

8. DISEÑO DE PLACAS

- 8.0.0 Generalidades.
- 8.1.0 Diseño de placas.
 - 8.1.1 Metrados de cargas y reducción de sobrecargas.
 - 8.1.2 Carga axial actuante.
 - 8.1.3 Consideraciones sobre el diseño de placas.

- 8.1.4 Armadura mínima.
- 8.1.5 Diseño de refuerzo por cortante.
- 8.1.6 Refuerzo en la dirección secundaria.
- 8.2.0 Carga axial y momentos últimos.
- 8.2.1 Diseño por compresión.
- 8.2.2 Diseño por flexocompresión.
- 8.2.3 Verificación por cortante.

9. ESCALERAS

- 9.0.0 Especificaciones generales.
- 9.1.0 Diseño de escaleras.
- 9.1.1 Predimensionamiento.
- 9.1.2 Metrado de cargas.
- 9.1.3 Cálculo de momentos flectores.
- 9.1.4 Cálculo de las áreas de acero.

10. CIMENTACIONES

- 10.0.0 Aspectos generales.
- 10.1.0 Diseño de zapatas.
- 10.1.1 Datos para el diseño.
- 10.1.2 Verificación por excentricidad.
- 10.1.3 Dimensionamiento en planta.
- 10.1.4 Carga neta de rotura.
- 10.1.5 Dimensionamiento en altura.
- 10.1.5.1 Altura efectiva por punzonamiento.
- 10.1.5.2 Altura por flexión.
- 10.1.5.3 Chequeo por tracción diagonal.
- 10.1.6 Comprobación del peso propio de la zapata.
- 10.1.7 Cálculo del refuerzo por flexión.
- 10.1.7.1 Refuerzo perpendicular a la dirección corta.
- 10.1.8 Transferencia de esfuerzo en la base de la columna (aplastamiento)
- 10.1.9 Longitud de anclaje de las varillas de la columna en su penetración a la zapata.
- 10.1.10 Verificación por adherencia.
- 10.2.0 Diseño de cimentación corrida para placas.
- 10.2.1 Datos.

- 10.2.2 Dimensionamiento en planta.
- 10.2.3 Carga neta de rotura.
- 10.2.4 Dimensionamiento en altura.
- 10.2.4.1 Verificación por corte.
- 10.2.4.2 Verificación por flexión.
- 10.2.5 Comprobación del peso propio por metro lineal de muro.
- 10.2.6 Refuerzo por flexión.
- 10.2.7 Verificación por adherencia.
- 10.2.8 Verificación por aplastamiento.
- 10.2.9 Acero de repartición.
- 10.2.10 Armadura de atirantamiento.

11. DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUES ELEVADOS

- 11.0.0 Diseño de cisterna.
- 11.1.0 Características geométricas.
- 11.2.0 Diseño de la tapa.
- 11.2.1 Dimensionamiento como losa armada en dos sentidos.
- 11.2.2 Metrado de cargas.
- 11.2.3 Momentos flexionantes.
- 11.2.4 Momento mínimo.
- 11.3.0 Diseño de la losa del fondo.
- 11.3.1. Metrado de cargas
- 11.4.0 Diseño de las paredes.
- 11.4.1 Carga triangular.
- 11.4.2 Momentos flexionantes.
- 11.4.3 Momento mínimo.
- 11.4.4 Verificaron por corte.
- 11.1.0 Diseño de tanque elevado.
- 11.1.1 Características geométricas.
- 11.1.2 Diseño de la tapa.
- 11.1.2.1 Dimensionamiento como losa maciza en una dirección.
- 11.1.2.2 Metrado de cargas.
- 11.1.2.3 Momentos flexionantes.
- 11.1.2.4 Acero mínimo por refuerzo principal y de temperatura.
- 11.1.2.5 Momento mínimo.
- 11.1.2.6 Verificación por corte.
- 11.1.3 Diseño de la losa de fondo.

- 11.1.3.1 Dimensionamiento como losa armada en dos sentidos.
- 11.1.3.2 Metrado de cargas.
- 11.1.3.3 Momentos flexionantes.
- 11.1.3.4 Momento mínimo.
- 11.1.4 Diseño de las paredes.

12. DISEÑO DE MEZCLAS

- 12.0.0 Procedimiento de diseño.
- 12.1.0 Diseño de mezclas para aligerados, vigas, columnas y muros con resistencia mínima específica de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- 12.1.1 Presentación de las características de los materiales.
- 12.1.2 Diseño de mezclas.
- 12.2.0 Presentación de los resultados de la dosificación de mezcla para cimentaciones.
- 12.2.1 Materiales.
- 12.2.2 Valores de diseño.

CONCEPTOS

ESTRUCTURALES

CONCEPTOS ESTRUCTURALES Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑAR ESTRUCTURAS APORTICADAS Y DE ALBAÑILERIA

CONCEPTOS ESTRUCTURALES

La Ingeniería Estructural se basa en los conceptos de los cursos de Mecánica Racional, constituidos por la Estática y la Dinámica; Mecánica de Materiales, constituido por la Resistencia, Rigidez y Estabilidad de Estructuras y el Análisis Estructural.

DEFINICIONES

- **ESTRUCTURA**

Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente.

- **FUERZA**

Es toda causa física capaz de modificar el estado de reposo o de movimiento de un cuerpo. Al aplicar una fuerza a un cuerpo se produce otra fuerza igual y de sentido contrario llamada reacción.

- **EQUILIBRIO DE UNA FUERZA**

Toda estructura está en equilibrio cuando todas las fuerzas que actúan sobre él, se compensan mutuamente.

- **CARGAS**

Toda estructura soporta cargas siendo estas de dos tipos:

- a) **Cargas muertas o permanentes**

Son las que se deben al peso propio de la edificación, incluyendo la estructura resistente y los elementos no estructurales tales como tabiques y acabados.

b) Cargas vivas o sobre cargas de servicio

Son las cargas de personas, muebles, equipos, etc. Su magnitud es determinada considerando los estados de carga mas desfavorables, de acuerdo al uso de edificación.

c) Cargas ocasionales

Son aquellas cuya presencia es eventual como la nieve, el viento y el sismo.

La dirección y el sentido de la fuerza o carga con respecto al cuerpo determinan la clase de esfuerzos que se producen.

• COMPRESIÓN

Si las fuerzas se aproximan unas a otras, el cuerpo se comprime y en él se producen esfuerzos de compresión.

• TRACCIÓN

Si las fuerzas se alejan unas de otras, el cuerpo se distiende y en el se producen esfuerzos de tracción.

• CORTE

Si el cuerpo es sometido a dos fuerzas paralelas próximas y de sentido contrario, se obtienen esfuerzos de corte o cizallamiento.

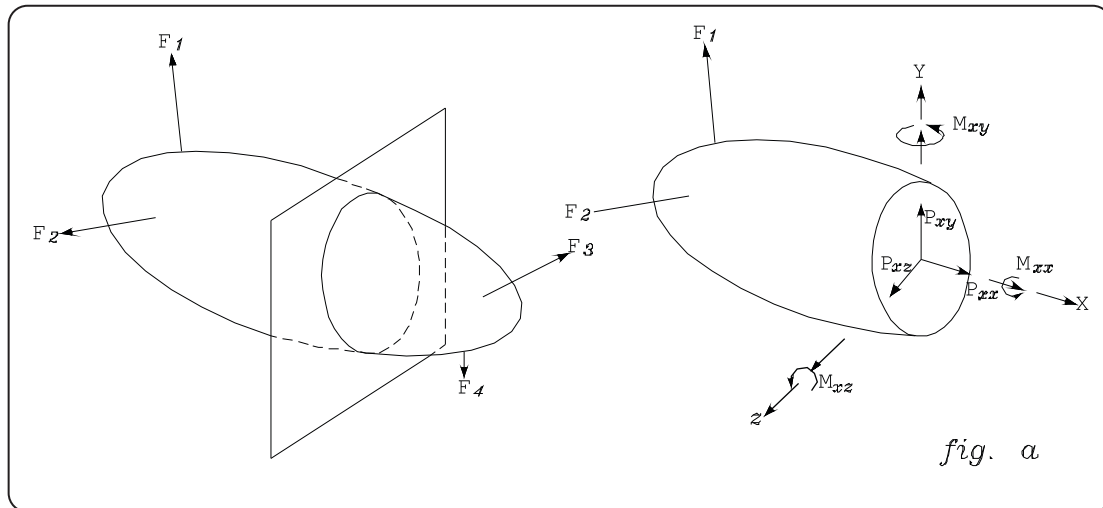
• FLEXIÓN

Si la acción de las fuerzas tiende a curvar el cuerpo, se produce flexión. Un cuerpo flexionado tendrá tracción en una zona y compresión en la otra.

• TORSIÓN

Si el cuerpo es sometido a movimiento de giro, perpendiculares a su eje longitudinal, se producen torsión y se dan, principalmente, esfuerzos de corte.

Si el cuerpo está sometido a fuerzas, se generan:



P_{xx} **Fuerza axial.** Esta componente mide una acción de tirar (o de empujar) tirar representa una fuerza de extensión o tracción que tiende a alargar el sólido, mientras que empujar representa una fuerza de compresión que tiende a acortarlo.
Se representa generalmente por P.

P_{xy}, P_{xz} **Fuerza Cortante.** Son componentes de la resistencia total al deslizamiento de la porción de sólido a un lado de la sección de exploración respecto a la otra porción. La fuerza cortante total se suele representar por V y sus componentes, V_y y V_z identifican sus direcciones.

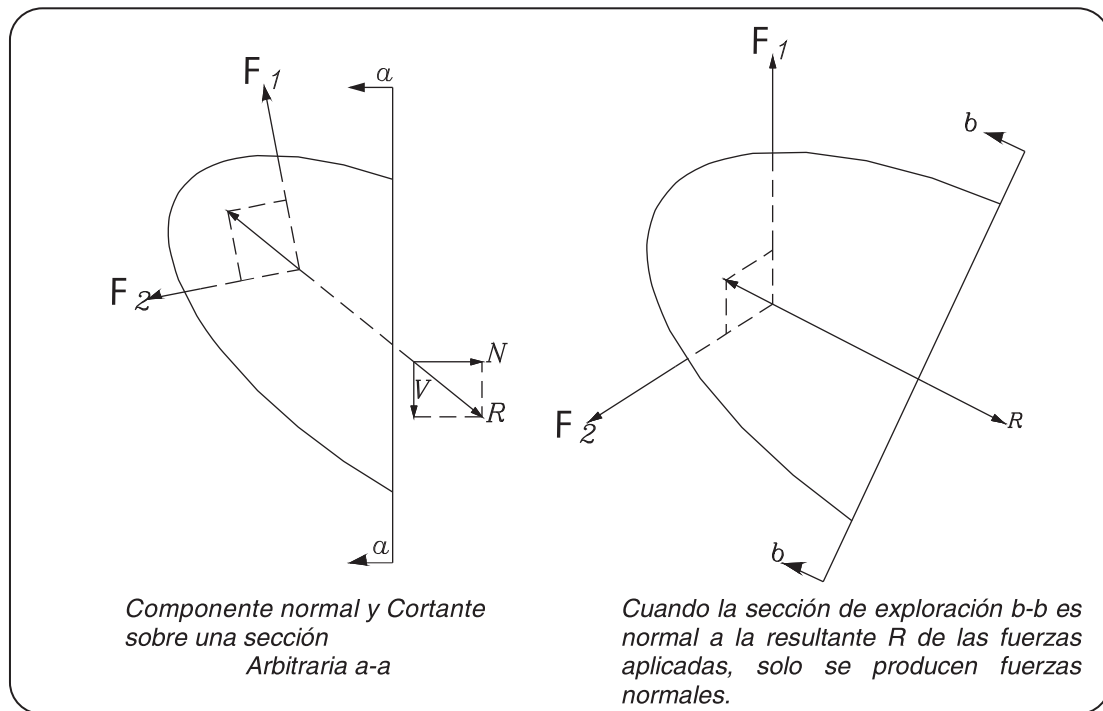
N_{xx} **Momento Torsor o Par.** Esta componente mide la resistencia a la torsión del sólido considerado, y se suele representar por M_T

M_{xy}, M_{xz} **Momentos Flectores.** Estas componentes miden la resistencia del cuerpo a curvarse o flexar respecto a los ejes Y o Z, y se suelen expresar, simplemente, por M_y y M_z respectivamente.

El efecto interno de un sistema de fuerzas exteriores depende de la elección y orientación de la sección de exploración. En particular, si las cargas actúan en un plano, que se suele considerar como el plano xy, los seis componentes de la figura(a) se reducen a tres.

La fuerza axial P_{xx} , la fuerza cortante P_{xy} y el momento flector M_{xz} .

En estas condiciones, como se observa, estas componentes equivalen una fuerza resultante R . Este hecho demuestra que si la sección de exploración tuviera otra orientación, por ejemplo $b-b$ perpendicular a R , el efecto de cortadura en la sección se podría anular con lo que el efecto de tracción alcanzaría un valor máximo.



• ESFUERZOS

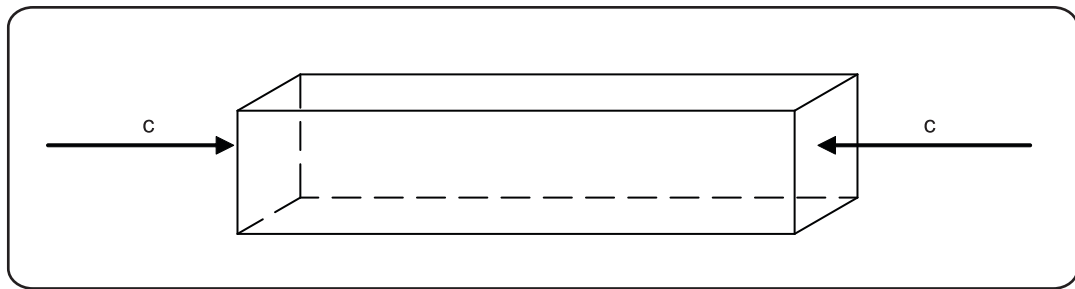
Se denomina así a las fuerzas interiores que se generan en un cuerpo que está bajo la acción de una carga.

La dirección y el sentido de la fuerza o carga con respecto al cuerpo determinarán la clase de esfuerzos que se producen.

Por la deflexión y el sentido de las fuerzas sobre un elemento estructural éstas generan esfuerzos de:

- Compresión.
- Tracción.
- Corte.
- Flexión.
- Torsión.

ESFUERZOS DE COMPRESIÓN



Un elemento estructural sometido a esfuerzos de compresión, sus partículas constituyentes son comprimidas; encogiéndose en la dirección en que actúa la fuerza y expandiéndose perpendicular a ella.

Algunos materiales resisten mejor que otros los esfuerzos de compresión.

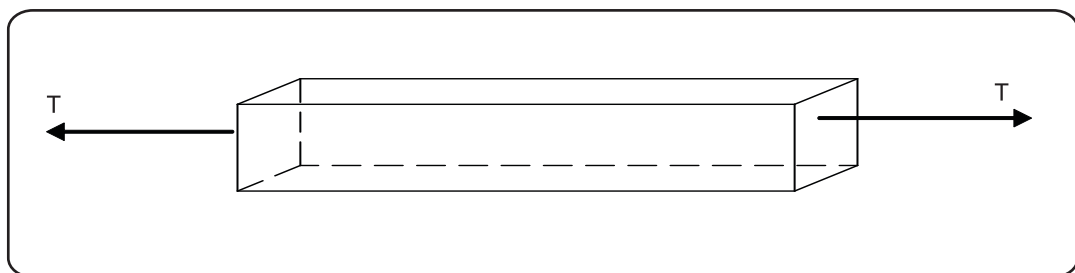
En el caso de columnas, la resistencia de estas debido a la compresión, está en función a su esbeltez, siendo la esbeltez la relación que existe entre la altura y el espesor del elemento comprimido.

De esta manera podemos decir que las columnas más esbeltas tienden a deformarse lateralmente.

El efecto que ocurre en los materiales sometido a esfuerzos de compresión, se le denomina pandeo.

Como ejemplo tenemos que el Concreto Armado es excelente para resistir cargas que lo someten a esfuerzos de compresión.

ESFUERZOS DE TRACCIÓN



Cuando los elementos estructurales son sometidos a esfuerzos de tracción, sus partículas constituyentes se apartan de ella.

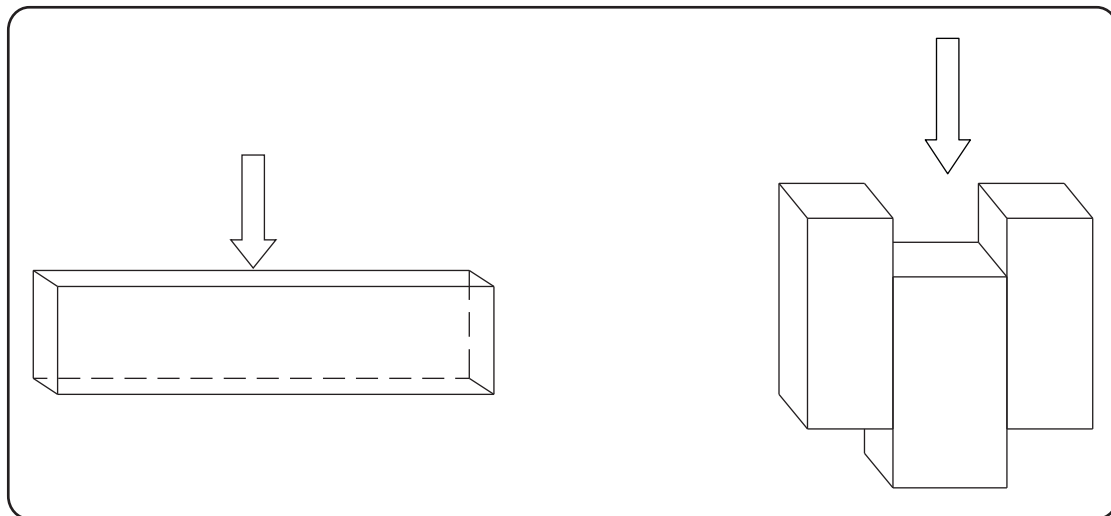
La dimensión del cuerpo aumenta en la dirección de la fuerza y disminuye en la perpendicular.

El comportamiento al esfuerzo de tracción no es el mismo en todos los materiales. Por ejemplo el concreto armado es muy malo cuando es sometido a esfuerzos de tracción.

Los materiales, según su composición interna, pueden ofrecer diferentes resistencias al ser traccionadas en distintas direcciones.

La madera por ejemplo resiste a las tracciones aplicadas en la dirección paralelas a las fibras, mucho más a las que actúan en dirección perpendicular.

ESFUERZO DE CORTE

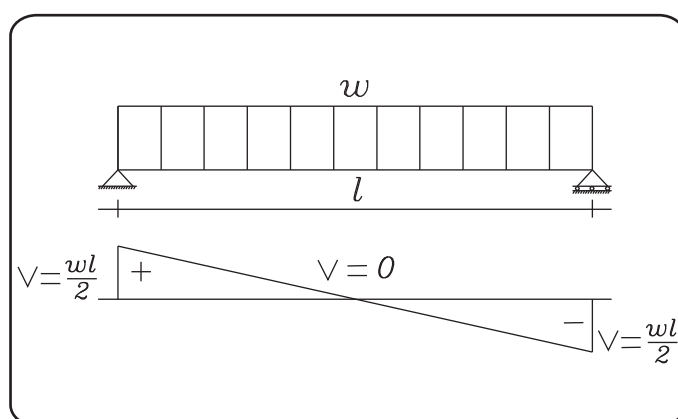


El esfuerzo de corte origina deformaciones que se presentan como una tendencia al deslizamiento de una parte del cuerpo con respecto a otra. En las vigas, el esfuerzo de corte produce deslizamiento en la dirección longitudinal (horizontal) y en la dirección transversal (vertical).

En una viga sometida a cargas concentradas o distribuidas el diagrama de esfuerzo cortante sirve para analizar los cortantes en los diferentes puntos de la viga.

En el concreto armado, este diagrama nos indicará la cantidad y espaciamiento de los elementos transversales que se conocen con el nombre de estribos.

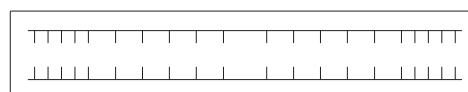
Así, por ejemplo:



Al analizar la viga vemos que en el centro de la luz, la fuerza cortante es cero y en los extremos $\frac{wl}{2}$

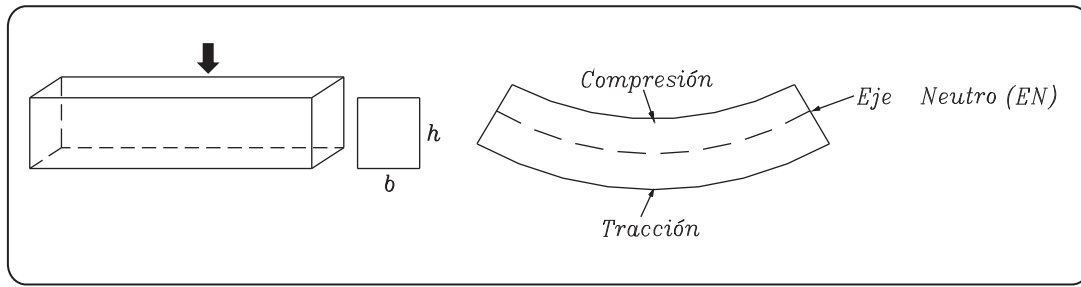
Si la viga fuera de concreto armado quiere decir que en sus extremos llevará mayor cantidad de estribos que el centro de la luz.

Así por ejemplo:

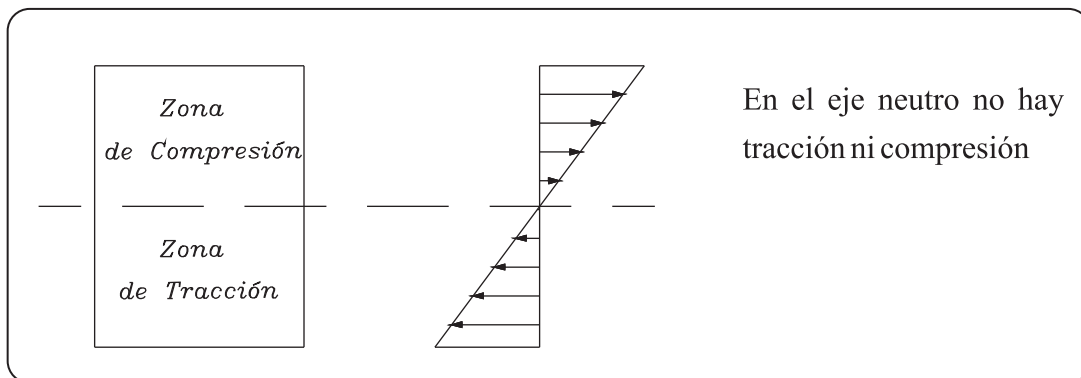


1 a 0.05 m
4 a 0.10 m
resto a 0.20

ESFUERZOS DE FLEXIÓN

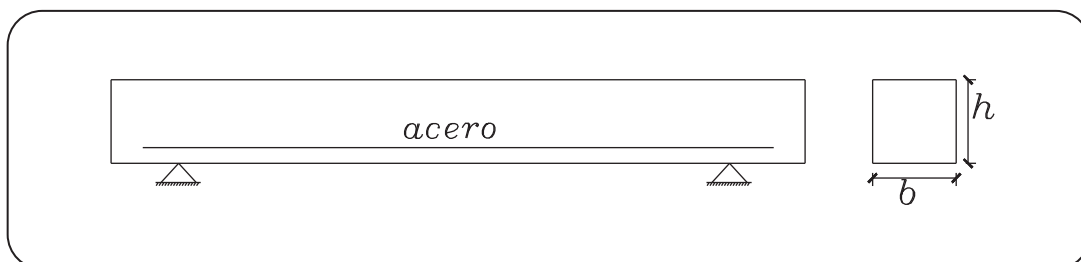


Los elementos estructurales sometidos a cargas transversales se flexionan o se curvan, esto origina esfuerzos de compresión en una de sus partes y de tracción en la opuesta.

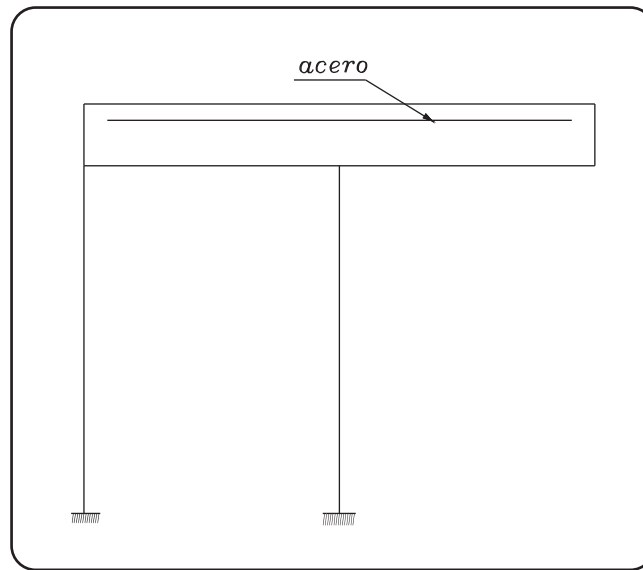


Las vigas de Concreto Armado al estar sometidas a flexión generan tracción en su fibra interior y compresión en la superior. Como el concreto es muy débil a la tracción se aplica acero en la zona traccionada.

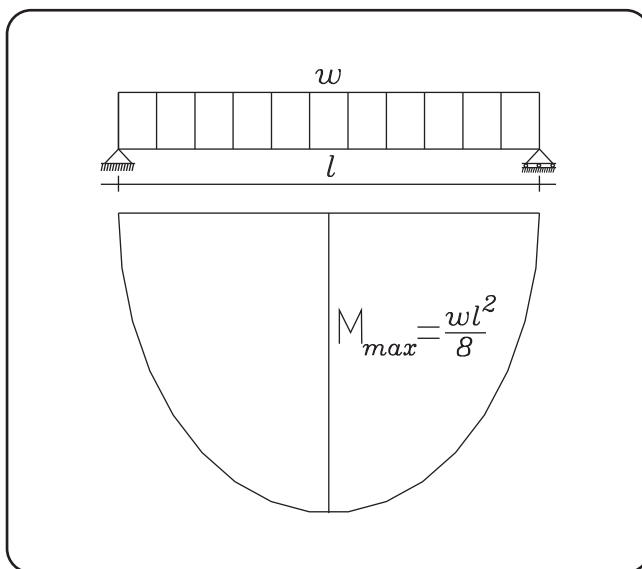
Así por ejemplo:



Si la viga esta en voladizo al tracción se genera en la parte superior y la compresión en la inferior.



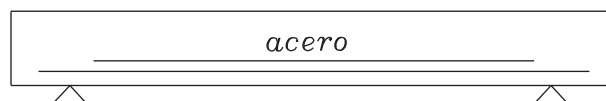
Si tenemos una viga con cargas concentradas y distribuidas podemos trazar el diagrama de momentos flectores. Este sirve para determinar la cantidad de acero longitudinal que requiere una viga o losa. Así, por ejemplo:



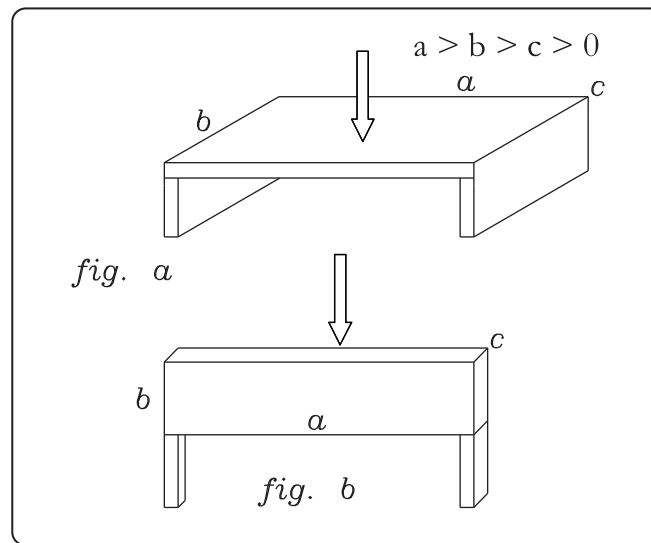
El momento máximo ocurre en el centro de la luz, siendo su valor máximo $\frac{wl^2}{8}$ y en los extremos es cero.

Esto quiere decir que en el centro de la luz debe de haber mayor cantidad de acero longitudinal que en los extremos.

Así por ejemplo.



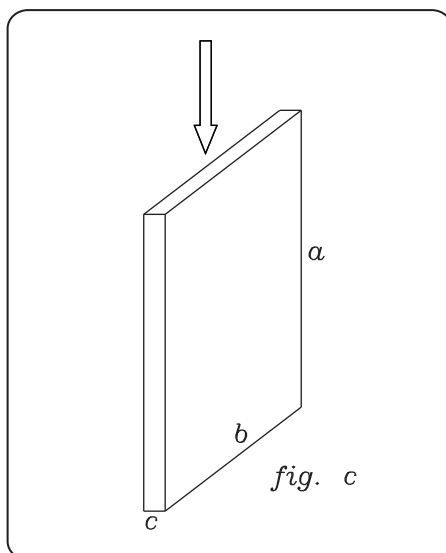
RIGIDEZ Y FORMA



Un mismo elemento estructural se comporta de modo diferente según sea la dirección de las fuerzas que tratan de deformarlo.

Cuando el elemento se coloca con la dimensión mayor de la sección transversal en la dirección de las fuerzas aplicadas, su rigidez aumenta, pudiendo soportar mas carga con menos deformación.

Ejemplo N° 1. La viga mostrada es más resistente en la forma colocada en la fig. (b) que el la fig. (a).



Ejemplo N° 2.

Si a un elemento muy esbelto le aplicamos una fuerza de compresión, esta tendrá a curvarse en la dirección de su menor rigidez (ver fig. c).

La rigidez de un elemento esta cuantificada por el momento de inercia, siendo éste la resistencia que ofrecen los cuerpos a la rotación.

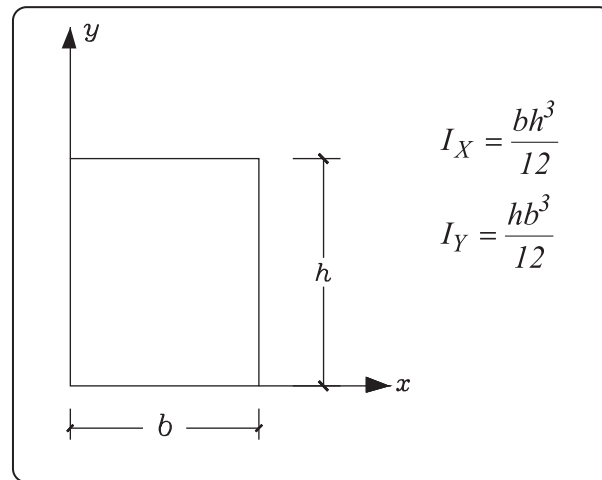
Al momento de inercia se le conoce con el nombre de momento de segundo orden y se define para secciones planas;

$$I_x = \int y^2 dA \quad I_y = \int x^2 dA$$

I_x : Momento de Inercia respecto al eje x.

I_y : Momento de Inercia respecto al eje y.

Para elementos estructurales de sección rectangular el momento de inercia esta dado por:



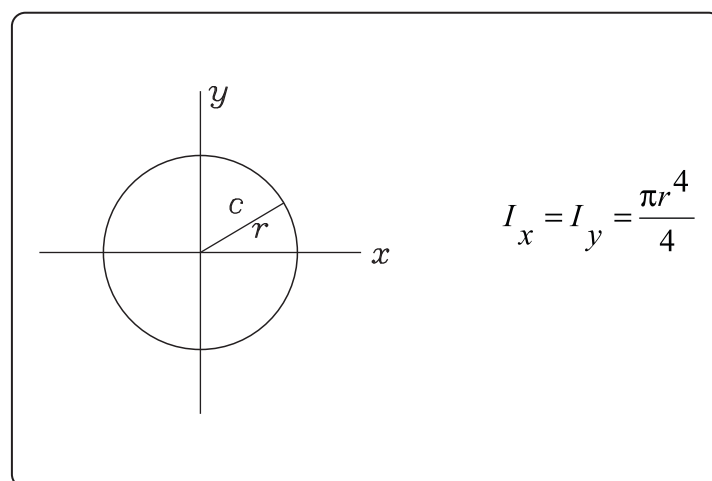
Así tenemos que el momento de inercia de la fig. a es : $\frac{bc^3}{12}$

De la fig. b es: $\frac{cb^3}{12}$

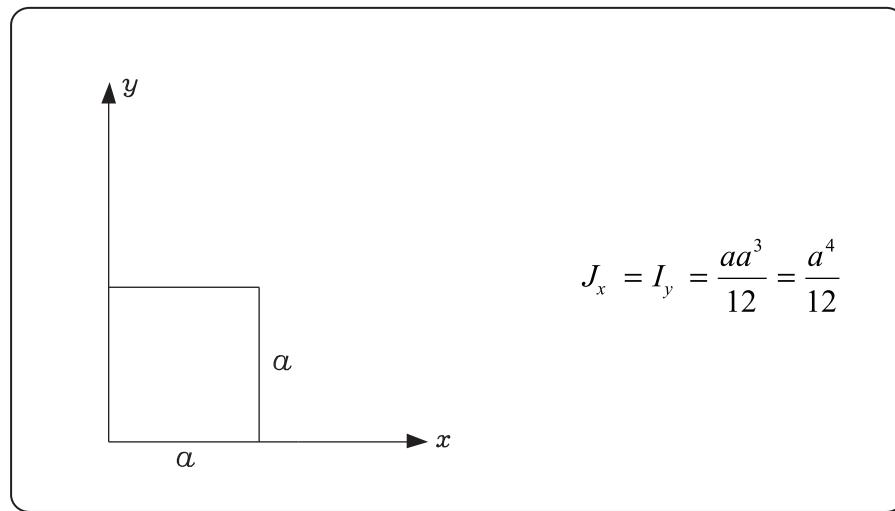
Como $b > c$, el momento de inercia del elemento de la fig. b, es mayor que el momento de inercia de la fig. a.

De lo antes expuesto podemos concluir:

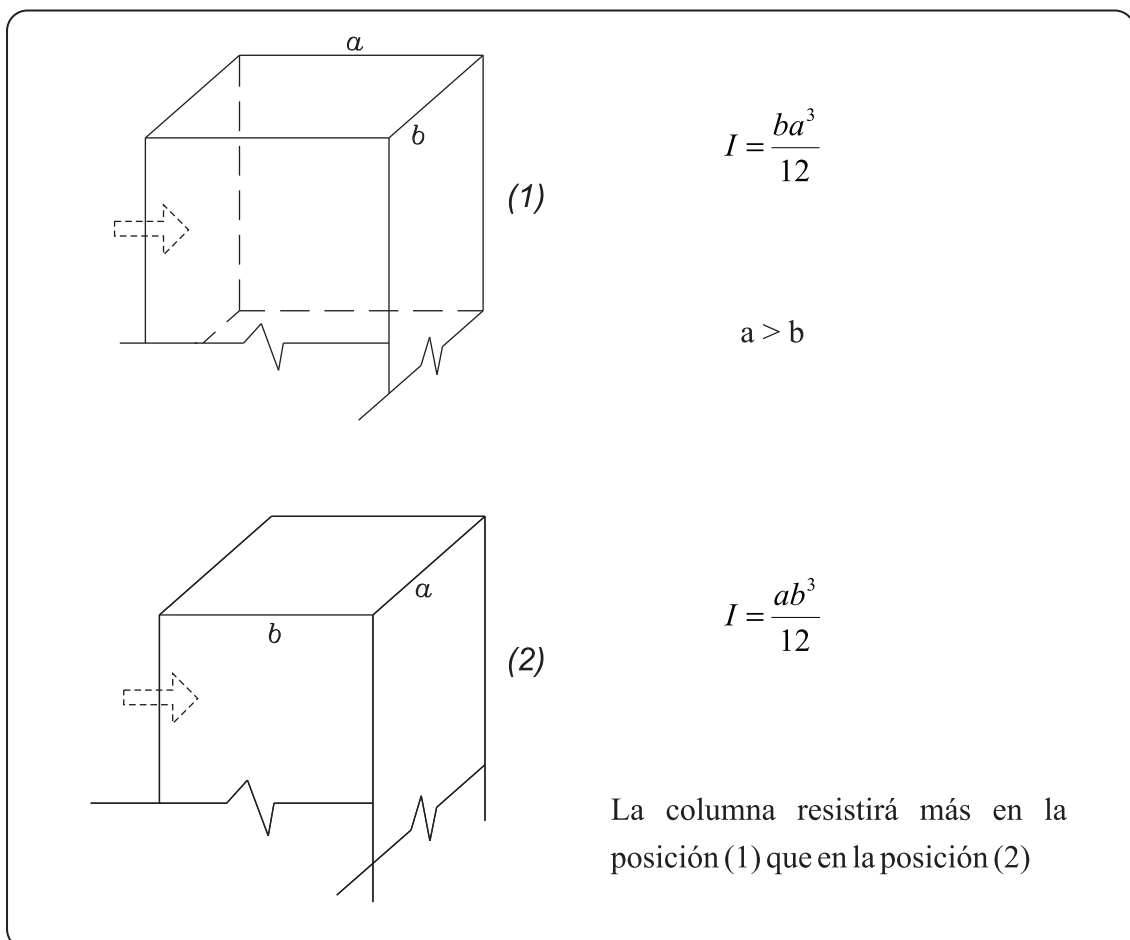
- a)** Columnas de sección circular se deforman con igual facilidad en cualquier dirección por la dirección por la acción de una fuerza.



- b) Si la columna es de sección cuadrada, se deformará igual en las direcciones de las cuatro caras.

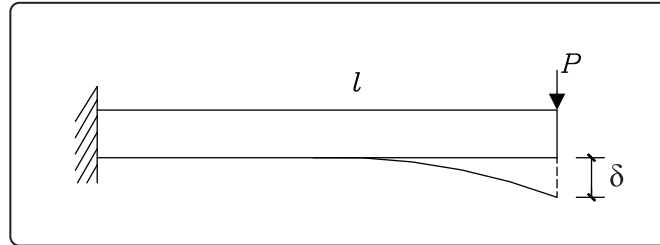


- c) Cuando una fuerza actúa en la dirección de la dimensión mayor de una columna rectangular, esta se deformará menos, es decir resistirá la acción de la fuerza de mayor magnitud.



- **DEFLEXION DE CARGA Y FORMA**

Si tenemos una viga en voladizo, ésta al estar sometida a una carga perpendicular a su eje genera una deflexión δ .



Cuando más aumenta la carga, la deflexión es mayor, siempre y cuando se mantengan constantes la longitud " l " y la sección transversal.

De lo expuesto podemos concluir.

- a) Con la misma carga y la misma sección transversal, a mayor longitud, mayores son las deflexiones.
- b) Si la longitud y las cargas son las mismas, la deflexión es menor si se usan secciones más grandes.

- **USO DE CONCRETO ARMADO, PRETENSADO Y ARMADURAS**

En la ingeniería estructural se utilizan diferentes tipos de materiales y a la vez existen diferentes formas de combinar y ubicar los elementos estructurales de modo de obtener la mayor resistencia, rigidez, y estabilidad de la estructura.

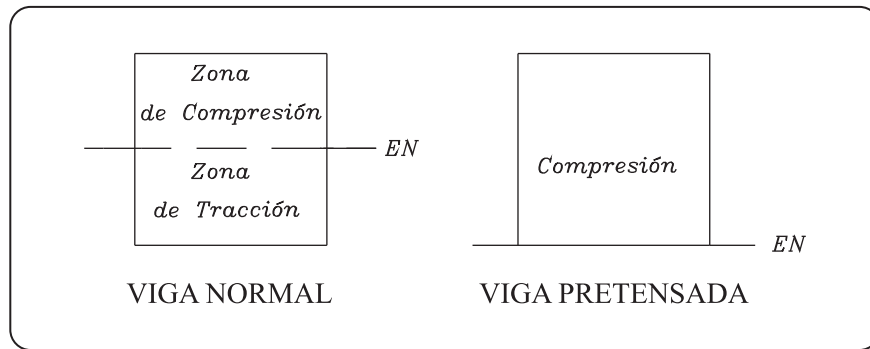
- **CONCRETO ARMADO**

El concreto armado lleva este nombre por que lleva acero corrugado, siendo este material el que hace resistente al Concreto Armado cuando éste es sometido a esfuerzos de tracción.

El Concreto Armado se utiliza cuando queremos cubrir grandes cargas y luces pequeñas.

- **CONCRETO PRETENSADO**

Se utiliza concreto pretensado cuando deseamos que todo el elemento estructural trabaje solo a compresión es decir el eje neutro tenemos que trasladarlo hasta la base de la viga.



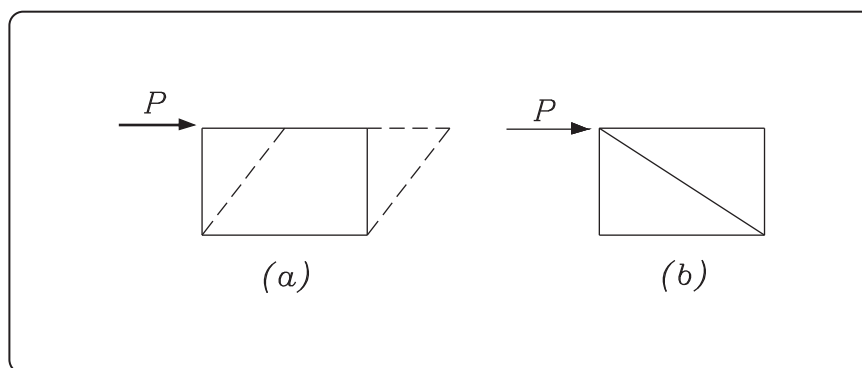
Es decir con el concreto pretensado se consigue que todo el elemento estructural trabaje solo a compresión.

Es Concreto Pretensado se utiliza cuando se desea cubrir grandes luces y que la estructura soporte grandes cargas.

• ARMADURAS

Cuando se necesita cubrir una luz mayor que el largo de los elementos estructurales con que se cuenta, o cuando uno solo no sería suficientemente resistente, debemos unir varios de ellos.

Al hacer la unión de ellos hay que cumplir con ciertos requisitos que hagan posible lograr su estabilidad e impedir que se deformen. Así podemos decir que es necesario triangular los marcos para evitar su deslizamiento, pues el triángulo es una figura estable.



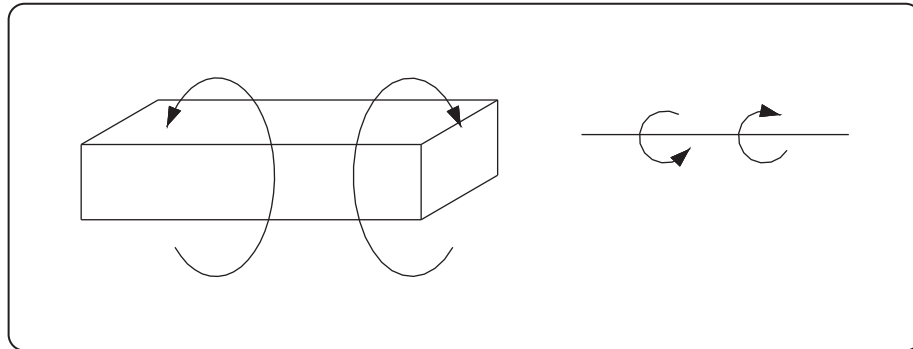
Ante la fuerza P el marco tal como se muestra en la fig. (a) tiende a deformarse, en cambio si se triangulara como en la fig. (b) la armadura ofrece una mayor estabilidad.

Las armaduras son de acero o de madera y se utilizan cuando se desean cubrir grandes luces y la estructura va a soportar cargas pequeñas.

De todo lo expuesto podemos decir, que en toda concepción estructural lo que se busca es disminuir la cantidad de material y aumentar su resistencia.

- **ESFUERZO POR TORSIÓN**

La torsión se produce cuando un elemento estructural es sometido a movimientos de giro, perpendiculares a su eje longitudinal dándose esfuerzos de corte.



- **CENTRO DE GRAVEDAD**

La tierra, atrae a las partículas de un cuerpo, por influencia del campo gravitatorio; éstas pequeñas fuerzas se suman, dando lugar al peso del cuerpo, la resultante de este conjunto de pequeñas fuerzas paralelas, pasa por un punto llamado centro de gravedad.

Al centro de gravedad se conoce con el nombre de momento de primer orden.

Las coordenadas del centro de gravedad están dadas por:

$$\bar{x} = \frac{\int xdw}{w} \qquad \bar{y} = \frac{\int ydw}{w}$$

W = peso del cuerpo

- **CENTROIDE**

El término centroide, se usa, cuando el calculo se refiere sólo a la forma geométrica del cuerpo sin importar para nada el material que esta hecho. Cuando en un problema, interesa considerar la naturaleza del material, entonces se habla de centro de gravedad. Cuando la densidad de un material se mantiene constante, entonces el centroide y centro de gravedad coinciden.

$$x = \frac{\int x dA}{w} \qquad y = \frac{\int y dA}{w}$$

**ESTRUCTURACIÓN
DE
PORTICOS**

ESTRUCTURAS APORTICADAS

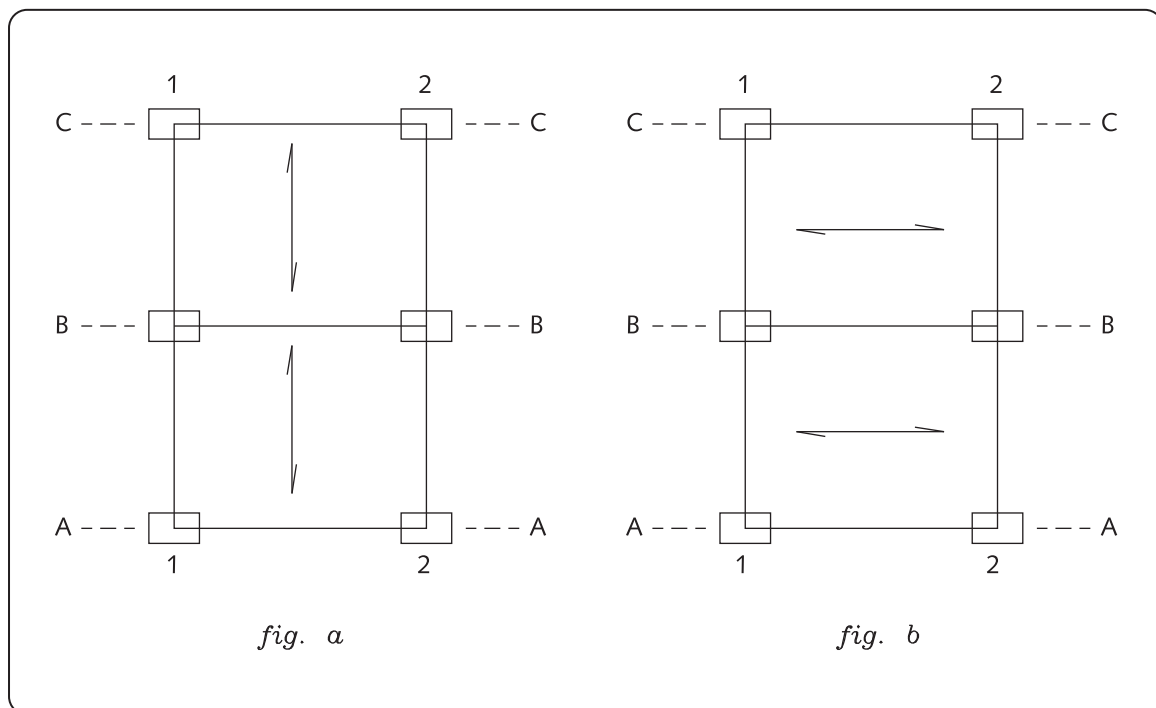
En el diseño de estructuras aporticadas intervienen los siguientes elementos estructurales.

- a) Losas: aligeradas, macizas, nervadas.
- b) Vigas: principales, secundarias
- c) Columnas.
- d) Zapatas: aisladas, combinadas.
- e) Muros no portantes.
- f) Cimentaciones corridas para muros no portantes.

Los cuatro primeros tienen comportamiento no estructural, es decir soportan el peso de las cargas vivas y muertas.

Las dos últimas son las que intervienen para cerrar los ambientes no teniendo una función netamente estructural.

PORTICOS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS



Los pórticos principales soportan el peso de las losas es decir las vigas de los pórticos reciben las cargas y se la transmiten a las columnas y estas a las zapatas.

Las zapatas transmiten las cargas al suelo.

En la figura mostrada (fig. a) los pórticos principales son A-A, B-B, C-C debido a que estos soportan el peso de la losa.

Para el metrado de cargas se tendrá en cuenta el ancho tributario de losa que reciban las vigas principales así como el peso propio de la misma, más las cargas vivas. Estas vigas son por lo general de gran peralte y tienen función estructural.

Las columnas de los pórticos, se diseñaran de acuerdo a las cargas que reciben. Estas tienen función estructural.

Los pórticos secundarios no soportan el peso de las losas y en la figura a, están constituidas por los ejes 1-1 y 2-2.

Si la losa se arma como en la figura “b” los pórticos principales serán los ejes 1-1, 2-2 y los secundarios serán A-A, B-B y C-C.

Este tipo de pórticos conocidos como pórticos simples es uno de los más sencillos. Tiene la ventaja que permiten usar los espacios libremente. Se utiliza para estructuras no muy altas ya que en caso contrario las dimensiones de las columnas aumentan considerablemente.

Los pórticos van cada 4 o 5 metros. El espaciamiento de estos estará en función de los peraltes de la losa y las vigas.

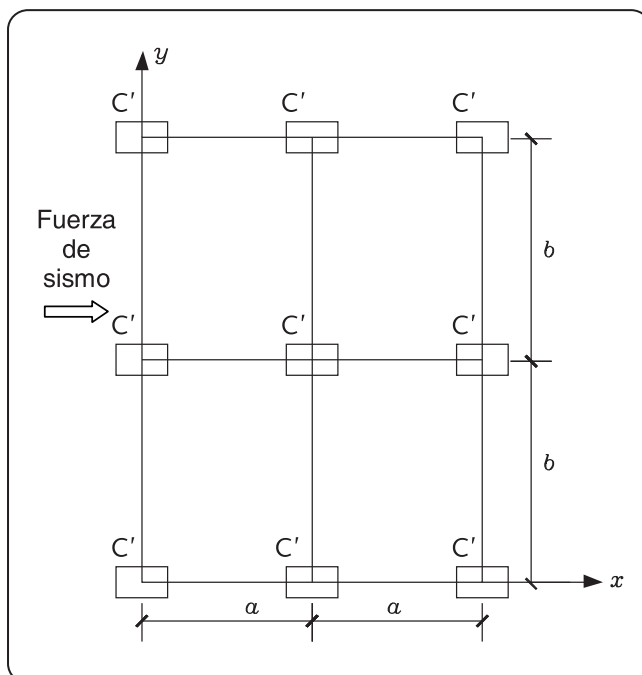
Si el espaciamiento es muy grande entre los pórticos entonces los peraltes serán mayores.

CRITERIOS PARA UNA BUENA ESTRUCTURACIÓN

COLUMNAS

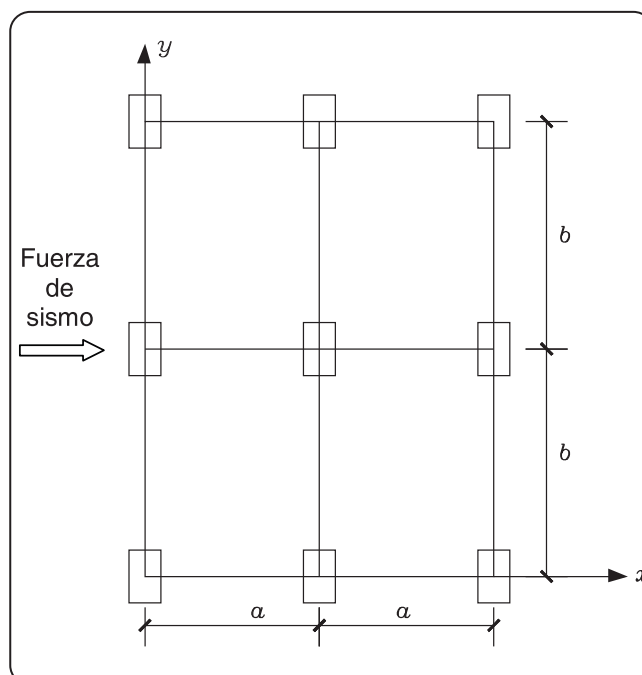
Al estructurar se buscará que la ubicación de las columnas y vigas tengan la mayor rigidez posible, de modo que el sismo al atacar, éstas soporten dichas fuerzas sin alterar la estructura.

Así por ejemplo en la estructura mostrada las columnas son de $0,40 \times 0,80$ y las vigas son de $0,40 \times 1,00 \text{ m}^2$.

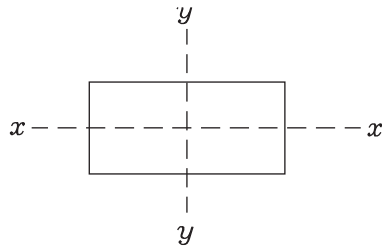


$$(b > a)$$

Si **b** es mayor que **a** las columnas se colocarán de la forma mostrada en la figura, por que el momento de inercia de las columnas será mayor que si se coloca en la forma siguiente.



Matemáticamente hablando I_{xx}



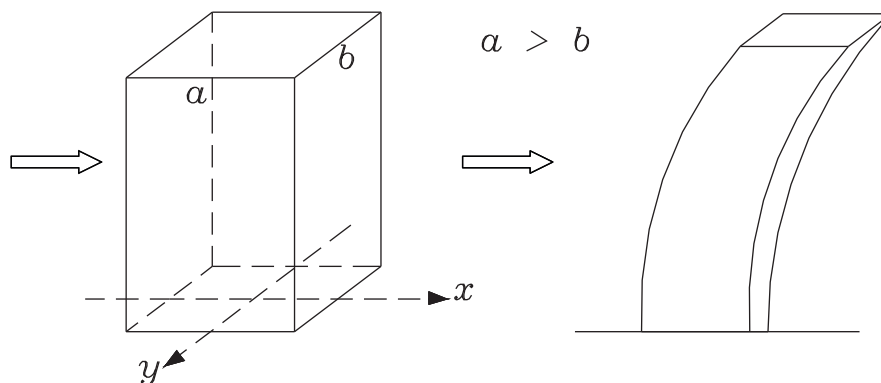
$$I_{xx} = \frac{80 \times 40^3}{12} = 426,666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1,706,666,7 \text{ cm}^4$$

Al trabajar con el momento de inercia yy la rigidez de columna será mayor ya que esta es función del momento de inercia; debido a que la rigidez de columna viene dada por.

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

Si el sismo ataca de izquierda a derecha o viceversa la columna recibirá al sismo como se muestra en la figura.

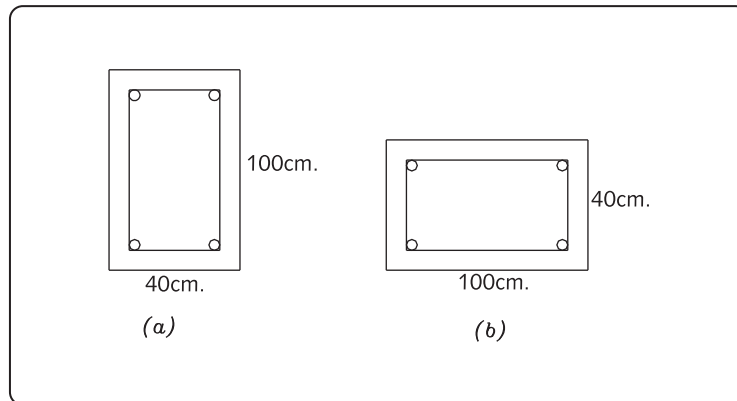


En este caso su eje de rotación es el eje yy y como en este caso la base es menor que la altura el momento de inercia es mayor.

VIGAS

En el caso de las vigas se colocarán buscando que la viga repose sobre su menor dimensión.

Así por ejemplo.



La viga resistirá más si la colocamos en la forma (a) que (b) ya que en la primera su momento de inercia es mayor que en segunda.

$$\text{Forma } a: \quad I = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3'333,333,3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Forma } b: \quad I = \frac{100 \times 40^3}{12} = 533,333,3 \text{ cm}^4$$

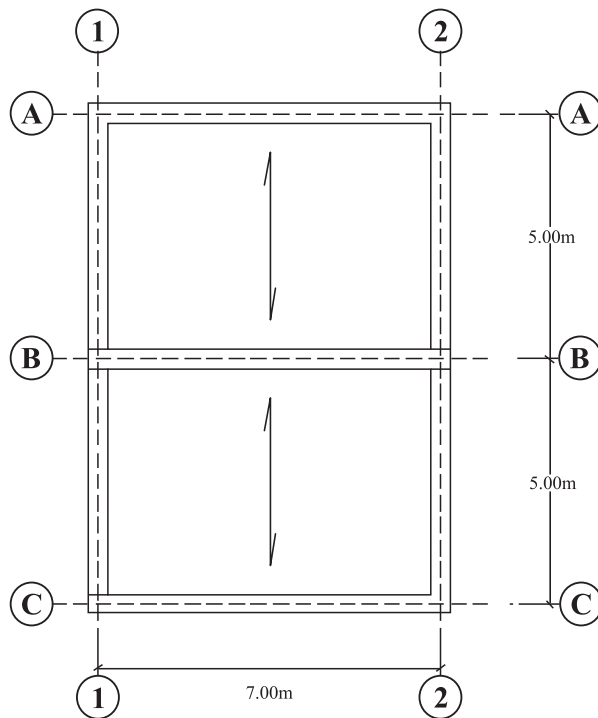
El momento de inercia en “a” es mayor que en “b” por consiguiente su rigidez es mayor y colocada de esta manera resiste más.

LOSAS

El espesor de la losa estará en función de la separación entre los apoyos. Si la losa es aligerada las viguetas se armarán en la dirección en que la separación entre apoyos sea la menor.

Según el reglamento Peruano de Concreto Armado el espesor de la losa será $\frac{l}{25}$ donde l es la luz libre entre ejes

Así por ejemplo:



La losa aligerada se armará con las viguetas en la dirección de los ejes 1-1, 2-2.

Por cuanto la separación es de 5.00m y en la otra dirección es 7.00m.

El espesor de la losa será:

$$\frac{l}{25} = \frac{5,00}{25} = 0,20$$

Si la losa se arma en la otra dirección la losa tendría un espesor de $\frac{8,00}{25} = 0,32m$.

Para el espesor de las vigas se tendrá el mismo criterio. Para mayor análisis revisar el capítulo de predimensionamiento de elementos estructurales.

DE LAS CIMENTACIONES

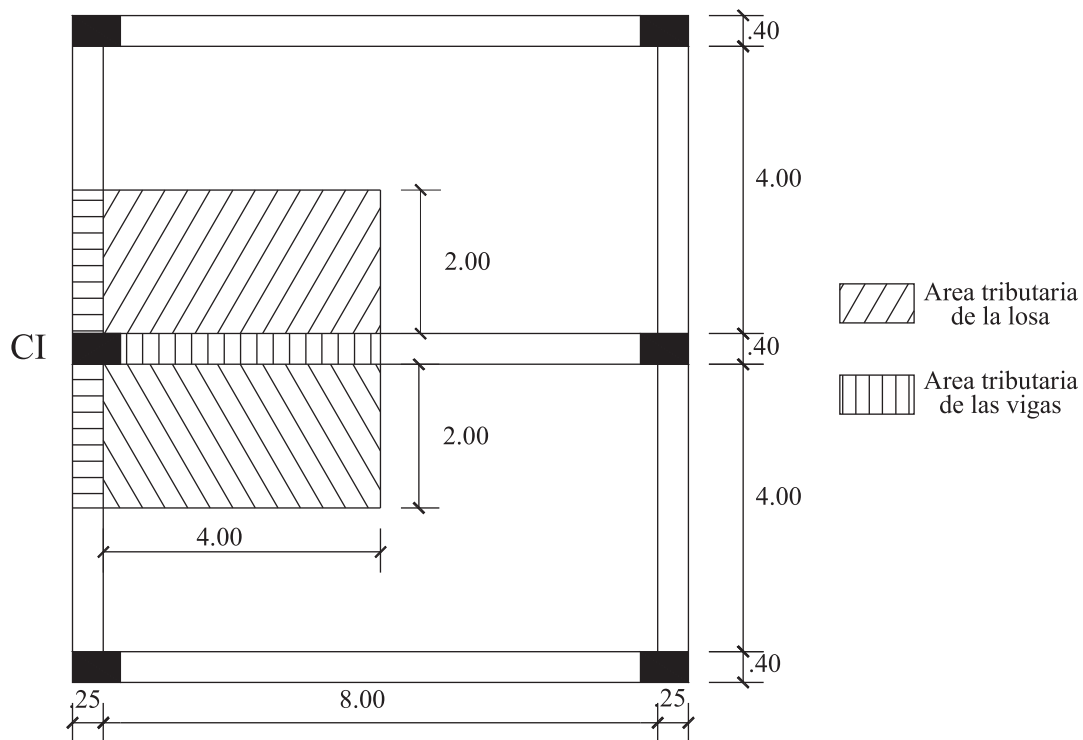
Las estructuras aporticadas se caracterizan porque las columnas reposan sobre zapatas.

Las zapatas aparecen cuando la capacidad de resistencia de la columna no soporta el peso que recibe y es necesario ensanchar la base para que las cargas se transmitan al suelo.

En el ejemplo presentado a continuación vemos como aparece la zapata y el ancho correspondiente.

PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Sin considerar el peso propio de la zapata.



Losa aligerada de	25cm.	350 kg/m ²
Viga principal	0.40 x 0.80m ²	
Viga secundaria	0.25 x 0.50m ²	
Columna	0.40 x 0.40m ²	
Sobrecarga	500 kg/m ²	
Ladrillo pastelero	100 kg/m ²	
Altura de columna	3.00m.	

$$\sigma_{SUELO} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

METRADO DE CARGAS

Peso de la losa	350.00 x 16.00	= 5600.00
Peso de viga principal	0.40 x 0.80 x 3.85 x 2400	= 2956.80
Peso de viga secundaria	0.25 x 0.50 x 4.00 x 2400	= 1200.00
Peso de columna	0.40 x 0.40 x 3.00 x 2400	= 1152.00
Sobrecarga	4.25 x 4.40 x 500.00	= 9350.00
Peso de ladrillo pastelero	4.25 x 4.40 x 100	= 1870.00
		<u>22128.8</u>

$$\sigma = 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{22128.8}{2} = 11064.4$$

$$A = l^2 = 105.19 \times 105.19 \text{ cm}^2$$

Trabajaremos con zapatas de $1.10 \times 1.10 \text{ m}^2$

Las zapatas pueden ser aisladas si solo reciben una columna o combinadas, en este caso reciben dos columnas.

Una vez levantado los pórticos los espacios vacíos se cubren muros no portantes, denominados así, por que estos no tienen función estructural.

Estos muros se apoyan sobre una cimentación corrida de concreto ciclópeo.

La fig.1 es el caso de zapatas aisladas con cimentación corrida.

Los primeros soportan el peso de las losas, vigas, columnas, cargas vivas, etc. y la última soporta el peso de los muros no portantes.

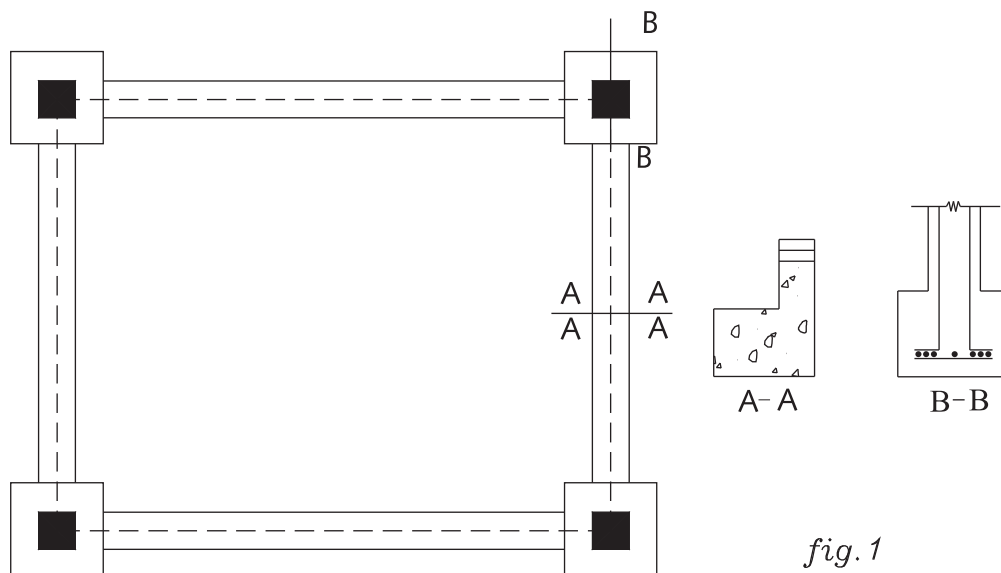
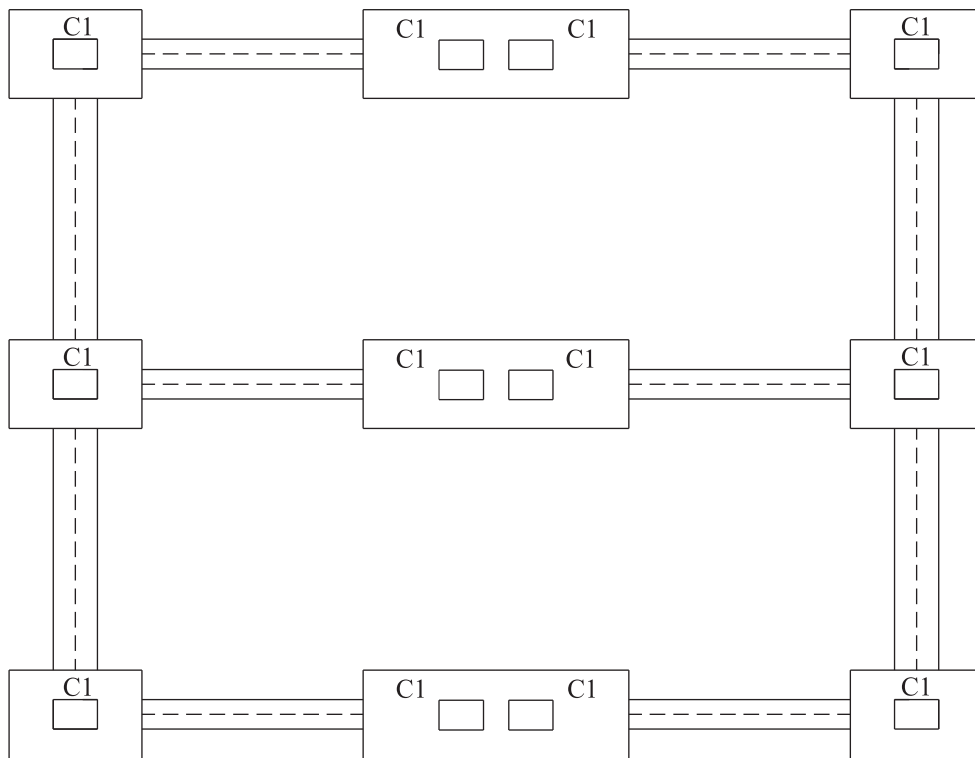


fig. 1

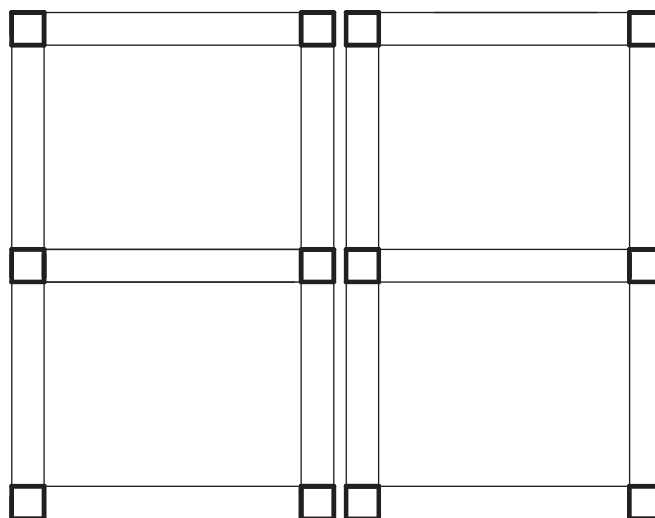
La planta mostrada esta constituida por zapatas aisladas y cimentación corrida para los muros no portantes.

La fig.2 es el caso de zapatas aisladas y combinadas y cimentación corrida para los muros no portantes.

*fig.2*

ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS

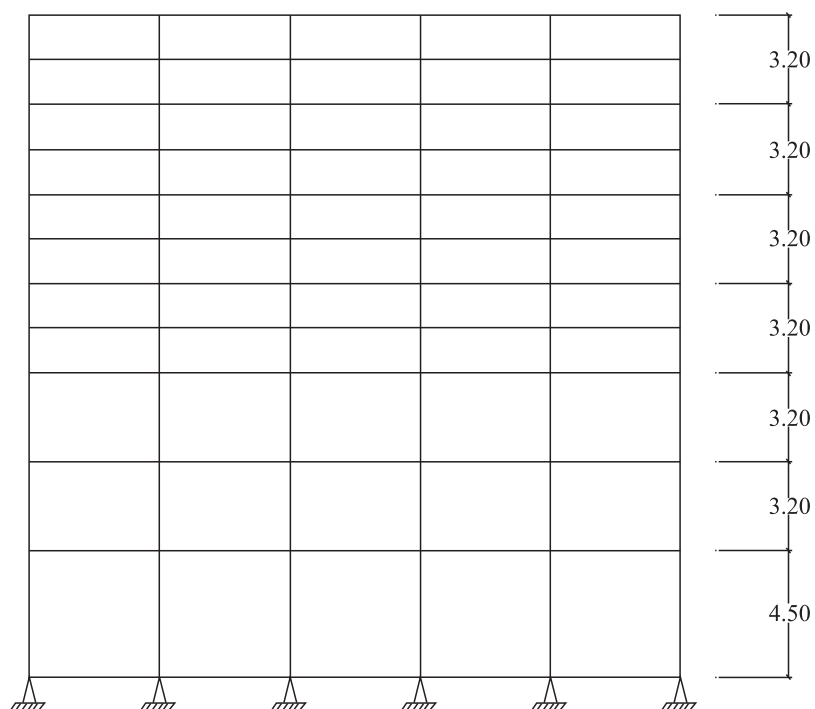
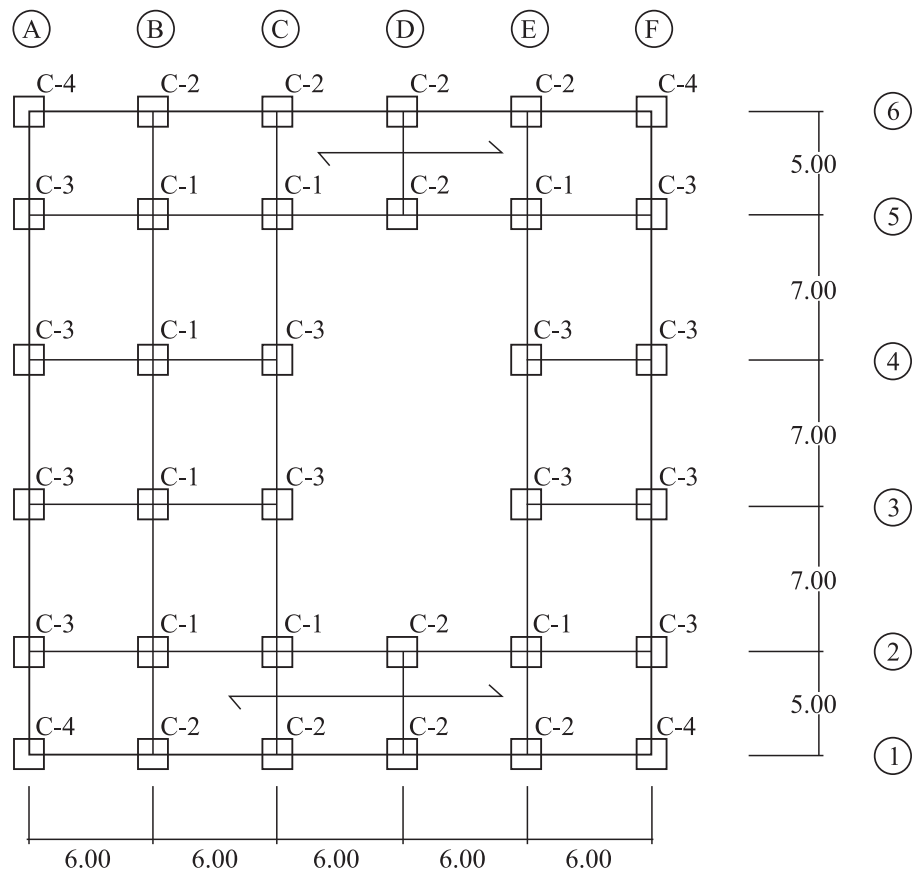
Como aclaración presentamos la planta de la losa.





ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS

Dimensionar el sistema aporticado que se muestra:



Primer y segundo piso:	Depósito	$S/C = 850 \text{ kg/m}^2$
Demás pisos:	Oficinas	$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$

El edificio estará ubicado en zona medianamente sísmica.

Dimensionamiento del aligerado

La losa aligerada estará armada en la dirección de menor luz espesor del aligerado:

$$\frac{L}{25} = \frac{600}{25} = 24 \text{ cm}$$

Se usará losa de 25cm. de espesor

Peso propio del aligerado 350 kg/m^2

Dimensionamiento de vigas

Para calcular la luz libre entre las caras de las columnas, asumiremos que éstas son cuadradas de $0.50 \times 0.50 \text{ m}^2$

Debido a que la sobrecarga que soporta la losa del primer nivel es mucho mayor a la soportada por los otros niveles, se dimensionará por separado las vigas del primer nivel.

Primer nivel

Aligerado ($e=0.25 \text{ m}$)	350 kg/m^2
Acabado	100 kg/m^2
Tabiquería	150 kg/m^2
	600 kg/m^2

Carga muerta: $\omega_D = 600 \text{ kg/m}^2$

Carga viva: $\omega_L = 850 \text{ kg/m}^2$

$$\omega = 1450 \text{ kg/m}^2$$

Carga última: $\omega_\mu = 1.4\omega_D + 1.7\omega_L$

$$\omega_\mu = 0.2285 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte de la viga: $h = \frac{\ell_n}{4.01} \sqrt{\omega_\mu} = \frac{\ell_n}{8.39}$

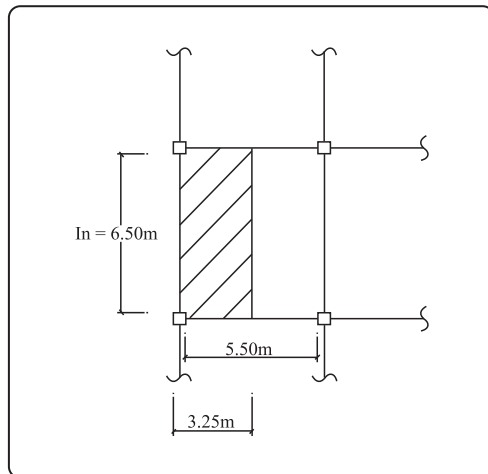
a) Vigas principales (ejes A, B, C, D, E, F)

- Ejes A y F

Son vigas perimetrales, además de soportar la carga del piso, soportan una carga adicional proveniente del muro.

Espesor de muros: 0.15m

Datos: Ejes analizados (A y F) tomamos la longitud más desfavorable.



$$B_r = B + B_{adc}$$

$$B_{adc} = \frac{\omega_{adc}}{\omega_{piso}}$$

$$\omega_{adc} = 0.15 \times 3.2 \times 1.80 = 945 \text{ kg/m}$$

$$B_{adc} = \frac{945}{1450} = 0.65 \text{ m}$$

$$B_r = 3.25 + 0.65 = 3.90 \text{ m}$$

Base de la viga: $b_0 = \frac{B}{20} = \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm}$

Peralte de la viga: $h_0 = \frac{\ell_n}{8.39} = \frac{650}{8.39} = 77.473 \text{ cm}$

Cambio de dimensiones:

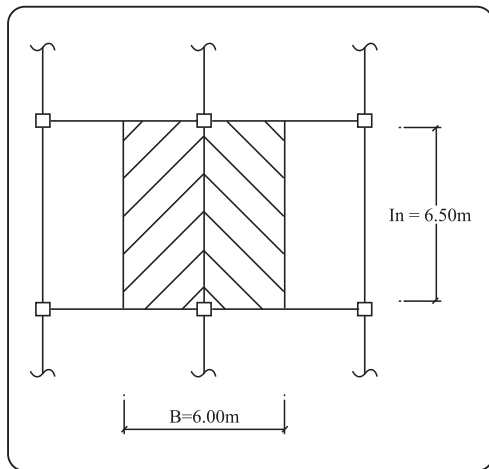
Por encontrarnos en zona medianamente sísmica, podemos utilizar de igualdad de cuantías para el cambio de dimensiones.

$$19.5 \times 77.473^2 = 30.0 h^2$$

$$h = 62.46 \text{ cm}$$

$$USAR \quad 0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$$

- Eje B



Base de la viga:

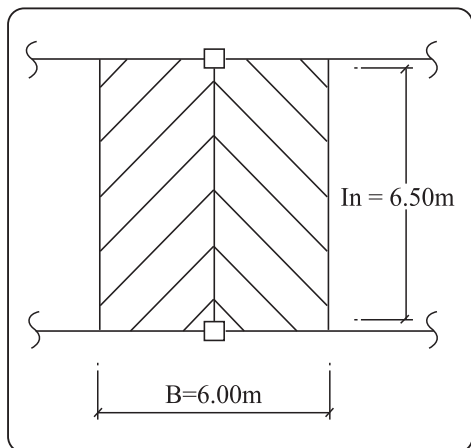
$$b = \frac{600}{20} = 30\text{cm}$$

Peralte de la viga:

$$h = \frac{650}{8.39} = 77.473\text{cm}$$

USAR $0.30 \times 0.80\text{m}^2$

- Eje D



Base de la viga:

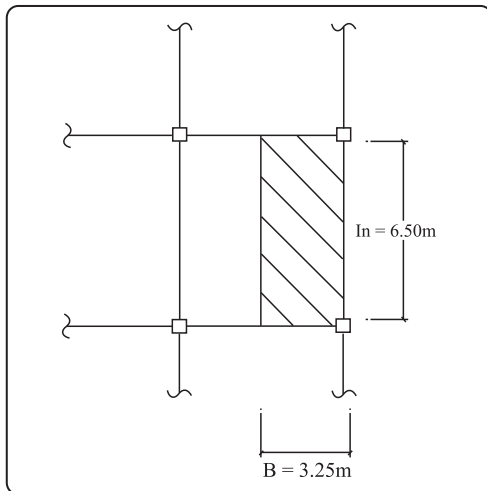
$$b = \frac{600}{20} = 30\text{cm}$$

Peralte de la viga:

$$h = \frac{450}{8.39} = 53.6\text{cm}$$

USAR $0.30 \times 0.60\text{m}^2$

- Ejes C y E



Base de la viga:

$$b = \frac{325}{20} = 16.25 \text{ cm}$$

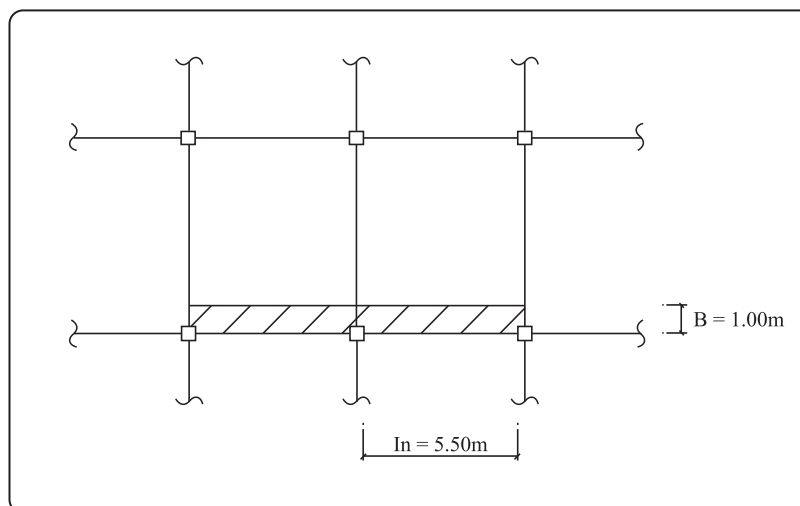
Peralte de la viga:

$$h = \frac{650}{8.39} = 77.473 \text{ cm}$$

USAR $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$

b) Vigas secundarias

- Ejes 1, 6



$$b = \frac{325}{20} = 16.25 \text{ cm}$$

$$h = \frac{650}{8.39} = 77.473 \text{ cm}$$

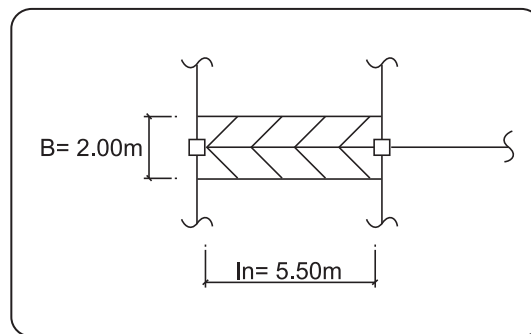
Cambiando las dimensiones:

$$5 \times 65.55^2 = 25.0h^2$$

$$h = 29.31 \text{ cm}$$

$$USAR \quad 0.25 \times 0.30 \text{ m}^2$$

- Ejes 5, 2, 4, 3



$$b = \frac{200}{20} = 10 \text{ cm}$$

$$h = \frac{550}{8.39} = 65.55 \text{ cm}$$

Cambiando las dimensiones:

$$10 \times 65.55^2 = 25.0h^2$$

$$h = 41.46 \text{ cm}$$

$$USAR \quad 0.25 \times 0.40 \text{ m}^2$$

Demás niveles

Carga muerta: $\omega_D = 600 \text{ kg/m}^2$

Carga viva: $\omega_L = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\omega = 850 \text{ kg/m}^2$$

Carga última: $\omega_\mu = 1.4\omega_D + 1.7\omega_L$

$$\omega_\mu = 0.1265 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte de la viga: $h = \frac{\ell_n}{4.01} \sqrt{\omega_\mu} = \frac{\ell_n}{11.27}$

a) Vigas principales

- Ejes A y F

$$B_{adc} = \frac{945}{850} = 1.11m$$

$$B_T = 3.25 + 1.11 = 4.36m$$

$$b_0 = \frac{436}{20} = 21.8cm$$

$$h_0 = \frac{650}{11.27} = 57.67cm$$

Cambio de dimensiones: $21.5 \times 57.67^2 = 30.0h^2$

$$h = 49.16cm$$

$$USAR \quad 0.30 \times 0.50m^2$$

- Ejes B

$$b = \frac{600}{20} = 30cm$$

$$h = \frac{650}{11.27} = 57.67cm$$

$$USAR \quad 0.30 \times 0.60m^2$$

- Ejes D

$$b = \frac{600}{20} = 30cm$$

$$h = \frac{450}{11.27} = 39.67cm$$

$$USAR \quad 0.30 \times 0.40m^2$$

- Ejes C y E

$$b = \frac{325}{20} = 16.25cm$$

$$h = \frac{650}{11.27} = 57.67cm$$

Cambio de dimensiones: $16.25 \times 57.67^2 = 30.0h^2$

$$h = 42.44cm$$

$$USAR \quad 0.30 \times 0.45m^2$$

b) Vigas secundarias

- Ejes 1 y 6

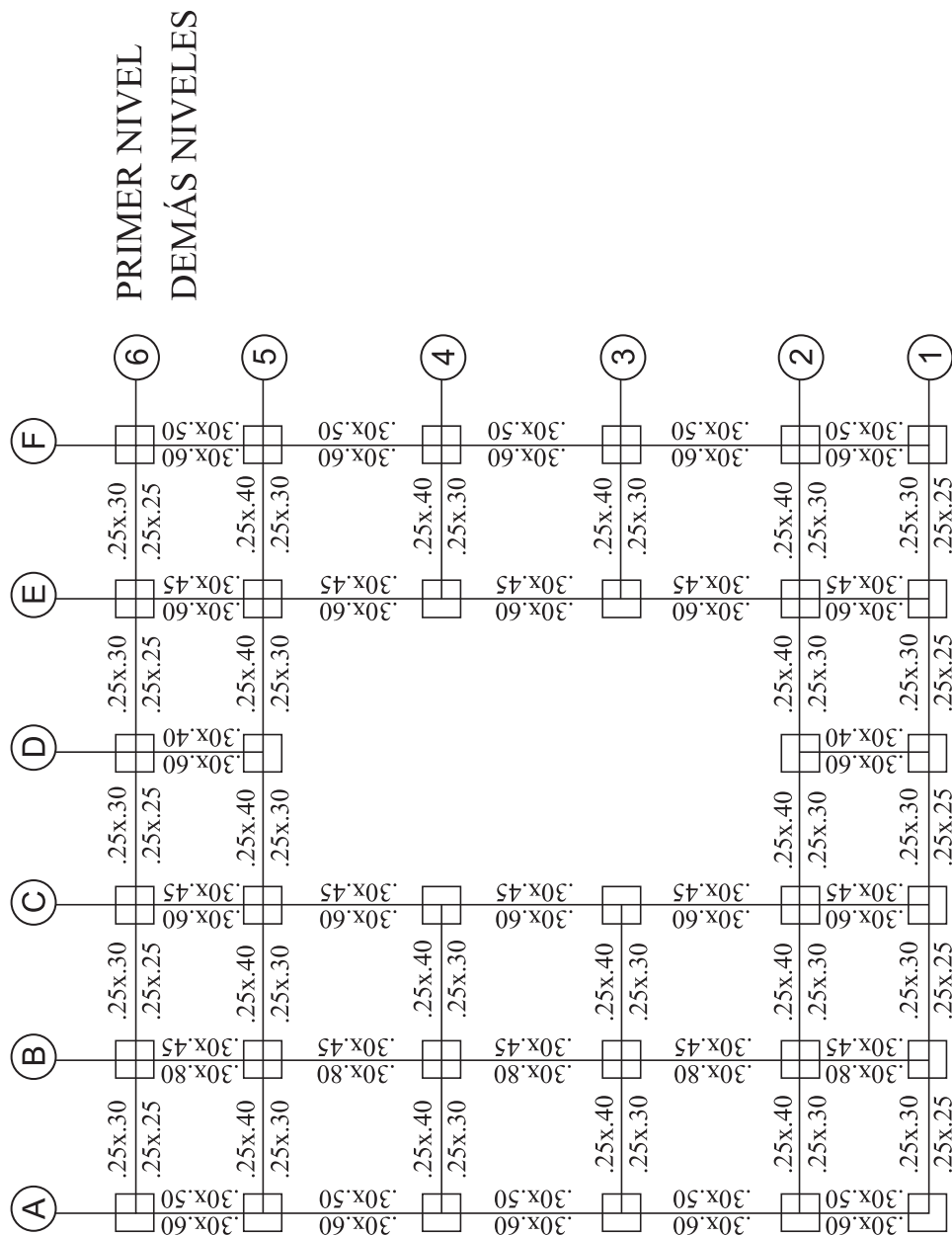
$$b = \frac{100}{20} = 5cm$$

$$h = \frac{550}{11.27} = 48.80 \text{ cm}$$

Cambiando las dimensiones: $5 \times 48.80^2 = 25.0h^2$

$$h = 21.82\text{cm}$$

$$USAR \quad 0.25 \times 0.25 m^2$$



- Ejes 5, 2, 4, 3

$$b = \frac{200}{20} = 10cm$$

$$h = \frac{550}{11.27} = 48.80cm$$

Cambiando las dimensiones:

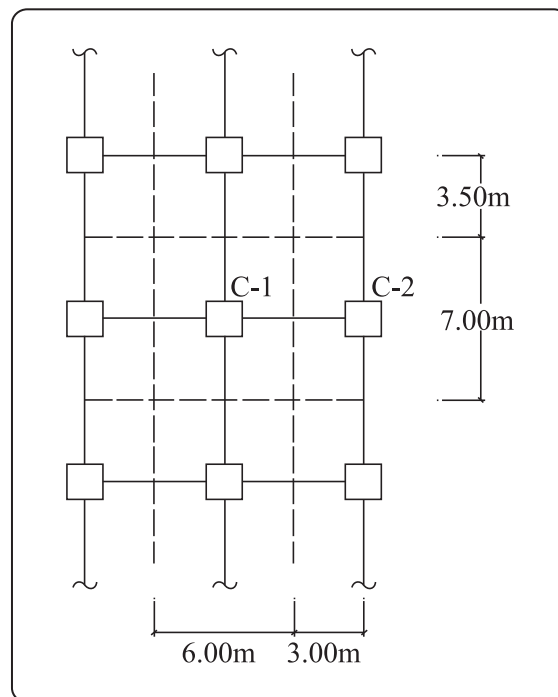
$$10 \times 48.80^2 = 25.0h^2$$

$$h = 30.86cm$$

$$USAR \quad 0.25 \times 0.30m^2$$

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Debido a que hemos considerado zona medianamente sísmica podemos usar el método del Dr. Yamashiro para el predimensionamiento de columnas.



Áreas tributarias

$$C-1 \quad A_T = 6 \times 7 = 42m^2$$

$$C-2 \quad A_T = 6 \times 2.5 = 15m^2$$

$$C-3 \quad A_T = 7 \times 3 = 21m^2$$

$$C-4 \quad A_T = 2.5 \times 3 = 7.5m^2$$

Piso	Tipo	$A_{T_{acum}}$	K	$A_g \text{ (m}^2\text{)}$	$t_i \text{ (m)}$	Sección
5	C – 1	126	0.0011	0.1386	0.37	0.40 x 0.40
	C – 2	45	0.0025	0.1125	0.34	0.35 x 0.35
	C – 3	63	0.0016	0.1008	0.32	0.30 x 0.30
	C – 4	22.5	0.0040	0.0900	0.30	0.30 x 0.30
2	C – 1	294	0.0012	0.3528	0.59	0.60 x 0.60
	C – 2	105	0.0014	0.1470	0.38	0.40 x 0.40
	C – 3	147	0.0014	0.2058	0.45	0.45 x 0.45
	C – 4	52.5	0.0021	0.1103	0.33	0.35 x 0.35

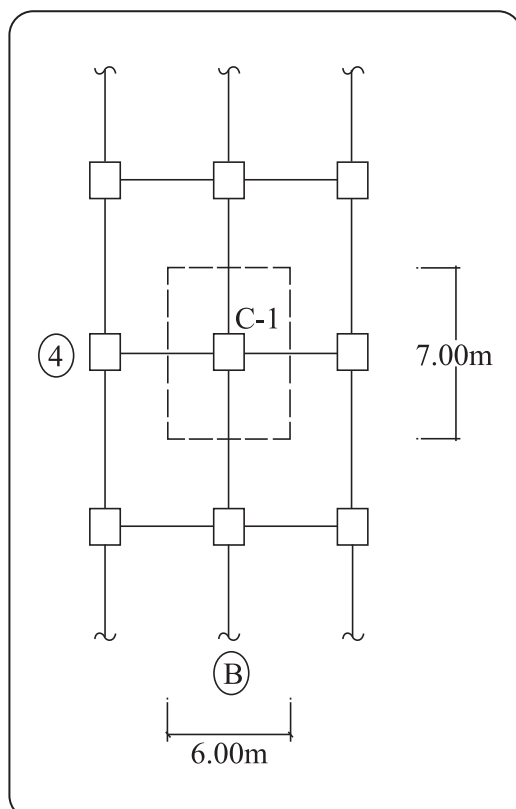
Para el primer nivel:

$$h_1 = 1.5h_i = 1.5 \times 3.2 = 4.8m$$

∴ A la dimensión de la columna del segundo nivel, le sumamos 7cm

Tipo	$t_i \text{ (m)}$	Sección
C – 1	0.66	0.65 x 0.65
C – 2	0.45	0.45 x 0.45
C – 3	0.52	0.50 x 0.50
C – 4	0.40	0.40 x 0.40

DISEÑO DE LA ZAPATA 4 – B



C – 1

$t_1 : 0.65 \times 0.65$

$t_2 \text{ y } t_3 : 0.60 \times 0.60$

$t_4 : 0.50 \times 0.50$

$t_5, t_6 \text{ y } t_7 : 0.40 \times 0.40$

t : sección de columna
en el nivel i

Cálculo de la carga axial sobre la zapata:

Peso propio de la columna

Nivel 1	$0.65 \times 0.65 \times 4.8 \times 2400$	= 4867.2
Nivel 2, 3	$2 \times 0.60 \times 0.60 \times 3.2 \times 2400$	= 5529.6
Nivel 4	$0.50 \times 0.50 \times 3.2 \times 2400$	= 1920.0
Nivel 5, 6, 7	$3 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.2 \times 2400$	= 3686.4
		<u>16003.2kg</u>

Peso propio de vigas

Eje B, Nivel 1	$0.30 \times 0.80 \times 6.5 \times 2400$	= 3744
Eje B, otros	$6 \times 0.30 \times 0.60 \times 6.5 \times 2400$	= 16848
Eje 4, Nivel 1	$0.25 \times 0.40 \times 5.5 \times 2400$	= 1320
Eje 4, otros	$6 \times 0.25 \times 0.30 \times 5.5 \times 2400$	= 5940
		<u>27852kg</u>

Peso del aligerado

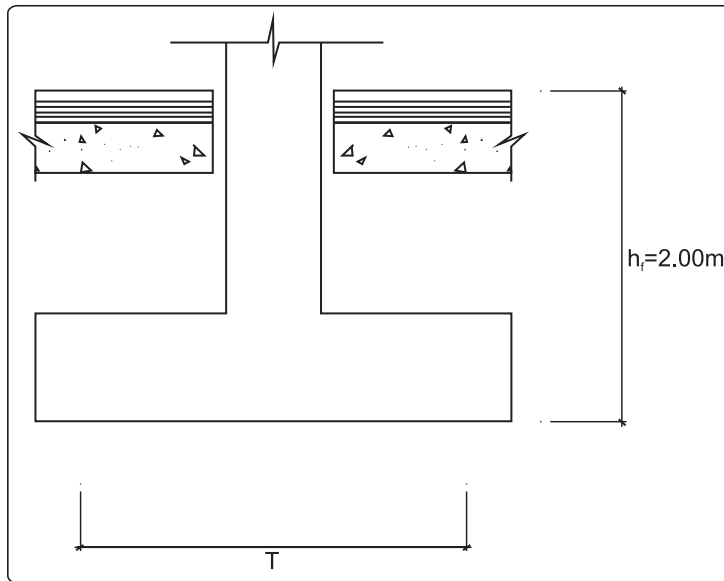
Aligerado	$7 \times 6.5 \times 5.5 \times 350$	= 3744
Acabado	$7 \times 6.5 \times 5.5 \times 100$	= 16848
Tabiquería	$7 \times 6.5 \times 5.5 \times 150$	= 1320
		<u>27852kg</u>

$$P_D = 194005.2kg$$

$$P_D = 194Tn$$

Sobrecarga	$6.5 \times 5.5 \times 850$	= 30387.5
	$7 \times 6.5 \times 5.5 \times 250$	= 62562.5
		<u>92950.0kg</u>

$$P_L = 93Tn$$



$$P_D = 194Tn$$

$$P_L = 93Tn$$

$$\sigma_T = 4.0$$

$$\gamma_m = 2.1$$

$$S/C = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$f'_{c \text{ columna}} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{c \text{ zapata}} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Dimensionamiento de la columna por aplastamiento para C – 1
 $n = 0.3$. Para los primeros pisos usaremos columnas cuadradas.

$$t^2 = \frac{1.1P}{f'_c \cdot n} = \frac{1.1 \times 287}{0.28 \times 0.30} = 3758.33 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.61 \text{ m}$$

$$USAR 0.65 \times 0.65 \text{ m}^2$$

Lo cual verifica que el dimensionamiento hecho anteriormente es aceptable.

Esfuerzo neto de terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma'_m - S/C$$

$$\sigma_n = 40 - 2 \times 2.1 - 0.85 = 35.15 \text{ T/m}^2$$

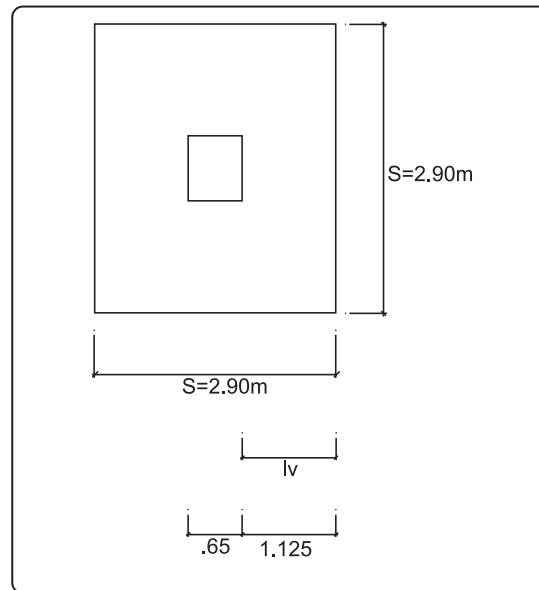
$$\sigma_n = 35.15 \text{ T/m}^2$$

Área de la zapata

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{287}{35.15} = 8.17 \text{ m}^2$$

Usaremos zapata cuadrada

$$USAR\ 2.90 \times 2.90 m^2$$



Reacción neta del terreno

$$\omega_{N\mu} = \frac{P_{\mu}}{A_{zap}} = \frac{1.4 \times 194 \times 1.7 \times 93}{2.9 \times 2.9} = \frac{429.7}{8.41} = 51.09 T/m^2$$

$$\omega_{N\mu} = 51.09 T/m^2$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata por punzonamiento condición de diseño:

$$V_n = \frac{V_{\mu}}{\phi} = V_c$$

$$V_n = \frac{1}{0.85} [P_{\mu} - \omega_{N\mu} (0.65 + d)^2]$$

$$V_n = \frac{1}{0.85} [429.7 - 51.09 \cdot (0.65 + d)^2]$$

$$V_n = 505.529 - 60.106 \cdot (0.65 + d)^2 \dots\dots\dots(1)$$

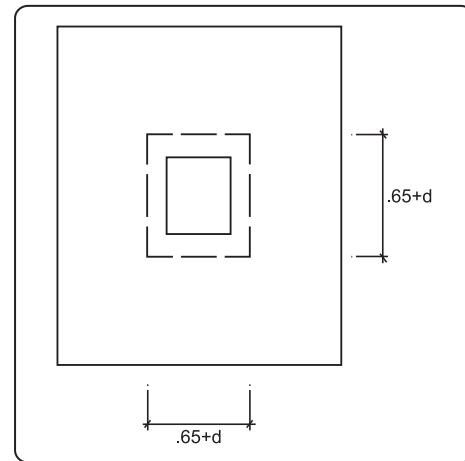
$$\beta = \frac{\Omega_{mayor}}{\Omega_{menor}} = 1 < 2 \Rightarrow v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c} b \cdot d$$

$$b_0 = 4(0.65 + d)$$

$$V_c = 1.06\sqrt{210} \cdot 10 \times (0.65 + d)d$$

$$V_c = 614.434(0.65 + d)d \dots \dots \dots (2)$$



Igualamos (1) = (2) y obtenemos $d = 56 \text{ cm}$.

Tomamos $h_z = 67 \text{ cm}$

Asumimos $\phi = 3/4''$

Recubrimiento $3'' = 7.5 \text{ cm}$

$$d_{prom} = 67 - (7.5 + 1.91) = 57 \text{ cm}$$

$$d = 57 \text{ cm}$$

Verificación por cortante directa

$$V_u = (\omega_{N_u} \cdot S) (\ell_v - d)$$

$$V_u = (51.09 \times 2.9)(1.125 - 0.57) = 82.23 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 96.74 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} S d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 10 \times 2.9 \times 0.57 = 126.96 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_n \text{ Conforme}$$

Verificación de cortante por punzonamiento

$$V_n = \frac{1}{0.85} [429.7 - 51.09 \cdot (0.65 + 0.57)^2]$$

$$V_n = 416.07 \text{ Tn}$$

$$V_c = 614.434(0.65 + 0.57) \times 0.57$$

$$V_c = 427.28 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_n \text{ Conforme}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_{\mu_{\max}} = \omega_{\mu} \cdot S \cdot \frac{\ell_v^2}{2} = 51.09 \times 2.9 \times \frac{1.125^2}{2}$$

$$M_{\mu_{\max}} = 93.76 Tn - m$$

$$A_s = \frac{M_{\mu}}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$A_s = \frac{93.76 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (57 - a/2)} \quad a = \frac{A_s \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 290}$$

Después de algunas iteraciones obtenemos:

$$A_s = 44.95 \text{ cm}^2$$

Usaremos $\varnothing 3/4"$

$$\eta = \frac{44.95}{2.85} = 16 \varnothing 3/4"$$

Espaciamiento: $\delta = \frac{2.9 - 0.5 - 0.0191}{15} = 0.18m$

USAR $16 \varnothing 3/4" @ 0.18m$

Longitud de desarrollo del refuerzo

Longitud disponible $\ell_{dis} = \ell_v - r = 1.125 - 0.075 = 1.05m$

Para barras en tracción ACI:

$$\ell_d \geq \begin{cases} 0.06 \frac{A_b}{\sqrt{f'_c}} f_y = 0.06 \times \frac{2.85}{\sqrt{210}} \times 4200 = 49.6 \text{ cm} \\ 0.0057 d_b f_y = 0.0057 \times 1.91 \times 4200 = 45.7 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \ell_d = 49.6 \text{ cm}$$

Además cuando $\delta > 0.15m$ la longitud de desarrollo es afectada por un factor de amplificación.

$$\lambda \ell_d = 0.8 \times 49.6 = 39.7 \text{ cm} < \ell_{dis} \quad \text{Conforme}$$

Verificación del aplastamiento

a) Resistencia al aplastamiento en la columna

$$P_n = \frac{P_{\mu}}{\phi} \quad \begin{aligned} P_{\mu} &= 429.7 Tn \\ \phi &= 0.7 \text{ columna estribada} \\ f'_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_n = 613.86Tn$$

$$P_{ub} = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 280 \times 10 \times 0.65 \times 0.65$$

$$P_{ub} = 1005.6Tn$$

$$P_{ub} > P_n \text{ Conforme}$$

b) Resistencia al aplastamiento en el concreto de la zapata

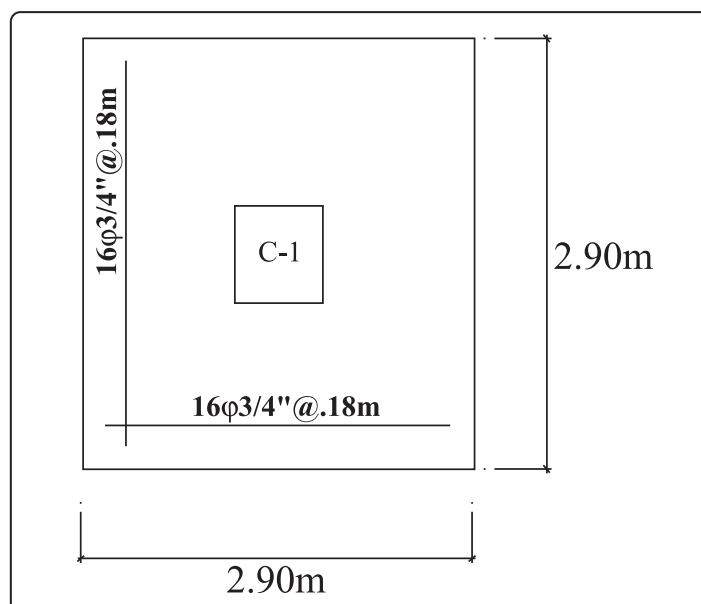
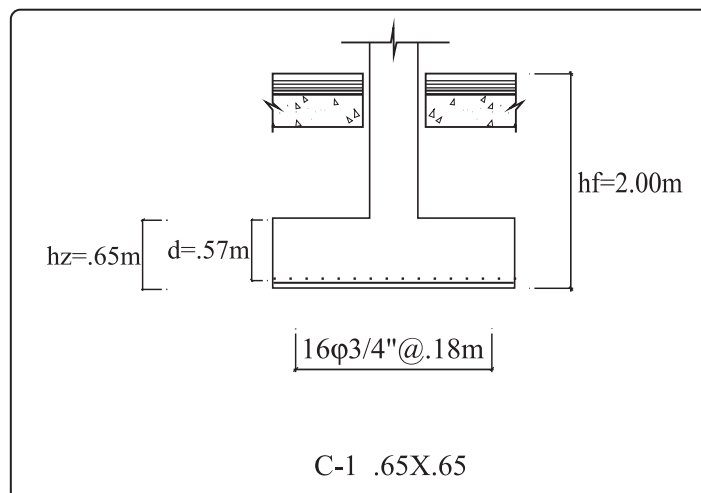
$$P_{nb} = 0.85 f'_c A_0$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} A_c \leq 2A_c$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{3.2 \times 3.2}{0.65 \times 0.65}} = 4.92 > 2 \text{ Usar } A_0 = 2A_c$$

$$P_{nb} = 0.85 \times 210 \times 10 \times 2 \times 0.65 \times 0.65$$

$$P_{nb} = 1508Tn > P_n \text{ Conforme}$$





ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo presentamos isométricamente las estructuras aporticadas y los elementos que la constituyen.

Aquí podemos ver que toda estructura aporticada está constituida por losas, vigas, columnas y zapatas como se puede ver en la fig. 1 y 2.

Las figuras 3 y 4 presentan zapatas y columnas y además presentamos cimentación corrida que es la base donde irán los muros no portantes.

El objetivo de este capítulo es ilustrar a los estudiantes la estructuración de tres dimensiones.

ESTRUCTURA APORTICADA

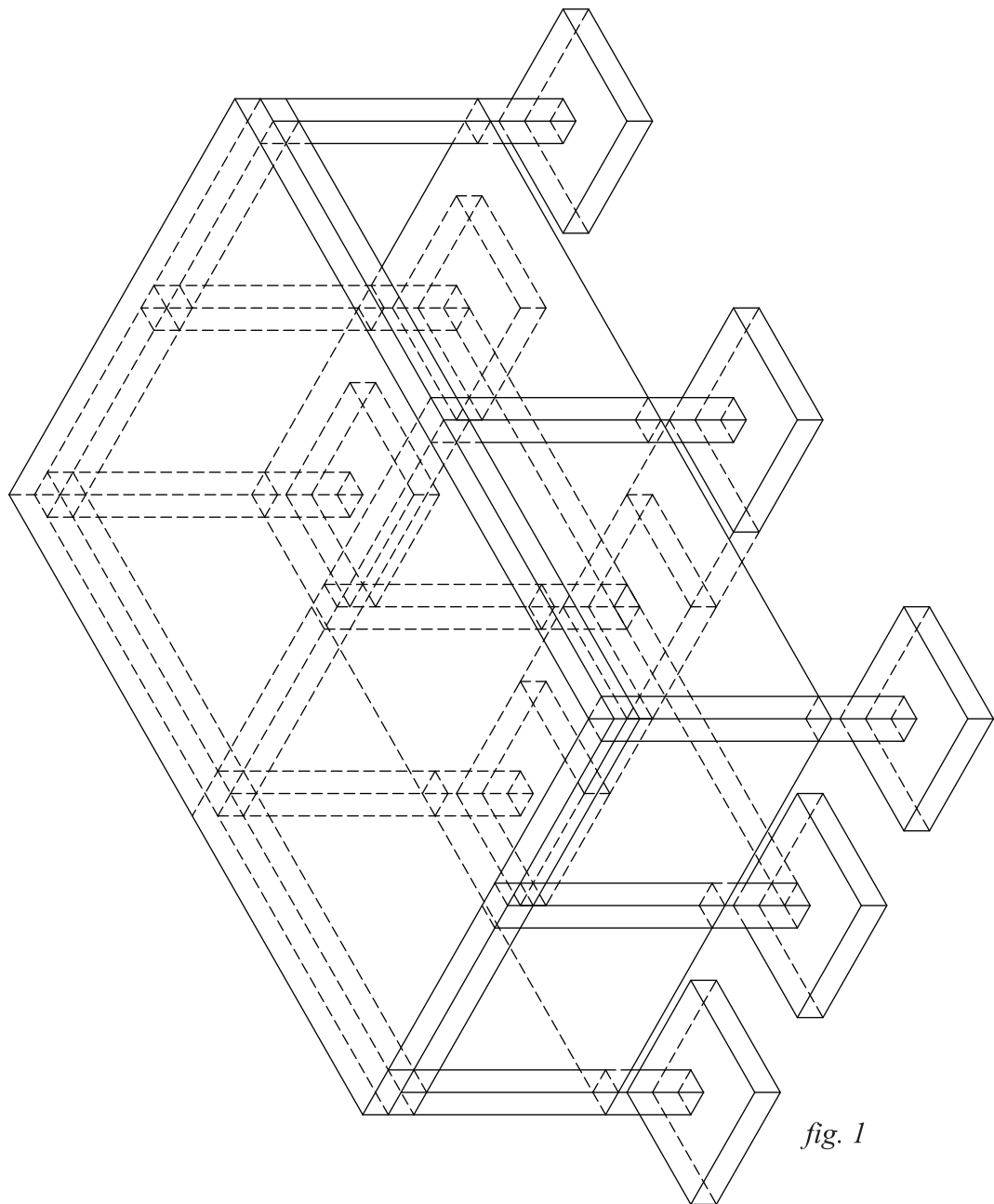


fig. 1

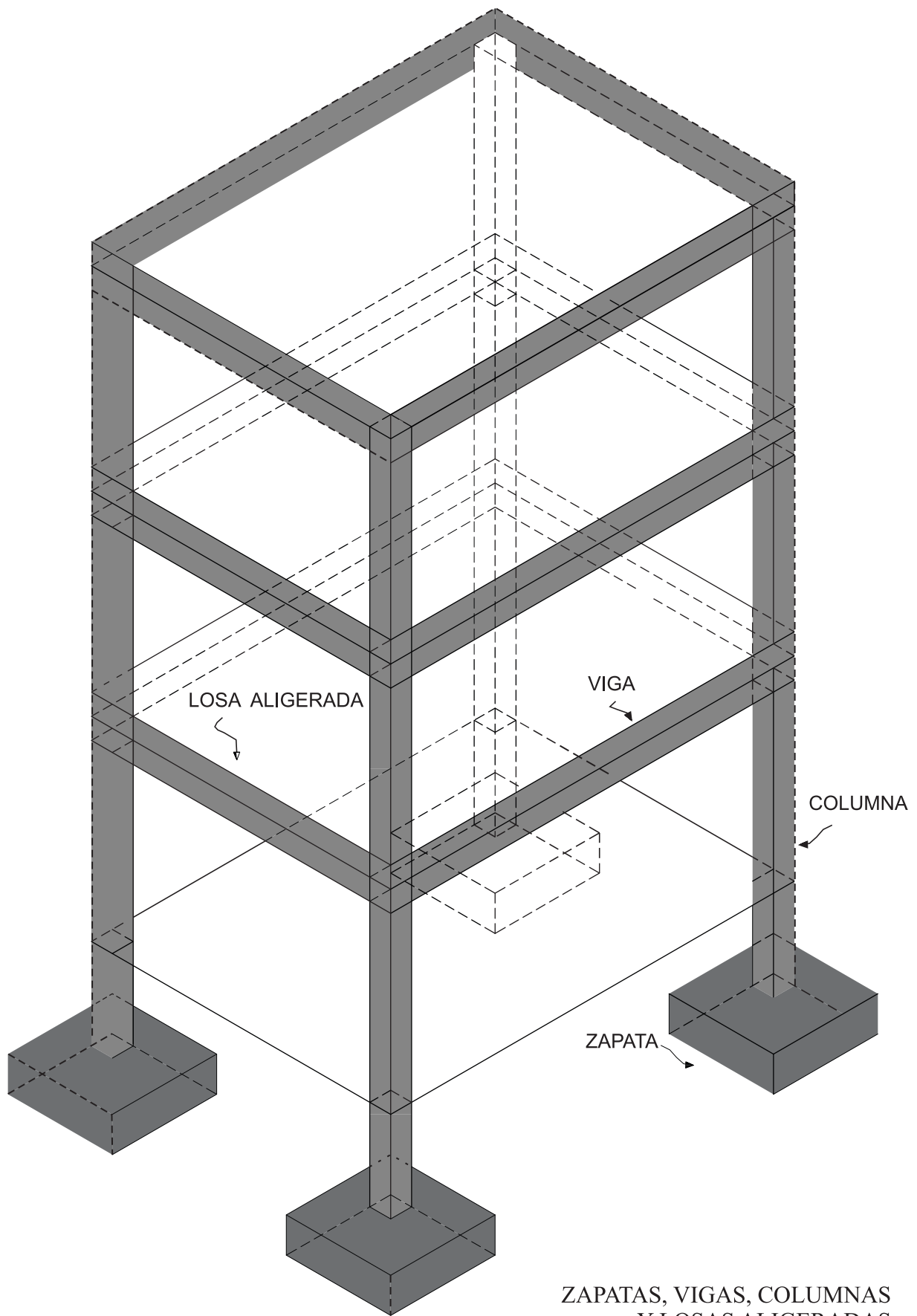
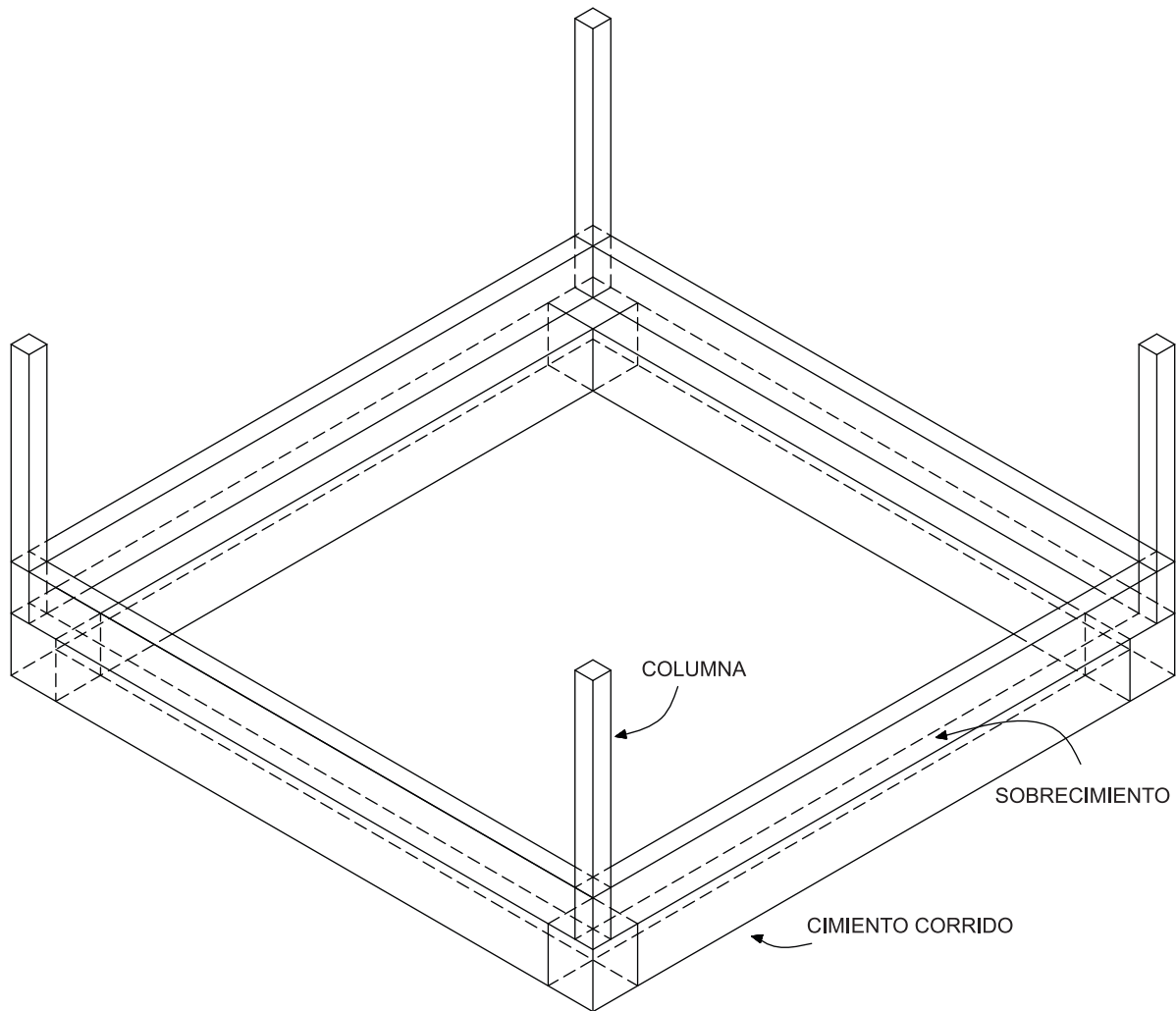
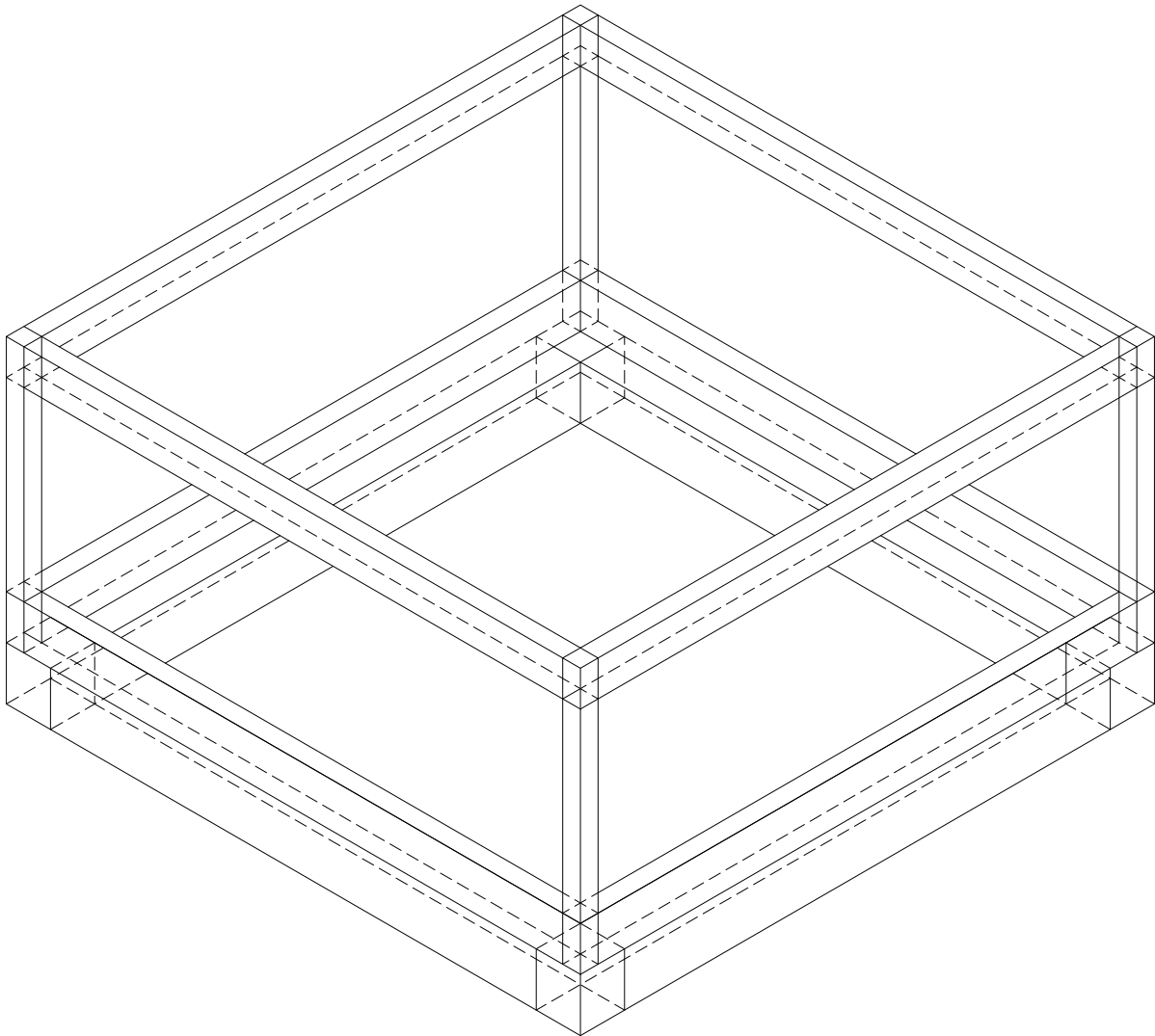


Fig.2



CIMIENTOS, SOBRECIMIENTOS Y COLUMNAS

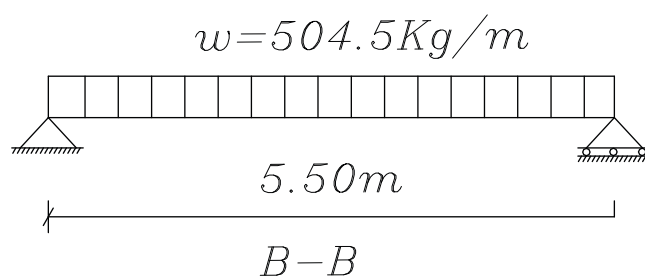
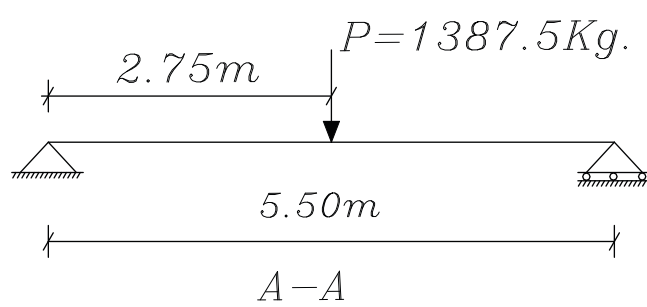
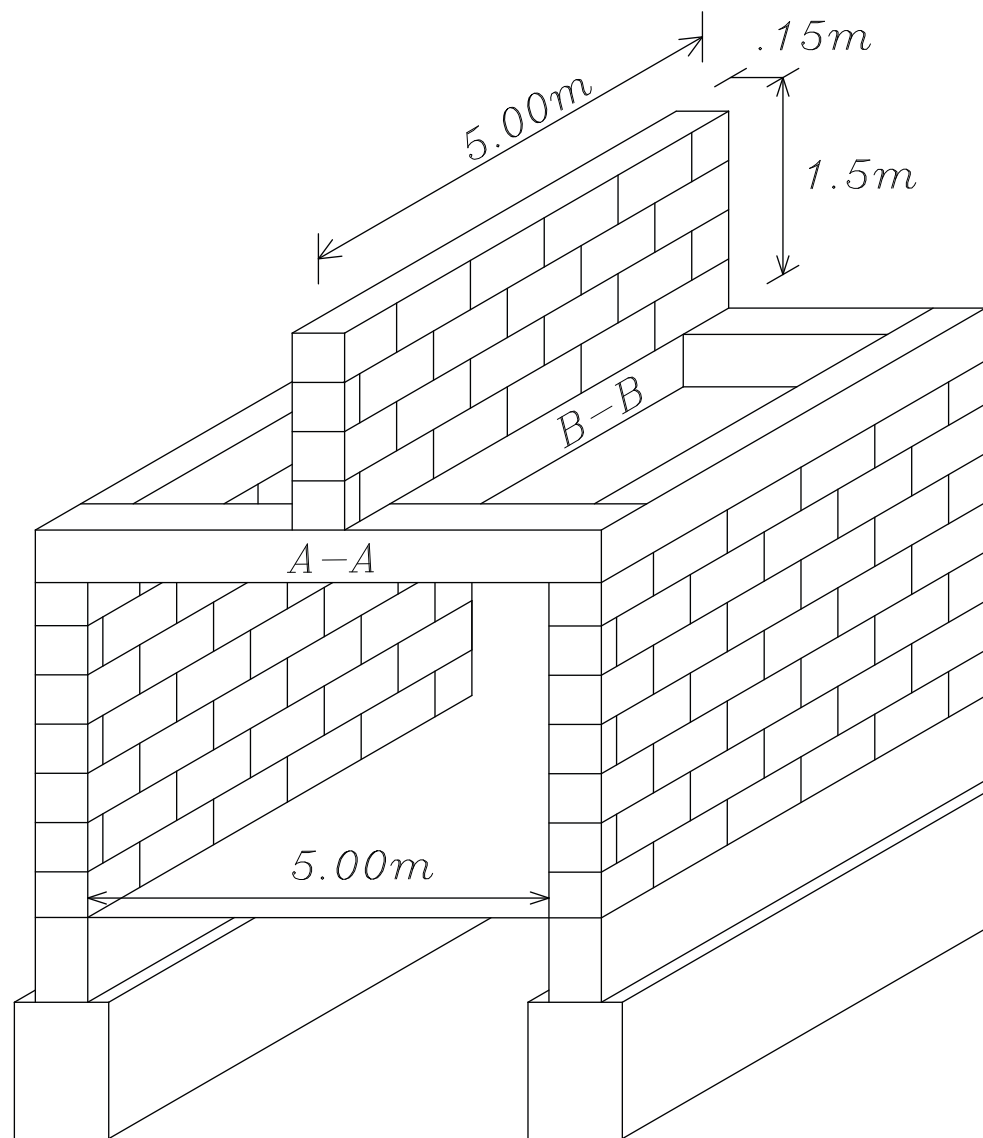


CIMIENTOS CORRIDOS
VIGAS Y COLUMNAS

IDEALIZACIONES
ESTRUCTURALES

En este capítulo presentamos las idealizaciones de las cargas concentradas, distribuidas y triangulares.

Como aplicación presentamos la idealización de escaleras y de estructuras hexagonales. La primera es una aplicación de cargas distribuidas y la segunda de carga triangular. El dominio de esta parte es de vital importancia en el diseño por cuanto es pasar de la realidad estructural a la idealización de un modelo para hallar los diagramas de fuerza cortante y momento flector, valores con los que entraremos al diseño de los elementos estructurales.



METRADO DE CARGAS

• VIGA B-B

El muro de ladrillo que soporta la viga B-B esta actuando sobre éste en forma distribuida.

La viga B-B está soportando su peso propio y el peso del muro.

Peso de muro $1800.00 \times 5.00 \times 1.50 \times 0.15 = 2025.00 \text{ Kg.}$

Peso de viga $2400.00 \times 5.00 \times 0.25 \times 0.25 = 750.00 \text{ Kg.}$

Total $= 2775.00 \text{ Kg.}$

El peso total es 2775.00 Kg, el $w = 2775.00 / 5.50 = 504.5 \text{ Kg./m.}$

• VIGA A-A

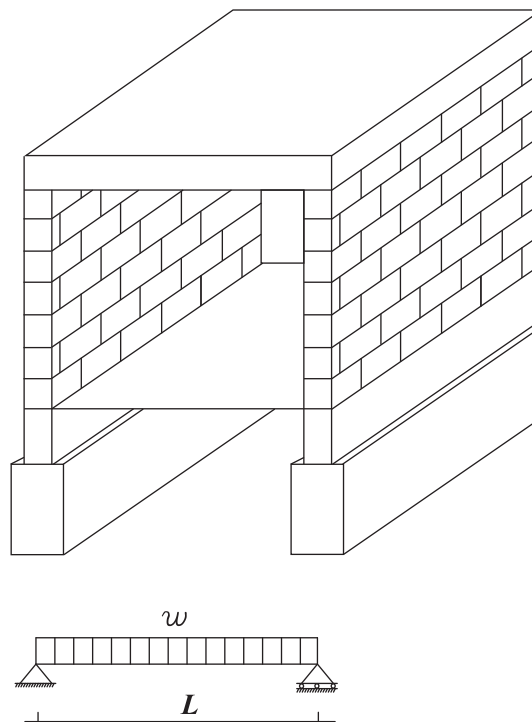
La viga B-B carga a la viga A-A en forma concentrada.

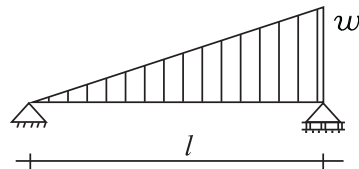
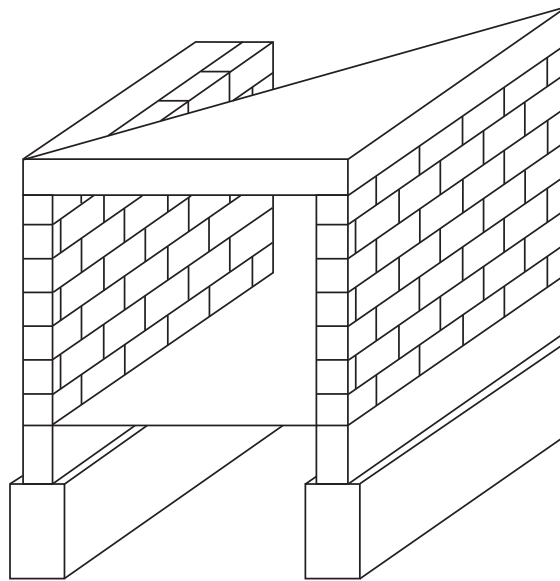
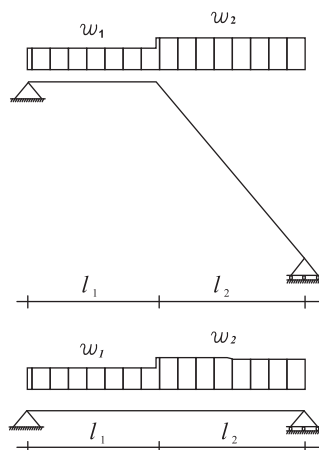
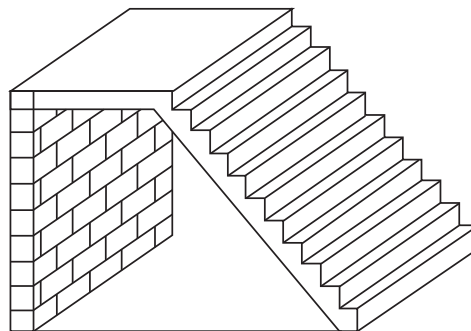
La carga P es la reacción de la viga B-B.

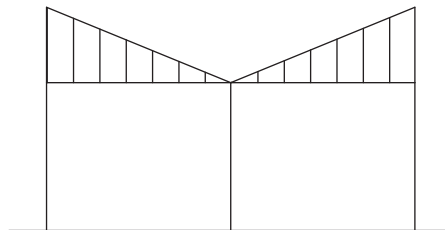
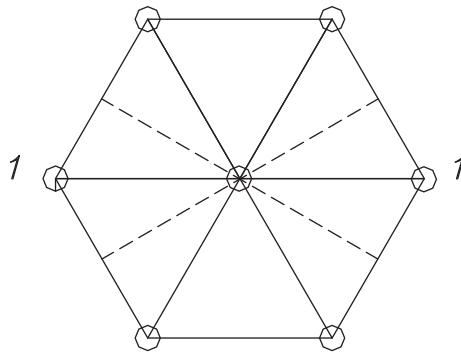
Considerando el muro de B-B en la mitad de la luz tenemos que la reacción es 1387.5 Kg.

Esta viga se considera simplemente apoyada en su idealización porque ésta es de concreto armado y esta apoyada sobre muro de ladrillos.

IDEALIZACION DE CARGA DISTRIBUIDA



DISTRIBUCION DE CARGA TRIANGULAR**IDEALIZACION DE ESCALERAS**

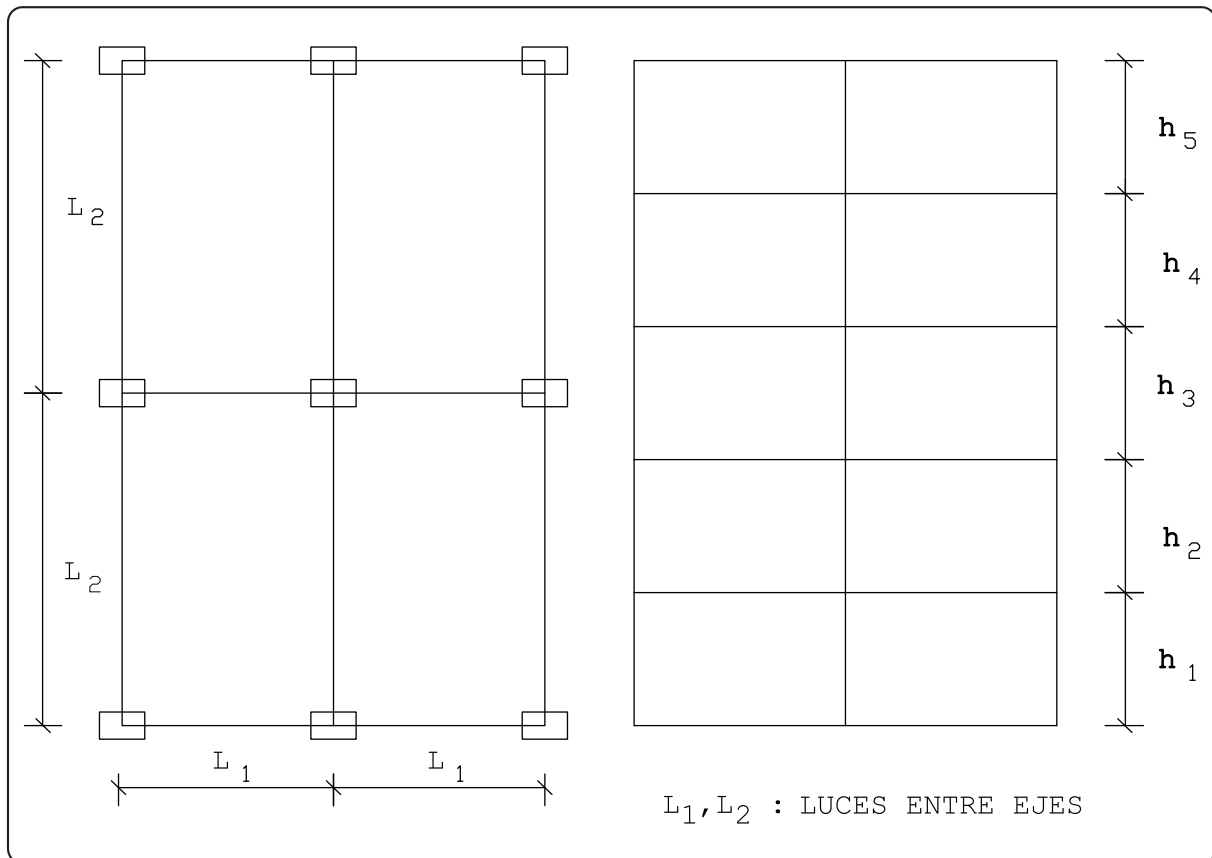
IDEALIZACION TRIANGULAR**Pórtico 1-1**

Al tener la estructura de forma hexagonal el ancho tributario que recibe cada pórtico es de forma triangular.

La idealización del pórtico 1-1 nos muestra que las columnas exteriores reciben mas carga que la central.

**PREDIMENSIONAMIENTO
DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS VIGAS Y COLUMNAS



PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

Según el nuevo Reglamento Peruano de Concreto Armado en su artículo 10.4.1 respecto a peraltes mínimos para no verificar deflexiones dice en el artículo 10.4.1.1: “En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10cm de ancho, bloques de ladrillo de 30cm de ancho y losa superior de 5cm, con sobrecargas menores a 300kg/m² y luces menores de 7,5m, cuando se cumple que:

$$h \geq \frac{l}{25}$$

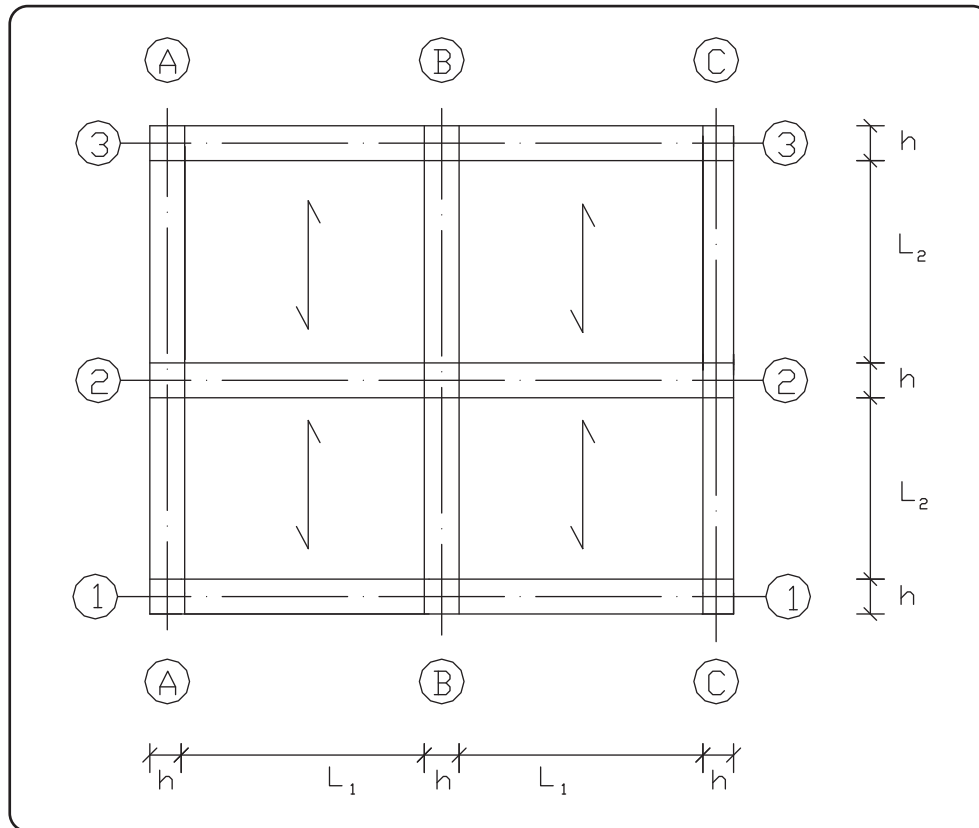
En el artículo 10.4.1.2 dice:

En losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300kg/m² y luces menores de 7.5m cuando se cumple que:

$$h \geq \frac{l}{30}$$

EJEMPLO:

Supongamos que deseamos techar la losa mostrada en la fig.



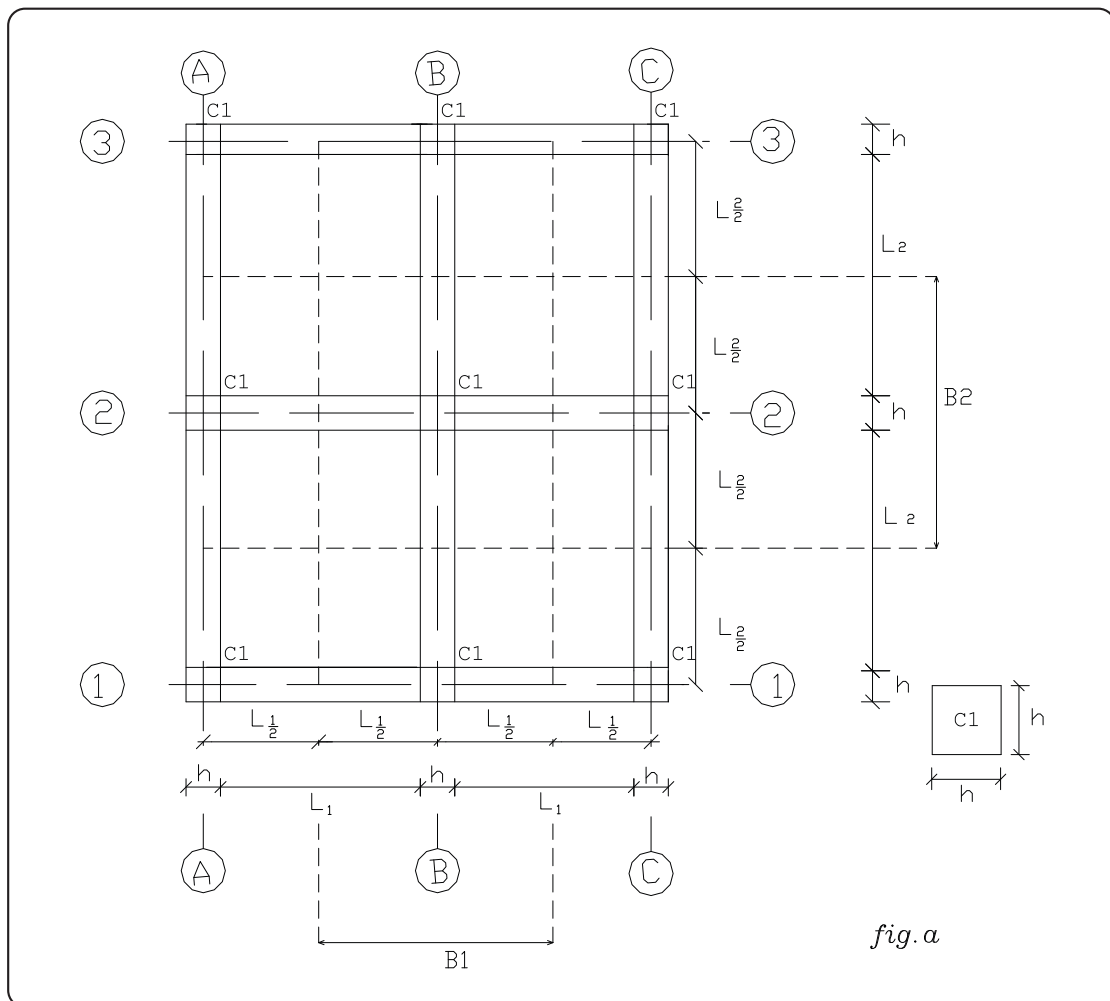
Si la losa se arma como se muestra en la figura y es aligerada con sobrecarga de 250 kg/m^2 , el peralte h de la losa será:

$$l_1 = 6,00m \quad h \geq \frac{l_2}{25} = \frac{5,00}{25} = 0,20m$$

$$l_2 = 5,00m$$

Para hacer el predimensionamiento consideramos la luz “ l ”. La luz “ l ” es la luz libre, es decir el claro entre vigas.

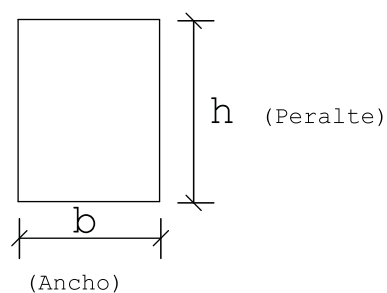
Cabe destacar que aún no conocemos el ancho de la viga pero para el predimensionamiento nos basamos en el proyecto arquitectónico y de estos planos hacemos un estimado preliminar del ancho de la viga. Lo mismo haremos con las columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para predimensionar vigas consideramos como luz libre, la luz entre vigas y tendremos en cuenta la sobrecarga que soportará. Al igual que las vigas, la sección de las columnas las estimamos preliminarmente en base al proyecto arquitectónico.

Si la estructura es aporticada habrá vigas principales y vigas secundarias según sea el armado de la losa.

Para predimensionar la viga tendremos que determinar su ancho (base) y su alto (peralte).



Para predimensionar la altura de la viga tendremos en cuenta la sobrecarga y nos basamos en la siguiente tabla.

Usos	Departamentos Y oficinas	Garajes y tiendas	Depósitos
Sobrecargas	250	500	1000
Altura total	$\frac{l}{11}$	$\frac{l}{10}$	$\frac{l}{8}$

l : luz libre.

EJEMPLO: Análisis del pórtico principal central y del pórtico secundario central (ver Fig. a)

Si la losa es armada en la dirección paralela a los ejes A-A, B-B y serán 1-1, 2-2, 3-3 y los ejes y pórticos secundarios serán A-A, B-B y C-C.

Para predimensionar las vigas principales (contenidos en los pórticos principales) considéranos la luz $l = l_1$

Para las vigas secundarias (contenidos en los secundarios) consideramos la luz $l = l_2$

Si $l_2 = 5,00$ y $l_1 = 6,00$ m la losa de 0.20m y la sobre carga es de 250kg/m² y la columna es de $h \times h = 0,30 \times 0,30$ los peraltes de las vigas serán:

$$\text{Vigas principales } h_1 = \frac{6,00}{11} = 0,545m$$

$$\text{Vigas principales } h_2 = \frac{5,00}{11} = 0,454m$$

En la práctica se redondea a una cifra superior. En este caso puede ser:

$$h_1 = 0,60m$$

$$h_2 = 0,50m$$

Para determinar el ancho de la viga tendremos en cuenta el ancho tributario que soporta la viga.

Para predimensionar el ancho de la viga lo haremos en base a la siguiente formula:

$$\text{Ancho de la viga } b = \frac{1}{20} \quad (\text{ancho tributario})$$

$$B_1 = \frac{l_1 + l_1}{2}$$

EJEMPLO:

$$\text{Ancho de viga } b_1 = \frac{\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2}}{20} = \frac{\frac{6}{2} + \frac{6}{2}}{20} = 0.30m$$

Secundaria

$$B_2 = \frac{l_2}{2} + \frac{l_2}{2}$$

$$\text{Ancho de viga } b_2 = \frac{\frac{l_2}{2} + \frac{l_2}{2}}{20} = \frac{\frac{5}{2} + \frac{5}{2}}{20} = 0.25m$$

$$\text{Principal } b_1 = 0.30m$$

$$b_2 = 0.25m$$

$$\text{Las vigas principales serán de: } b_1 \times h_1 = 0.25 \times 0.60m^2$$

$$\text{Las vigas secundarias serán de: } b_2 \times h_2 = 0.30 \times 0.50m^2$$

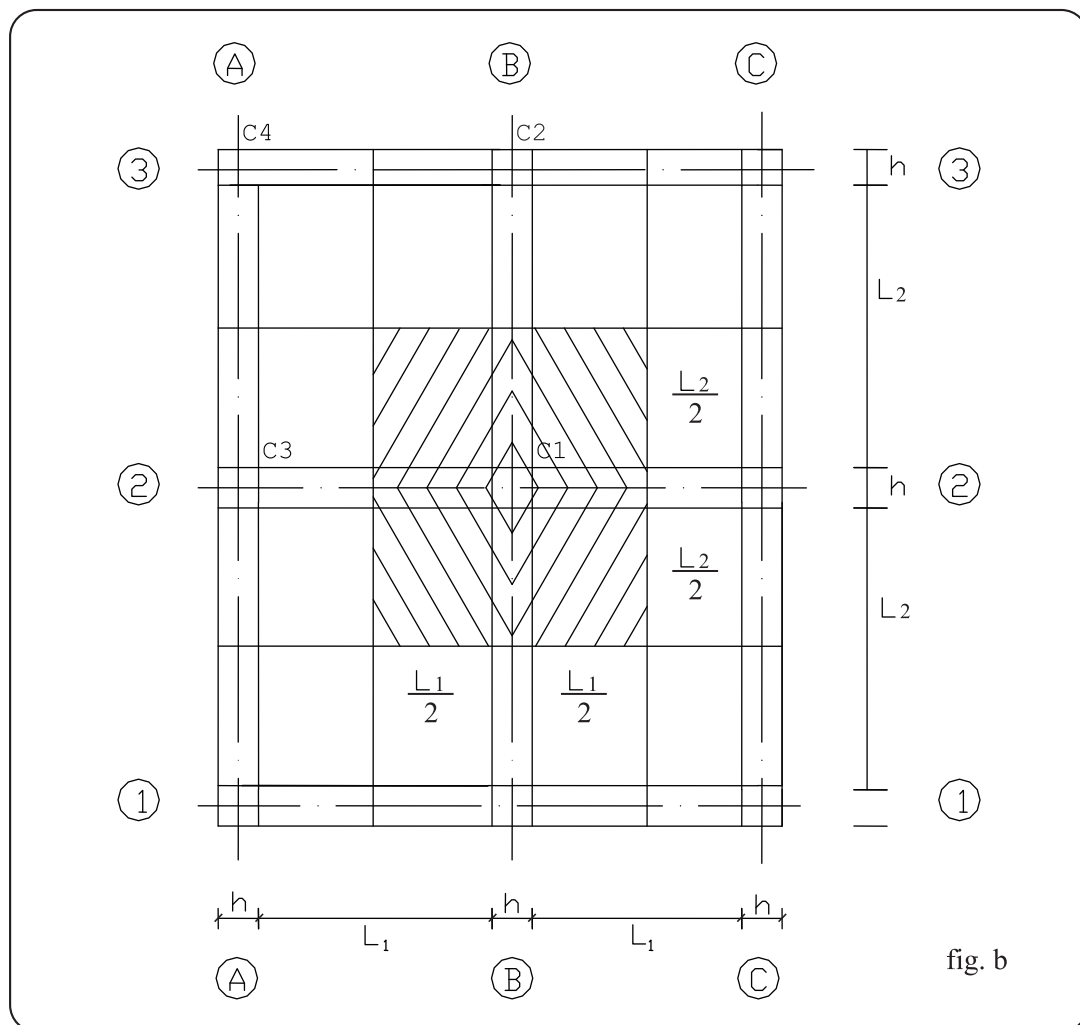
NOTA IMPORTANTE

El ancho tributario de las vigas perimetrales tanto principales como secundarias deberán tener otras dimensiones respecto al ancho ya que la parte tributaria que reciben es menor.

Por motivos arquitectónicos es frecuente uniformizar las dimensiones de la estructura y se lo hacemos siempre será del lado de la seguridad es decir será con las dimensiones de las viga que soportan mayor carga.

Por tal motivo las dimensiones de las vigas perimetrales tendrán las mismas dimensiones que las de los pórticos interiores.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



C1: Columna central

C2: Columna extrema de un pórtico interior principal.

C3: Columna extrema de un pórtico interior secundario.

C4: Columna de esquina.

Para predimensionar el área de las columnas utilizamos la fórmula:

$$A_c = kA_t$$

Donde:

Ac: Área de sección transversal de la columna.

k: Coeficiente

At: Área tributaria acumulada del piso considerado.

VALORES DE LOS COFICIENTES “K”

Piso	Luz	Área tributaria Por piso	Tipo de Columna			
			C1	C2	C3	C4
Antepenúltimo piso	4,00	16,00	0,0013	0,0025	0,0022	0,0040
	6,00	36,00	0,0011	0,0020	0,0016	0,0028
	8,00	64,00	0,0011	0,0017	0,0015	0,0023
segundo	4,00	16,00	0,0011	0,0014	0,0014	0,0021
	6,00	36,00	0,0012	0,0014	0,0014	0,0015
	8,00	64,00	0,0012	0,0014	0,0014	0,0015

EJEMPLO DE APLICACIÓN

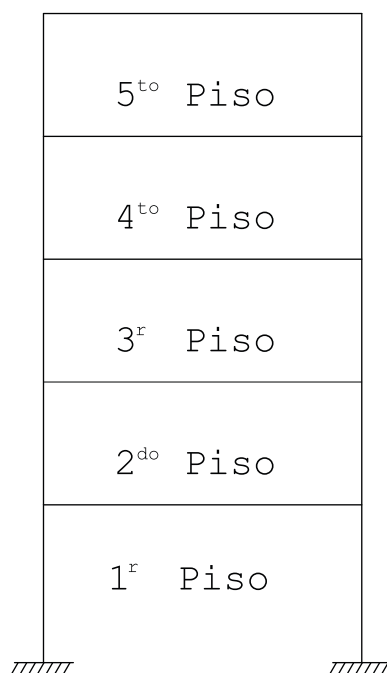
Si $l_1 = 6,00m$ y $l_2 = 6,00m$ y suponiendo que el edificio tiene 5 pisos cuya altura de columna es $h = 3,00m$ del segundo piso al quinto y el primero tiene $h = 4,50m$.

El área tributaria que recibe la columna “C1” es la zona achurada que es :

$$A_{TIP} = \left[\frac{l_1}{2} + \frac{l_1}{2} \right] \left[\frac{l_2}{2} + \frac{l_2}{2} \right] = l_1 l_2$$

$$A_{TIP} = (6,00)(6,00) = 36,00m^2$$

Para el segundo piso tenemos que k para la columna tipo C1 es 0,0012 (ver tabla)



Analizando el antepenúltimo piso:

$$A_c = (0,0012)(36,00 \times 10^4)(3)$$

$$A_c = 1296 \text{ cm}^2$$

$$t_3 = \sqrt{1296} = 36 \text{ cm}$$

ANALIZANDO EL SEGUNDO PISO

$$A_c = (0,0012)(36,00 \times 10^4)(4) = 1728 \text{ cm}^2$$

$$t_3 = \sqrt{1728} = 41.56 \text{ cm}$$

PARA EL SEGUNDO PISO

$$t_1 = 41.56 + 7 = 48.56 \text{ cm}$$

Las dimensiones de las columnas serán:

$$t_1 = 50,00 \text{ cm}$$

$$t_2 = 45,00 \text{ cm}$$

$$t_3 = t_4 = t_5 = 40,00 \text{ cm}$$

Las secciones de las columnas serán:

Primer piso	$0,50 \times 0,50 \text{ m}^2$
-------------	--------------------------------

Segundo piso	$0,45 \times 0,45 \text{ m}^2$
--------------	--------------------------------

Tercero, cuarto y	$0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$
-------------------	--------------------------------

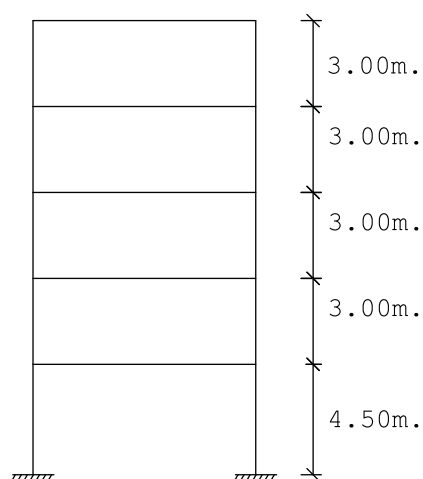
Quinto piso.	
--------------	--

OBSERVACION

Si la altura del primer nivel es 1,5 veces la altura de los demás niveles entonces se considera

$$t_1 = t_2 + 7 \text{ en cm.}$$

EJEMPLO:



$$h_1 = 1,5h_2$$

$$h_1 = 1,5(3,00) = 4,5$$

La sección del primer piso será:

$$t_1 = t_2 + 7,00 \text{ cm}$$



METRADO DE CARGAS

METRADO DE CARGAS

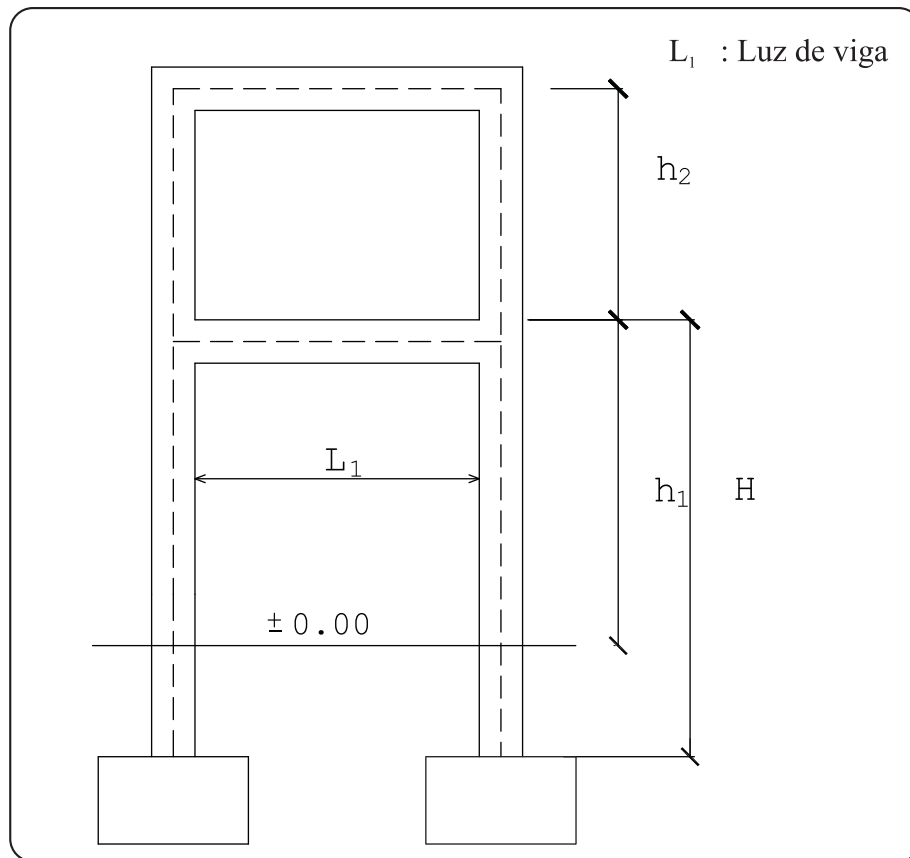
En el diseño de estructuras existen los siguientes tipos de metrados de cargas.

- 1.- Metrado de cargas para hallar el peso total de la estructura y calcular la fuerza horizontal "H" por sismo.
- 2.- Metrado de cargas para hallar el peso total de la estructura y calcular el ancho de las zapatas y cimentaciones.
- 3.- Metrado de cargas para hallar el peso total de la estructura y hacer el Análisis Estructural
 - a) Los metrados de cargas se hacen para estructuras aporticadas, de albañilería o mixtas.
 - b) Por lo general se trabaja por metro de longitud y luego se halla el peso total.
 - c) Se trabaja teniendo en cuenta el ancho tributario que reciben los elementos estructurales.

OBSERVACIONES IMPORTANTES PARA VIGAS Y COLUMNAS

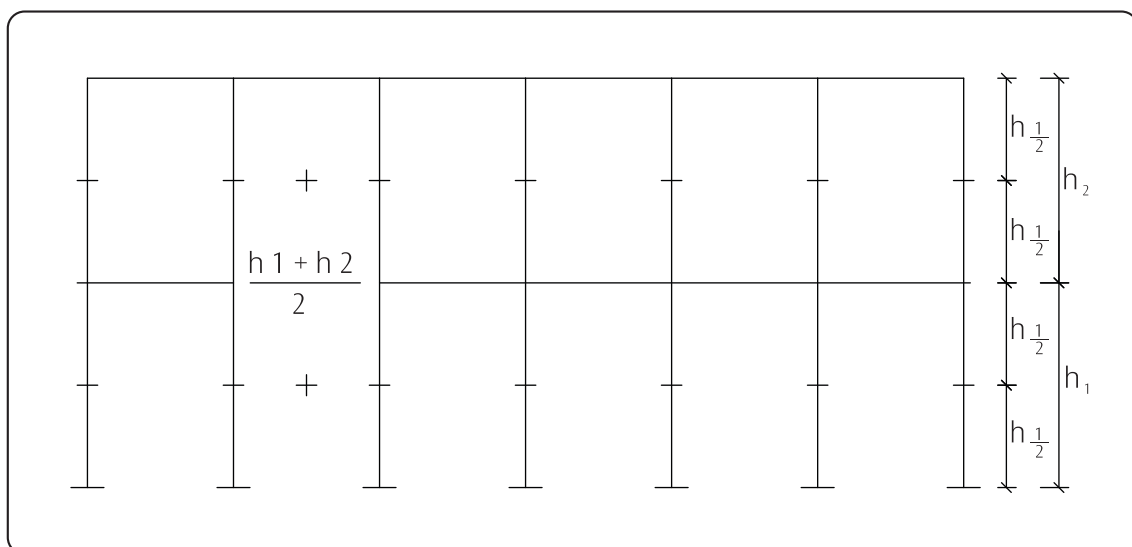
- 1.- Para hacer análisis por sismo se considera la altura de columna desde la parte superior de la zapata.
- 2.- Consideramos viga a la luz libre entre columna.
- 3.- Consideramos columna desde la parte superior de la zapata hasta la parte superior del entre piso (losa).

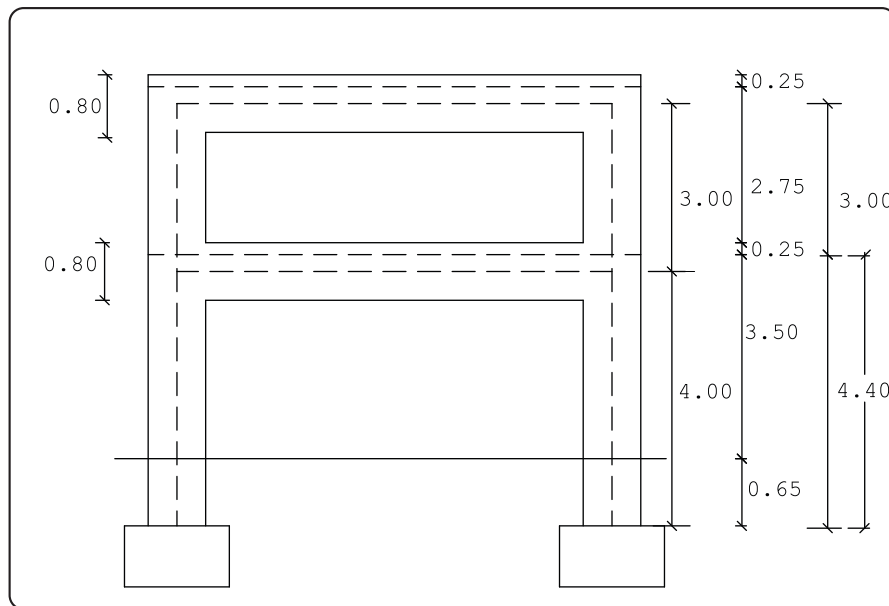
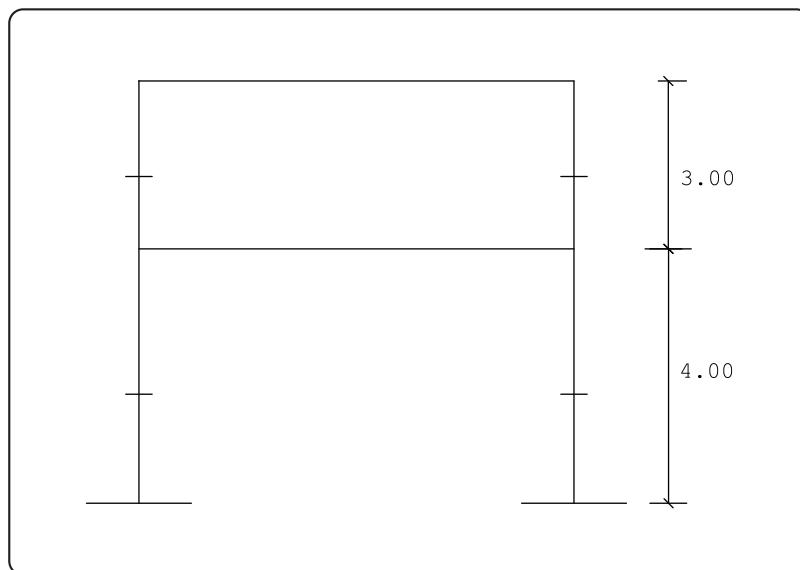
EJEMPLO:



- 4.- Para el metrado de altura de columna por sismo se considera media columna del piso anterior y media columna del piso posterior.

El mismo criterio se hace para muros.



ALTURA DE COLUMNA PARA PÓRTICO**MODELO MATEMÁTICO**

a) Para sismo: $H = 1,50 + 2,00 = 3,50\text{m}$

b) Para ancho de cimiento: $H = 0,65 + 3,5 + 0,25 + 2,75 + 0,25 = 7,40\text{m}$

c) Para análisis estructural: $H_1 = 0,65 + 3,50 + 0,25 - \frac{0,80}{2} = 4,00\text{m}$ (1ª nivel)

$H_2 = 0,40 + 2,75 + 0,25 - 0,40 = 3,00\text{m}$ (2ª nivel)

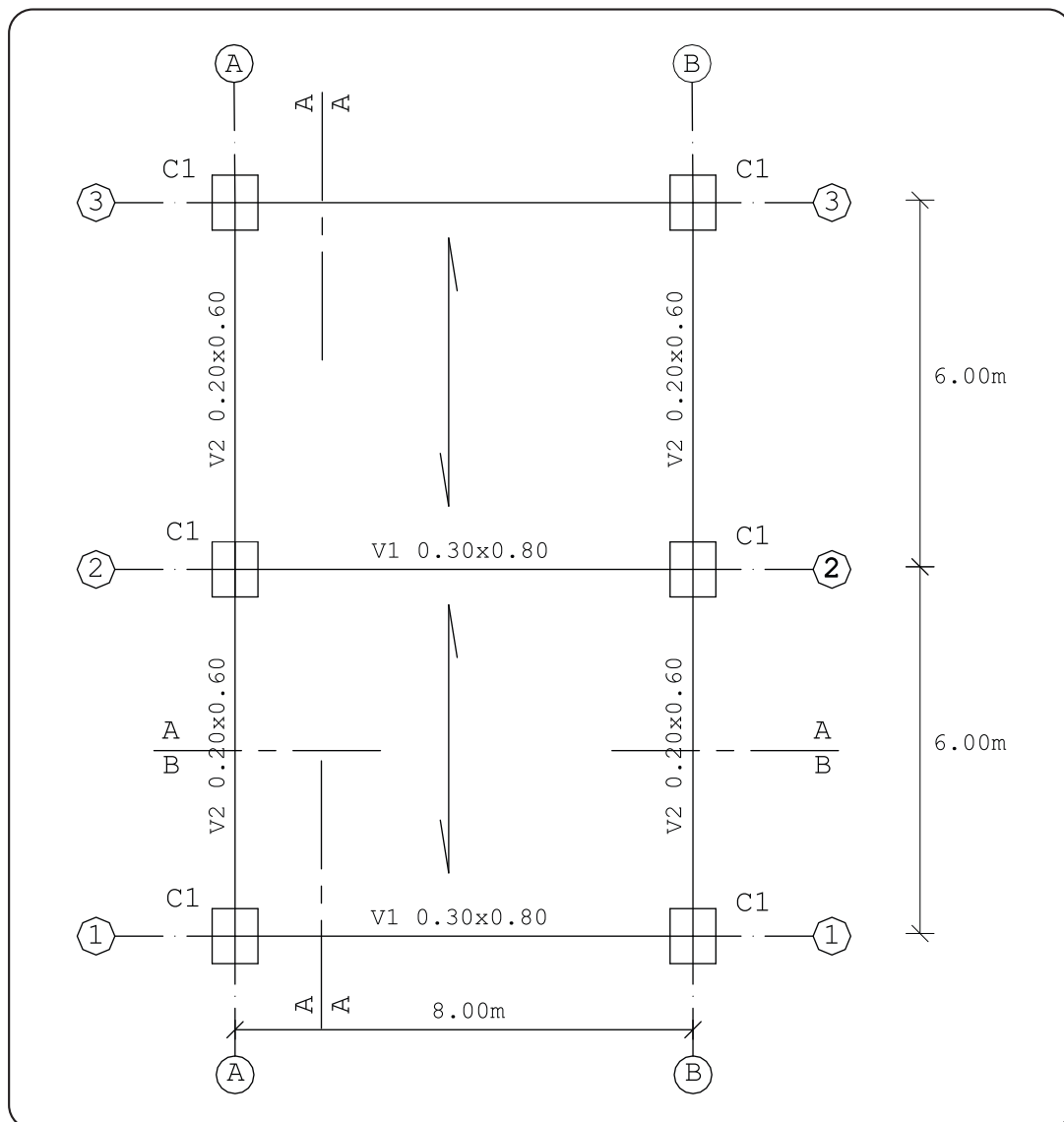
METRADO DE CARGAS DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA

DATOS

Altura piso a techo	= 2,40m
Losa aligerada	= 0,25m
Vigas principales	= 0,30 x 0,80m ²
Vigas secundarias	= 0,20 x 0,60m ²
Columnas	= 0,30 x 0,30m ²

El techo será cubierto con ladrillo pastelero asentado con torta de barro.

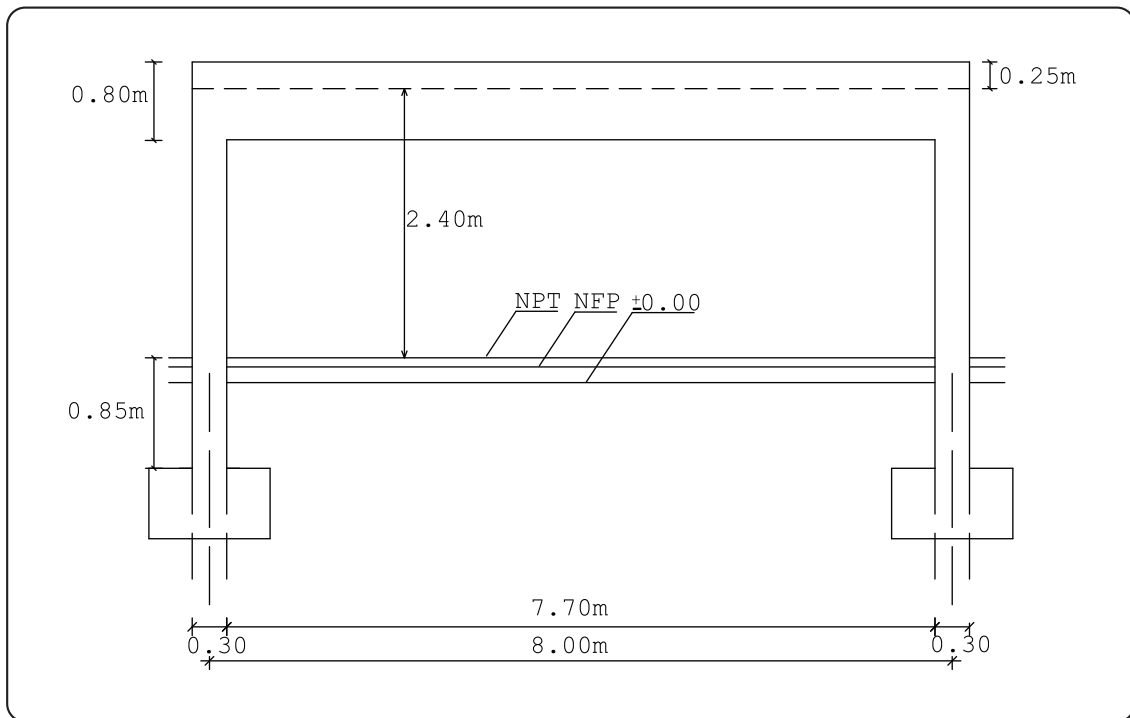
SOLUCIÓN

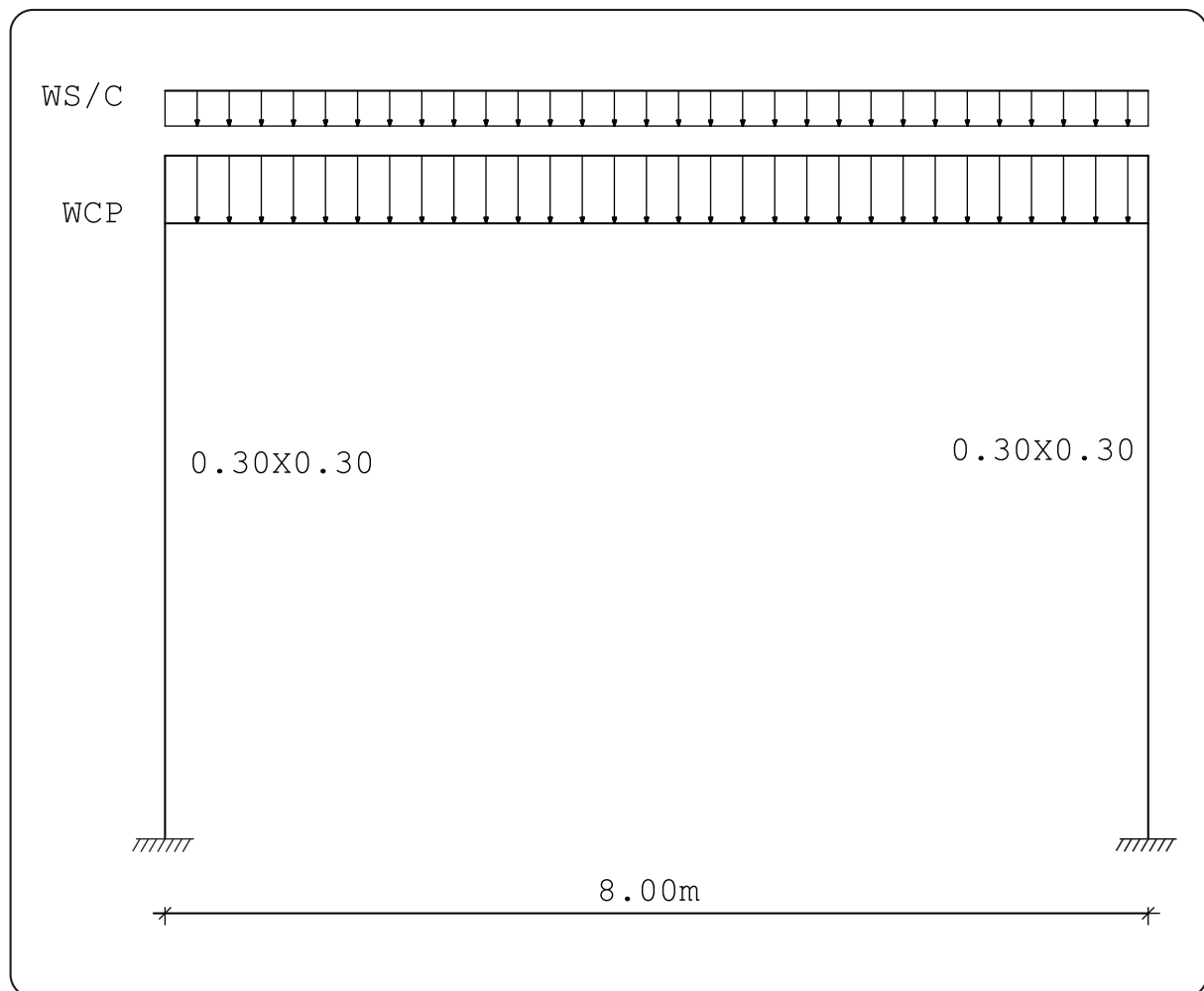


ANÁLISIS DE PÓRTICOS

El modelo matemático se realiza trabajando con los ejes.

Sea el pórtico típico 1-1



EL MODELO MATEMÁTICO SERÁ

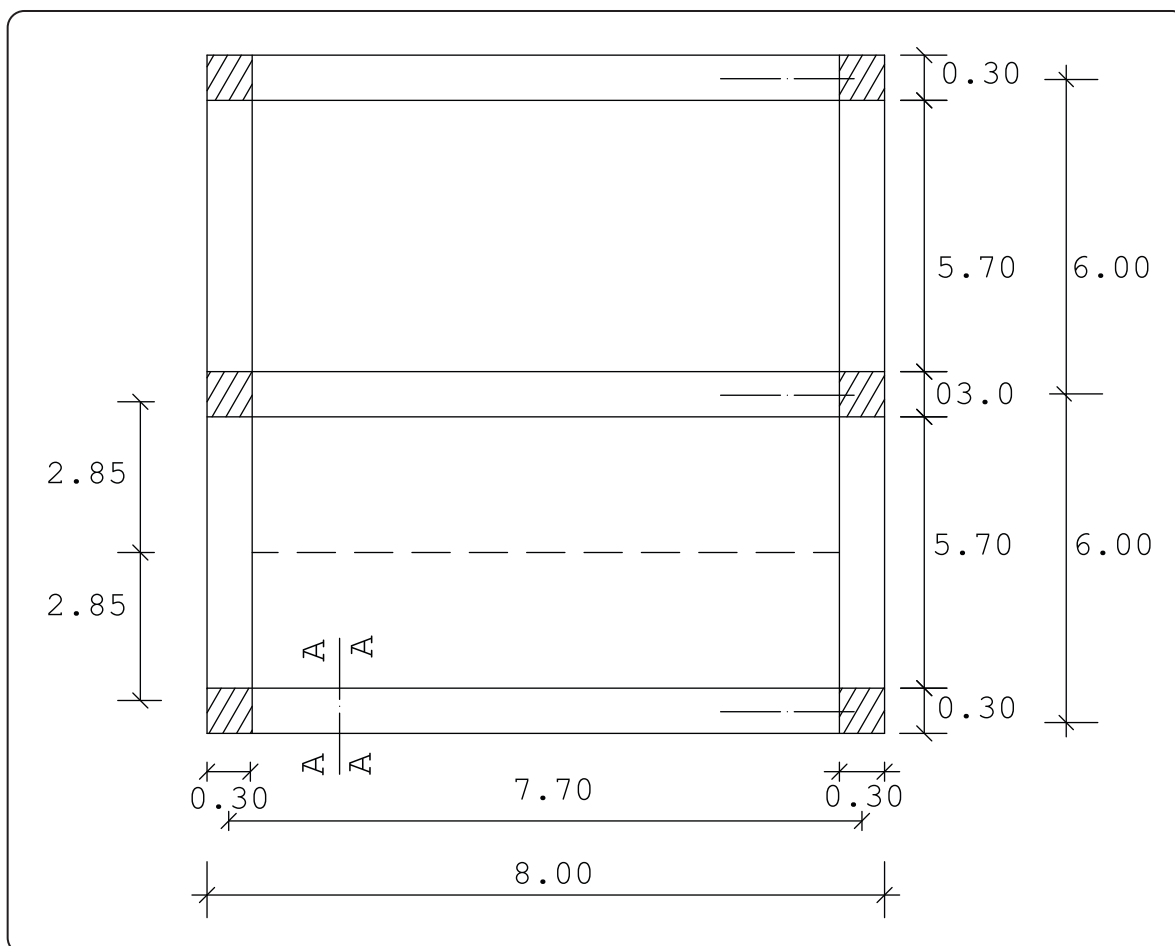
Para determinar la altura de columna lo hacemos de la siguiente manera:

$$H = 0,65m + 2,40m + 0,25m - \frac{0,80m}{2}$$

$$H = 2,90m$$

METRADO DE CARGAS PARA LAS VIGAS DE LOS PÓRTICOS

Cargas que soporta la viga del pórtico 1-1



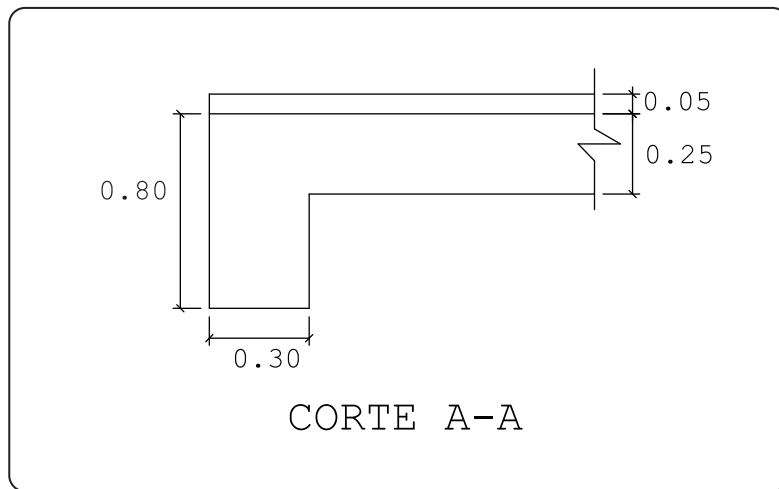
CARGAS PERMANENTES DEL ALIGERADO (W_{CP1})

1.- Peso de la losa aligerada 350 kg/m^2

2.- Acabado de ladrillo pastelero 100 kg/m^2

3.- Cielorraso $\frac{20 \text{ kg/m}^2}{470 \text{ kg/m}^2}$

$$W_{CP1} = 470 \text{ kg/m}^2 \times 2,85 \text{ m} = 1339,5 \text{ kg/m}$$

CARGA DIRECTA DE LA VIGA (W_{CP2})

Peso propio de la viga principal $0.30 \times 0.80 \times 2\,400 = 576 \text{ kg/m}$

Ladrillo pastelero en la viga $100 \times 0.30 = \underline{30 \text{ kg/m}}$
 606 kg/m

Peso total de la carga permanente en la viga.

$$W_{CP} = 1339.5 + 606 = 1945.5 \text{ kg/m}$$

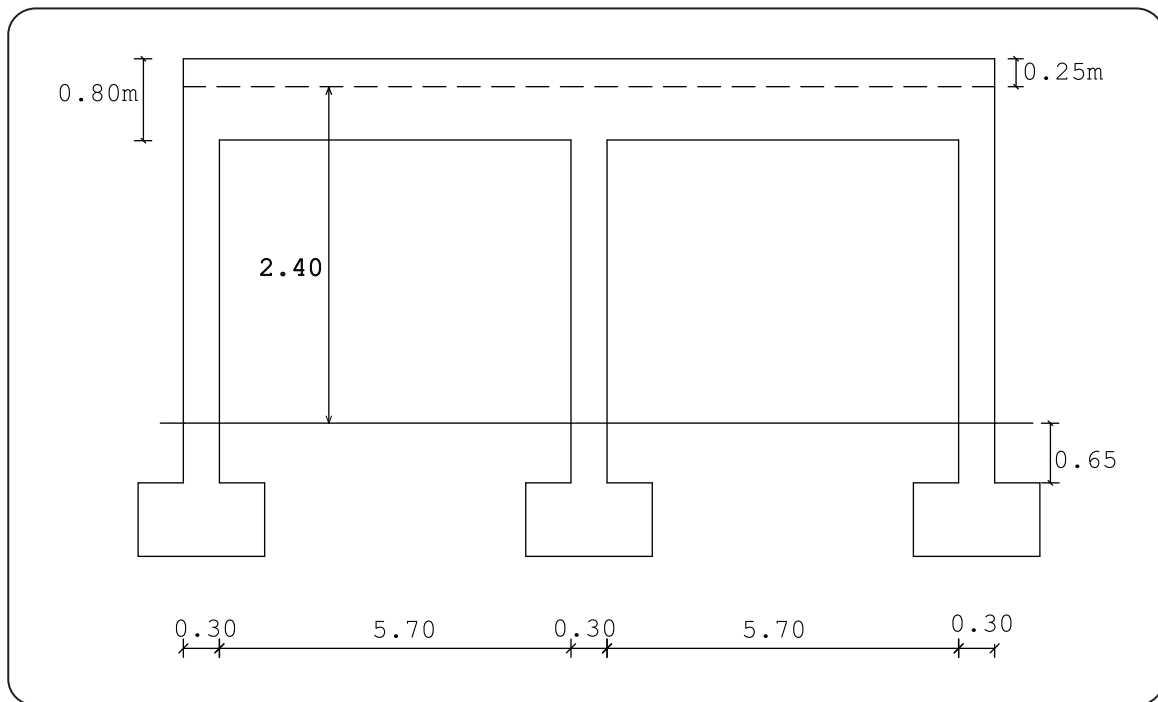
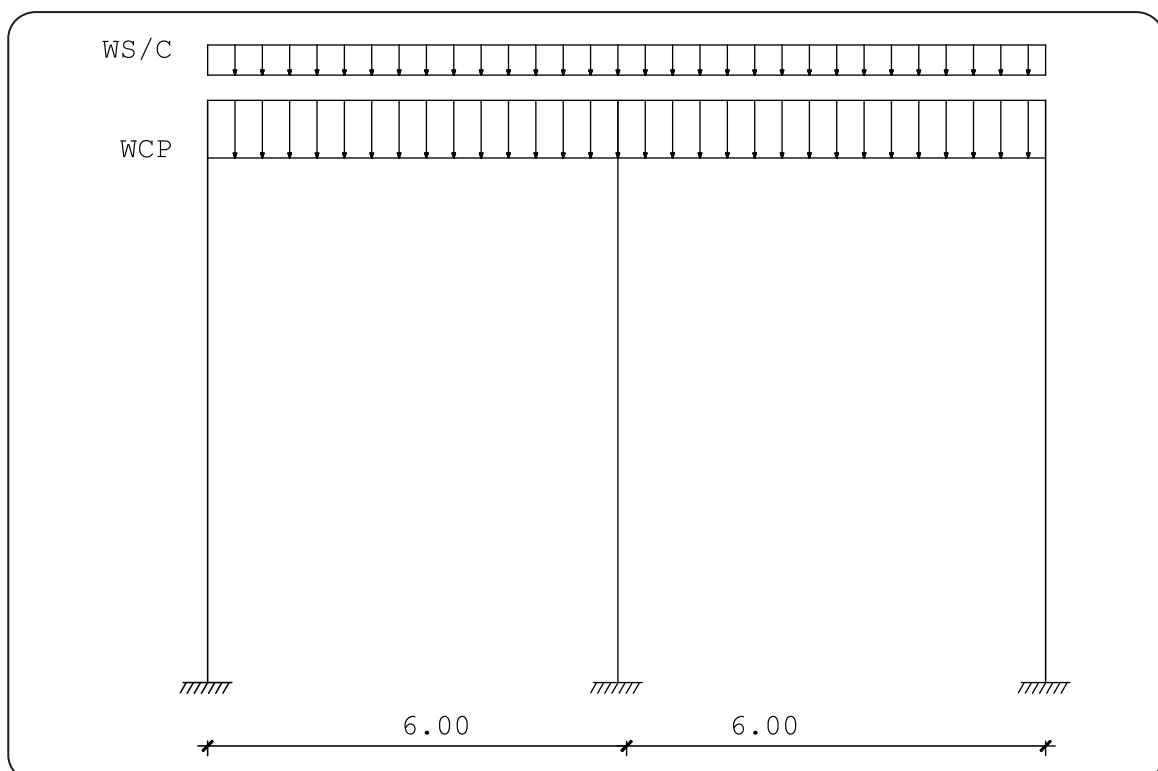
Sobrecarga S/C:

Proveniente del aligerado $= 100 \times 2.85 = 285 \text{ kg/m}$

Directa en la viga principal $= 100 \times 0.30 = \underline{30 \text{ kg/m}}$
 315 kg/m

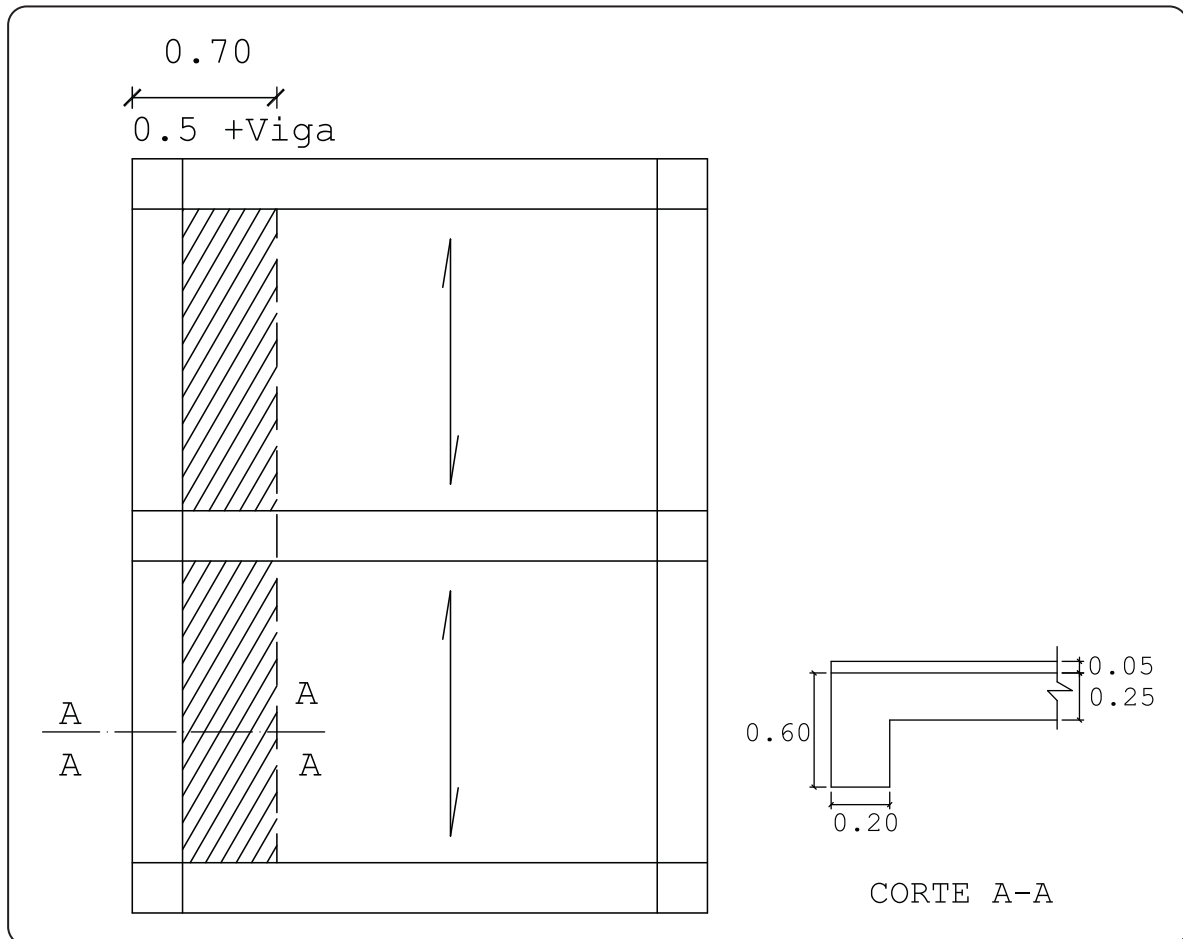
ANALISIS DEL PÓRTICO SECUNDARIO

Pórtico A-A, B-B

**EL MODELO MATEMÁTICO**

$$\text{Altura de columna} = 2,40 + 0,65 + 0,25 - \frac{0,6}{2} = 3,00\text{m}$$

ANALIZANDO LA VIGA A-A O B-B



Se trabaja con 0,5m de zona de influencia

1. CARGAS PROVENIENTES DEL TECHO

1.1.0 Cargas permanentes (W_{cp})

1.1.1 Peso propio de la losa aligerada	350 kg/m ²
1.1.2 Acabado de ladrillo pastelero	100 kg/m ²
1.1.3 Cielorraso	<u>20 kg/m²</u>
	470 kg/m ²

$$W_{cp} = 470\text{kg} / \text{m}^2 \times 0,5\text{m} = 235\text{kg} / \text{m}$$

1.2.0 Sobrecarga (S/C)

de aligerado $100 \text{ kg/m}^2 \times 0,70 = 70 \text{ kg/m}^2$

2. Cargas directas que recibe la viga del corte A-A

2.1 Cargas permanentes

Peso propio de la viga $0,20 \times 0,6 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$

Ladrillo pastelero $100 \times 0,2 = \underline{20 \text{ kg/m}}$

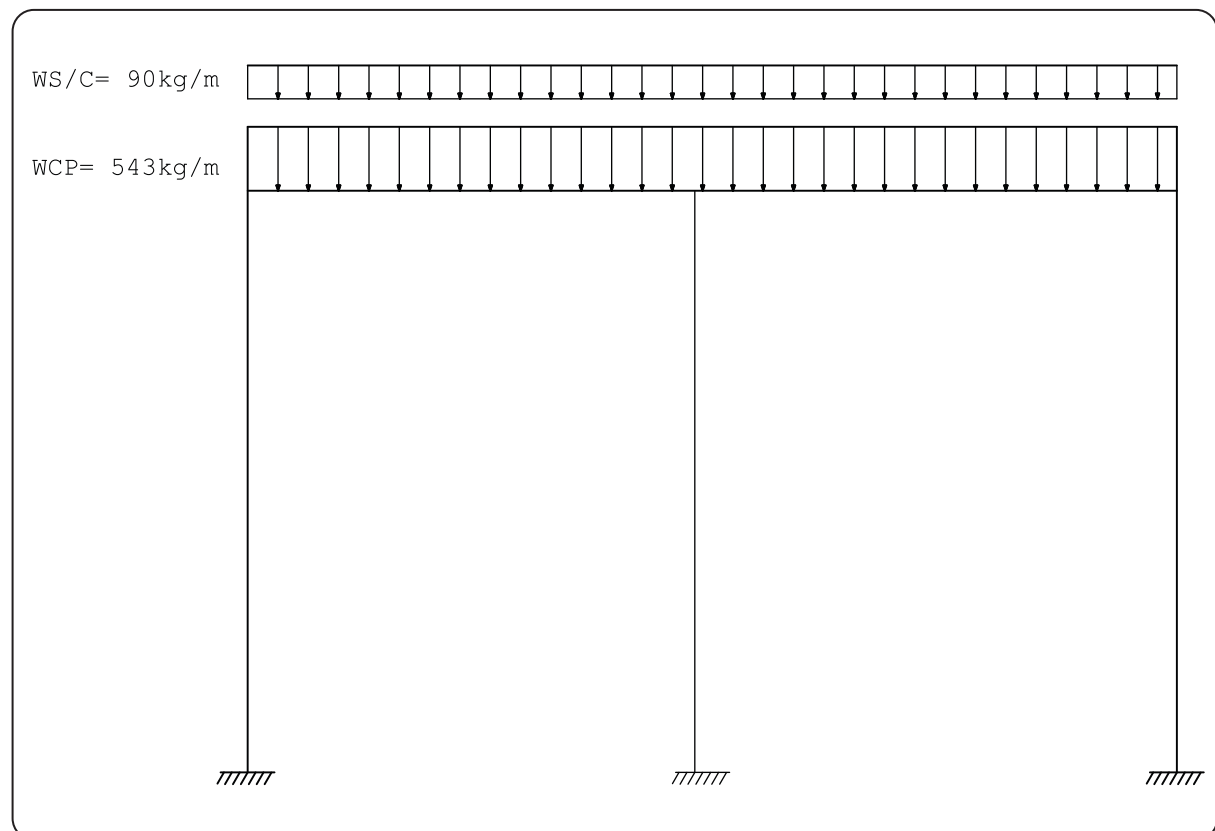
Peso Total 308 kg/m

2.2 Sobrecarga (S/C) $100 \times 0,20 = 20 \text{ kg/m}$

Luego:

$$W_{CP\text{Total}} = 235 \text{ kg/m} + 308 \text{ kg/m} = 543 \text{ kg/m}$$

$$W_{S/C\text{Total}} = 70 \text{ kg/m} + 20 \text{ kg/m} = 90 \text{ kg/m}$$

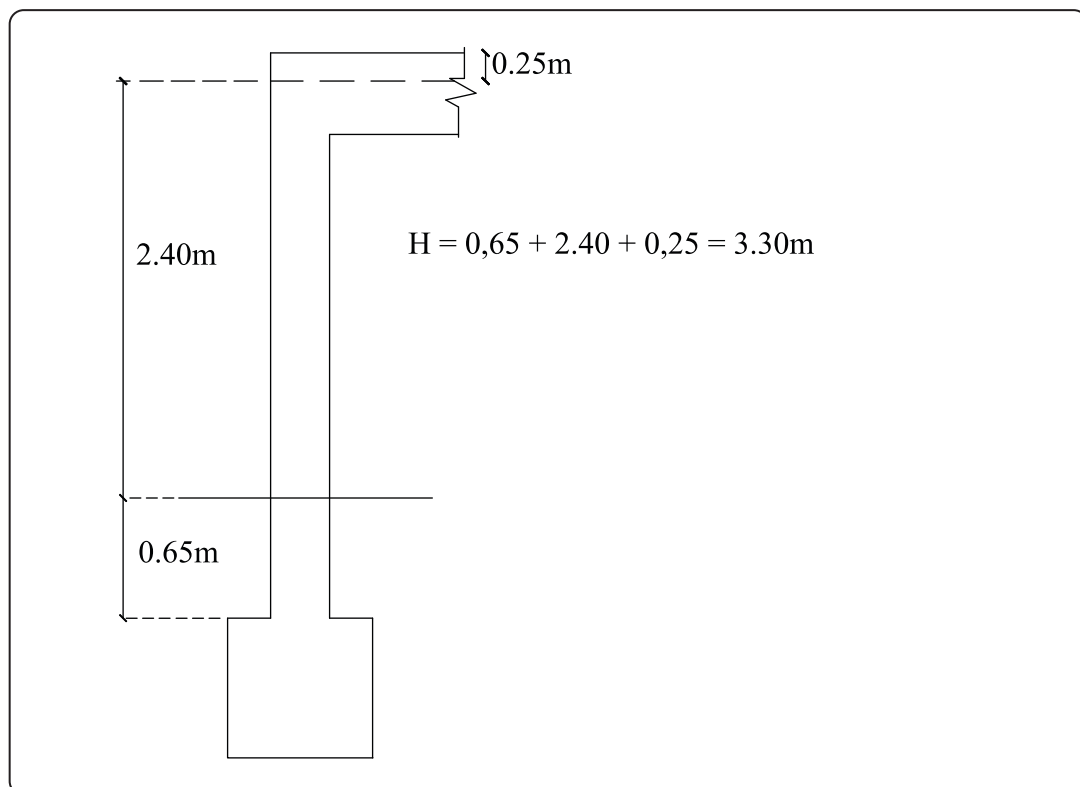
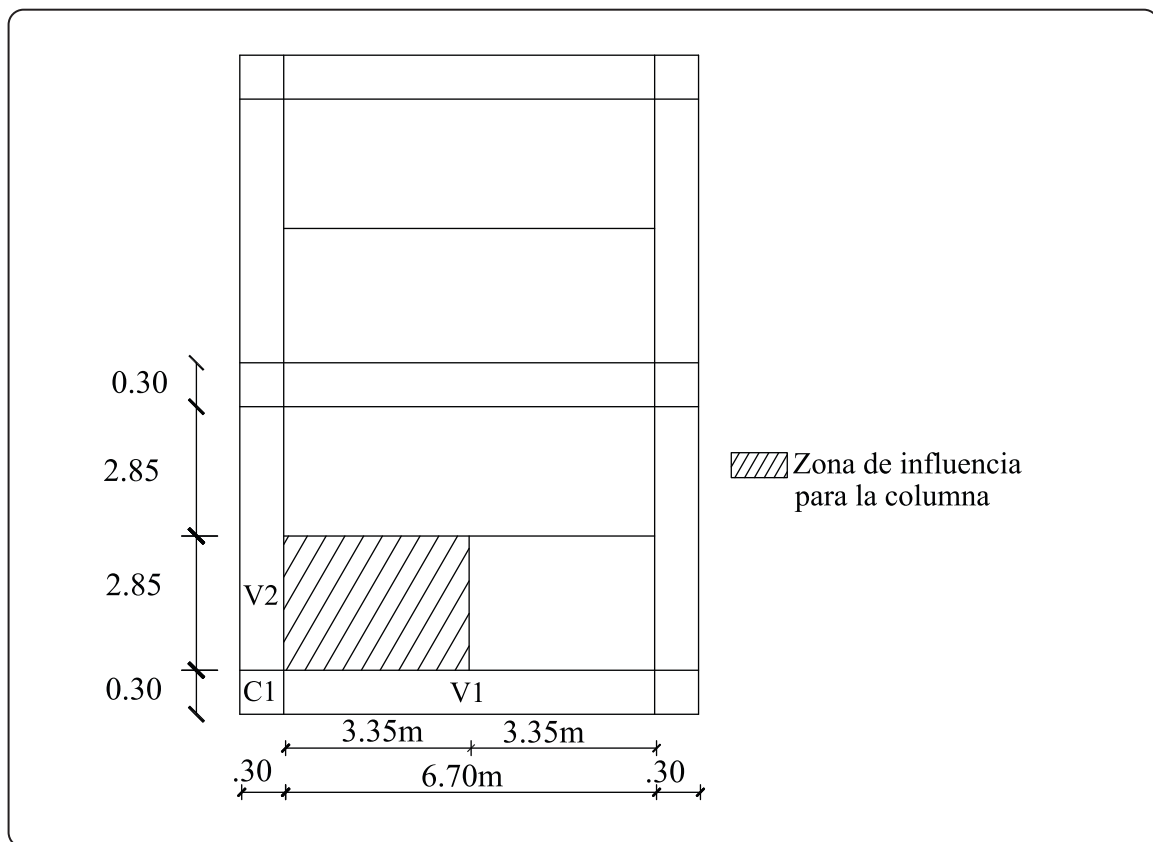


OBSERVACIONES IMPORTANTES

- 1.- Si se trata de una viga chata secundaria, no se consideran las cargas del techo.
- 2.- Para el metrado de columnas es preferible trabajar con el método de área de influencia.
- 3.- Si una viga es intermedia, se considera medio metro a cada lado como zona de influencia.

METRADO DE COLUMNAS

Para hallar las cargas que soporta la columna se divide el ambiente en 4 partes iguales.



METRADO DE CARGAS

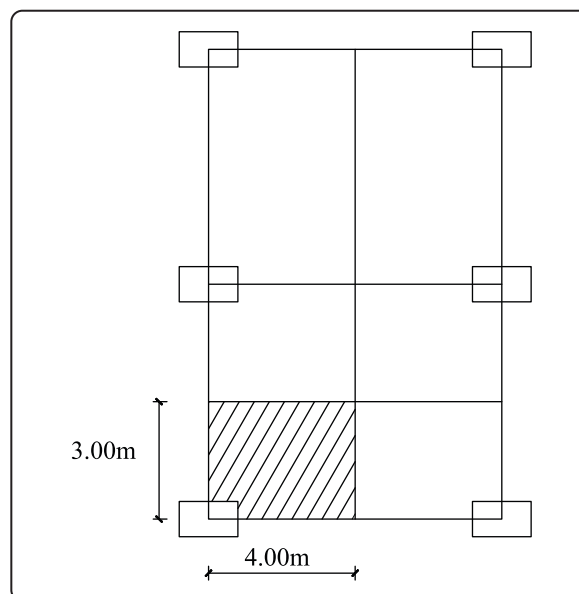
Elemento	Carga Unitaria	Área de Influencia	Subtotal (kg)
Columna	0,30 x 0,30 x 2 400	3.30	712,80
Viga V1	0,30 x 0,80 x 2 400	3.85	2,217.60
Viga V2	0,20 x 0,60 x 2 400	2.85	820.80
Aligerado	350	3,85 x 2,85	3840,375
Pastelero	100	4,15 x 3,15	1307,25
Cielorraso	20	3,85 x 2,85	219,45
			9118,275

Carga debido a la sobrecarga.

$$100 \times 4,15 \times 3,15 = 1307,25 \text{ kg}$$

NOTA IMPORTANTE

Se puede trabajar con los ejes de la estructura.

**Cargas permanentes**

$$\text{Carga de losa} + \left(\begin{matrix} \text{ladrillo} \\ \text{pastelero} \end{matrix} \right) + \left(\begin{matrix} \text{cielo} \\ \text{rraso} \end{matrix} \right) = (350 + 100 + 20) (3,00 \times 4,00) = 5640,0$$

$$\text{Viga V1} = 0,30 \times 0,80 \times 2\,400 \times 4,00 = 2\,304,0$$

$$\text{Viga V2} = 0,20 \times 0,60 \times 2\,400 \times 3,00 = 864,0$$

$$\text{Peso de la columna} = 0,30 \times 0,30 \times 2\,400 \times 3,30 = \underline{712,8}$$

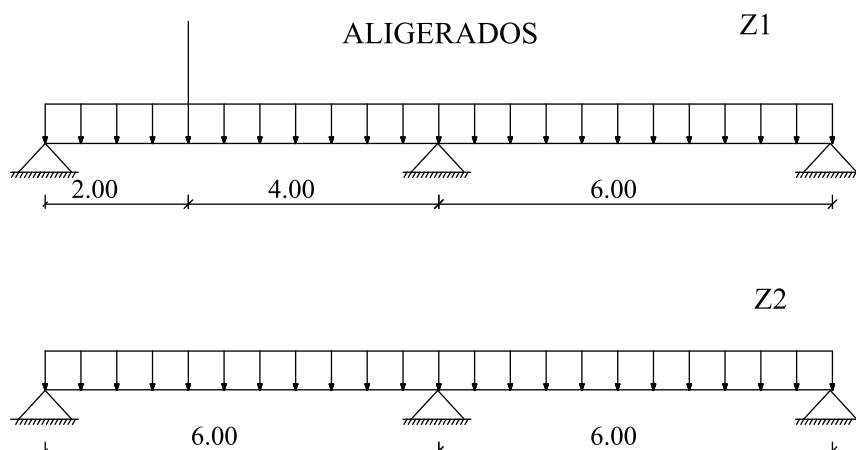
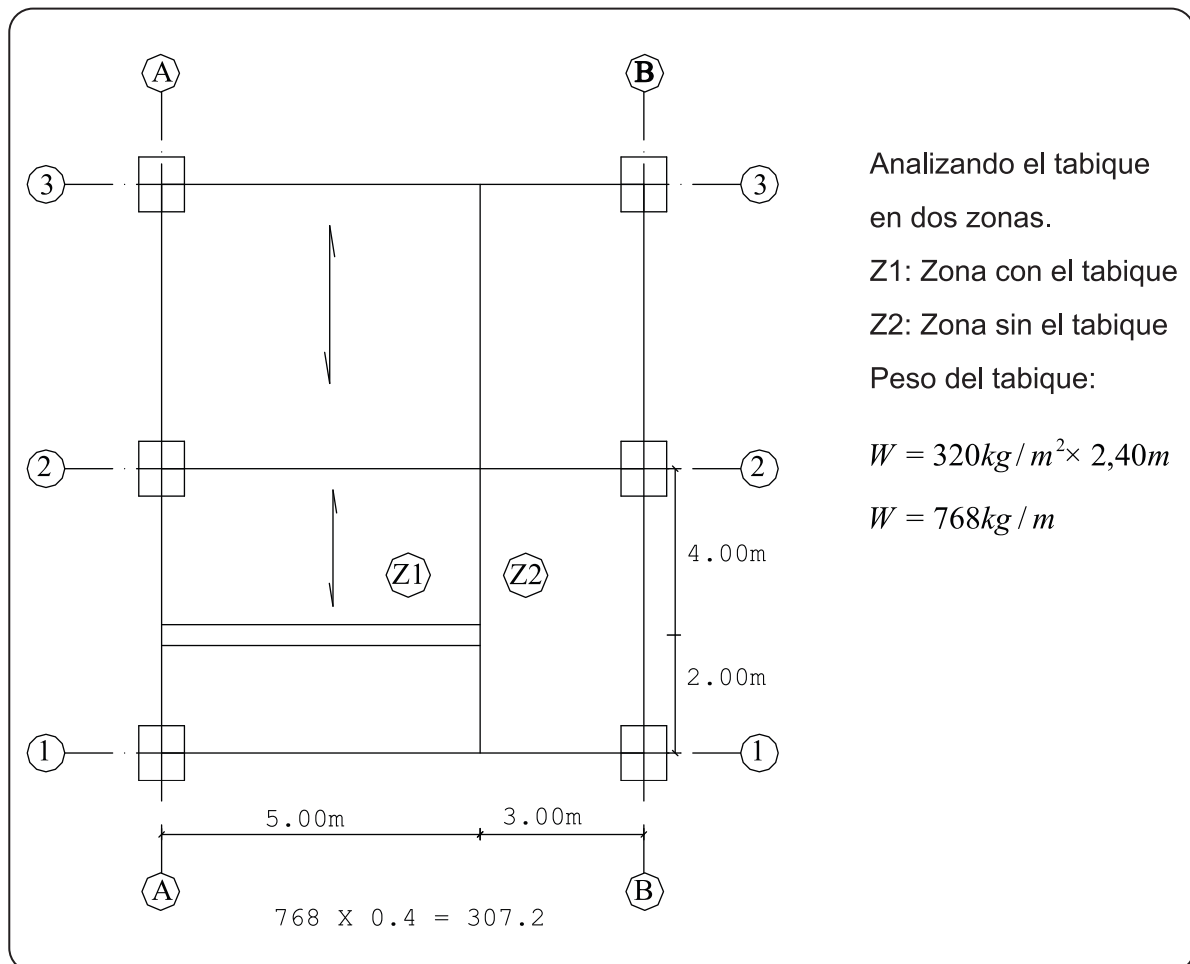
$$\text{Peso total} = 9520,8 \text{ kg.}$$

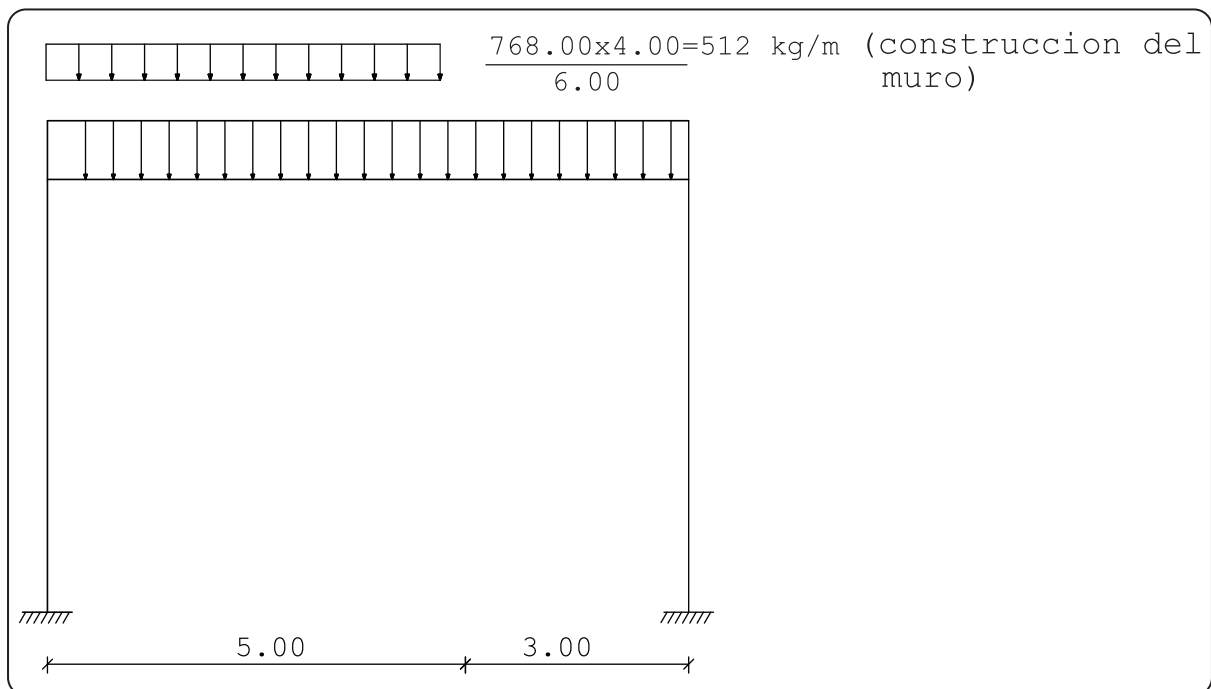
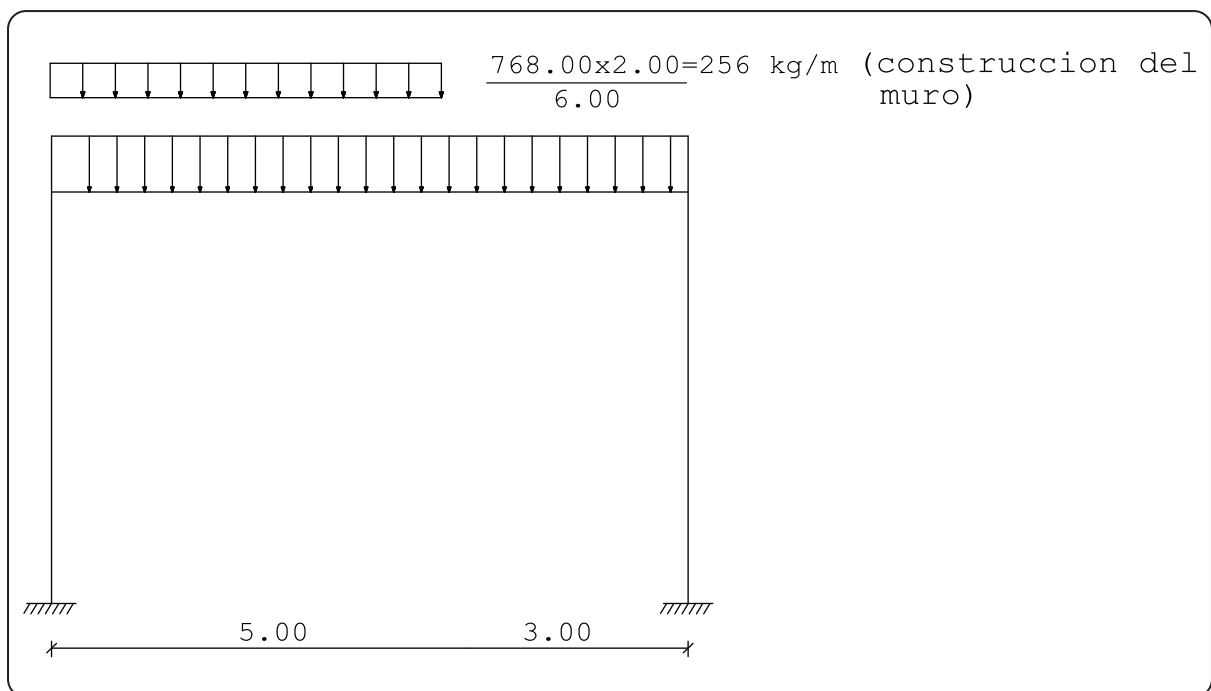
$$\text{Sobrecarga} \quad 100 \times 3,00 \times 4,00 = 1\,200 \text{ kg}$$

CASOS ESPECIALES

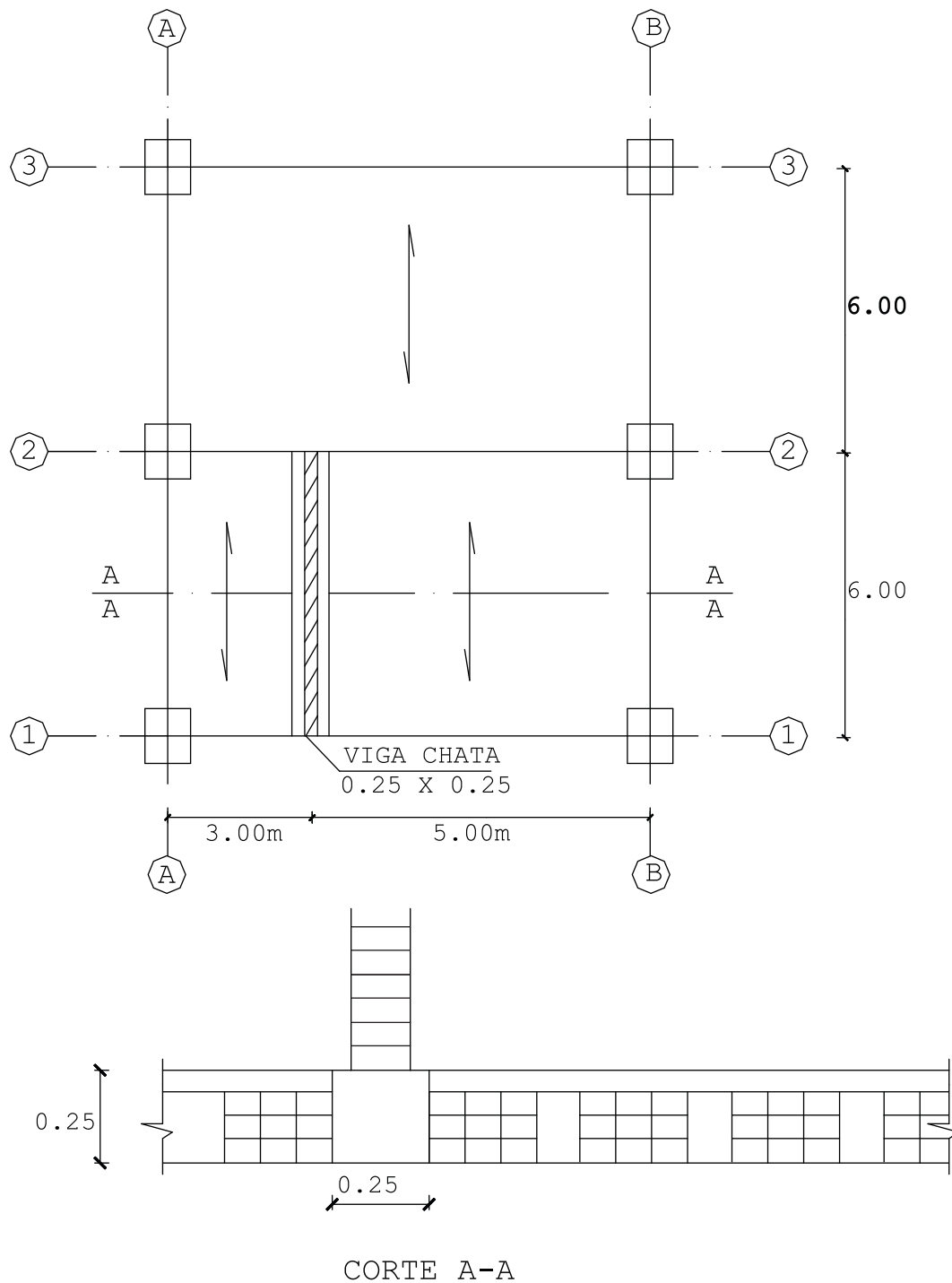
- 1.- Supongamos que se levanta un tabique en el techo perpendicularmente las viguetas del aligerado.

El tabique es de 2,40 de alto y de 0,15m de espesor.



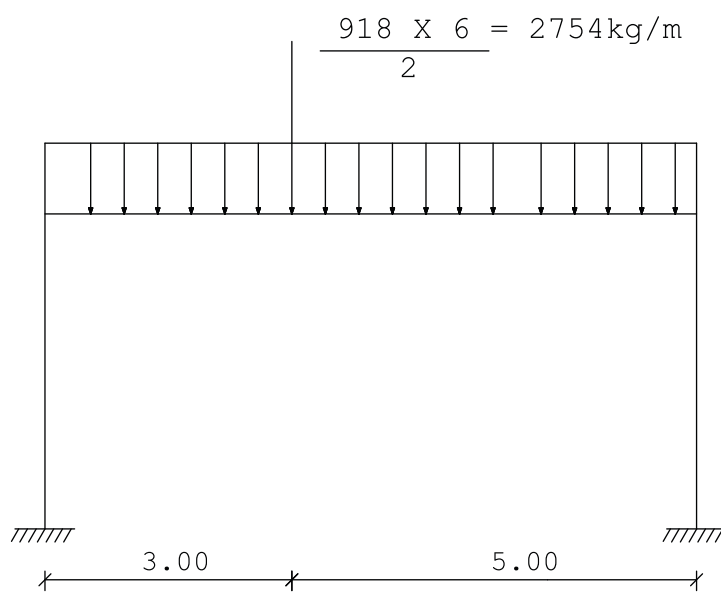
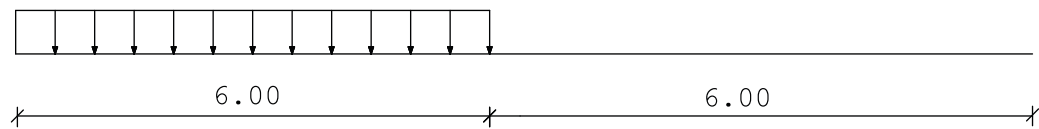
PÓRTICO 1-1**PÓRTICO 2-2**

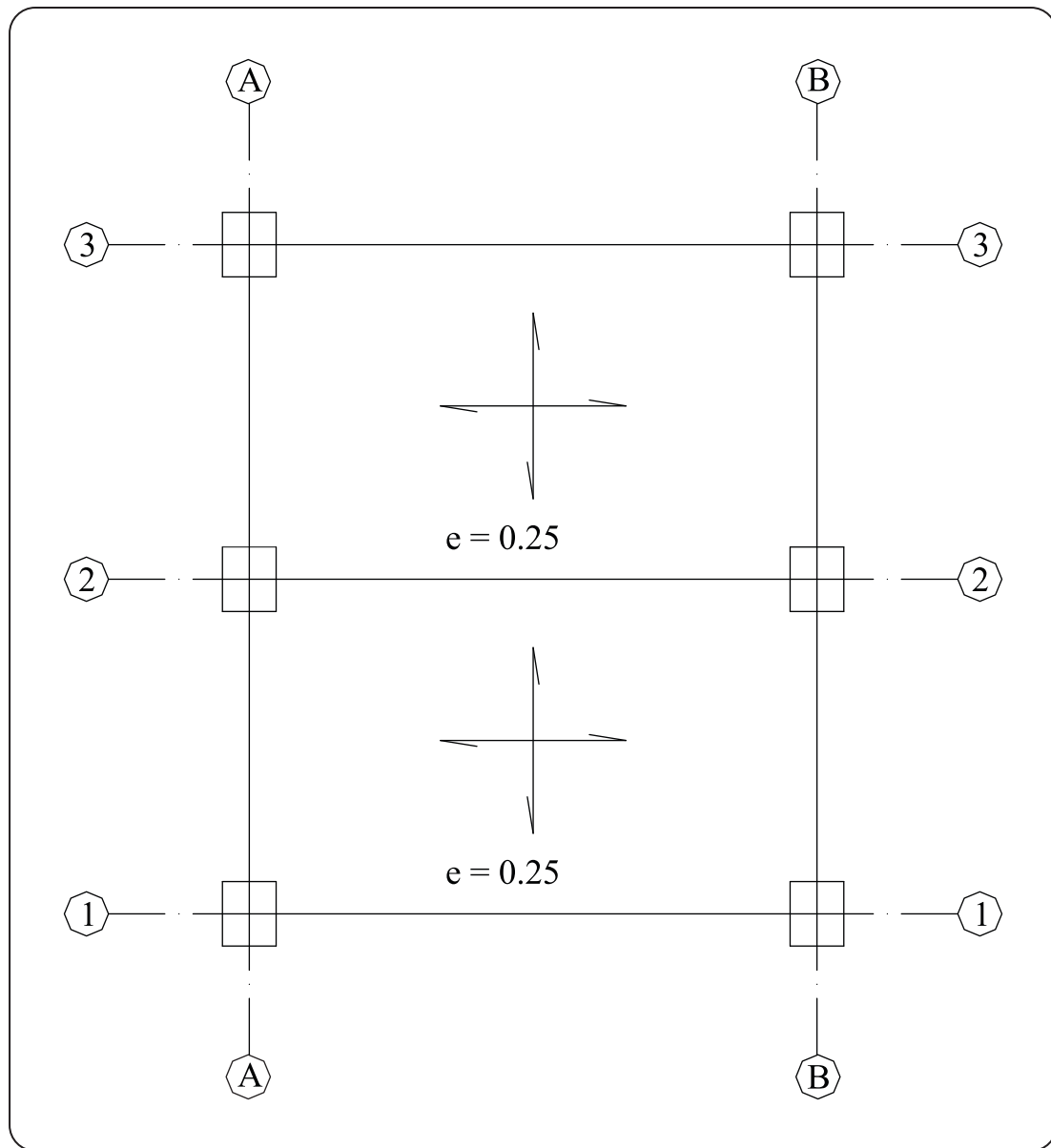
- 2.- Caso en el que el tabique es paralelo a la dirección de la viga. El tabique es de 2,40m de alto y 0,15m de espesor.



La ventaja de la viga chata es que puede reforzarse con estribos para resistir la fuerza cortante.

$$W = 0.25 \times 0.25 \times 2400 + 320 \times 2.40 = 918 \text{KG/M}$$



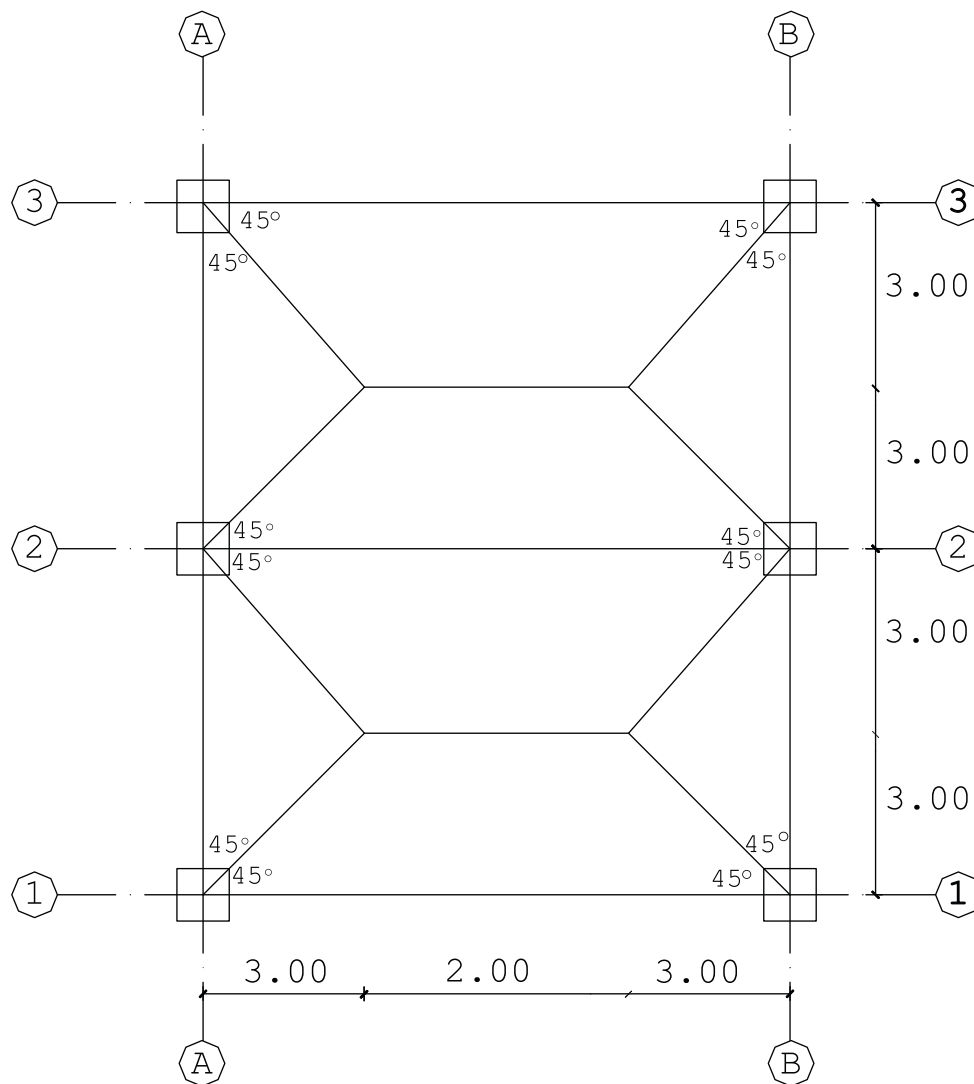
LOSA MACIZA ARMADA EN DOS SENTIDOS**Cargas permanentes (CP)**

- Peso propio $2400 \times 0,25 = 600 \text{ kg/m}^2$
- Ladrillo pastelero $100 + 20 = 120 \text{ kg/m}^2$
- + cielorraso

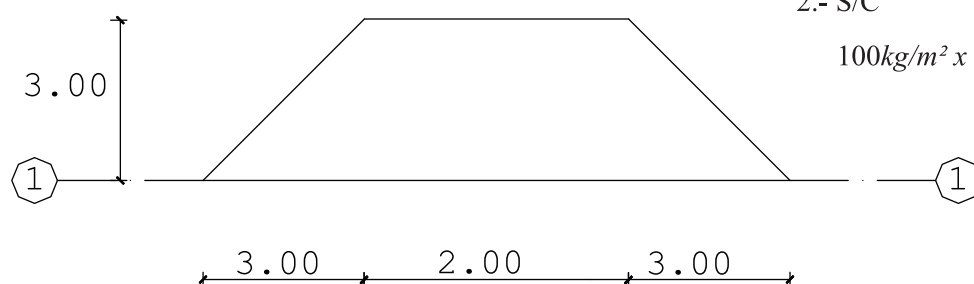
$$\text{Peso Total} = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{S/C Peso Total} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Las cargas sobre las vigas se calcula por la regla del sol.



VIGA DEL EJE 1-1



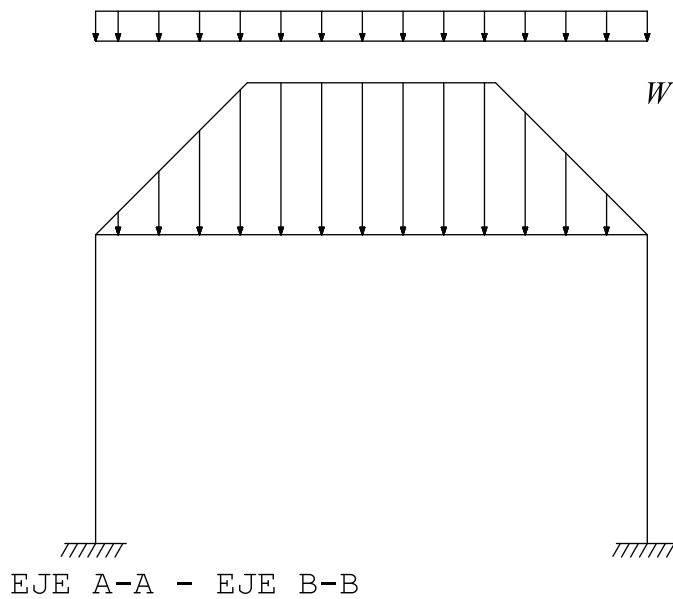
1.- Cargas permanentes de la losa.

$$720\text{kg/m}^2 \times 3,00 = 2160\text{kg / m}$$

2.- S/C

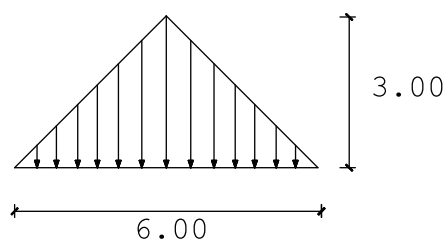
$$100\text{kg/m}^2 \times 3,00 = 300\text{kg/m}$$

Peso propio de la viga + Peso de
techo pastelero en viga



$$W = 0,30 \times 0,80 \times 2400 + 0,30 \times 100 = 606 \text{ kg/m}$$

$$W = 2160 \text{ kg/m}$$



Cargas permanentes.

$$W_{CP} = 720 \text{ kg/m}^2 \times 3,00 \text{ m} = 2160 \text{ kg/m}$$

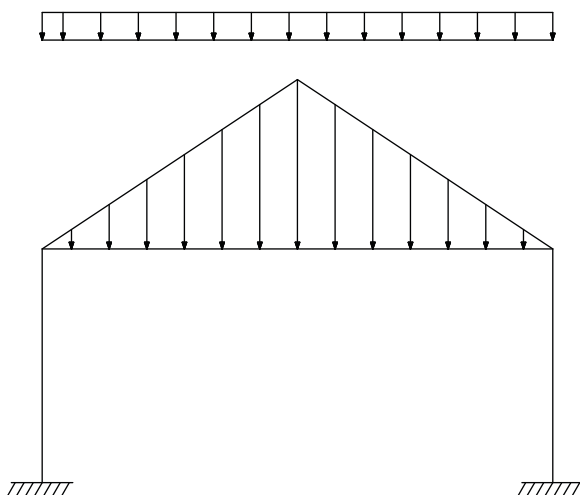
$$W_{S/C} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 3,00 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

Cargas directas en la viga



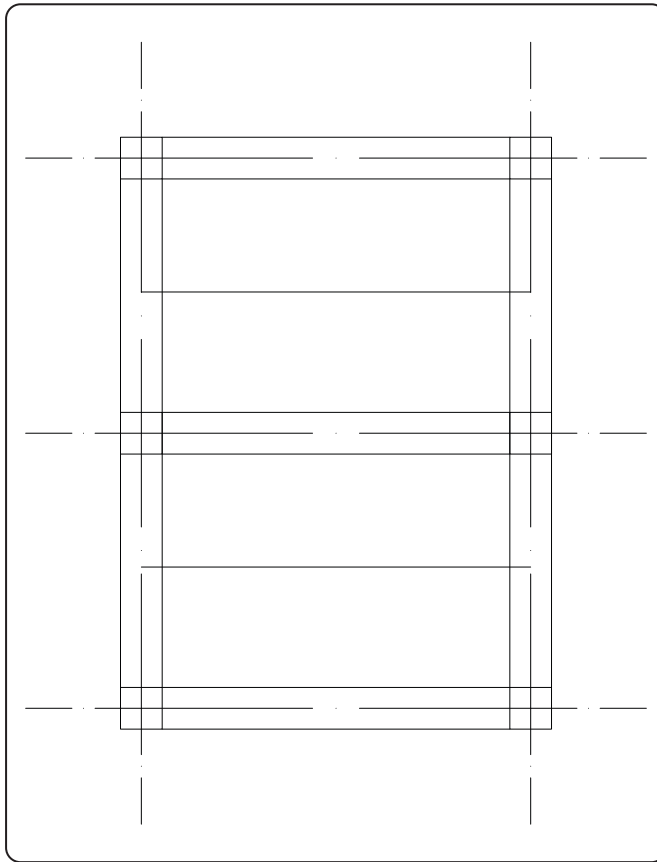
Peso propio de la viga mas ladrillo pastelero

$$0,20 \times 0,60 \times 2400 + 0,20 \times 100 = 308 \text{ kg/m}$$



METRADO DE CARGAS PARA PÓRTICOS

Carga que recibe el pórtico 1-1



- 1) Cargas debido a losa, pastelero y cielorraso.
- 2) Cargas debido a la viga principal.
- 3) Carga debido a la viga secundaria.
- 4) Cargas debido a columnas.
- 5) Cargas de muro.

NOTA

- Para las vigas secundarias se considera la mitad del ancho tributario.
- Para las columnas se considera la mitad de la columna al piso anterior y la mitad de la columna del piso posterior.

Si un solo piso se considera media columna del primer piso.

CARGAS QUE RECIBE EL PÓRTICO

1.1 Cargas permanentes

1.1.1 Losa aligerada	350kg/m ²
Acabado de ladrillo pastelero	100 kg/m ²
Cielorraso	<u>20 kg/m²</u>
	470 kg/m ²
470 kg/m ² X 2,85m = 1 339,5 kg/m	
1.1.2 Cargas directas en la viga principal.	
Peso propio de la viga principal	0,30x0,80x2400= 576 kg/m
Ladrillo pastelero en la viga	100 x 0,30 = 30 kg/m
Peso total	606,0 kg/m
1.1.3 Cargas directas de la viga secundaria.	
Peso propio de la viga	0,20x0,60x2400=288 kg/m
Ladrillo pastelero	100x0,20 = <u>20 kg/m</u>
	308 kg/m
1.1.4 Carga debido a la columna.	
Peso propio de la columna	0,30x0,30x2400=216 kg/m
1.1.5 Cargas debido al muro t = 0,15	270 kg/m ² x1,00 =270 kg/m

1.2 Sobrecarga

1.2.1 Del aligerado	100 x 2.85 = 285 kg/m
1.2.2 De viga principal	100 x 0,30 = 30 kg/m
1.2.3 Viga secundaria	100 x 0,20 = <u>20 kg/m</u>
	335 kg/m

	CP	C/S
Losa	1339,5 kg/m	285 kg/m
Viga principal	606,0 kg/m	30 kg/m
Viga secundaria	308,0 kg/m	20 kg/m
Columna	216 kg/m	
Muro	<u>270,0 kg/m</u>	
	2 739,0 kg/m	<u>335 kg/m</u>

PESO TOTAL QUE RECIBE EL PÓRTICO

Cargas permanentes (CP)

Losa aligerada	$2 \times 1339,5 \text{ kg/m} \times 7,70 \text{ m} =$	20 628,3 kg/m
Viga principal	$606,0 \text{ kg/m} \times 7,70 \text{ m} =$	4666,2 kg/m
Viga secundaria	$4 \times 308,0 \text{ kg/m} \times \frac{5,70 \text{ m}}{2} =$	3511,2 kg/m
Columna	$2 \times 216,0 \text{ kg/m} \times 3,30 \text{ m} =$	1425,6 kg/m
Muro	$270 \text{ kg/m} \times 2,40 \times 4 \times \frac{5,7 \text{ m}}{2} =$	7387,2 kg/m

Sobrecargas (S/C)

Losa	$2 \times 285 \text{ kg/m} \times 7,70 \text{ m} =$	4389,0 kg
Viga principal	$30 \text{ kg/m} \times 7,70 \text{ m} =$	231,0 kg
Viga principal	$4 \times 20 \text{ kg/m} \times \frac{5,7 \text{ m}}{2} =$	912,0 kg
	2	5 532,0 kg

**CÁLCULO DE FUERZA
POR SISMO**

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE CARGAS HORIZONTALES

Tomamos un pórtico principal o secundario y por el método del doctor Muto hallamos las rigideces laterales en cada columna.

Con el peso hallado en el metrado de cargas calculamos el cortante H mediante la fórmula:

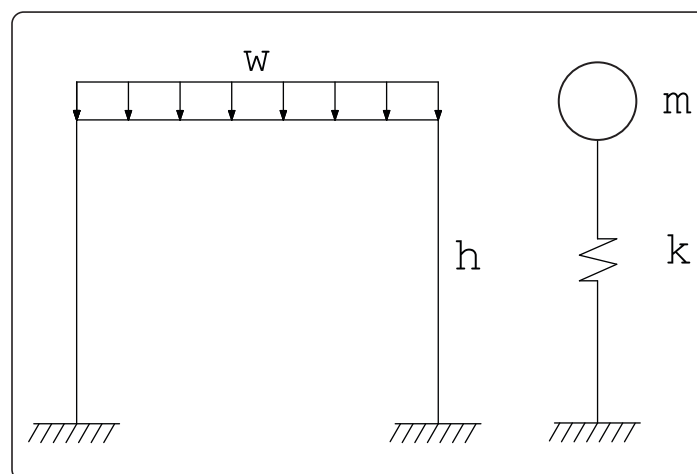
$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P$$

Este cortante lo repartimos en cada piso y hallamos el cortante por cada nivel.

Procedemos posteriormente a calcular el centro de masas y rigideces para hallar la excentricidad. Calculemos el momento torsor, así como corrección por torsión de modo que hallamos los cortantes en cada elemento. Del mismo modo hallamos los diagramas de momento para carga horizontal.

FUNDAMENTOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

Si tenemos el pórtico mostrado en la figura:



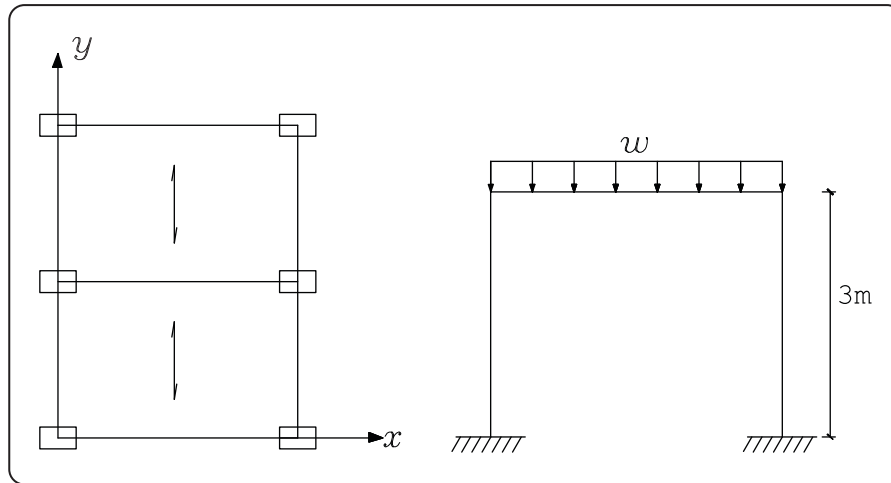
Vemos que éste se idealiza mediante un sistema masa-resorte, donde K es la rigidez de columna que viene dada por.

$$12 \frac{EI}{h^3}$$

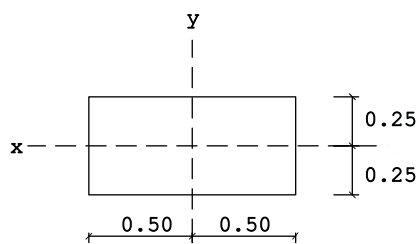
La rigidez de columna está en función del módulo de elasticidad, altura de columna y momento de inercia de la sección.

Siempre se buscará colocar las columnas de forma que su rigidez sea la mayor posible.

Así por ejemplo para la estructura aporticada.



Si las columnas son de $50 \times 100 \text{ cm}^2$ y la altura es de 3 m y el $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$, las columnas serán colocadas como se muestran en la figura, debido a que el momento de inercia de la columna respecto al eje y-y es mayor que respecto al eje x-x.



$$I_{xx} = \frac{100 \times 50^3}{12} = 1041666,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = \frac{50 \times 100^3}{12} = 4166666,70 \text{ cm}^4$$

Para hallar la rigidez de columna trabajamos con el mayor momento de inercia para tener una mayor rigidez si $f'_c = 210 \text{ kg/m}^2$ entonces el módulo de elasticidad del concreto será:

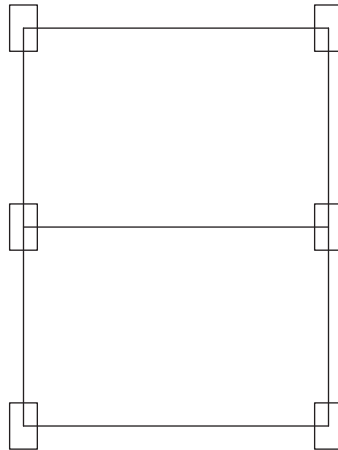
$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \sqrt{210} = 217370,65 \text{ kg/cm}^2$$

En la práctica se trabaja con un módulo de 210 T/cm^2 para el concreto armado, de modo que la rigidez K es igual a:

$$K = 12 \frac{EI}{h^3} = \frac{12 \times 210 \times 4166666,70}{(300)^3}$$

$$K = 388,90 \text{ T/cm}$$

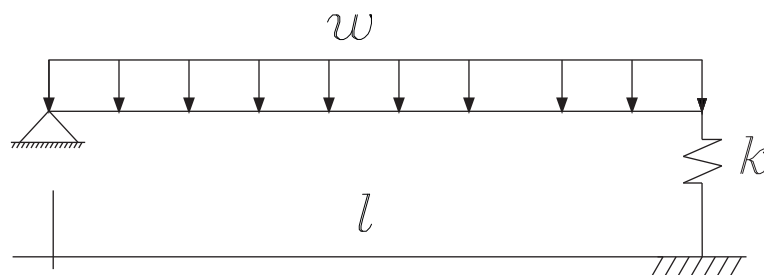
Por lo antes expuesto las columnas serán colocadas en la posición mostrada y no de la forma que se muestra en la figura adjunta



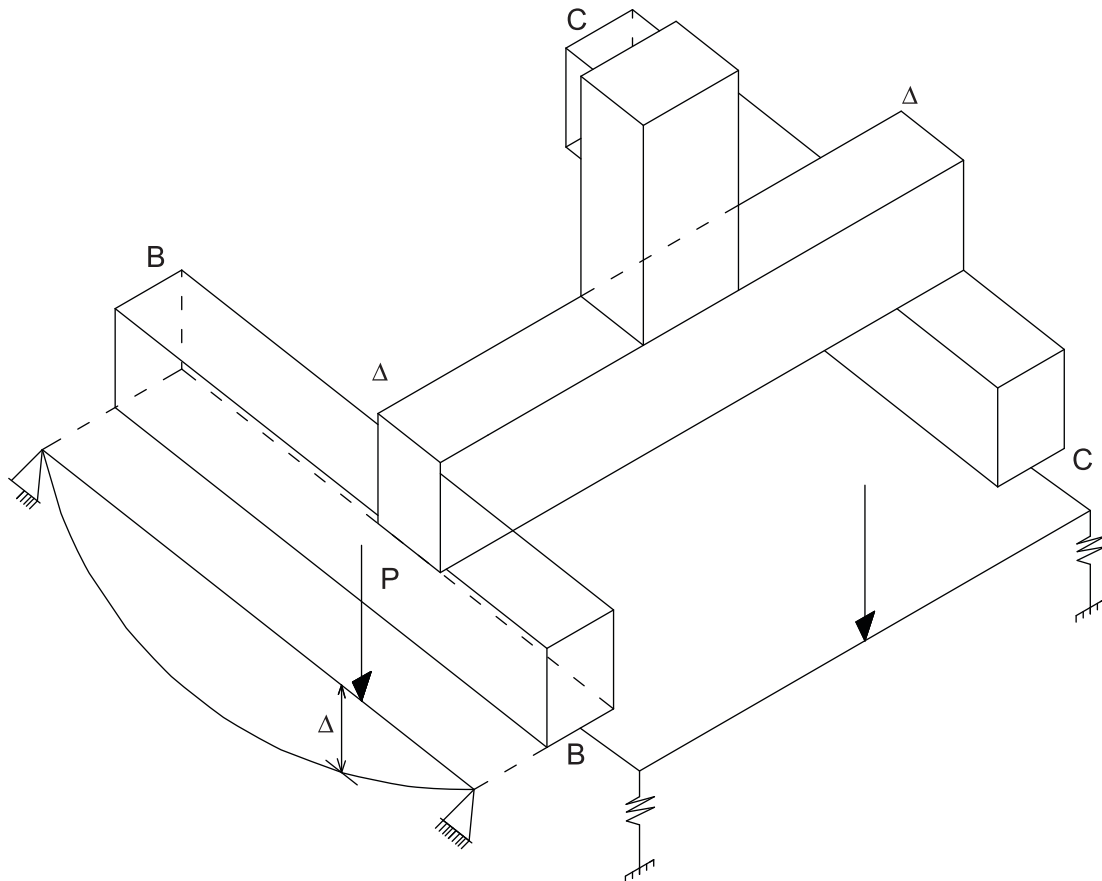
Para mayor profundización recomendamos estudiar los fundamentos de dinámica estructural.

IDEALIZACIONES

Es muy frecuente encontrarse con idealizaciones como esta.



Donde un apoyo es articulado y el otro es un resorte. El resorte aparece cuando una viga se apoya sobre otra. La viga al apoyarse hará que la otra se deforme y si interviene algún a carga externa, ésta vibra y al vibrar vemos que el apoyo de la viga se puede idealizar como resorte como se puede ver en la figura siguiente.



La viga A-A se apoya sobre las vigas B-B y C-C. La reacción de la viga A-A actúa en forma concentrada sobre las vigas B-B y C-C. Debido a esta reacción las vigas se deforman Δ ; si tenemos en cuenta que la rigidez de la viga es $k = \frac{P}{\Delta}$ debido a que, $P = k\Delta$, Entonces tendremos que la rigidez de la viga, al idealizarse el apoyo de A, se comportará como resorte.

CALCULO DE RIGIDECES DE COLUMNAS

Este método tiene la ventaja de considera a cada elemento vertical con sus características propias y su influencia sobre el comportamiento de la estructura en conjunto.

El método permite analizar:

- 1) Placas, columnas y elementos intermedios.
- 2) Realizar la corrección por torsión debido a la excentricidad entre el centro de masas y de rigideces.
- 3) Hacer correcciones plásticas en los lugares donde se producirán concentraciones de esfuerzos.
- 4) Hacer correcciones por giro de la cimentación, de acuerdo a las características del terreno y a los elementos de amarre.

MÉTODO DE MUTO APLICADO A ESTRUCTURAS APORTICADAS

El método asigna a cada columna un valor característico “D” que viene hacer la relación entre el corte que toma la columna y la deformación que la produce.

Este valor depende a su vez de otros llamado $\bar{K}$ que es la relación entre la suma de la rigideces de las vigas que llegan a los extremos de la columna y la rigidez de la columna.

El corte que forma cada columna “j” del entrepiso, está dado por:

$$V_j = V_{Hj} + V_T$$

V_j : Corte que toma la columna J.

V_{Hj} : Corte debido a la cortante de entrepiso Q.

V_T : Corte debido a la torsión.

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS

Los pasos a seguir son:

- 1) Cálculo de los valores de D.
- 2) Distribución de la cortante de entrepiso Q entre las columnas proporcionalmente a sus valores D:

$$V_{Hj} = \frac{D_j}{\sum D_j} Q$$

D_j : Constante relativa de la columna J.

$\sum D_j$: Suma de las constantes D_j del entre piso considerado.

- 3) Determinación de los puntos de inflexión de las columnas y cálculo de los momentos flectores.
- 4) Cálculo de las solicitaciones en vigas y fuerzas axiales en columnas.
- 5) Corrección por torsión.

VALORES D EN LAS COLUMNAS

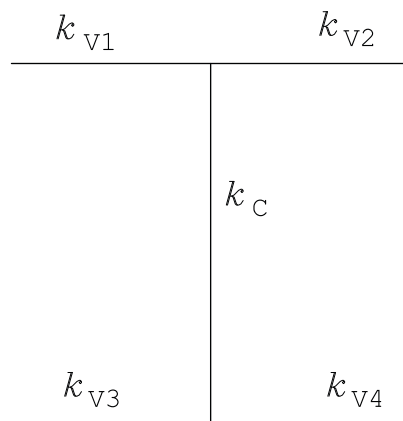
a) Para columna de altura uniforme

$$D = aK_C$$

a : Constante que depende de $\bar{K}$

K_C : Rigidez de la columna considerada

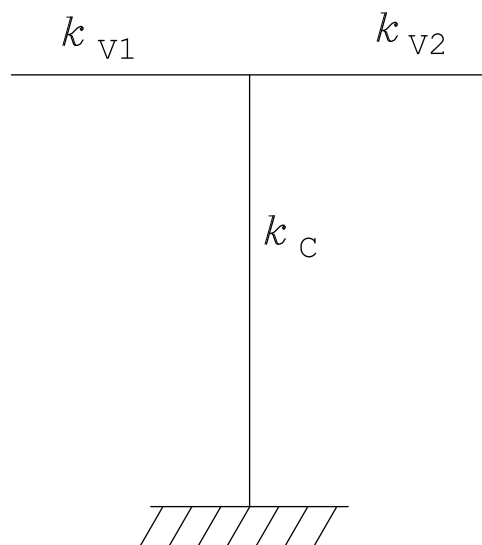
$$K = \frac{I}{l}$$

Caso N° 1

$$\bar{K} = \frac{K_{v1} + K_{v2} + K_{v3} + K_{v4}}{2K_C}$$

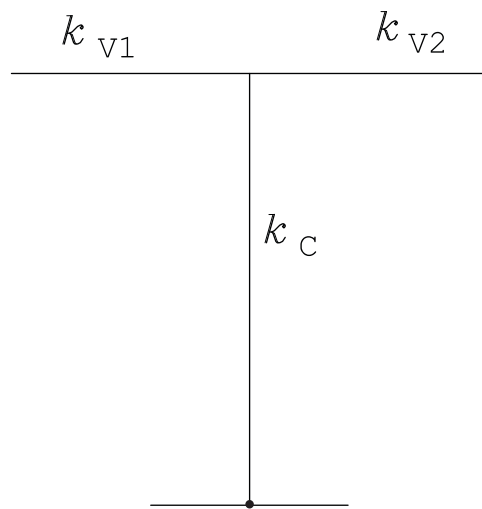
$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

Si $K_{v3} + K_{v4}$ es mucho mayor que $K_{v1} + K_{v2}$, o a la inversa; el valor de “a” no debe ser mayor que el que resultaría de aplicar la formula correspondiente al caso siguiente:

Caso N° 2: Extremo empotrado (primer piso)

$$\bar{K} = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_C}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

Caso N° 3: Extremo articulado

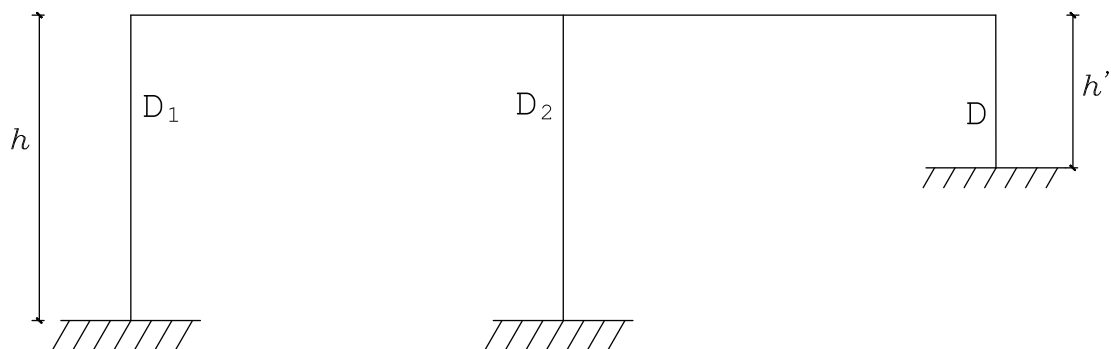
$$\bar{K} = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_c}$$

$$a = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

b) Caso en que las columnas son de altura no uniforme.

Caso N° 4:

Una columna de altura h que difiere de la altura estándar h' .

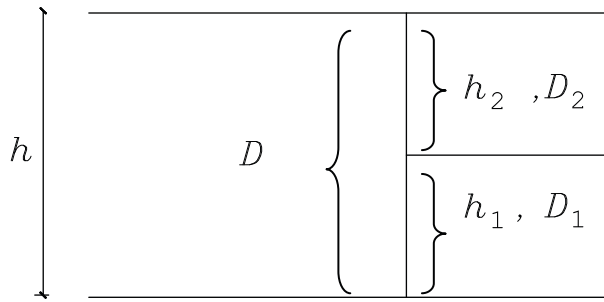


$$D = a' K_c$$

$$a' = a \left(\frac{h}{h'} \right)^2$$

Caso N° 5:

Una columna compuesta de dos tramos cortos de altura h_1 y h_2 las cuales sumadas dan la altura estándar h .



$$D = \frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2$$

Si : $h_1 = h_2$

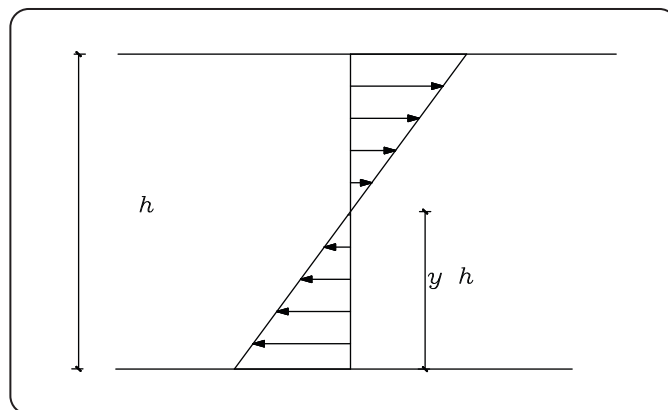
$$D = \frac{4}{\frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2}}$$

Si : $D_1 = D_2$

$$D = D_1 + D_2$$

CALCULO DEL PUNTO DE INFLEXION EN COLUMNAS

Cuando las columnas del primer piso están perfectamente empotradas.



La posición del punto de inflexión está definido por el valor de y .

El valor de y se calcula mediante la siguiente formula:

$$Y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

Donde:

y_0 Relación de altura del punto de inflexión que se determina de acuerdo a las condiciones de las relaciones de rigideces ($\bar{K}$) de las vigas superiores e inferiores; del número de pisos de la edificación y de la posición de la columna.

y_1 : Corrección por cambio de relación de rigideces de las vigas superiores e inferiores se determina por la relación de rigideces según la fórmula.

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

y_2 : Es la corrección por cambio de altura del piso superior.

y_3 : Corrección por cambio de altura del piso inferior.

CENTRO DE MASA, CENTRO DE RIGIDECES Y MOMENTO POLAR DE INERCIA

• CENTRO DE MASA

Es el centroide de todas las cargas permanentes más el porcentaje correspondiente de la carga viva por encima del plano considerado.

El centro de masa lo hallamos aplicando:

$$\bar{X}_{CM} = \frac{\sum P_x}{\sum P} \qquad \bar{Y}_{CM} = \frac{\sum P_y}{\sum P}$$

En edificios regulares se considera que el centro de masas coincide con el centro geométrico.

En el caso de plantas rectangulares el centro geométrico estará en la intersección de los diagonales.

Cuando los edificios son irregulares se tendrá que calcular el centro e masa desde la azotea hasta el segundo piso.

• CENTRO DE RIGIDEZ

Es el centroide de las rigideces de los elementos verticales resistentes.

Es el punto en torno del cual se produce la rotación por torsión del edificio.

En el método de muto las rigideces están dadas por el coeficiente D que llevará el subíndice correspondiente a la dirección en que se está realizando el análisis. Las formulas que determinan el centro de rigidez son:

$$\bar{X} = \frac{\sum(xD_y)}{\sum D_y} \qquad \bar{Y} = \frac{\sum(yD_x)}{\sum D_x}$$

• MOMENTO POLAR DE INERCIA

Es la resistencia que la estructura ofrece como un todo a la rotación.

Es igual a la suma de los momentos de inercia en las direcciones perpendiculares.

Para la corrección por torsión se considera el momento polar con respecto a los ejes que pasan por el centro de torsión.

$M_p = J_x + J_y$: Momento de inercia extremo de (D) con respecto a la periferia del centro de rigidez.

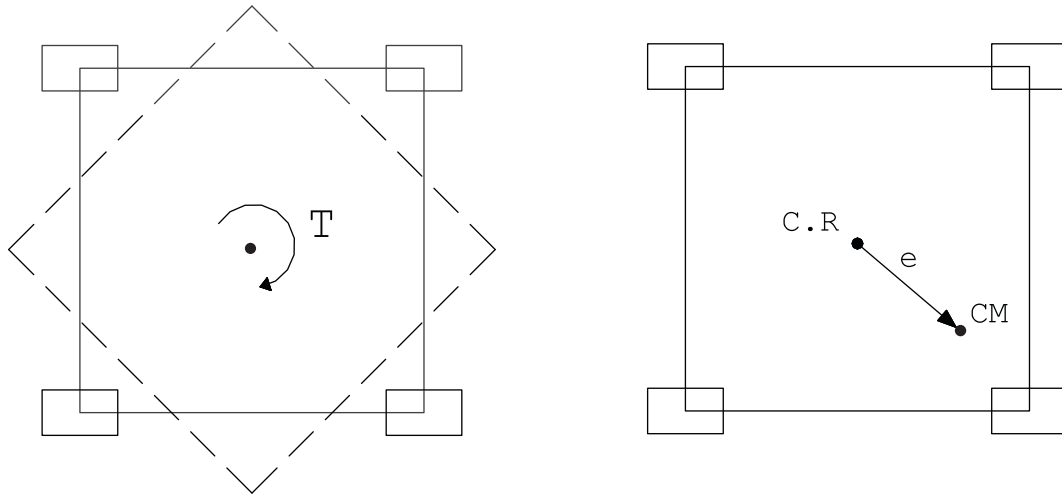
$$J_x = \sum(Y^2 D_x) - \bar{Y}^2 \sum D_x$$

$$J_y = \sum(X^2 D_y) - \bar{X}^2 \sum D_y$$

TORSIÓN Y EXCENRICIDAD

Cuando tenemos la acción de fuerzas horizontales éstas no sólo generan desplazamientos en esa dirección sino que las estructuras también sufren efectos de torsión como se muestra en la siguiente figura.

La torsión aparece cuando el centro de masa y el de rigideces no coinciden generándose de esta manera una excentricidad que es necesario evitar en todo cálculo que se realice.



CORTE TORSIONAL

Si D_x es el coeficiente de distribución de una columna, el corte debido a la torsión será:

$$V_T = \frac{M_T}{M_p} D_x Y$$

Donde:

M_T : Momento Torsor

M_p : Momento Polar

Y : Distancia del elemento considerado al eje X.

Tanto el momento polar como la distancia Y están referidos a un sistema cartesiano cuyo origen coincide con el centro de rigidez.

En la dirección Y el corte torsional será:

$$V_T = \frac{M_T}{M_p} D_Y X$$

De acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente, esta corrección por efecto de torsión se tiene en cuenta sólo en aquellos elementos en que tienen igual signo que el corte debido a la cortante de entrepiso.

En los demás elementos no se tiene en cuenta.

ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES

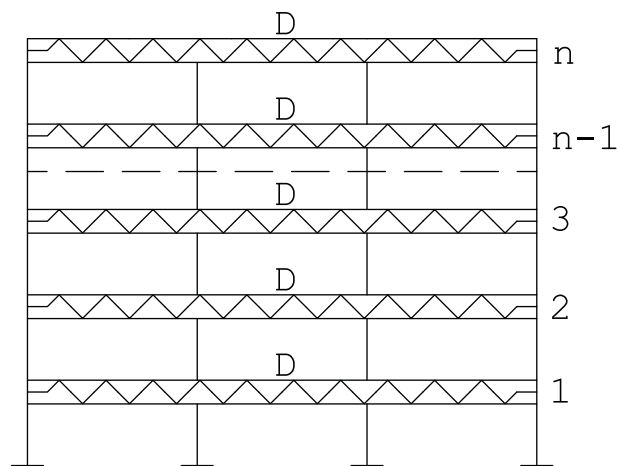
Una vez hallados los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a la fuerza horizontal se procede a hallar los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a las cargas verticales que soportan los pórticos.

Para el análisis de cargas verticales se tendrá en cuenta lo siguiente.

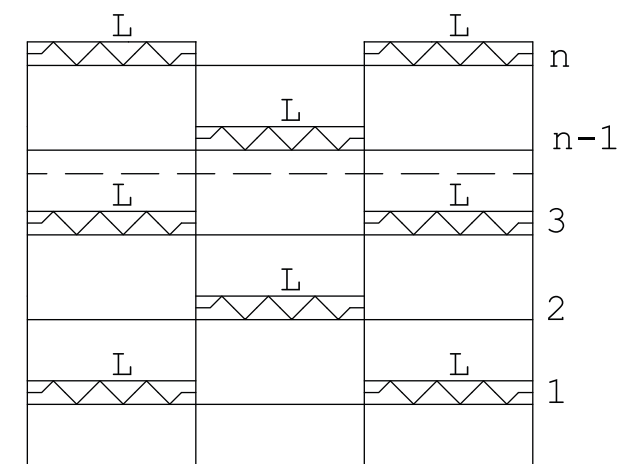
Los pórticos se cargan primero.

- a) Sólo con la carga muerta debido al peso de la losa y el peso propio de la viga.

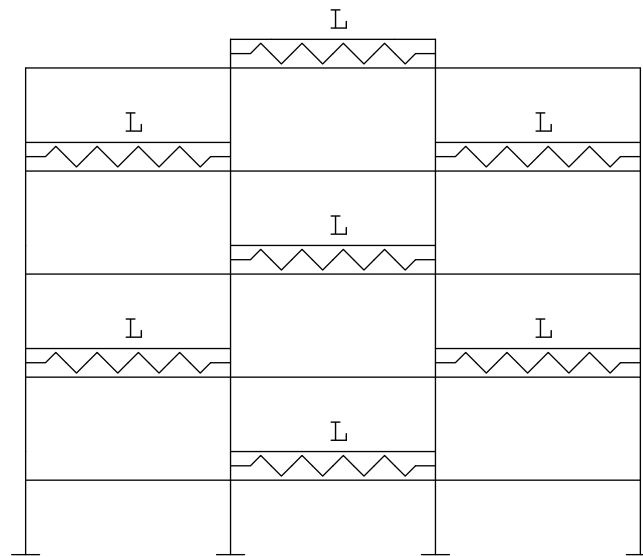
Si el pórtico es de n pisos la carga muerta se carga:



- b) Con la carga viva o sobre carga, la aplicación se hará teniendo en cuenta diferentes modos de aplicar la carga; del modo siguiente.



ESTADO 1



ESTADO 2

TRAZO DE ENVOLVENTES

Una vez trazados los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a las cargas horizontales y verticales, que en éste ultimo caso son tres, uno debido a carga muerta y 2 debido a carga viva con diferente ubicación de las cargas.

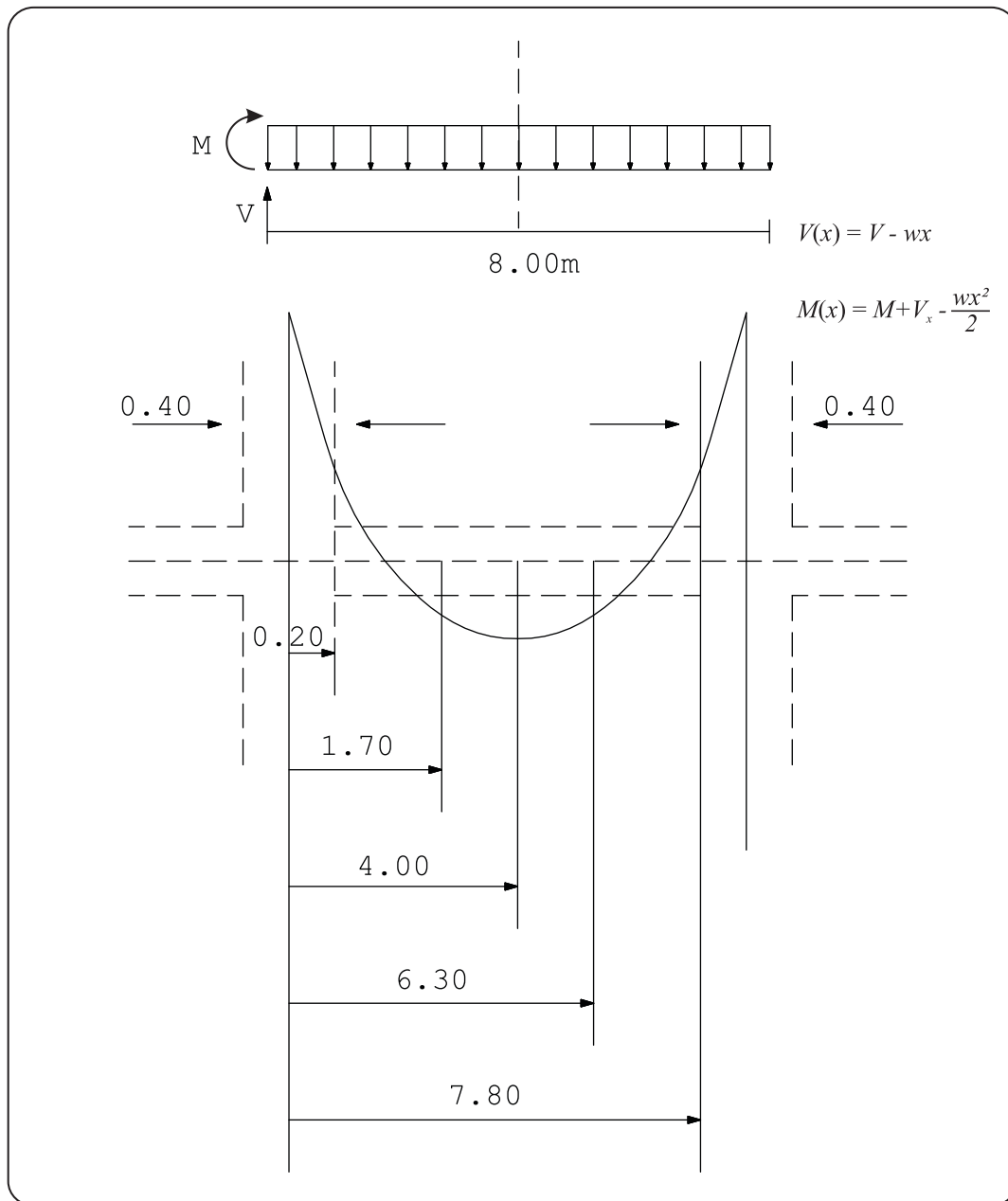
Se combinan todos estos valores y se halla el valor más crítico con el que se diseña.

La viga a considerar se divide en 5 partes y el procedimiento a seguir es el trazo de diagrama de envolventes.

Para mayor análisis revisar en esta obra la parte de metodología para la elaboración de los diagramas de envolventes de momentos y cortantes.

METODOLOGÍA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES

Para un determinado momento y un cierto estado de cargas se tiene:



Para cada efecto es decir cada momento flector o fuerza cortante se evalúa cinco secciones.

- a) Dos extremos en las caras de las columnas.
- b) Una central
- c) Una sección a 1.5m de cada cara de columna.

Estos cinco valores se determinan para cada estado de carga que son:

- a) Carga muerta D
- b) Primera carga viva L_1
- c) Segunda carga viva L_2
- d) Sismo S

Para encontrar los valores de diseño por el método de la rotura se aplican las once combinaciones dadas por el ACI para la carga ultima escogiendo la más desfavorable; máxima positiva y máxima negativa.

Estas combinaciones son:

$$\begin{aligned}
 u_1 &= 1.4 D + 1.7 L_1 & u_7 &= 0.75 (u_2 - 1.87 S) \\
 u_2 &= 1.4 D + 1.7 L_2 & u_8 &= 0.75 (u_3 + 1.87 S) \\
 u_3 &= 1.4 D + 1.7 (L_1 + L_2) & u_9 &= 0.75 (u_3 - 1.87 S) \\
 u_4 &= 0.75 (u_1 + 1.87 S) & u_{10} &= 0.9 D + 1.43 S \\
 u_5 &= 0.75 (u_1 - 1.87 S) & u_{11} &= 0.9 D - 1.43 S \\
 u_6 &= 0.75 (u_2 + 1.87 S) & &
 \end{aligned}$$

De todas las combinaciones se escoge:

$$\begin{matrix} (+) & & (-) \\ u_{max} & \text{y} & u_{max} \end{matrix}$$

Para analizar una columna se debe calcular la compresión y la flexión en las caras superior e inferior de la columna. Para el momento flector, el proceso es similar al de las vigas pero solo se analizan dos secciones.

Para la fuerza de compresión se deben acumular los cortantes últimos transmitidos por las vigas en las conexiones. Ambos lados para columna central y un lado para columna exterior.

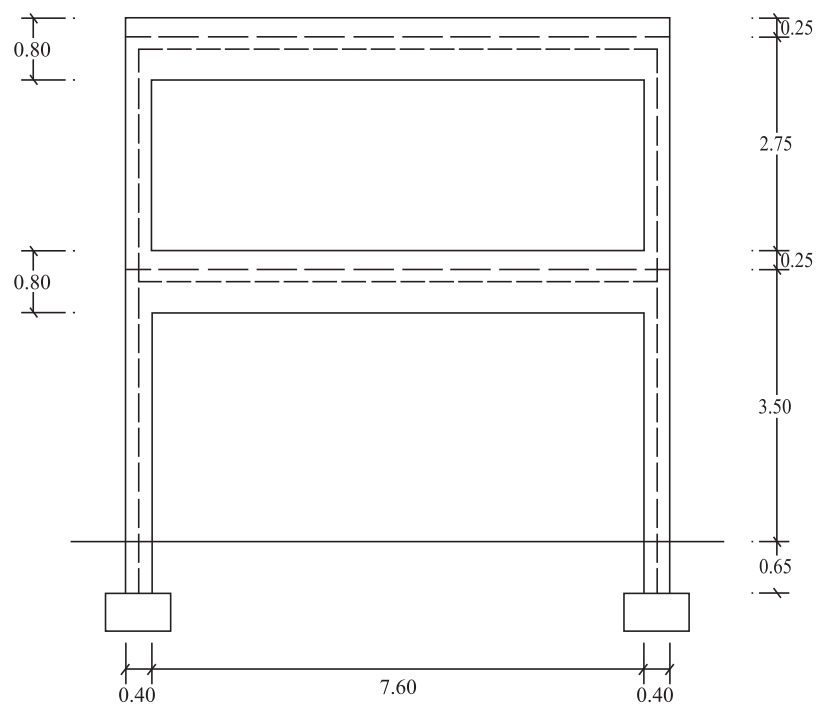
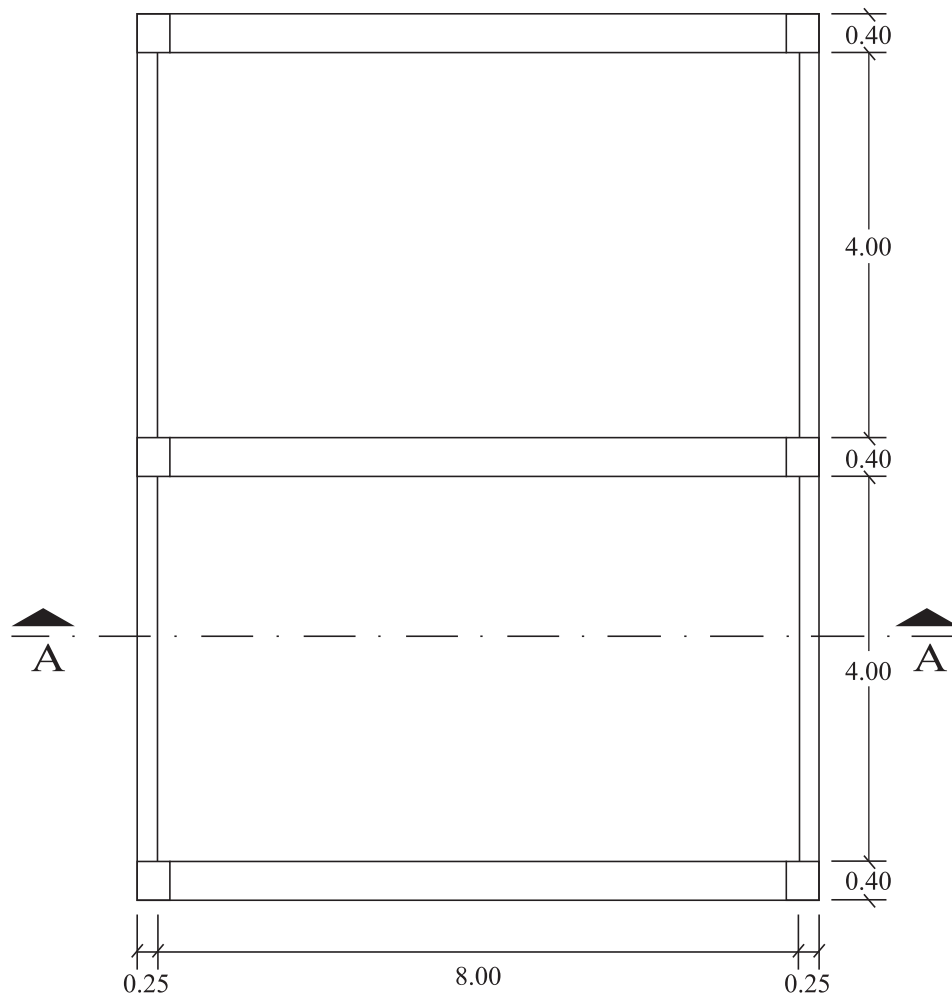
Además se debe considerar las vigas secundarias y columnas superiores para columnas centrales, además muro de fachada para columna exterior.

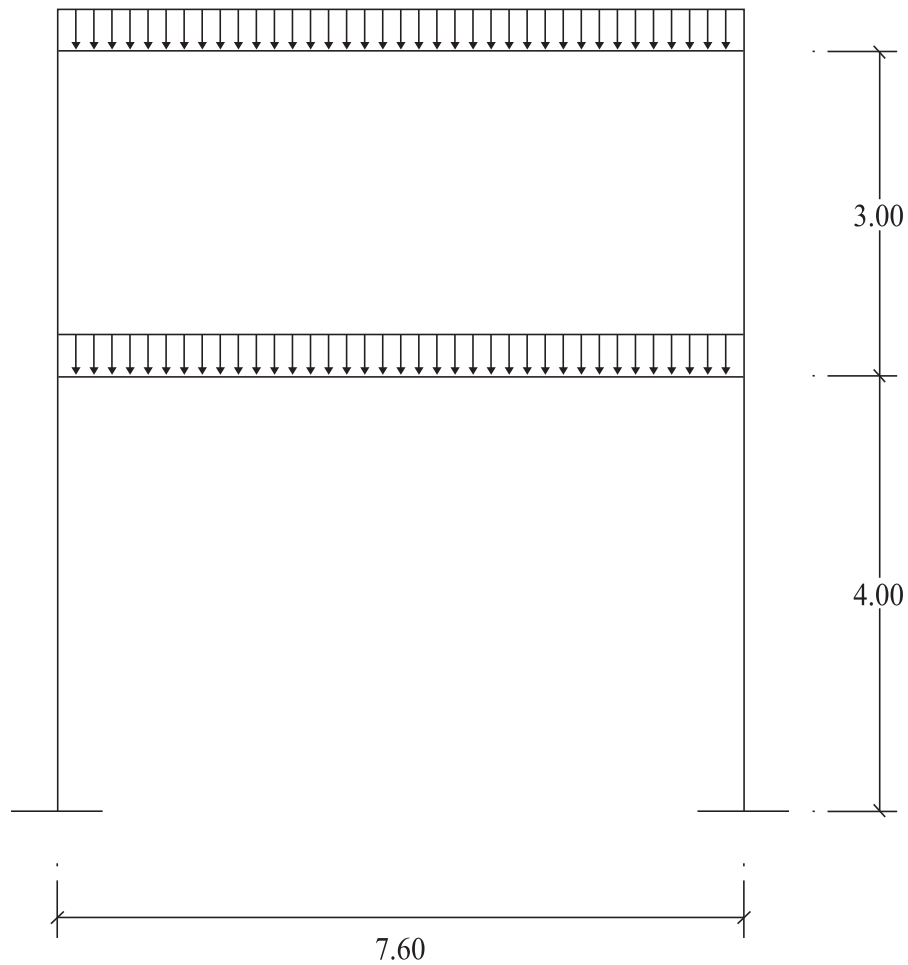
Se trabaja de esta manera porque en el estudio de cargas verticales dichos pesos no producen flexión y pueden considerarse por separado produciendo únicamente flexión en las columnas.



EJEMPLOS ILUSTRATIVOS PARA CALCULAR LA FUERZA HORIZONTAL Y RIGIDEZ EQUIVALENTE

Para la estructura mostrada hallar la fuerza horizontal H y la distribución en cada piso.



EL MODELO MATEMÁTICO VIENE DADO POR:**PRIMER PISO**

Peso de:

1. Losa aligerada	$350.00 \times 2(8.00 \times 4.00)$	= 22400.00kg
2. Viga principal	$3 \times 0.40 \times 0.80 \times 7.60 \times 2400$	= 17510.40kg
3. Viga secundaria	$4 \times 0.25 \times 0.50 \times 4.00 \times 2400$	= 4800.00kg
4. Columna	$6 \times (2.00 + 1.50) \times 0.40 \times 0.40 \times 2400$	= 8064.00kg
5. Sobrecarga	$0.25 \times 8.50 \times 9.20 \times 500$	= 9775.00kg
6. Acabado	$8.50 \times 9.20 \times 100$	= 7820.00kg
		= 70369.40kg

SEGUNDO PISO

Peso de:

1. Losa aligerada	350.00 x 2 (8.00 x 4.00)	= 22400.00kg
2. Viga principal	3 x 0.40 x 0.80 x 7.60 x 2400	= 17510.40kg
3. Viga secundaria	4 x 0.25 x 0.50 x 4.00 x 2400	= 4800.00kg
4. Columna	6 x (1.50) x 0.40 x 0.40 x 2400	= 3456.00kg
5. Sobrecarga	0.25 x 8.50 x 9.20 x 500	= 9775.00kg
6. Acabado	8.50 x 9.20 x 100	= 7820.00kg
		<u>= 65761.40kg</u>

$$\Rightarrow P = 136130.80 \text{ Kg}$$

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

H: fuerza cortante en la base

$$F_i = fH \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

F_i: fuerza lateral en cada nivel

$$f = 1.00$$

$$Z = 1.00 \text{ Zona sísmica 1}$$

$$U = 1.00 \text{ Edificación tipo C (común)}$$

$$S = 1.20 \text{ Suelo intermedio}$$

$$C = 0.40 \text{ Coeficiente sísmico}$$

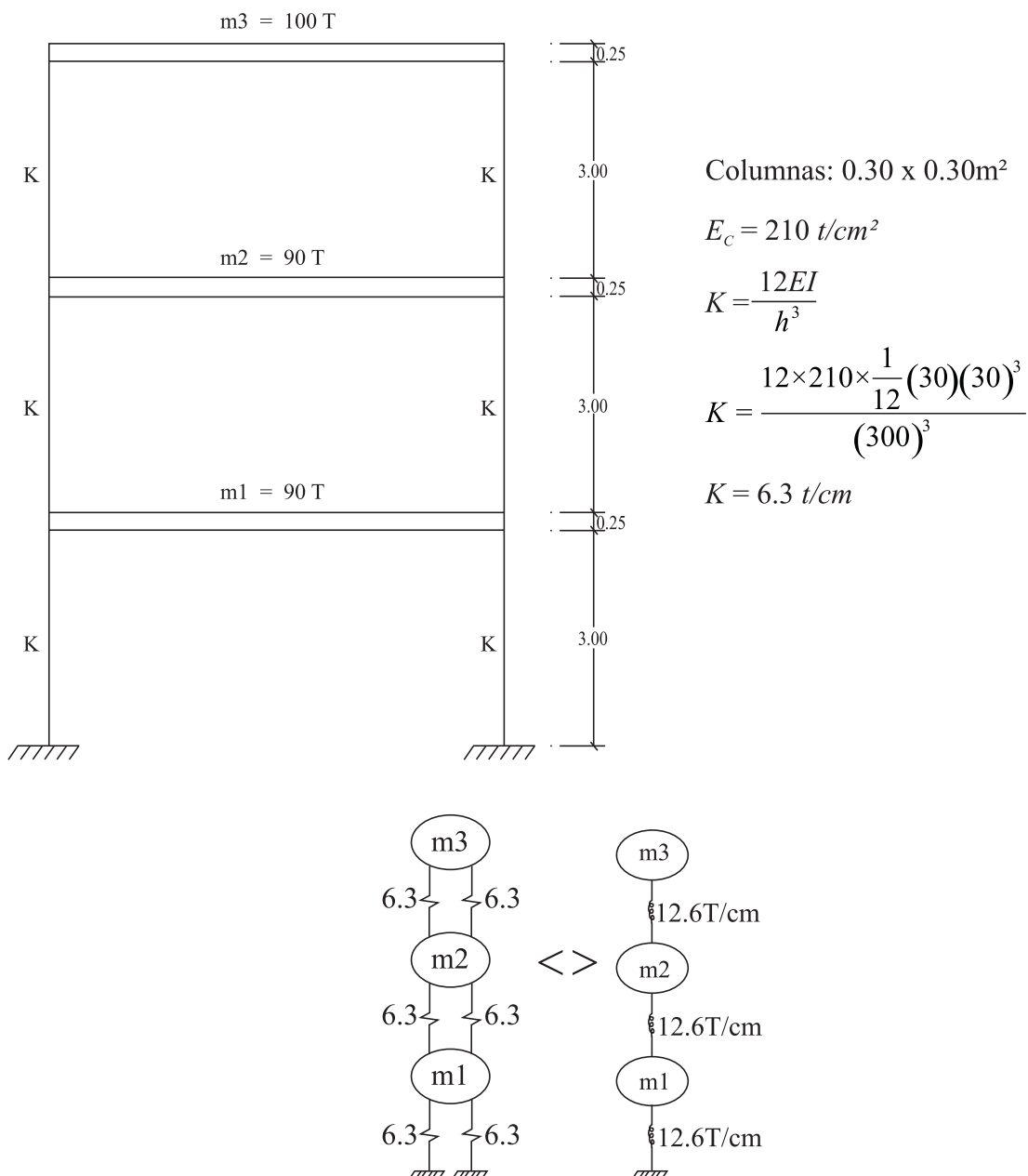
$$R_d = 4.00 \text{ Factor de ductibilidad}$$

$$H = \frac{ZUCS}{R_d} P = \frac{(1.00)(1.00)(1.2)(0.40)(136130.8)}{4.00}$$

$$H = 16335.70 \text{ Kg} = 16.34 \text{ Tn}$$

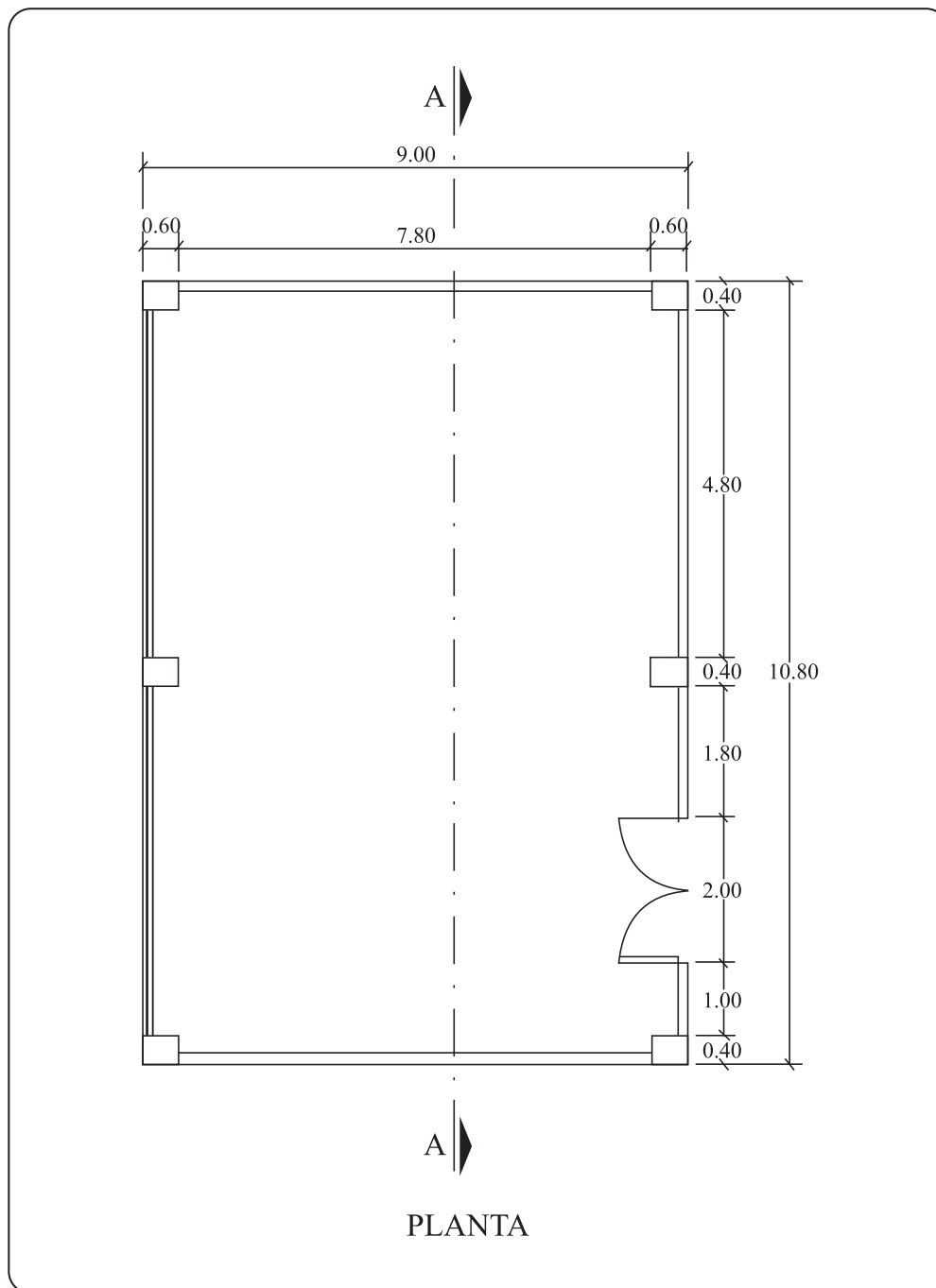
FUERZAS LATERALES EN CADA PISO

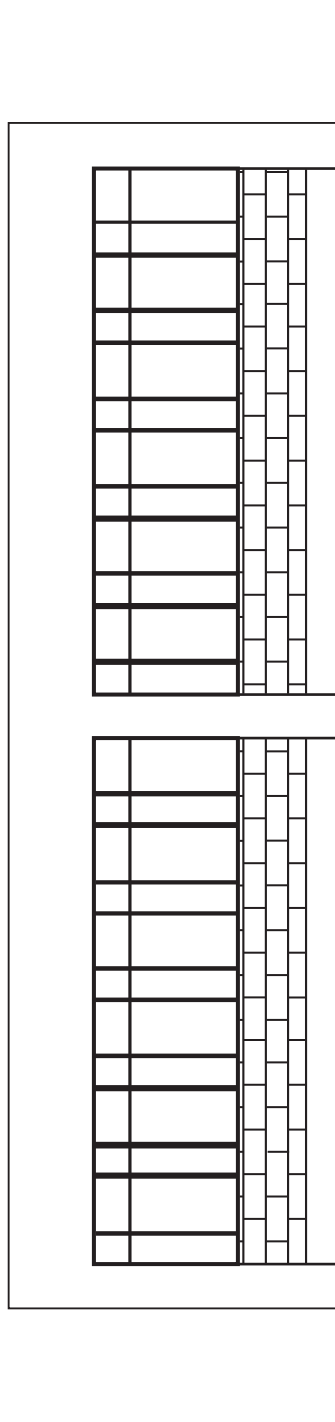
NIVEL	P_i (kg)	H_i (m)	$P_i H_i$	F_i (kg)
2	65130.80	7.00	455915.6	10100.05
1	70369.2	4.00	281476.8	6235.65
			737392.4	

PARA EL PORTICO MOSTRADO HALLAR LA RIGIDEZ EQUIVALENTE

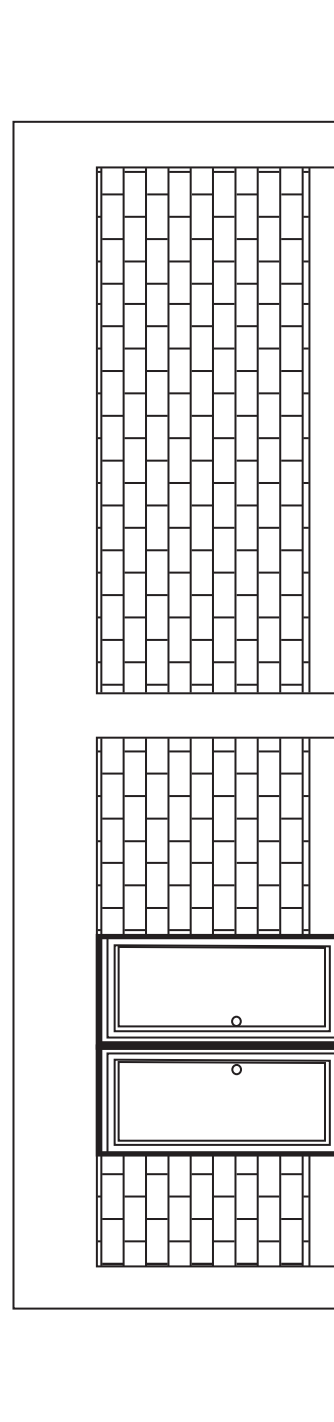


TIPOS DE PLANOS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS

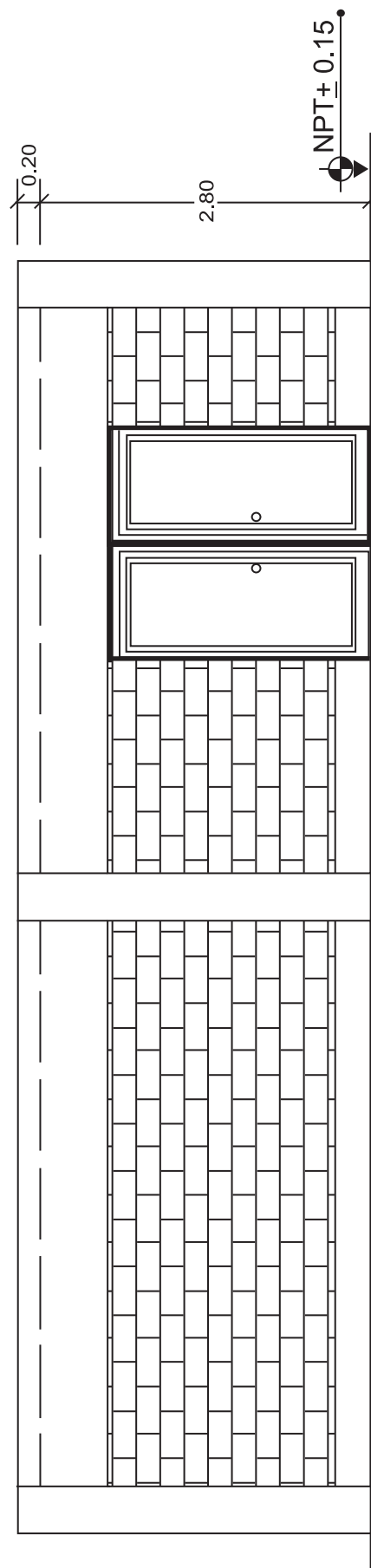




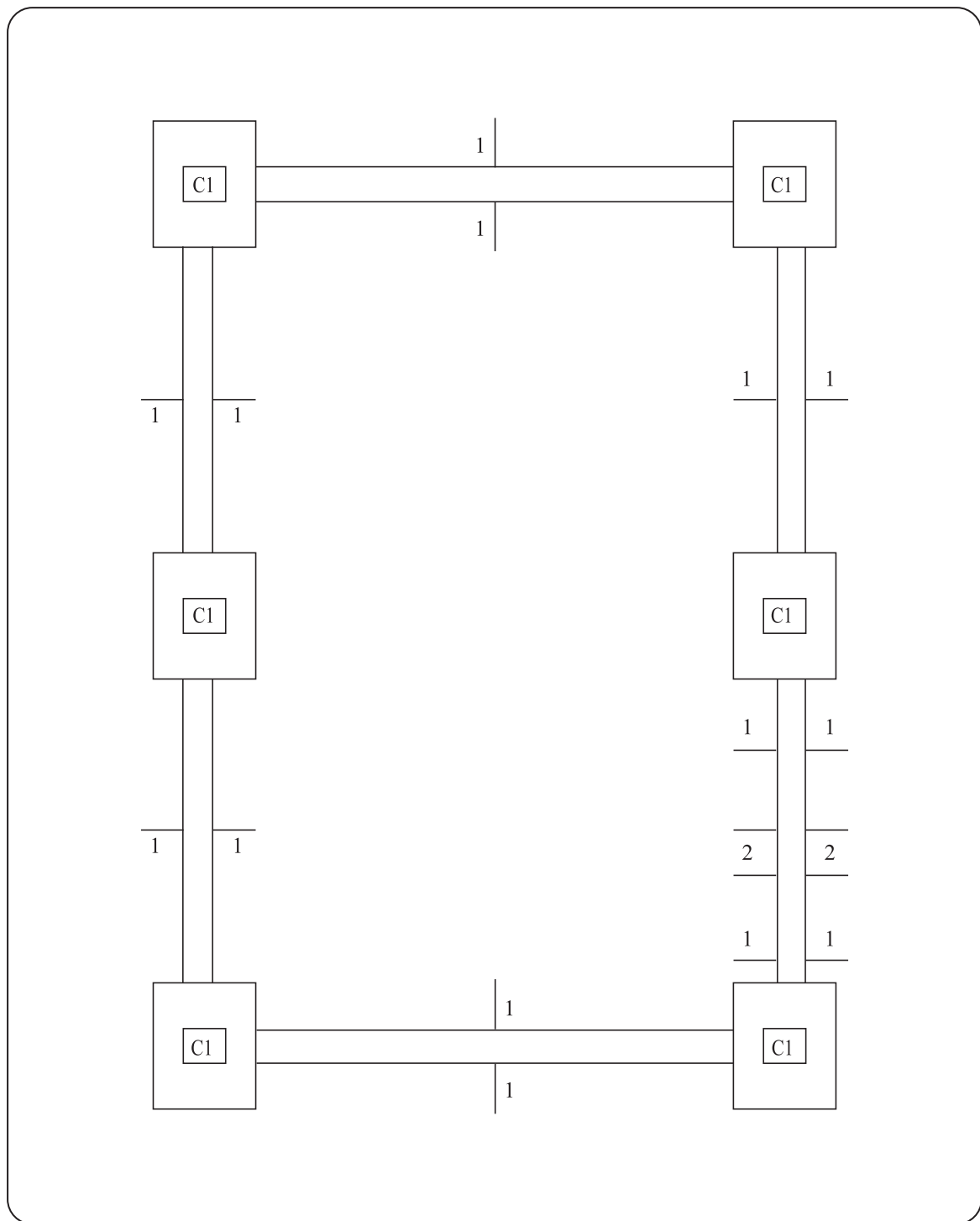
ELEVADOR POSTERIOR

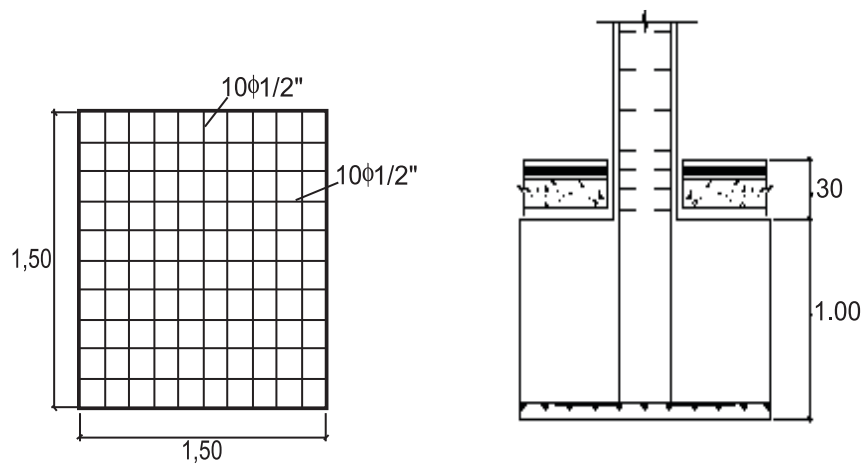


ELEVACIÓN PRINCIPAL

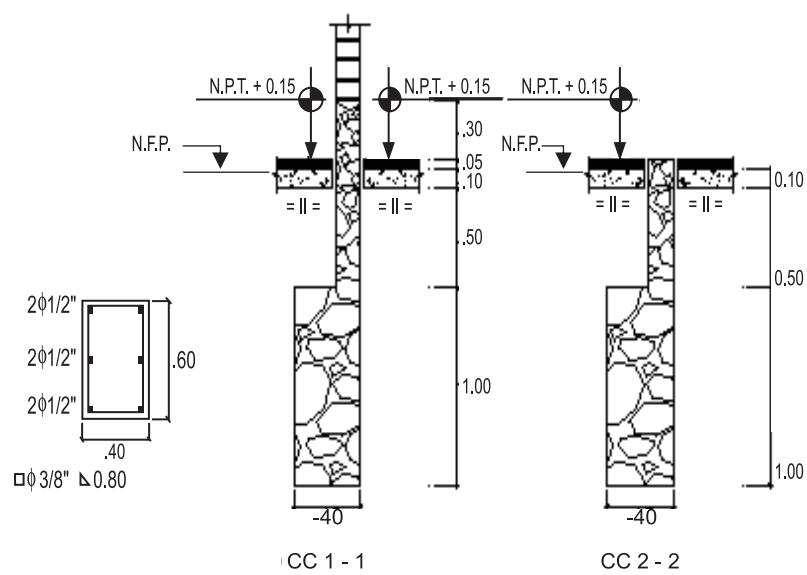


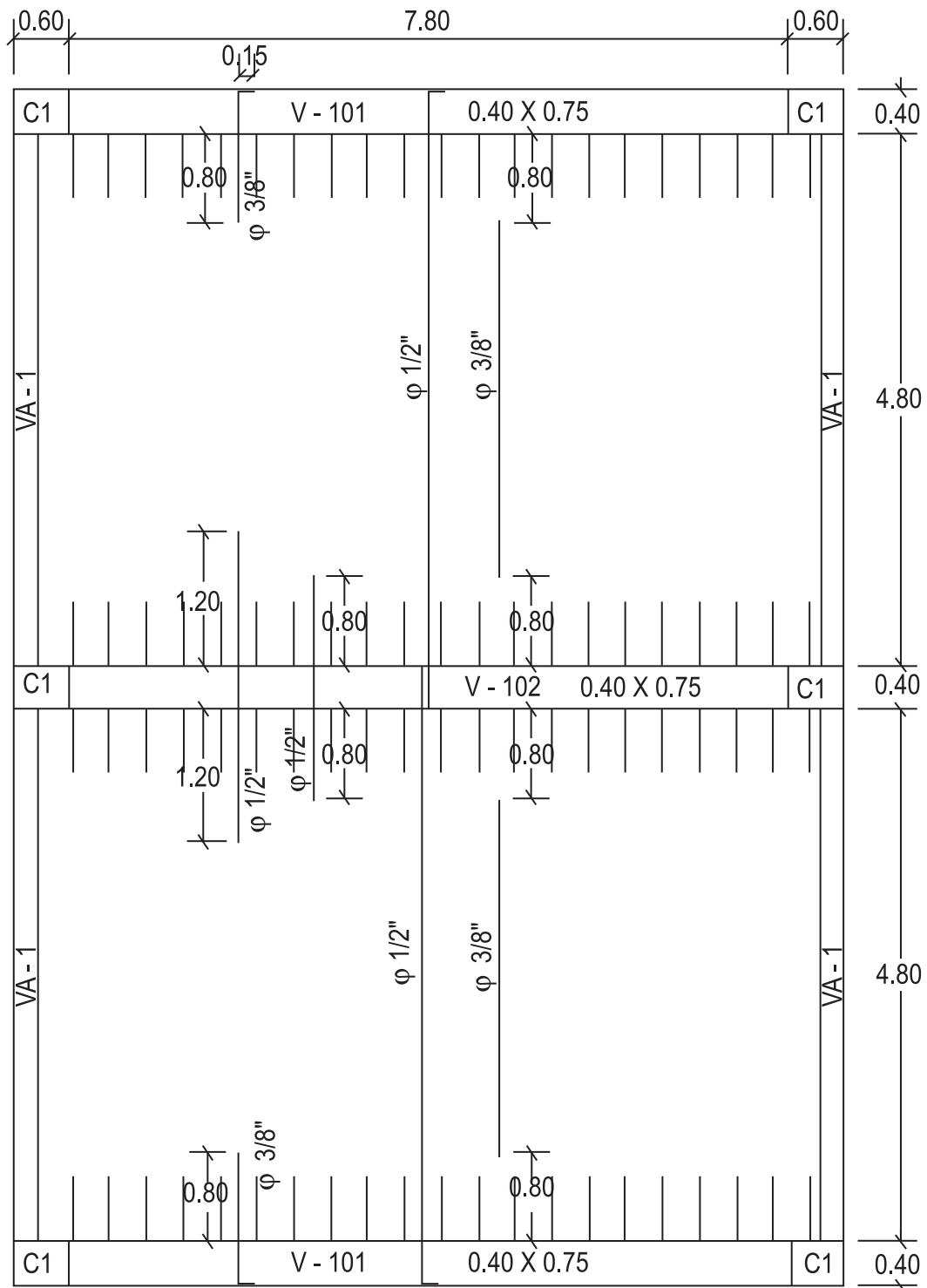
CORTE A - A

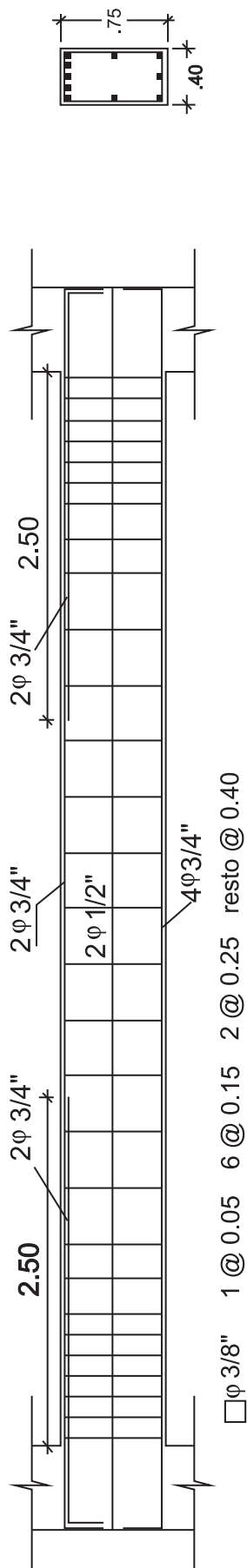




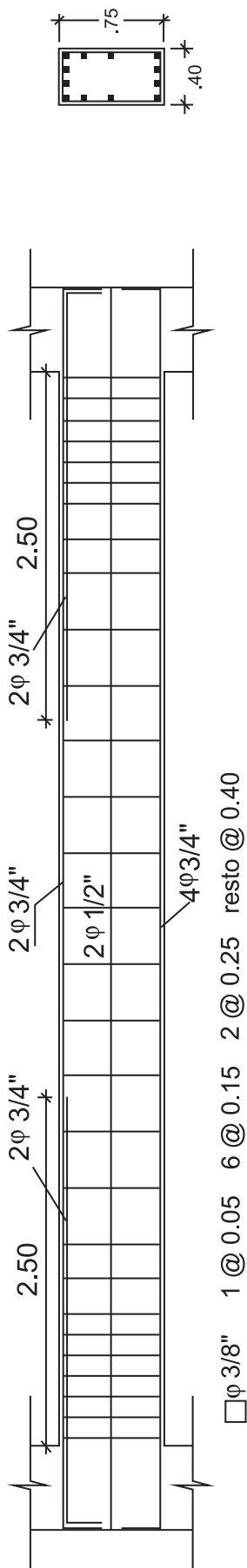
ZAPATA



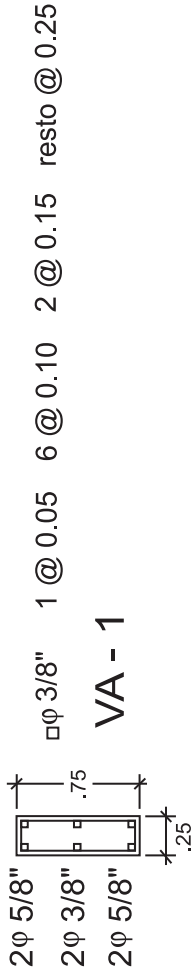




VIGA V - 101 0.40 X 0.75

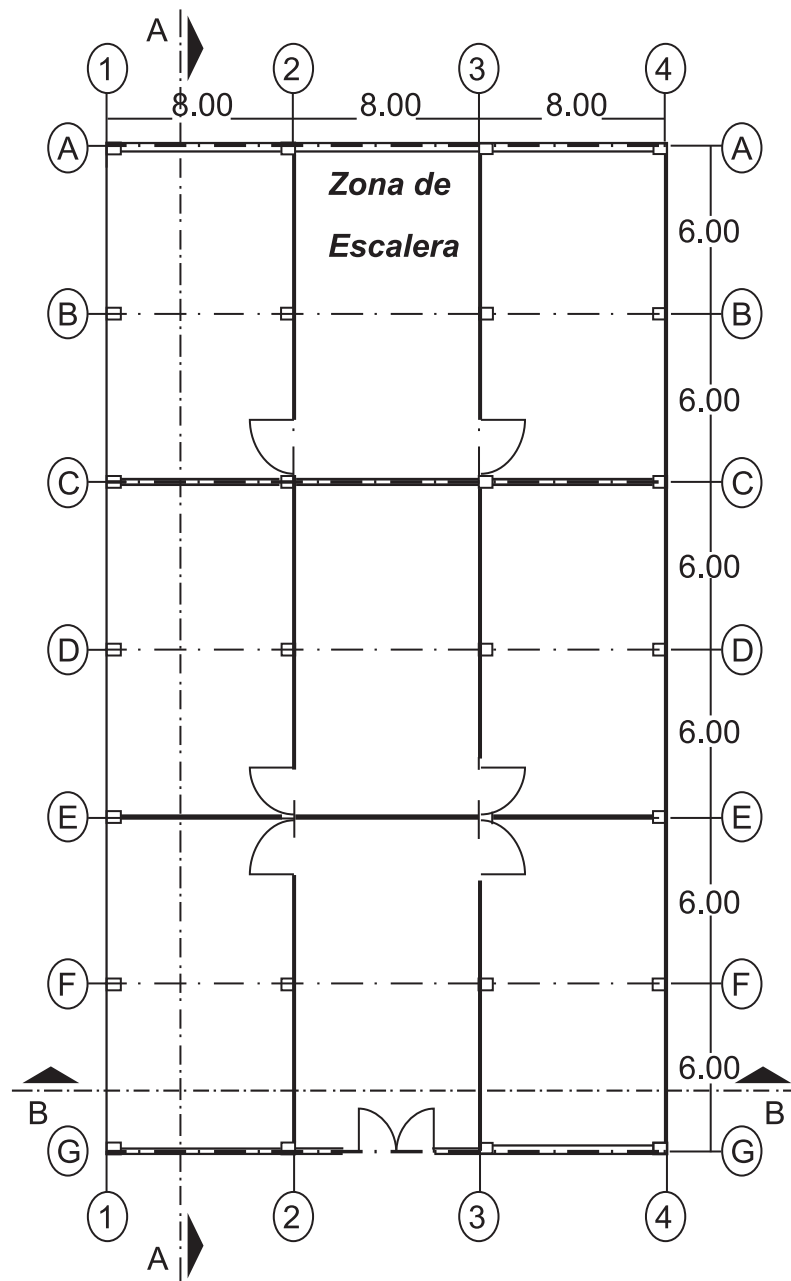


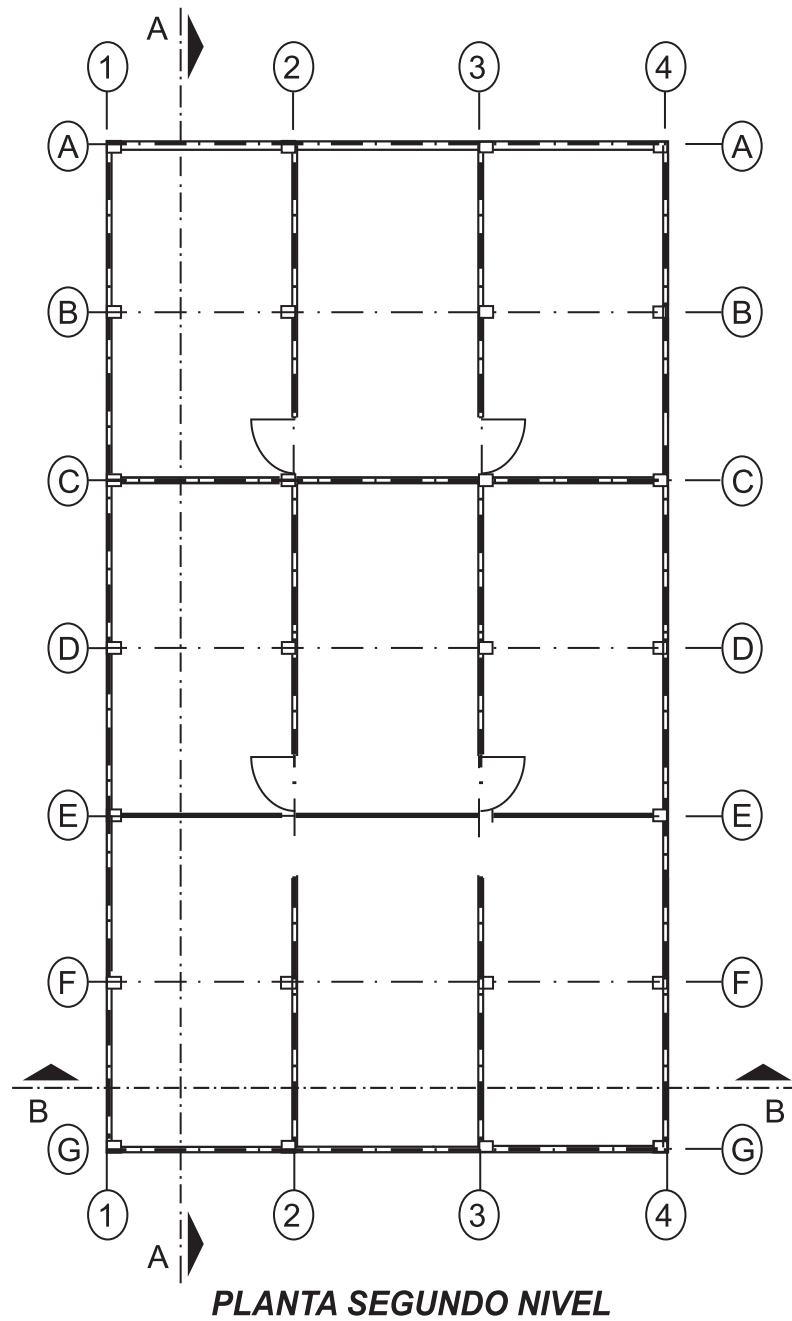
VIGA V - 102 0.40 X 0.75

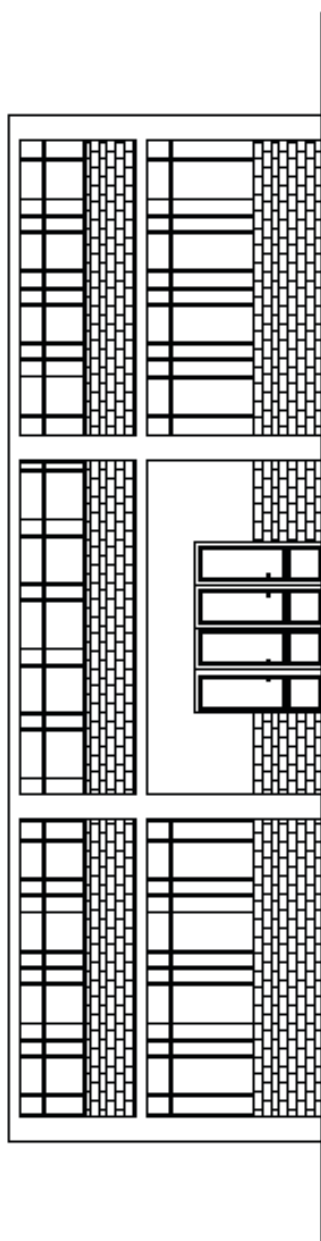




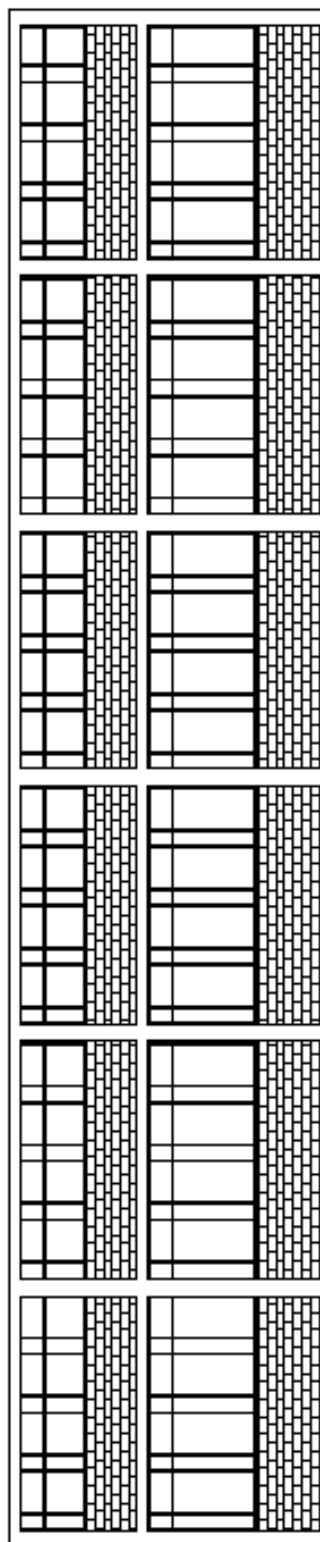
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE DOS PLANTAS

**PLANTA PRIMER NIVEL**

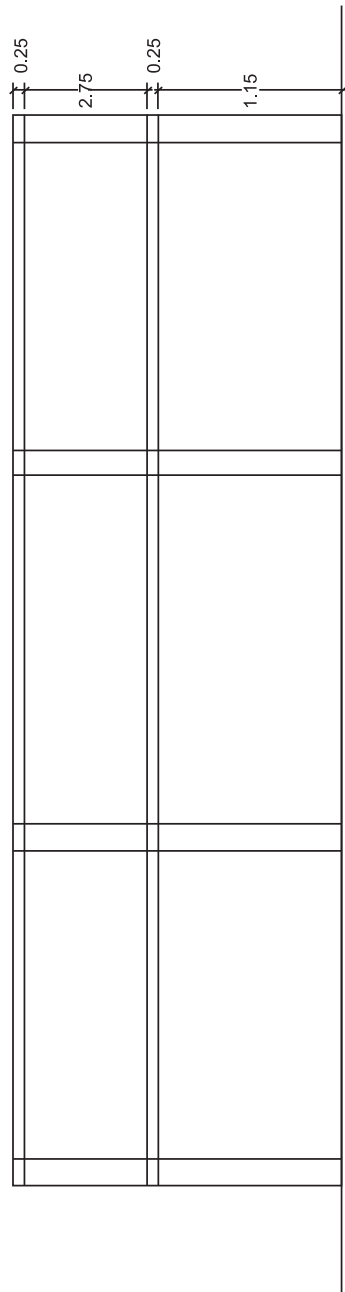




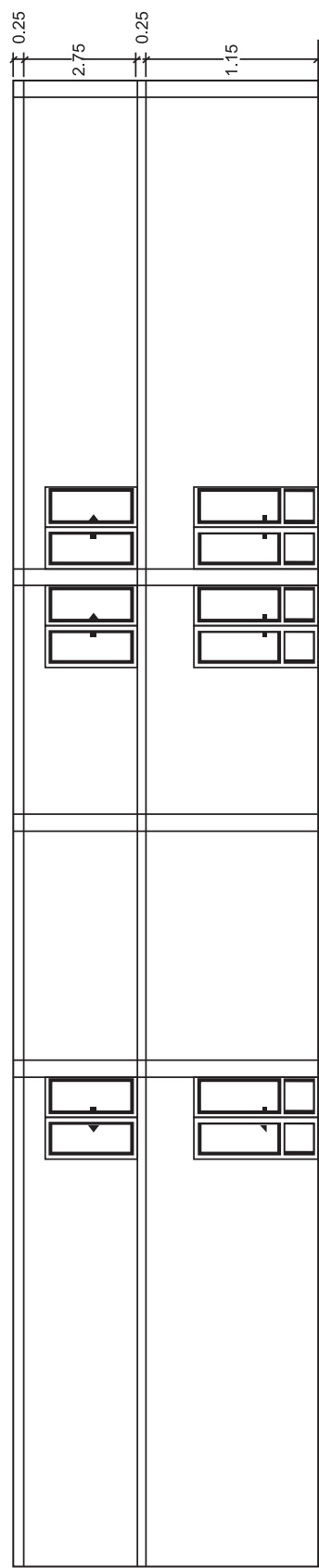
ELEVACIÓN PRINCIPAL



ELEVACIÓN LATERAL



CORTE B - B



CORTE A - A

Plan de trabajo:

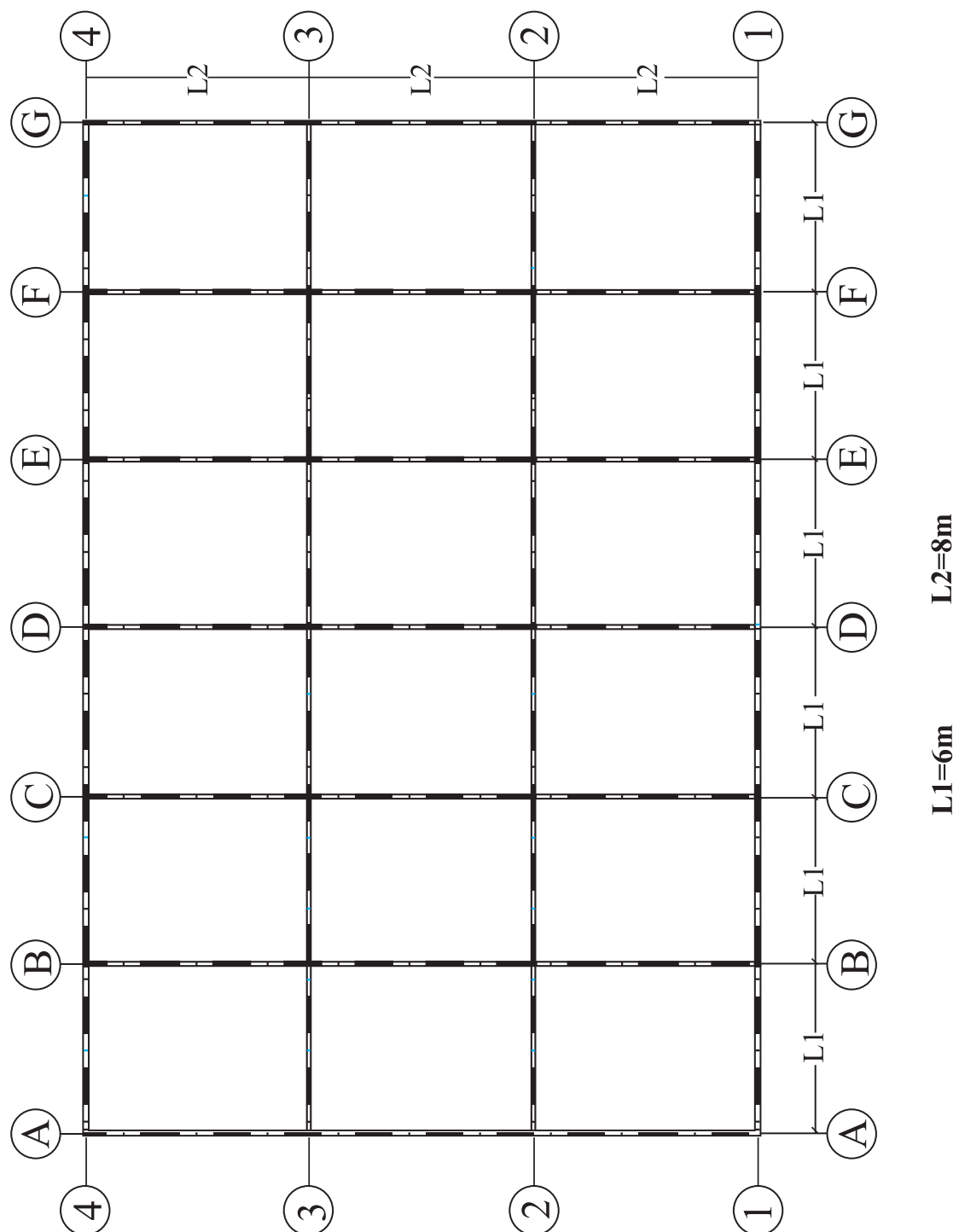
En nuestro análisis trabajaremos con los pórticos principales.

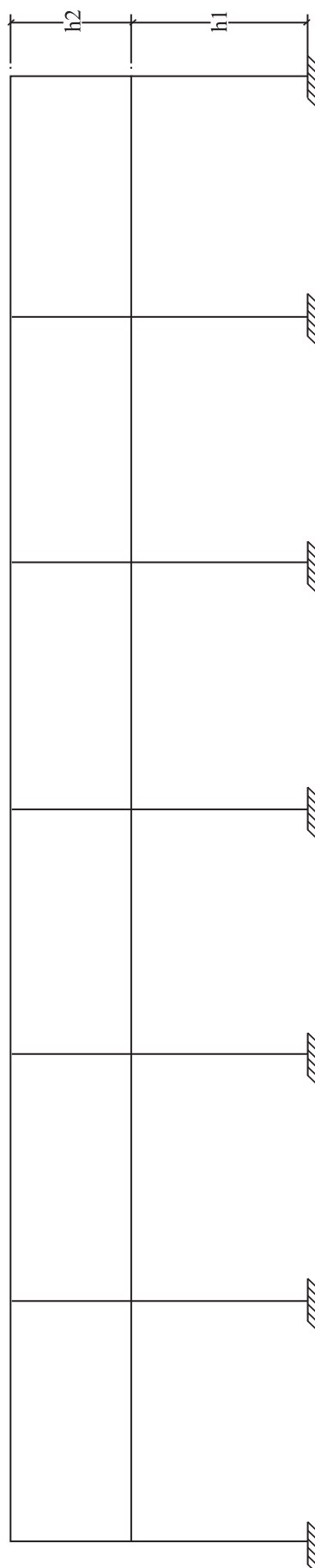
Todo lo expuesto es analizando los pórticos que soportan el peso de la losa.

Pero también hay pórticos secundarios que tenemos que hacerle el mismo análisis. La parte correspondiente a dichos pórticos lo dejamos como ejercicio; por cuanto la metodología es exactamente igual al de los pórticos principales.

Sólo hay que tener cuidado con el método de cargas del pórtico secundario, que se puede ver en la primera parte de la obra.







**PREDIMENSIONAMIENTO
DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

1. Predimensionamiento de elementos estructurales.

LOSA ALIGERADA

La losa se armará en la dirección que tenga la menor distancia entre apoyos. En el caso nuestro es 6.00m.

El peralte de la losa aligerada será:

$$h > \frac{\ell}{25} = \frac{6}{25} = 0.24m$$

Trabajaremos con una losa aligerada de 0.25m.

VIGAS PRINCIPALES

Son las que soportan el peso de la losa aligerada que conjuntamente con las columnas constituyen los pórticos principales.

De acuerdo a la teoría de predimensionamiento de vigas para sobrecargas de 500 kg/m², el peralte será. $h = \frac{\ell}{10}$

$$h = \frac{8}{10} = 0.8m$$

El ancho será:

$$b = \frac{l}{20} \text{ ancho tributario}$$

$$h = \frac{\frac{8.00}{2} + \frac{8.00}{2}}{20} = 0.4m$$

Las vigas principales serán de 0.40 x 0.80 m².

VIGAS SECUNDARIAS

Son las que constituyen los pórticos secundarios.

$$h = \frac{6}{10} = 0.6m$$

$$h = \frac{\frac{6.00}{2} + \frac{6.00}{2}}{20} = 0.3m$$

Las vigas secundarias serán de 0.30 x 0.60m².

COLUMNAS

De la tabla de predimensionamiento de columnas, para una columna tipo C1 $k=0.0012$

El área será:

$$A_c = (0.0012)(36.00 \times 10^4)(100) = 432$$

$$t_2 = \sqrt{432} = 20.78 \text{ cm}$$

Para el primer piso $t_1 = 20.78 + 7.00 = 27.78 \text{ cm}$

Trabajaremos con 30.00cm

Las columnas serán de $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$

Verificación del aplastamiento.

$$\eta = \frac{P}{f'_c D_1 D_2}; f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condición } \eta < \frac{1}{3}$$

P, D_1, D_2 : carga vertical y dimensiones de la columna.

METRADO DE CARGAS PARA C1

Elemento	Primer Piso	Segundo Piso	Total (kg)
Losa aligerada	3 x 2.80 x 3.85 x 350	4 x 2.80 x 3.85 x 350	15092.00
Vigas principales	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 2	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 2	11827.20
Vigas secundarias	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	4838.40
Columnas	2400 x 0.30 x 0.3 x 4.40	2400 x 0.30 x 0.3 x 3.00	1598.40
Acabados	100 x 8.00 x 6.00	100 x 8.00 x 6.00	9600.00
Sobrecarga	500 x 8.00 x 6.00	500 x 8.00 x 6.00	31200.00
Muros	---	---	
			74156.00

$$\eta = \frac{74156}{210 \times 30 \times 30} = 0.39 > \frac{1}{3}$$

Trabajaremos con columnas de $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$

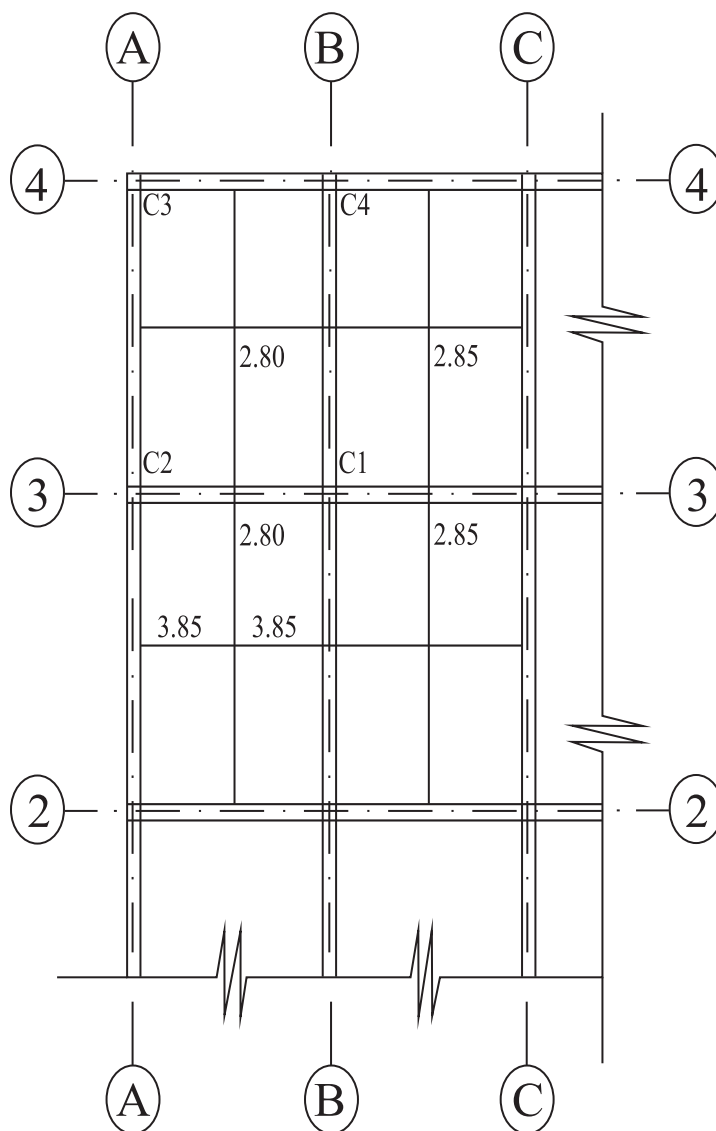
En l tabla anterior modificamos las dimensiones de columnas dándonos 2841.60.

El peso total será 75399.60.

$$\eta = \frac{75399.60}{210 \times 40 \times 40} = 0.22 > \frac{1}{3}$$

METRADO DE CARGAS PARA DETERMINAR ANCHO DE COLUMNA Y DE ZAPATAS

Analizando la estructura en el tramo mostrado.

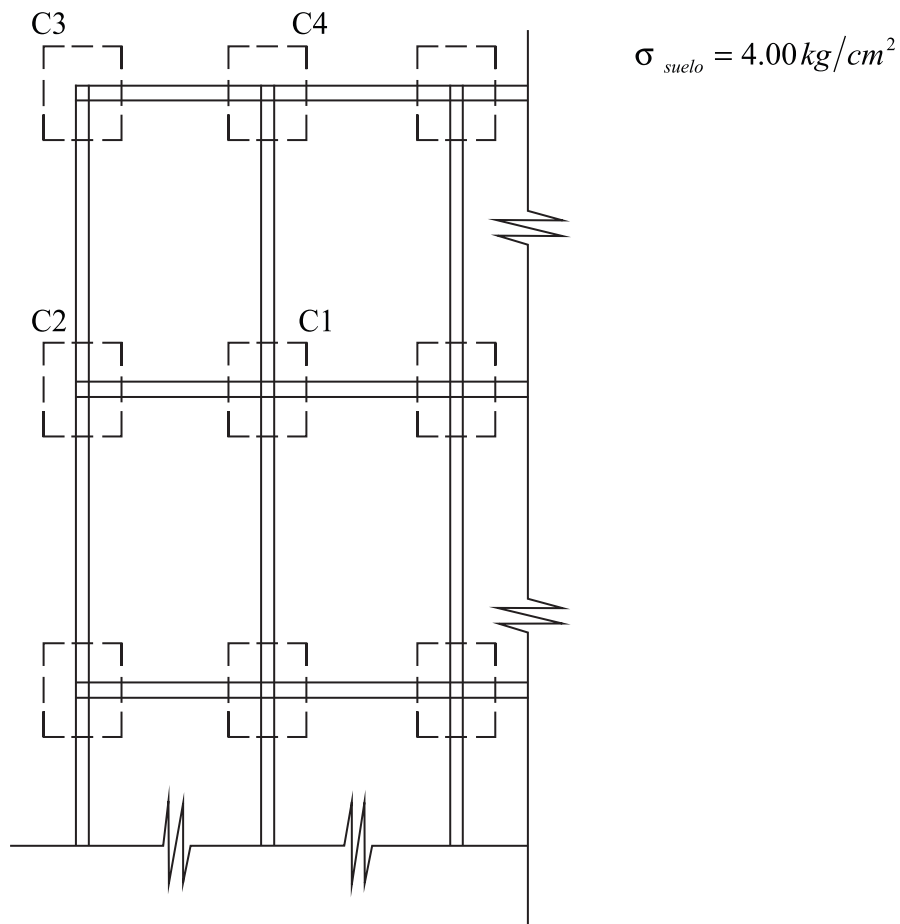


METRADO DE CARGAS PARA C1

Elemento	Primer Piso	Segundo Piso	Total (kg)
Losa aligerada	3 x 2.80 x 3.85 x 350	4 x 2.80 x 3.85 x 350	15092.00
Vigas principales	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 2	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 2	11827.20
Vigas secundarias	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	4838.40
Columnas	2400 x 0.30 x 0.3 x 4.40	2400 x 0.30 x 0.3 x 3.00	1598.40
Acabados	100 x 8.00 x 6.00	100 x 8.00 x 6.00	9600.00
Sobrecarga	500 x 8.00 x 6.00	500 x 8.00 x 6.00	31200.00
Muros	---	---	
			74156.00

PREDIMENSIONAMIENTO DE ANCHO DE ZAPATAS

De acuerdo al peso que soporta la columna determinaremos el ancho de zapata.

**Zapata Z1**

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{86916.60}{4.00} = 21729.15$$

$$\ell^2 = 21729.15 \Rightarrow \ell = 147.41 \text{ cm}$$

Zapata Z2 y Z4

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{58824.90}{4.00} = 14706.22$$

$$\ell^2 = 14706.22 \Rightarrow \ell = 121.27 \text{ cm}$$

Zapata Z3

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{40518.37}{4.00} = 10129.59$$

$$\ell^2 = 10129.59 \Rightarrow \ell = 100.65 \text{ cm}$$

Para uniformizar trabajaremos con zapatas de $1.50 \times 1.50 \text{ m}^2$

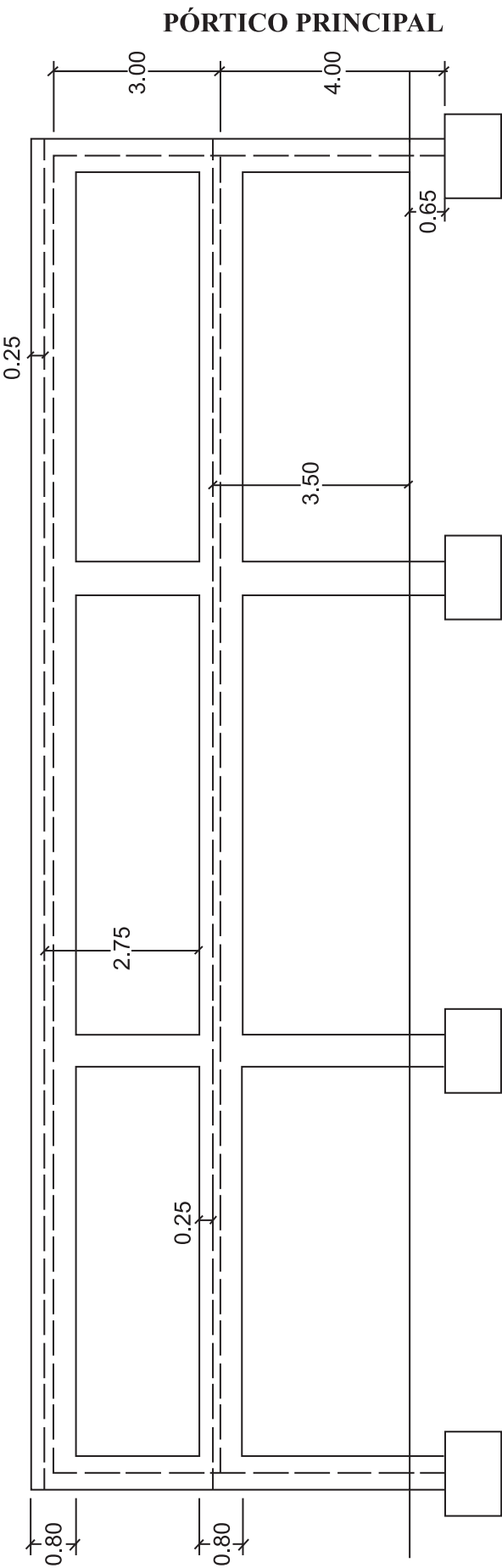
METRADO DE CARGAS PARA C2, C3 Y C4**C2 – C4**

Elemento	Primer Piso	Segundo Piso	Total (kg)
Losa aligerada	3 x 2.80 x 3.85 x 350	2 x 2.80 x 3.85 x 350	15092.00
Vigas principales	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 1	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 1	5913.60
Vigas secundarias	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 2	4838.40
Columnas	2400 x 0.30 x 0.3 x 4.40	2400 x 0.30 x 0.3 x 3.00	1598.40
Acabados	100 x 4.15 x 6.00	100 x 4.15 x 6.00	4980.00
Sobrecarga	500 x 4.15 x 6.00	150 x 4.15 x 6.00	16185.00
Muros	1800 x 0.15 x 4.00 x 6.00	1800 x 0.15 x 3.00 x 6.00	11340.00
			59947.40

C3

Elemento	Primer Piso	Segundo Piso	Total (kg)
Losa aligerada	1 x 2.80 x 3.85 x 350	1 x 2.80 x 3.85 x 350	7546.00
Vigas prin.	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 1	2400 x 0.40 x 0.8 x 3.85 x 1	5913.60
Vigas sec.	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 1	2400 x 0.30 x 0.6 x 2.80 x 1	2419.20
Columnas	2400 x 0.30 x 0.3 x 4.40	2400 x 0.30 x 0.3 x 3.00	1598.40
Acabados	100 x 4.15 x 3.15	100 x 4.15 x 3.15	2614.50
Sobrecarga	500 x 4.15 x 3.15	150 x 4.15 x 3.15	8497.12
Muros	1800 x 0.15 x 4 (2.85 + 0.3 + 3.85)	1800 x 0.15 x 3 (2.85 + 0.3 + 3.85)	13230.00
			41818.82





Altura de la columna para:

a) Análisis estructural H_1, H_2

Primer piso

$$H_1 = 0.65 + 3.50 + 0.25 - \frac{0.80}{2} = 4.00m$$

Segundo piso

$$H_2 = 0.40 + 2.75 + 0.25 - \frac{0.80}{2} = 3.00m$$

b) Ancho de zapatas H_3, H_4

Primer piso

$$H_3 = 0.65 + 3.50 + 0.25 = 4.00m$$

Segundo piso

$$H_4 = 2.75 + 0.25 = 3.00m$$

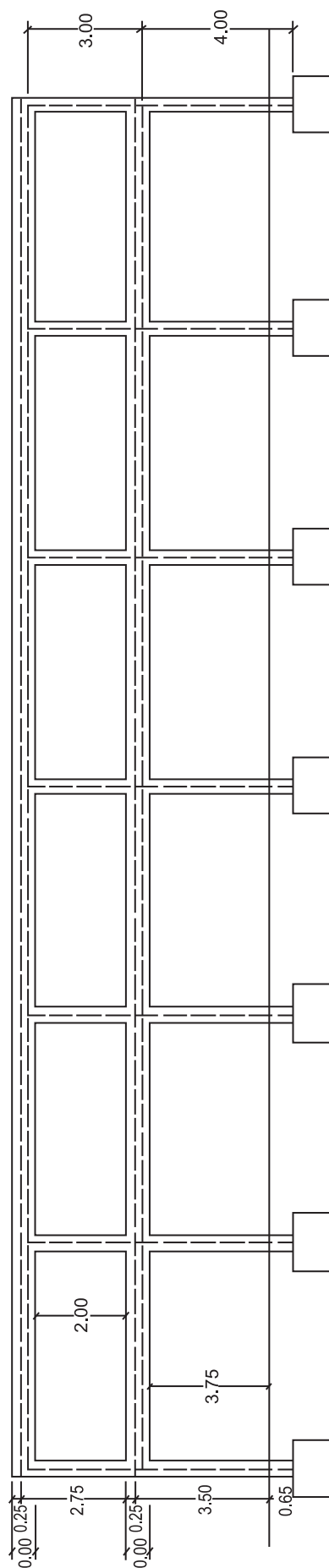
c) Fuerza por sismo H_5, H_6

Primer piso

$$H_5 = 2.00 + 1.50 = 3.50m$$

Segundo piso

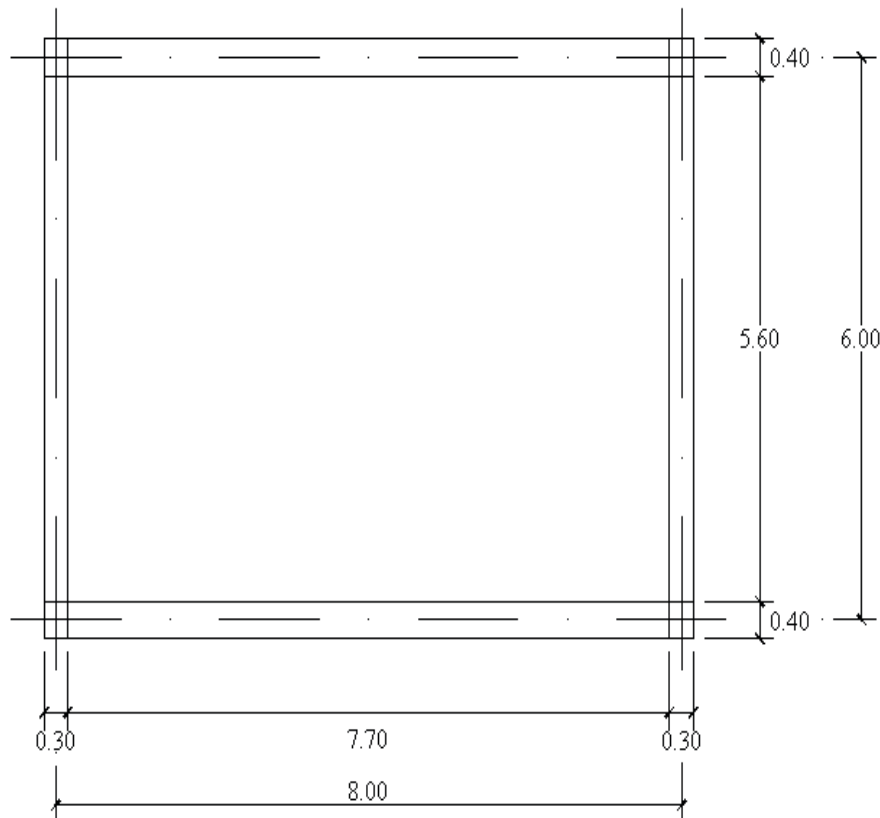
$$H_6 = 1.50 \text{ m}$$



METRADO DE CARGAS PARA HALLAR EL PESO DE LA ESTRUCTURA POR SISMO

SOLUCIÓN

Analizando un panel tenemos:



PRIMER PISO

Cálculo del peso total de la losa aligerada

$$\text{Peso de losa} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (7.70\text{m} \times 5.60\text{m}) \times 18 = 271656\text{kg}$$

Vigas principales:

$$\text{Peso de la viga principal} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.40\text{m} \times 0.80\text{m} \times 7.70\text{m}) \times 21 = 124185.6\text{kg}$$

Vigas secundarias:

$$\begin{aligned} \text{Peso vigas secundarias} \\ = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.30\text{m} \times 0.60\text{m} \times 5.60\text{m}) \times 24 = 58060.8\text{kg} \end{aligned}$$

Columnas:

$$\begin{aligned}\text{Peso de} &= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.40\text{m} \times 0.40\text{m} \times 2.00\text{m}) \times 28 = 21504\text{kg} \\ \text{columna} &= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.40\text{m} \times 0.40\text{m} \times 1.50\text{m}) \times 28 = \frac{16128\text{kg}}{= 37632\text{kg}}\end{aligned}$$

Acabado:

En el primer piso se pondrá loseta y en el techo se pondrá ladrillo pastelero.

El área a considerar es toda la debida a la losa y a las vigas.

Este mismo criterio se considera para la sobrecarga.

2do Piso**Acabado:**

$$\text{Peso acabado} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (24.30\text{m} \times 36.40\text{m}) = 88452\text{kg}$$

Sobrecarga (S/C) :

$$\begin{aligned}\text{Peso de} &= 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 24.00\text{m} \times 36.00\text{m} = 433200\text{kg} \\ \text{sobrecarga} &= 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 24.30\text{m} \times 36.40\text{m} = 132678\text{kg}\end{aligned}$$

Por reglamento consideramos el 50% de la carga viva

1er Piso

$$50\% \text{S/C} = 216600\text{kg}$$

$$\text{S/C azotea } 0.5 \times 150 = 66339.00$$

Peso de muros:

Consideramos muros en todo el perímetro de la estructura, medio muro del piso anterior y medio muro del posterior.

Consideramos el mismo criterio que para columnas.

METRADO DE MUROS**Primer piso**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Eje 1-1 entre A-A, G-G} \\ \text{Eje 4-4 entre A-A, G-G} \end{array} \right\} 2 \times 1800 \times 0.15 \times 36.40 \left(\frac{3.05}{2} + \frac{2.40}{2} \right) = 53562.60 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Eje A-A entre 1-1, 4-4} \\ \text{Eje G-G} \end{array} \right\} 2 \times 1800 \times 0.15 \times 24.00 \left(\frac{2.95}{2} + \frac{2.20}{2} \right) = 33372.00 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 86934.60$$

Segundo piso

$$2 \times 1800 \times 0.51$$

$$2 \times 1800 \times 0.15 \times 36.40 \times \left(\frac{2.40}{2} \right) = 23587.20 \text{ kg}$$

$$2 \times 1800 \times 0.15 \times 24.00 \times \left(\frac{2.20}{2} \right) = 14256.00 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 37843.20$$

SEGUNDO PISO

El metrado de cargas es exactamente igual al primer piso, sólo varía en las columnas y muros por cuanto solo se considera media columna 3.00m y medio muro ya que no hay un tercer piso.

Columnas:

Peso columnas 2° piso

$$= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.40\text{m} \times 0.40\text{m} \times 1.50\text{m}) \times 18 = 10368.00 \text{ kg}$$

RESUMEN

PESO TOTAL DEL PRIMER Y SEGUNDO PISO		
Especificación	Primer piso (kg)	Segundo piso (kg)
Losa aligerada	271656	271656
Vigas principales	124185.60	124185.60
Vigas secundarias	58060.80	58060.80
Columnas	37632	10368.00
Acabado	86640	88452
50% sobrecarga	216600	66339
Muros	86934.60	37843.20
Total	881709	656904.60

$$\text{Peso total (t)} = 1538613.60 \text{ kg} = 1538.61 \text{ T}$$



CÁLCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL Y DISTRIBUCIÓN EN CADA PISO

CÁLCULO DE FUERZA POR SISMO

Para calcular la fuerza por sismo nos basamos en las normas de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones que en su artículo 1.13.1 dice:

“La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

Donde:

Z: Factor de zona dado en 1.13.2

U: Factor de uso e importancia dado en 1.13.3

S: Factor de suelo dado en 1.13.4

C: Coeficiente sísmico determinado según 1.13.5

R_d : Factor de ductilidad dado en 1.13.6

P: peso de la edificación calculado según 1.13.7

La estructura es aporticada y será construida en Lima en un suelo de tipo intermedio.

Con los datos mencionados sacamos del reglamento, los valores de Z, U, S, C y R_d . Siendo:

$Z = 1.00$ por ser zona sísmica 1

$U = 1.00$ por ser edificio de oficinas según el es categoría C

$S = 1.20$ por ser suelo intermedio

$R_d = 4.00$ por ser edificio aporticado

El valor de “C” es el coeficiente sísmico que se obtiene calculando:

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.00}$$

El valor de C nunca se tomará menor que 0.16 ni mayor que 0.40 y T_s no se tomará menor que 0.3s, ni mayor que 0.9s.

Trabajaremos con $T_s = 0.60s$, que según el reglamento es para un suelo cohesivo, duro o firme y también para arena densa.

CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

Según el Reglamento Sismo Resistente para edificios cuyos elementos resistentes a la fuerza sísmica están constituidos únicamente por pórticos y los muros de las cajas de ascensores, sin otros elementos que rigidicen la estructura se empleará la fórmula:

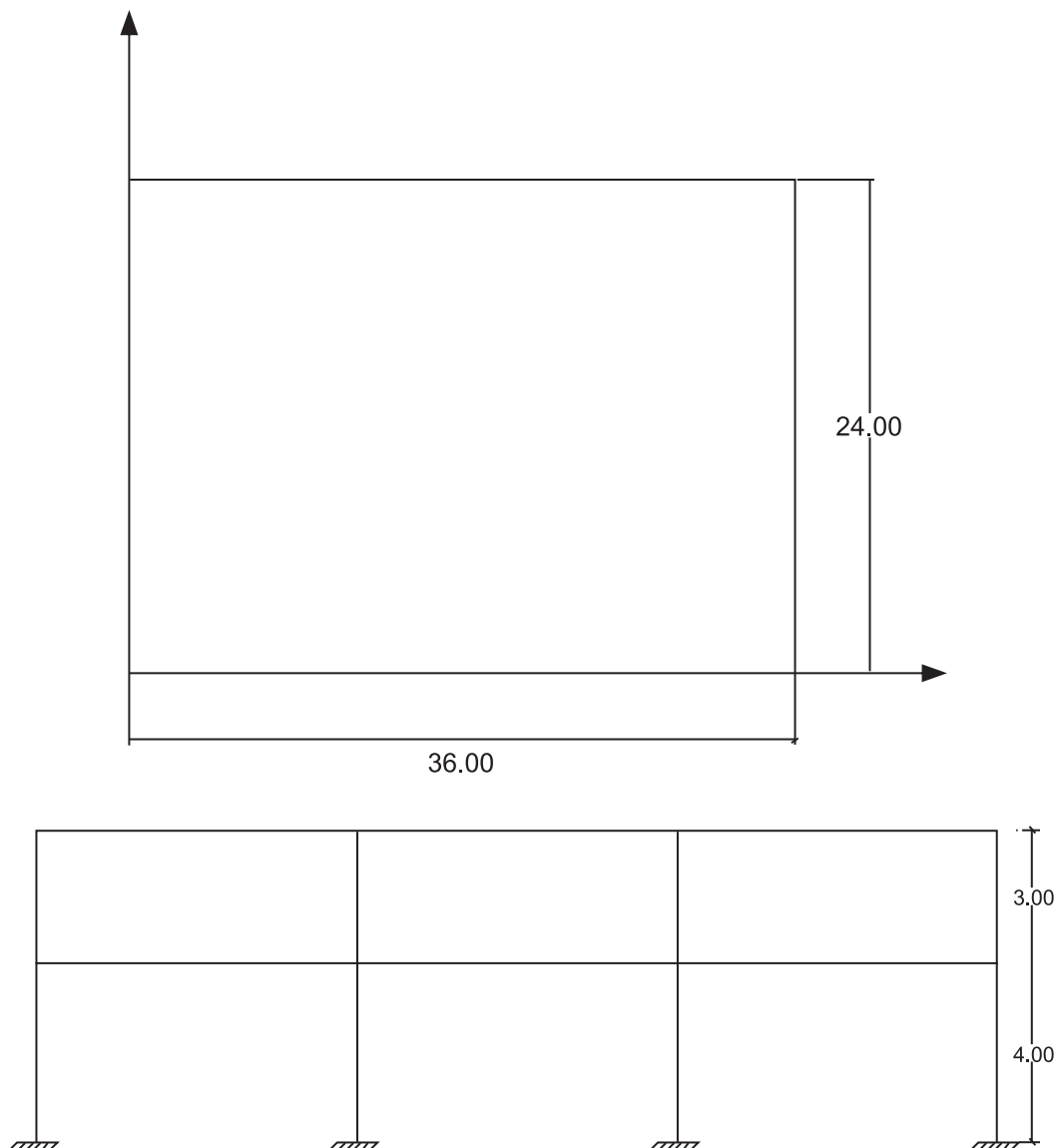
$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{D}}$$

Donde:

H: altura de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

D: dimensión horizontal en metros de la edificación en la dirección del sismo.

Las dimensiones vienen dadas por:



DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE SISMO

La fuerza horizontal o cortante H en la base calculada según la expresión, $H = \frac{ZUSCP}{R_d}$, se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = \delta \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} H$$

En donde:

$\delta = 0.85$ para edificios cuya relación $\frac{\text{alto}}{\text{ancho}}$ en la dirección considerada a seis.

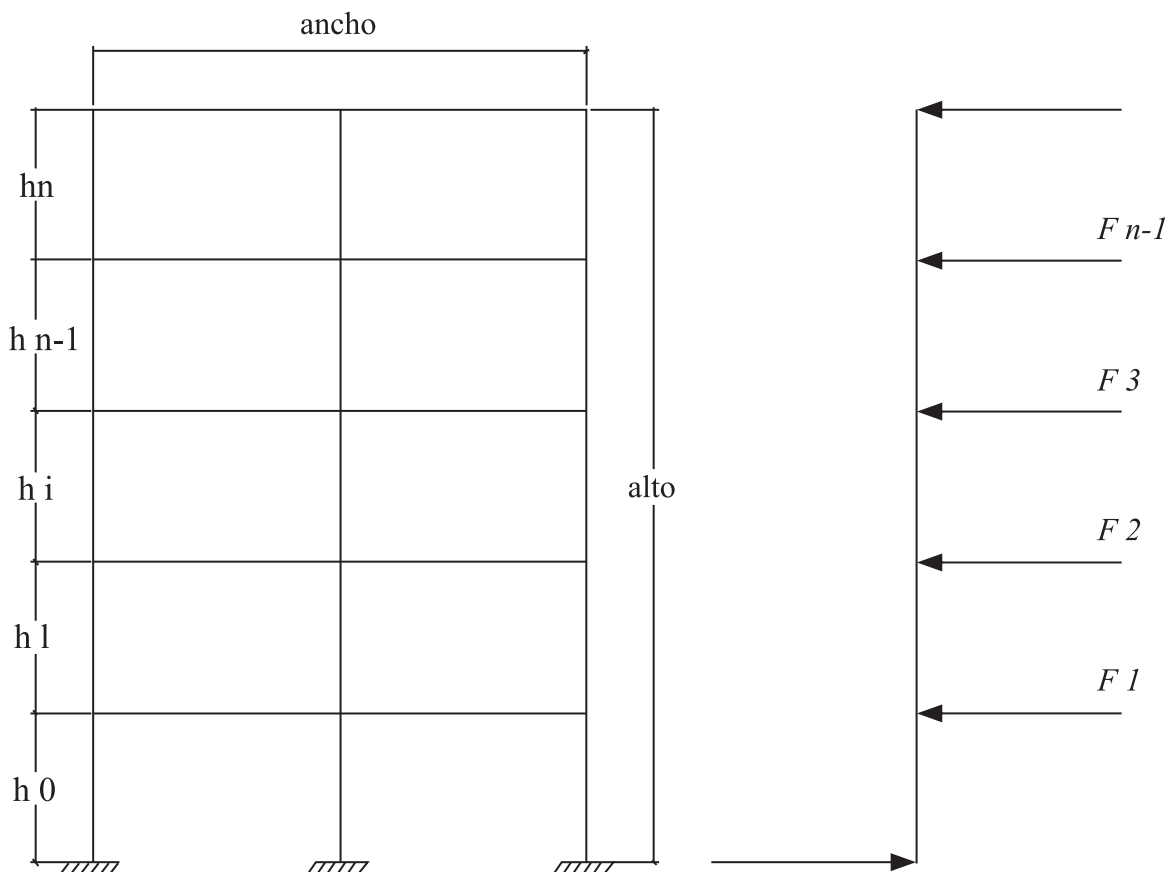
$\delta = 1.00$ para edificios cuya relación $\frac{\text{alto}}{\text{ancho}}$ en la dirección considerada a seis.

considerada, no excede de tres P_i y h_i son los pesos y altura de cada piso o del piso “i”.

Para relaciones $\frac{\text{alto}}{\text{ancho}}$ entre 3 y 6. Se deberá interpolar linealmente.

El resto de la fuerza H se aplicará en el último nivel.

$$H = \sum_i^{n-1} F_i$$



A continuación hacemos los cálculos correspondientes de acuerdo a la teoría expuesta.

CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL H

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

Considerando:

$$Z = 1.00$$

$$U = 1.00$$

$$S = 1.20$$

$$R_d = 4.00$$

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.00} \quad T_s = 0.60$$

Cálculo del periodo de vibración fundamental

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{D}} \quad H = 7m$$

$$D_x = 36$$

$$D_y = 24$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 7.00}{\sqrt{36}} = 0.105$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 7.00}{\sqrt{24}} = 0.1285$$

$$C_x = \frac{0.8}{\frac{0.105}{0.60} + 1.00} = 0.6808 > 0.40$$

$$C_y = \frac{0.8}{\frac{0.1285}{0.60} + 1.00} = 0.06588 > 0.40$$

$$H = \frac{(1)(1)(1.2)(0.40)}{4} \times 1538.614$$

$$H = 184.634T$$

$$\frac{h}{D} = \frac{7}{24} = 0.29 < 1$$

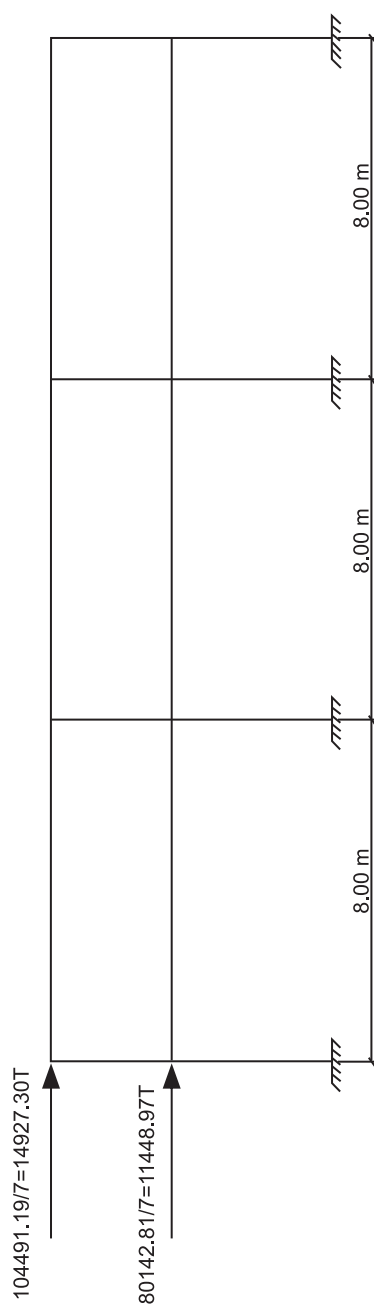
Trabaremos con $\delta = 1$

$$\frac{h}{D} = \frac{7}{36} = 0.19 < 1$$

CÁLCULO DE LA FUERZA EN CADA PISO

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\Sigma P_i h_i}$$

NIVEL	P_i (kg)	H_i (m)	$P_i H_i$	F_i
2	656904.6	7.00	4598332.2	104491.19
1	881709	4.00	3526836	80142.81
			8125168.20	





CÁLCULO DE RIGIDECEES LATERALES USANDO EL MÉTODO DE MUTO

Para el cálculo de las rigideces laterales hacemos uso de las fórmulas del Doctor Muto para calcular las rigideces D_x y D_y . Se debe cumplir que $\bar{k}$ sea mayor a 0.20, ya que las limitaciones del método están dadas por el valor $\bar{k}$.

En cuanto $\bar{k}$ se haga más pequeño el error se incrementará, debido a que una hipótesis base es que las vigas son suficientemente rígidas; un pequeño valor de $\bar{k}$ indicará que esta condición no se cumple satisfactoriamente.

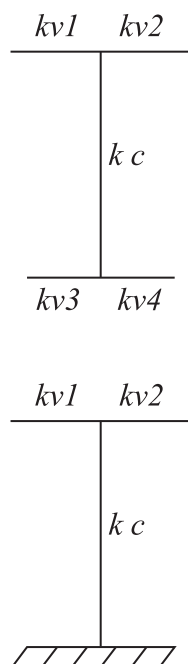
Valores de $\bar{k}$ menores a 0.20 hacen que el método no sea útil para fines prácticos.

Posteriormente hallamos las rigideces I/ℓ para vigas y columnas tanto en la dirección x como y.

Una vez halladas las rigideces D_x y D_y procedemos a calcular el centro de rigideces.

CÁLCULO DE LAS RIGIDECES LATERALES

Según las fórmulas del Dr. Muto $D = ak_c$



$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2} + k_{v3} + k_{v4}}{2k_c} \quad a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

Se debe cumplir $\bar{k} > 0.2$

$$k_\ell = ak_c \left(\frac{12Ek_0}{h^2} \right)$$

$$k_\ell = D \left(\frac{12Ek_0}{h^2} \right)$$

Dirección x:

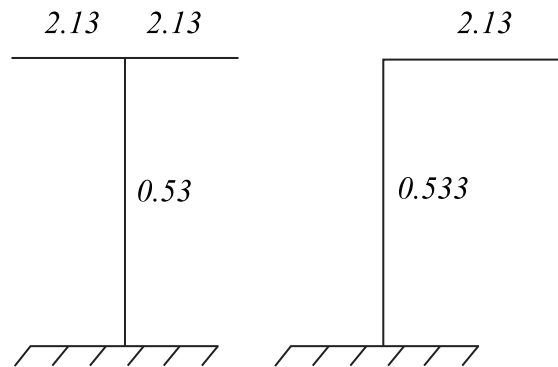
$$k_v = \frac{\frac{40 \times 80^3}{12}}{800} = 2133.32$$

$$k_{c1} = \frac{\frac{(40)^4}{12}}{400} = 533.3$$

$$k_0 = 1.00$$

$$k_v = 2.13$$

$$k_c = 0.53$$



$$\bar{k} = 4.00$$

$$a = \frac{0.5 + 4}{2 + 4} = 0.75$$

$$D = 0.75 \times 0.53 = 0.40$$

$$\bar{k} = \frac{2.13 + 2.13}{0.53} = 8.04$$

$$a = \frac{0.5 + 8.04}{2 + 8.04} = 0.85$$

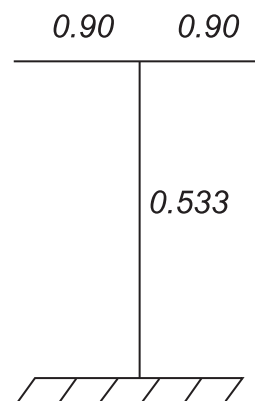
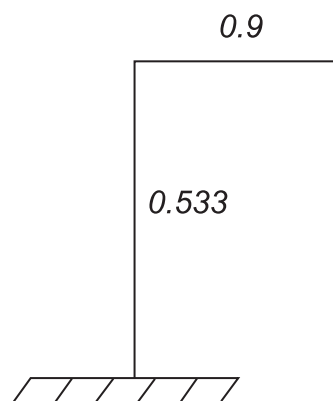
$$D = 0.85 \times 0.53 = 0.45 = k$$

Dirección y:

$$k_v = \frac{\frac{30.9 \times 60^3}{12}}{600} = 900$$

$$k_{c1} = \frac{\frac{(40)^4}{12}}{400} = 533.33$$

$$k_0 = 1000$$



$$\bar{k} = 1.69$$

$$a = \frac{0.5 + 1.69}{2 + 1.69} = 0.59$$

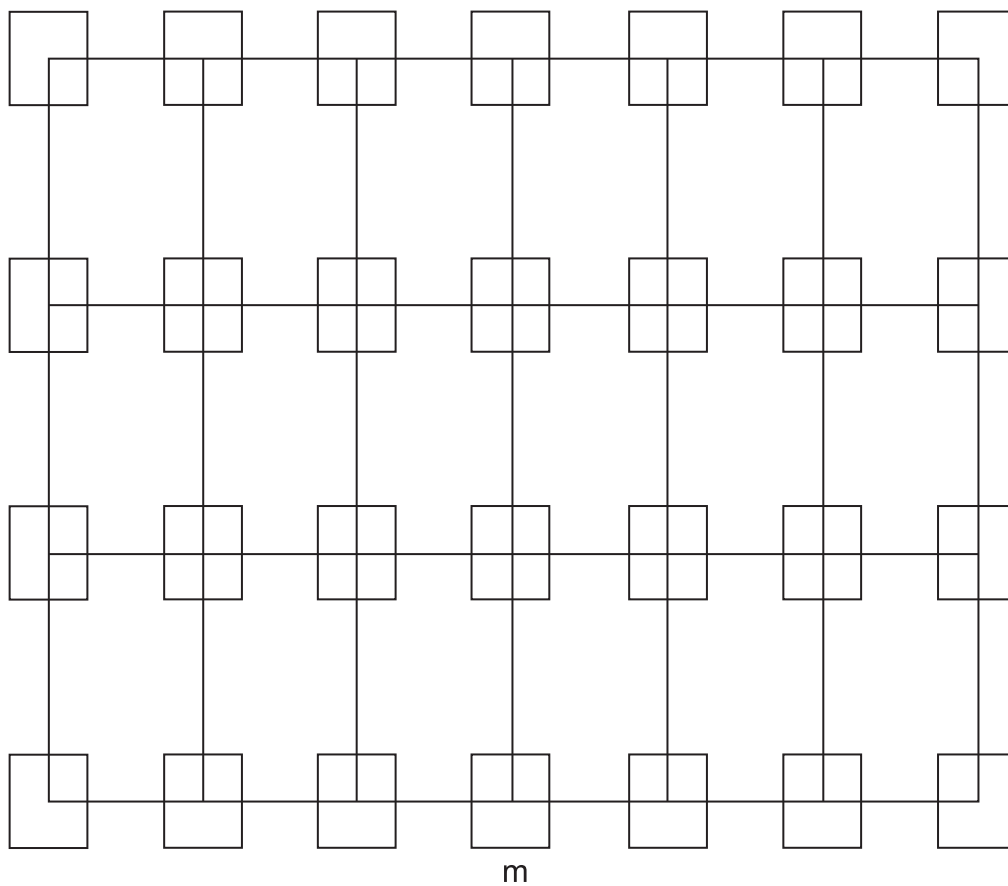
$$D = 0.59 \times 0.533 = 0.32$$

$$\bar{k} = 3.38$$

$$a = \frac{0.5 + 3.38}{2 + 3.38} = 0.72$$

$$D = ak_c = 0.72 \times 0.533$$

$$D = 0.384$$





CENTRO DE MASAS Y DE RIGIDECES

Para el cálculo del centro de masas haremos uso de las siguientes fórmulas:

$$\bar{X} = \frac{\sum wx}{\sum w} \quad \bar{Y} = \frac{\sum wy}{\sum w}$$

Para el centro de rigideces, haremos uso de:

$$\bar{X} = \frac{\sum xD_y}{\sum D_y}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum yD_x}{\sum D_x}$$

Para el momento polar de inercia

$$M_p = I_x + I_y$$

$$I_x = \sum y^2 D_x - \bar{y}^2 \sum D_x$$

$$I_y = \sum x^2 D_y - \bar{x}^2 \sum D_y$$

Dx, Dy: rigideces de columnas en la dirección x e y respectivamente.

$\bar{x}$, $\bar{y}$: centro de rigideces en la dirección x e y respectivamente.

CENTRO DE MASAS

Piso	w Ton	$\sum w$ Ton	Y (m)	X (m)	Momentos estáticos			
					w _y	$\sum w_y$	w _x	$\sum w_x$
2	565.90	656.90	12	18	7882.8	7882.8	11824.2	11824.2
1	881.71	1538.61	12	18	10580.52	18463.32	15870.78	27694.98

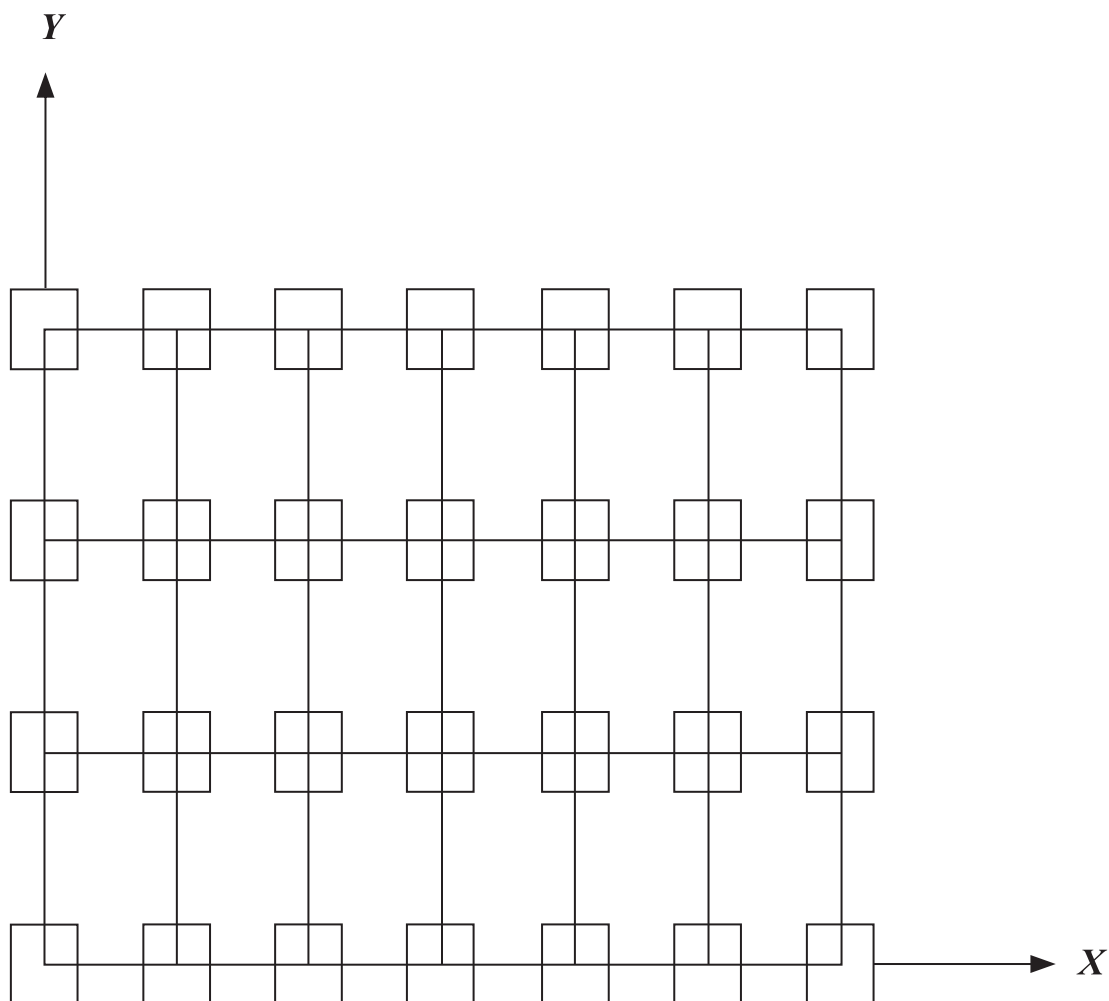
$$\bar{Y} = \frac{\sum w_y}{\sum w} = \frac{18463.32}{1538.61} = 12m$$

$$\bar{X} = \frac{\sum w_x}{\sum w} = \frac{27694.98}{1538.61} = 18m$$

CENTRO DE MASAS

	Y	X
2	12.00	18.00
1	12.00	18.00

Hemos seguido la metodología recomendada, pero por la geometría del problema podemos ubicar el centro de masa a priori por cuanto la figura es simétrica.

CENTRO DE RIGIDECES

D_x	y	yD_x	y^2D_x
3.05	0	0	0
3.05	8	24.4	195.2
3.05	16	48.8	780.8
3.05	24	73.2	1756.8
12.20		146.4	2732.8

D_y	x	yD_x	x^2D_y
1.40	0	0	0
1.40	6	8.4	50.4
1.40	12	16.8	201.6
1.40	18	25.2	453.6
1.40	24	33.6	806.4
1.40	30	42.0	1260.0
1.40	36	50.4	1814.4
9.80		176.4	5292

CENTRO DE RIGIDECES

$$\bar{Y} = \frac{\sum yD_x}{\sum D_x} = \frac{146.40}{12.20} = 12.00m$$

$$\bar{X} = \frac{\sum xD_y}{\sum D_y} = \frac{176.4}{9.8} = 18.00m$$

Momento polar

$$M_p = I_x + I_y$$

$$I_x = \sum y^2 D_x - \bar{y}^2 \sum D_x$$

$$I_x = 2732.8 - \bar{12}^2 (12.20)$$

$$I_x = 976.00$$

$$I_y = \sum x^2 D_y - \bar{x}^2 \sum D_y$$

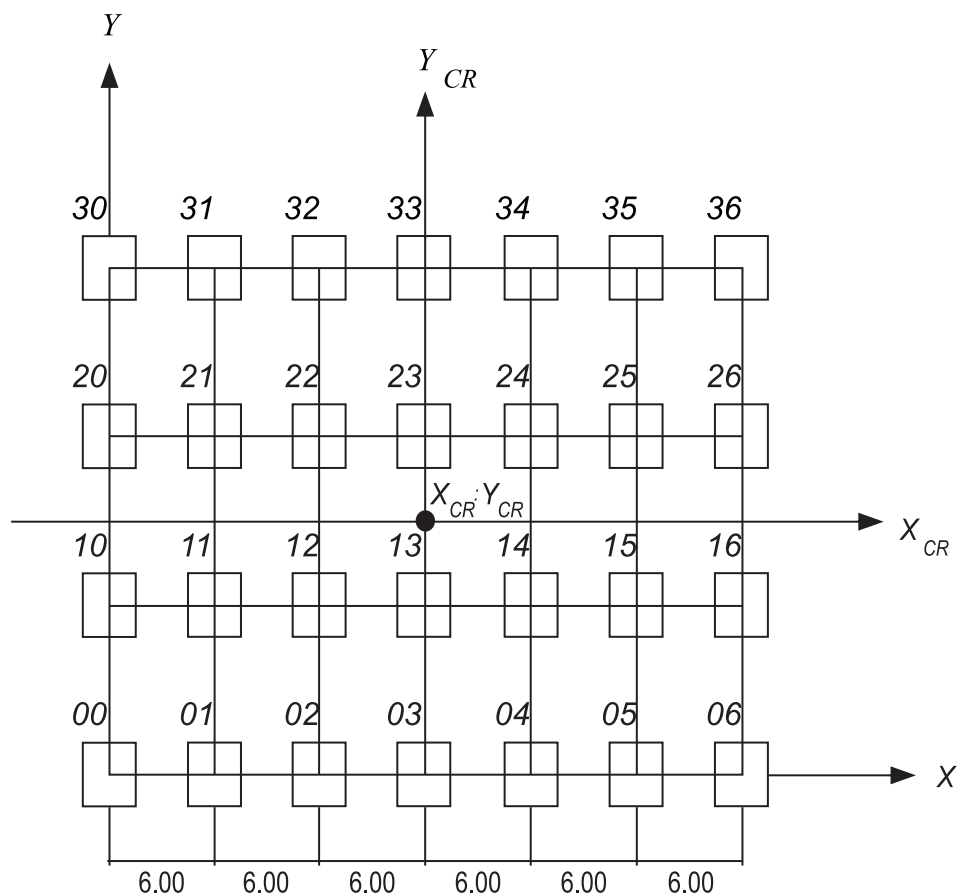
$$I_y = 5292.00 - \bar{18}^2 (9.8)$$

$$I_y = 2116.8$$

$$M_p = I_x + I_y = 976.00 + 2116.8$$

$$M_p = 3092.8 \text{ m}^4$$

Una vez hallado el centro de rigideces se traza un nuevo sistema de referencia cuyo origen es el centro de rigideces hallado. Con este nuevo centro se hacen los cálculos de cortante final.



CÁLCULO DEL MOMENTO TORSOR

Las normas de diseño sismo resistentes para los efectos de torsión dice en su artículo 1.19.3.

El momento de torsión en cada nivel, considerando la no coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigideces y una torsión accidental, se determinará según las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = H_i (1.5e + 0.05b_x)$$

$$M_{ti} = H_i (e - 0.05b_x)$$

Para hallar el momento torsor en la dirección x se trabaja con la excentricidad “e_y” y con la rigidez de la columna D_y.

Para completar la tabla se procede de la siguiente manera: se colocan los valores de las rigideces de cada columna.

Para calcular el cortante de traslación se procede de la siguiente manera.

Ejemplo:

Para la columna 0-0 D_x = 0.40 y $\sum D_x = 13.8$

El cortante de la columna 0-0 se halla multiplicando D_x / $\sum D_x$ por el cortante H hallado, siendo el cortante:

$$V_F = \frac{D_x}{\sum D_x} \cdot H = \frac{0.40}{12.2} \times 184.634 = 6.05 T$$

$$V_F = 6.05 T$$

Este valor es el cortante de traslación.

El cortante debido a la torsión, se halla multiplicando.

$$\frac{M_t}{M_p} D_x y$$

Por las normas de diseño se tendrán dos momentos torsores por consiguiente tendremos dos valores de cortante tales como:

$$V' = \frac{M_t}{M_p} D_x y$$

$$V_T^+ = \frac{221.56}{3092.80} (-4.8) - 0.35$$

$$V_T^- = \frac{221.56}{3092.80} (-4.8) = +0.35$$

Se trabaja con el más desfavorable.

Si los dos son positivos se trabaja con el mayor.

Si los dos son negativos no se considera ninguno.

Si uno es positivo y el otro negativo se trabaja con el positivo.

El cortante final de la columna 0 – 0 será:

$$V_{Final} = V_{HJ} + V_{torsión}$$

$$V_{Final} = 6.05 + 0.35 = 6.40T$$

Las coordenadas son respecto al centro de rigideces.

El mismo método se hace para la dirección Y.

MOMENTO TORSOR

$$M_{tx} = H(1.5e_y + 0.05b_y)$$

$$M_{tx} = H(e_y - 0.05b_y)$$

$$H = 184.634T$$

$$e_x = e_y = 0 \quad \text{porque} \quad CM = CR$$

$$b_y = D_y = 24.00m$$

$$D_x = 36.00m$$

$$M_{tx} = 184.634(0 + 0.05 \times 24) = 221.56T$$

$$M_{tx} = 184.634(0 - 0.05 \times 24) = -221.56T$$

CORTE POR TORSIÓN

$$V_T = \frac{M_t}{M_p} D_x y = \frac{221.56}{3092.8} D_x y$$

$$= 0.0072 D_x y$$

$$= \frac{-221.56}{3092.8} D_x y$$

$$= -0.072 D_x y$$

CORTE QUE RECIBE CADA ELEMMENTO – DIRECCIÓN X

<i>Col</i>	D_x	V_F	Y	YD_x	V_T	V'_T	V
0 – 0	0.40	6.05	-12	-4.8	-	0.35	6.40
0 – 1	0.45	6.81	-12	-5.4	-	0.39	7.20
0 – 2	0.45	6.81	-12	-5.4	-	0.39	7.20
0 – 3	0.45	6.81	-12	-5.4	-	0.39	7.20
0 – 4	0.45	6.81	-12	-5.4	-	0.39	7.20
0 – 5	0.45	6.81	-12	-5.4	-	0.39	7.20
0 – 6	0.40	6.05	-12	-4.8	-	0.35	6.40
1 – 0	0.40	6.05	-4	-1.6	-	0.12	6.17
1 – 1	0.45	6.81	-4	-1.8	-	0.13	6.94
1 – 2	0.45	6.81	-4	-1.8	-	0.13	6.94
1 – 3	0.45	6.81	-4	-1.8	-	0.13	6.94
1 – 4	0.45	6.81	-4	-1.8	-	0.13	6.94
1 – 5	0.45	6.81	-4	-1.8	-	0.13	6.94
1 – 6	0.40	6.05	-4	-1.6	-	0.12	6.17
2 – 0	0.40	6.05	+4	+1.6	0.12	-	6.17
2 – 1	0.45	6.81	+4	1.8	0.13	-	6.94
2 – 2	0.45	6.81	+4	1.8	0.13	-	6.94
2 – 3	0.45	6.81	+4	1.8	0.13	-	6.94
2 – 4	0.45	6.81	+4	1.8	0.13	-	6.94
2 – 5	0.45	6.81	+4	1.8	0.13	-	6.94
2 – 6	0.40	6.05	+4	1.6	0.12	-	6.17
3 – 0	0.40	6.05	+12	4.8	0.35	-	6.40
3 – 1	0.45	6.81	+12	5.4	0.39	-	7.20
3 – 2	0.45	6.81	+12	5.4	0.39	-	7.20
3 – 3	0.45	6.81	+12	5.4	0.39	-	7.20
3 – 4	0.45	6.81	+12	5.4	0.39	-	7.20
3 – 5	0.45	6.81	+12	5.4	0.39	-	7.20
3 – 6	0.40	6.05	+12	4.8	0.35	-	6.40
	12.20	Q = 184.634 Ton					

MOMENTO TORSOR – DIRECCIÓN Y

$$M_{ty} = H(1.5e_y + 0.05b_x)$$

$$M_{ty} = H(e_x - 0.05b_x)$$

$$H = 184.63T$$

$$e_x = e_y = 0 \quad \text{porque} \quad CM = CR$$

$$b_x = D_x = 36.00m$$

$$M_{ty1} = 184.634(0 + 0.05 \times 36.00) = 332.34T - m$$

$$M_{ty2} = 184.634(0 - 0.05 \times 36.00) = -332.34T - m$$

CORTE POR TORSIÓN

$$V_T = \frac{M_t}{M_p} xD_y = \frac{332.34}{3092.8} xD_y$$

$$= 0.107 xD_y$$

$$= \frac{-332.34}{3092.8} xD_y$$

$$= -0.107 xD_y$$

DIRECCIÓN Y

<i>Col</i>	D_y	V_F	X	XD_y	V_T	V'_T	V
0 – 0	0.32	6.0	-18	-5.76	-	0.62	6.65
0 – 1	0.32	6.03	-12	-3.84	-	0.41	6.44
0 – 2	0.32	6.03	-6	-1.92	-	0.21	6.24
0 – 3	0.32	6.03	0	0	-	-	6.03
0 – 4	0.32	6.03	6	1.92	0.21	-	6.24
0 – 5	0.32	6.03	12	3.84	0.41	-	6.44
0 – 6	0.32	6.03	18	5.76	0.62	-	6.65
1 – 0	0.38	7.1	-18	-6.84	-	0.73	7.89
1 – 1	0.38	7.16	-12	-4.56	-	0.49	7.65
1 – 2	0.38	7.16	-6	-2.28	-	0.24	7.40
1 – 3	0.38	7.16	0	0	-	-	7.16
1 – 4	0.38	7.16	6	2.28	0.24	-	7.40
1 – 5	0.38	7.16	12	4.56	0.49	-	7.65
1 – 6	0.38	7.16	18	6.84	0.73	-	7.89
2 – 0	0.38	7.16	-18	-6.84	-	0.73	7.89
2 – 1	0.38	7.16	-12	-4.56	-	0.49	7.65
2 – 2	0.38	7.16	-6	-2.28	-	0.24	7.40
2 – 3	0.38	7.16	0	0	-	-	7.16
2 – 4	0.38	7.16	6	2.28	0.24	-	7.40
2 – 5	0.38	7.16	12	4.56	0.49	-	7.65
2 – 6	0.38	7.16	18	6.84	0.73	-	7.89
3 – 0	0.32	6.03	-18	-5.76	-	0.62	6.65
3 – 1	0.32	6.03	-12	-3.84	-	0.41	6.44
3 – 2	0.32	6.03	-6	-1.92	-	0.21	6.24
3 – 3	0.32	6.03	0	0	-	-	6.03
3 – 4	0.32	6.03	6	1.92	0.21	-	6.51
3 – 5	0.32	6.03	12	3.84	0.41	-	6.24
3 – 6	0.32	6.03	18	5.76	0.62	-	6.65
	9.80						

$$Q = 184.634 \text{ Ton}$$

Ejercicio:

Trazar los diagramas de fuerza cortante y momento flector.



DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

***Análisis de cargas horizontales**

***Diseño de vigas y columnas**

METRADO DE CARGAS PARA FUERZAS VERTICALES

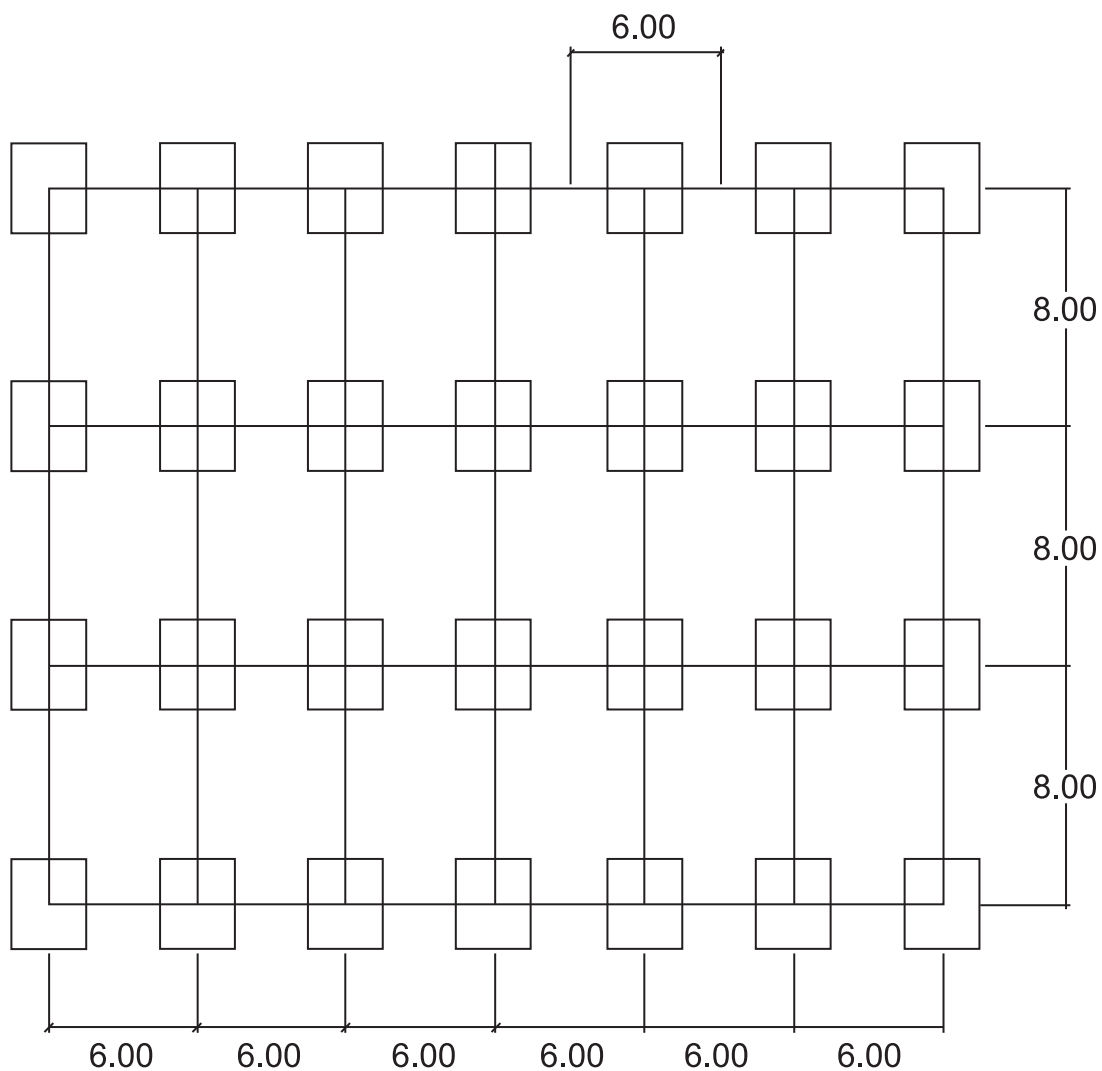
Para el análisis de cargas verticales tenemos que hacer uso de los métodos iterativos o matriciales de la teoría de análisis estructural.

Tenemos que analizar los pórticos con las cargas muertas y vivas que actúan sobre ellos, tenemos en cuenta el ancho tributario que reciben cada uno.

Tendremos que analizar los pórticos para diferentes estados de carga. Siendo las combinaciones las que se muestran en el caso estudiado.

Primero se carga el pórtico sólo con la carga muerta, luego con la carga viva distribuyéndola de diversas maneras como se muestra en la aplicación.

METRADO DE CARGAS PARA CARGAS VERTICALES



CARGA MUERTA

Viga principal	$2400 \times 0.40 \times 0.80 \times 1.00$	$= 768 \text{ kg}$
Aligerado y acabado	$450 \times 1.00 \times 5.6$	$= 2520 \text{ kg}$
	$450 \times 1.00 \times 7.3$	$= 3288 \text{ kg}$

CARGA VIVA

2do Piso	$150 \times 6.60 \times 1.00 = 900 \text{ kg}$
1er Piso	$500 \times 6.00 \times 1.00 = 3000 \text{ kg}$



DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Para el diseño de elementos de concreto armado hacemos primero el análisis de fuerzas horizontales y de cargas verticales de acuerdo a la teoría expuesta.

En la primera parte presentamos un pórtico sometido a los diferentes tipos de cargas.

Luego hacemos las combinaciones de los momentos cortantes hallados para cada estado de carga.

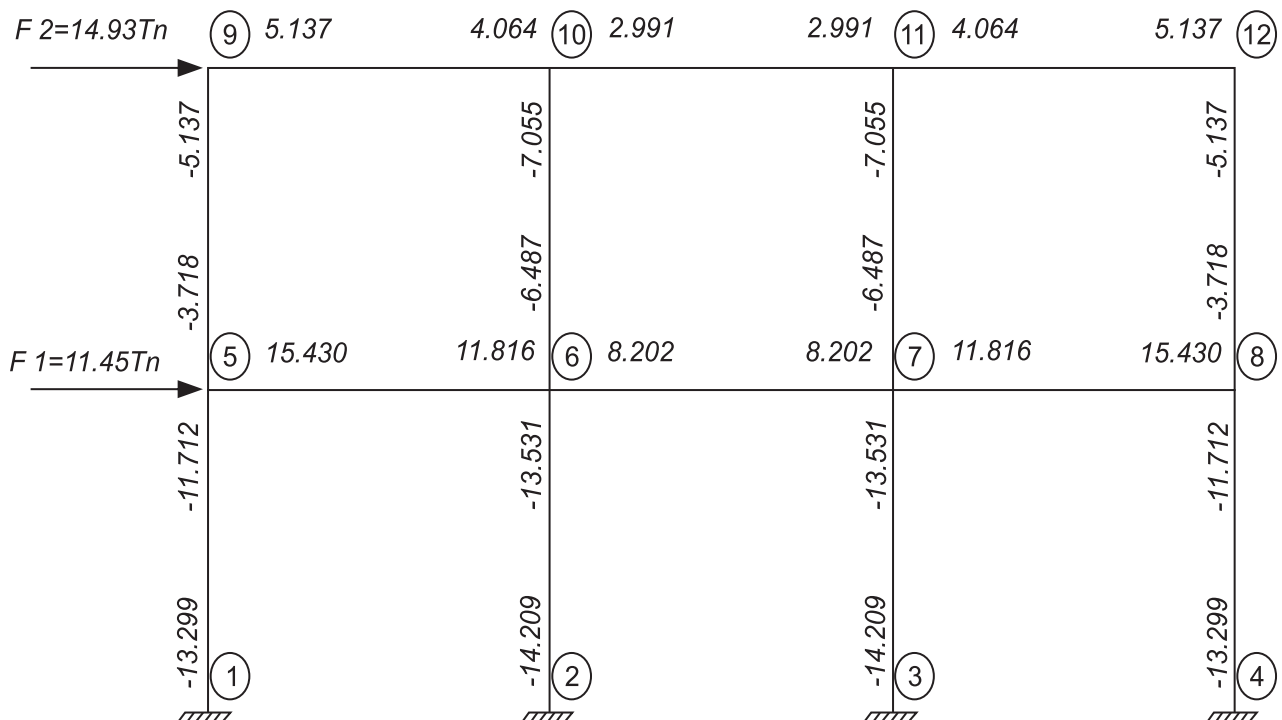
Con estos resultados pasamos al diseño trabajando con los valores más desfavorables.

A continuación presentamos los diagramas de momento y fuerza cortante por:

- Fuerza horizontal (de sismo).
- Carga muerta.
- Carga viva primera combinación.
- Carga viva segunda combinación.

ANÁLISIS DE CARGAS HORIZONTALES (POR SISMO)

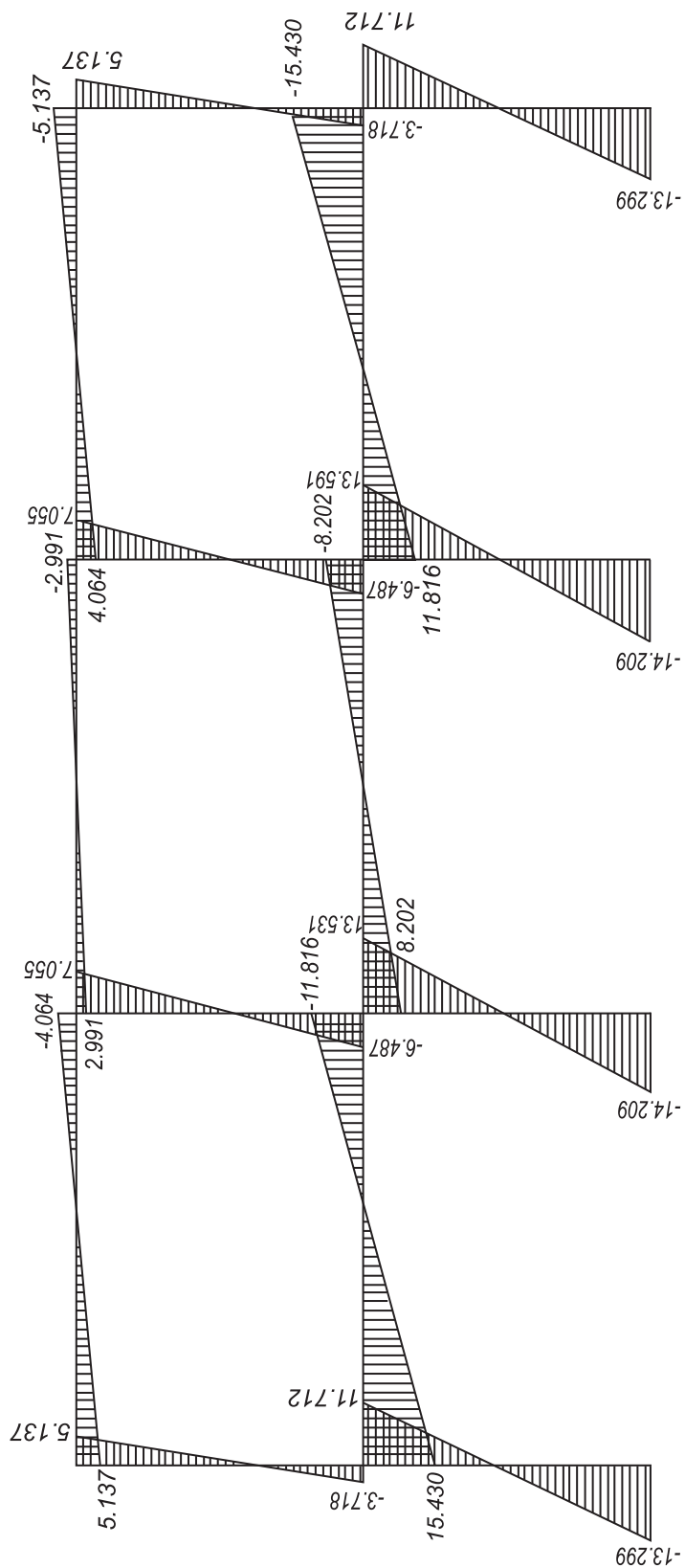
Gráfico: Momentos finales con signo de Cross



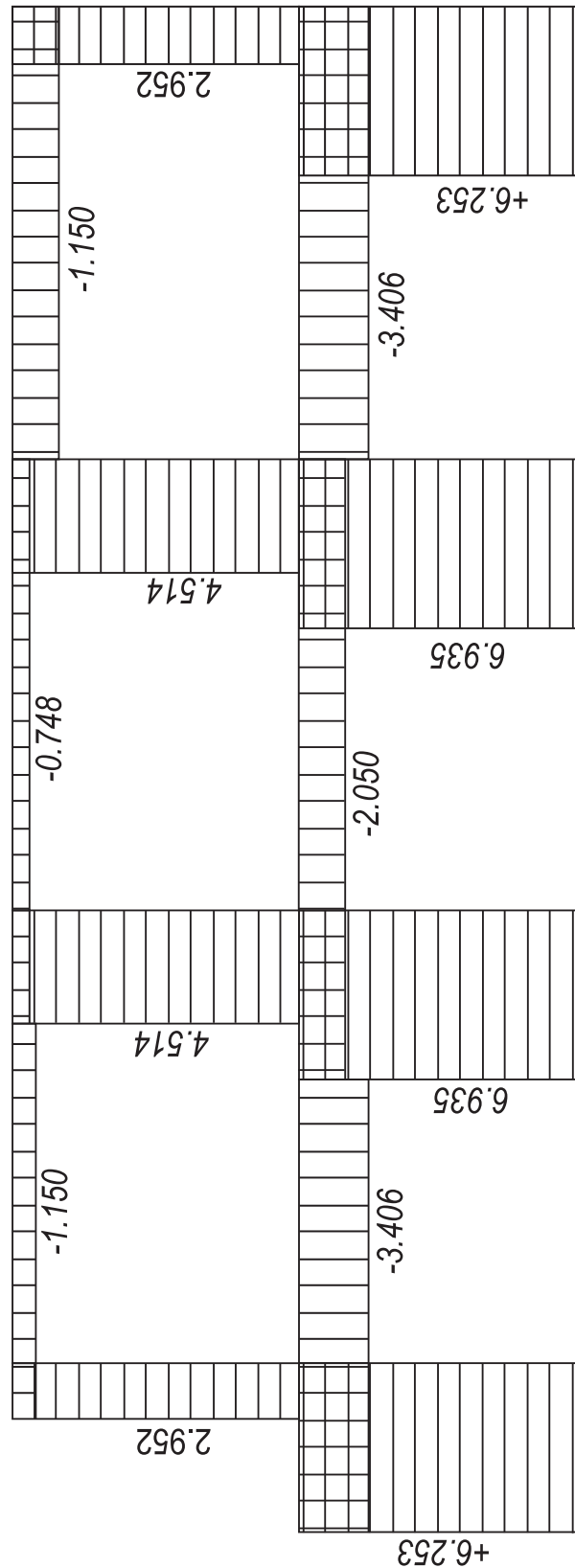
Momentos Flectores Finales (Tn-m)**(M_s)**

Columnas Primer Nivel		Columnas Segundo Nivel	
$M_{1-5} = -13.299$	$M_{5-1} = 11.712$	$M_{5-9} = -3.718$	$M_{9-5} = 5.137$
$M_{2-6} = -14.209$	$M_{6-2} = 13.531$	$M_{6-10} = -6.487$	$M_{10-6} = 7.055$
$M_{3-7} = -14.209$	$M_{7-3} = 13.531$	$M_{7-11} = -6.487$	$M_{11-7} = 7.055$
$M_{4-8} = 13.299$	$M_{8-4} = 11.712$	$M_{8-12} = -3.718$	$M_{12-8} = 5.137$
Vigas Primer Nivel		Vigas Segundo Nivel	
$M_{5-6} = 15.430$	$M_{6-5} = -11.816$	$M_{9-10} = 5.137$	$M_{10-9} = -4.064$
$M_{6-7} = 8.202$	$M_{7-6} = -8.202$	$M_{10-11} = 2.991$	$M_{11-10} = -2.991$
$M_{7-8} = 11.816$	$M_{8-7} = -15.430$	$M_{11-12} = 4.064$	$M_{12-11} = -5.137$

**DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DEBIDO A CARGAS
HORIZONTALES O DE SISMO M_s (Tn-m)**

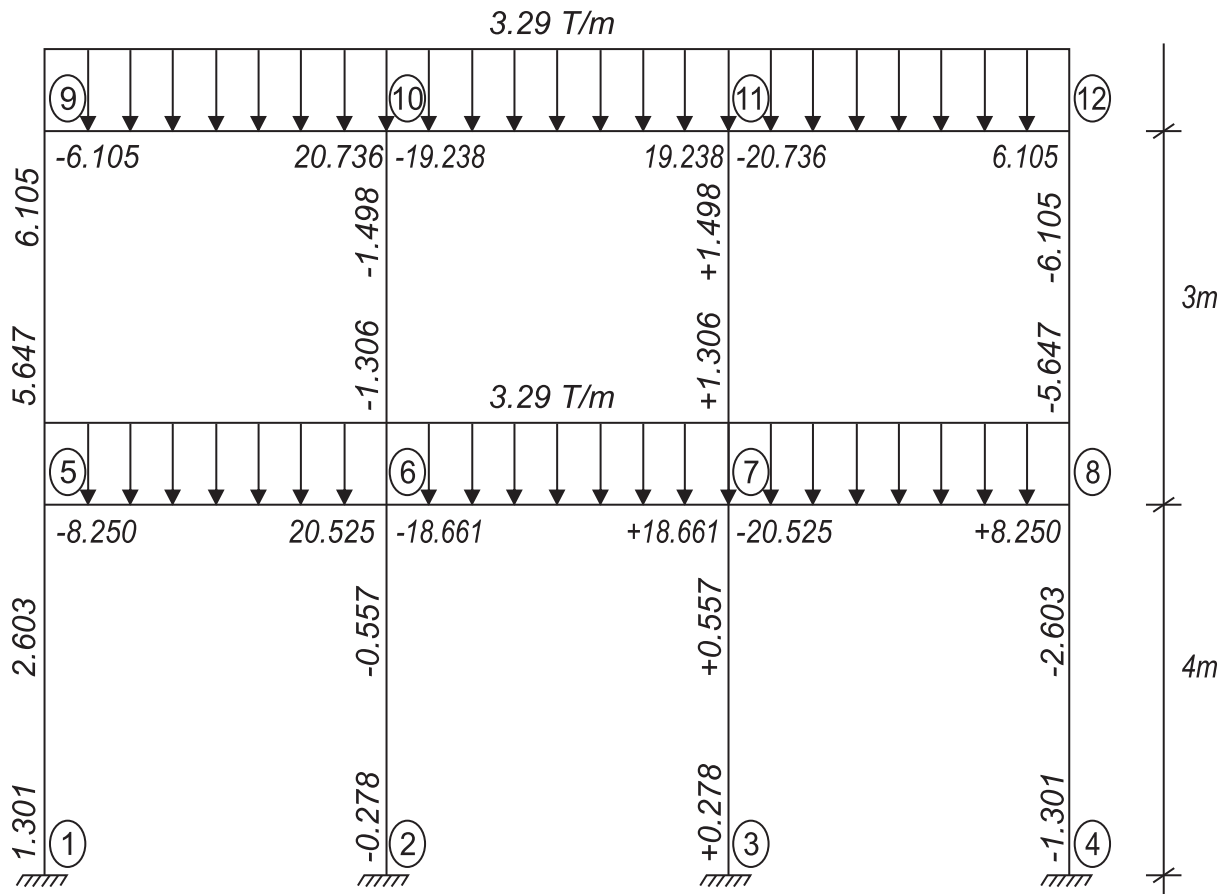


**DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEBIDO A CARGAS
HORIZONTALES O DE SISMO**



PRIMER ESTADO DE CARGAS**Cargas muertas o Permanentes**

Gráfico: Momentos Finales con signo de Cross

**Momentos Flectores Finales (Tn-m)****(MD)**

Columnas Primer Nivel		Columnas Segundo Nivel	
$M_{1-5} = 1.301$	$M_{5-1} = -2.603$	$M_{5-9} = 5.647$	$M_{9-5} = -6.105$
$M_{2-6} = 0.278$	$M_{6-2} = 0.557$	$M_{6-10} = -1.306$	$M_{10-6} = 1.498$
$M_{3-7} = +0.278$	$M_{7-3} = -0.557$	$M_{7-11} = +1.306$	$M_{11-7} = -1.498$
$M_{4-8} = 1.301$	$M_{8-4} = +2.603$	$M_{8-12} = -5.647$	$M_{12-8} = +6.105$
Vigas Primer Nivel		Vigas Segundo Nivel	
$M_{5-6} = -8.250$	$M_{6-5} = -20.525$	$M_{9-10} = -6.105$	$M_{10-9} = -20.736$
$M_{6-7} = -18.661$	$M_{7-6} = -18.661$	$M_{10-11} = -19.238$	$M_{11-10} = -19.238$
$M_{7-8} = -20.525$	$M_{8-7} = -8.250$	$M_{11-12} = -20.736$	$M_{12-11} = -6.105$

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DEL PRIMER ESTADO
DE CARGAS M_D (Tn-m)

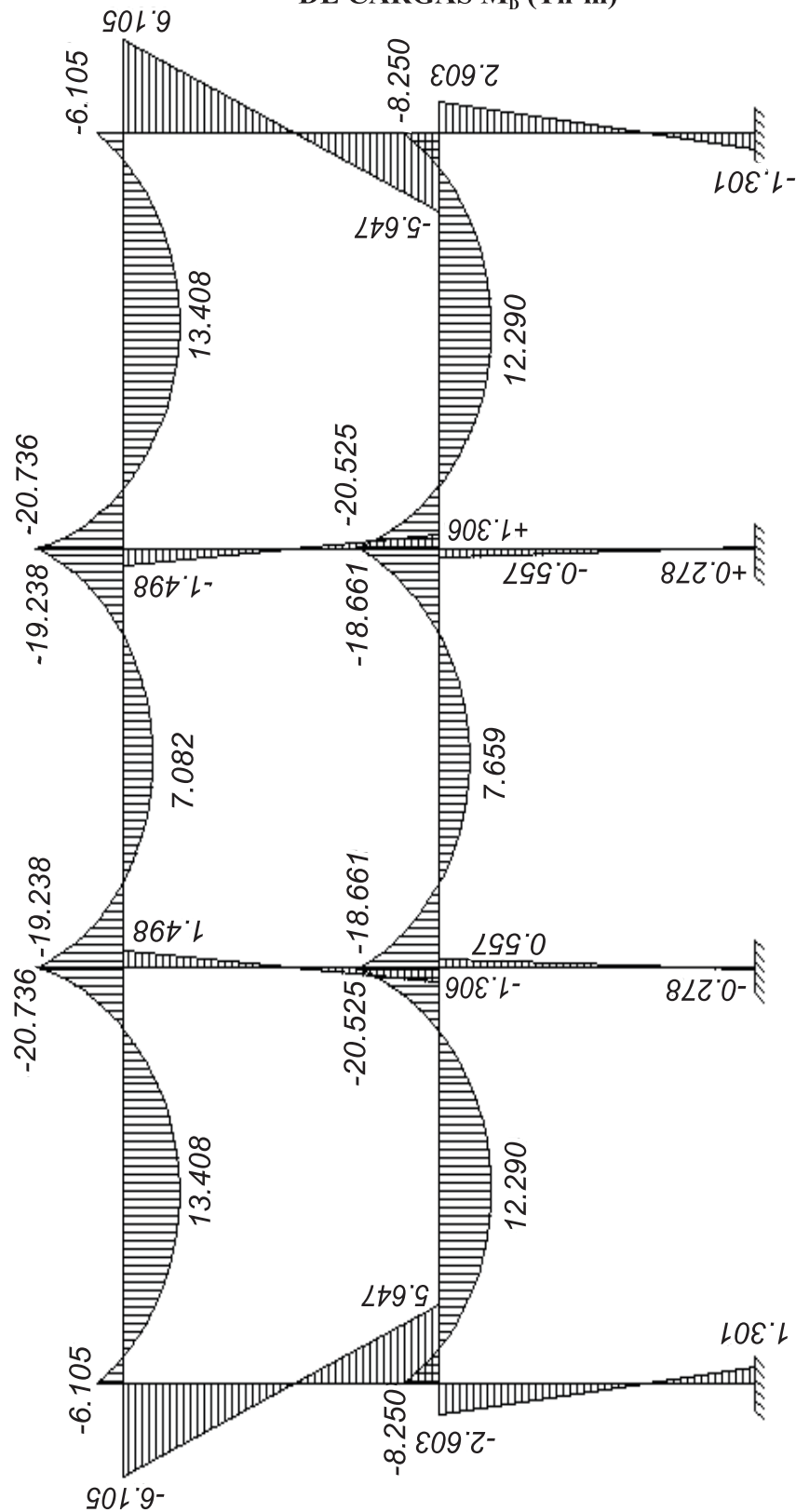
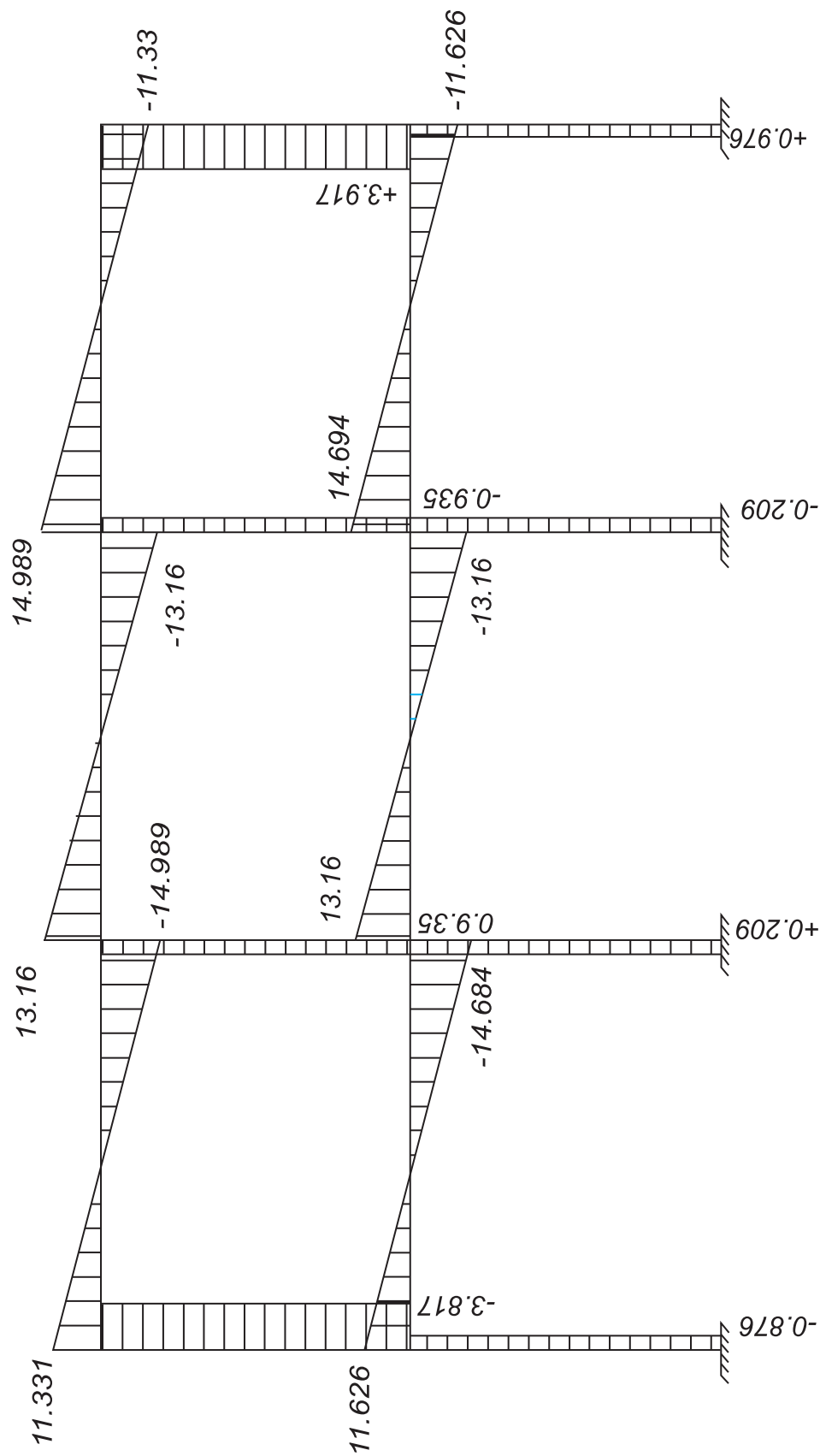


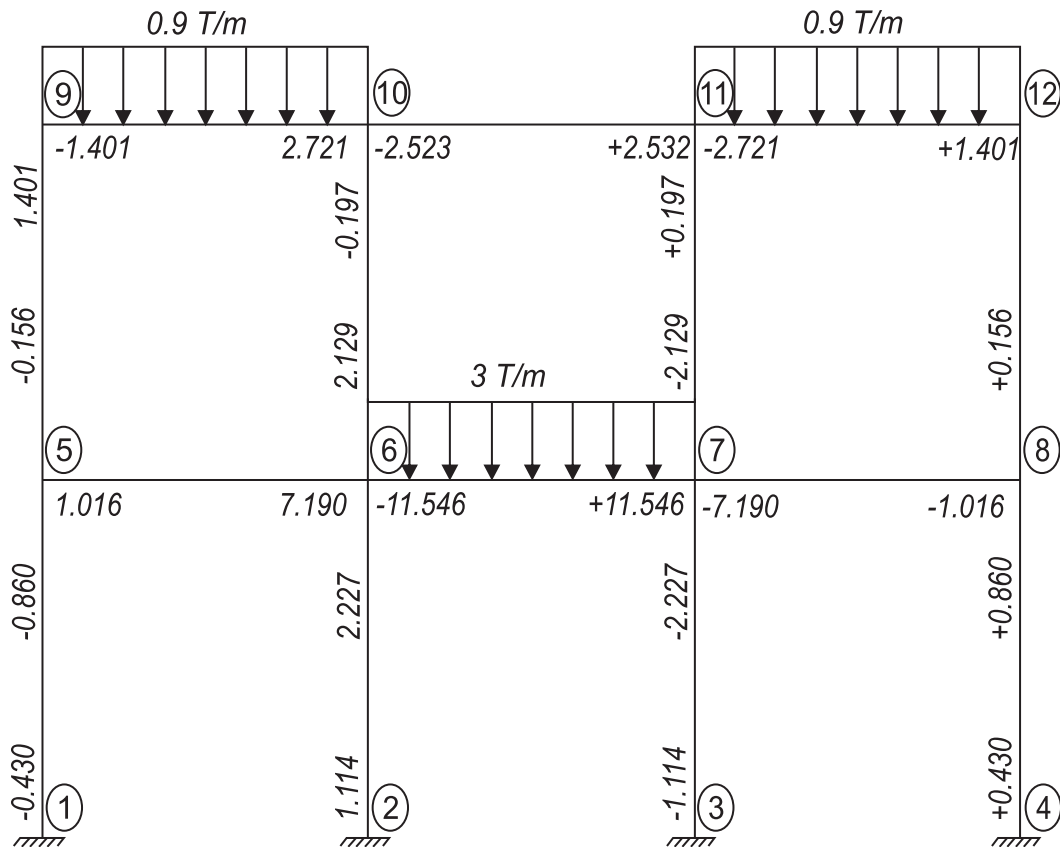
DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEL PRIMER ESTADO DE
CARGAS V_d (Tn)



SEGUNDO ESTADO DE CARGAS

Primera Distribución de Cargas Vivas

Gráfico: Momentos Finales con signo de Cross



Momentos Flectores Finales (Tn-m)

(M_{L1})

Columnas Primer Nivel		Columnas Segundo Nivel	
$M_{1-5} = -0.430$	$M_{5-1} = 0.860$	$M_{5-9} = -0.156$	$M_{9-5} = -1.401$
$M_{2-6} = 1.114$	$M_{6-2} = -2.227$	$M_{6-19} = 2.129$	$M_{10-6} = 0.197$
$M_{3-7} = -1.114$	$M_{7-3} = +2.227$	$M_{7-11} = -2.129$	$M_{11-7} = -0.197$
$M_{4-8} = +0.430$	$M_{8-4} = -0.860$	$M_{8-12} = +0.156$	$M_{12-8} = +4.401$
Vigas Primer Nivel		Vigas Segundo Nivel	
$M_{5-6} = 1.016$	$M_{6-5} = -7.190$	$M_{9-10} = -1.401$	$M_{10-9} = -2.721$
$M_{6-7} = -11.546$	$M_{7-6} = -11.546$	$M_{10-11} = -2.523$	$M_{11-10} = -2.523$
$M_{7-8} = -7.190$	$M_{8-7} = +1.016$	$M_{11-12} = -2.721$	$M_{12-11} = -1.401$

**DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DEL SEGUNDO ESTADO
DE CARGAS M_{L1} (Tn-m)**

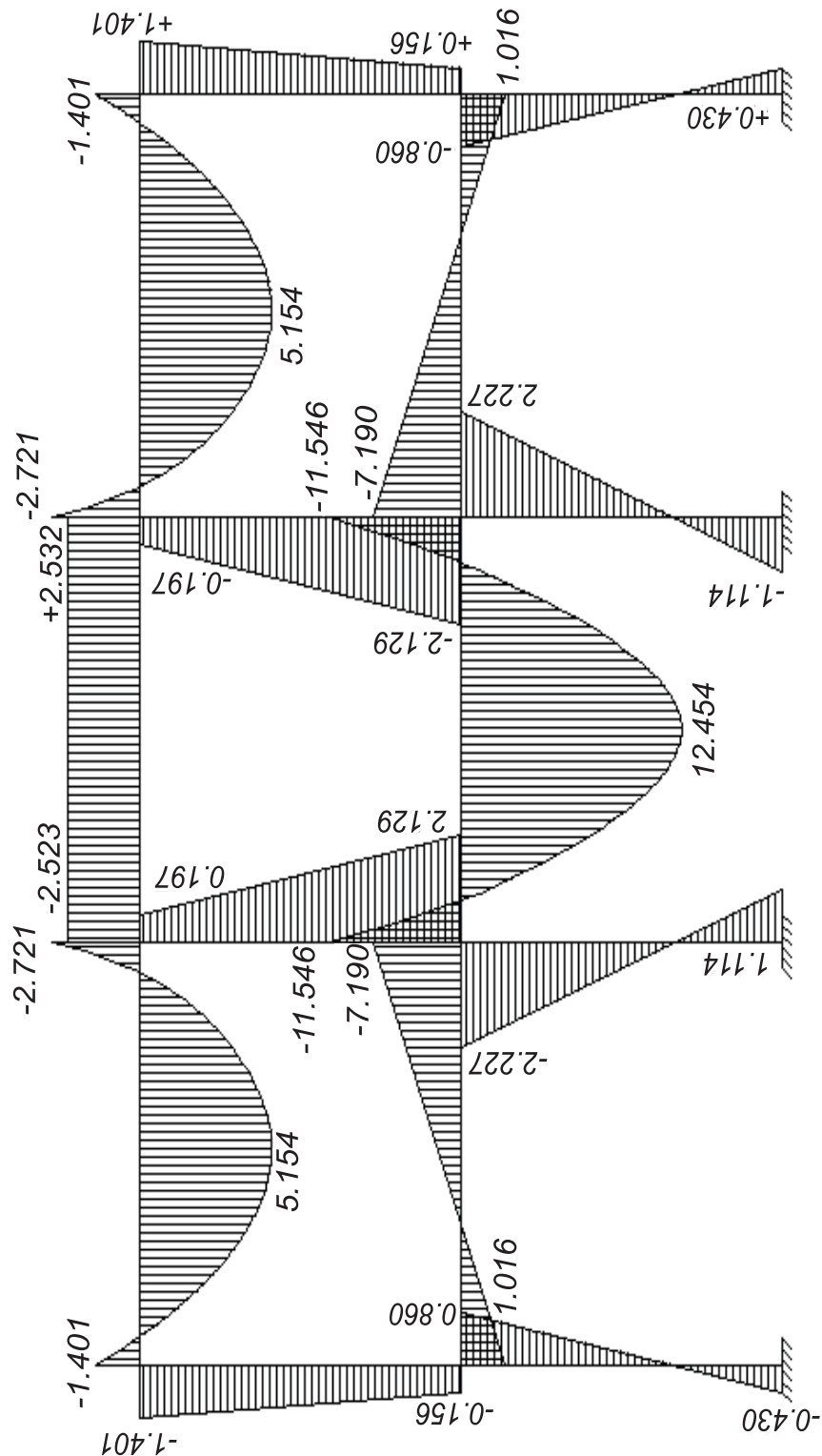
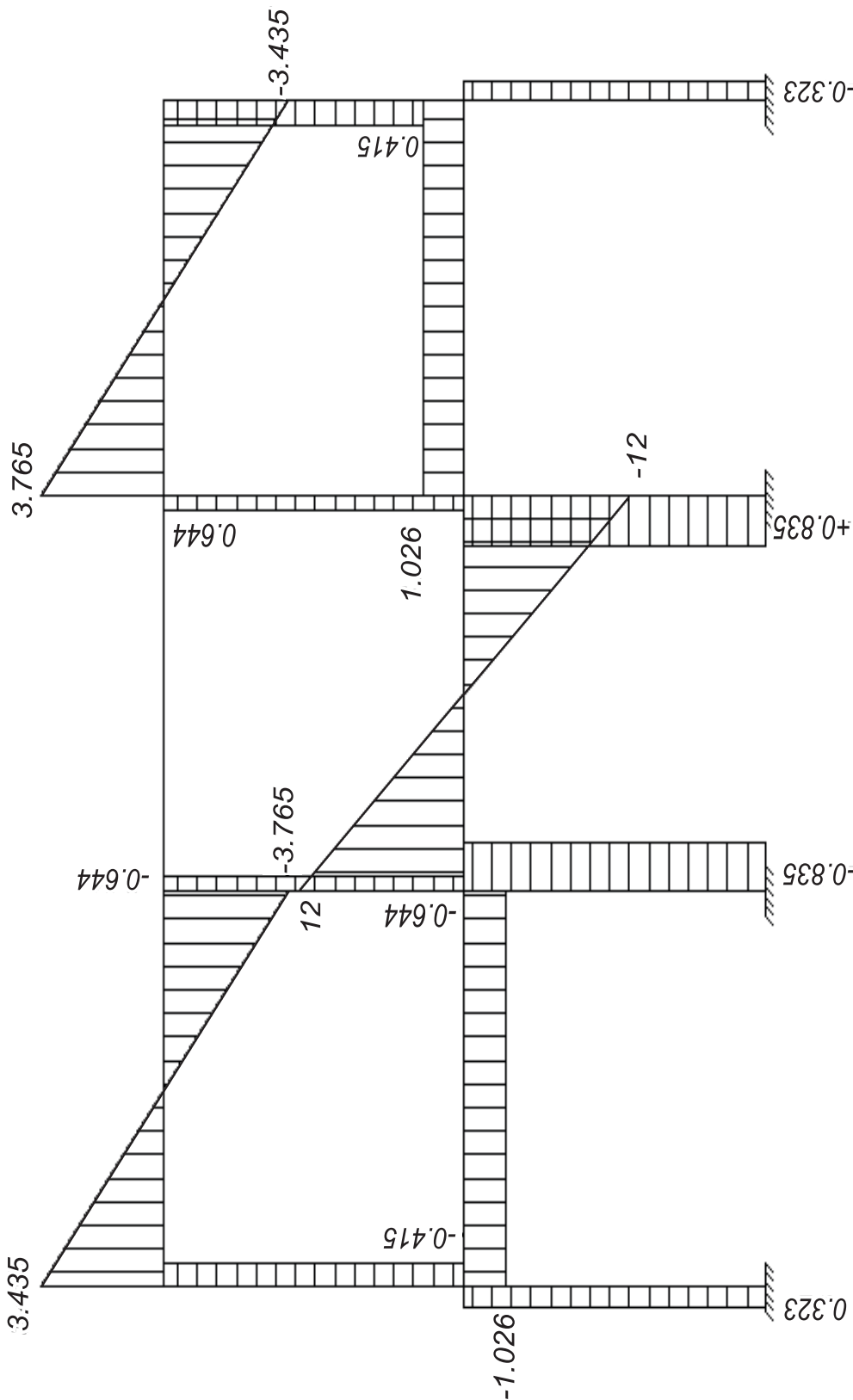


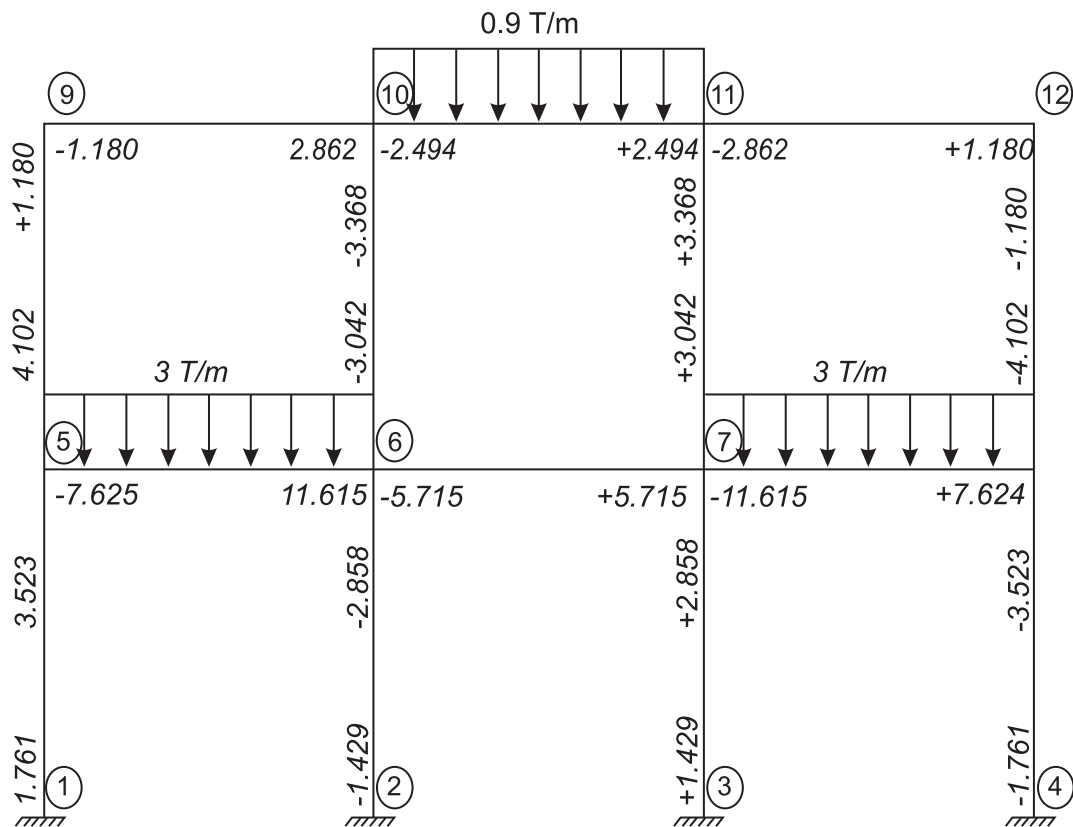
DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEL SEGUNDO ESTADO
DE CARGAS V_{L1} (Tn)



TERCER ESTADO DE CARGAS

Segunda Distribución de Cargas Vivas

Gráfico: Momentos Finales con signo de Cross



Momentos Flectores Finales (Tn-m)

(M_{L2})

Columnas Primer Nivel		Columnas Segundo Nivel	
$M_{1-5} = 1.761$	$M_{5-1} = -3.523$	$M_{5-9} = 4.102$	$M_{9-5} = -1.180$
$M_{2-6} = -1.429$	$M_{6-2} = 2.858$	$M_{6-10} = -3.042$	$M_{10-6} = +0.368$
$M_{3-7} = +1.429$	$M_{7-3} = -2.858$	$M_{7-11} = +3.042$	$M_{11-7} = -0.368$
$M_{4-8} = -1.761$	$M_{8-4} = +3.523$	$M_{8-12} = -4.102$	$M_{12-8} = 1.180$
Vigas Primer Nivel		Vigas Segundo Nivel	
$M_{5-6} = -7.625$	$M_{6-5} = -11.615$	$M_{9-10} = -1.180$	$M_{10-9} = -2.862$
$M_{6-7} = -5.715$	$M_{7-6} = -5.715$	$M_{10-11} = -2.494$	$M_{11-10} = -2.494$
$M_{7-8} = -11.615$	$M_{8-7} = -7.624$	$M_{11-12} = -2.862$	$M_{12-11} = -1.180$

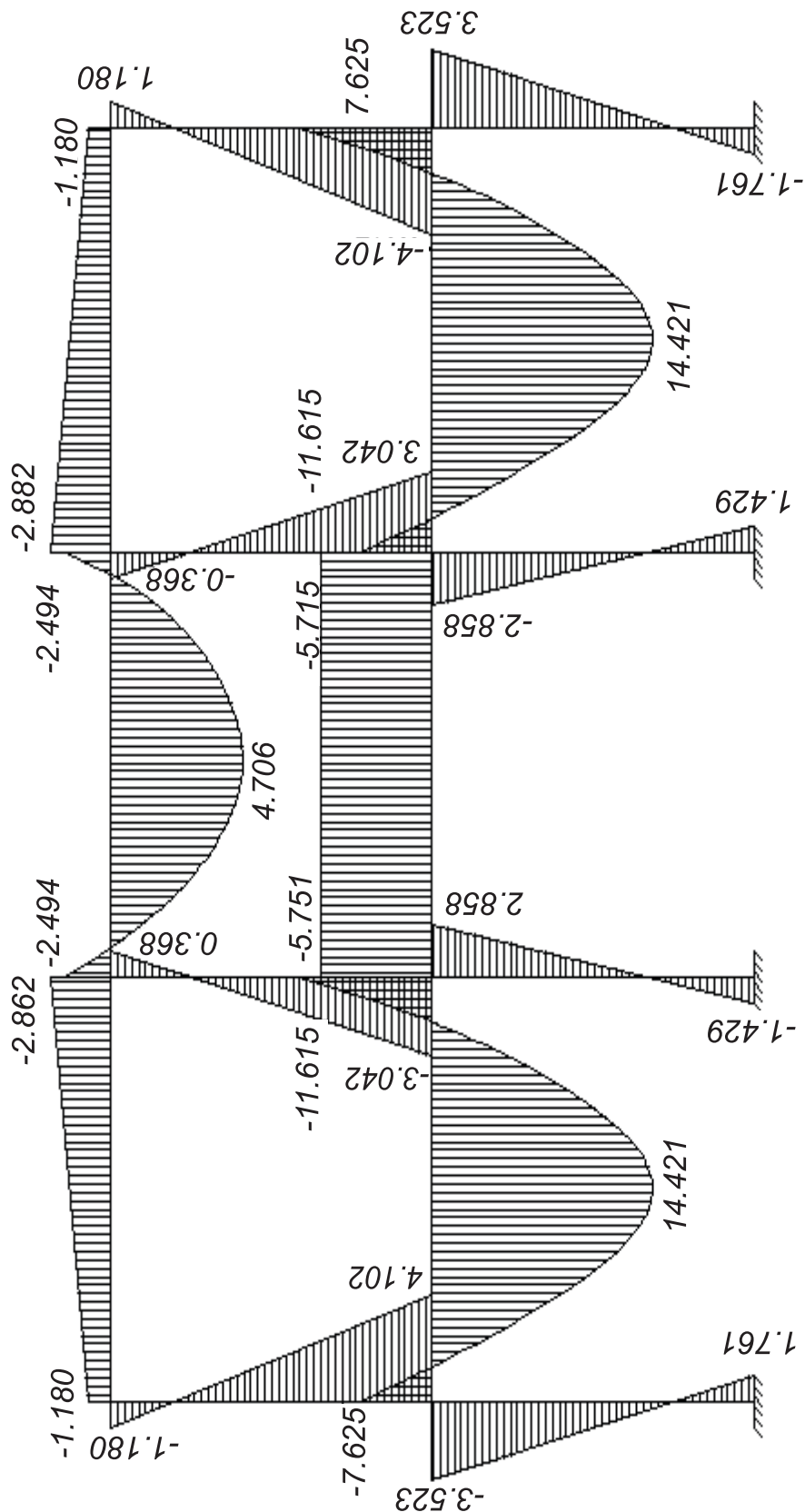
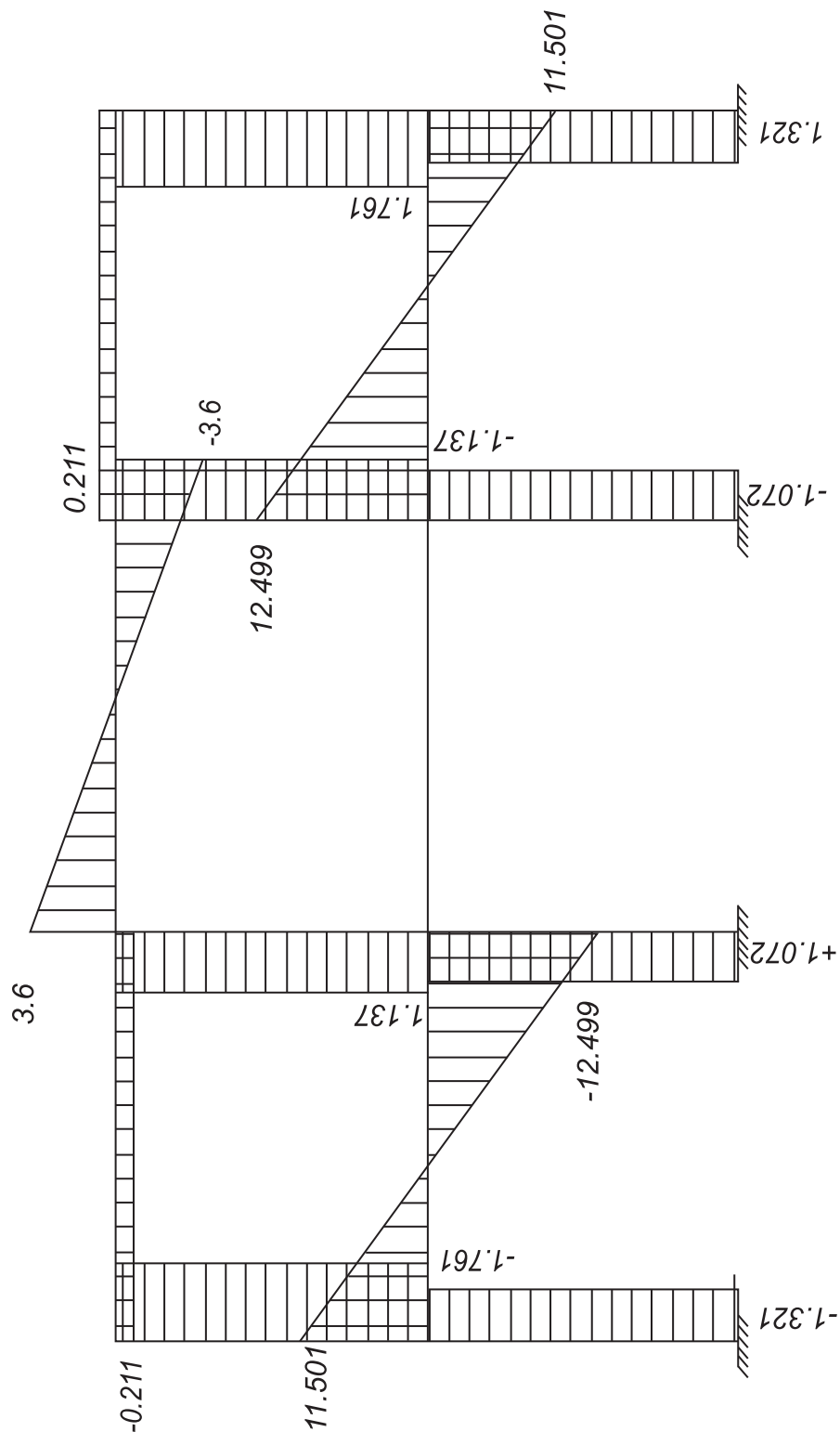
$$\mathbf{M}_{L_2}(\mathbf{T}_{n-m})$$


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEL TERCER ESTADO
DE CARGAS V_{L2} (Tn)



DISEÑO DE LA VIGA 6 – 7

Como ejemplo ilustrativo haremos el diseño de la viga 6 – 7 haciendo nuestro análisis en los extremos y centro de la luz.

De los diagramas de momentos vemos que para el tramo 6 – 7 los momentos hallados son:

Especificación Carga:	En los extremos (Ton)		En el centro (Ton)
	Izquierda	Derecha	
Por sismo: M_s	+8.20	-8.20	+0
Muerta: M_D	-18.66	-18.66	+7.659
Viva:			
Primer estado: M_{L1}	-11.546	-11.546	+12.454
Segundo estado: M_{L2}	-5.715	-5.715	-5.715

Con los valores hallados calculamos los momentos últimos para lo cual trabajaremos con las siguientes fórmulas:

$$M_u = 1.5M_D + 1.8M_L$$

$$M_u = 1.25(M_D + M_L \pm M_S)$$

$$M_u = 0.90M_D \pm 1.25M_S$$

M_u : Momento último

M_D : momento debido a carga muerta

M_L : momento debido a carga viva

M_S : momento debido a sismo

El análisis se hará en los extremos y en el centro obteniéndose los valores finales. Se trabajará con el más desfavorable.

A continuación presentamos los cálculos respectivos.

Cálculo de los Momentos Últimos de la viga

Posibilidad I

- a) $M_u = 1.5M_D + 1.8M_L$ $(M_L = M_{L1} + M_{L2} \text{ Por superposición})$
 b) $M_u = 1.5M_D + 1.8M_{L1}$
 c) $M_u = 1.5M_D + 1.8M_{L2}$

Posibilidad II

- a) $M_u = 1.25(M_D + M_L \pm M_S)$
 b) $M_u = 1.25(M_D + M_{L1} \pm M_S)$
 c) $M_u = 1.25(M_D + M_{L2} \pm M_S)$

Posibilidad III

- a) $M_u = 0.9M_D \pm 1.25M_S$

	Posibilidad I			Posibilidad II			Posibilidad III
	a	b	c	(+) (-) a	b	c	(+) (-)
Extremos	-59.061	-48.774	-38.279	-34.65 -55.155	-27.506 -48.011	-20.218 -40.723	-6.524 -27.047
Centro	23.061	33.906	1.202	18.00	25.141	2.43	6.893 6.893

Escogiendo los valores más desfavorables.

Extremo: $M_u = -59.061 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

Centro : $M_u = 33.096 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

Para el diseño de la viga haremos uso de las fórmulas del Concreto Armado para el cálculo del acero longitudinal así como transversal.
Las fórmulas a emplearse serán:

$$\rho b = 0.85 \beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \text{ Cuantía balanceada}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho b$$

$$M_{C \max} = \phi 0.85 f'_c \left(d - \frac{a}{2} \right) ab$$

Donde $M_{C \max}$ es el momento resistente máximo del concreto.

$$a = \frac{\rho_{\max} d f_y}{0.85 f'_c} \quad a : \text{altura del blok rectangular de esfuerzos}$$

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

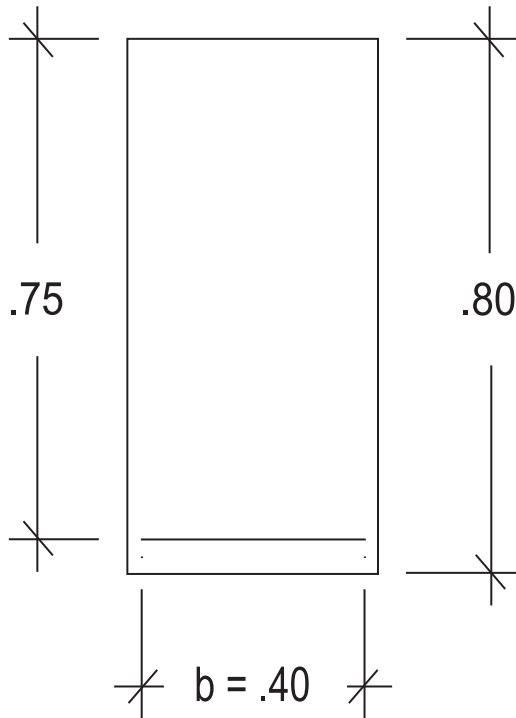
Donde M_n : Momento nominal
 ϕM_n : Momento de diseño

$$A_{S \min} = \frac{14 b d}{f_y} \quad A_{S \min} = \text{Acero mínimo}$$

La viga 6 – 7 fue predimensionada de 0.40 x 0.80 donde $d = 75 \text{ cm}$ el $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y el $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con estos datos calculamos el momento resistente máximo del concreto que en nuestro caso sale 110.133 Tn-m.

De las combinaciones, realizadas trabajamos con los resultados más desfavorables siendo -48.774 Tn - m para el extremo y +33.906 Tn-m para el centro. Como estos valores son menores al momento resistente máximo la viga no necesitará acero en compresión. Los cálculos se presentan a continuación.

Entramos al diseño con los siguientes datos:



$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$M_{uExtremo} = 59.061 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{uCentro} = 33.096 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

b: Ancho de la sección

h: Altura total de la sección

d: Altura útil de la sección

A_s : Área total de refuerzo

a: Peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

ϕ : Factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$

β_d : 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

Cuantía balanceada:

$$\rho b = 0.85 \beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho b = 0.02125$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho b$$

$$\rho_{\max} = 0.75 (0.02125)$$

$$\rho_{\max} = 0.01594$$

Peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos:

$$a = \frac{\rho_{\max} df_y}{0.85 f'_c} = \frac{0.01594 \times d \ 4200}{0.85 \times 210} = 0.375d$$

Momento resistente máximo del concreto:

$$M_{C_{\max}} = \phi 0.85 f'_c \left(d - \frac{a}{2} \right) ab$$

$$M_{C_{\max}} = 0.9 \times 0.85 \times 210 \left(d - \frac{0.375d}{2} \right) 0.375db$$

$$M_{C_{\max}} = 48.948bd^2 \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$M_{C_{\max}} = 110.133Tn \cdot m \quad d = 75 \text{ cm}$$

Momento de diseño ϕM_n :

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right) \right]$$

Reemplazando valores en el extremo:

$$M_u^{(-)} = 59.061Tn \cdot m < M_{C_{\max}} \text{ no se necesita acero en compresión}$$

$$59.061 \times 10^5 = 0.9 \left[A_s 4200 \left(75 - \frac{A_s 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 40} \right) \right]$$

$$A_s = 22.89cm^2 > A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

$$6\phi 3/4" + 5\phi 1/2"$$

En el centro:

$$M_u^{(+)} = 33.906Tn \cdot m < M_{C_{\max}} \text{ no se necesita acero en compresión}$$

$$33.906 \times 10^5 = 0.9 \left[A_s 4200 \left(75 - \frac{A_s 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 40} \right) \right]$$

$$A_s = 12.58cm^2 > A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

$$3\phi 3/4" + 5\phi 1/2"$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = 10cm^2$$

CÁLCULO DEL ACERO TRANSVERSAL

Al igual que para el acero longitudinal tenemos que hacer las combinaciones de sismo, carga muerta y viva; pero ahora de los diagramas de fuerza cortante.

La metodología y los pasos a seguir se presentan a continuación para el caso de la viga 6–7.

Finalmente hacemos el análisis de longitud de desarrollo con lo que queda terminado el diseño de la viga 6–7.

Con este mismo criterio analizaremos todas las vigas restantes que dejamos como ejercicio de aplicación.

Cálculo de los cortantes últimos:

Posibilidad I

- a) $V_u = 1.5V_D + 1.8V_L$ (Por superposición $V_L = V_{L1} + V_{L2}$)
 b) $V_u = 1.5V_D + 1.8V_{L1}$
 c) $V_u = 1.5V_D + 1.8V_{L2}$

Posibilidad II

- a) $V_u = 1.25 (V_D + V_L + V_S)$
 b) $V_u = 1.25 (V_D + V_{L1} \pm V_S)$
 c) $V_u = 1.25 (V_D + V_{L2} + V_S)$

Posibilidad II

- a) $V_u = 1.25 (V_D + V_L + V_S)$
 b) $V_u = 1.25 (V_D + V_{L1} \pm V_S)$
 c) $V_u = 1.25 (V_D + V_{L2} + V_S)$

Posibilidad III

- a) $V_u = 0.9V_D \pm 1.25 V_S$

	Posibilidad I			Posibilidad II			Posibilidad III
	a	b	c	a	b	c	
Extremos	41.34	41.34	19.74	28.888	28.883	13.888	9.282
				34.013	34.013	19.013	14.407

Cortante último máximo

$$V_u = 34.013 \text{ Tn}$$

Corte a la distancia d:

$$V_{ud} = V_{u-wd}$$

$$w = 1.5w_D + 1.8w_L$$

$$w = 1.5(3.29) + 1.8(3)$$

$$w = 10.335 \text{ Tn/m}$$

$$V_{ud} = 34.013 - 10.335(0.75) = 26.262 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \phi = 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 75 \times 0.85$$

$$\phi V_{ud} = 19.585 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c < V_u \text{ se necesita estribar}$$

Distancia a estribar L

$$x' = \frac{V_u - V_c}{w} = \frac{34.013 - 19.585}{10.335} = 1.40 \text{ m}$$

Distancia total

$$L = x' + d = 1.40 + 1.75 = 2.15 \text{ m}$$

$$L = 2.15 \text{ m}$$

Cálculo del espaciamiento entre estribos:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{(V_{ud} - \phi V_c)} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 75}{(26.262 - 19.585)} = 56.9 \text{ cm}$$

Verificación del espaciamiento máximo entre estribos:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm} \\ \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.42 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{\max} = 37.5 < 56.9 \text{ no cumple}$$

∴ Estribos de 3/8" 1 a 0.05 resto 37.5cm

LONGITUD DE DESARROLLO**A. Longitud de desarrollo a tracción**

$$L_d \geq \begin{cases} 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.006 d_b f_y \\ 30cm \end{cases}$$

Usando $\phi 3/4"$

Área: $A_b = 2.84cm^2$

Diámetro: $d_b = 1.905cm$

$$L_d \geq \begin{cases} 0.06(2.84) \frac{4200}{\sqrt{210}} = 49.4cm \\ 0.006 \times 1.905 \times 4200 = 48cm \\ 30cm \end{cases}$$

Escogemos el mayor valor:

$$L_d = 49.4 \approx 50cm \text{ Barra interior}$$

$$L_d = 1.4(50) = 70cm \text{ Barra superior}$$

Usando $\phi 1"$

Área: $A_b = 5.10cm^2$

Diámetro: $d_b = 2.54cm$

$$L_d \geq \begin{cases} 0.06(5.10) \frac{4200}{\sqrt{210}} = 88.7cm \\ 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64cm \\ 30cm \end{cases}$$

Escogemos el mayor valor:

$$L_d = 88.7 \approx 89cm \text{ Barra interior}$$

$$L_d = 1.4(89) = 125cm \text{ Barra superior}$$

B. Longitud de desarrollo a compresión

$$L_d \geq \begin{cases} 0.08 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.004 d_b f_y \\ 20cm \end{cases}$$

Usando $\phi 3/4"$:

Área: $A_b = 2.84\text{cm}^2$

Diámetro: $d_b = 1.905\text{cm}$

$$L_d \geq \begin{cases} 0.08(2.84) \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.2\text{cm} \\ 0.004 \times 1.905 \times 4200 = 32\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

Escogemos el mayor valor:

$$L_d = 44.2 \sim 45\text{cm}$$

Usando $\phi 1"$:

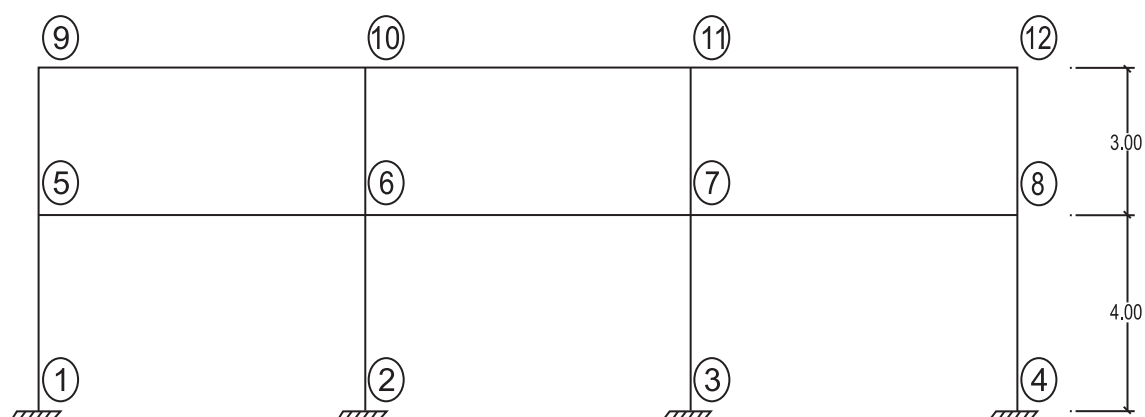
Área: $A_b = 5.10\text{cm}^2$

Diámetro: $d_b = 2.54\text{cm}$

$$L_d \geq \begin{cases} 0.08(5.10) \frac{4200}{\sqrt{210}} = 58.9\text{cm} \\ 0.004 \times 2.54 \times 4200 = 42.7\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

Escogemos el mayor valor:

$$L_d = 58.9 \approx 60\text{cm}$$

DISEÑO DE LA COLUMNA C_{2-6} 

El estudio y diseño de la columna C_{6-2} es similar a C_{7-3} lo mismo ocurre con C_{5-1} que es similar a C_{8-4} debido a la simetría de la estructura.

Del análisis de los momentos flectores finales obtenemos los siguientes datos:

Columna	M_{sup} M_{inf}	M_D	M_L	M_{L1}	M_{L2}	M_S
5 – 1	<i>SUP</i>	-2.603	-2.663	0.860	-3.523	11.712
	<i>INF</i>	1.301	1.331	-0.430	1.761	-13.299
6 – 2	<i>SUP</i>	0.557	0.631	-2.227	2.858	13.531
	<i>INF</i>	-0.278	-0.315	1.114	-1.429	-14.209

NOTA: los momentos están dados en Tn – m.

Los momentos M_D , M_L , M_{L1} , M_{L2} , se obtienen del análisis estructural, usando las cargas de servicio.

Cabe anotar que el momento por carga viva plena (M_L) puede obtenerse superponiendo los estados por carga viva en damero I y carga viva en damero II, lo mismo se cumple en los cortantes.

$$M_L = M_{L1} + M_{L2}$$

$$V_L = V_{L1} + V_{L2}$$

FUERZAS AXIALES TOTALES**Posibilidad I**

- a) $PU = 1.5PP_{acum} + 1.5\sum V_D + 1.8\sum V_L$
 b) $PU = 1.5PP_{acum} + 1.5\sum V_D + 1.8\sum V_{L1}$
 c) $PU = 1.5PP_{acum} + 1.5\sum V_D + 1.8\sum V_{L2}$

Posibilidad II

- a) $PU = 1.25PP_{acum} + 1.25\sum (V_D + V_L + V_S)$
 b) $PU = 1.25PP_{acum} + 1.25\sum (V_D + V_{L1} + V_S)$
 c) $PU = 1.25PP_{acum} + 1.25\sum (V_D + V_{L2} + V_S)$

Para no entrar en el análisis de reducción de sobrecarga efectuaremos el análisis de las posibilidades I y II en los casos b y c ya que para los estados de carga en damero no se efectúa reducción de sobrecarga.

PP_{acum} : Peso propio de la columna hasta el piso considerado.

$\sum V_D$, $\sum V_{L1}$, $\sum V_{L2}$: Se determina sumando las fuerzas cortantes de las vigas desde el último piso, hasta el piso que está considerado. (ver diagrama de fuerzas cortantes).

$$PP_{acum} = 0.40 \times 0.40 \times 2400(3 + 4) = 2.688 Tn$$

Columna	PP_{acum}	$\sum V_D$	$\sum V_{L1}$	$\sum V_{L2}$	$\sum V_S$
5 – 1	2.688	22.957	2.409	11.29	-4.556
6 – 2	2.688	56.003	16.791	16.31	1.758

Los pesos y fuerzas cortantes en Tn.

Columna	Posibilidad I		Posibilidad II	
	b	c	b	c
5 – 1	42.804	58.790	29.373	40.474
6 – 2	118.584	117.395	96.775	95.949

Escogiendo los más representativos:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Considerando los efectos de sismo} \\ PU = 1.25PP_{acum} + 1.25(\Sigma V_D + \Sigma V_L + \Sigma V_S) \end{array} \right]$$

Columna 5 – 1: PU = 40.474Tn

Columna 6 – 2: PU = 95.949Tn

PU : Carga axial factorizada ó carga axial última.

Análisis del efecto de esbeltez

Según norma peruana E060-89, el momento último para el diseño de la columna será:

$$M_c = \delta_1 M_{UV} + \delta_g M_{US}$$

M_{UV} : Momento último debido a cargas verticales.

M_{US} : Momento último debido a cargas laterales.

δ_1 : Factor debido a los efectos locales que afectan a cada uno de los elementos individuales.

δ_g : Factor debido a los efectos globales que afectan a la estructura como conjunto.

Efectos locales: δ_1

Efectos globales: δ_g

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} > 1$$

$$\delta_g = \frac{C_m}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}}$$

C_m : Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.

P_u : Carga axial última.

P_c : Carga crítica de pandeo.

C_m : se puede considerar como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$

Para elementos contraventados y sin cargas transversales entre los apoyos.

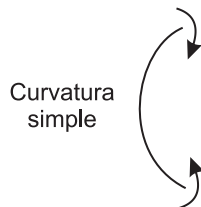
Para los demás casos C_m debe tomarse como 1.

M_1 : Momento flector menor de diseño en el extremo de columna.

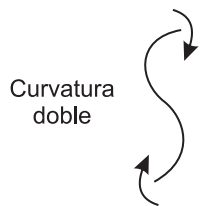
Es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si está flexionado en doble curvatura.

M_2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de columna.

Siempre es positivo



$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$



$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$

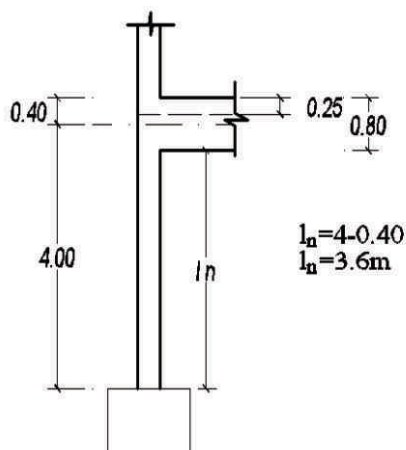
La columna que estamos analizando es un elemento no arriostrado contra desplazamiento lateral, por lo tanto $C_m = 1$.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_n)^2}$$

EI : Rigidez a la flexión de elementos en compresión.

k : Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.

l_n : Luz libre del elemento.



$$EI = \frac{(E_c I_g/5) + E_s I_{sc}}{(1 + \beta d)}$$

Ó conservadoramente:

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5(1 + \beta d)}$$

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm².

E_s : Módulo de elasticidad del refuerzo, kg/cm².

I_g : Momento de inercia de la sección total del concreto con respecto al eje centroidal, sin considerar el refuerzo.

I_{sc} : Momento de inercia del refuerzo respecto al eje centroidal de la sección transversal de la columna.

βd : Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta de diseño y el momento máximo debido a la carga total de diseño. Siempre positivo.

$$\beta d = \frac{1.5M_D}{M_{u_{\max}}}$$

La longitud efectiva es una función de la rigidez relativa en cada extremo del elemento sujeto a compresión, es decir que para determinar el factor de longitud efectiva k es necesario calcular Ψ en cada extremo de la columna.

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_g}{L_c} \right)_{\text{columnas}}}{\sum \left(\frac{E_c I_v}{L_v} \right)_{\text{vigas}}} = \frac{\sum \left(\frac{I_g}{L_c} \right)_{\text{columnas}}}{\sum \left(\frac{0.5 I_v}{L_v} \right)_{\text{vigas}}}$$

Como una primera aproximación se recomienda usar para vigas $0.5E_c I_v$ por efectos de agrietamientos y variación de los porcentajes de refuerzo.

Para columnas se usará $E_c I_g$ y se recomienda asumir $\beta d=0$.

$$\Psi_m = \frac{\Psi_{\text{sup}} + \Psi_{\text{inf}}}{2}$$

Para elementos no arriostrados contra desplazamiento lateral, sujetos a compresión, la longitud efectiva se puede hallar de la siguiente forma:

Para $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Para $\Psi_m \geq 2$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Si $\frac{K\ell_n}{r} \leq 22$ No es necesario considerar efectos de esbeltez.

$r = 0.3t$ r : Radio de giro de la sección.

t : Lado mayor de la sección.

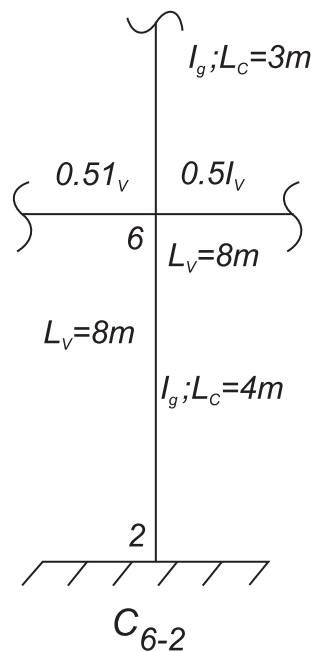
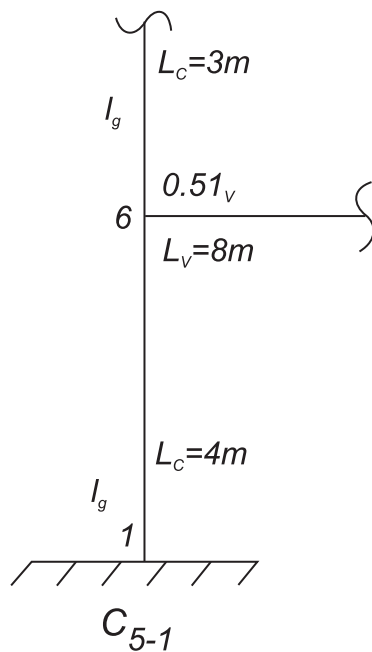
A continuación presentamos los cálculos respectivos:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{210} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_v = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 40 \times 80^3 = 1706666.667 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1}{18} t t^3 = \frac{1}{18} \times 40 \times 40^3 = 213333.333 \text{ cm}^4$$



$$\Psi_5 = \frac{\frac{I_g}{400} + \frac{I_g}{300}}{\frac{0.5I_v}{800}} = 1.667$$

$$\Psi_1 = 1.667$$

$$\Psi_m = 1.334$$

$$\Psi_6 = \frac{\frac{I_g}{400} + \frac{I_g}{300}}{\frac{I_v}{800}} = 0.583$$

$$\Psi_2 = 1$$

$$\Psi_m = 0.792$$

Cálculo del factor de longitud efectiva K

$$C_{5-1} : K = \frac{20 - 1.334}{20} \sqrt{1 + 1.334} = 1.426$$

$$C_{6-2} : K = \frac{20 - 0.792}{20} \sqrt{1 + 1.792} = 1.286$$

Verificamos si la columna C_{6-2} necesita corrección de esbeltez.

$$\frac{K\ell_n}{r} = \frac{1.286 \times 3.60}{0.3 \times 0.40} = 38.58 > 22$$

Se deberán considerar los efectos de esbeltez.

Columna	βd	K	$\ell_n (m)$	$EI \times 10^{10}$	$P_c (Tn)$
5 – 1	0	1.426	3.60	1.855	694.704
6 – 2	0	1.286	3.60	1.855	854.194

Cálculo de los efectos locales δ_1 para la columna C_{6-2} .

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}}$$

$C_m = 1$ por no estar arriostrado

$\phi = 0.70$ para columnas estribadas

$$P_u = 95.949 Tn$$

$$P_c = 854.194 Tn$$

$$\delta_1 = \frac{1}{1 - \frac{95.949}{0.7(854.194)}} = 1.19$$

Cálculo de los efectos globales δ_g .

$$\delta_g = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}}$$

$\sum P_u$, $\sum P_c$ Son las sumas para todas las columnas del piso que se está analizando. Para nuestro caso, para obtener un valor aproximado supondremos que todos los pórticos son iguales al analizado, luego existe n columnas C_{5-1} y n columnas C_{6-2} .

$$\delta_g = \frac{1}{1 - \frac{(95.949 + 40.474) \cdot n}{0.7(854.194 + 694.704) \cdot n}} = 1.14$$

Momento último debido a cargas verticales:

Posibilidad I (sin considerar efectos de sismo: $\delta_1 = 1$, $M_s = 0$)

- a) $M_{UV} = 1.5M_D + 1.8M_L$
- b) $M_{UV} = 1.5M_D + 1.8M_{L1}$
- c) $M_{UV} = 1.5M_D + 1.8M_{L2}$

Posibilidad II (considerando efectos de sismo)

- a) $M_{UV} = 1.25(M_D + M_L)$
- b) $M_{UV} = 1.25(M_D + M_{L1})$
- c) $M_{UV} = 1.25(M_D + M_{L2})$

Momento último debido a cargas laterales $M_{US} = 1.25M_s$

Columna		Posibilidad I (M_{UV})			Posibilidad II (M_{UV})			M_{US}
		a	b	c	a	b	c	
5 - 1	<i>SUP</i>	-8.698	-2.357	-10.523	-6.583	-2.179	-7.658	14.640
	<i>INF</i>	4.344	1.174	5.121	3.288	1.086	3.828	-16.624
6 - 2	<i>SUP</i>	1.971	-3.173	5.980	1.485	-2.088	4.269	16.914
	<i>INF</i>	-0.984	1.588	-2.989	-0.741	1.045	-2.134	-17.761

Para el análisis de la columna C_{6-2} , se considerará efectos de sismo.

$$M_{UV} = 4.269 Tn - m$$

$$M_{US} = 14.914 Tn - m$$

$$M_C = \delta_1 M_{UV} + \delta_g M_{US}$$

$$M_C = 1.19(4.269) + 1.14(16.914) = 24.362$$

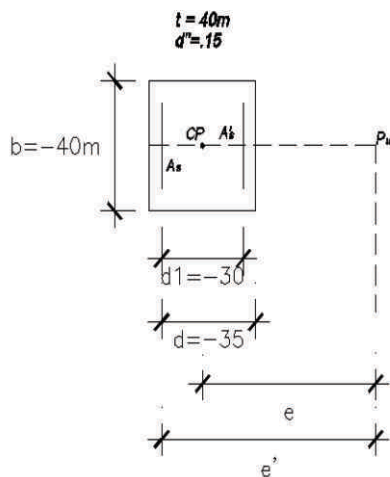
Entramos al diseño con los siguientes datos:

$$M_C = 24.362 Tn - m$$

$$P_U = 95.949 Tn$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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



$$e = \frac{M_C}{P_U} = \frac{24.362}{95.949} = 0.25 \text{ cm}$$

$$e' = e + d = 40.0 \text{ cm}$$

A_s : Área de acero en la zona de tracción.

A'_s : Área de acero en la zona de compresión.

P_b : Resistencia a la carga axial nominal en condiciones de deformación balanceada.

$\phi = 0.7$: Para columnas estribadas.

$\beta_b = 0.85$: Para concreto

a : Peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

c : Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro.

$$P_b = 0.85 f'_c \beta_b \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) d b \phi$$

$$P_b = 0.85 \times 210 \times 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) 35 \times 40 \times 0.7$$

$$P_b = 87.465 Tn$$

$P_b < P_u$ La columna falla a compresión.

Considerando pequeñas excentricidades, en forma aproximada podemos calcular el área de acero:

$$P_U = \left(\frac{2A'_s f_y}{\frac{2e}{d_1} + 1} + \frac{f'_c b t}{\frac{3et}{d^2} + 1.18} \right) \phi$$

$$95.949 \times 10^3 = \left(\frac{2 \times A'_s \times 4200}{\frac{2 \times 25}{30} + 1} + \frac{210 \times 40 \times 40}{\frac{3 \times 25 \times 40}{35^2} + 1.18} \right) 0.7$$

$$A'_s = 14.14 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 3/4" \quad \text{ó} \quad 3\phi 1"$$

$$A'_s = A_s \Rightarrow A_s = 14.12 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 3/4" \quad \text{ó} \quad 3\phi 1"$$

Verificando la cuantía $0.01 < p_g < 0.06$

$$p_g = \frac{14.12 \times 2}{40 \times 40} = 0.018 \quad ok$$

El método más recomendado es hacer uso de las tablas o ábacos del ACI para hallar el área de acero longitudinal para el diseño de columnas.

Se recomienda el análisis de cada una de las posibilidades de diseño (Posibilidad I, Posibilidad II, Posibilidad III) siguiendo el procedimiento indicado hasta obtener la cantidad de refuerzo requerida en cada una de ellas y finalmente escoger los mas desfavorables.

Cabe mencionar que por razones didácticas hemos hecho el análisis sin considerar los efectos de carga y sismo en la dirección secundaria.