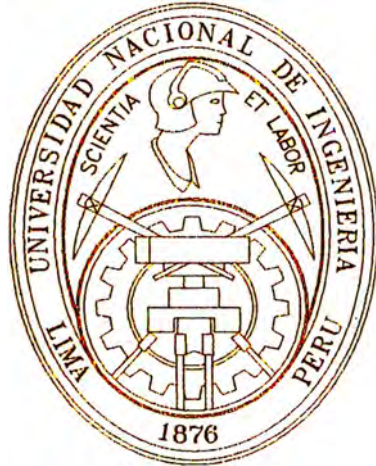


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE CUATRO NIVELES USO - OFICINAS**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de

INGENIERO CIVIL

ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO

Lima - Perú
2005

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso por haberme dado el don de la vida, que mediante su hijo Jesucristo me enseñó a seguir el buen camino.

A mi Padre que al irse dejó un ejemplo de bondad perseverancia, optimismo y fe para conseguir los objetivos trazados,

A mi Madre amorosa por su incalculable sacrificio, amor y consejos que diariamente pudo darme para lograr mis metas.

A mis hermanos: Oscar, Elmer, Vilma, Héctor, Raúl, Sonia, Miguel y Hendrick,

A mi Esposa, Pilar por su Amor y comprensión y a mis hijas, Diana y Sandra que son razón de mi superación.

A todos ellos con cariño y amor les dedico el presente trabajo.

AGRADECIMIENTO

*Al Ing. Jorge Gallardo Tapia, por el asesoramiento del presente informe.
A mi alma Máter por haberme formado con buenos principios*

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

- 1.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....Pag. 4.
- 1.2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....Pag. 5.
- 1.3. CARGAS DE DISEÑOPag. 6

CAPÍTULO II: CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 2.1. ELEMENTOS DE LOSA..... Pag. 9
- 2.2. ELEMENTOS DE VIGA..... Pag. 10
- 2.3. ELEMENTOS DE COLUMNA..... Pag. 12
- 2.4. ELEMENTOS DE MUROS DE CORTE..... Pag. 14

CAPÍTULO III: FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO

- 3.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS.....Pag. 16

CAPITULO IV: MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 4.1. FLEXIÓN DE VIGAS.....Pag. 24
- 4.2. CORTANTE y TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS.....Pag. 30
- 4.3. COMPRESIÓN Y FLEXIÓN COMBINADAS
EN COLUMNAS.....Pag 33
- 4.4. CIMENTACIONES.....Pag.39

CAPÍTULO V: APLICACIÓN

5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	Pag. 52
5.2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO.....	Pag. 53
5.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	Pag.56
5.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA	
5.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	
5.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	
5.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE	
5.4. METRADOS DE CARGA	Pag. 72
5.4.1. METRADO DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	
5.4.2. METRADO TOTAL DE ESTRUCTURA	
5.4.3. METRADO TOTAL DE LA ESTRUCTURA	
5.5. ANÁLISIS SISMICO.....	Pag. 94
5.6. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	Pag. 102
5.6.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	
5.6.2. DISEÑO DE VIGAS	
5.6.3. DISEÑO DE COLUMNAS	
5.6.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE	
5.6.5. DISEÑO DE CIMENTACIONES	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	Pag. 174
ANEXOS.....	Pag. 176
❖ Planos	
❖ Dibujo Isométrico-Según SAP2000	
❖ Diagramas de Interacción	
❖ Fuerzas en Vigas eje Y debido a la Envolvente.	
❖ Fuerzas en Vigas eje X debido a la Envolvente.	
BIBLIOGRAFÍA.....	Pag. 177

INTRODUCCIÓN

El presente informe de suficiencia profesional se ocupa del análisis y diseño estructural de una edificación convencional de concreto armado de cuatro pisos para uso de oficinas, en el cual se pretende mostrar los procedimientos modernos de análisis utilizando softwares al alcance de cualquier persona dedicada al tema. La herramienta básica utilizada para el análisis estructural es el SAP2000 V8.2.3. Además se hace uso del programa PCACOL para el diseño de columnas y placas (sólo para comprobar el diseño realizado).

Este trabajo ha sido desarrollado siguiendo el procedimiento común para este tipo de estructuras el cual consiste en: primero tener un conocimiento y criterio de estructuración para una adecuada selección estructural. Así mismo el uso de los materiales de construcción y cargas de diseño como se detallan brevemente en el Capítulo I. En el Capítulo II se describe criterios simples y de uso común para el predimensionamiento de los elementos estructurales. En el Capítulo III se describen los métodos de análisis sísmico que contemplan los códigos de diseño sismorresistente, las cuales son: análisis estático y análisis dinámico. En el Capítulo IV se presenta un resumen teórico para el diseño de los elementos estructurales considerando las partes más importantes a usar en la aplicación práctica que se desarrolla en el Capítulo V con una breve descripción del proyecto, características del terreno donde se ubicará la estructura, aplicación de los criterios de predimensionamiento de elementos estructurales, para luego efectuar los metrados de carga para el análisis estructural, así como también el metrado total de la estructura para la determinación de las fuerzas estáticas equivalentes que reemplazan a las fuerzas sísmicas laterales. Del mismo modo se determinan las masas por piso que nos servirán para determinar los momentos polares de inercia que se usaran en el modelo dinámico.

Luego del análisis sísmico se utilizaron los resultados del análisis estático por ser más conservadores que la del análisis dinámico y además por contar con una edificación de poca altura. Sólo el análisis dinámico se ha realizado para verificar el cortante basal en ambas direcciones; ya que, cuando se usa los

resultados por este método, los cortantes basales en ambas direcciones no deben ser menores del 80% del valor obtenido por el método estático.

Las losas aligeradas han sido diseñado con el método de los coeficientes de acuerdo a la norma E-060, debido a que los tramos cumplen con los requisitos pre-establecido. Por su parte para el diseño de vigas, columnas, placas y zapatas se ha seguido la metodología tradicional de uso de fórmulas básicas establecidas para cada elemento, de modo que sirva de guía ordenada al lector cuando requiera información sobre el tema.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

La selección del sistema estructural es esencial, para una buena performance ante cualquier tipo de carga. Un sistema estructural adecuadamente seleccionada puede cubrir deficiencias en el análisis, dimensionamiento, detallado y construcción. Por otro lado demasiada atención en el análisis y detallado probablemente no mejorarán significativamente la performance de un sistema pobremente concebido. Edificios que tienen un plano simple, regular y compacto incluyendo un sistema continuo y redundante para resistir cargas laterales, se comportan bien siendo por lo general lo deseable. Sistemas complejos que introduzcan incertidumbre en el análisis y detalle o que confían en formas no redundantes de transmisión de cargas pueden dar lugar a una respuesta inesperada y potencialmente a un comportamiento inadecuado.

Las reglas para el diseño sismorresistente se basan necesariamente en la experiencia sobre lo ocurrido con edificaciones que han experimentado sismos severos. Por consiguiente es indispensable revisar previamente los criterios, generalmente aceptados, que guían este diseño así como las limitaciones de la práctica actual.

La Norma Peruana de Diseño sismorresistente en su capítulo 3, Art. 9. Concepción Estructural Sismorresistente dice lo siguiente:

“El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones”:

- a) Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- b) Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- c) Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- d) Resistencia adecuada.
- e) Continuidad en la estructura, tanto en Planta como en elevación.
- f) Ductilidad.
- g) Deformación limitada.

- h) Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- i) Consideración de las condiciones locales.
- j) Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Estos son principios básicos o reglas de buena práctica respecto a las características que debe tener una estructura sismorresistente y que han mostrado su bondad a base de la experiencia. No siempre podrán ser aplicados al pie de la letra, pero habrán de tenerse siempre en cuenta.

1.2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

CONCRETO

El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiere para la reacción química con el fin de darle a la mezcla la trabajabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que inicie el endurecimiento.

Su resistencia a la compresión (f_c) se define como el promedio de la resistencia de, como mínimo dos probetas tomadas de la misma muestra probadas a los 28 días.

ACERO

El acero de refuerzo en concreto armado son varillas de sección redonda, las cuales tienen corrugaciones cuyo fin es restringir el movimiento longitudinal de las varillas relativas al concreto que las rodea.

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia, entre estos tipos tenemos los de grado 40, 60 y 75 aunque en nuestro medio solo se usa el de grado 60.

La característica de este acero es la siguiente:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2, f_s = 6,300 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia

f_s = Resistencia mínima a la tracción a la rotura.

1.3. CARGAS DE DISEÑO

La estructura de una edificación debe ser capaz de resistir las cargas que se le impongan ante una sollicitación. Estas cargas pueden ser temporales o permanentes.

Las cargas de diseño son el resultado de la amplificación de las cargas de servicio, mediante unos coeficientes. De tal manera de proceder luego con estas cargas al diseño, mediante el método de resistencia última, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación (NTE – 060).

Sin generar en ningún caso esfuerzos mayores a los permisibles.

Las cargas de gravedad considerada en el diseño son:

Carga muerta.- Es el peso correspondiente de todos los elementos fijos, soportados por la estructura de la edificación, incluyendo su peso propio; llamadas también cargas permanentes.

Carga Viva.- Es el peso de todos los elementos movibles, soportados por la estructura de la edificación. Conocida también como sobre carga, cuyo valor dependerá del uso previsto para la edificación, de acuerdo con la norma de cargas del R.N.C. E-020, son las siguientes:

Cargas Muertas o de peso propio:

Piso terminado	: 100 kg/m ²
Tabiquería móvil	: 150 Kg/m ²
Losa aligerada de 0.25 m de espesor	: 350 Kg/m ²
Peso propio del concreto armado	: 2400 Kg/m ³

Cargas Vivas o Sobre cargas:

Niveles típicos de oficinas	: 250 Kg/m ²
Azotea	: 150 Kg/m ²

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS

La carga última de diseño es la suma de las cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación.

La carga máxima de la estructura debe ser igual por lo menos a la suma de carga de servicio multiplicado por su factor respectivo de carga.

De acuerdo a las Normas de Carga del R.N.C. la carga W_u necesaria para la carga muerta D y la carga viva L calculada o legalmente especificada, esta debe ser por lo menos igual a:

$$W_u = 1.5 D + 1.8 L$$

Se debe incluir en el proyecto la resistencia a los efectos de las cargas del sismo, la carga W_u necesaria se considerará igual a:

$$W_u = 1.25 (D + L \pm S)$$

En los casos en que la carga viva sea nula, la carga W_u necesaria se considerará igual a:

$$W_u = 0.9 D \pm 1.25 S$$

Las expresiones que permiten determinar la carga última se denominan combinaciones de cargas. De acuerdo a las solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Debe evaluarse cada una.

CAPITULO II: CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE CUATRO NIVELES - USO: OFICINAS**

Autor: Macurí Camargo Rolando Alfredo

2.1. ELEMENTOS DE LOSA

Como todos los elementos estructurales principales, las losas tienen dos funciones estructurales fundamentales: una debida a la carga de gravedad y otro debida a la carga de sismo.

Desde el punto de vista de cargas verticales, tiene la función de transmitir hacia las vigas, las cargas propias de la losa y de cualquier otro elemento apoyado sobre ella.

Desde el punto de vista sísmico, su función es mantener la unidad dentro de la edificación, por consiguiente es importante que la losa represente un diafragma rígido.

Aquellos edificios cuyas losas no tengan aberturas muy grandes o adelgazamientos especiales, funcionan bien y mantienen la unidad de la estructura; es decir uniformizan los desplazamientos de los distintos elementos, estructurales (columnas y placas).

Comencemos con el predimensionamiento de losas aligeradas, que son las más usuales.

Las losas aligeradas más comunes son de 17, 20, 25 y 30 cm de espesor, debido a la existencia de ladrillos comerciales de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente.

Un predimensionamiento aproximado para losas aligeradas es como sigue:

Un aligerado de 18 cm hasta luces del orden de 4.00 m.

Un aligerado de 20 cm para luces comprendido entre 4.00m y 5.00m

Un aligerado de 25 cm para luces comprendidos entre 5.00m y 6.50m

Un aligerado de 30 cm para luces comprendidos entre 6.00m y 7.00m

Hay que diferenciar el caso de un elemento simplemente apoyado de un solo tramo, que a veces se presenta, contra el caso generalmente mas comun, en el cual tenemos varios tramos .El caso definitivamente mas critico es el primer caso, porque allí las deflexiones pueden ser mas importantes y por consiguiente no podemos irnos hasta los popes indicados en las recomendaciones de predimensionamiento. Sino en ese caso hay que reducir un poco la luz, podemos decir: Dimensionar un aligerado del orden de la luz entre 25 ($L/25$).Esto no es exacto, dependerá de la sobre-carga que se este usando.Para este caso se ha considerado valores hasta $250,300\text{kg}/\text{cm}^2$,que es lo que generalmente se usa para una vivienda, oficina o para una aula de un colegio.

2.2 ELEMENTOS DE VIGA

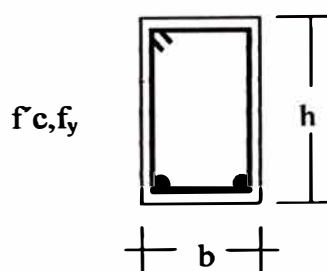
La viga estructuralmente tiene dos funciones básicas, desde el punto de vista de:

Carga Vertical, Es recibir la carga de las losas y transmitirlas hacia otras o directamente hacia las columnas o muros.

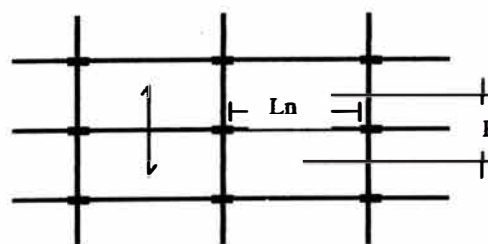
Sismo, Es formar junto con las columnas y las placas los ejes resistentes de la estructura, a las que generalmente llamamos pórticos.

Hay que distinguir, vigas que son sismorresistentes y vigas que no lo son. Las vigas que forman ejes, es decir forman pórticos, son vigas sismorresistentes. Cuyo diseño es por flexión.

Intentaremos hacer un predimensionamiento de vigas bastante simple. Para ello, consideraremos lo siguiente:



Sección rectangular



Planta típica

El momento flector en una sección cualquiera de viga puede expresarse como sigue:

$$Mu = \left(\frac{W_u B}{\alpha} \right) L_n^2 \dots\dots 2.2.1$$

Donde:

W_u = Carga última por unidad de área

B = Dimensión transversal tributaria

L_n = Longitud libre

α = Coeficiente de momento (depende de la ubicación de la sección y de las restricciones en los apoyos).

Para una sección rectangular con acero sólo en tracción, de acuerdo al código ACI-95, se tiene:

$$Mu = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \dots\dots 2.2.2$$

Donde,
$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

Igualando las expresiones (2.2.1) y (2.2.2.)

$$\left(\frac{W_u x B}{\alpha} \right) L_n^2 = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

De donde se obtiene:

$$d = L_n \sqrt{\frac{W_u x B}{\alpha \phi f'_c b \omega (1 - 0.59 \omega)}} \dots\dots 2.2.3$$

Considerando la sección de momento positivo máximo y asumiendo:

α = 16

ϕ = 0.9

f'_c = 210 Kg/cm²

f_y = 4200 Kg/cm²

ρ = 0.007 (0.7%)

b = B/20

$h = 1.1d$ y por consiguiente:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} = 0.007 \times \frac{4200}{210} = 0.14$$

Reemplazando valores en (2.2.3.)

$$\frac{h}{1.1} = L_n \sqrt{\frac{W_u}{16 \times 0.9 \times 210 \times \frac{1}{20} \times 0.14 (1 - 0.59 \times 0.14)}}$$

Se obtiene finalmente:

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4.01}{\sqrt{W_u}} \right)} \dots\dots 2.2.4$$

$$W_u \Rightarrow \text{En Kg/cm}^2$$

Con respecto a las vigas secundarias, se sugiere que en zonas sísmicas se consideren como si se tratarán vigas principales. Se debe buscar la uniformización en cuanto al peralte con las vigas principales. Además la Norma E-060 y el ACI señalan que para el caso de zonas sísmicas el ancho mínimo no debe ser menor que 0.25 m.

2.3. ELEMENTOS DE COLUMNA

Son elementos algo más complicados que las vigas. Debido a que estos elementos tienen flexión, fuerza cortante y fuerza axial, por lo que decimos que las columnas son elementos sometidos a flexo compresión. Además tiene un factor adicional que muchas veces influye en su diseño, me refiero a su esbeltez.

Predimensionar una columna no es tan simple como predimensionar una viga. Sino que resulta algo más complicado porque intervienen dos variables, tanto la carga axial como el momento.

Podemos tener columna que tenga mucha carga y poco momento, también podemos tener columnas que tengan mucho momento y poca

carga, motivo por el cual no podemos dar una regla general por depender de dos variables.

Según ensayos experimentales en Japón:

$$n = \frac{P}{f'_c b D}$$

En donde si:

$n > 1/3$ falla frágil por aplastamiento, por cargas axiales excesivos.

$n < 1/3$ falla dúctil

Las columnas se predimensionan con:

$$bD = \frac{P}{n f'_c}$$

Donde:

b = Dimensión menor de la sección de la columna.

D = Dimensión mayor de la sección de la columna.

P = Carga total que soporta la columna.

n = Valor que depende del tipo de columna.

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión simple.

Entonces, tendremos lo siguiente:

Columna Central:

$$bD = \frac{1.1 P_G}{0.3 f'_c}$$

Columna Lateral:

$$bD = \frac{1.25 P_G}{0.25 f'_c}$$

Columna de esquina:

$$bD = \frac{1.5 P_G}{0.2 f'_c}$$

Donde:

$$P_G = A \times P_s$$

A = Área tributaria

P_s = Carga de servicio en todos los niveles sobre la columna

2.4. ELEMENTOS DE MURO DE CORTE (PLACAS)

Es muy difícil poder cuantificar la cantidad de placas que necesita una estructura, porque teóricamente se puede hacer un edificio sin placas.

Sin embargo al resolver un edificio con placas o sin placas no es lo mismo. La diferencia en esencia son los desplazamientos laterales.

Predimensionar una placa es un problema de desplazamiento, es decir controlar la deformación lateral.

Generalmente cuando colocamos placas en un edificio automáticamente esta se convierte en un elemento muy importante, porque las placas absorben en la dirección de análisis casi la totalidad de la fuerza cortante a nivel del primer piso.

Entonces esto nos da una idea, que una forma de predimensionar la cantidad de placas que necesita una estructura, es controlando la cantidad de fuerza cortante que esas placas pueden resistir.

Referente al espesor, la Norma indica que no deberá ser menor que 1/25 de su altura o longitud (la menor no arriostrada), ni menor que 10 cm.

En cuanto al ancho de placa. Este debe determinarse en los sucesivos análisis y verificación de los desplazamientos máximos permisibles.

CAPITULO III: FILOSOFIA DEL DISEÑO SÍSMICO

3.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS

La práctica actual mundialmente aceptada, del diseño sismorresistente considera que las sollicitaciones sísmicas sobre la estructura se determinan por medio de un análisis estático. Si bien la tendencia moderna incorpora criterios de comportamiento inelástico como herramientas de disipación de energía. El análisis se hace sobre la base de que la estructura y sus elementos no exceden su resistencia y mantienen su forma inicial, hipótesis implícitas en el análisis estructural en el rango elástico.

Desde el punto de vista entonces, se cuenta con dos caminos contemplados en los códigos de diseño: análisis estático o análisis dinámico.

ANÁLISIS ESTÁTICO

FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza a la fuerza sísmica lateral por una fuerza lateral equivalente.

Actualmente se tiende a utilizar el concepto del cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno, igual al producto de una serie de factores (Z , U , S , C y R_d) por el peso total de la estructura y que se trasmite a cada piso de ella.

Este procedimiento simplificado de análisis es permitido para edificios de mediana altura, donde el comportamiento ante la acción de las fuerzas sísmicas de los elementos sismorresistentes no ingresa a un rango fuertemente inelástico, comúnmente edificios de hasta quince pisos o aproximadamente cincuenta metros de altura.

Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango

elástico y por lo tanto se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarlo al colapso.

El proyecto y la construcción de edificaciones deberán desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- a) Resistir sismos leves sin daño.
- b) Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c) Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

Esto es lo que se conoce como la filosofía del diseño sismorresistente.

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS

La fuerza cortante en la base viene dado por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

Donde:

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo

C = Factor de amplificación sísmica

R = Coeficiente de reducción de sollicitación sísmica

P = Peso total de la edificación.

Debiéndose considerar:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

Si el período fundamental T , es mayor que 0,7 seg., una parte de la fuerza cortante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0,007 \times T \times V \leq 0,15 \times V$$

Donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir $(V - F_a)$ se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j}$$

Donde:

P_i = Peso del nivel "i"

h_i = Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

La fuerza en cada nivel (F_i) se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales.

Para cada dirección de análisis la excentricidad accidental en cada nivel (e_i) se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la aplicación de las fuerzas.

$$e_x = \pm 0.05 L_x$$

$$e_y = \pm 0.05 L_y$$

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado M_{ti} que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i e_i$$

La Norma E-030 establece que se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se consideran únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de consideración espectral o por medio de análisis tiempo – historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral, y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo – historia.

ANÁLISIS POR COMBINACIÓN ESPECTRAL

a) Modos de Vibración

Los períodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b) Aceleración Espectral

Para cada uno de las direccionales horizontales analizados se utilizará un espectro inelástico de pseudos aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Donde:

- Z = Factor de zona sísmica
- U = Factor de uso e importancia
- S = Factor de suelo
- C = Factor de amplificación sísmica
- g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

El factor de amplificación sísmica se calcula con la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} \leq 2,5$$

CRITERIOS DE SUPERPOSICIÓN

La Norma E-030 indica que se podrá obtener la respuesta máxima esperada (Γ), tanto para las fuerzas internas de los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio, como la fuerza cortante en la base, cortantes de entre piso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entre piso, utilizando los criterios de superposición que se muestra a continuación:

Primer Criterio: La respuesta máxima elástica esperada (Γ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (Γ_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$\Gamma = 0,25 \sum_{i=1}^m |\Gamma_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^m \Gamma_i^2}$$

Segundo Criterio: Como alternativa, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática compleja (CQC) de los valores calculados para cada modo.

La combinación modal viene dado por las siguientes expresiones:

$$R_K = \sqrt{\sum \sum R_{ki} \rho_{ij} R_{kj}}$$

$$L_{ij} = \frac{\delta \beta^2 (1 + \Gamma) \Gamma^{3/2}}{(1 + \Gamma)^2 + 4\beta^2 \Gamma (1 + \Gamma)^2}$$

$$\Gamma = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Donde:

R_k = Respuesta en el grado de libertad k

R_{ki} = Respuesta al modo i en el grado de libertad k

R_{kj} = Respuesta al modo j en el grado de libertad k.

ρ_{ij} = Coeficiente de correlación entre el modo i y el j

Γ = Relación de frecuencia j a la i

Asimismo la Norma establece que en cada dirección de análisis se consideren aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero que por lo menos se debe tomar en cuenta los tres primeros modos predominantes en la dirección analizada.

Por otro lado, la Norma considera que la fuerza cortante en la base del edificio en cada dirección no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el método estático para estructuras regulares.

MASA Y MOMENTO POLAR DE INERCIA DE CADA NIVEL

Para el cálculo de los momentos polares de inercia de cada nivel, se utiliza la siguiente expresión:

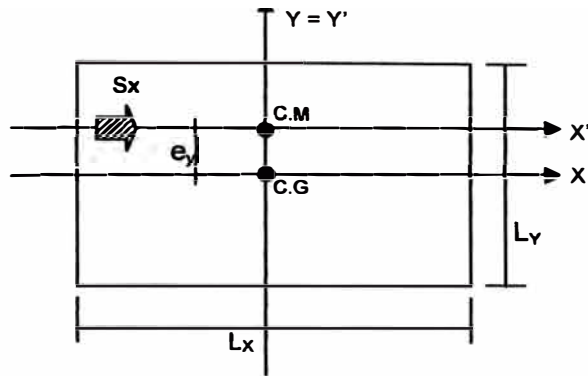
$$J_0 = \frac{\text{Masa total del nivel}}{\text{Área total nivel}} [I_{x'} + I_{y'}]$$

Donde:

$I_{x'}$ = Momentos de inercia geométrico del nivel respecto al eje x' .

$I_{y'}$ = Momento de inercia geométrico del nivel respecto al eje Y' .

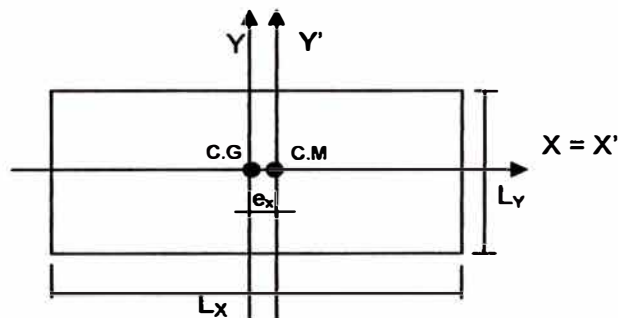
Estos momentos de inercia se calculaban respecto a los ejes x' y y' que no pasan necesariamente por el centroide geométrico de cada nivel, sino que están desfasados en una distancia igual a la excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismos analizado.



Sismo en la dirección X. Para este caso los momentos de inercia se calculan:

$$I_{X'} = \frac{1}{3}(L_x) \left(\frac{L_y}{2} - e_y \right)^3 + \frac{1}{3}(L_x) \left(\frac{L_y}{2} + e_y \right)^3$$

$$I_{Y'} = \frac{1}{12}(L_y)(L_x)^3$$



Sismo en la dirección Y. Para este caso los momentos de inercia se calculan:

$$I_{X'} = \frac{1}{12}(L_x)(L_y)^3$$

$$I_{Y'} = \frac{1}{3}(L_y) \left(\frac{L_x}{2} - e_x \right)^3 + \frac{1}{3}(L_y) \left(\frac{L_x}{2} + e_x \right)^3$$

Efectos de Torsión

Se considerará una excentricidad de 0.05 veces la dimensión del Edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis

$$e_x = \pm 0.05 L_x$$

$$e_y = \pm 0.05 L_y$$

CAPITULO IV: MARCO TEORICO PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

GENERALIDADES

4.1. FLEXIÓN EN VIGAS

Las cargas que actúan en una estructura, ya sean cargas vivas de gravedad ó de otros tipos, tales como cargas horizontales de sismo o las debidas a contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a la carga externa.

Conforme se aumenta la carga, la viga soporta deformación adicional, propiciando el desarrollo de las grietas por flexión a lo largo del claro de la viga. Incrementos continuos en el nivel de la carga conducen a la falla del elemento estructural cuando la carga externa alcanza la capacidad del elemento. A dicho nivel de carga se le llama **estado límite de falla en flexión**. Por lo que, el diseñador tiene que diseñar la sección transversal del elemento o de la viga de tal manera que no se desarrollen grietas excesivas a niveles de carga de servicio y tenga seguridad adecuada y resistencia de reserva para resistir las cargas o esfuerzos aplicados sin que se presente la falla.

HIPÓTESIS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN

Para definir el comportamiento de la sección se consideran las siguientes Hipótesis:

1. Se considera una distribución lineal de la deformación hasta aproximadamente el 50% de su resistencia f'_c .
2. Prevalece la Hipótesis de Bernoulli en la que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión.

3. El concreto es débil en tensión. Se agrieta a una etapa temprana de carga alrededor del 10% de su resistencia f'_c . Como consecuencia, el concreto en la zona de tensión de la sección se omite en los cálculos de análisis y diseño por flexión y se supone que el refuerzo de tensión toma la fuerza total de tensión.
4. El concreto no podrá desarrollar una fuerza de compresión mayor a la de su resistencia f'_c .
5. La deformación unitaria del concreto en la rotura es:

$$\epsilon_{c_u} = 0.003$$

Según el método de factores de carga y resistencia, para el diseño nos interesa conocer como se encuentra la sección en el estado de falla, a continuación ilustramos esta condición para una sección simplemente reforzada.

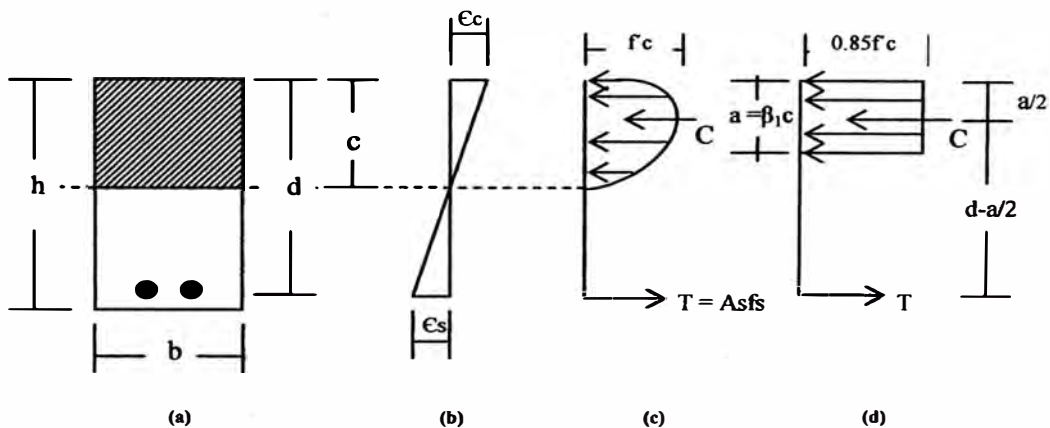


Figura N° 4.1.1. Distribución de Esfuerzos y Deformaciones

A través del peralte de la viga: (a) Sección transversal de la viga; (b) Deformaciones; (c) Bloque de esfuerzos reales; (d) Bloque de esfuerzos equivalente supuesto por Whitney.

La distribución real de los esfuerzos en la sección tiene una forma parabólica, Whitney propuso que esta forma real sea asumida como un bloque rectangular cuyas características se muestra en la figura N° 4.1.1.

El valor de β es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 Kg/cm². Si este no es el caso, β_1 disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm² en la resistencia del concreto. En ningún caso β_1 será menor que 0.65, pues los ensayos han demostrado que para concretos de alta resistencia una reducción excesiva de β_1 conlleva a diseños poco conservadores. La resultante de la distribución rectangular de esfuerzos propuesta por Whitney coincide con la resultante de la distribución no lineal.

Para satisfacer el equilibrio de las fuerzas horizontales, la fuerza de compresión C en el concreto y la fuerza de tensión T en el acero deberán equilibrarse una con otra, esto es,

$$C = T$$

Los términos en la figura 4.1.1. se define como sigue:

- b = Ancho de la viga en la cara de compresión.
- d = Peralte de la viga medida a partir de la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero.
- h = Peralte total de la viga.
- A_s = Área del acero de tensión.
- ϵ_c = Deformación en la fibra extrema de compresión
- ϵ_s = Deformación en el nivel del acero de tensión.
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- f_s = Esfuerzo en el acero de tensión
- f_y = Resistencia de fluencia del refuerzo de tensión
- c = Profundidad del eje neutro medida a partir de las fibras extremas de compresión.

Del equilibrio de fuerzas de compresión y de tensión cuando la sección alcanza la resistencia a flexión y considerando que el acero en tensión ha fluido ($\epsilon_x > \epsilon_y$),

Tendremos:

$$0.85 f'_c b a = A s f_y$$

$$a = \frac{A s f_y}{0.85 f'_c b}$$

El momento resistente nominal de la sección se puede expresar:

$$M_n = (A s f_y) j d$$

$$\text{ó } M_n = (0.85 f'_c b a) j d$$

Donde $j d$ es el brazo de palanca, de magnitud igual a la distancia entre las fuerzas de tensión y compresión.

$$j d = d - 0.5 a$$

Reemplazando términos:

$$M_n = A s f_y \left(d - \frac{0.5 A s f_y}{0.85 f'_c b} \right)$$

Denominando:

$$\rho = \frac{A s}{b d}, \quad \omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$M_n = b d^2 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Si llamamos a: $K = f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$

Siendo el coeficiente de reducción para flexión:

$$\phi = 0.90$$

$$K_u = 0.90 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

El momento último de la sección será:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = K b d^2$$

Se debe buscar en el diseño un momento resistente, igual o ligeramente menor al momento último.

Teniendo valores de ρ , f'_c , f_y , es posible tener una serie de valores K_u asociados, que permitan conociendo b y d , obtener el momento último resistente directamente, siendo el valor asociado de ρ_{\max} igual al 75% de la cuantía balanceada.

TIPOS DE FALLA

Falla por Tensión o Sub Reforzada

Es el caso en que el refuerzo de acero llega a su punto de fluencia (f_y) mientras que en el bloque comprimido todavía no se ha alcanzado su máxima capacidad.

Son estos elementos sub-reforzados los preferidos por el diseñador puesto que aseguran una falla dúctil, en lo cual se producirá deformaciones importantes, pero no se tendrá que la parte comprimida estalle por aplastamiento.

Falla por Compresión o Sobre Reforzada

Es el caso en que el bloque comprimido del concreto llega su máxima capacidad de resistencia mientras el acero de refuerzo en tensión no ha llegado a la fluencia.

Estos elementos sobre reforzados deberán evitarse puesto que ocasionan una falla frágil en la cual se produce el aplastamiento del concreto comprimido, el cual puede implicar una falla violenta.

Falla Balanceada

Entre las dos posibilidades descritas anteriormente existe una intermedia que se denomina falla balanceada. En esta se alcanza una deformación máxima en el concreto comprimido igual a 0.003, y simultáneamente en el acero en tensión se llega a la fluencia.

Por tanto la condición balanceada, al conocerse la deformación máxima en el concreto y en el acero, permite definir por simple geometría la profundidad del eje neutro por simple geometría la profundidad del eje neutro, determinándose una única cuantía de acero que produce tal condición. De este concepto tenemos que:

$$\frac{f_y / E_s}{0.003} = \frac{d - C_b}{C_b}$$

C_b = profundidad del eje neutro para una falla balanceada.

Despejando:

$$C_b = \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) d$$

$$a_b = \beta_i C_b \dots \dots \dots (\theta)$$

Del equilibrio de fuerzas de compresión y de tensión en la falla balanceada.

$$0.85 f'_c a_b b = A_s f_y = \rho_b b d f_y \dots \dots \dots (\alpha)$$

$$\rho_b = \frac{A_s}{b d}, \text{ cuantía balanceada}$$

De (α):

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c a_b}{f_y d} \dots \dots \dots (\beta)$$

Sustituyendo (θ) en (β), tenemos la expresión de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_i}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right)$$

En general si:

$\rho < \rho_b$, la falla es por tensión.

$\rho > \rho_b$, la falla es por compresión.

Es importante acotar, que con el objeto de prevenir una falla del tipo frágil los códigos de concreto armado siempre especifican cuantías máximas menores a la condición balanceada.

Refuerzo Máximo en Tracción

Para garantizar que los diseños sean sub reforzadas, la Norma Peruana específica que la cuantía máxima sea menor o igual al 75% de la cuantía balanceada (ρ_b).

$$\rho_{m\acute{a}x} \leq 0.75 \rho_b$$

Refuerzo Mínimo en Tracción

La cuantía mínima es una manera de asegurar que el acero colocado prevea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento. Para esto la Norma Peruana indica que debe preverse un refuerzo tal que el momento resistente sea el 50% mayor al momento de agrietamiento.

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de refuerzo podrá calcularse con:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} bd}{f_y}$$

Alternativamente el área de acero positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

4.2. CORTANTE Y TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS

El diseño por cortante es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la de compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de la falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión. Debido a la naturaleza y frágil de dichas fallas, el diseñador deberá diseñar secciones que sean suficientemente fuertes para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad de resistencia al cortante.

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, se desarrollan grietas diagonales a lo largo de planos perpendiculares a los del esfuerzo principal de tensión (de aquí el término “grietas de tensión diagonal”). Para prevenir que dichas grietas se presenten, se deberá proporcionar refuerzo especial por “tensión diagonal”.

Se sabe que la resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el acero de refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s$$

Y en todas las secciones deberá cumplirse:

$$V_u \leq \phi V_n$$

El máximo esfuerzo cortante que se presentan en un elemento de viga se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a una distancia “d” de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a “d” del apoyo.

Cortante máximo que toma el concreto en elementos sometidos a flexión esta dado por:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f_c} bd$$

Para elementos sometidos a compresión axial, corte y flexión, el cortante máximo esta dado por:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f_c'} \, bd \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

Donde:

N_u = Fuerza axial factorada que actúa sobre el elemento.

A_g = Área de la sección bruta del concreto.

Siendo el coeficiente de reducción por corte:

$$\phi = 0.85$$

Refuerzo mínimo sugerido por el código ACI debe colocarse siempre que:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

y que es igual a:

$$A_{v_{\min}} = 3.5 \frac{b_2 S^y}{f_y}$$

Donde:

S = Separación del refuerzo transversal

A_v = Área del acero transversal provisto para resistir corte.

Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal

El código del ACI, recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$S \leq d/2$$

Estos espaciamientos máximos precisados en las expresiones anteriores son válidos siempre que:

$$V_s \leq 1.06 \sqrt{f'_c} bd$$

En caso que exceda estos límites, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq d/4$$

Aporte Máximo del Refuerzo Transversal a la Resistencia al Corte

Así como el refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el refuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal.

El código del ACI recomienda que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} bd$$

En caso que se requiera un aporte mayor del refuerzo transversal es necesario incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

4.3. COMPRESIÓN Y FLEXIÓN COMBINADAS EN COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales o compresión de los pórticos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas, porque las fallas a compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

El Reglamento del ACI sugiere que en el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de resistencia ϕ , considerablemente menores que los factores ϕ para la flexión o el cortante.

En base a la posición de la carga en la sección transversal, se puede clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente.

Una columna sometida a flexo-compresión puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento elector. Ambas condiciones de carga son equivalentes y serán empleadas indistintamente para el análisis de columnas sometidas a flexo-compresión.

Una columnas con una distribución determinada de refuerzo y dimensiones definidas tiene infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan su falla o lo que es equivalente, las cargas axiales que ocasionan el colapso varían dependiendo de la excentricidad con que son aplicadas. A igual que las secciones sometidas a flexión pura, las columnas pueden presentar falla por compresión, por tensión, o falla balanceada. Sin embargo, a diferencia de ella, una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella. Si ésta es pequeña, la falla será por compresión; si la excentricidad es mayor, la falla será por tensión. Además, cada sección tiene una excentricidad única, denominada excentricidad balanceada que ocasiona la falla balanceada de la sección.

Puesto que cada columna puede presentar tres tipos de falla distintos, cada una cuenta con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia, ya sea en términos de carga axial y momento resistente, o en

términos de carga axial resistente para una determinada excentricidad. El procedimiento para determinar estas ecuaciones es sencillo. Para esto se considerará una columna de sección rectangular con refuerzo dispuesto simétricamente

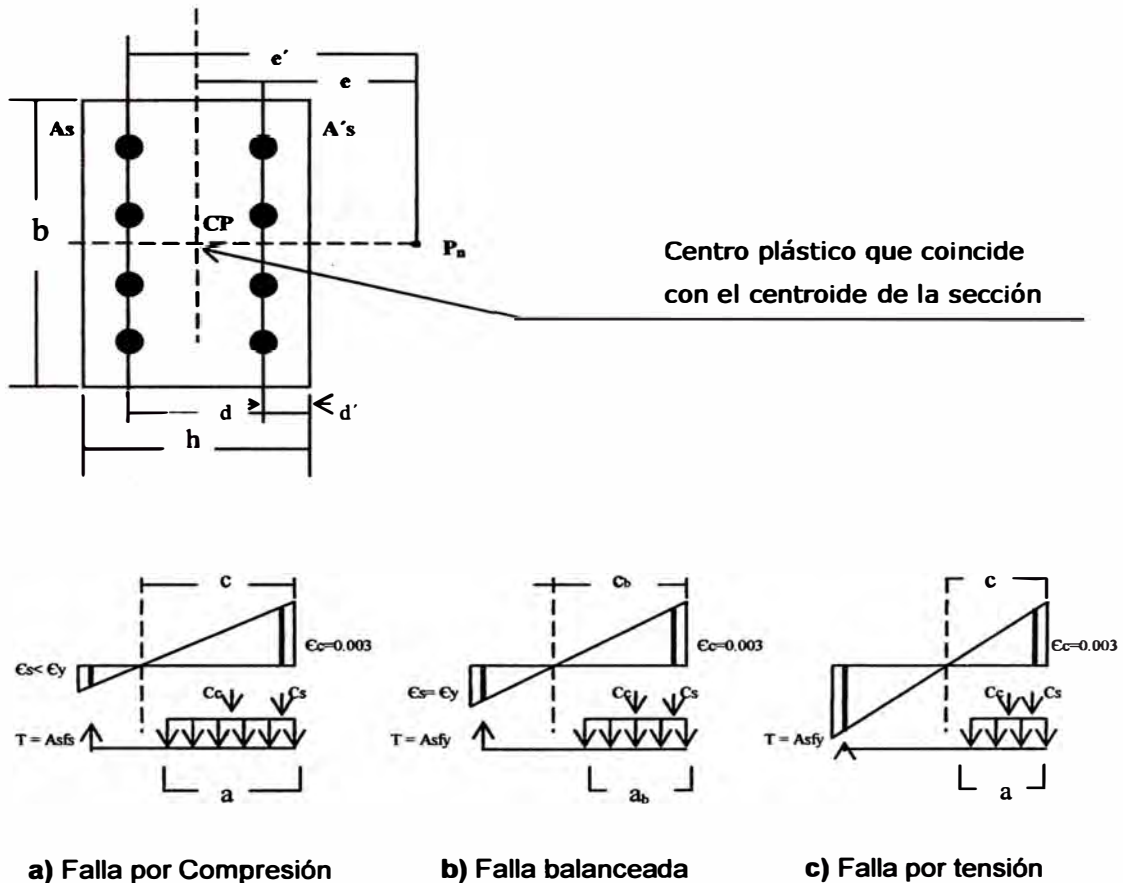


Figura N° 4.3.1. Tipos de fallas de columnas sometidos a flexo- compresión

Ecuación que corresponde a la condición de falla a compresión:

De la figura N° 4.3.1a

$$P_n = 0.85 f'_c ba + A'_s f'_x - A_s f_s$$

$$M_n = 0.85 f'_c ba \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_x \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Los esfuerzos en el acero en compresión y en tensión se determinan por semejanza de triángulos:

$$f'_s = \frac{0.003 (c - d')}{c} \quad E_s = \frac{6000 (c - d')}{c} \leq f_y$$

$$f_s = \frac{0.003 (d - c)}{c} \quad E_x = \frac{6000 (d - c)}{c}$$

Ecuación que corresponde a la condición de falla balanceada

De la figura N° 4.3.1.b.

$$P_{nb} = 0.85 f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_{nb} = 0.85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$a_b = \beta_i \frac{6000}{6000 + f_y} d$$

Donde:

La excentricidad balanceada de la sección estará dada por:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

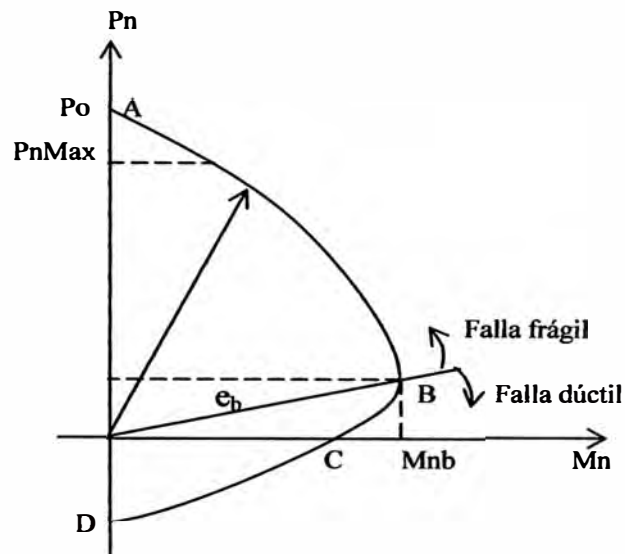
Ecuación que corresponde a la condición de falla por tensión:

De la figura N° 4.3.1c

$$P_n = 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_n = 0.85 f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA



El punto A representa la condición teórica de compresión pura o carga concéntrica, pero debemos recordar que el ACI nos limita a un valor $P_{n\max}$. El punto B es la condición balanceada, el punto C la condición de flexión pura, el punto D de tracción pura y el tramo de CD de flexo-tracción.

Cada punto de la curva representa una combinación de la carga resistente nominal P_n y de la resistencia nominal del momento M_n que corresponden a una posición particular del eje neutro y para una cierta distribución de acero. El diagrama de interacción está separado por la condición balanceada en el punto B, en la región donde controla la tensión y la región donde controla la compresión.

Factor de Reducción de Resistencia en Columnas (ϕ)

Según el ACI el parámetro ϕ no es constante, y depende de la magnitud de la carga axial, este parámetro afecta tanto al momento nominal como a la carga axial nominal de la columna. Así tenemos:

Si $P_u > 0.1 f'_c A_g$

$\phi = 0.70$ (para columnas estribadas)

$\phi = 0.75$ (para columnas zunchadas)

Si $P_u \leq 0.1 f'_c A_g$

$\phi = 0.9 - \frac{2P_u}{f'_c A_g} \geq 0.70$ (Para columnas estribadas)

$\phi = 0.9 - \frac{1.5 P_u}{f'_c A_g} \geq 0.75$ (Para columnas zunchadas)

Donde P_u deberá tomar como máximo el menor valor entre $0.1 f'_c A_g$ y ϕP_{nb} .

Refuerzo Máximo y Mínimo en Columnas

El código del ACI recomienda lo siguiente:

Refuerzo Máximo

$A_{sT} = 0.08 A_g$, en la práctica, rara vez se excede a $0.06 A_g$ por las dificultades que se presentan durante su armado y vaciado del concreto.

Refuerzo Mínimo: $A_{sT} = 0.01 A_g$.

Distribución del Acero Longitudinal y Transversal

Las columnas con estribos rectangulares o circulares requieren cuatro varillas longitudinales como mínimo.

En cualquier tipo de sección de columna deberá proporcionarse una varilla longitudinal en cada esquina y además toda varilla longitudinal deberá estar apoyada sobre estribos.

Si las varillas longitudinales son menores a la N° 10 el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos $3/8"$, en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos $3/8"$, en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos $1/2"$

El espaciamiento vertical de los estribos, s , deberá cumplir:

$$s \leq 16 \phi_b \quad (\phi_b = \text{diámetro de la varilla longitudinal}).$$

$$s \leq 48 \phi_{\text{estribo}}$$

$s \leq$ menor dimensión de la sección transversal de columna.

4.4. CIMENTACIONES

La cimentación es un elemento estructural importante dentro de la concepción estructural de toda edificación.

La cimentación esta situada generalmente por debajo de la superficie del terreno, cuyas funciones fundamentales son:

- 1) Distribuir las cargas actuantes sobre áreas mayores a los de los apoyos, de manera que no exceda la capacidad portante del terreno.
- 2) Transmitir las cargas actuantes al suelo estable o a la roca.

Tipos de cimentaciones

a) Zapata Aislada

Consisten de losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o variable, disminuyendo hacia los bordes. Estructuralmente funciona como losas en voladizo en dos direccionales.

Estas estructuras se predimensionan mediante el método de cargas de servicio, para lo cual se contempla la siguiente condición:

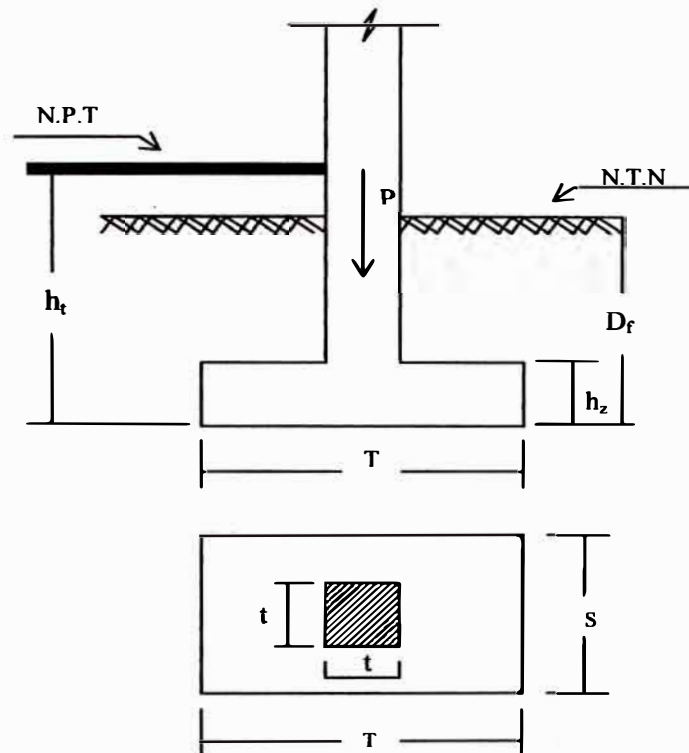
$$A_{zap} = \frac{D + L}{q_a}$$

Donde:

D = Representa la carga muerta total acumulada hasta el primer piso.

L = Representa la carga viva total acumulada hasta el primer piso.

q_a = Representa la capacidad portante admisible del terreno, a la cual habrá que descontarle la sobrecarga a nivel del primer piso determinado y además, la presión promedio ejercida por el peso del suelo que se muestra por encima del fondo de zapata.



q_n = esfuerzo neto del terreno

$$q_n = q_a - h_t \gamma_m - S/C$$

S/C (sobrecarga sobre el NPT)

γ_m = Densidad promedio

$$A_{zap} = \frac{D + L}{q_n}$$

Adicionalmente el R.N.C. al igual que la mayoría de los códigos permiten un incremento del 33% en la presión admisible cuando se incluyen los efectos del sismo. Así tendremos:

$$A_{zap} = \frac{D + L + S}{1.33 q_n}$$

Finalmente consideraremos como área de la zapata al mayor valor obtenido del uso de las fórmulas anteriores.

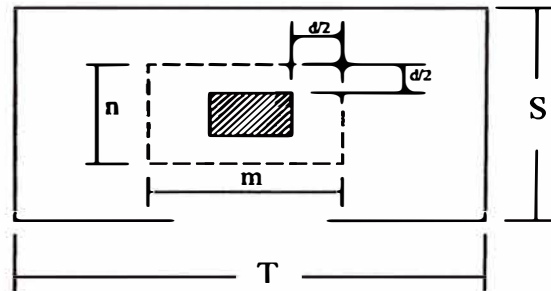
Dimensionamiento de la Altura h_z de la Zapata

La condición para determinar el peralte efectivo de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento).

Se asume que ese punzonamiento es resistido por la superficie bajo la línea punteada.

(Debemos trabajar con cargas factoradas).

$$W_{nu} = \frac{Pu}{Azap}$$



$$V_u = P_u - W_{nu} (m \times n)$$

V_u = cortante por punzonamiento actuante

V_c = Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto.

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f_c'} \quad (\text{en Kg y cm})$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f_c'} b_o d$$

$b_o = 2m + 2n$ (perímetro de los planos de falla).

Luego, se debe cumplir:

Esta última nos dará una expresión en función a "d", que debemos resolver.

Finalmente en la zapata se debe de verificar la capacidad cortante como viga a una distancia "m" de la cara de la columna de apoyo.

Distribución del Refuerzo por Flexión (ACI-318-99)

- En zapatas en una dirección y zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo será distribuido uniformemente a través de todo el ancho de la zapata.
- En zapatas rectangulares en dos direcciones, el refuerzo será distribuido de acuerdo a las siguientes recomendaciones:
 - El refuerzo en la dirección larga será distribuido uniformemente a través de todo el ancho de la zapata.
 - El refuerzo en la dirección corta, se deberá repartir en dos partes, una porción (la mayor) será distribuida uniformemente sobre una franja central igual al ancho de la zapata en la dirección corta, siendo este refuerzo el dado por:

$$\frac{A_s \text{ en la franja central}}{A_s \text{ Total}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$\beta = \frac{\text{Longitud Larga de la Zapata}}{\text{Longitud Corta de la Zapata}}$$

El refuerzo restante será distribuido uniformemente sobre las franjas laterales.

Transferencia de la Fuerza en la Base de la Columna

Las fuerzas y los momentos en la base de una columna son transferidos a la zapata por apoyo sobre el concreto, con refuerzos y/o dovelas.

El esfuerzo de contacto entre la columna y la zapata no deberá exceder la resistencia de aplastamiento del concreto. La resistencia de aplastamiento del concreto será:

Para la columna : $\phi (0.85 f'_c)$

Para la zapata: $\phi (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, siendo $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

A_1 = Área cargada

A_2 = Área máxima en la zapata que es geoméricamente igual al área de la columna.

ϕ = 0.70 para columnas estribadas

En caso que se exceda la resistencia de aplastamiento del concreto, se usarán refuerzos o dowel. Pero sea este o no el caso, deberá tenerse un mínimo de refuerzos o dowels igual a $0.005 A_g$ y no menor a 4 varillas.

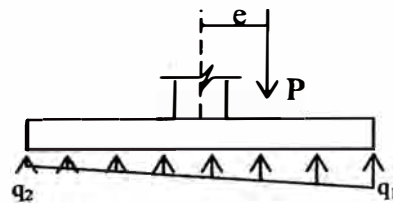
b) Zapata Aislada Sometida a una Carga Axial Y Momento Flector

Las cimentaciones de columna exterior pueden estar sujetas a carga excéntrica. Si la excentricidad es grande, puede resultar esfuerzo de tracción sobre un lado de la cimentación. Es recomendable dimensionar de manera que la carga esté dentro del tercio central de manera de evitar esfuerzos de tracción en el suelo que teóricamente puede ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

Caso 1: Excentricidad $e < T/6$

En este caso, el esfuerzo directo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión

$$q_{1,2} = \frac{P}{A_2} \pm \frac{M \times c}{I}$$



Donde:

$$\frac{P}{A_2} > \frac{M \times c}{I}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

Luego:

$$q_1 = q_{\max} = \frac{P}{A_2} + \frac{Pe(T/2)}{ST^3/12}$$

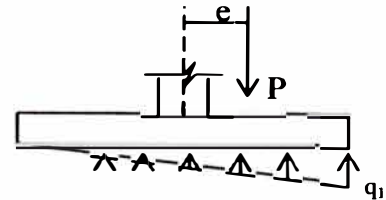
$$q_1 = \frac{P}{A_2} + \frac{6Pe}{ST^2}$$

$$q_2 = q_{\min} = \frac{P}{A_2} - \frac{6Pe}{ST^2}$$

Caso 2: Excentricidad $e = T/6$

En este caso el esfuerzo directo es igual al esfuerzo de flexión

$$\frac{M x c}{I} = \frac{P.e.c.}{I} = \frac{P \left(\frac{T}{6} \right) \left(\frac{T}{2} \right)}{S \left(\frac{T^3}{12} \right)} = \frac{P}{ST}$$



$$q_1 = 2 \frac{P}{A_2} ; q_2 = 0$$

Caso 3: Excentricidad $e > T/6$

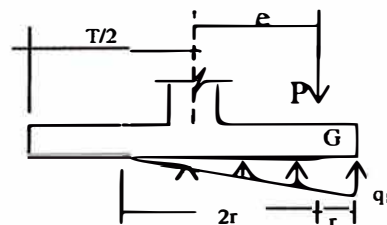
Si la carga actúa fuera del tercio central, resulta esfuerzos de tracción en el lado opuesto a la excentricidad. Si el refuerzo máximo debido a la carga P no excede el esfuerzo admisible neto, no se espera que se levante ese lado de la cimentación.

Y el centro de gravedad de la distribución triangular de esfuerzos portantes debe coincidir con el punto de acción de la carga P.

$$r = \frac{T}{2} - e$$

$$P = \frac{1}{2} (3r) q_1 S$$

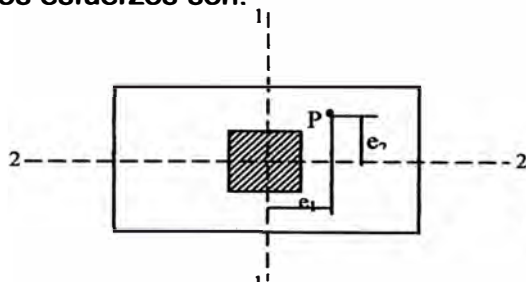
$$q_1 = \frac{2P}{3rS} = \frac{2P}{3 \left(\frac{T}{2} - e \right) S}$$



Caso 4: Excentricidad alrededor de los ejes (Carga Biaxial)

En el caso cuando una carga concentrada tiene excentricidad en dos direcciones (las dos dentro de los tercios medios respectivos).

Los esfuerzos son:



El diagrama muestra un elemento rectangular con un eje horizontal 2-2 y un eje vertical 1-1. Una carga axial P está aplicada en el centro del elemento, pero con excentricidades e1 y e2 respecto a los ejes 1-1 y 2-2, respectivamente. Las excentricidades e1 y e2 se miden desde el eje de simetría correspondiente hasta el punto de aplicación de la carga P.

$$q = \frac{P}{A_2} \pm \frac{P e_1 c_1}{I_1} \pm \frac{P e_2 c_2}{I_2}$$

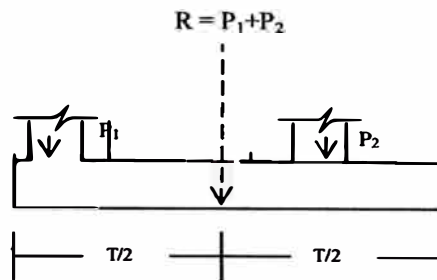
c) Zapata Combinada

Las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas. Se utilizan cuando la distancia entre éstas es reducida o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se requieren zapatas de gran área lo que ocasionan que éstas se traslapen.

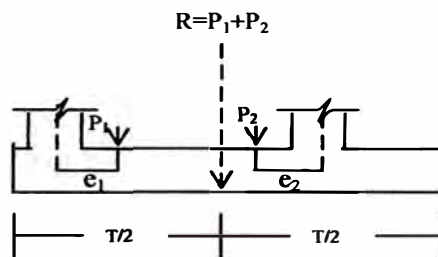
Las dimensiones de las zapatas de las columnas exteriores de una edificación está condicionada por los límites de propiedad, generándose, por lo general excentricidades en la zapata que no pueden ser resistida por la columna. La presión del suelo no es uniforme y en muchos casos, es imposible conseguir que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno. En estos casos, es conveniente usar zapatas combinadas que unan la columna exterior con interior adyacente, con objeto de eliminar dicha excentricidad y conseguir que la reacción del suelo sea uniforme.

El predimensionamiento de la zapata se efectúa de modo que la resultante de las cargas permanentes sin amplificar, incluidos los momentos, coincidan con la ubicación del centro de gravedad de la zapata. Para ello, se extiende, desde la línea de acción de la reacción de la resultante, una longitud a ambos lados igual o mayor que la distancia entre este punto y el límite exterior de la columna mas alejada (Ver Figura 4.4.1). Es conveniente que,

cuando sea posible, la zapata se extienda más allá del borde de la columna para que la sección crítica por punzonamiento no sea disminuida. Definido el largo de la zapata combinada, la capacidad portante neta del terreno y las cargas de gravedad, se determina el ancho de la cimentación.



(a) si las cargas P_1 y P_2 no tienen excentricidad



(b) si las cargas P_1 y P_2 tienen excentricidad

$$S = \frac{P_1 + P_2}{q_n T}$$

Figura 4.4.1 Dimensionamiento de zapata combinada

Donde:

S = Ancho de la cimentación

T = Largo de la cimentación

P_1 = Carga de gravedad que baja por la columna 1

P_2 = Carga de gravedad que baja por la columna 2

q_n = Esfuerzo portante neto del terreno.

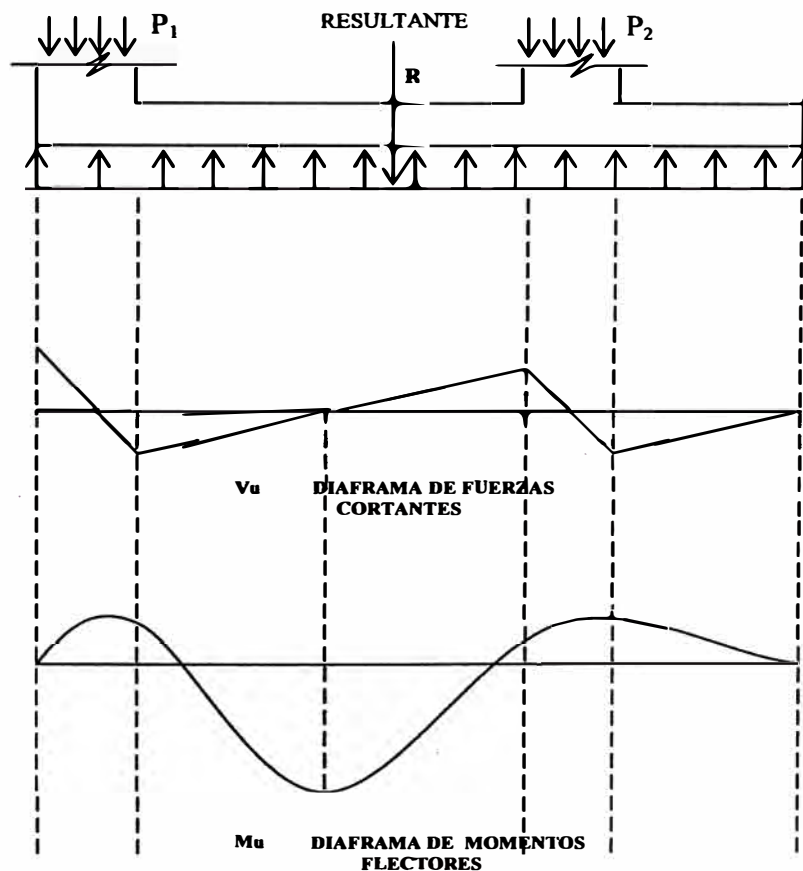
Si las columnas resisten cargas sísmicas, se efectúa la verificación por sismo en las dos direcciones. En caso que la reacción del terreno exceda su capacidad, se incrementa el ancho de la cimentación

Los esfuerzos en la cimentación, se obtienen amplificando los diagramas de momento flector y fuerza cortante obtenidos del análisis bajo cargas de servicio. El factor de amplificación será el mayor de:

$$F_1 = \frac{1.5D + 1.8L}{D + L}$$

$$F_2 = \frac{1.25(D + L + S)}{D + L + S}$$

$$F_3 = \frac{0.9D + 1.25S}{D + S}$$



Antes de calcular el refuerzo por flexión, se verifica el punzonamiento y la transferencia de las cargas de las columnas a la zapata. En caso de ser necesario se incrementa el peralte del elemento.

d) Zapata Conectada

Las zapatas conectadas son más usadas que las combinadas cuando se trata de reducir la excentricidad que se presenta en la cimentación de columnas exteriores. Cuando la columna interior más cercana está algo alejada de la columna exterior y las cargas son pequeñas, la zapata combinada resulta larga, estrecha y sometida a momentos flectores elevados en el voladizo.

Estructuralmente se tiene dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga.

Para el diseño, se asume que el peso propio de la viga es resistido por el relleno debajo de ella y que la reacción del terreno a las cargas se produce únicamente a través de las zapatas. Esta suposición es coherente, si se toma en cuenta que el terreno debajo de la viga se afloja y reacciona solo lo suficiente para soportar el peso de la viga.

La viga de cimentación se idealiza como un volado como se muestra en la figura N 4.4.2. La carga P' en el extremo debe ser tal magnitud que ocasione en el extremo empotrado un momento M , similar al producido por la excentricidad de la zapata exterior.

La viga se diseña con los diagramas de momento flector y fuerza cortante mostrados.

En la parte inferior del elemento se recomienda distribuir acero adicional igual a un tercio o un medio del refuerzo negativo para absorber asentamientos diferenciales.

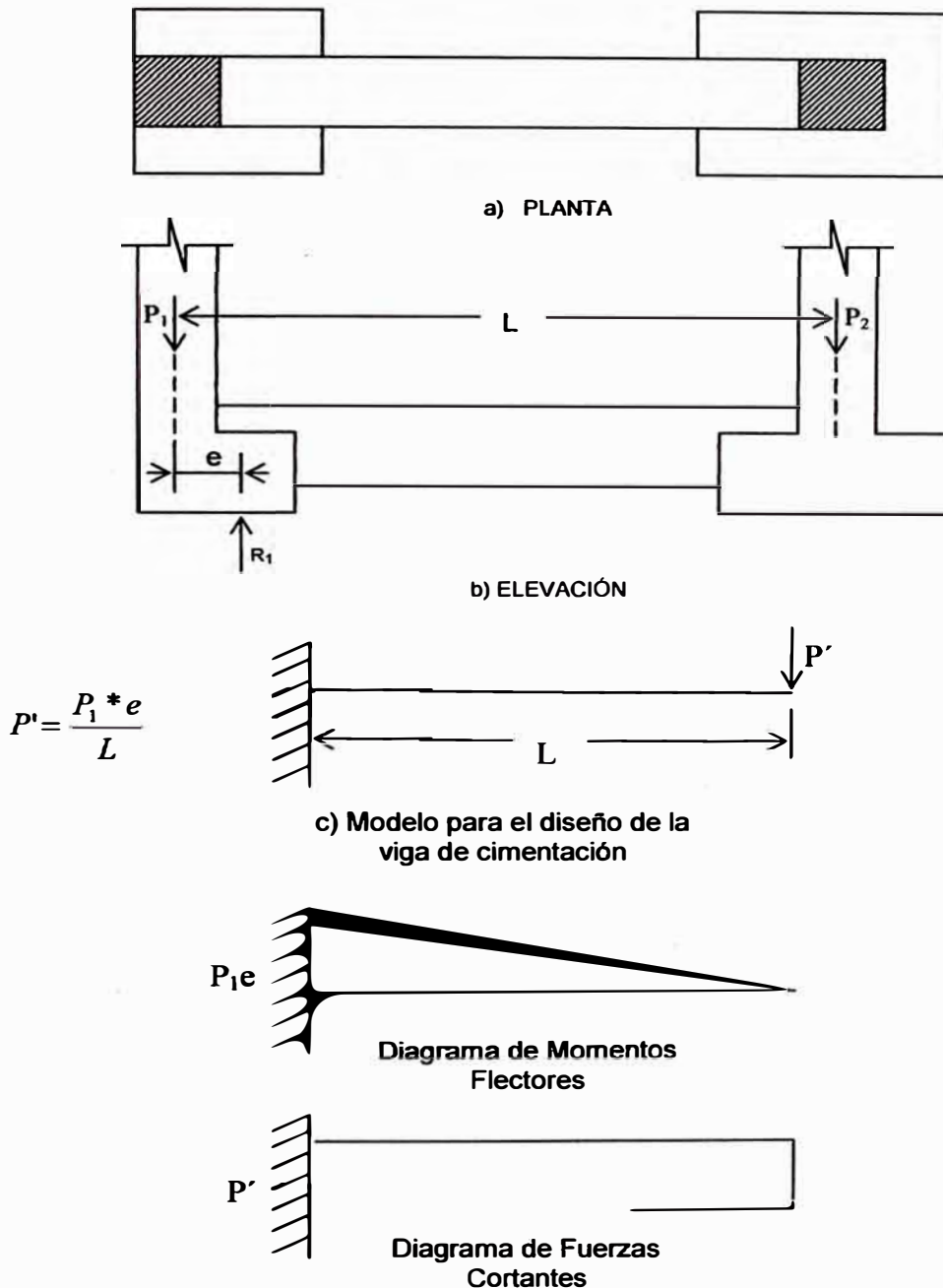


Fig. 4.4.2

La zapata exterior resiste la carga P_1 que baja por la columna más la carga P' proveniente de la viga de cimentación. Por lo tanto, se dimensiona para una carga igual a $P + P'$. El momento generado por la excentricidad de la zapata es igual a $M_1 = P_1 e$, donde "e" es la excentricidad de la carga P_1 . Esta zapata se hace rectangular para reducir la excentricidad "e". Por su parte, la zapata interior está sometida a una fuerza igual a $P_2 - P'$. El dimensionamiento de la cimentación, sin embargo, se efectúa con el total de la carga P_2 lo cual está del lado de la seguridad.

CAPITULO V: APLICACIÓN

5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Generalidades.-

El proyecto a analizarse en el presente informe es una edificación de concreto armado, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros estructurales de concreto reforzado (también llamados muros de cortante y/o placas). El edificio consta de 4 niveles, el cual estará destinado al uso de oficinas. Del 1º al 3º nivel tiene la misma distribución, cuya planta típica se muestra en la figura N° 1 y del 4º nivel su planta típica se muestra en la figura N° 2. Así mismo, se ha considerado una abertura de 2.15m de ancho por 5.20m de largo a fin de alojar una escalera que servirá de circulación vertical entre los diversos niveles.

Ubicación.-

La edificación se ubicará en la ciudad de Lima.

Perímetro.-

El perímetro del terreno es de 40.85 ml.

Área.-

El área total de terreno es de 239.40m² y el de la construcción de 957.6m².

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A USARSE:

Concreto:

Resistencia	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de yung	:	$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Módulo de regidez en cortante	:	$G = 0.4 E_c$

Acero.-

Módulo de Yung	:	$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia	:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Generalidades.-

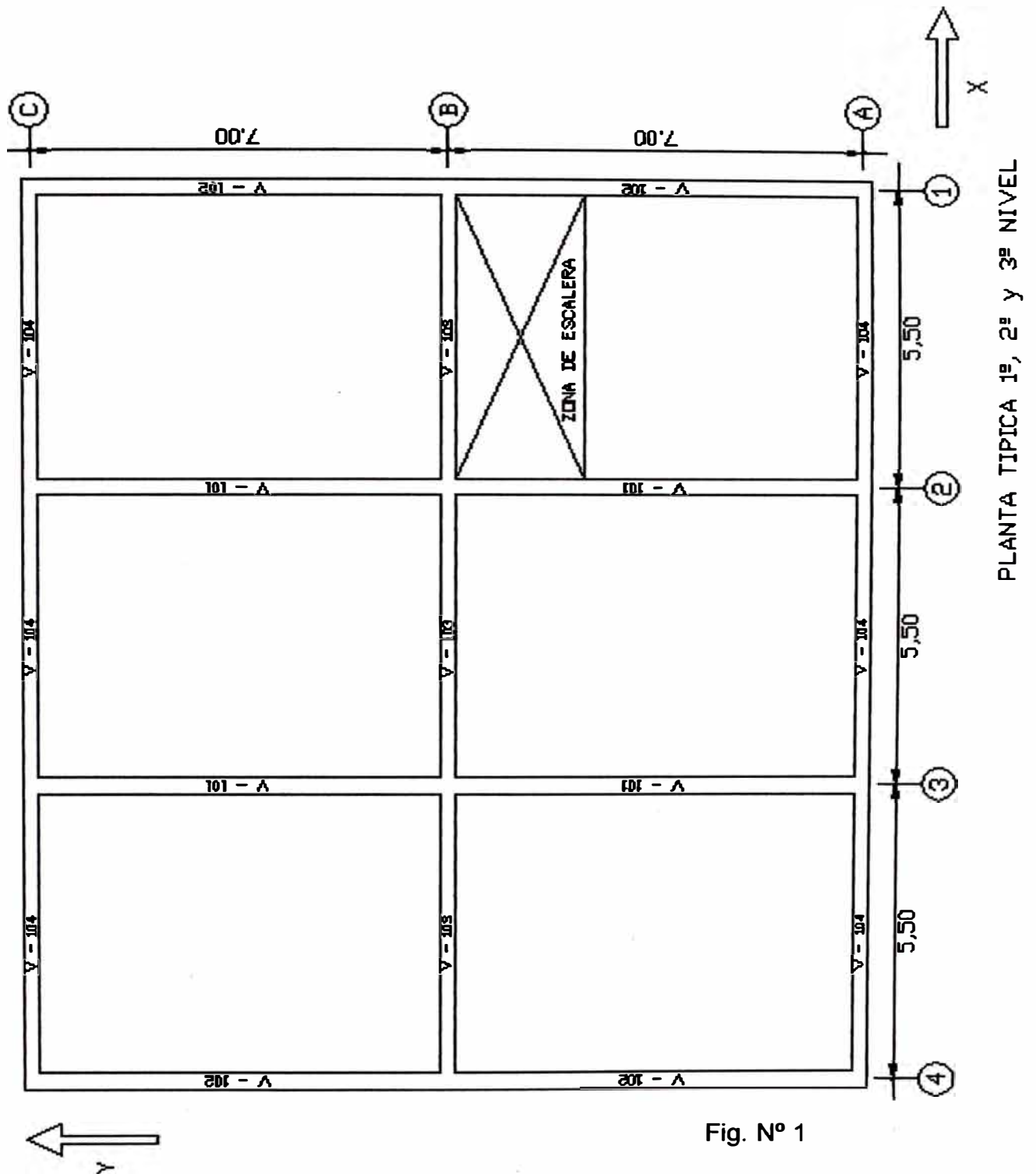
Es muy importante tener conocimiento de las características del terreno donde se va a cimentar como: capacidad portante, asentamiento diferencial, tipo de suelo, etc. Ya que estas características influirán en la estructuración, en el cálculo de la respuesta sísmica así como en el diseño de sus elementos.

Tipo de Suelo.-

La fundación de los elementos verticales de la estructura estará ubicada sobre un suelo que tiene un perfil tipo "S₂", cuya clasificación se basa según sus propiedades mecánicas, del espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte, debido a que la aceleración esperada en la base rocosa del emplazamiento de la estructura, se modifica al pasar por los estratos del suelo hasta llegar a la cimentación. Estos cambios dependen de las características del perfil del suelo de cimentación.

Capacidad portante del suelo.-

Asumiremos una capacidad portante de : $q_t = 3.5 \text{ kg/cm}^2$



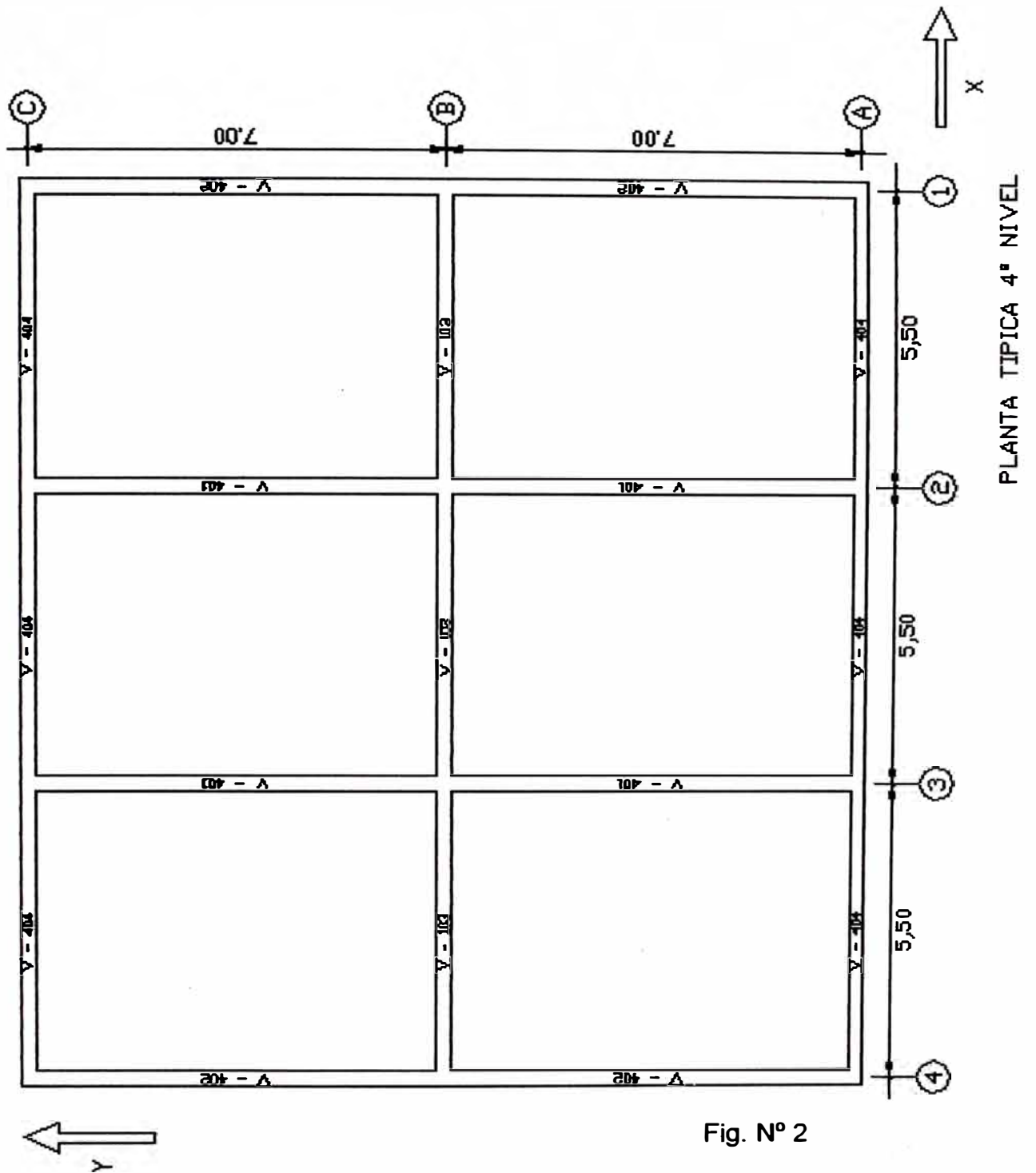


Fig. Nº 2

5.3. PREDIMENSIONAMIENTO

5.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

Para calcular el espesor de la losa aligerada usaremos la siguiente relación para no controlar deflexiones:

$$h = \frac{L}{25}$$

Para nuestro caso: $L = 5.50 \text{ mt}$

$$h = \frac{5.50}{25} = 0.22$$

Por lo tanto, usaremos $h = 0.25 \text{ mt}$

5.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el predimensionamiento de vigas usaremos las siguientes relaciones:

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}} \right)} \dots \dots \dots (\alpha)$$

$$b = \frac{B}{20}$$

Donde:

L_n = Longitud Libre

W_u = Carga última por unidad de área (Kg/cm^2)

B = Dimensión transversal tributaria

Cálculo de W_u :

Peso propio de losa	: 350 kg/m ²
Peso propio tabiquería	: 150 kg/m ²
Peso propio acabados	: 100 kg/m ²
Sobre carga (S/C)	: 250 Kg/m ²

Entonces:

$$W_D = 600 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Luego:

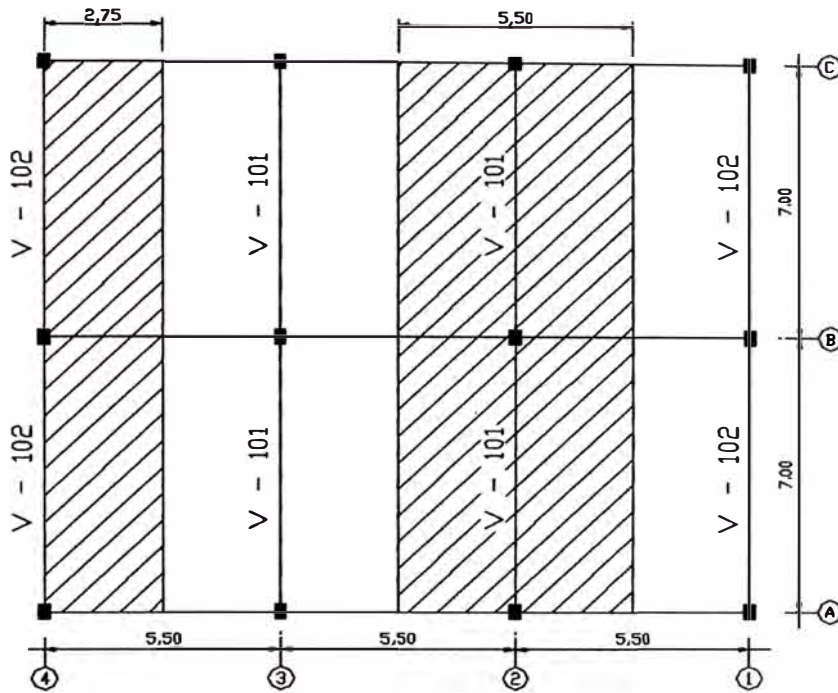
$$W_u = 1.5 (600) + 1.8 (250)$$

$$W_u = 0.135 \text{ Kg/cm}^2$$

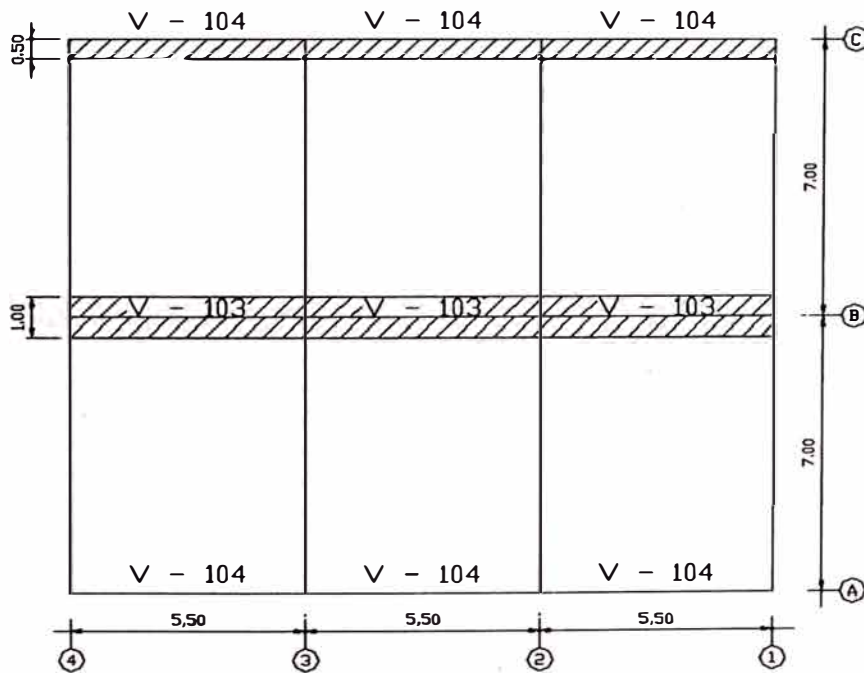
Reemplazando en (α):

$$h = \frac{Ln}{4 \sqrt{0.135}} = \frac{Ln}{10.88}$$

$$\Rightarrow h = \frac{Ln}{11}$$



Longitudes de zonas de influencia de carga de gravedad actuante para vigas principales.



Longitudes de zonas de influencia de carga de gravedad actuante para vigas secundarias

En zonas sísmicas el ACI recomienda para vigas principales lo siguiente:

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$b/n > 0.3$$

Para el dimensionamiento de vigas secundarias el ACI recomienda para zonas de alto riesgo sísmico debe hacerse como si fuera una viga principal

a) Vigas Principales

Ejes (2) y (3): V-101, V-201, V-301, V-401

$$L = 7.00$$

$$B = 5.50$$

$$h = \frac{7.00}{11} = 0.636$$

$$b = \frac{5.50}{20} = 0.275$$

Usar: .30 x .60

Ejes (1) y (4): V-102, V-202, V-302, V-402

$$L = 7.00$$

$$b = 2.75$$

$$h = \frac{7.00}{11} = 0.636$$

$$b = \frac{2.75}{20} = 0.138$$

Usar: .30 x .60

b) Vigas Secundarias

Ejes (A) y (C): V-104, V-204, V-304, V-404

$$L=5.50$$

$$B = 0.50$$

$$h = \frac{5.50}{11} = 0.50$$

$$b = \frac{0.50}{20} = 0.025$$

Usar: .25 x .60

Eje (B): V-103, V-203, V-303, V-403

$$L = 5.50$$

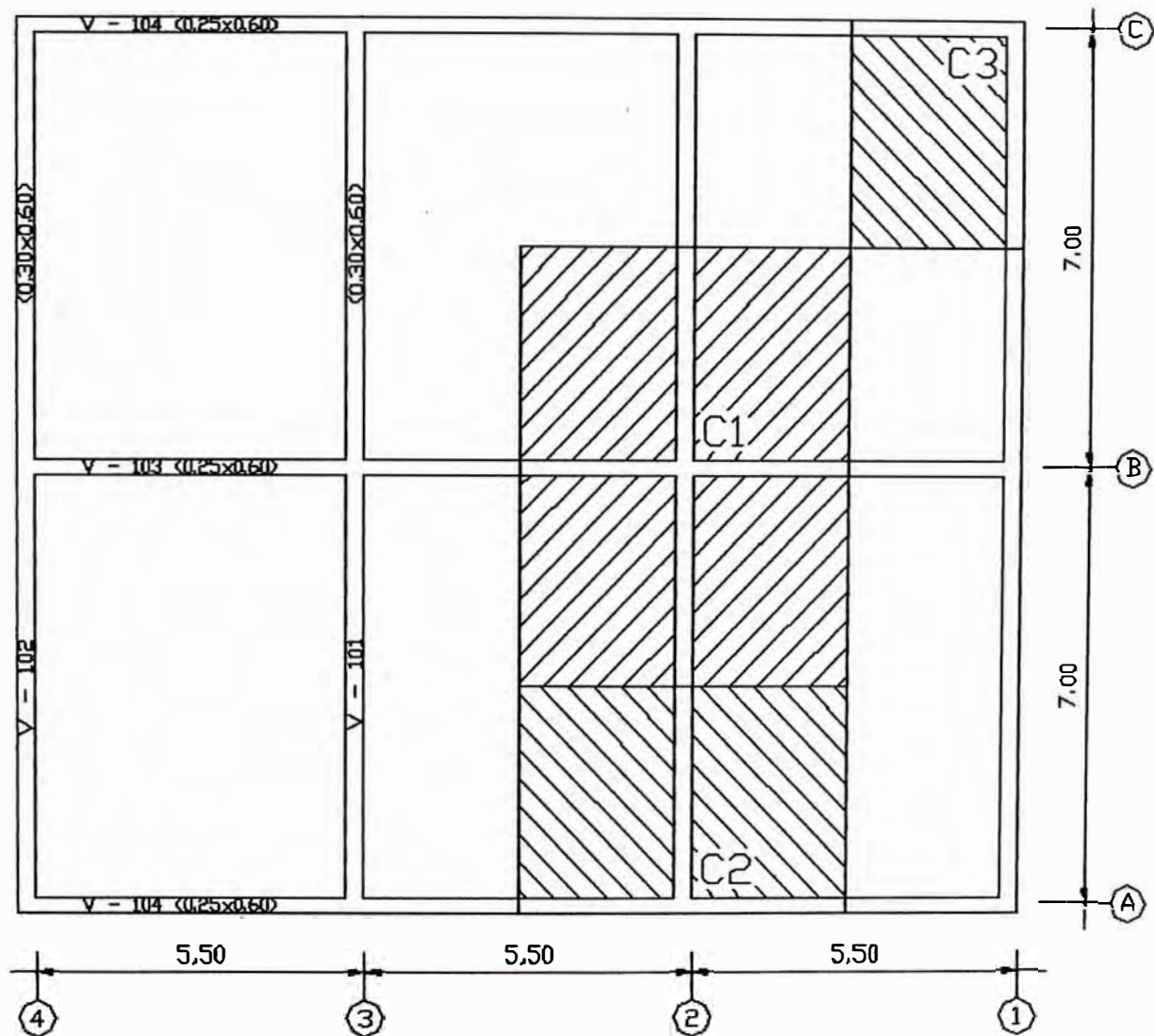
$$B = 1.00$$

$$h = \frac{5.50}{11} = 0.50$$

$$b = \frac{1.00}{20} = 0.05$$

Usar: .25 x .60

5.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



Longitud de Zonas de Influencia de Carga de Gravedad Actuante para Columnas.

a) Columnas Centrales (C1)

$$b \times D = \frac{1.10 P_G}{0.3 f'_c}$$

Nivel 4

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.70		1.00	350.00	12,194.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	7.00	0.30	0.60	1.00	2400.00	3,024.00
Acabados	7.00	5.50		1.00	100.00	3,850.00
S/C	7.00	5.50		1.00	150.00	5,775.00
TOTAL						26,715.00

$$b \times D = \frac{1.1 P_G}{0.30 \times f'_c} = \frac{1.10 \times 26\,715.00}{0.30 \times 210} = 466.45 \text{ cm}^2$$

50 x 10

Usar: .50 x .50

Nivel 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.70		1.00	350.00	12,194.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	7.00	0.30	0.60	1.00	2400.00	3,024.00
Acabados	7.00	5.50		1.00	100.00	3,850.00
Tabiquería	7.00	5.50		1.00	150.00	5,775.00
Columna	0.50	0.50	2.85	1.00	2,400.00	1,710.00
S/C	7.00	5.50		1.00	250.00	9,625.00
TOTAL						38,050.00

$$b \times D = \frac{1.10 P_G}{0.30 \times f'_c} = \frac{1.10 \times 38\,050.00}{0.30 \times 210} = 1130.82 \text{ cm}^2$$

50 x 23

Usar: .50 x .50

Nivel 2

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.70		1.00	350.00	12,194.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	7.00	0.30	0.60	1.00	2400.00	3,024.00
Acabados	7.00	5.50		1.00	100.00	3,850.00
Tabiquería	7.00	5.50		1.00	150.00	5,775.00
Columna	0.50	0.50	2.85	1.00	2,400.00	1,710.00
S/C	7.00	5.50		1.00	250.00	9,625.00
TOTAL						38,050.00.

$$b \times D = \frac{1.10 P_G}{0.3 \times f_c} = \frac{1.10 \times 102,815.40}{0.30 \times 210} = 1,795.18 \text{ cm}^2$$

50 x 36

Usar: .50 x .50

Nivel 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.70		1.00	350.00	12,194.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	7.00	0.30	0.60	1.00	2400.00	3,024.00
Acabados	7.00	5.50		1.00	100.00	3,850.00
Tabiquería	7.00	5.50		1.00	150.00	5,775.00
Columna	0.50	0.50	3.00	1.00	2,400.00	1800.00
S/C	7.00	5.50		1.00	250.00	9,625.00
TOTAL						38,140.00

$$b \times D = \frac{1.10 P_G}{0.30 \times f_c} = \frac{1.10 \times 140,955.00}{0.30 \times 210} = 2,461.12 \text{ cm}^2$$

50 x 50

Usar: .50 x .50

b) Columnas Laterales (C2)

$$b \times D = \frac{1.25 P_G}{0.25 f_c'}$$

Nivel 4

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		1.00	350.00	6142.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	3.50	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,512.00
Acabados	5.20	3.625		1.00	100.00	1,885.00
S/C	5.20	3.625		1.00	150.00	2,827.50
TOTAL						14,239.00

$$b \times D = \frac{1.25 P_G}{0.25 \times f_c'} = \frac{1.25 \times 14,239.00}{0.25 \times 210} = 339.02 \text{ cm}^2$$

30 x 12

Usar: .30 x .60

Nivel 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		1.00	350.00	6,142.50
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	3.50	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,512.00
Acabados	5.20	3.625		1.00	100.00	1,885.00
Tabiquería	5.20	3.625		1.00	150.00	2,827.50
Columna	0.30	0.60	2.85	1.00	2,400.00	1,231.20
S/C	5.20	3.625		1.00	250.00	4,712.50
TOTAL						20,182.70

$$b \times D = \frac{1.25 P_G}{0.25 \times f_c'} = \frac{1.25 \times 34421.70}{0.25 \times 210} = 819.56 \text{ cm}^2$$

30 x 30

Usar: .30 x .60

Nivel 2

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		1.00	350.00	6,142.00
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	3.50	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,512.00
Acabados	5.20	3.625		1.00	100.00	1,885.00
Tabiquería	5.20	3.625		1.00	150.00	2,827.50
Columna	0.30	0.60	2.85	1.00	2,400.00	1,231.20
S/C	5.20	3.625		1.00	250.00	4,712.50
TOTAL						20,182.70

$$b \times D = \frac{1.25 P_G}{0.25 \times f_c} = \frac{1.25 \times 54,604.40}{0.25 \times 210} = 1,300.10 \text{ cm}^2$$

30 x 45

Usar: .30 x .60**Nivel 1**

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		1.00	350.00	6,142.50
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	1.00	2400.00	1,872.00
Vigas – Y	3.50	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,512.00
Acabados	5.20	3.625		1.00	100.00	1,885.00
Tabiquería	5.20	3.625		1.00	150.00	2,827.50
Columna	0.30	0.60	3.00	1.00	2,400.00	1,296.00
S/C	5.20	3.625		1.00	250.00	4,712.50
TOTAL						20,247.50

$$b \times D = \frac{1.25 P_G}{0.25 \times f_c} = \frac{1.25 \times 74,851.90}{0.25 \times 210} = 1,782.2 \text{ cm}^2$$

30 x 60

Usar: .30 x .60

c) Columnas de esquina (C3)

$$b \times D = \frac{1.50 P_G}{0.20 f'_c}$$

Nivel 4

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		1.00	350.00	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	1.00	2400.00	926.00
Vigas – Y	3.625	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,566.00
Acabados	2.60	3.625		1.00	100.00	942.50
S/C	2.60	3.625		1.00	150.00	1,413.75
TOTAL						7,929.50

$$b \times D = \frac{1.50 P_G}{0.20 \times f'_c} = \frac{1.50 \times 7,929.50}{0.20 \times 210} = 283.2 \text{ cm}^2$$

30 x 10

Usar: .30 x .60

Nivel 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		1.00	350.00	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	1.00	2400.00	936.00
Vigas – Y	3.625	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,566.00
Acabados	2.60	3.625		1.00	100.00	942.50
Tabiquería	2.60	3.625		1.00	150.00	1,413.75
Columna	0.30	0.60	2.85	1.00	2,400.00	1,231.20
S/C	2.60	3.625		1.00	250.00	2,356.25
TOTAL						11,516.95

$$b \times D = \frac{1.5 P_G}{0.2 \times f'_c} = \frac{1.5 \times 19,446.45}{0.25 \times 210} = 694.5 \text{ cm}^2$$

30 x 25

Usar: .30 x .60

Nivel 2

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		1.00	350.00	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	1.00	2400.00	936.00
Vigas – Y	3.265	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,566.00
Acabados	2.60	3.625		1.00	100.00	942.50
Tabiquería	2.60	3.625		1.00	150.00	1,413.75
Columna	0.30	0.60	2.85	1.00	2,400.00	1,231.20
S/C	2.60	3.625		1.00	250.00	2,356.25
TOTAL						20,182.70

$$b \times D = \frac{1.5 P_G}{0.2 \times f'_c} = \frac{1.5 \times 30,963.4}{0.25 \times 210} = 737.22 \text{ cm}^2$$

30 x 25

Usar: .30 x .60

Nivel 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	Nº veces	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		1.00	350.00	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	1.00	2400.00	936.00
Vigas – Y	3.625	0.30	0.60	1.00	2400.00	1,566.00
Acabados	2.60	3.625		1.00	100.00	942.50
Tabiquería	2.60	3.625		1.00	150.00	1,413.75
Columna	0.30	0.60	3.00	1.00	2,400.00	1,296.00
S/C	2.60	3.625		1.00	250.00	2,356.25
TOTAL						11,581.75

$$b \times D = \frac{1.5 P_G}{0.2 \times f'_c} = \frac{1.50 \times 42,545.15}{0.20 \times 210} = 1,519.5 \text{ cm}^2$$

30 x 55

Usar: .30 x .60

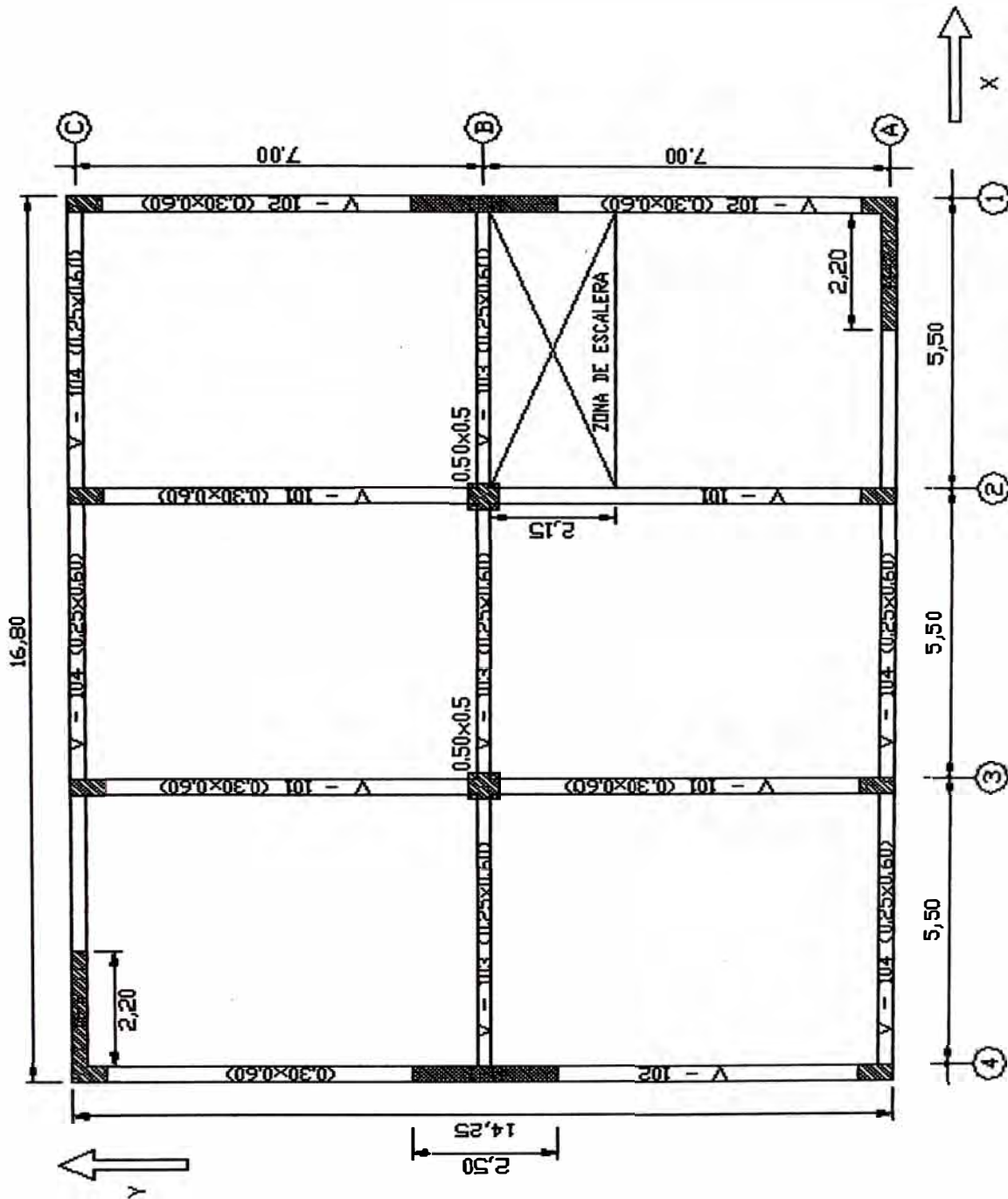
5.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE

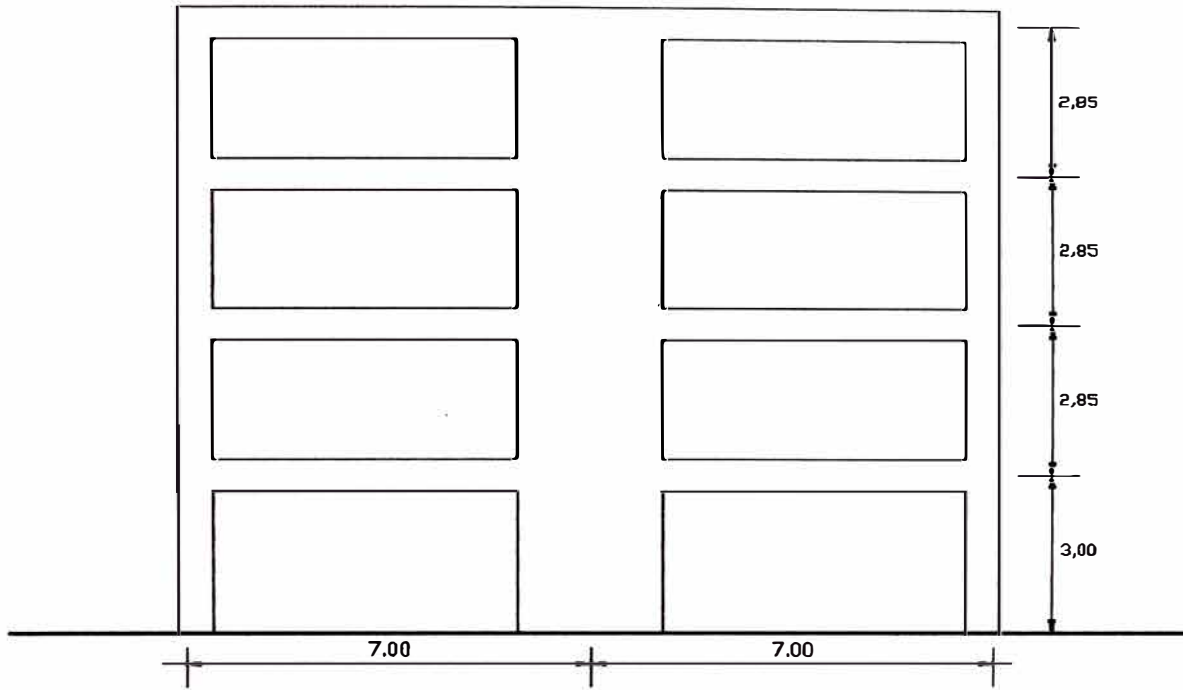
Para el predimensionamiento de los muros de corte (placas) usaremos espesores de 25 cm y 30 cm En las direcciones X e Y respectivamente, de tal forma que el proceso constructivo sea menos tedioso y a la vez pueda ser menos económico.

Las longitudes o anchos de los muros de corte, como sabemos no se pueden determinar en un principio. Asimismo la cantidad de placas que se pueden colocar. Pero, puede asumirse teniendo en cuenta el número de pisos y la forma que tenga la estructura a diseñarse.

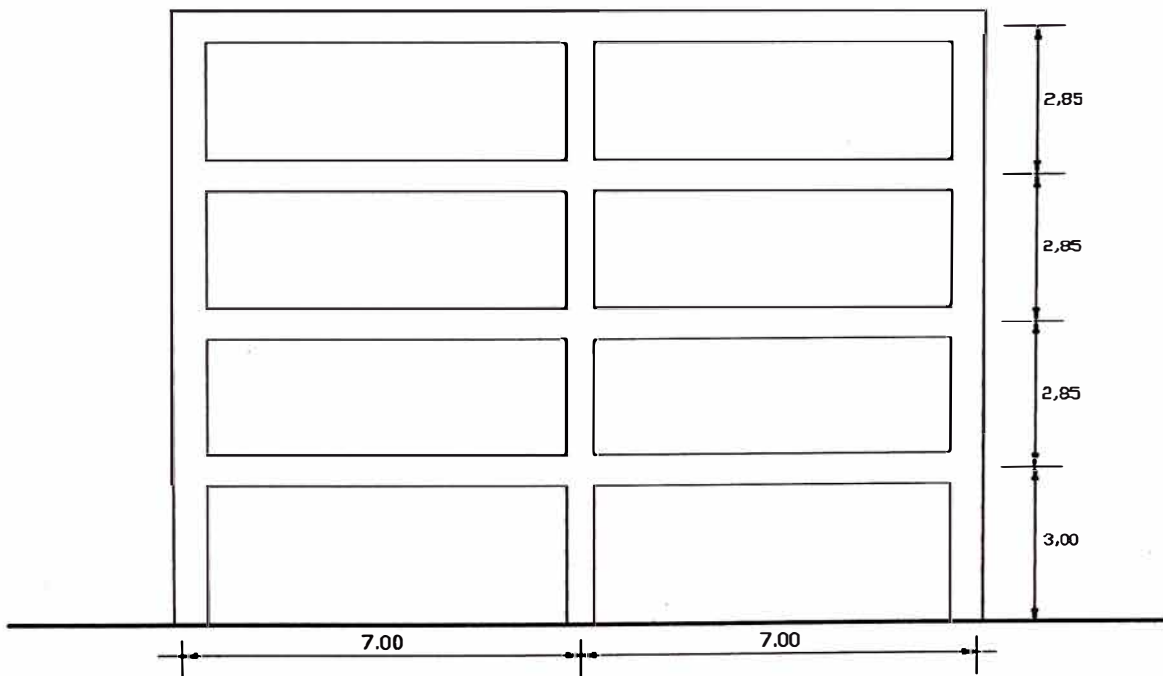
En nuestro caso se nos presenta una estructura de pocos pisos y una distribución regular en planta lo que nos permite asumir dos placas en ambas direcciones, cuyas longitudes serán del orden de 2.50 m y 2.50 m en las direcciones X e Y respectivamente. Estas longitudes se corregirán en los sucesivos análisis siempre y cuando no satisfagan las exigencias de las Normas Peruanas Actuales.

**PLANTA TIPICA NIVEL 1°, 2° y 3°
ESTRUCTURACION FINAL**

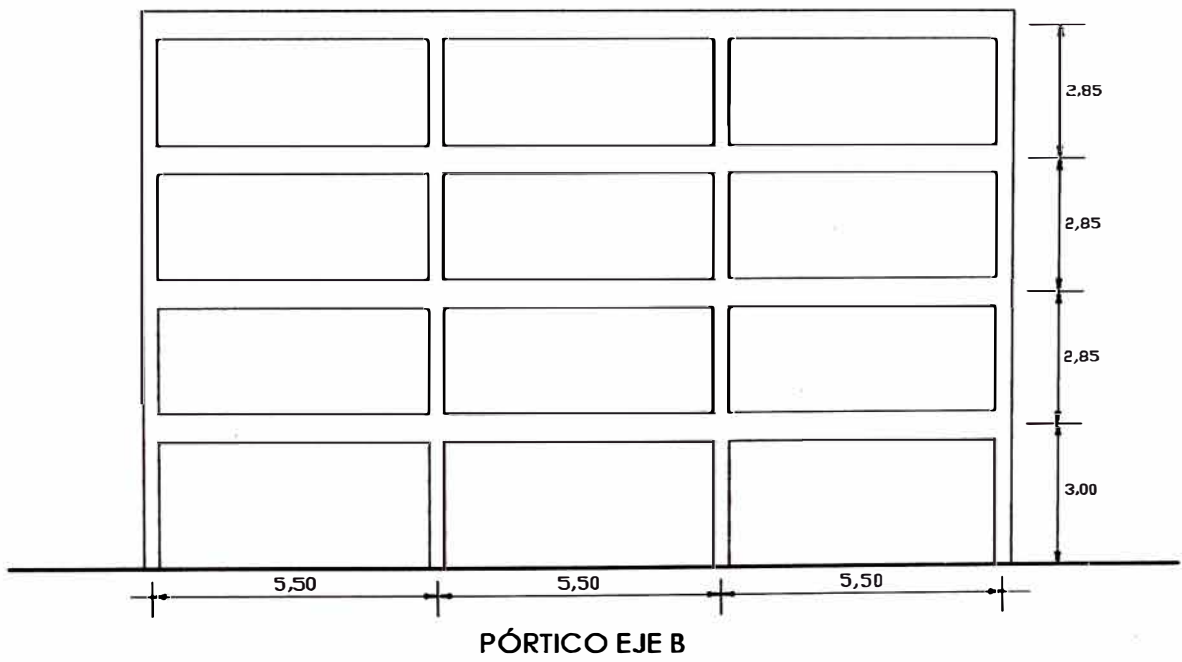
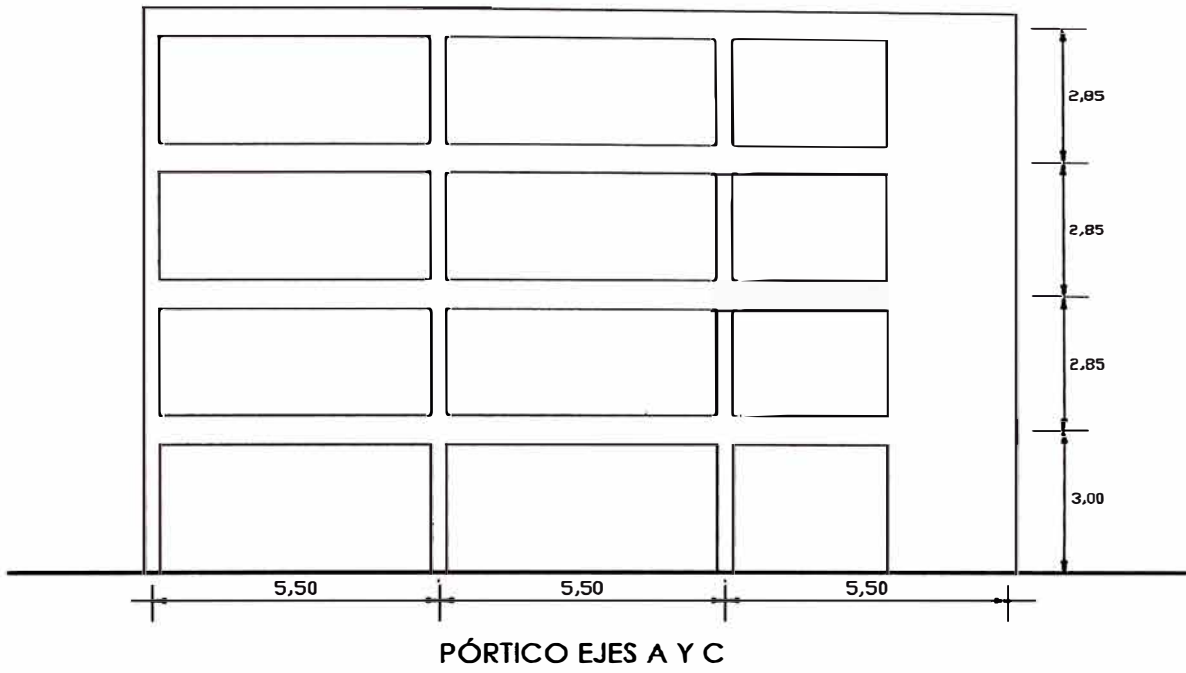




PÓRTICO EJES 1 Y 4



PÓRTICO EJES 2 Y 3



5.4. METRADO DE CARGAS

5.4.1. METRADO DE CARGAS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Pórtico tipo I – Ejes 1 y 4

Niveles 1° al 3°

Carga permanente $[W_D]$

P.P. Losa aligerada: $350 \times 2.60 \times 1.00 = 910 \text{ kg/ml}$

P.P. acabados : $100 \times 2.90 \times 1.00 = 290 \text{ kg/ml}$

P.P. Tabiquería : $150 \times 2.90 \times 1.00 = 435 \text{ kg/ml}$

Carga viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $250 \times 2.90 \times 1.00 = 725 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 0.73 \text{ T/mL}$$

NIVEL 4

Carga permanente $[W_D]$

P.P. Losa aligerada: $350 \times 2.60 \times 1.00 = 910 \text{ kg/ml}$

P.P. acabados : $100 \times 2.90 \times 1.00 = 290 \text{ kg/ml}$

P.P. Tabiquería : $150 \times 2.90 \times 1.00 = 435 \text{ kg/ml}$

$$W_D = 1.2 \text{ T/mL}$$

Carga viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $150 \times 2.90 \times 1.00 = 435 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 0.44 \text{ T/mL}$$

Pórtico Tipo II – Ejes 2 y 3**Niveles 1° al 3°****Carga permanente $[W_D]$**

P.P. Losa aligerada: $350 \times 5.20 \times 1.00 = 1820 \text{ kg/ml}$

P.P. acabados : $100 \times 5.50 \times 1.00 = 550 \text{ kg/ml}$

P.P. Tabiquería : $150 \times 5.50 \times 1.00 = 925 \text{ kg/ml}$

$$W_D = 3.20 \text{ T/mL}$$

Carga viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $250 \times 5.50 \times 1.00 = 1375 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 1.38 \text{ T/mL}$$

NIVEL 4°**Carga Permanente $[W_D]$**

P.P. Losa aligerada: $350 \times 5.20 \times 1.00 = 1820 \text{ kg/ml}$

P.P. acabados : $100 \times 5.50 \times 1.00 = 550 \text{ kg/ml}$

$$W_D = 2.37 \text{ T/mL}$$

Carga Viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $150 \times 5.50 \times 1.00 = 825 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 0.83 \text{ T/mL}$$

Pórtico Tipo III – Ejes A y C**Niveles 1° al 3°****Carga permanente $[W_D]$**

P.P. Losa aligerada: $350 \times 5.20 \times 1.00 = 175 \text{ kg/ml}$

P.P. acabados : $100 \times 5.50 \times 1.00 = 50 \text{ kg/ml}$

P.P. Tabiquería : $150 \times 5.50 \times 1.00 = 75 \text{ kg/ml}$

$$W_D = 0.30 \text{ T/mL}$$

Carga viva o sobrecarga [W_L]

$$S/C = 250 \times 5.50 \times 1.00 = 125 \text{ kg/ml}$$

$$W_L = 0.13 \text{ T/mL}$$

NIVEL 4°**Carga Permanente [W_D]**

$$\text{P.P. Losa aligerada: } 350 \times 0.50 \times 1.00 = 175 \text{ kg/ml}$$

$$\text{P.P. acabados : } 100 \times 5.50 \times 1.00 = 50 \text{ kg/ml}$$

$$W_D = 0.23 \text{ T/mL}$$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]

$$S/C = 150 \times 0.50 \times 1.00 = 75 \text{ kg/ml}$$

$$W_L = 0.08 \text{ T/mL}$$

Pórtico Tipo IV – Ejes B**Niveles 1° al 3°****Carga permanente [W_D]**

$$\text{P.P. Losa aligerada: } 350 \times 1.00 \times 1.00 = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{P.P. acabados : } 100 \times 1.00 \times 1.00 = 100 \text{ kg/ml}$$

$$\text{P.P. Tabiquería : } 150 \times 1.00 \times 1.00 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$W_D = 0.60 \text{ T/mL}$$

Carga viva o sobrecarga [W_L]

$$S/C = 250 \times 1.00 \times 1.00 = 250 \text{ kg/ml}$$

$$W_L = 0.25 \text{ T/mL}$$

NIVEL 4°**Carga Permanente [W_D]**

$$\text{P.P. Losa aligerada: } 350 \times 1.00 \times 1.00 = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{P.P. acabados : } 100 \times 1.00 \times 1.00 = 100 \text{ kg/ml}$$

$$W_D = 0.45 \text{ T/mL}$$

Carga Viva o sobrecarga $[W_L]$

$$S/C = 150 \times 1.00 \times 1.00 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$W_L = 0.15 \text{ T/mL}$$

FORMULACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CARGAS

Se consideran 6 sistemas de cargas estáticos.

- D : Carga permanentes y/o muertas.
- L1 : Un “damero” de cargas vivas sobre los pórticos más cargados (en dirección Y)
- L2 : El “damero” complementario.
- L3 : Cargas vivas sobre los pórticos menor cargados (en dirección X).
- SX1 : Sismo en X con excentricidad positiva.
- SX2 : Sismo en X con excentricidad negativa.
- SY1 : Sismo en Y con excentricidad positiva.
- SY2 : Sismo en Y con excentricidad negativa.

Los “dameros” de cargas vivas son tales que producen los máximos momentos positivo en los pórticos más cargados (aquellos orientados perpendicularmente a las viguetas).

No es necesario considerar un sistema de cargas vivas continuo a lo largo de los dos tramos de los pórticos más cargados y que serviría para determinar los momentos máximos negativos, dado que más adelante al declarar las combinaciones de cargas, se introducirá una combinación que considere la suma de los sistemas L1 y L2.

Es de suma importancia de considerar los “damero” de cargas vivas, pues la alternancia de cargas es una situación real que se da en una estructura que ocasionan momentos flectores mayores a los obtenidos si se consideraran todos los tramos uniformemente cargados, así también permite conocer aquellas zonas donde se producen inversiones de

momentos. Sin embargo, para el sistema de cargas L3 no se está considerando la alternancia de “dameros”, esto porque la dirección X es la menor cargada y realizar dicha alternancia no proporcionará mayores diferencias.

Definiendo Sx como la envolvente de Sx1 y Sx2, y Sy como la envolvente de Sy1 y Sy2, conforme a la norma E - 060 se tendrá las siguientes combinaciones.

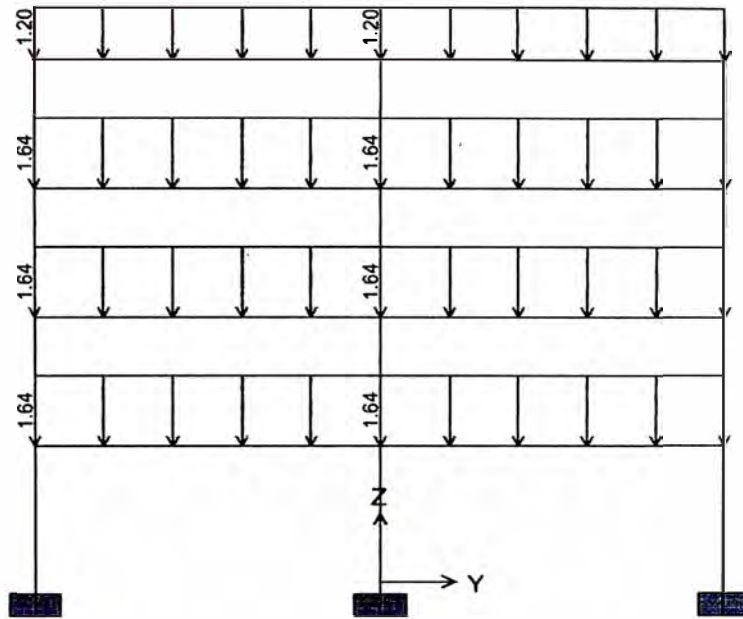
COMB 1	$1.5 D + 1.8 L1$
COMB 2	$1.5 D + 1.8 L2$
COMB 3	$1.5 D + 1.8 (L1 + L2)$
COMB 4	$1.5 D + 1.8 L3$
COMB 5	$1.25 (D+ L1 + L2 + Sx)$
COMB 6	$1.25 (D+ L1 + L2 - Sx)$
COMB 7	$1.25 (D+ L1 + L2 + Sy)$
COMB 8	$1.25 (D+ L1 + L2 - Sy)$
COMB 9	$1.25 (D + L3 + Sx)$
COMB 10	$1.25 (D + L3 - Sx)$
COMB 11	$1.25 (D + L3 + Sy)$
COMB 12	$1.25 (D + L3 - Sy)$
COMB 13	$0.9 D + 1.25 Sx$
COMB 14	$0.9 D - 1.25 Sx$
COMB 15	$0.9 D + 1.25 Sy$
COMB 16	$0.9 D - 1.25 Sy$

COMB 17 será la envolvente de las 16 combinaciones. Tendiendo las cargas estáticas verticales, las fuerzas horizontales de sismo y las combinaciones de carga ya definidas podemos proceder a realizar el análisis estructural tridimensional del edificio, utilizando el programa SAP2000.

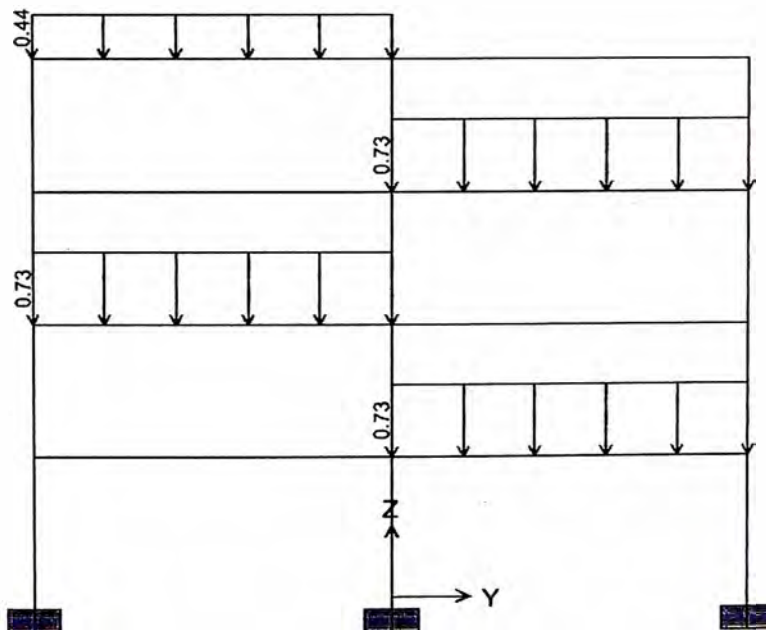
ESQUEMAS DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO I - EJES 1 Y 4

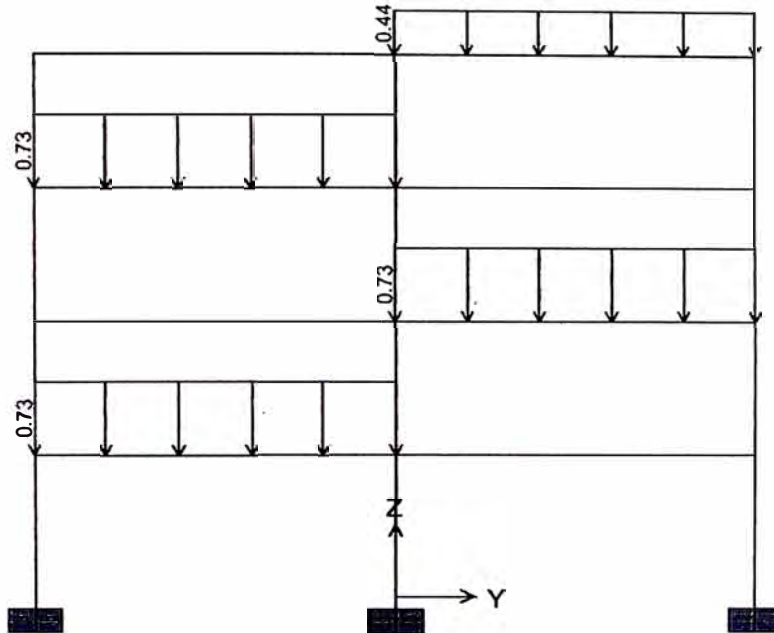
Carga Muerta (D)



Carga Viva (L1)

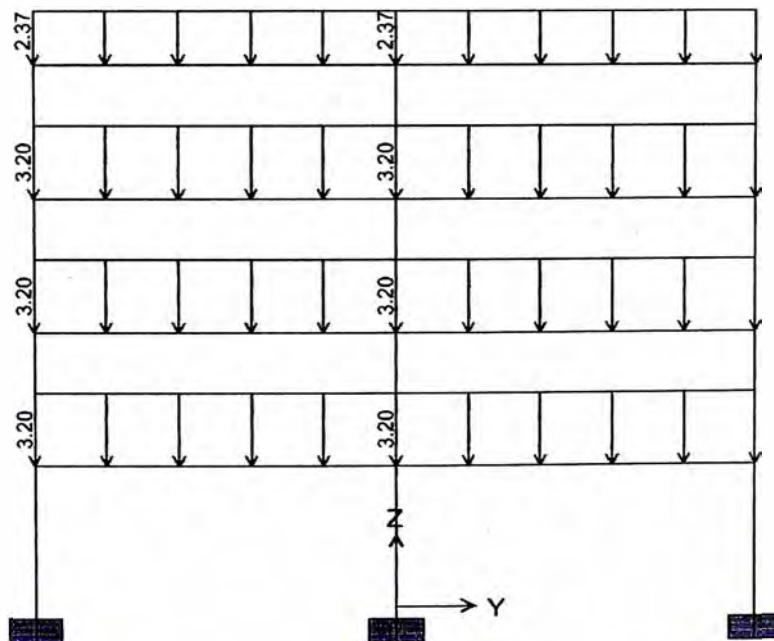


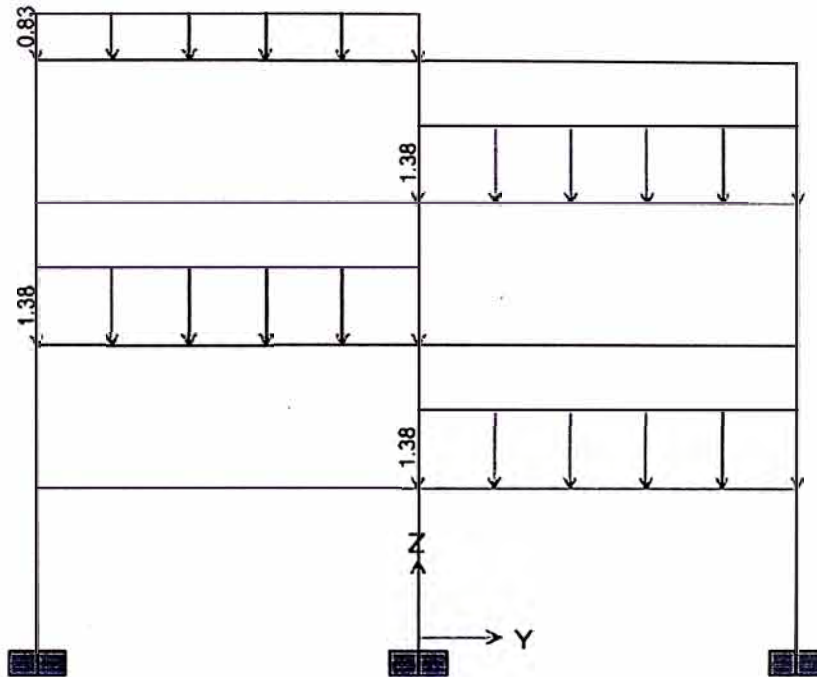
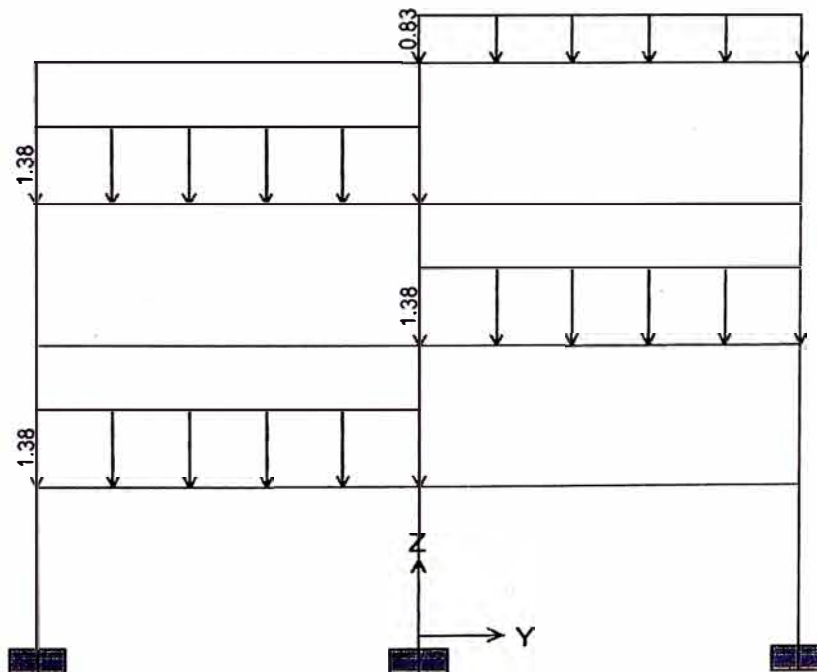
Carga Viva (L2)

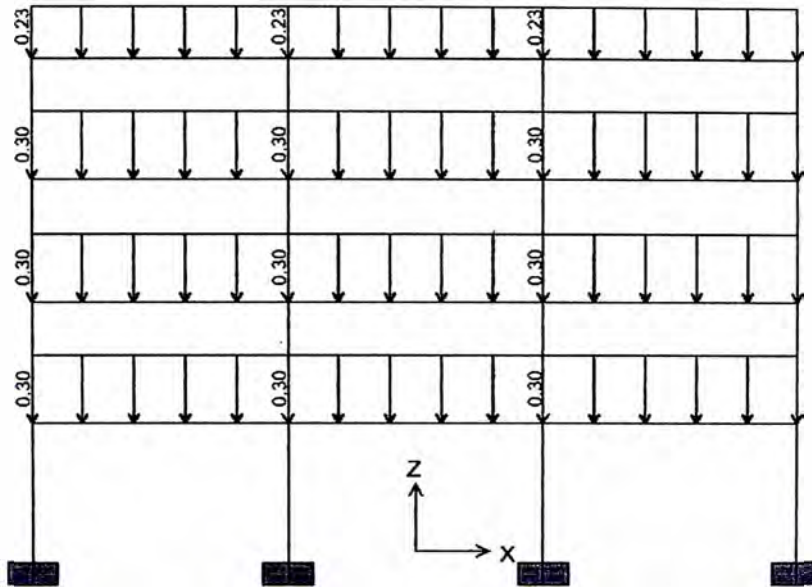
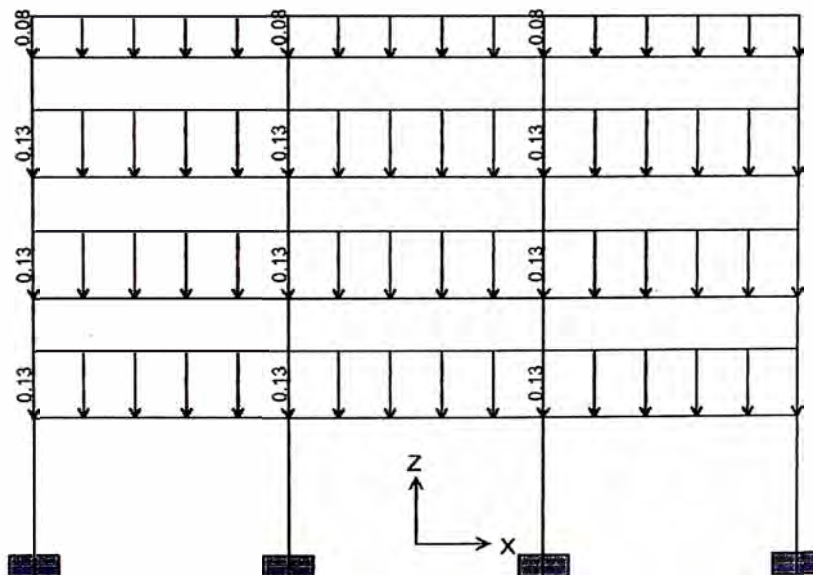


POTICO TIPO II - EJES 2 Y 3

Carga Muerta (D)

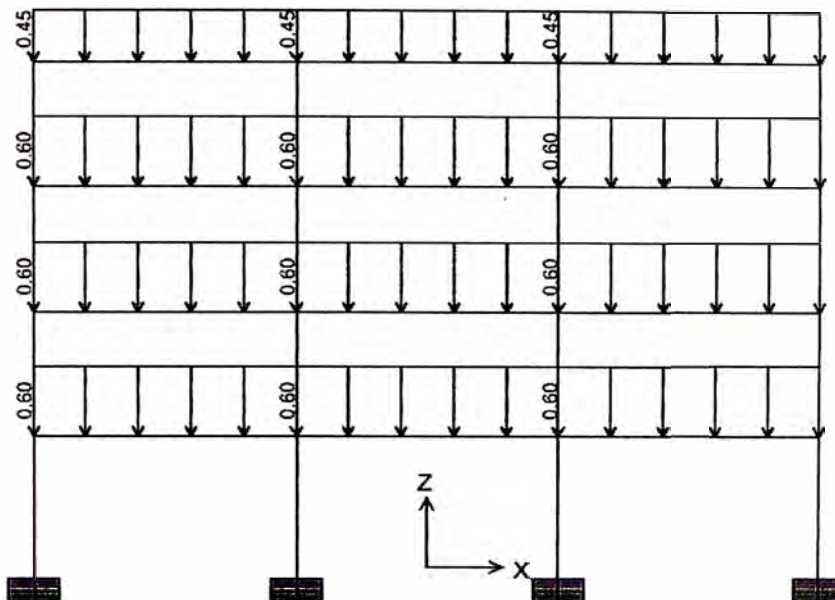


Carga Viva (L1)**Carga Viva (L2)**

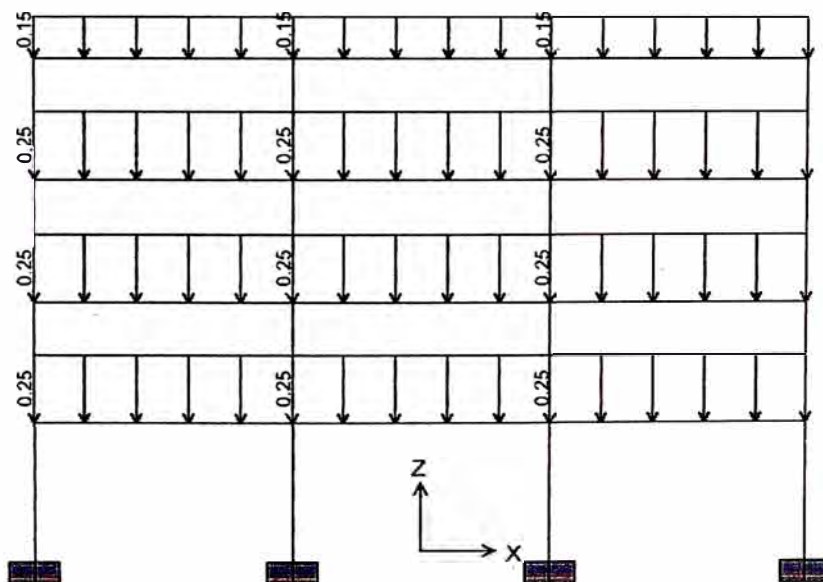
PORTICO TIPO III - EJES A Y C**Carga Muerta (D)****Carga Viva (L3)**

PORTICO TIPO IV - EJE B

Carga Muerta (D)



Carga Viva (L3)



5.4.2. METRADO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y carga total un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. Para edificaciones de las categorías C, se toma el 25% de la carga viva.

A continuación determinaremos el peso de la estructura.

COLUMNA CENTRAL

NIVEL 4

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.75		350	12,285.00
Vigas – X	5.10	0.25	0.60	2400	1,836.00
Vigas – Y	6.50	0.30	0.60	2400	2,808.00
Acabados	5.50	7.00		100	3,850.00
Columna	0.50	0.50	2.85/2	2400	855.00
25% S/C	5.50	7.00		0.25 x 150	1,443.75
TOTAL					23,077.75

NIVEL 2 Y 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.75		350	12,285.00
Vigas – X	5.10	0.25	0.60	2400	1,836.00
Vigas – Y	6.50	0.30	0.60	2400	2,808.00
Acabados	5.50	7.00		100	3,850.00
Columna	0.50	0.50	2.85	2400	1,710.00
Tabiquería	5.50	7.00		150	5,775.00
25% S/C	5.50	7.00		0.25 x 150	2,406.25
TOTAL					30,670.25

NIVEL 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	6.75		350	12,285.00
Vigas – X	5.10	0.25	0.60	2400	1,836.00
Vigas – Y	6.50	0.30	0.60	2400	2,808.00
Acabados	5.50	7.00		100	3,850.00
Columna	0.50	0.50	5.025	2400	3015.00
Tabiquería	5.50	7.00		150	5,775.00
25% S/C	5.50	7.00		0.25 x 150	2,406.25
TOTAL					31,975.25

COLUMNA LATERAL**NIVEL 4**

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		350	6,142.50
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	2400	1,872.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	5.50	3.625		100	1,993.75
Columna	0.30	0.60	2.85/2	2400	615.60
25% S/C	5.50	3.625		0.25 x 150	747.66
TOTAL					12,678.31

NIVEL 2 Y 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.20	3.375		350	6,142.50
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	2400	1,872.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	5.50	3.625		100	1,993.75
Columna	0.30	0.60	2.85	2400	1,231.20
Tabiquería	5.50	3.625		150	2,990.63
25% S/C	5.50	3-625		0.25 x 150	1,246.09
TOTAL					16,782.97

NIVEL 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	5.50	3-375		350	6,142.50
Vigas – X	5.20	0.25	0.60	2400	1,872.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	5.50	3.625		100	1,993.75
Columna	0.30	0.60	5.025	2400	2,170.80
Tabiquería	5.50	3.625		150	2,990.63
25% S/C	5.50	3.625		0.25 x 150	1,246.09
TOTAL					17,722.57

**COLUMNA DE ESQUINA
NIVEL 4**

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	1,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.25
Columna	0.30	0.60	2.85/2	2400	615.60
25% S/C	2.90	3.625		0.25 X 150	394.22
TOTAL					7,375.12

NIVEL 2 Y 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.25
Columna	0.30	0.60	2.85	2400	1,231.20
Tabiquería	2.90	3.625		150	1,576.88
25% S/C	2.90	3.625		0.25 x 150	657.03
TOTAL					9,830.41

NIVEL 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	3,071.25
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.20
Columna	0.30	0.60	5.025	2400	2,170.00
Tabiquería	2.90	3.625		150	1,576.88
25% S/C	2.90	3.625		0.25 x 150	657.03
TOTAL					10,769.96

PLACA M-1**NIVEL 4**

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	6.775		350	6,142.50
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	4.50	0.30	0.60	2400	1,944.00
Acabados	2.90	6.75		100	1,957.50
Placa-M1	2.50	0.30	2.85/2	2400	2,565.00
25% S/C	2.90	6.75		0.25 X 150	734.06
TOTAL					14,279.06

NIVEL 2 Y 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	6.75		350	6,142.50
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	4.50	0.30	0.60	2400	1,944.00
Acabados	2.90	6.75		100	1,957.50
Placa-M1	2.50	0.30	2.85	2400	5,130.00
Tabiquería	2.90	6.75		150	2,936.25
25% S/C	2.90	6.75		0.25 x 150	1,223.44
TOTAL					20,269.69

NIVEL 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	6.75		350	6,142.50
Vigas – X	2.60	0.25	0.60	2400	936.00
Vigas – Y	4.50	0.30	0.60	2400	1,944.00
Acabados	2.90	6.75		100	1,957.50
Placa-M1	2.50	0.30	5.025	2400	9045.00
Tabiquería	2.90	6.75		150	2,936.25
25% S/C	2.90	6.75		0.25 x 150	1,223.44
TOTAL					24,184.69

PLACA M-2**NIVEL 4**

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	3,071.25
Vigas – X	0.40	0.25	0.60	2400	144.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.25
Placa-M2	2.80	0.25	2.85/2	2400	2,394.00
25% S/C	2.90	3.625		0.25 X 150	394.22
TOTAL					8,361.52

NIVEL 2 Y 3

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	3,071.25
Vigas – X	0.40	0.25	0.60	2400	144.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.25
Placa-M2	2.80	0.25	2.85	2400	4788.00
Tabiquería	2.90	3.625		150	2,650.50
25% S/C	2.90	3.625		0.25 x 150	657.03
TOTAL					13,668.83

NIVEL 1

Aportantes	L (m)	B (m)	H (m)	W (kg)	Peso (Kg)
Losa	2.60	3.375		350	3,071.25
Vigas – X	0.40	0.25	0.60	2400	144.00
Vigas – Y	3.025	0.30	0.60	2400	1,306.80
Acabados	2.90	3.625		100	1,051.25
Placa-M2	2.80	0.25	5.025	2400	8442.00
Tabiquería	2.90	3.625		150	2,650.50
25% S/C	2.90	3.625		0.25 x 150	657.03
TOTAL					17,322.83

RESUMIENDO

Aportantes	Nivel 4	Nº Veces	Peso (Kg)	Masa (kg x s²/m)
Columna central	23,077.75	2	46155.50	
Columna lateral	12,678.31	4	50,713,24	
Columna de esquina	7,375.12	2	14,750,24	
Placa M-1	14,279.06	2	28,558.12	
Placa M-2	8,361.52	2	17,020.04	
TOTAL			156,900.14	15,993.89

$$\Rightarrow p_4 = 156.90T, M_4 = 16.00 T x \frac{s^2}{m}$$

Aportantes	Nivel 3	Nº Veces	Peso (Kg)	Masa (kg x s ² /m)
Columna central	30,670.25	2	61,340.50	
Columna lateral	16,782.97	4	67,131.88	
Columna de esquina	9,830.41	2	19,660.82	
Placa M-1	20,269.69	2	40,539.38	
Placa M-2	13,668.83	2	27,337.66	
TOTAL			216,010.24	22,019.39

$$\Rightarrow p_3 = 216.01T, M_3 = 22.02 T x \frac{s^2}{m}$$

Aportantes	Nivel 2	Nº Veces	Peso (Kg)	Masa (kg x s ² /m)
Columna central	30,670.25	2	61,340.50	
Columna lateral	16,782.97	4	67,131.88	
Columna de esquina	9,830.41	2	19,660.82	
Placa M-1	20,269.69	2	40,539.38	
Placa M-2	13,668.83	2	27,337.66	
TOTAL			216,010.24	22,019.39

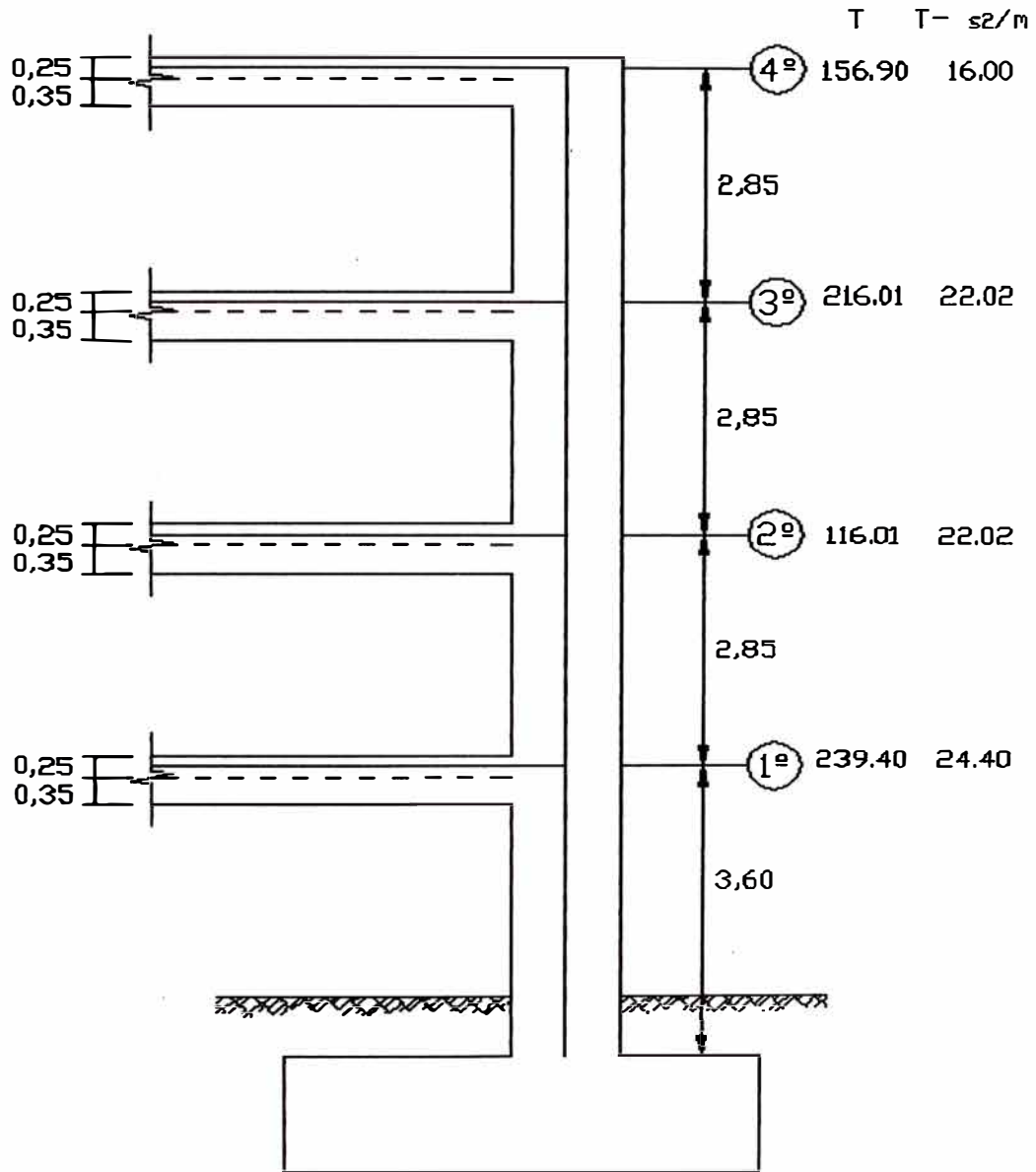
$$\Rightarrow p_2 = 216.01T, M_4 = 22.02 T x \frac{s^2}{m}$$

Aportantes	Nivel 1	Nº Veces	Peso (Kg)	Masa (kg x s²/m)
Columna central	31,975.25	2	63,950.50	
Columna lateral	17,722.57	4	70,890.28	
Columna de esquina	10,769.96	2	21,539.92	
Placa M-1	24,184.69	2	48,369.38	
Placa M-2	17,322.83	2	34,645.66	
TOTAL			239,395.74	24,403.24

$$\Rightarrow p_1 = 239.40T, M_4 = 24.40T \times \frac{s^2}{m}$$

En la figura N° 5.1, se muestra la elevación típica de la estructura y la distribución de los pesos y masas de los entresijos.

ELEVACION DE ENTREPISOS, PESOS Y MASAS



5.4.3. METRADO DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

NIVEL 4

Carga Permanente $[W_D]$

P.P. Losa aligerada: $350 \times 0.40 \times 1.00 = 140 \text{ Kg/mL}$

P.P. Acabados : $1.00 \times 0.40 \times 1.00 = 40 \text{ kg/mL}$

$$W_D = 0.18 \text{ T/mL}$$

Carga Viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $150 \times 0.40 \times 1.00 = 60 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 0.06 \text{ T/mL}$$

NIVEL 3

Carga Permanente $[W_D]$

P.P. Losa aligerada: $350 \times 0.40 \times 1.00 = 140 \text{ Kg/mL}$

P.P. Acabados : $1.00 \times 0.40 \times 1.00 = 40 \text{ kg/mL}$

P.P. Tabiquería : $150 \times 0.40 \times 1.00 = 60 \text{ kg/ML}$

$$W_D = 0.24 \text{ T/mL}$$

Carga Viva o sobrecarga $[W_L]$

S/C = $150 \times 0.40 \times 1.00 = 60 \text{ kg/ml}$

$$W_L = 0.10 \text{ T/mL}$$

5.5. ANÁLISIS SÍSMICO

I) ANÁLISIS SÍSMICO POR FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES PARAMETROS DE SITIO

- **Parámetros de Sitio**

Zona Sísmica: 3

Parámetro de zona: $z = 0,4$

Perfil de suelo: **S₂**

Parámetro de suelo:

$$T_p = 0,6 \quad , \quad S = 1,2$$

Período Fundamental:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

h_n = 11,55 altura total del edificio

C_T = 60 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes son fundamentalmente muros de corte

$$\Rightarrow T = \frac{11,55}{60} = 0,19$$

Factor de Amplificación Sísmica

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right), \quad C \leq 2,5$$

$$C = 2,5 \quad (T < 0,6)$$

Categoría de la edificación

$$U = 1,0$$

Coeficiente de reducción:

$$R = 6$$

Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

$$P = 828.32 \text{ Ton}$$

$$V = \left(\frac{0,4 \times 1 \times 2,5 \times 1,2}{6} \right) \times 828.32$$

$$V = 0,20 \times 828.32 = 165.66 \text{ Tn}$$

FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES A SISMO

Nivel	H (m)	P (Tn)	P x h	F (Tn)
4	11.55	156.90	1812.23	52.92
3	8.70	216.01	1879.29	54.87
2	5.85	216.01	1263.66	36.90
1	3.00	239.40	718.20	20.97
			5673.35	165.66

Efectos de Torsión

De acuerdo con la norma, la fuerza en cada nivel (F_i) se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales, que por cada dirección de análisis dichas excentricidades € en cada nivel se considera 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la aplicación.

Nivel	Centro de Masas		Excentricidades	
	X (m)	Y (m)	Ex (m)	Ey (m)
4	8.25	7.00	0.825	0.70
3	8.25	7.00	0.825	0.70
2	8.25	7.00	0.825	0.70
1	8.25	7.00	0.825	0.70

Momento Accidental (M_t)

Además de la fuerza actuante en cada nivel, se aplicará el momento accidental

Nivel	F(Tn)	e_x (m)	e_y (m)	M_{t_x} (T-m)	M_{t_y} (T-m)
4	52.92	0.825	0.70	43.66	37.04
3	54.87	0.825	0.70	45.27	38.41
2	36.90	0.825	0.70	30.44	25.83
1	20.97	0.825	0.70	17.30	14.68

II) ANÁLISIS SÍSMICO SEUDO TRIDIMENSIONAL CON MODELO DINAMICO

- Aceleración espectral

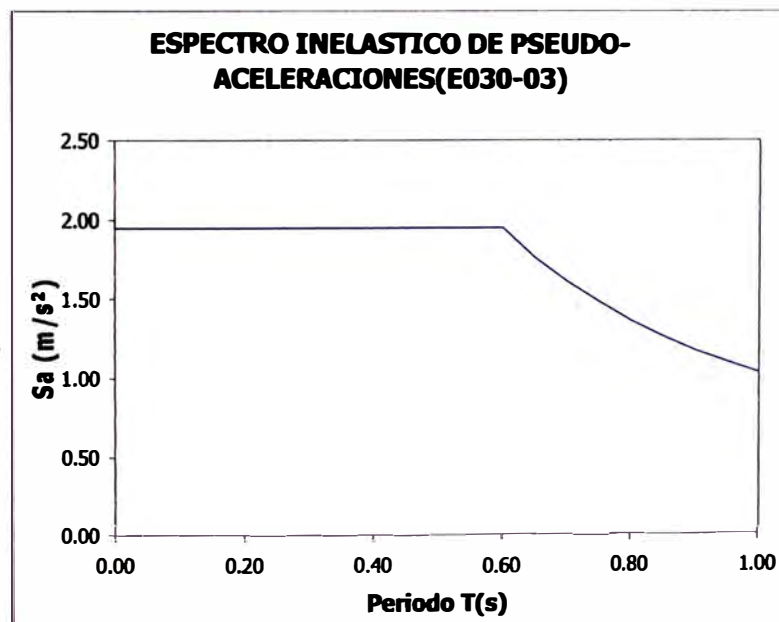
$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \Rightarrow S_a = 0.78 C$$

- Factor de amplificación sísmica

$$C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} ; C \leq 2,5$$

ESPECTRO DE ACELERACIONES

T (seg)	C	Sa (m/s ²)
0.1	2.50	1.95
0.2	2.50	1.95
0.3	2.50	1.95
0.4	2.50	1.95
0.5	2.50	1.95
0.6	2.50	1.95
0.65	2.26	1.76
0.70	2.06	1.61
0.75	1.89	1.48
0.80	1.74	1.36
0.85	1.62	1.26
0.90	1.51	1.17
0.95	1.41	1.10
1.00	1.32	1.03



CÁLCULOS DE LOS MOMENTOS POLARES DE CINERCIA DE CADA NIVEL

$$L_x = 16.50 \rightarrow e_x = 0.05 (16.50) = 0.825$$

$$L_y = 14.00 \rightarrow e_y = 0.05 (14.00) = 0.70$$

$$\text{Área total del nivel} = 231.00 \text{ m}^2$$

Sismo en X

NIVEL	MASA X T – s ² /m	lx' (m ⁴)	ly' (m ⁴)	lx' + ly' (m ⁴)	J ₀ T – s ² /m
4	16.05	3886.19	5240.81	9127.00	634.15
3	22.12	3886.19	5240.81	9127.00	873.98
2	22.12	3886.19	5240.81	9127.00	873.98
1	22.55	3886.19	5240.81	9127.00	890.97

Sismo en Y

NIVEL	MASA Y T – s ² /m	lx' (m ⁴)	ly' (m ⁴)	lx' + ly' (m ⁴)	J ₀ T – s ² /m
4	16.05	3773.00	5398.04	9171.04	637.21
3	22.12	3773.00	5398.04	9171.04	878.20
2	22.12	3773.00	5398.04	9171.04	878.21
1	22.55	3773.00	5398.04	9171.04	895.27

Sismo en X: Excentricidad accidental en Y

Excentricidad positiva

NIVEL	X ₀ = x'	Y ₀ + e _y = y'
4	0	0.70
3	0	0.70
2	0	0.70
1	0	0.70

Sismo en X : Excentricidad accidental en X**Excentricidad positiva**

NIVEL	$X_0 + e_x = x'$	$Y_0 = y'$
4	0.83	0
3	0.83	0
2	0.83	0
1	0.83	0

Combinaciones de carga

Para el modelo dinámico se considerarán los 4 sistemas de cargas verticales: D, L1, L2 y L3 definidos anteriormente. Además dos casos de acciones sísmicas, Sx y Sy, definidas sobre la base del espectro de diseño mostrado en la sección 5.5 -II.

Conforme a la norma E-060 se tendrán las siguientes combinaciones:

Sismo en X

Excentricidad accidental en Y positiva, centro de masas (0,0.70)

COMB 1	1.5 D + 1.8L1
COMB 2	1.5 D + 1.8 L2
COMB 3	1.5 D + 1.8 (L1 + L2)
COMB 4	1.5 D + 1.8 L3
COMB 5	1.25 (D + L3 + Sx)
COMB 6	0.9 D + 1.25 Sx
COMB 7	la envolvente de las 6 anteriores

Sismo en Y

Excentricidad accidental en X positiva, centro de masas (0,83,0)

COMB 1	1.5 D + 1.8L1
COMB 2	1.5 D + 1.8 L2
COMB 3	1.5 D + 1.8 (L1 + L2)
COMB 4	1.5 D + 1.8 L3
COMB 5	1.25 (D + L3 + Sy)
COMB 6	0.9 D + 1.25 Sy
COMB 7	la envolvente de las 6 anteriores.

ANÁLISIS DE RESULTADOS:

Control de los desplazamientos relativos de entre piso.

Todos los puntos ubicados sobre un determinado nivel de piso no observan el mismo desplazamiento horizontal, aún cuando se haya declarado previamente un diafragma rígido de piso. Esta situación se da por el hecho de que existen rotaciones generados por la excentricidad accidental que los reglamentos prevé. De este modo para cada punto de un determinado nivel y en cada dirección de análisis, se podrá observar que en efecto, además de existir la componente de traslación horizontal en la dirección considerada, existe traslación en la dirección perpendicular a ella, pero de magnitud mucho menos que la obtenida en la dirección analizada. Debido a este efecto rotacional los nudos que poseen mayor desplazamiento son aquellos ubicados en las esquinas, teniendo en cuenta el sentido de giro de la losa.

Resumen de Resultados del Análisis Sísmico Estático

- Efectos globales – sismos en la dirección x (**Sx**) desplazamiento de cada nivel

NIVEL	SAP2000 cm	DISTORSIÓN N	R	FACTOR	DESPLAZ. cm
4	1.199	0.321	6	0.75	1.44
3	0.878	0.355	6	0.75	1.60
2	0.523	0.328	6	0.75	1.50
1	0.195	0.195	6	0.75	0.88

Reglamento:

NIVEL	REGLAMENTO	ALTURA cm	DESPLAZ- REGLAMENTO cm	DESPLAZ. SAP2000	
4	0.007	285	2.00	1.44	OK!
3	0.007	285	2.00	1.60	OK!
2	0.007	285	2.00	1.50	OK!
1	0.007	285	2.10	0.88	OK!

Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y (SY)

- Desplazamiento de cada nivel

NIVEL	SAP2000 cm	DISTORSIÓN N Cm	R	FACTOR	DESPLAZ. cm
4	1.362	0.384	6	0.75	1.73
3	0.978	0.405	6	0.75	1.82
2	0.573	0.363	6	0.75	1.63
1	0.21	0.210	6	0.75	0.95

Reglamento:

NIVEL	REGLAMENTO	ALTURA cm	DESPLAZ. REGLAMENTO cm	DESPLAZ. SAP2000	
4	0.007	285	2.00	1.73	OK!
3	0.007	285	2.00	1.82	OK!
2	0.007	285	2.00	1.63	OK!
1	0.007	300	2.10	0.95	OK!

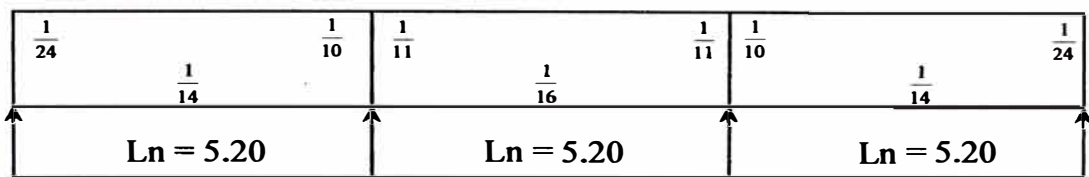
Como se puede observar, ningún valor de desplazamiento sobre pasa lo permisible, lo que significa que nuestra estructura cumple con lo establecido en la Norma.

5.6. DISEÑO ESTRUCTURAL

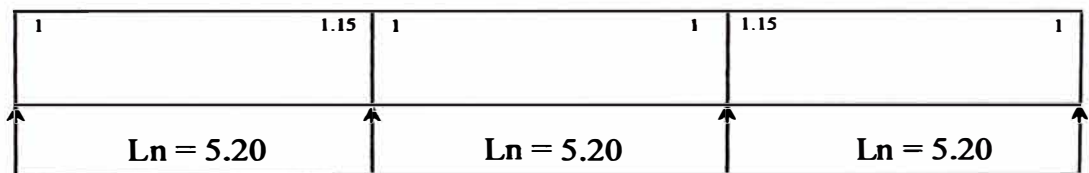
5.6.1 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Para calcular los Momentos Actuantes Y fuerzas Cortantes, Haremos usos de los coeficientes del ACI.

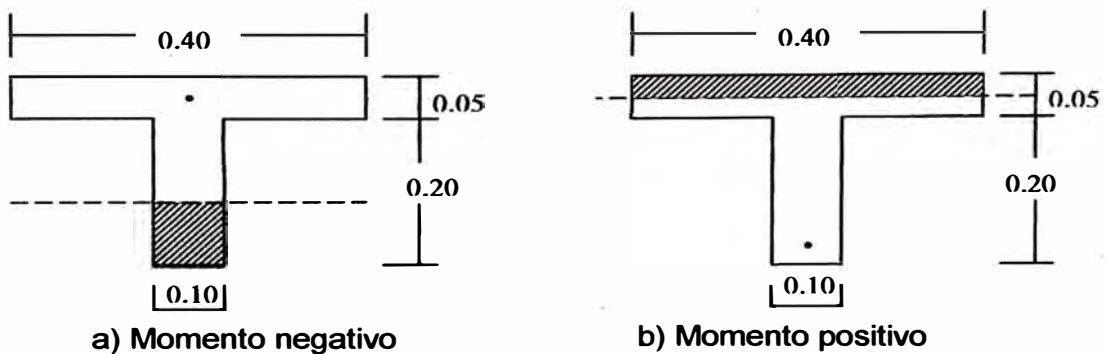
Para Momentos Flectores ($M = \frac{\omega L n^2}{\alpha}$)



Para Fuerzas Cortantes ($V = \frac{\omega L n \alpha}{2}$)



Sección efectiva para el diseño de viguetas.



Corte Máximo en la Sección de la Losa Aligerada

El esfuerzo cortante que toma el concreto no debe exceder de $0.53\sqrt{f_c} b_w d$; sin embargo la resistencia al corte del concreto se incrementa en un 10% pues es posible la redistribución de la sobre carga entre viguetas adyacentes.

En consecuencia el esfuerzo cortante máximo que puede tomar el concreto en una vigueta será:

$$V_c = 1.1 \times \phi \times 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 22$$

Por lo tanto: $V_c = 1,579.86 \text{ Kg}$

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

Aligerado del 4º Nivel

Del metrado de cargas tenemos

$$W_D = 0.18 \text{ T/m}$$

$$W_L = 0.06 \text{ T/m}$$

Carga repartida amplificada sobre la vigueta

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$W_u = 1.5 (0.18) + 1.8 (0.06)$$

$$W_u = 0.378 \text{ T/m}$$

Luego

$$M_u = \frac{W_u L n^2}{\alpha}$$

$$V_u = \frac{W_u L n}{2} \alpha$$

En la siguiente tabla se presenta el resumen de cálculos efectuados para el diseño del refuerzo longitudinal.

<i>Mu</i> (T- m)	0 . 426 1 . 022	0 . 929 0 . 929	1 . 022 0 . 426
	0 . 730	0 . 639	0 . 730
<i>As</i> (cm²)	0 . 53 1 . 32	1 . 19 1 . 19	1 . 32 0 . 53
	0 . 89	0 . 78	0 . 89
<i>Varillas</i> <i>a</i> <i>Usarse</i>	1φ 3 / 8" 2φ 3 / 8"	2φ 3 / 8" 2φ 3 / 8"	2φ 3 / 8" 1φ 3 / 8"
	1φ 3 / 8" + 1φ 1 / 4"	1φ 3 / 8" + 1φ 1 / 4"	1φ 3 / 8" + 1φ 1 / 4"
<i>Vu</i> (Kg)	983 1130	983 983	1130 983
<i>Vu</i> <i>d=22cm</i>	900 1050	900 900	1050 900
<i>Vc</i> (Kg)	1579.86	1579.86	1579.86

Aligerado Típico (1º, 2º Y 3º Nivel)

Del metrado de cargas tenemos

$$W_D = 0.24 \text{ T / m}$$

$$W_L = 0.10 \text{ T / m}$$

Carga repartida amplificada sobre la vigueta

$$W_u = 1.5 (0.24) + 1.8 (0.10)$$

$$W_u = 0.54 \text{ T / m}$$

Luego:

$$M_u = \frac{W_u L n^2}{\alpha}$$

$$V_u = \frac{W_u L n}{2} \alpha$$

En la siguiente tabla se presenta el resumen de cálculos efectuados para el diseño del refuerzo longitudinal.

<i>Mu</i> (T- m)	0 . 61	1 . 46	1 . 33	1 . 33	1 . 46	0 . 61
		1 . 04		0 . 91		1 . 04
<i>As</i> (cm²)	0 . 76	1 . 96	1 . 77	1 . 77	1 . 96	0 . 76
		1 . 27		1 . 11		1 . 27
<i>Varillas</i> a <i>Usarse</i>	1φ3/8"	1φ1/2" + 1φ3/8"	1φ1/2" + 1φ3/8"	1φ1/2" + 1φ3/8"	1φ1/2" + 1φ3/8"	1φ3/8"
		1φ1/2"		1φ1/2"		1φ1/2"
<i>Vu</i> (Kg)	1404	1615	1404	1404	1615	1404
<i>Vu(Kg)</i> <i>d=22cm</i>	1285 .20	1496 .20	1285 .20	1285 .20	1496 .20	1285 .20
<i>Vc</i> (Kg)		1579.86		1579.86		1579.86

En la dirección perpendicular al refuerzo principal se debe colocar refuerzo mínimo de temperatura el cual es igual a:

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 5$$

$$A_{S_{TEMP}} = 0.90 \text{ cm}^2 / m$$

Se acostumbra a emplear acero liso de $\phi 1/4"$ de grado 60

$$S = \frac{0.32 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2} \times 100 \text{ cm} = 35.56 \text{ cm}$$

$$S \leq 5t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto se recomienda usar $\phi 1/4" @ .25 \text{ cm}$

5.6.2. DISEÑO DE VIGAS

Cuantías de refuerzo

Para todas las secciones de momento positivo y negativo se tiene:

$$\rho_{MIN} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{MIN} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

Por lo tanto usaremos:

$$\rho_{MIN} = 0.0033$$

$$\rho_{MAX} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\Rightarrow \rho_{MAX} = 0.75 \times 0.02125$$

Por lo tanto: $\rho_{MAX} = 0.0159$

La estructura que se está analizando, presenta dos tipos de secciones en las vigas, las cuales son de 0.25x0.60 y 0.30x0.60; para cada una de ellas se determinará los aceros mínimos y máximos, así como las solicitaciones resistentes máximas que pueden soportar dichas secciones, para finalmente verificar que los momentos flectores producidos por las fuerzas externas, las cuales se obtienen de la aplicación del programa SAP2000, sean menores a las capacidades resistentes de las secciones.

VIGAS DE 0.25x0.60 m.

Se encuentran en los pórticos de los ejes A, B y C

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s_{MIN}} = \rho_{MIN} bd = 0.0033 \times 25 \times 54$$

$$A_{s_{MIN}} = 4.46 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo en la sección:**

$$A_{s_{MAX}} = \rho_{MAX} bd = 0.0159 \times 25 \times 54$$

$$A_{s_{MAX}} = 21.47 \text{ cm}^2$$

- **Momento resistente máximo en la sección:**

$$M_R = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \dots \dots \dots (\alpha)$$

$$\omega_{MAX} = \rho_{MAX} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0159 \times \frac{4200}{210} = 0.318$$

Luego en la expresión (α) tendremos:

$$M_R = 0.9 \times 0.21 \text{ T/cm}^2 \times 0.25 \text{ m} \times (54 \text{ cm})^2 \times 0.318 \times (1 - 0.59 \times 0.318)$$

$$\Rightarrow M_R = 35.6 \text{ T - m}$$

El momento resistente obtenido, es el máximo momento que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión ($d = 54 \text{ cm}$)

VIGA DE 0.30x0.60 m

Se encuentran en los pórticos de los ejes 1, 2, 3 y 4

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s_{MIN}} = \rho_{MIN} bd = 0.0033 \times 30 \times 54$$

$$A_{s_{MIN}} = 5.35 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo en la sección:** $A_{s_{MAX}} = \rho_{MAX} bd = 0.0159 \times 30 \times 54$

$$A_{s_{MAX}} = 25.76 \text{ cm}^2$$

- **Momento resistente máximo en la sección:**

$$M_R = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \dots \dots \dots (\alpha)$$

$$\omega_{MAX} = \rho_{MAX} \frac{f_Y}{f'_C} = 0.0159 \times \frac{4200}{210} = 0.318$$

Luego en la expresión (α) tendremos:

$$M_R = 0.9 \times 0.21 T/cm^2 \times 0.30 m \times (54 cm)^2 \times 0.318 \times (1 - 0.59 \times 0.318)$$

$$\Rightarrow M_R = 42.71 \text{ T - m}$$

De la misma forma que el caso anterior, este momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de la viga sin usar acero en compresión ($d = 54 \text{ cm}$)

Cortante Máximo que Toma el Concreto (Vc)

El corte máximo que toma el concreto en elementos sometidos a flexión esta dado por:

$$V_C = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

Para la viga de 0.25x0.60 m se tiene:

$$V_C = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 0.25 \times 0.54$$

Por lo tanto: $V_C = 8.81 \text{ Ton}$

Para la viga de 0.30x0.60 m se tiene:

$$V_C = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 0.30 \times 0.54$$

Por lo tanto: $V_C = 10.58 \text{ Ton}$

**PARA LOS PORTICOS DE LOS EJES 2 Y 3
V-101, V-201, V-301 (0.30x0.40)**

De los resultados del análisis estructural con el SAP2000 tenemos:

$$M_U^- = 27.75 \quad T - m ; \text{Apoyos exteriores}$$

$$M_U^- = 30.02 \quad T - m ; \text{Apoyos intermedio}$$

$$M_U^+ = 16.80 \quad T - m ; \text{En el claro de los tramos}$$

Como se puede observar, los momentos flectores producidos por las fuerzas externas son menores que el momento resistente máximo que puede soportar dicha sección.

a) REFUERZO POR FLEXIÓN:

Para esto usamos las siguientes relaciones obtenidas anteriormente, las cuales son:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

$$M_U = 27.75 \quad T - m$$

$$f_c' = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0.90$$

$$d = 54 \quad \text{cm}$$

Y asumiendo inicialmente $a = \frac{d}{5} = 10.8 \quad \text{cm}$

Reemplazando valores en (1) tendremos:

$$A_s = \frac{27.75 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{54}{10}\right)}$$

$$A_s = 15.11 \text{ cm}^2$$

En (2):

$$a = \frac{15.11 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 11.85 \neq 10.8$$

Si ahora usamos $a = 11.85 \text{ cm}$

En (1):

$$A_s = \frac{27.75 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{11.85}{2}\right)} = 15.27$$

En (2):

$$a = \frac{15.27 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 11.98 \neq 11.85$$

Si ahora usamos: $a = 11.98 \text{ cm}$

En (1):

$$A_s = \frac{27.75 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{11.98}{2}\right)} = 15.29$$

En (2):

$$a = \frac{15.29 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 11.99 \approx 11.98$$

Por lo tanto: $A_s = 15.29 \text{ cm}^2$

Ahora procedemos a determinar el área de acero para:

$$M_U^- = 30.02 \quad T - m$$

Siguiendo el procedimiento anterior, obtendremos:

$$A_s = 16.74 \text{ cm}^2$$

De la misma forma para $M_U = 16.80 \quad T - m$, obtenemos:

$$A_s = 8.79 \text{ cm}^2$$

b) REFUERZO POR CORTE:

De los resultados del análisis estructural con el SAP2000, obtenemos:

$$V_{MAX} = 26.56 \quad \text{Ton}$$

$$V_{MIN} = -24.89 \quad \text{Ton}$$

Por lo tanto consideramos: $V_U = 26.56 \quad \text{Ton}$

De lo cual se obtiene $V_{du} = 22.28 \quad \text{Ton}$

Sabemos que:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_U}{\phi} - V_c$$

Reemplazando valores en la relación anterior obtenemos:

$$V_s = 15.63 \quad \text{Ton}$$

Como: $V_s < 1.06\sqrt{210} \times 30 \times 54 = 24.88 \quad \text{Ton}$

$$\Rightarrow S \leq \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} \quad , \quad S \leq 60 \text{ cm}$$

Además:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 54}{15.63 \times 1000} = 20.6$$

Por tanto usaremos: $\phi \frac{3}{8}'' @ 0.20$

$$\text{Si ; } S_o = 27 \longrightarrow S_v = 11.93 \text{ Ton} \longrightarrow V_n = 11.93 \text{ Ton}$$

Por tanto: $V_{u_o} = 19.13 \quad \text{Ton}$

Refuerzo mínimo:

$$V_n = \frac{V_c}{2} = \frac{10.58}{2} = 5.29 \text{ Ton}$$

$$\Rightarrow V_{u_o} = 4.50 \text{ Ton} ; S \leq \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} ; S \leq 60 \text{ cm}$$

$$A_{v_{MIN}} = \frac{3.5bws}{f_y} \longrightarrow S = \frac{A_{v_{MIN}} f_y}{3.5 \times bw}$$

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.8 \text{ cm}$$

Ahora procederemos a determinar la longitud que usaremos estribos @0.20 m

$$\frac{Vu - Vu_o}{L} = \frac{Vdu - Vu_o}{L - 0.54}$$

$$\frac{26.56 - 19.13}{L} = \frac{22.28 - 19.13}{L - 0.54}$$

Resolviendo, obtenemos:

$$L = 0.94 \text{ mt}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de estribos} = \frac{2.80 - 0.94}{0.27} = 6.9$$

Por lo tanto usaremos 7 Estribos @ 0.27

Luego, Usar la siguiente distribución de estribos en cada extremo de la viga:

$$\square \phi \frac{3}{8}'' \quad 1@0.50, 5@0.20, 7@0.27$$

Ahora determinamos para las vigas del 4º Nivel V- 401

De los resultados del análisis estructural con el SAP2000 tenemos:

$$M_U^- = 17.84 \quad T - m; \text{ En los extremos}$$

$$M_U^- = 13.00 \quad T - m; \text{ En el claro de los tramos}$$

$$M_U^+ = 21.80 \quad T - m; \text{ Apoyos intermedio}$$

c) REFUERZO POR FLEXIÓN:

Para esto usamos las siguientes relaciones obtenidas anteriormente, las cuales son:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

$$M_u^- = 17.84 \quad T - m$$

$$f'_c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0.90$$

$$d = 54 \quad \text{cm}$$

Y asumiendo inicialmente $a = \frac{d}{5} = 10.8 \quad \text{cm}$

Reemplazando valores en (1) tendremos:

$$A_s = \frac{17.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{10.82}{2}\right)}$$

$$A_s = 9.71 \quad \text{cm}^2$$

En (2):

$$a = \frac{9.71 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 7.62 \neq 10.8$$

Si ahora usamos $a = 7.62 \quad \text{cm}$

En (1):

$$A_s = \frac{17.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{7.62}{2}\right)}$$

$$A_s = 9.40 \quad \text{cm}^2$$

En (2):

$$a = \frac{9.40 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 7.37 \neq 7.62$$

Si ahora usamos: $a = 7.37 \quad \text{cm}$

En (1):

$$A_s = \frac{17.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{7.37}{2}\right)}$$

$$A_s = 9.38 \text{ cm}^2$$

En (2):

$$a = \frac{9.38 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 7.36 \approx 7.37$$

Por lo tanto: $A_s = 9.38 \text{ cm}^2$

Ahora procedemos a determinar el área de acero para:

$$M_U^+ = 13.00 \quad T - m$$

Siguiendo el procedimiento anterior, obtenemos:

$$A_s = 6.69 \text{ cm}^2$$

De la misma forma para $M_U^- = 21.80 \quad T - m$, obtenemos:

$$A_s = 11.67 \text{ cm}^2$$

b) REFUERZO POR CORTE:

Del análisis estructural obtendremos lo siguiente:

$$V_{MAX} = 19.28 \quad Ton$$

$$V_{MIN} = -17.69 \quad Ton$$

De estos valores consideramos:

$$V_U = 19.28 \quad Ton$$

De lo cual se obtiene:

$$V_{du} = 16.21 \quad Ton$$

Sabemos que:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_U}{\phi} - V_c$$

Reemplazando valores en la relación anterior obtenemos:

$$V_s = 8.49 \quad Ton$$

Como: $V_s < 1.06\sqrt{210} \times 30 \times 54 = 24.88 \text{ Ton}$

$$\Rightarrow S \leq \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} \quad , \quad S \leq 60 \text{ cm}$$

Además:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 54}{8.49 \times 10^3} = 37.93$$

Por tanto usaremos: $\phi \frac{3}{8}'' @ 0.25 \text{ mt}$

Refuerzo mínimo:

$$V_n = \frac{V_c}{2} = \frac{10.58}{2} = 5.29 \text{ Ton}$$

$$\Rightarrow Vu_o = 4.50 \text{ Ton} ; S \leq \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} ; S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\frac{Vu - Vu_o}{L} = \frac{Vdu - Vu_o}{L - 0.54}$$

$$\frac{19.28 - 4.50}{L} = \frac{16.21 - 4.50}{L - 0.54}$$

Resolviendo, obtenemos:

$$L = 2.60 \text{ mt}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de estribos} = \frac{2.60 - 0.05}{0.27} = 9.4$$

Por lo tanto usaremos 10 Estribos $\phi \frac{3}{8}'' @ 0.27 \text{ mt}$

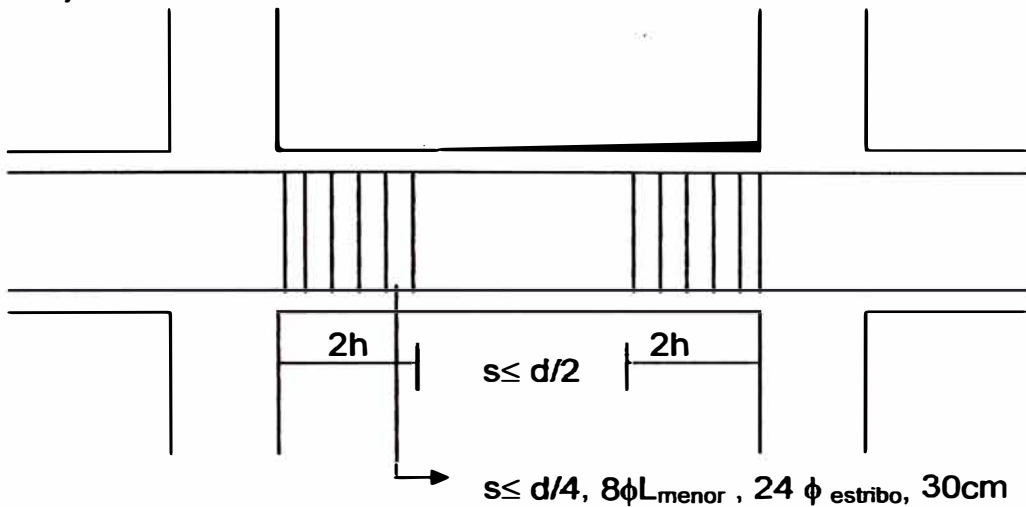
Luego, Usar la siguiente distribución de estribos en cada extremo de la viga:

$$\boxtimes \phi \frac{3}{8}'' 1@0.50, 10@0.25$$

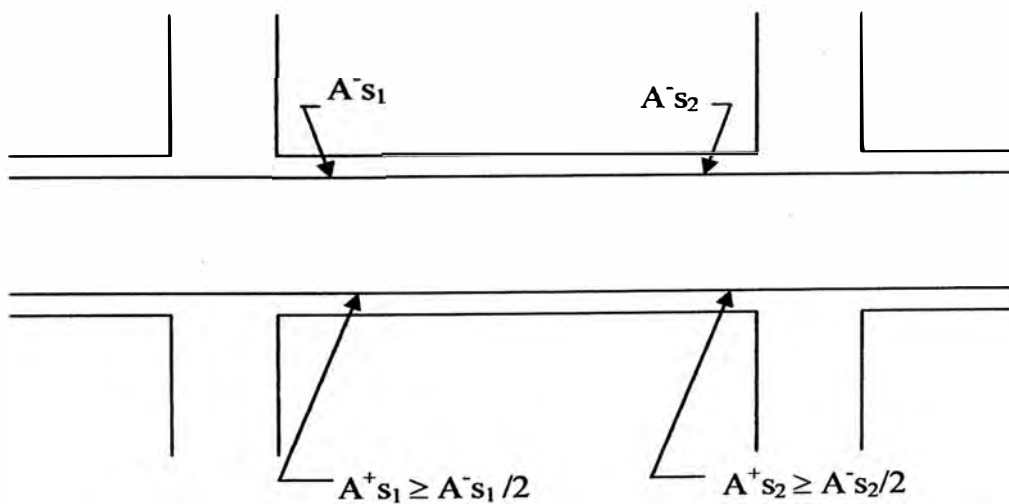
RECOMENDACIONES DE LA NORMA E-060 PARA ELEMENTOS EN FLEXION

Para zonas sísmicas: Según la norma E-060

a) Para refuerzo transversal.



b) Para el Refuerzo Longitudinal.



Para un mejor comportamiento del elemento consideraremos la colocación de refuerzo transversal a espacios menores que los requeridos

por el cálculo de la fuerza cortante en los extremos del elemento tal como sugiere la norma E-060. Así mismo para el refuerzo positivo en los extremos del elemento considerando como si se tratara de elementos de pórticos dúctiles especiales.

→ **Para el refuerzo transversal**

En los extremos del elemento:

- Longitud de confinamiento

$$L_0 = 2h = 2 \times 60\text{cm} = 120 \text{ cm.}$$

$$S_0 \leq d/4 = \frac{54}{4} = 13.5$$

$$S_0 \leq 8 \phi L_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72$$

$$S_0 \leq 24 \phi d_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.8$$

$$S_0 \leq 30\text{cm.}$$

- Fuera de la longitud de confinamiento

$$s \leq d/2 = \frac{54}{2} = 27$$

∴ Usar: e ϕ 3/8" 1@.05, 12@.10, Re@.25

En cada extremo del elemento.

En los siguientes cuadros se presenta el resumen de los cálculos efectuados para el refuerzo principal y refuerzo transversal (estribos) para los elementos viga de los pórticos que constituyen la edificación.

PORTICO TIPO I - EJES 1 Y 4

VIGAS DEL 1°, 2° y 3° NIVEL: V-102, V-202, V-302 (0.30x0.60)			
<i>Mu</i>	-21.64	-16.10	-19.16
<i>(T- m)</i>	8.52	8.52	
<i>As</i>	11.57	8.40	10.13
<i>(cm²)</i>	4.31	4.31	
<i>As_{min}</i>	5.35	5.35	5.35
<i>(cm²)</i>	5.35	5.35	
<i>As(cm²) provista</i>	11.57	8.40	10.13
	5.35	5.35	
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8'' 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25$ En cada extremo de la viga		
VIGAS DEL 4° NIVEL: V-402 (0.30x0.60)			
<i>Mu</i>	-16.38	-13.59	13.00
<i>(T- m)</i>	6.84	6.84	
<i>As</i>	8.56	7.02	6.69
<i>(cm²)</i>	3.44	3.44	
<i>As_{min}</i>	5.35	5.35	5.35
<i>(cm²)</i>	5.35	5.35	
<i>As(cm²) provista</i>	8.56	7.02	6.69
	5.35	5.35	
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8'' 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25$ En cada extremo de la viga		

PORTICO TIPO III - EJES A Y C

VIGAS DEL 1º, 2º y 3º NIVEL: V-104, V-204, V-304 (0.25x0.60)						
<i>Mu</i>	-12.54	-9.30		-8.12		-9.98
<i>(T- m)</i>	9.86	9.86	4.33	4.33	5.62	5.62
<i>As</i>	6.51	4.75		4.13		5.12
<i>(cm²)</i>	5.05	5.05	2.16	2.16	2.82	2.82
<i>As_{min}</i>	4.46	4.46		4.46		4.46
<i>(cm²)</i>	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>As(cm²) provista</i>	6.51 5.05	4.75 5.05	4.46	4.46	4.46	5.12 4.46
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8''$ 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25 En cada extremo de la viga					
VIGAS DEL 4º NIVEL: V-402 (0.25x0.60)						
<i>Mu</i>	-11.30	-6.21		-5.36		-6.07
<i>(T- m)</i>	7.42	7.42	2.09	2.09	3.43	3.43
<i>As</i>	5.83	3.13		2.69		3.06
<i>(cm²)</i>	3.76	3.76	1.03	1.03	1.71	1.71
<i>As_{min}</i>	4.46	4.46		4.46		4.46
<i>(cm²)</i>	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>As(cm²) provista</i>	5.83 4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8''$ 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25 En cada extremo de la viga					

PORTICO TIPO IV - EJE B

VIGAS DEL 1º, 2º y 3º NIVEL: V-103, V-203, V-303 (0.25x0.60)						
<i>Mu</i>	-16.34	-12.63		-12.63		-16.34
<i>(T- m)</i>	7.52	10.48	8.14	8.14	10.48	7.52
<i>As</i>	8.66	6.56		6.56		8.66
<i>(cm²)</i>	3.81	5.39	4.14	4.14	5.39	3.81
<i>As_{min}</i>	4.46	4.46		4.46		4.46
<i>(cm²)</i>	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>As(cm²)</i>	8.66	6.56		6.56		8.66
<i>provista</i>	4.46	5.39	4.46	4.46	5.39	4.46
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8'' 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25$ En cada extremo de la					
VIGAS DEL 4º NIVEL: V-403 (0.25x0.60)						
<i>Mu</i>	-12.21	-8.26		-8.26		-12.21
<i>(T- m)</i>	5.24	7.11	4.90	4.90	7.11	5.24
<i>As</i>	6.33	4.20		4.20		6.33
<i>(cm²)</i>	2.63	3.60	2.45	2.45	3.60	2.63
<i>As_{min}</i>	4.46	4.46		4.46		4.46
<i>(cm²)</i>	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>As(cm²)</i>	6.33	4.46		4.46		6.33
<i>provista</i>	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
<i>USAR</i>	☒ $\phi 3/8'' 1@0.50, 12@0.10, Re.@0.25$ En cada extremo de la					

5.6.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Columna Central (C1- 0.50x0.50)

$$f'_c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \quad \text{kg/cm}^2$$

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

De los resultados del análisis estructural tenemos:

NIVEL	ELEMENTO	COMB-CARGA	Pu(Tn)	Vu(Tn)	Mux(T-m)	Muy(T-m)
1	17	6	196.39	4.59	0.18	09.02

$$e_x = \frac{9.02 \times 100}{247.72} = 3.64 \text{ cm}$$

Asumiendo: $d' = 6 \text{ cm}$

$$d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } a_b = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \times d = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 44$$

$$a_b = 22 \text{ cm}$$

$$c_b = 25.88 \text{ cm}$$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y)$$

Si asumimos que: $f'_s = f_y$ y además $A'_s = A_s$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b) = 0.7 \times 0.85 \times 210 \times 22 \times 50$$

$$P_b = 137445 \text{ Kg}$$

Comprobamos si f'_s cede:

$$f'_s = 6000 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 6000 \left(\frac{25.88 - 6}{25.88} \right) = 4608.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f'_s > f_Y \quad \text{OK!}$$

Como $P_U = 196390 \text{ Kg} > P_b = 137445 \text{ Kg}$ (Falla por compresión)

$$\Rightarrow P_U = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_Y - A_s f_Y)$$

$$P_U = \phi \left[0.85 \times 210 \times 50 \times a + A_s 4200 - A_s 6000 \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right) \right]$$

$$P_U = \phi \left[8925 \times a + A_s \times 4200 - A_s \times 6000 \left(\frac{0.85 \times 44}{a} - 1 \right) \right]$$

$$P_U = 0.7 \left[8925 \times a + A_s \left(10200 - \frac{224400}{a} \right) \right]$$

$$196390 = 6247.5 \times a + A_s \left(7140 - \frac{157080}{a} \right)$$

$$196390 \times a = 6247.5 \times a^2 + 7140 \times a \times A_s - 157080 \times A_s$$

$$6247.5 \times a^2 + (7140 \times A_s - 196390)a - 157080 A_s = 0$$

$$a^2 + (1.143 A_s - 31.435)a - 25.143 A_s = 0$$

$$a = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4(-25.143 A_s)}}{2}$$

$$a = -0.5b + 0.5\sqrt{b^2 + 100.572 A_s} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$b = (1.143 A_s - 31.435)$$

$$P_U \times e_x = M_U = \phi \left[0.85 f'_c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$902000 = 0.7 \left[0.85 \times 210 \times 50 \times a \left(25 - \frac{a}{2} \right) + 4200 A_s (25 - 6) + A_s f_s (44 - 25) \right]$$

$$902000 = 0.7 \left[0.85 \times 210 \times 50 \times a \left(25 - \frac{a}{2} \right) + 4200 A_s (19) + A_s 6000 \left(\frac{0.85 \times 44}{a} - 1 \right) (19) \right]$$

$$902000 = 6247.5 \times a \left(25 - \frac{a}{2} \right) + \left(\frac{2984520}{a} - 23940 \right) A_s$$

$$902000 = 156187.5a - 3123.75a^2 + \left(\frac{2984520}{a} - 23940 \right) A_s$$

Reduciendo tenemos:

$$A_s = \frac{a^2 - 50a + 288.756}{\frac{955.43}{a} - 7.664} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) y (2) en forma iterativa se obtiene:

$$a = 36.45 \text{ cm}$$

$$A_s = -11 \text{ cm}^2 = A'_s$$

Por lo tanto, usaremos refuerzo mínimo:

$$A_s = \rho_{MIN} Ag = 0.01 \times 50 \times 50 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 25 \text{ cm}^2 \text{ Usar } 10\phi 3/4''$$

Refuerzo por Corte

Corte que toma el concreto:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 50 \times 44 = 14362.4 \text{ Kg}$$

Refuerzo mínimo:

$$V_n = \frac{V_c}{2} = 7.18 \text{ Ton}$$

Corte actuante ultimo

$$V_U = 4.59 \text{ Ton}$$

Como $V_n = 7.18 \text{ Ton} > V_U = 4.59 \text{ Ton}$, no se requiere de refuerzo por corte, por lo tanto usaremos solamente refuerzo mínimo:

$$A_{V_{MIN}} = \frac{3.5b_w s}{f_Y}, \quad s \leq \frac{d}{2} = 22, \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_{V_{MIN}} f_Y}{3.5b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 50} = 34.08 \text{ cm}$$

⇒ Usar $\square \phi \frac{3}{8}$ 1@0.50, 2@0.20, 3@0.30, en cada extremo de columna.

Columna Lateral (C2 - 0.30x0.60)

$$f'_C = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

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

De los resultados del análisis estructural tenemos:

NIVEL	ELEMENTO	COMB-CARGA	$P_u(Tn)$	$V_u(Tn)$	$M_{ux}(T-m)$	$M_{uy}(T-m)$
1	13	8	113.39	7.37	11.14	0.18

$$e_x = \frac{11.14 \times 100}{113.39} = 9.82 \text{ cm}$$

Asumiendo: $d' = 6 \text{ cm}$

$$d = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } a_b = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + f_Y} \right) \times d = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 54$$

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

$$c_b = 31.76 \text{ cm}$$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_Y)$$

Si asumimos que: $f'_s = f_Y$ y además $A'_s = A_s$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b) = 0.7 \times 0.85 \times 210 \times 27 \times 30$$

$$P_b = 101209.5 \text{ Kg}$$

Comprobamos si f'_s cede:

$$f'_s = 6000 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 6000 \left(\frac{31.76 - 6}{31.76} \right) = 4866.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f'_s > f_Y \text{ OK!}$$

Como $P_U = 113390 \text{ Kg} > P_b = 101209.5 \text{ Kg}$ (Falla por compresión)

$$\Rightarrow P_U = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_Y - A_s f_Y)$$

$$P_U = \phi \left[0.85 \times 210 \times 30 \times a + A_s 4200 - A_s 6000 \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right) \right]$$

$$P_U = \phi \left[5355 \times a + A_s \times 4200 - A_s \times 6000 \left(\frac{0.85 \times 54}{a} - 1 \right) \right]$$

$$P_U = 0.7 \left[5355 \times a + A_s \left(10200 - \frac{275500}{a} \right) \right]$$

$$113390 = 3748.5 \times a + A_s \left(7140 - \frac{192780}{a} \right)$$

$$113390 \times a = 3748.5 \times a^2 + 7140 \times a \times A_s - 192780 \times A_s$$

$$3748.5 \times a^2 + (7140 \times A_s - 113390)a - 192780 A_s = 0$$

$$a^2 + (1.905 A_s - 30.249)a - 51.429 A_s = 0$$

$$a = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4(-51.429A_s)}}{2}$$

$$a = -0.5b + 0.5\sqrt{b^2 + 205.716A_s} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$b = (1.905A_s - 30.249)$$

$$P_U \times e_Y = M_U = \phi \left[0.85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$1143000 = 0.7 \left[0.85 \times 210 \times 30 \times a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + 4200 A_s (30 - 6) + A_s f_s (54 - 30) \right]$$

$$1143000 = 0.7 \left[0.85 \times 210 \times 30 \times a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + 4200 A_s (24) + A_s 6000 \left(\frac{0.85 \times 54}{a} - 1 \right) (24) \right]$$

$$1143000 = 3748.5 \times a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + \left(\frac{4626720}{a} - 30240 \right) A_s$$

$$1143000 = 112455a - 1874.25a^2 + \left(\frac{4626720}{a} - 30240 \right) A_s$$

Reduciendo tenemos:

$$A_s = \frac{a^2 - 60a + 609.844}{\frac{2468.57}{a} - 16.134} \quad \dots\dots\dots(2)$$

De (1) y (2) en forma iterativa se obtiene:

$$a = 31.51 \text{ cm}$$

$$A_s = -4.63 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos refuerzo mínimo:

$$A_s = \rho_{MIN} Ag = 0.01 \times 30 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 18 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{ Usar: } 8\phi 3/4''$$

Refuerzo por Corte

Corte que toma el concreto:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 10575.95 \text{ Kg} = 10.58 \text{ Ton}$$

Refuerzo mínimo:

$$V_n = \frac{V_c}{2} = 5.29 \text{ Ton}$$

Corte actuante ultimo

$$V_u = 7.37 \text{ Ton}$$

Como $V_n = 5.29 \text{ Ton} < V_u = 7.37 \text{ Ton} < V_s = 10.58 \text{ ton}$, usaremos solamente refuerzo mínimo:

$$A_{VMIN} = \frac{3.5 b_w s}{f_Y}, \quad s \leq \frac{d}{2} = 27, \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_{VMIN} f_Y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.8 \text{ cm}$$

⇒ Usar $\square \phi \frac{3}{8}$ 1@0.50, 2@0.20, 3@0.30, en cada extremo de columna.

Columna de Esquina (C3 - 0.30x0.60)

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

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

De los resultados del análisis estructural tenemos:

NIVEL	ELEMENTO	COMB-CARGA	$P_u(Tn)$	$V_u(Tn)$	$M_{ux}(T-m)$	$M_{uy}(T-m)$
1	1	8	69.34	5.42	9.77	0.44

$$e_y = \frac{9.77 \times 100}{69.54} = 14.05 \text{ cm}$$

Asumiendo: $d' = 6 \text{ cm}$

$$d = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } a_b = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \times d = 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 54$$

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

$$c_b = 31.76 \text{ cm}$$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y)$$

Si asumimos que: $f'_s = f_y$ y además $A'_s = A_s$

$$P_b = \phi(0.85 f'_c a_b b) = 0.7 \times 0.85 \times 210 \times 27 \times 30$$

$$P_b = 101209.5 \text{ Kg}$$

Comprobamos si f'_s sede:

$$f'_s = 6000 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 6000 \left(\frac{31.76 - 6}{31.76} \right) = 4866.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f'_s > f_y \text{ OK!}$$

Como $P_U = 69340 \text{ Kg} < P_b = 101209.5 \text{ Kg}$ (Falla por tensión)

$$\Rightarrow P_U = \phi(0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_c - A_s f_y)$$

$$P_U = \phi \left[0.85 \times 210 \times 30 \times a + A_s 6000 \left(1 - \frac{0.85 \times 6}{a} \right) - A_s 4200 \right]$$

$$P_U = \phi \left[5355 \times a + A_s \left(6000 - \frac{5.1}{a} - 4200 \right) \right]$$

$$P_U = 0.7 \left[5355 \times a + A_s \left(1260 - \frac{21420}{a} \right) \right]$$

$$69340a = 3748.5a^2 + A_s(1260a - 21420)$$

$$69340a = 3748.5a^2 + 1260 \times a \times A_s - 21420 \times A_s$$

$$3748.5 \times a^2 + (1260 \times A_s - 69340)a - 21420A_s = 0$$

$$a^2 + (0.336A_s - 18.50)a - 5.714A_s = 0$$

$$a = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4(-5.714A_s)}}{2}$$

$$a = -0.5b + 0.5\sqrt{b^2 + 22.856} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$b = (0.336A_s - 18.50)$$

$$P_U \times e_y = M_U = \phi \left[0.85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$= 0.7 \left[0.85 \times 210 \times 30 \times a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + A_s \left(6000 - \frac{30600}{a} \right) (30 - 60) + 4200A_s (54 - 30) \right]$$

$$977000 = 0.7 \left[5355a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + A_s \left(24 \left(6000 - \frac{30600}{a} \right) + 24 \times 4200 \right) \right]$$

$$977000 = 3748.5a \left(30 - \frac{a}{2} \right) + A_s \left(171360 - \frac{514080}{a} \right)$$

$$977000 = 112455a - 1874.25a^2 + A_s \left(171360 - \frac{514080}{a} \right)$$

$$521.275 = 60a - a^2 + A_s \left(91.429 - \frac{274.286}{a} \right)$$

Reduciendo tenemos:

$$A_s = \frac{a^2 - 60a + 521.275}{91.429 - \frac{274.286}{a}} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) y (2) en forma iterativa se obtiene:

$$a = 18.54 \text{ cm}$$

$$A_s = -3.44 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos refuerzo mínimo:

$$A_s = \rho_{MIN} Ag = 0.01 \times 30 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 18 \text{ cm}^2 \text{ Usar: } 8\phi \frac{3}{4}''$$

Refuerzo por Corte

Corte que toma el concreto para esta relación es:

$$V_U = 10.58 \text{ Ton}$$

Corte actuante ultimo

$$V_U = 5.42 \text{ Ton}$$

Como $\frac{V_C}{2} = 5.29 \text{ Ton} < V_U = 5.42 \text{ Ton} < V_C = 10.58 \text{ ton}$, usaremos solamente refuerzo mínimo:

$$A_{VMIN} = \frac{3.5b_w s}{f_Y}, \quad s \leq \frac{d}{2} = 27, \quad s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_{VMIN} f_Y}{3.5b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.8 \text{ cm}$$

\Rightarrow Usar $\square \phi \frac{3}{8}''$ 1@0.50, 4@0.25, en cada extremo de columna.

Disposiciones Especiales para el Refuerzo Transversal en Elementos que Resistan Fuerzas Sísmicas. Norma Técnica E-060.

→ Elementos en flexo compresión:

Deberán colocarse en ambos extremos del elemento estribos sobre una longitud de confinamiento (L_0) que no sea menor de los siguientes valores:

$$L_0 \geq L_n/6, D_{\text{mayor}}, 45 \text{ cm}$$

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

$$S_0 \leq \frac{D_{\text{menor}}}{2}$$

$$S_0 \leq 10 \text{ cm}$$

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5cm de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de los siguientes valores:

$$S_0 \leq 16 \phi_{LMENOR}$$

$$S_0 \leq D_{MENOR}$$

$$S_0 \leq 30 \text{ cm}$$

Aplicando este criterio:

Para nuestros elementos columnas, se tiene:

Columnas de 30 x 60 cm

Longitud de confinamiento

$$L_0 \geq L_n/6 = \frac{285}{6} = 47.5 \text{ cm}$$

$$L_0 \geq 60 \text{ cm}$$

$$L_0 \geq 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_0 = 65 \text{ cm}$$

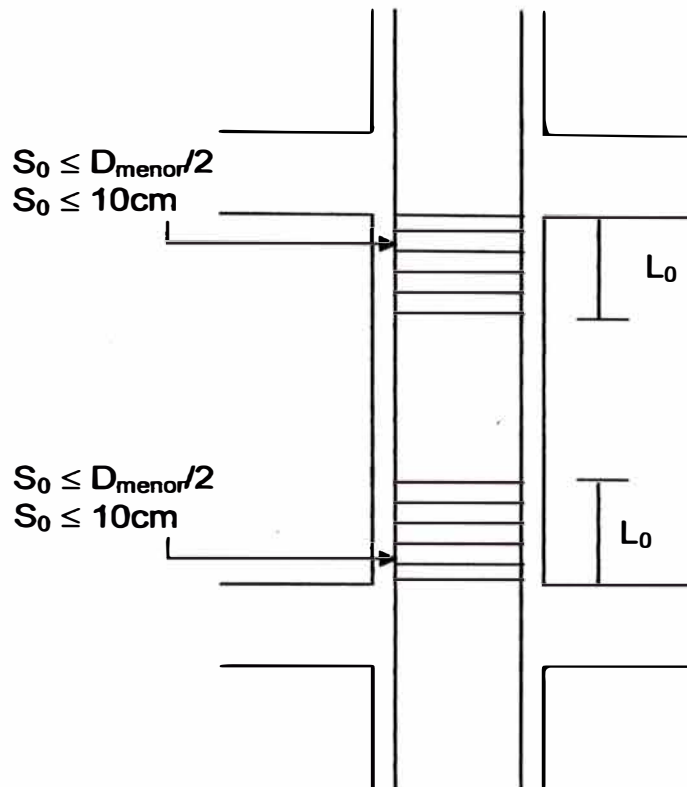
Espaciamiento en los Extremos del Elemento (Zona de Confinamiento)

$$S_0 \leq 16 \times 1.91 = 30.48 \text{ cm}$$

$$S_0 \leq D = 30 \text{ cm}$$

$$S_0 \leq 30 \text{ cm}$$

∴ Usar: $e\phi 3/8^{\circ} 1@.05, 6@.10, Re@.30$ en cada extremo del elemento.



5.6.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS)

MURO DE CORTE: M-1 (30 x 2.50 m)

Cargas actuantes:

$$P_u = 177.2 \text{ ton.}$$

$$M_u = 342 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 68.60 \text{ ton.}$$

Características de los materiales.

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

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

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Verificación de esbeltez del muro

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{11.55}{2.50} = 4.6 > 2 \rightarrow \text{Muro esbelto!}$$

Peralte efectivo de la sección:

$$d_w = 0.80 l_w = 0.80 \times 2.50 = 2.00 \text{ m.}$$

Podemos hacer uso de las siguientes relaciones:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)} \rightarrow (1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.5 f'_c b} \rightarrow (2)$$

Sustituyendo valores en (1) y asumiendo $a = \frac{d}{5} = 40$ cm se obtiene:

$$A_s = 50.29 \text{ cm}^2$$

Ahora sustituyendo valores en (2) se obtiene:

$$a = 39.44 \neq 40$$

Si ahora $a = 39.44$ cm

$$\text{En (1)} : A_s = 50.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{En (2)}: a = 39.38 \approx 39.44 \rightarrow c = 46.33 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = 50.20 \text{ cm}^2$$

Se colocará 10 $\phi 1"$ en cada extremo

Verificación si necesita elementos de confinamiento:

Si el esfuerzo de compresión máxima que ocurre en la fibra extrema es mayor que $0.20 f'_c$, se colocara elementos de confinamiento.

Esfuerzo en la fibra extrema:

$$\begin{aligned} f'_c &= \frac{177.2 \times 100}{30 \times 250} + \frac{342 \times 10^5 (350/2)}{30 \times 250^3 / 12} \\ &= 176.84 \text{ kg/cm}^2 > 0.2 \times 210 = 42 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por tanto es necesario colocar elementos de confinamiento.

Determinación de la longitud de los elementos de confinamiento.

$$c \geq \frac{Lw}{600(0.007)} = \frac{250}{4.2} = 59.52 \text{ cm}$$

c : profundidad del eje neutro.

Deberá confirmarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de:

$$L = c - 0.1 L_w = 34.52 \text{ cm}$$

$$L = c/2 = 29.76 \text{ cm}$$

Usaremos una longitud de: $L = 35 \text{ cm}$.

Calculemos la carga axial máxima que pueda soportar la sección confinada.

$$P_{nma'x} = 0.8 [0.85 f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

$$P_{nma'x} = \phi P_{nma'x}$$

$$P_{nma'x} = 0.7 \times 0.8 [0.85 \times 210 (30 \times 35 - 50.2) + 50.2 \times 4200]$$

$$P_{nma'x} = 218.01 \text{ ton} > P_u = 177.2 \text{ ton} \text{ Ok!}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{50.2}{30 \times 35} = 0.0478$$

$$0.01 = \rho_{\min} < \rho = 0.0478 < \rho_{\max} = 0.06 \therefore \text{Conforme}$$

Refuerzo transversal en los extremos de confinamiento

Espaciamiento(s), en la dirección de la longitud menor:

$$A_{s_h} \geq \begin{cases} 0.3 \cdot s \cdot h_c \left(\frac{A_g}{A_{c_h}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.09 \cdot s \cdot h_c \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

considerando estribos de $\phi 1/2'' @ 0.15\text{m}$.

$$h_{ac} = 35 - (2 \times 4 + 1.27) = 25.73 \text{ cm.}$$

$$A_{s_h} \geq \begin{cases} 0.3 \times 15 \times 25.73 \left(\frac{30 \times 35}{22 \times 27} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 4.44 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \times 15 \times 25.73 \times \frac{210}{4200} = 1.74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usando $4\phi 1/2'' \rightarrow 4 \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2 > 4.444 \text{ cm}^2 \therefore \text{Conforme}$

En la dirección de la longitud mayor:

$$h_c = 30 - (2 \times 4 + 1.27) = 20.73 \text{ cm}$$

$$Ash \geq \begin{cases} 0.3 \times 15 \times 20.73 \left(\frac{30 \times 35}{22 \times 27} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 3.58 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \times 15 \times 20.73 \times \frac{210}{4200} = 1.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Usando $3\phi \frac{1}{2}'' \rightarrow 3 \times 1.27 = 3.8 \text{ cm}^2 > 3.58 \text{ cm}^2 \therefore$ Conforme

DISEÑO POR CORTE:

Se debe verificar que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida.

$$V_{nma'x} = 2.7 \sqrt{f'_c} h d$$

$$V_{nma'x} = 2.7 \sqrt{210} \times 30 \times 200 / 1000 = 234.76 \text{ ton}$$

$$V_{nma'x} = \phi V_{nma'x} = 0.85 \times 234.76 = 199.5 \text{ ton.}$$

$$\rightarrow V_u = 68.60 \text{ ton} < V_{nma'x} = 199.5 \text{ ton} \quad \text{conforme.}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto en la sección ubicada a $L_w/2$ de la base (menos que $h_w/2$) es determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N u d}{4 L_w} \rightarrow (\alpha)$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N u}{L_w h} \right)}{\frac{M u}{V u} - \frac{L_w}{2}} \right] h d \rightarrow (\beta)$$

Se tomará el menor valor.

Sustituyendo valores en (α) y (β) tenemos:

$$V_c = 0.88 \sqrt{210} \times 30 \times 200 + \frac{177.2 \times 1000 \times 200}{4 \times 250} = 1119.95 \text{ ton.}$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{210} + \frac{250 \left(0.33 \sqrt{210} + 0.2 \frac{177200}{250 \times 30} \right)}{\frac{34200}{68.60} - \frac{250}{2}} \right] \times 30 \times 200 = 52.10 \text{ Ton}$$

Considerando el menor valor :

$$V_c = 52.10 \text{ Ton}$$

$$\phi \cdot V_c = 0.85 \times 52.10 = 44.3 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} = \frac{(68.60 - 44.3)}{0.85}$$

$$V_s = 28.6 \text{ Ton}$$

Para el refuerzo horizontal requerido usaremos $\phi 1/2''$ cuyo espaciamiento está dado por:

$$S = \frac{A_{v_h} f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 1.27 \times 4200 \times 200}{28.6 \times 1000} = 74.60 \text{ cm}$$

La cuantía prevista es:

$$\rho_{prevista} = \frac{2.54}{30 \times 74.60} = 0.0011 < 0.0025$$

Requerimiento mínimo de cuantía:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Espaciamiento máximo = 45 cm o 3h (el menor)

El área de acero mínimo en cada dirección por cada metro de muro es:

$$A_{s\min} = \rho_h \times A_{cv} = 0.0025 \times 30 \times 100 \text{ /ml}$$

Usando $\phi 1/2'' \rightarrow A_s = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_s}{A_s / m} = \frac{2.54 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm}^2 / m} = 0.34 \text{ m} < 0.45$$

Verifiquemos si el elemento requiere refuerzo en dos capas:

$$\text{Si } V_u \geq 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv} \rightarrow \text{se necesita refuerzo en dos capas}$$

Vemos que: $V_u = 68.60 \text{ ton}, > 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 250 \times (10) = 57.6 \text{ ton}.$

Por tanto considerar $\phi 1/2'' @ .30$ en dos capas para el refuerzo horizontal.

$$\rho_h = \frac{2.54}{30 \times 30} = 0.0028 > 0.0025$$

Refuerzo Vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{hw}{Lw} \right] (\ell_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{11.55}{2.50} \right] (0.0028 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.00222 < 0.0025$$

Por tanto se recomienda usar refuerzo vertical mínimo.

⇒ Por tanto considerar $\phi \frac{1}{2}" @.30$ en dos capas para el refuerzo vertical.

MURO DE CORTE: M – 2 (25 x 2.50 m)

Cargas actuantes:

$$P_u = 99.26 \text{ ton}$$

$$M_u = 403. \text{ Ton} - \text{m}$$

$$V_u = 74.20 \text{ ton.}$$

Características de los materiales

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Siguiendo el mismo procedimiento anterior se diseña el muro de corte

M – 2, obteniéndose la siguiente distribución de refuerzo:

a) **Diseño por flexión:** Usar $14\phi 1"$ en cada extremo del muro.

b) **Diseño por corte:**

- Refuerzo horizontal en dos capas : $\phi \frac{1}{2}" @.30$

- Refuerzo vertical en dos capas: $\phi \frac{1}{2}" @.30$

c) **Longitud de los elementos de confinamiento:** $L_c = 40 \text{ cm}$

Refuerzo Transversal:

- En la dirección de la longitud menor: $6 \phi \frac{1}{2}" @.15$

- En la dirección de la longitud mayor: $30 \phi \frac{1}{2}" @.15$

5.6.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Diseño de la cimentación correspondiente a las columnas centrales: C1 (50 x 50)

DATOS

1° del Terreno

Capacidad portante del terreno: $q_t = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad del terreno cuando actúan cargas de sismo:

$$q_1 = 1.33 q_t$$

Peso específico del suelo: $\gamma_t = 1900 \text{ kg/m}^3$

2° de la Columna C1:

Sección : 50 x 50 cm

Refuerzo : 10 varillas # 6

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

3° carga que transmite la Columna:

$P_D = 123.3 \text{ ton}$

$P_L = 34.8 \text{ ton}$

$M_{sx} = 8.26 \text{ ton} - \text{m}$

$M_{sy} = 9.02 \text{ ton} - \text{m}$

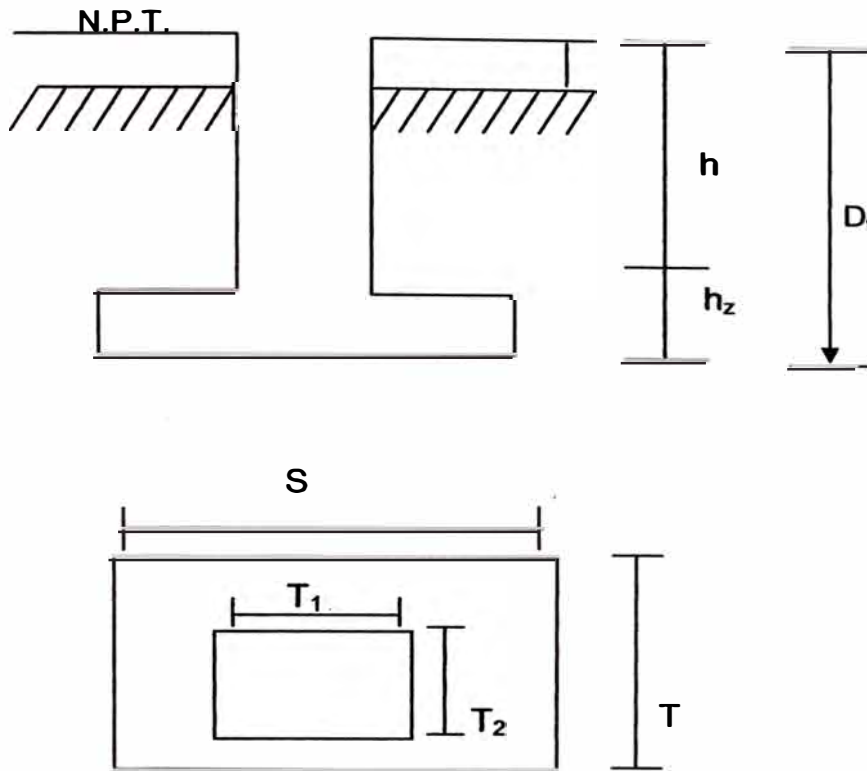
4° de la Zapata:

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Profundidad de desplante:

$D_f = 1.30 \text{ m.}$



Dimensionamiento de la zapata

Longitud de anclaje en compresión de una varilla # 6 según la norma E – 060:

La longitud desarrollo L_d , deberá ser la Menor de:

$$L_d = 0.08 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d = 0.004 d_b f_y$$

Donde: $d_b = 1.905 \text{ cm}$ ($\phi \frac{3}{4}$ ")

$$L_d = 0.08 \times 1.905 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.17 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.004 \times 1.905 \times 4200 = 35 \text{ cm}$$

→ Peralte – aproximado = $L_d + 10$

Por tanto usaremos conservadoramente un peralte de:

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

La capacidad portante neta del terreno es:

$$q_n = q_t - h_t \gamma_t - h_c \gamma_c - \text{peso del piso} - s/c$$

$$q_n = 35 - .60 \times 1.9 - .60 \times 2.4 - .10 \times 2.4 - .25$$

$$q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad portante neta del terreno cuando intervienen cargas de sismo es:

$$q_{ns} = 1.33 q_t - h_t \gamma_t - h_c \gamma_c - \text{eso del piso} - s/c$$

$$q_{ns} = 1.33 \times 35 - .60 \times 1.9 - .60 \times 2.4 - .10 \times 2.4 - .25$$

$$q_{ns} = 43.48 \text{ ton/m}^2$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación

$$A_{ZAP} = \left(\frac{PD + PL}{q_n} \right) \times 1.30$$

$$A_{ZAP} = \frac{(123.3 + 34.8)}{31.93} \times 1.30 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ZAP} = S \times T = T^2 = 6.44 \text{ cm}^2 \rightarrow T = 2.54 \text{ cm}$$

Por tanto usar: $S \times T = 2.60 \times 2.60 \text{ m}$.

Verifiquemos las dimensiones de la cimentación usando la capacidad portante neta por sismo.

$$q_{ns} = \frac{P}{T^2} + \frac{6My}{T^3} + \frac{6Mx}{T^3}$$

$$q_{ns} = \frac{158.1}{2.60^2} + \frac{6 \times 90.02}{2.60^3} + \frac{6 \times 8.26}{2.60^3}$$

$$q_{ns} = 29.30 \text{ ton/m}^2 < 31.93 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Conforme}$$

Con esta sección verifiquemos los esfuerzos máximos que se dan en el terreno:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{158.1}{2.60^2} = 23.4 \text{ ton/m}^2 < q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2 \quad \text{conforme}$$

También debe cumplirse:

$$q_{sn} = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I_y} x \pm \frac{Mx}{I_x} Y$$

$$q_{sn} = \frac{158.1}{2.60^2} \pm \frac{9.02}{3.81} x \pm \frac{8.26}{3.81} Y$$

$$q_{sn} = 23.4 \pm 2.37 x \pm 2.17 Y \dots\dots\dots(\alpha)$$

La expresión (α) nos permite determinar los esfuerzos en cualquier punto de la cimentación.

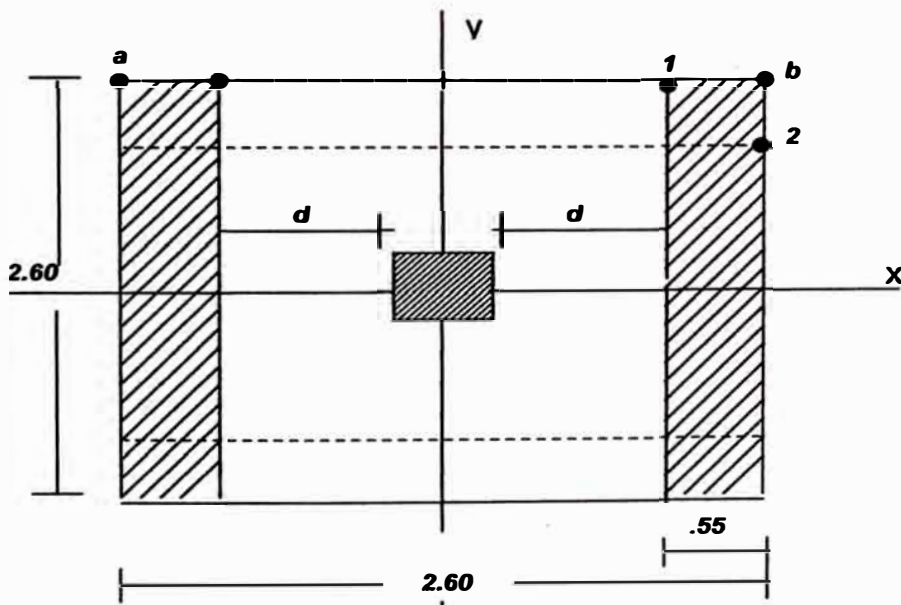
Reacción amplificada del suelo:

$$q_{smu} = \left(\frac{1.5P_D + 1.8P_L}{P_D + P_L} \right) q_{sn} = 1.57 q_{sn}$$

La reacción amplificada del suelo (1.57 q_{sn}) se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo.

Verificación del corte:

→ Por flexión, d = 50cm.



En la dirección X:

Esfuerzo en el punto (1):

Usando la ecuación (α)

$$q_{sn1} = 23.4 + 2.37x + 2.17 Y$$

$$q_{sn1} = 23.4 + 2.37 \times 75 + 2.17 \times 1.30 = 28 \text{ ton/m}^2 < q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{sn1} = 23.4 + 2.37 \times 1.30 + 2.17 \times 1.30 = 29.30 \text{ ton/m}^2 < q_n$$

Luego:

$$V_u = 1.57 \left(\frac{28 + 29.30}{2} \right) \times 5.5 \times 2.60 = 64.32 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 2.60 \times 50 \times (10) = 81.6 \text{ ton.}$$

$$\rightarrow V_c = 84.9 \text{ ton} > V_u = 64.32 \text{ ton.}$$

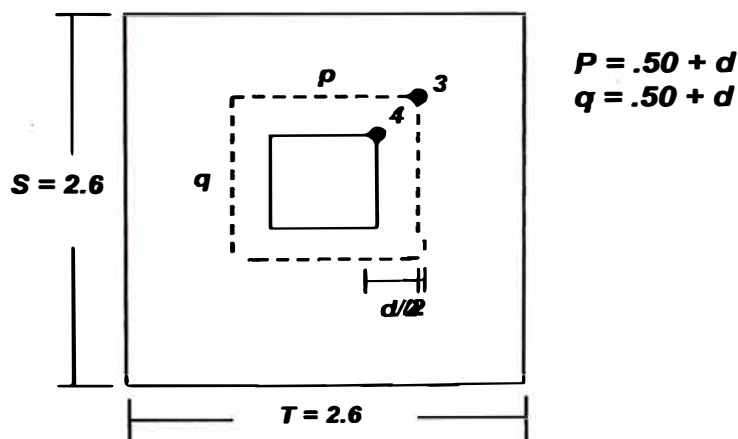
En la dirección Y:Usando la ecuación (α):

$$q_{sn2} = 23.4 + 2.37 \times 1.30 + 2.17 \times 75 = 28.11 \text{ ton/m}^2$$

Luego:

$$V_u = 1.57 \left(\frac{29.30 + 28.11}{2} \right) \times 5.5 \times 2.60 = 64.45 \text{ ton.}$$

$$\rightarrow V_c = 84.9 \text{ ton} > V_u = 64.45 \text{ ton.}$$

→ Por Punzonamiento:

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f' c} b_0 d$$

$$V_c \leq 1.06 \sqrt{f' c} b_0 d$$

$$\beta_c = \frac{D_{MAYOR}}{D_{MENOR}}$$

$$\beta_c \leq 2 \Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f' c} b_0 d$$

$$q_{sn3} = 23.4 + 2.37 \times .5 + 2.17 \times .5 = 25.67 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = 1.57 (q_{snb} \times T \times S - q_{sn3} \times p \times q)$$

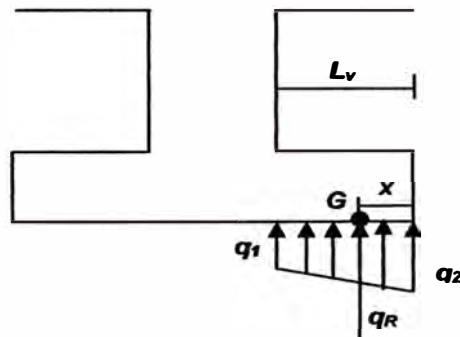
$$V_u = 1.57 (29.30 \times 2.60 \times 2.60 - 25.67 \times 1 \times 1) = 270.66 \text{ ton.}$$

$$\beta_c = \frac{50}{50} = 1 < 2$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 4 \times 1 \times .50 \times (10) = 307.22 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_c = 307.22 \text{ ton} > V_u = 270.66 \text{ ton.} \quad \text{OK!}$$

→ Refuerzo Longitudinal por Flexión:



$$M_u = q_R S (L_v - X) = \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right) L_v S (L_v - x) \dots\dots(1)$$

$$X = \frac{L_v}{3} \left(\frac{q_2 + 2q_1}{q_1 + q_2} \right) \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

G: centro de gravedad de la carga trapezoidal

$$q_1 : 1.57 q_{sn4} = 38.51 \text{ ton /m}^2$$

$$q_2 : 1.57 q_{snb} = 46 \text{ ton/m}^2$$

$$L_v = 1.05 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en (2):

$$X = 0.51 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en (1):

$$M_u = \left(\frac{38.51 + 46}{2} \right) \times 1.05 \times 2.60 (1.05 - 0.51) = 62.30 \text{ ton / m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \rightarrow (\alpha)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f' c b} \rightarrow (\beta)$$

De (α) y (β) , resolviendo en forma iterativa se obtiene:

$$A_s = 34.00 \text{ cm}^2 \rightarrow n = \frac{34.00}{2.85} \cong 12 \text{ Varillas de } \phi 3/4''$$

$$\text{Espaciamiento (s)} = \frac{s - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{260 - 2 \times 7.5 - 191}{11} = 22.10 \text{ cm}$$

Por tanto: usar $\phi 3/4'' @ .20$

→ **Refuerzo en la Dirección Transversal:**

$$A_{st} = A_s x \frac{S}{T} = 32.06 x \frac{2.60}{2.60} = 32.06 \text{ cm}^2$$

De la misma forma: usar $\phi 3/4'' @ .20$

→ **Longitud de Desarrollo del Refuerzo**

La longitud disponible (l_d) para cada barra es:

$$l_d = L_v - r = L_v - 0.075 = 1.05 - 0.075 = 0.975 = 97.5 \text{ cm.}$$

Para barras en tracción y $\phi \leq \# 11$ se tiene que:

$$L_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f' c}} = 0.06 \times 2.85 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 49.56 \text{ cm}$$

Además debe cumplirse que:

$$L_d \geq 0.0057 d_b \times f_y = 0.0057 \times 1.905 \times 4200 = 49.56 \text{ cm.}$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm.}$$

Por tanto: $l_d = 97.5 \text{ cm} > L_d = 50 \text{ cm}$ OK!

→ Resistencia al Aplastamiento sobre la Columna

Para la columna se tiene:

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 247.59 \text{ ton.}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = 291.28 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = .85 f_c A_c = .85 \times 210 \times 0.50 \times 0.50 \times (10) = 446.25$$

Se verifica que: $P_n = 291.28 \text{ ton} < P_{nb} = 446.25 \text{ ton}$

→ Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Cimentación:

En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$P_n = 291.28 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = .85 \phi f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde:

A_1 = Área cargada

A_2 = Área máxima en la zapata que es geoméricamente igual al área de la columna.

$$\phi = 0.7$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.60 \times 3.60}{0.50 \times 0.50}} = 7.2 > 2$$

Por tanto, usar: $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

$$P_{nb} = .85 \times 0.7 \times 210 \times 2 \times 0.50 \times 0.50 \times (10) = 624.75 \text{ ton.}$$

→ $P_{nb} = 624.75 \text{ ton} > P_n = 291.28 \text{ ton.}$ Conforme

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN CORRESPONDIENTE A LAS COLUMNAS LATERALES - C2 (.30 x .60)

1° Del terreno:

Capacidad portante del terreno: $q_t = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del terreno cuando actúan cargas de sismo

$$q_s = 1.33 q_t$$

2° De la columna

Sección: 30 x 60 cm

Refuerzo: 8 varillas N° 6

Concreto: $f_c = 10 \text{ kg/cm}^2$

3° Carga que transmite la columna.

$P_D = 66.21 \text{ ton}$

$P_L = 16.89 \text{ ton}$

$M_s = 7.26 \text{ ton - m}$

4° De la zapata

Concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Profundidad de desplante: $D_f = 1.30 \text{ m}$

Dimensionamiento de la Zapata

Peralte: $h = 60 \text{ cm}$.

Capacidad portante neta del terreno:

$$q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta del terreno cuando interviene cargas de sismo:

$$q_{ns} = 43.48 \text{ ton/m}^2$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = \left(\frac{P_D + P_L}{q_n} \right) \times 1.3 = 1.3 \left(\frac{66.21 + 16.89}{31.93} \right)$$

$$A_z = S \times T = 3.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Si } T = 2S \rightarrow 2S^2 = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.30$$

→ Usar: $T \times S = 2.60 \times 1.30 \text{ m}$

Verifiquemos las dimensiones de la cimentación usando la capacidad portante por sismo:

$$q_{ns} = \frac{P}{A_z} + \frac{6M}{ST^2} = \frac{83.10}{2.60 \times 1.30} + \frac{6 \times 7.26}{1.30 \times 2.60^2}$$

$$q_{ns} = 29.54 \text{ ton/m}^2 < 43.48 \text{ ton/m}^2 \quad \text{conforme}$$

Con esta sección verifiquemos los esfuerzos máximos que se dan en el terreno.

$$q = \frac{83.10}{2.60 \times 1.30} = 24.59 \text{ ton/m}^2 < 31.93 \text{ ton/m}^2 \quad \text{conforme}$$

También debe cumplirse:

$$q_{sn} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M}{I} X$$

$$q_{sn} = \frac{83.10}{2.60 \times 1.30} \pm \frac{7.26}{1.90} x$$

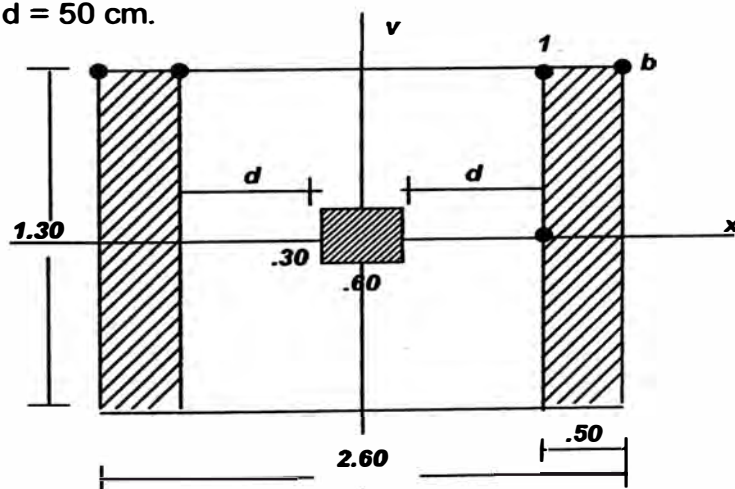
$$q_{sn} = 24.59 \pm 3.82 x \rightarrow (\alpha)$$

Reacción amplificada del suelo:

$$q_{sn} = \left(\frac{1.5P_D + 1.8P_L}{P_D + P_L} \right) q_{sn} = 1.56 q_{sn}$$

→ Verificación del Corte:

Por flexión, $d = 50 \text{ cm}$.



En la dirección X:

Esfuerzo en el punto (1)

$$q_{sn1} = 24.59 + 3.82 \times 0.80 = 27.65 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo en el punto (b):

$$q_{snb} = 24.59 + 3.82 \times 1.30 = 29.56 \text{ ton/m}^2 < q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2 \text{ conforme}$$

Luego:

$$V_u = 1.56 \left(\frac{27.65 + 29.56}{2} \right) \times 50 \times 1.30 = 29 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 1.30 \times 50 \times (10) = 42.43 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u = 29 \text{ ton} < V_c = 42.43 \text{ ton} \quad \text{conforme}$$

→ **Por Punzonamiento**

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \Rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'c} b_0 b$$

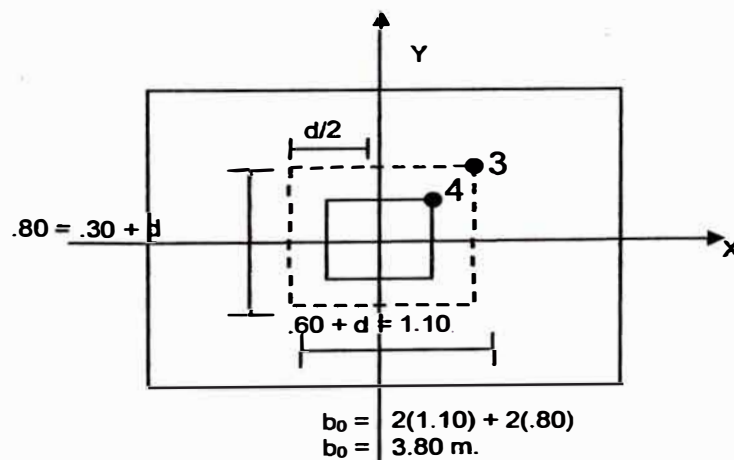
$$\rightarrow \beta_c = \frac{60}{30} = 2 \rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 3.80 \times 50 \times (10) = 291.8 \text{ ton}$$

$$q_{sn3} = 24.59 + 3.82 \times 55$$

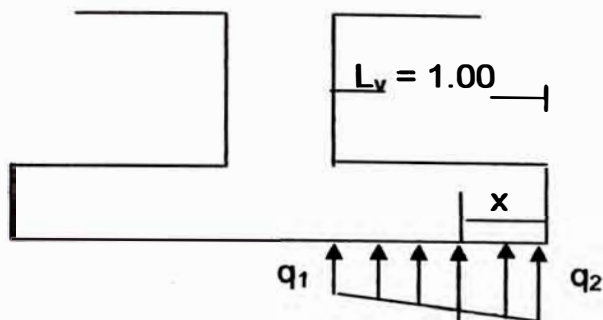
$$= 26.69 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow V_u = 1.56 (29.56 \times 2.60 \times 1.30 - 26.69 \times 1.10 \times .80)$$

$$V_u = 119.22 \text{ ton} < V_c = 291.8 \text{ ton} \quad \text{conforme}$$



→ Refuerzo Longitudinal por Flexión



$$M_u = \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right) L_v S(L_v - x) \dots \dots \dots (1)$$

$$x = \frac{L_v}{3} \left(\frac{q_2 + 2q_1}{q_1 + q_2} \right) \dots \dots \dots (2)$$

Donde

$$q_1 = 1.56 q_{sn4} = 1.56 \times 25.74 = 40.15 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = 1.56 q_{snb} = 1.56 \times 29.56 = 46.11 \text{ ton/m}^2$$

En (1):

$$x = \frac{1.00}{3} \left(\frac{46.11 + 2 \times 40.15}{40.15 + 46.11} \right) = 0.19m$$

En (2):

$$M_u = 28.60 \text{ t - m}$$

$$As = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \dots \dots \dots (1)$$

$$a = \frac{As f_y}{.85 f' c b} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) y (2) resolviendo en forma iterativa, obtenemos:

$$As = 15.57 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 5/8"$$

$$s = \frac{130 - 15 - 1.59}{7} = 16.20cm$$

→ Usar: $\phi 5/8"$ @.15

Verificación de As_{min} :

$$As_{min} = 0.0018bd = 0.0018 \times 130 \times 50 = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 15.57 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 11.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Conforme}$$

Refuerzo en la sección transversal:

$$A_{st} = A_s x \frac{T}{S} = 15.57 x \frac{2.60}{1.30} = 31.14 \text{ cm}^2 \text{ } 16\phi 5/8''$$

$$S = \frac{260 - 15 - 1.59}{15} = 16.23 \text{ cm}$$

→ Usar: $\phi 5/8'' @ .15$

Longitud de desarrollo del refuerzo

Longitud disponible (l_d) para cada barra es:

$$l_d = L_v - r = L_v - 0.075 = 1.00 - 0.075 = 0.925$$

$$L_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.06 x 1.98 x \frac{4200}{\sqrt{210}} = 34.4$$

$$L_d \geq 0.0057 d_b \times f_y = 0.0057 \times 1.59 \times 4200 = 38$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm}$$

Por tanto: $l_d = 92.5 \text{ cm} > L_d = 38 \text{ cm}$ conforme

→ Resistencia al Aplastamiento sobre la Columna

Para la columna se tiene.

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 129.72 \text{ ton}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = 152.61 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = .85 f_c A_c = .85 \times 210 \times .30 \times .60 \times (10) = 321.3 \text{ ton}$$

Se verifica que $P_n = 152.61 \text{ ton} < P_{nb} = 321.3 \text{ ton}$ Conforme

→ Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Cimentación.

En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$P_{nb} = .85 \phi f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\frac{X_0}{.30} = \frac{260}{.60} \rightarrow X_0 = 1.30$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.30 \times 2.60}{.30 \times .60}} = 4.3 > 2 \rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

Luego

$$P_{nb} = .85 \times 0.7 \times 210 \times 2 \times .30 \times .60 \times (10)$$

$$P_{nb} = 449.82 \text{ ton} > P_n = 152.61 \text{ ton} \quad \text{Conforme}$$

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN CORRESPONDIENTE A LAS COLUMNAS DE ESQUINA - C3 (.30 x .60)

Datos:

→ Del terreno

Capacidad portante del terreno: $q_t = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del terreno cuando actúan cargas de sismo:

$$q = 1.33 q_t$$

Peso específico del suelo:

$$\gamma_t = 1900 \text{ kg/m}^3$$

→ De la columna

Sección: 30 x 60 cm

Refuerzo: 8 varillas N° 6

Concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

→ Cargas que transmite la columna

$P_D = 36.33 \text{ ton}$

$P_L = 8.36 \text{ ton}$

$M_S = 7.83 \text{ ton} - \text{m}$

→ De la Zapata

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Profundidad de desplante: $D_f = 1.30 \text{ m}$

Dimensionamiento de la ZapataPeralte: $h = 60\text{cm}$

Capacidad portante neta del terreno

$$q_n = 31.93 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta del terreno cuando interviene cargas de sismo:

$$q_{ns} = 43.48 \text{ ton/m}^2 .$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_2 = 1.3 \left(\frac{P_\Delta + P_L}{q_n} \right) = 1.3 \left(\frac{36.33 + 8.36}{31.93} \right) = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = T \times S = 1.82$$

$$\text{Si } T = 2S \rightarrow 2S^2 = 1.82 \rightarrow S = 0.95$$

$$\text{Usar: } T \times S = 2.20 \times 1.00\text{m}$$

Verifiquemos las dimensiones de la cimentación usando la capacidad portante neta por sismo

$$q_{ns} = \frac{P}{A_2} + \frac{6M}{ST^2}$$

$$q_{ns} = \frac{44.69}{2.20 \times 1} + \frac{6 \times 7.83}{1.00 \times 2.20^2} = 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{ns} = 30 \text{ ton/m}^2 < q_{ns} = 43.53 \text{ Ton/m}^2$$

Conforme también debe cumplirse

$$q = \frac{P}{A_2} \pm \frac{M}{I} X$$

$$q_{ns} = \frac{44.69}{2.2 \times 1} + \frac{7.83}{0.89}$$

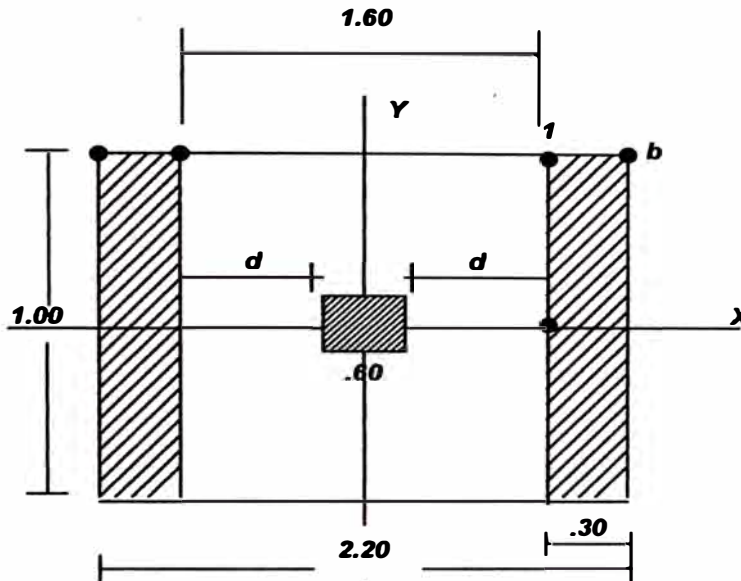
$$q_{ns} = 20.3 \pm 8.8 X \dots\dots\dots (1)$$

Reacción amplificada del suelo

$$q_{snu} = \left(\frac{1.5P_D + 1.8P_L}{P_D + P_L} \right) q_{sn} = 1.56 q_{sn}$$

Verificación del Corte

Por flexión, $d = 50\text{cm}$



En la dirección X:

Esfuerzo en el punto (1):

$$q_{sn1} = 20.3 + 8.8 \times 80 \\ = 27.34 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{snb} = 20.3 + 8.8 \times 1.10 \\ = 29.98 \text{ Ton/m}^2$$

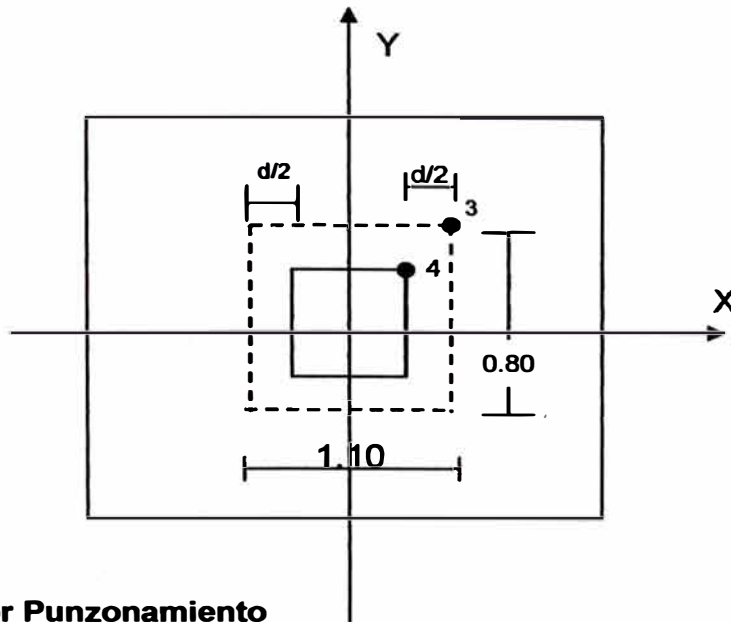
Luego:

$$V_a = 1.56 \left(\frac{27.34 + 29.98}{2} \right) \times 30 \times 1.00 = 13.41 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = .85 \times .53 \sqrt{210} \times 1.00 \times .50 \times (10) = 32.64 \text{ Ton}$$

$$V_c = 32.64 \text{ Ton} > V_u = 13.41 \text{ Ton Conforme}$$



→ Por Punzonamiento

Esfuerzo en el punto 3:

$$q_{sn3} = 20.3 + 8.8 \times .55$$

$$= 25.14 \text{ ton/m}^2$$

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

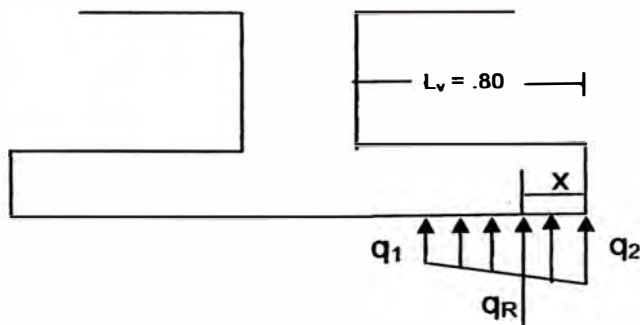
$$b_o = 2 (1.10 + .80) = 3.80 \text{ m}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 3.80 \times .50 \times (10) = 291.8 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.56 (29.98 \times 2.20 \times 1.00 - 25.14 \times 1.10 \times .80)$$

$$V_u = 68.38 \text{ Ton} < V_c = 291.8 \text{ Ton} \quad \text{Conforme}$$

→ Refuerzo longitudinal por flexión:



$$M_u = \left(\frac{q_2 + q_1}{2} \right) L_v S (L_v - X) \dots \dots \dots (1)$$

$$X = \frac{L_v}{3} \left(\frac{q_2 + 2q_1}{q_2 + q_1} \right) \dots \dots \dots (2)$$

Donde:

$$q_1 = 1.56 q_{sn4} = 1.56 \times 22.94 = 35.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 1.56 q_{snb} = 1.56 \times 29.98 = 46.77 \text{ ton/m}^2$$

$$L_v = 0.80 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en (2)

$$X = \frac{.80}{3} \left(\frac{46.77 + 2 \times 35.79}{35.79 + 46.77} \right) = 0.38 \text{ m}$$

En (1):

$$M_u = \left(\frac{35.79 + 46.77}{2} \right) \times 0.80 \times 1.00 \times (.80 - 0.38) =$$

$$M_u = 13.87 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y (d - a/2)} \dots \dots \dots (1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f'_c b} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) y (2), Resolviendo iterativamente se obtiene:

$$A_s = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.47 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 9 \text{ cm}^2$$

Por tanto: Usar $A_s = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8"$

$$s = \frac{100 - 15 - 1.59}{4} = 20.9 \text{ cm}$$

Usar: ϕ 5/8" @. 20

Refuerzo en la sección transversal.

$$A_{ST} = A_s \frac{T}{S} = 9 \times \frac{2.20}{1.00} = 19.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 5/8"$$

$$s = \frac{220 - 15 \cdot 1.59}{9} = 22.6 \text{ cm}$$

Usar: ϕ 5/8" @. 20

Longitud de desarrollo del refuerzo

Longitud disponible (l_d) para cada barra es:

$$l_d = L_v - r = L_v - 0.075 = 0.80 - 0.075 = 0.725 = 72.5 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{f'_c} = 0.06 \times 1.98 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 34.4$$

Además debe cumplirse que:

$$L_d \geq 0.0057 d_b f_y = 0.0057 \times 1.59 \times 4200 = 38$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm}$$

Por tanto $l_d = 72.5 \text{ cm} \geq L_d = 38$ Conforme

Resistencia al Aplastamiento sobre la Columna.

Para la columna se tiene:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 69.54 \text{ Ton}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = 81.82 \text{ Ton}$$

$$P_{nb} = .85 f'_c A_c = 85 \times 210 \times .30 \times .60 \times (10)$$

$$P_{nb} = 321.3 \text{ ton} > P_n = 81.82 \text{ Ton}$$

Conforme

Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Cimentación

En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$P_{nb} = 85 \phi f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\frac{X_o}{.30} = \frac{2.20}{.60} \rightarrow x_o = 1.10 > 1.00$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.00 \times 2.20}{.30 \times .60}} = 3.5 > 2 \rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$P_{nb} = .85 \times .7 \times 210 \times .30 \times .60 \times 2 \times (10)$$

$$P_{nb} = 449.8 \text{ Ton} > P_n = 81.85 \text{ Ton} \quad \text{Conforme}$$

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN CORRESPONDIENTE A LOS MUROS DE CORTE M-1:

Datos

Del terreno:

- Capacidad portante del terreno : $q_t = 3.5 \text{ kg/cm}^2$
- Capacidad del terreno cuando actúan cargas de sismo:
 $q = 1.33 q_t$
- Peso específico del sueño: $\gamma_t = 1900 \text{ kg/m}^3$

Del muro de corte:

Sección	:	.30 x 2.50m
Refuerzo	:	varillas N° 8
Concreto	:	210 kg/cm ²

Cargas que transmite el Muro de Corte

$$P_D = 93.13 \text{ ton}$$

$$P_L = 20.84 \text{ ton}$$

$$M_s = 342 \text{ ton-m}$$

De la zapata

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Profundidad de desplante: $D_r = 1.30\text{m}$.

Dimensionamiento de la zapata:

Longitud de anclaje en compresión:

$$L_d = 0.08 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d \geq 0.004 d_b f_y$$

Donde: $d_b = 2.54\text{cm}$

$$L_d = 0.08 \times 2.54 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 59.9\text{cm}$$

$$L_d \geq 0.004 \times 2.54 \times 4200 = 42.7\text{cm}$$

Peralte aproximado = $L_d + 10$

Por tanto usaremos un peralte de: $h = 70\text{cm}$

La capacidad portante neta del terreno es:

$$q_n = q_t - h_t \gamma_t - h_c \gamma_c - \text{peso del piso} - S/C$$

$$q_n = 35 - 0.5 \times 1.9 - .70 \times 2.4 - .10 \times 2.4 - .25$$

$$q_n = 31.88 \text{ Ton/m}^2$$

La capacidad portante neta del terreno cuando intervienen cargas de sismo es:

$$q_{ns} = 1.33 q_t - h_t \gamma_t - h_c \gamma_c - \text{peso del piso} - S/C$$

$$q_{ns} = 1.33 \times 35 - .50 \times 1.9 - 0.70 \times 2.4 - .10 \times 2.4 - .25$$

$$q_{ns} = 43.43 \text{ Ton/m}^2$$

Dimensionamos la Zapata usando la Capacidad Portante Neta del terreno por sismo:

$$q_{ns} = \frac{P}{ST} + \frac{GM}{ST^2}$$

1° Tanteo: T = 5.00m.

$$\rightarrow q_{ns} \cdot S = \frac{113.97}{5} + \frac{6 \times 342}{5^2} = 104.87$$

$$q_{ns} = q_n = 31.88 \text{Ton/m}^2 \rightarrow S = 3.29$$

2° Tanteo: T = 6.00m.

$$\rightarrow q_{ns} \cdot S = \frac{113.97}{6} + \frac{6 \times 342}{6^2} = 76$$

$$q_{ns} = q_n = 31.88 \text{Ton/m}^2 \rightarrow S = 2.38m$$

$$\rightarrow T \times S = 6.00 \times 2.40m$$

Verifiquemos la excentricidad:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{342}{177.2} = 1.9$$

$$T/6 = 1 \rightarrow e = 1.9 > T/6 = 1$$

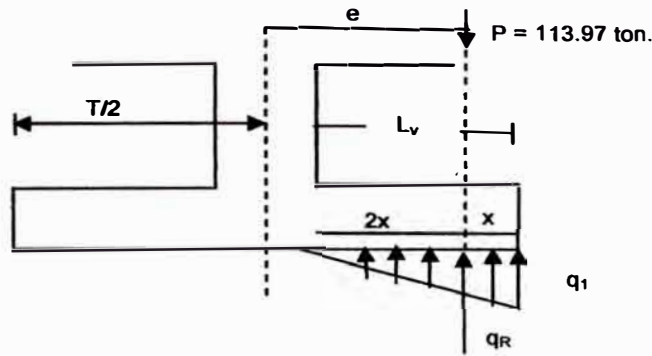
Por tanto, la carga actúa fuera del tercio central

Modifiquemos las dimensiones de la cimentación teniendo presente lo siguiente:

$$\text{Para: } e > T/6$$

Hagamos que la resultante de los esfuerzos cortantes coincida con el punto de acción de la carga P.

$$q_l = \frac{2P}{3\left(\frac{T}{2} - e\right)S}$$



$$q_l S = \frac{2P}{3\left(\frac{T}{2} - e\right)} \dots\dots\dots 1$$

Si $T = 5.30m$

$$\rightarrow q_l S = \frac{2 \times 113.97}{3\left(\frac{5.30}{2} - 1.9\right)} = 101.31$$

$$\rightarrow q_l = q_n = 31.88 \text{ Ton/m}^2 \Rightarrow S' = 3.18m$$

Por tanto: usar $T \times S = 5.30 \times 3.20m$.

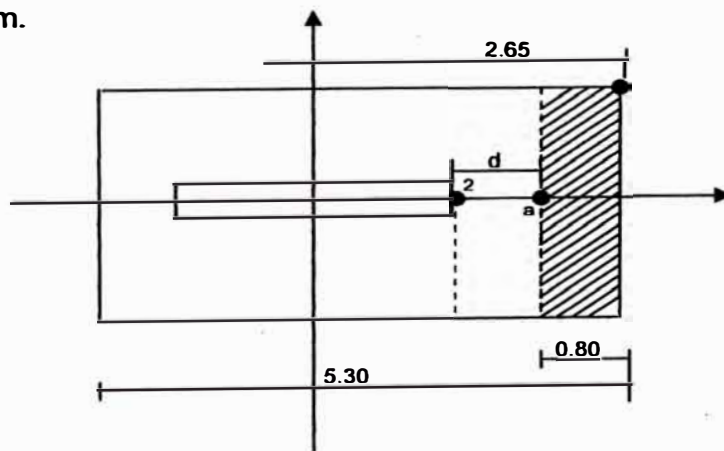
Verificación del Corte:

→ Por flexión, $d = 60cm$.

$$x = \frac{T}{2} - e = \frac{5.30}{2} - 1.90$$

$$x = 0.75m.$$

$$3x = 2.25m.$$



Esfuerzo en el punto a:

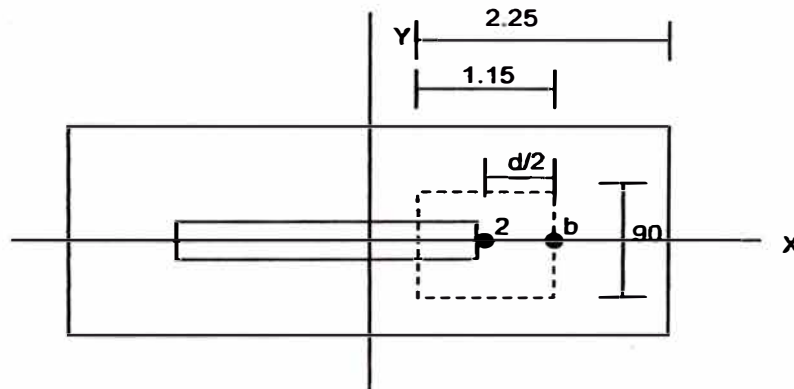
$$\frac{q_a}{q_1} = \frac{1.45}{2.25} \rightarrow q_a = 0.64 q_1 = 20.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_1 = \frac{2 \times 113.97}{3 \left(\frac{5.3}{2} - 1.9 \right) \times 3.20} = 31.66 \text{ Ton/m}^2$$

$$\rightarrow V_u = 1.56 \left(\frac{31.66 + 20.30}{2} \right) \times 0.80 \times 3.20 = 103.75 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 3.20 \times 0.60 \times (10) = 125.34 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow V_c = 125.34 \text{ Ton} > V_u = 103.75 \text{ Ton} \text{ Conforme}$$

Por Punzonamiento

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$\beta_c = \frac{2.50}{.30} = 8.33$$

$$b_0 = 2 \times 1.15 + .90 = 3.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{8.33} \right) \sqrt{210} \times 3.20 \times 0.60 \times (10) = 186.32 \text{ Ton}$$

Esfuerzo en el punto b):

$$q_b = \frac{1.15}{2.25} \quad q_1 = 16.15 \text{ Ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \rightarrow V_u &= 1.56 \left(\frac{1}{2} \times q_1 \times 2.25 \times 3.20 - \frac{1}{2} q_b \times 1.15 \times .90 \right) \\ &= 1.56 \left(\frac{1}{2} \times 31.66 \times 2.25 \times 3.20 - \frac{1}{2} \times 16.15 \times 1.15 \times .90 \right) \\ &= 164.76 \text{ Ton.} < V_c = 186.32 \text{ Ton} \quad \text{Conforme} \end{aligned}$$

Refuerzo longitudinal por flexión:

$$q_2 = \frac{.85}{2.25} \quad q_1 = 11.96 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_u = \left(\frac{q_{s1} + q_{s2}}{2} \right) Lv \cdot S'(Lv - x_1) - (\alpha)$$

$$X_1 = \frac{Lv}{3} \left(\frac{q_{s1} + 2q_{s2}}{q_{s1} + q_{s2}} \right)$$

Donde:

$$q_{s1} = 1.56 = q_1 = 1.56 \times 31.66 = 49.39 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{s2} = 1.56 = q_2 = 1.56 \times 11.96 = 18.66 \text{ Ton/m}^2$$

$$X_1 = \frac{1.4}{3} \left(\frac{49.39 + 2 \times 18.66}{49.39 + 18.66} \right) = 0.59 \text{ m}$$

En (α)

$$M_u = \left(\frac{49.39 + 18.66}{2} \right) \times 1.40 \times 3.20 \times (1.40 - 0.59)$$

$$M_u = 123.47 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \dots\dots\dots 1$$

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f_c' b} \dots\dots\dots 2$$

De 1 y 2 en forma iterativa mente se obtiene:

$$A_s = 56.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \phi \text{ } \frac{3}{4}''$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 320 \times 60 = 34.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

$$s = \frac{320 - 15 - 1.91}{19} = 15.95$$

Usar: $\phi \text{ } \frac{3}{4}'' @ .15$

Refuerzo en la Dirección Transversal

$$A_{ST} = A_s \times \frac{T}{S} = 56.39 \times \frac{5.30}{3.20} = 93.40 \text{ cm}^2 \rightarrow 33 \phi \text{ } \frac{3}{4}''$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 530 \times 60 = 57.24 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{ST} = 93.40 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 57.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Conforme}$$

$$S = \frac{530 - 15 - 1.91}{32} = 16.03$$

\rightarrow Usar: $\phi \text{ } \frac{3}{4}'' @ .15$

Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Es conforme

Resistencia al Aplastamiento sobre la Columna.

Para la columna se tiene:

$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 177.2 \text{ Ton}$$

$$P_n = \frac{177.2}{0.85} = 208.47 \text{ Ton}$$

$$P_{nb} = .85 f_c' A_c = .85 \times 2.10 \times 30 \times 2.50 \times 10 = 13338.75 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow P_n = 208.47 \text{ Ton} < P_{nb} = 1338.75 \text{ Ton} \quad \text{Conforme}$$

Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Cimentación:

En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$P_{nb} = .85 \phi f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\frac{x_0}{.30} = \frac{5.30}{2.50} \rightarrow x_0 = 0.636 \rightarrow \sqrt{\frac{5.30 \times 0.636}{.30 \times 2.50}} = 2.12 > 2$$

$$\rightarrow P_{nb} = .85 \times 0.7 \times 210 \times .30 \times 2.50 \times 2 \times (10) = 1874.25 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow P_n = 208.47 \text{ Ton} < P_{nb} = 1874.25 \text{ Ton} \quad \text{Conforme}$$

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA:**Muro de Corte M-2 y Columna Lateral C2****Datos:**

→ **Del Terreno**

- Capacidad portante del terreno: $q_t = 3.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$
- Capacidad del terreno cuando actúan cargas de sismo
 $q = 1.33 q_t$
- Peso específico del suelo: $\gamma_t = 1900 \text{ kg} / \text{m}^3$

→ **Del Muro de Corte:**

Sección : 25 x 2.50 m

Refuerzo: varillas N° 8

Concreto: 210 kg/cm²

→ **Cargas que transmite el Muro de Corte:**

$$P_D = 55.29 \text{ Ton}$$

$$P_L = 9.06 \text{ Ton}$$

$$M_S = 403 \text{ Ton} - m$$

→ **De la Columna:**

Sección : 30 x 60

Refuerzo: varillas N° 6

Concreto: 210 kg/cm²→ **Cargas que transmite la Columna:**

$$P_D = 66.21 \text{ Ton}$$

$$P_L = 16.89 \text{ Ton}$$

→ **De la Zapata Combinada:**Concreto : $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ Acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ **Dimensionamiento de Zapata:**Peralte: $h = 0.70 \text{ mt.}$

Capacidad portante neta del terreno:

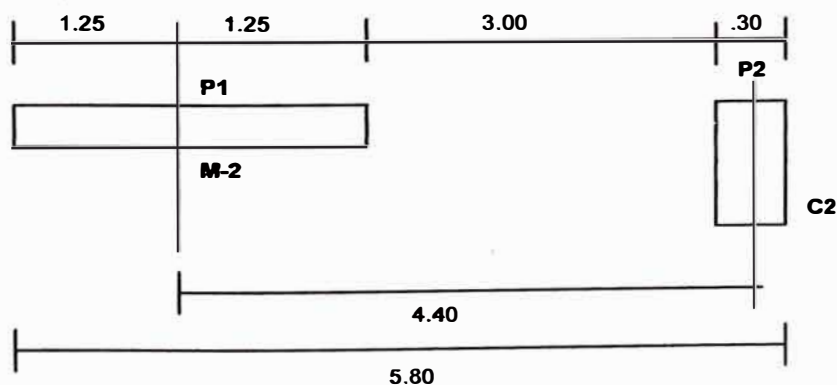
$$q_n = 31.93 \text{ Ton / m}^2$$

Capacidad portante neta del terreno cuando interviene cargas de sismo:

$$q_{ns} = 43.48 \text{ Ton / m}^2$$

Dimensionamiento en planta de la Zapata usando la siguiente relación:

$$q_s = \frac{P_r}{T} + \frac{6M}{T^2} \dots\dots\dots(\alpha)$$



$$P_1 = P_{D_1} + P_{L_1} = 64.35 \text{ Ton}$$

$$P_2 = P_{D_2} + P_{L_2} = 83.10 \text{ Ton}$$

$$P_T = P_1 + P_2 = 147.45 \text{ Ton}$$

$$M = 403 \text{ Ton} - m$$

En (α)

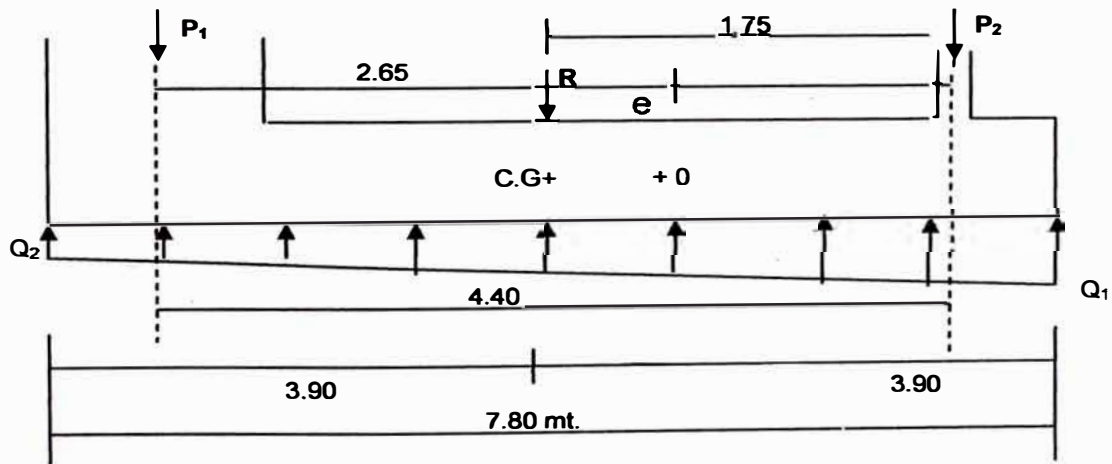
$$q_1 S = \frac{147.45}{T} + \frac{6 \times 403}{T^2} = \frac{147.45}{T} + \frac{2418}{T^2}$$

Si $T = 7.8 \text{ mt.}$

$$\rightarrow q_1 S = \frac{147.45}{7.8} + \frac{2418}{7.8^2} = 58.65$$

$$q_1 = q_n = 31.88 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow S = 1.84 \text{ mt.}$$

$$\rightarrow \text{Usar: } T \times S = 7.80 \times 2.00 \text{ mt.}$$



$$\Sigma M_0 = 0 \rightarrow R \cdot e = M + P_2(1.75 - e) - P_1(2.65 + e)$$

$$R \cdot e = M + 1.75 P_2 - P_2 \cdot e - 2.65 P_1 - \underbrace{(P_1 + P_2)}_R \cdot e$$

$$R \cdot e = M + 1.75 P_2 - 2.65 P_1 - \underbrace{(P_1 + P_2)}_R \cdot e$$

$$2R \cdot e = M + 1.75 P_2 - 2.65 P_1$$

$$e = \frac{M + 1.75 P_2 - 2.65 P_1}{2(P_2 + P_1)} \dots\dots\dots 1$$

Reemplazando valores en 1:

$$e = 1.28 \text{ mt.}$$

$$T/6 = 1.30 \text{ mt.}$$

$$\rightarrow e = 1.28 \text{ mt} < T/6 = 1.30 \text{ mt.}$$

Conforme

$$Q_{1,2} = \frac{R}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right)$$

$$Q_{1,2} = \frac{147.45}{7.8} \left(1 + \frac{6 \times 1.28}{7.8} \right)$$

$$Q_{1,2} = 18.9(1 + 0.98)$$

$$Q_1 = 37.42 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_2 = 0.38 \text{ Ton/m}^2$$

Reacción Amplificada del Suelo:

$$Q_{1u} = \left(\frac{P_{1u} + P_{2u}}{T} \right) (1 + 0.98)$$

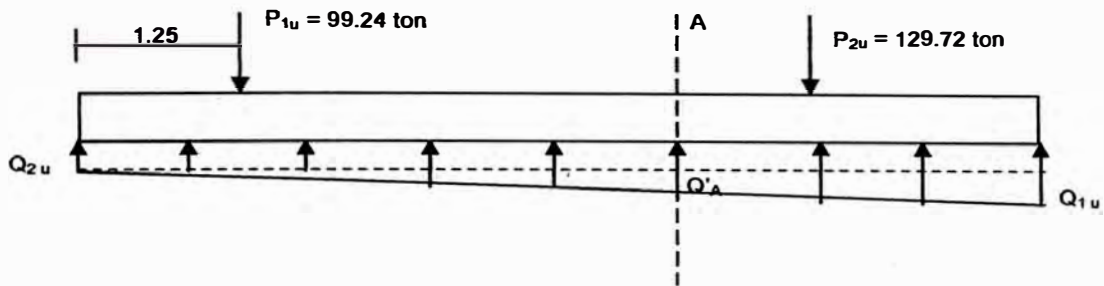
$$Q_{2u} = \left(\frac{P_{1u} + P_{2u}}{T} \right) (1 - 0.98)$$

$$P_{1u} = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 99.24 \text{ Ton}$$

$$P_{2u} = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 129.72 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow Q_{1u} = \left(\frac{99.24 + 129.72}{780} \right) (1 + 0.98) = 58.12 \text{ Ton / ml}$$

$$\rightarrow Q_{2u} = \left(\frac{99.24 + 129.72}{780} \right) (1 - 0.98) = 0.59 \text{ Ton / ml}$$



$$\frac{Q'_A - Q_{2u}}{X_0} = \frac{Q_{1u} - Q_{2u}}{7.8} \Rightarrow Q'_A = \left(\frac{58.12 - 0.59}{7.8} \right) X_0$$

$$Q'_A = 7.38 X_0 \dots \dots \dots (\alpha)$$

Momento Máximo:

$$V_A = P_{1u} + Q_{2u} X_0 + \frac{1}{2} Q'_A X_0 = 0$$

$$-99.24 + 0.59 X_0 + \frac{1}{2} (7.38 X_0) X_0 = 0$$

$$7.38 X_0^2 + 1.18 X_0 - 198.48 = 0$$

Resolviendo:

$$X_0 = 5.11 \text{ m}$$

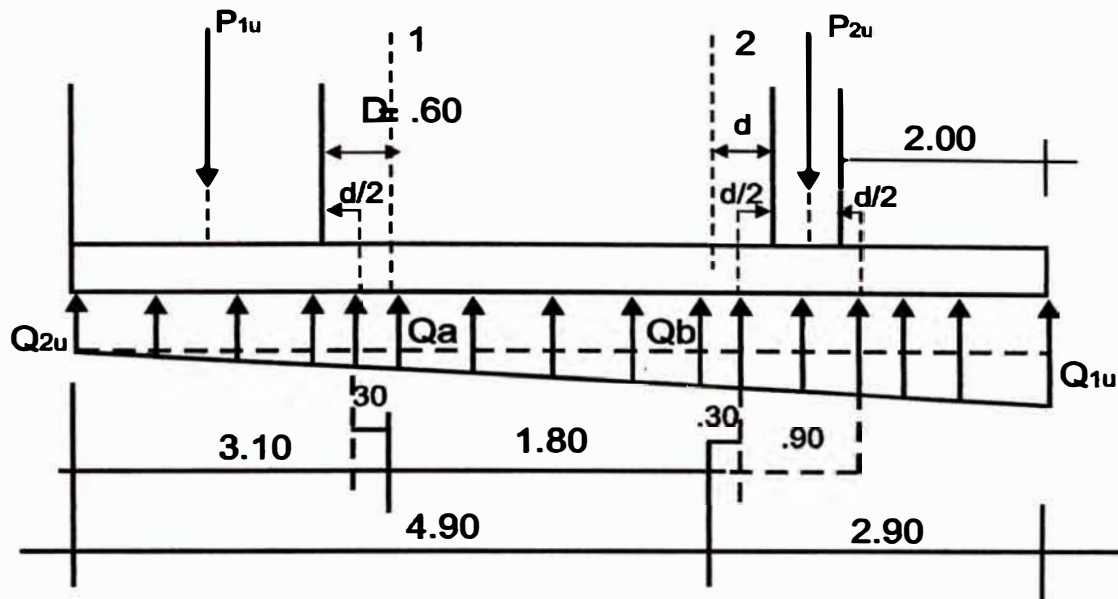
Reemplazando en (α):

$$Q'_A = 37.71 \text{ Ton / ml}$$

$$M_{máx} = -99.24 (X_0 - 1.25) + 0.59 \frac{X_0^2}{2} + \frac{1}{2} (37.71) X_0 \left(\frac{X_0}{3} \right)$$

$$M_{máx} = 383.07 + 7.70 + 164.11 = -211.26 \text{ Ton - m}$$

$$\rightarrow M_{máx} = -211.26 \text{ T - m}$$



Verificación por cortante:

$$\frac{Q'_a}{3.10} = -\frac{Q_{1u} - Q_{2u}}{7.8} \rightarrow Q'_a = \frac{3.10}{7.80} (58.12 - 0.59) = 22.86$$

$$\frac{Q'_b}{4.90} = \frac{Q_{1u} - Q_{2u}}{7.8} \Rightarrow Q'_b = \frac{4.9}{7.8} (58.12 - 0.59) = 36.14$$

$$V_1 = -P_{1u} + Q_{2u} \times 3.10 + \frac{1}{2} Q'_a \times 3.10$$

$$= -99.24 + 0.59 \times 3.10 + \frac{1}{2} \times 22.86 \times 3.10$$

$$\rightarrow V_1 = -61.98 \text{ Ton} \rightarrow V_{n1} = \frac{61.98}{\phi} = 72.92 \text{ Ton}$$

$$V_2 = -P_{1u} + Q_{2u} \times 4.90 + \frac{1}{2} Q'_b \times 4.90$$

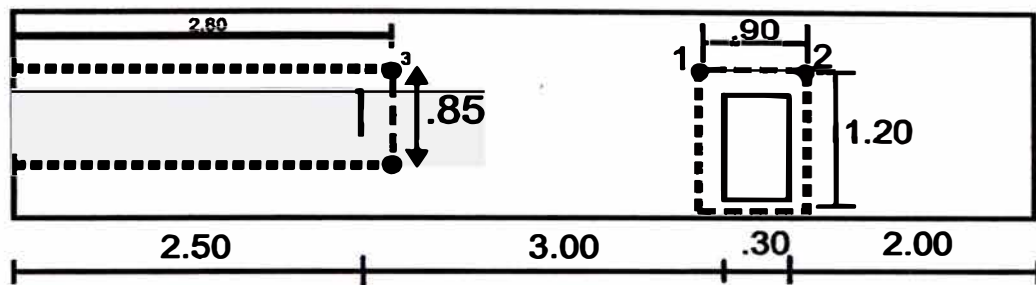
$$= -99.24 + 0.59 \times 4.90 + \frac{1}{2} \times 36.14 \times 4.90$$

$$\rightarrow V_2 = -7.81 \text{ Ton} \rightarrow V_{n2} = \frac{7.81}{\phi} = 9.18 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b x d = 0.53 \sqrt{210} x 2.00 x .60 x (10)$$

$$\rightarrow V_c = 92.17 \text{ Ton} > V_{n1} = 72.92 \text{ Ton} \therefore \text{Conforme}$$

Verificación por Punzonamiento:



a) Muro de Corte:

Esfuerzo en el punto 3:

$$Q_3 = \frac{2.80}{7.80} (57.53) + 0.59 = 21.24 \text{ Ton/ml}$$

$$V_u = P_{1u} - \left(\frac{Q_3 + Q_{2u}}{2} \right) x 2.80$$

$$\rightarrow V_u = 68.68 \text{ Ton} \rightarrow V_n = \frac{V_u}{\phi} = 80.80 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta_c = \frac{2.50}{0.25} = 10 > 2$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{10} \right) \sqrt{210} x 6.45 x .60 x (10) = 363.4 \text{ Ton} > V_n = 80.80 \text{ Ton} \therefore \text{Conforme}$$

b) Columna Interior

Esfuerzo en los puntos 1 y 2 por metro lineal:

$$Q_1 = \frac{5.20}{7.80} (57.53) + 0.59 = 38.94 \text{Ton} / \text{ml}$$

$$Q_2 = 0.78(57.53) + 0.59 = 45.46 \text{Ton} / \text{ml}$$

$$V_u = P_{2u} - \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) \times .90 = 91.74 \text{Ton}$$

$$\rightarrow \frac{V_u}{\phi} = 107.93 \text{Ton}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d = 1.06 \sqrt{210} \times 4.20 \times .60 \times (10) = 387.10 \text{Ton}$$

$$b_0 = 2(1.20 + .90) = 4.20$$

$$\rightarrow V_c = 387.10 \text{Ton} > V_n = 107.93 \text{Ton} \therefore$$

Conforme

DISEÑO POR FLEXIÓN:

a) Refuerzo Superior

$$M_u = 211.26 \text{Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \dots\dots\dots 1$$

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f'_c b} \dots\dots\dots 2$$

De 1 y 2 en forma iterativa se obtiene:

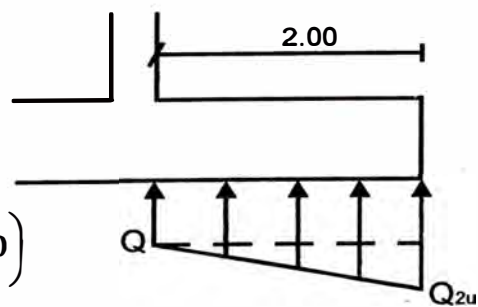
$$A_s = 103.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 200 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2$$

Usar: 21 ϕ 1" (106.47 cm^2)

b) Refuerzo Inferior:

$$M_u = Q \times \frac{2.00^2}{2} + \frac{1}{2} Q_{2u} \times 2.00 \times \left(\frac{2}{3} \times 2.0 \right)$$



$$Q = \left(\frac{7.8 - 2}{7.80} \right) (58.12 - 0.59) + 0.59$$

$$Q = 43.37 \text{ Ton/ml}$$

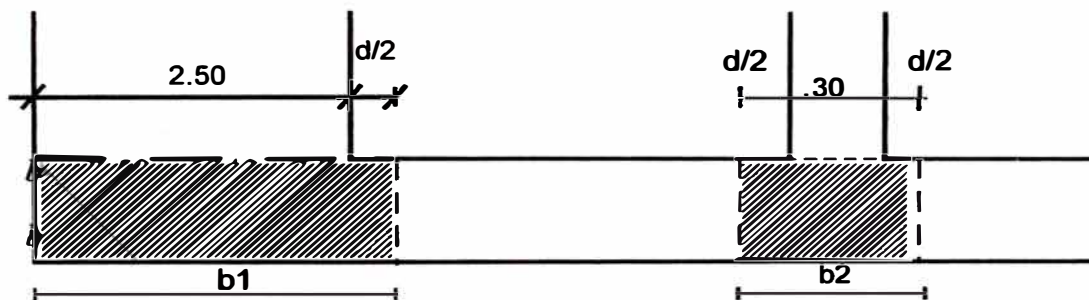
$$\rightarrow M_u = 43.37 \times \frac{2^2}{2} + \frac{1}{2} \times 58.12 \times 2 \times \frac{2}{3} \times 2 = 164.23 \text{ T-m}$$

$$\rightarrow A_s = 78.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 bd = 0.0018 \times 200 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2$$

Usar: 16 ϕ 1" (81.12 cm²)

Diseño en Dirección Transversal



Diseño de Viga Exterior

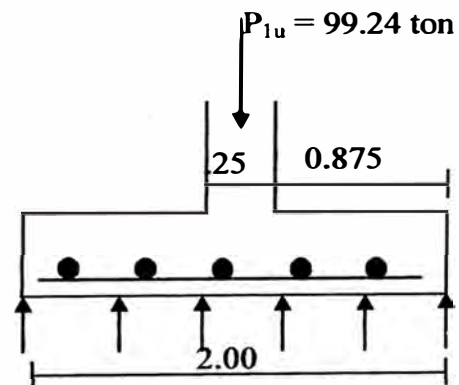
$$q_{Nu} = \frac{P_{1u}}{b} = \frac{99.24}{2.00} = 49.62 \text{ T/ml}$$

$$M_{um\acute{a}x} = 49.62 \times \frac{0.875^2}{2} = 19 \text{ fm}$$

$$A_s = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 280 \times 60 = 30.24 \text{ cm}^2$$

Usar: 11 ϕ 3/4" @.25



Refuerzo por montaje:

$$A_s \Rightarrow S = 36\phi = 36 \times 1.91 = 68.6 \text{ cm}$$

$$\text{Usar: } 5 \phi \text{ 3/8" @ } S = \frac{200 - 20}{4} = 45 \text{ cm}$$

Diseño de viga Interior:

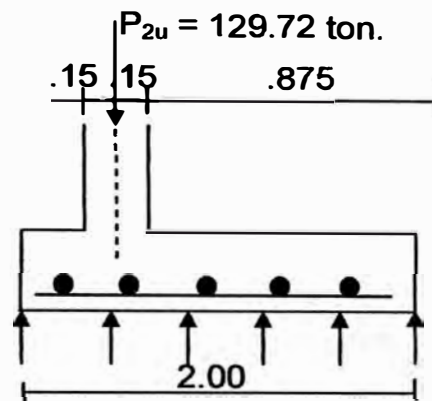
$$q_{Nu} = \frac{P_{2u}}{b} = \frac{129.72}{2.00} = 64.86 T / m$$

$$M_u = 64.86 x \left(\frac{0.875^2}{2} \right) = 24.8 T - m$$

$$\rightarrow A_s = 11.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.0018 x 90 x 60 = 9.72 \text{ cm}^2$$

Usar: $4 \phi \frac{3}{4}'' @ .20$

**Refuerzo por montaje:**

Usar: $5 \phi \frac{3}{8}'' @ .45 \text{ cm.}$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los resultados, observamos que los muros estructurales controlan las fuerzas laterales y los desplazamientos, evitando así las deformaciones y los desplazamientos mayores de la estructura que se pueden producir en caso de sismo.

En el diseño de vigas, la cantidad de refuerzo controla para obtener un comportamiento dúctil. En caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial, por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial – momento flexionante, tal como ocurre con la columna C1.

La concentración de toda la fuerza lateral en uno o dos muros implica introducir grandes fuerzas a las cimentaciones, por lo que se requiere una cimentación grande.

Debido a la excesiva excentricidad que se tiene en la base del muro cortante, es conveniente conectar la zapata del muro a las zapatas de las columnas más cercanas, con la finalidad de absorber los momentos flexionantes, y demás evitar el volteo de los muros.

Es conveniente confinar las zonas de encuentro entre viga y columna mediante la reducción de la separación de los estribos, de tal manera de conseguir la disipación de la energía sísmica.

En las zonas de encuentro de placas con vigas se debe poner un núcleo con mayor cantidad de acero, para un buen comportamiento sísmico.

Es recomendable usar mayor cantidad de muros cortantes en la estructuración para así tener placas de menores dimensiones, y con ellos obtener momentos flexionantes razonables en la base de los muros.

Los muros resisten en planos paralelos a la fuerza y no resiste la fuerzas perpendiculares a su plano, por ello hay que colocarlos en direcciones perpendiculares a su plano. Además es esencial tener cimentaciones adecuadas que den fijación total a su base y suficiente conexión de los muros cortantes a cada piso para transmitir la carga horizontal.

Para evitar fuertes torsiones en planta, se debe hacer una distribución regular de los muros cortantes, estableciendo simetría preferentemente. Así mismo procurar que los centro de masas y rigideces deben estar lo más cerca posibles. Para una mejor resistencia torsional se deben colocar los muros cortantes en la periferia de la planta.

Las fuerzas sísmicas y los desplazamientos laterales son parámetros que condicionan en gran medida, el proyecto de edificaciones en nuestro país.

BIBLIOGRAFÍA

PARK, R. Y PAULAY, T. México, Estructuras de Concreto Reforzado: Editorial Limunsa, S.A.

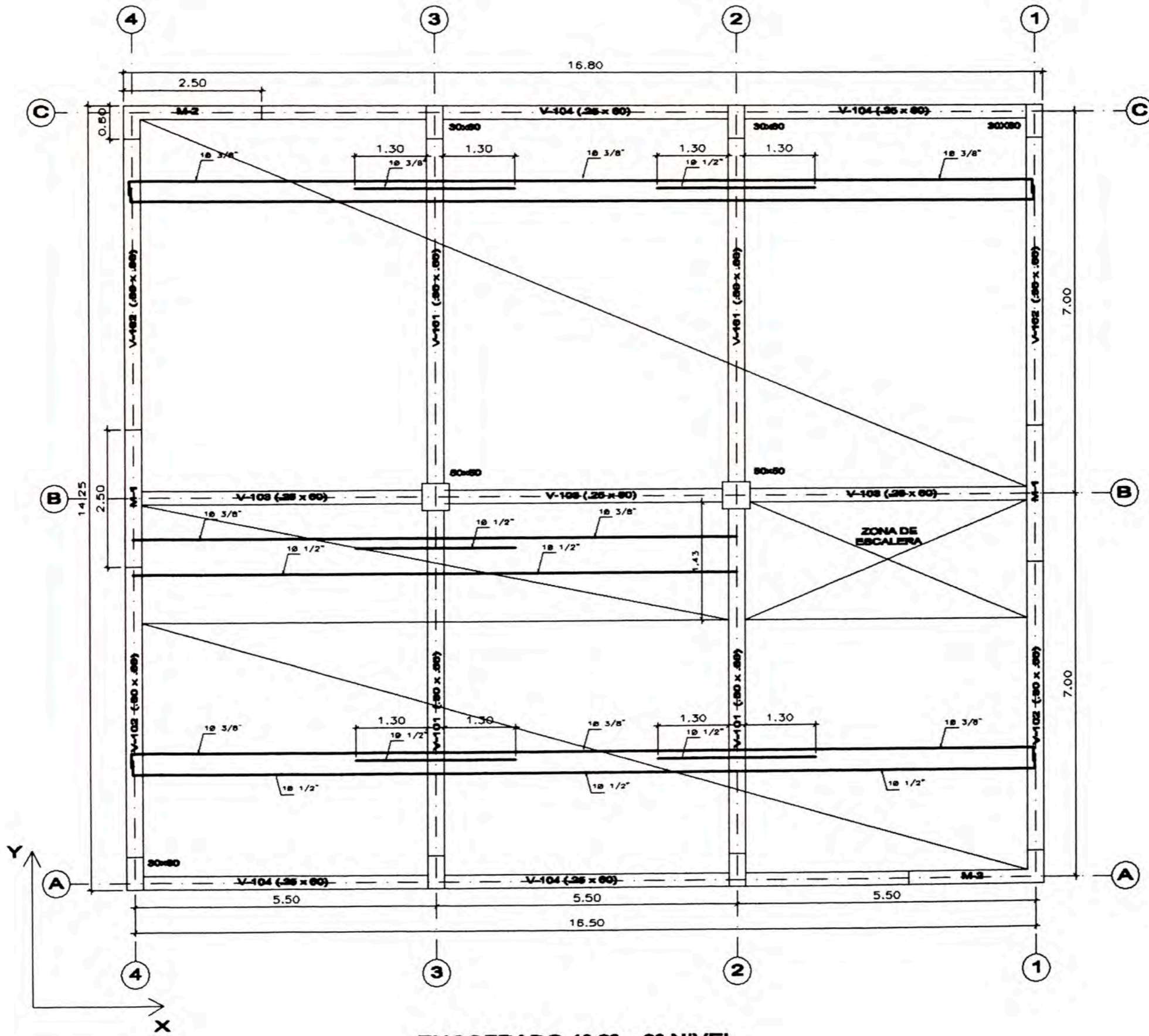
TEODORO E. HARMSSEN, Diseño de estructuras de concreto Armado, PUCP; Fondo Editorial 2002.

ROBERTO MORALES MORALES, Diseño en concreto Armado, II Congreso de estructuras y construcción, ACI – PERÚ, Lima - Perú 2000.

JULIO RIVERA FEIJOO, JAVIER PIQUÉ DEL POZO, ROBERTO MORALES MORALES, Diseño estructural Sismorresistente, Fondo Editorial ICG.

INFORME DE SUFICIENCIA: Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Cuatro Pisos, autor: MIARANDA VALENCIA, Luis Enrique.

ANEXOS



ENCOFRADO 1º, 2º y 3º NIVEL

FC = 280 Kg/cm²

ESQ. 1/75



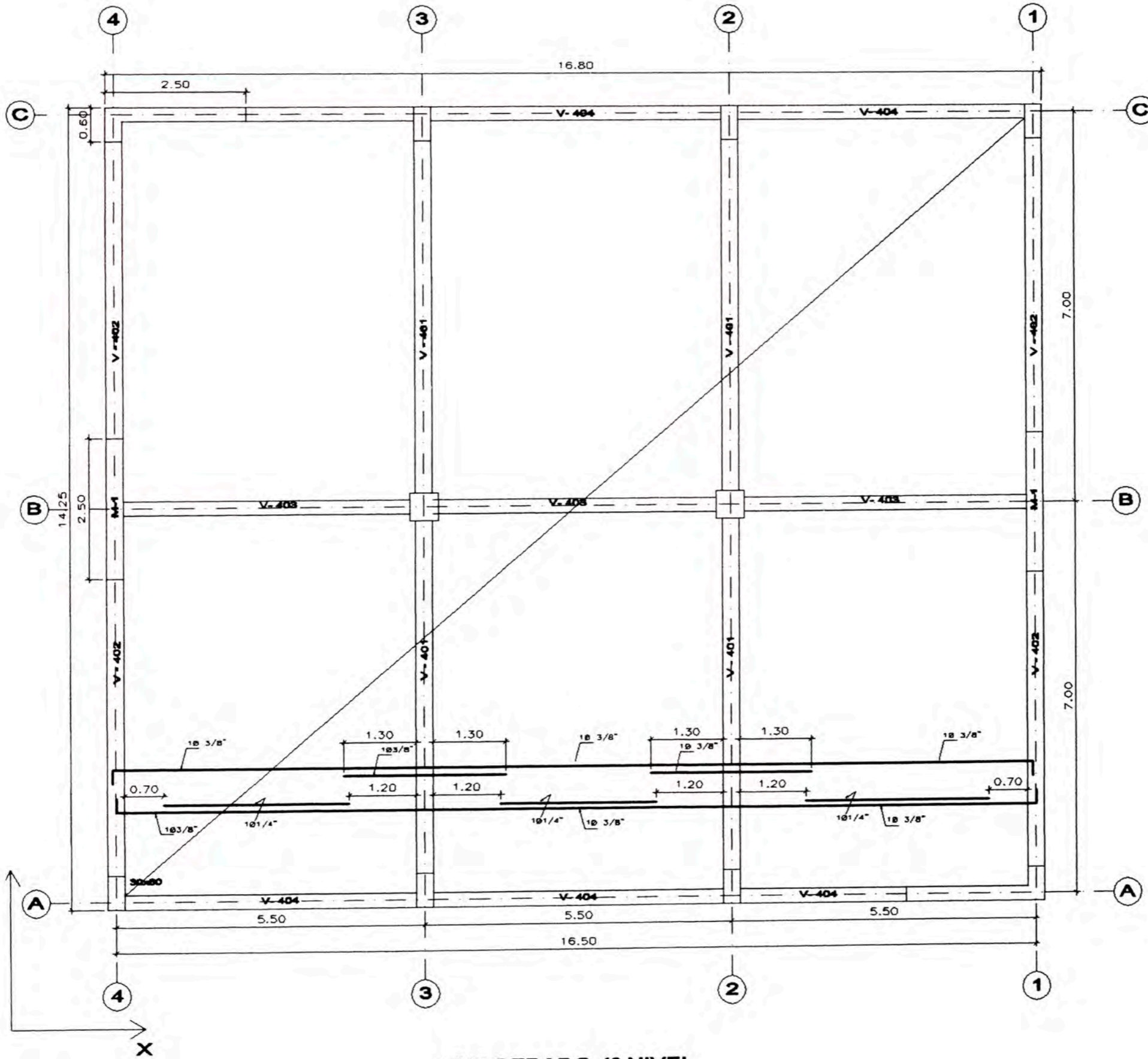
PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS
 DISEÑADOR: ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO

REVISOR: ING. JORGE GALLARDO TAPIA

OBJETO: ESTRUCTURAS

CLIENTE: LOSA ALIGERADA
 NIVEL 1, 2, 3


PLANO: E-01A



ENCOFRADO 4º NIVEL

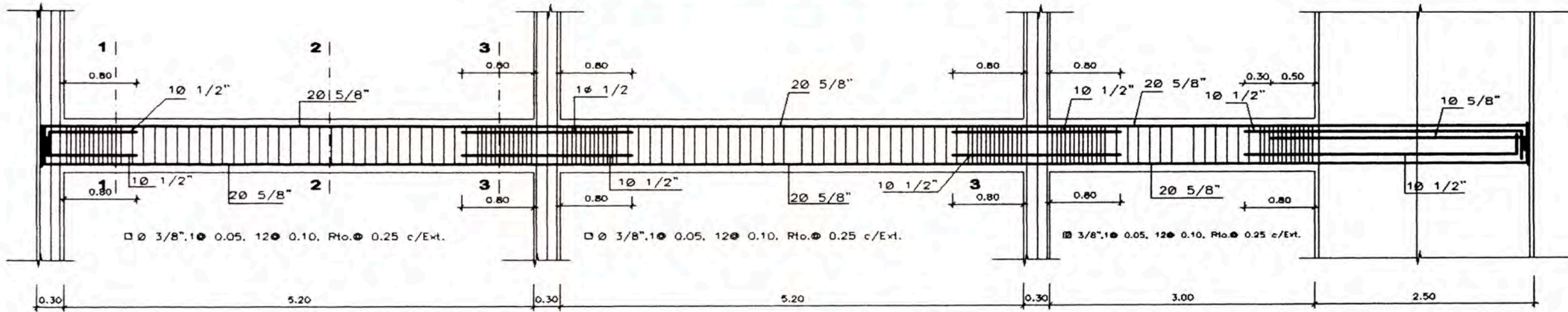
S/C = 190 Kg/m²

ESC. 1 / 75

	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004		PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS	DISEÑADO: ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARCO	EMPRESA: INC. JORGE GALLARDO TAPIA	TIPO DE OBRA: ESTRUCTURAS	NOMBRE DEL PROYECTO: LOSA ALIGERADA NIVEL 4	ESCALA: 1 / 75	FECHA: 11/07/2004	LÍNEA: E-01B
	INC. JORGE GALLARDO TAPIA									

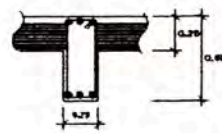
PORTICOS A-C

DETALLES DE VIGAS - NIVEL 1, 2 y 3

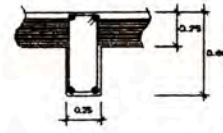


V-104,204,304 (0.25 x 0.60)

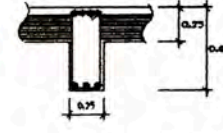
ESCALA: 1:50



CORTE: 1-1

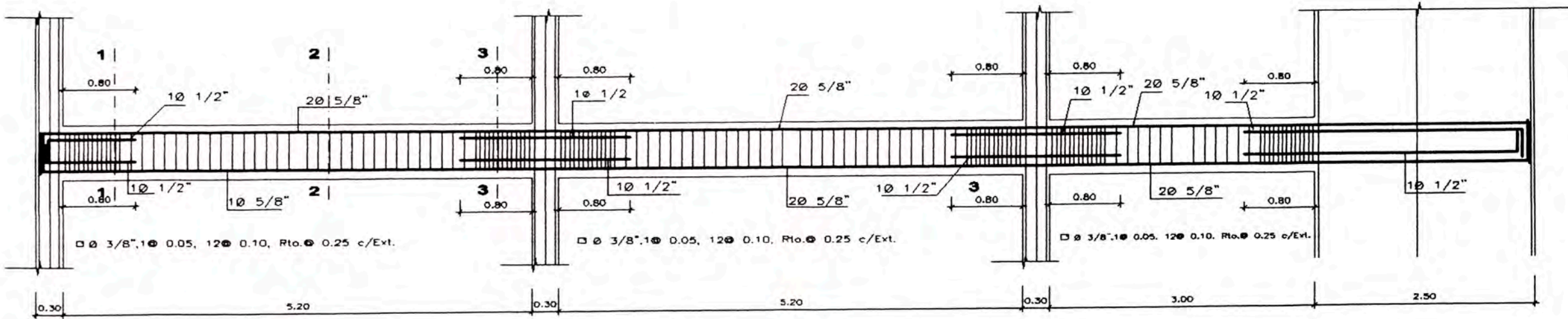


CORTE: 2-2



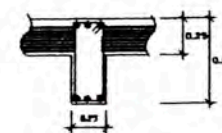
CORTE: 3-3

DETALLES DE VIGAS - NIVEL 4

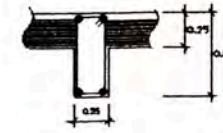


V-404 (0.25 x 0.60)

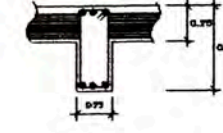
ESCALA: 1:50



CORTE: 1-1



CORTE: 2-2



CORTE: 3-3

E-02D

VIGAS
PORTICOS A-C - NIVEL 1, 2, 3 y 4

ESTRUCTURAS

TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004

ING. JORGE GALLARDO TAPIA

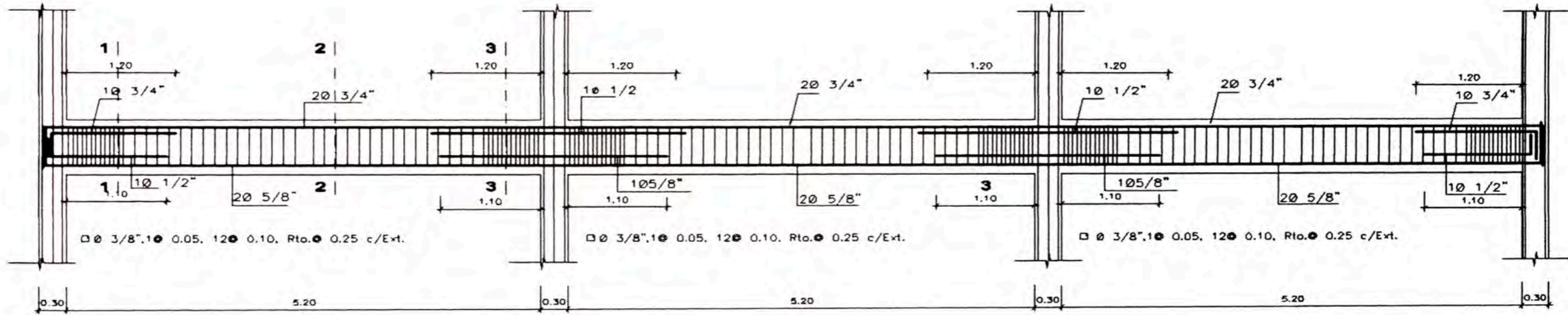
ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARCO

EDIFICIO PARA OFICINAS

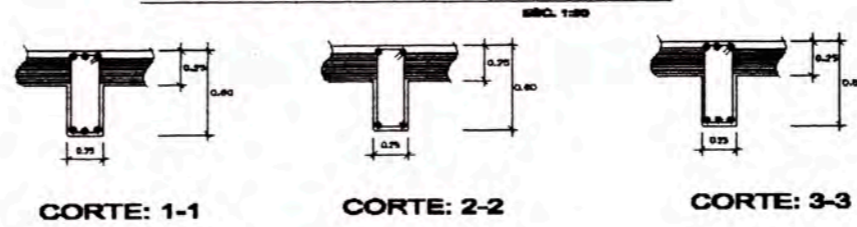


PORTICO B

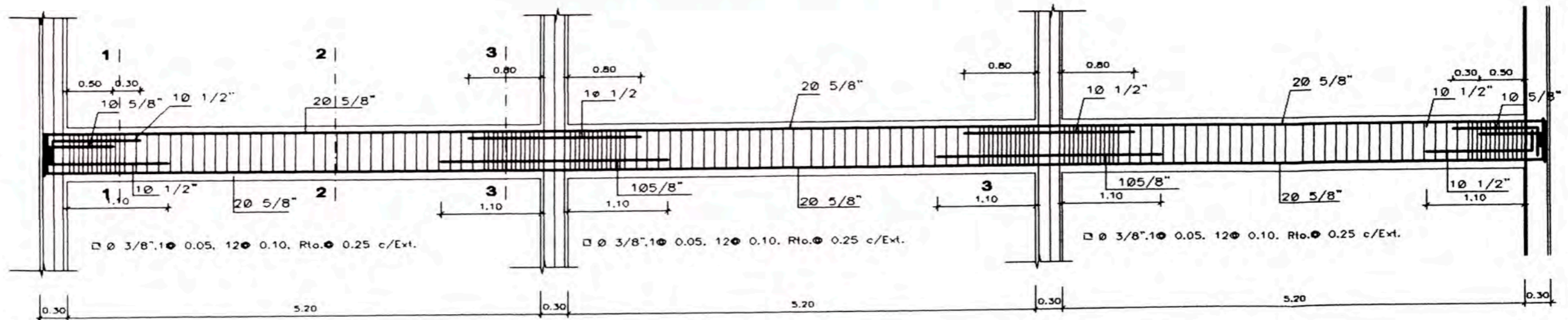
DETALLES DE VIGAS - NIVEL 1, 2 y 3



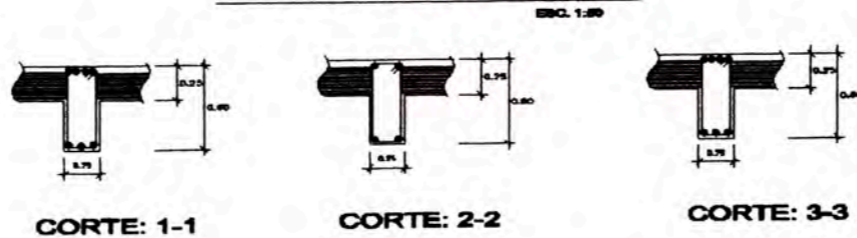
V-103 ,203,303 (0.25 x 0.60)



DETALLES DE VIGAS - NIVEL 4



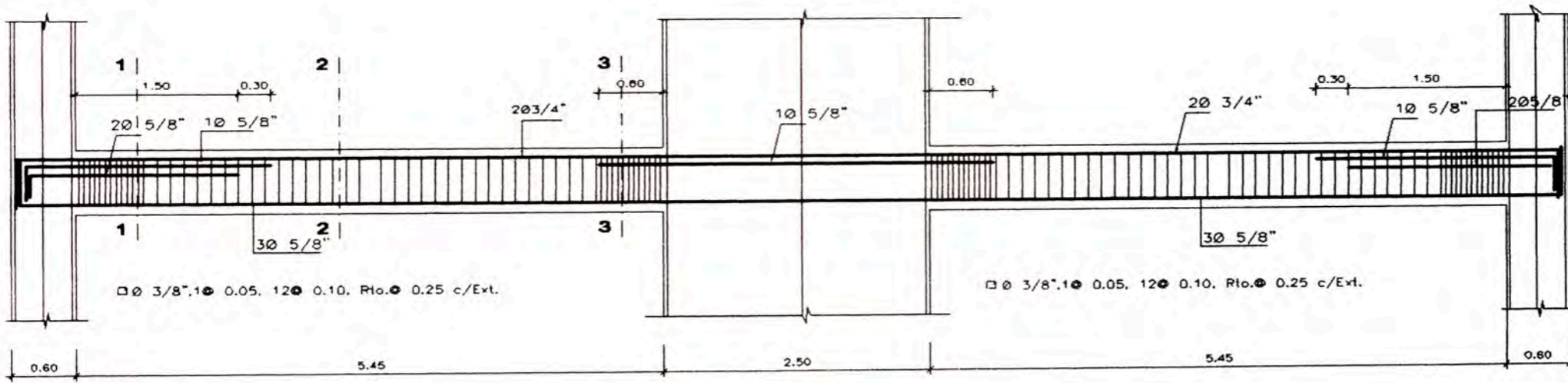
V-403 (0.25 x 0.60)



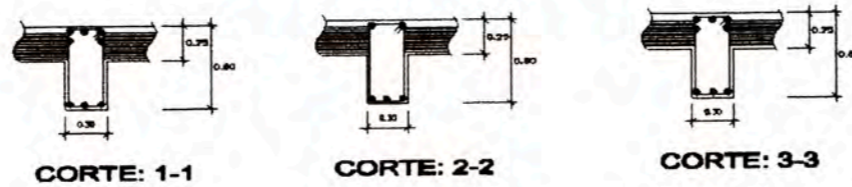
	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004 EDIFICIO PARA OFICINAS	INGENIERO ING. JORGE GALLARDO TAPIA	PROYECTO PORTICO B - NIVEL 1, 2, 3 y 4	PLAN E-02C
	ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO	ESTRUCTURAS	ESCALA: 1/20 PROY. MAR. 2002	

PORTICOS 1-4

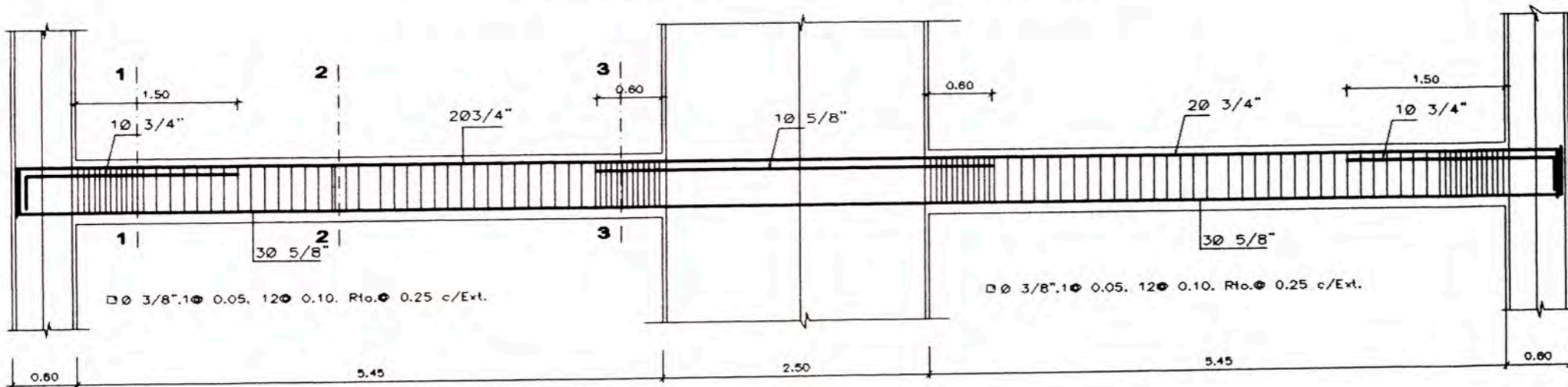
DETALLES DE VIGAS - NIVEL 1, 2 y 3



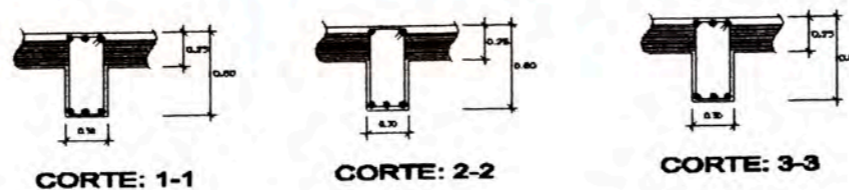
V-102,202,302 (0.30 x 0.60)




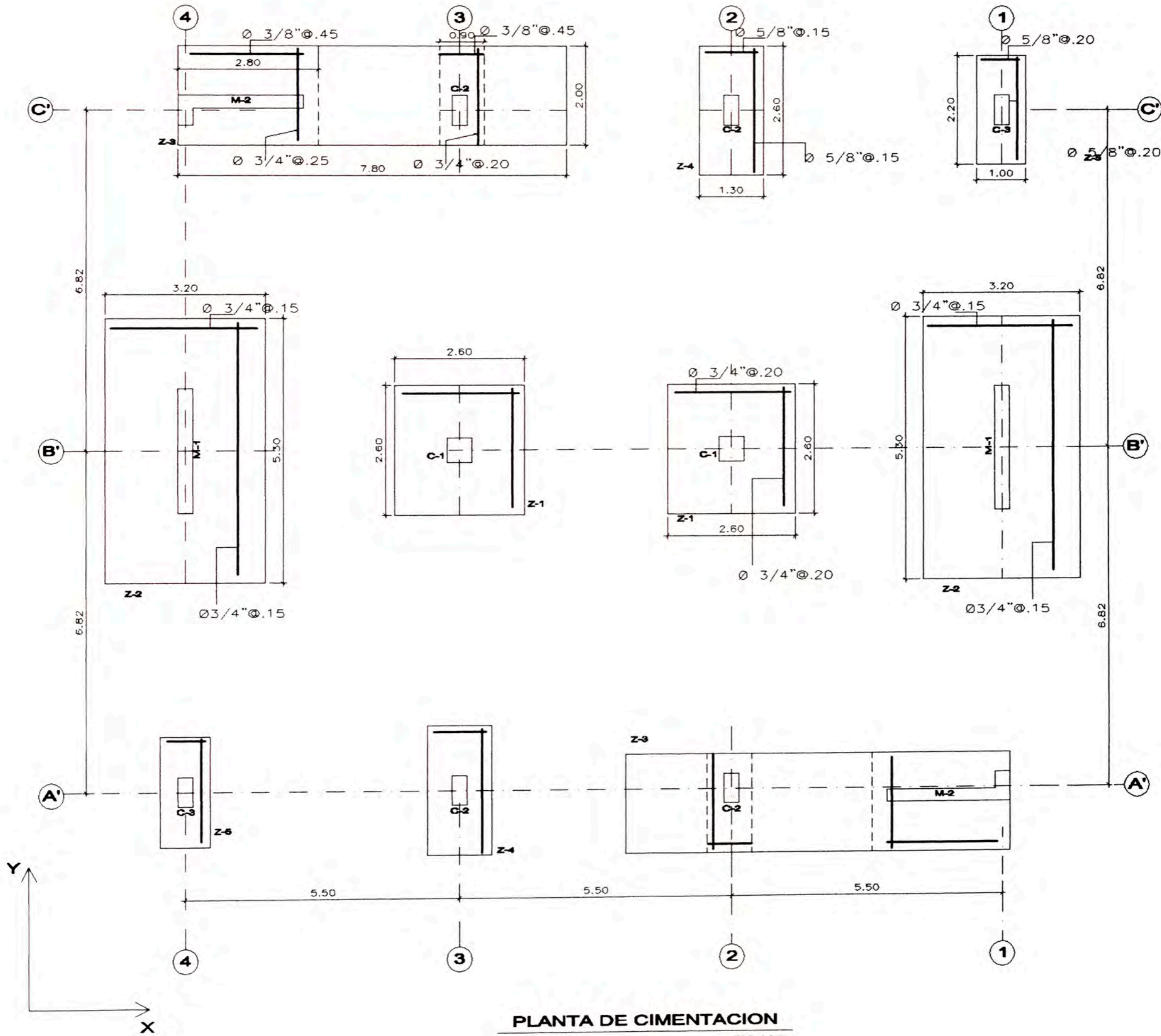
DETALLES DE VIGAS - NIVEL 4



V - 402 (0.30 x 0.60)




	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004	VIGAS	E-02B
	EDIFICIO PARA OFICINAS	ESTRUCTURAS	PORTICOS 1-4 - NIVEL 1, 2, 3 y 4
PROYECTA	ING. JORGE GALLARDO TAPIA	DISEÑO	REVISOR
COLABORADOR	ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO	VERIFICACION	APROBACION

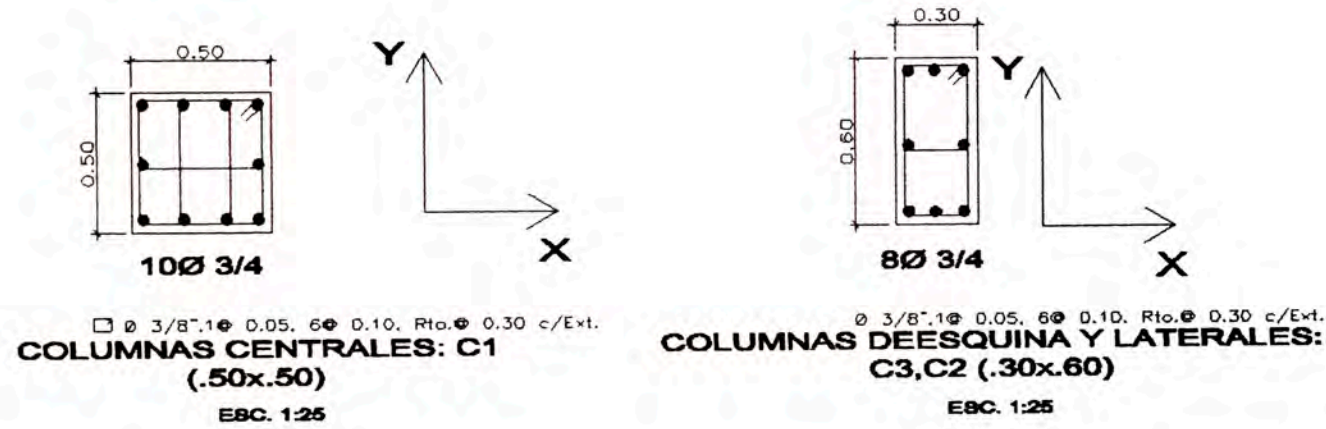


PLANTA DE CIMENTACION

ESC. 1/75

	PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS	DISEÑADOR: ROLANDO ALFREDO MACURI CANARCO	INGENIERO: INC. JORGE GALLARDO TAPIA	TIPO DE OBRA: ESTRUCTURAS	PLAN: V I G A S PORTICOS 1-4- NIVEL 1, 2, 3 y 4	ESCALA: 1/75 FECHA: FEB. 2004	LAMINA: E-04
	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004						

DETALLES DE COLUMNAS

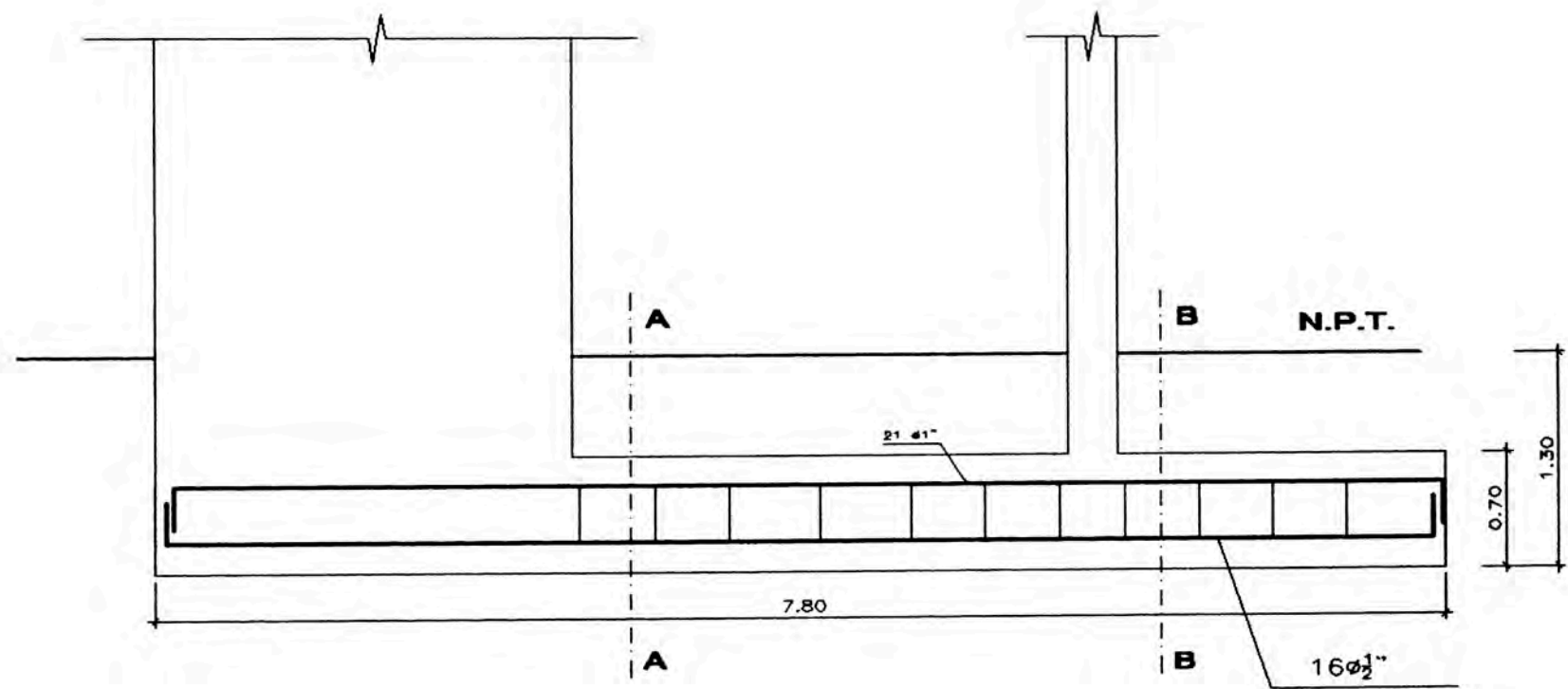


DETALLES DE MUROS ESTRUCTURALES



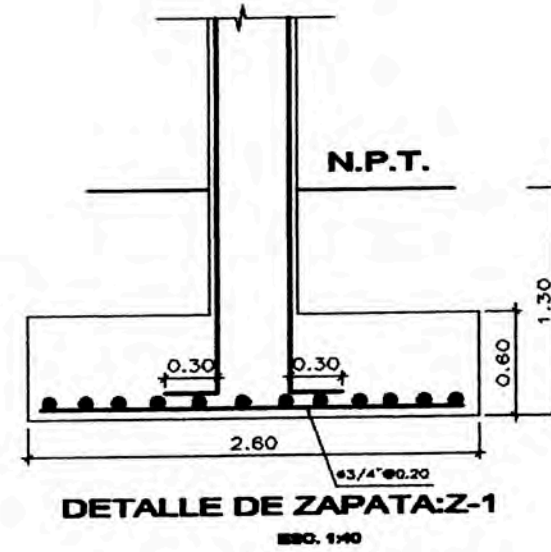
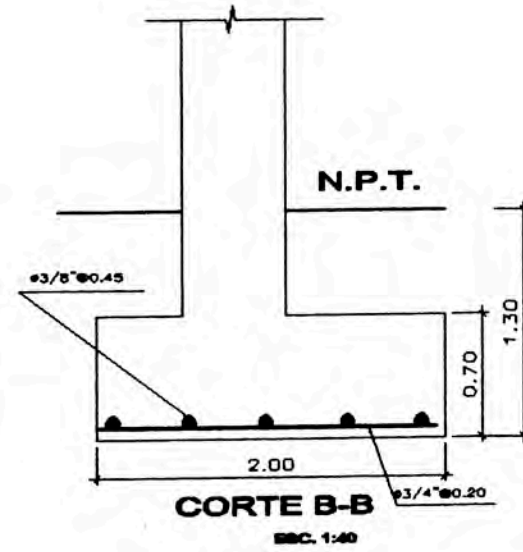
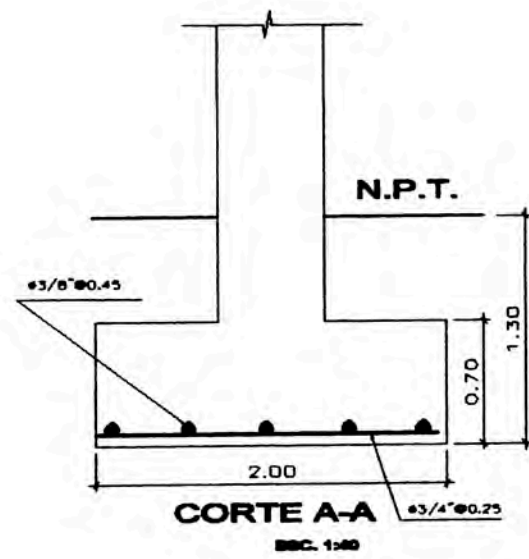
Lema	E-03
Piso	COLUMNAS-PLACAS
Estructura	ESTRUCTURAS
Autor	ING. JORGE GALLARDO TAPIA
Diseño	ING. ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO
Proyecto	EDIFICIO PARA OFICINAS
Título	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004




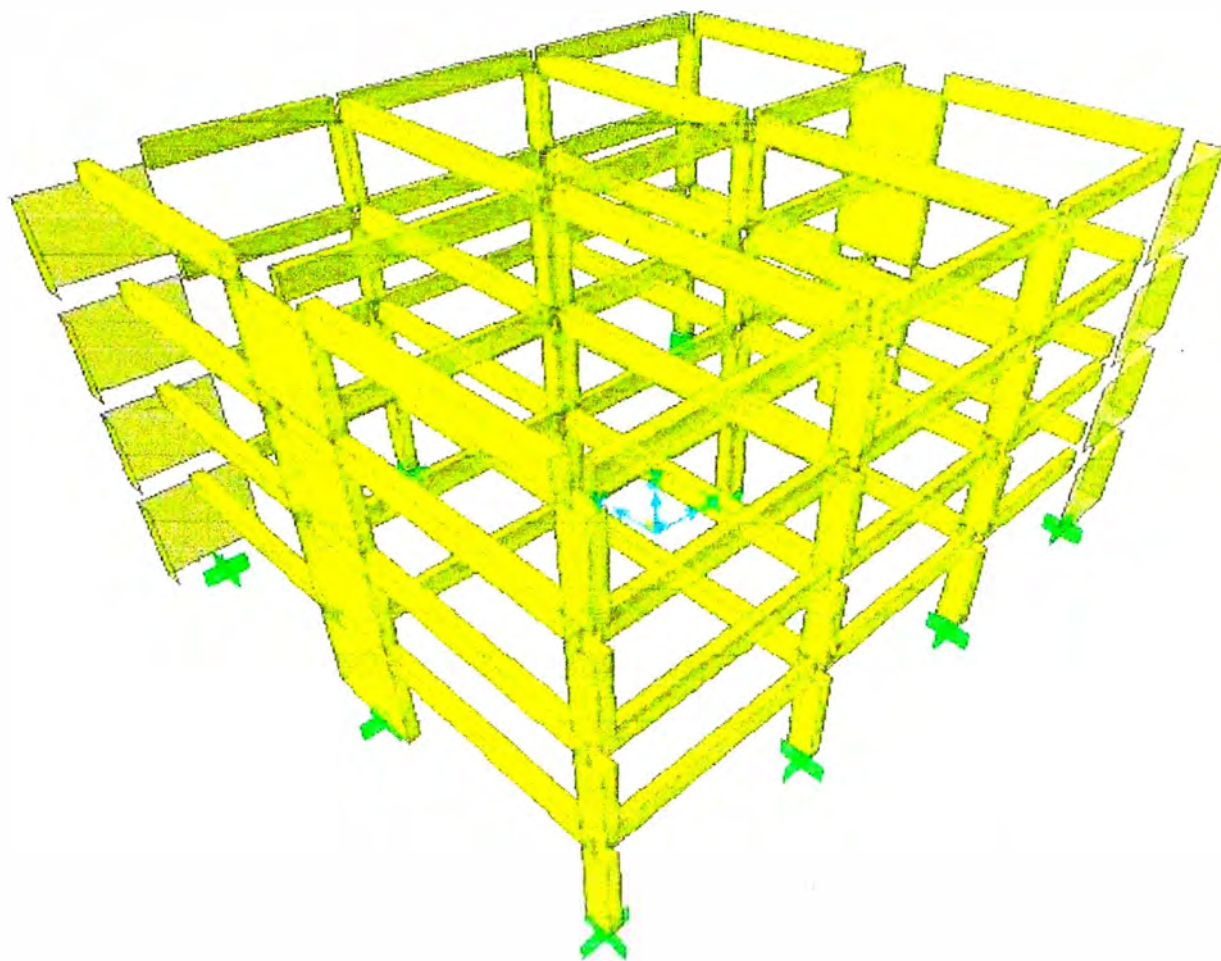


ZAPATA COMBINADA M-2:C2

ESC. 1:40

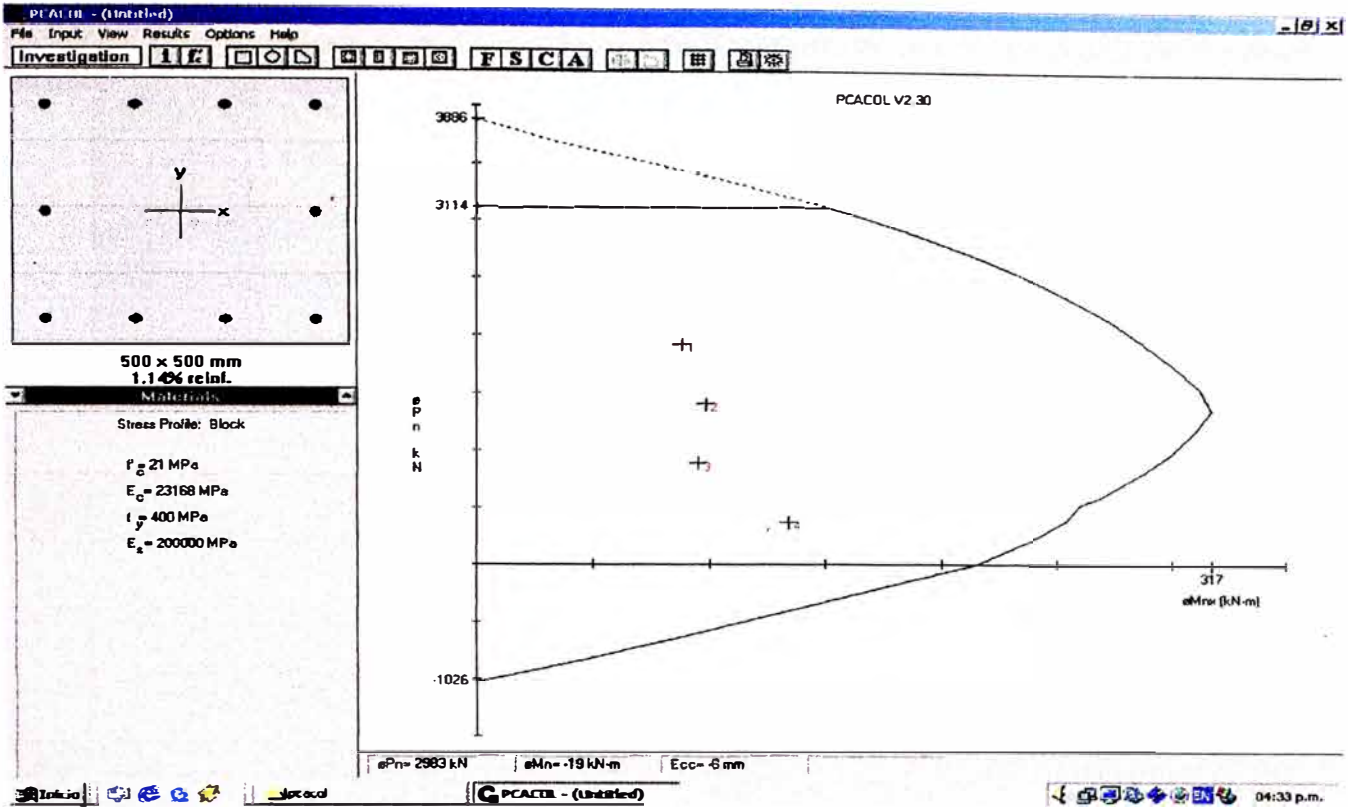


	TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS 2004		PLAN	E-04
	OFICINA	EDIFICIO PARA OFICINAS	AUTOR	ING. JORGE GALLARDO TAPIA
		DISEÑADOR	ZAPATAS ESTRUCTURAS	ESCALA
		REVISOR	ING. ROLANDO ALFREDO MACURI CAMARGO	FECHA

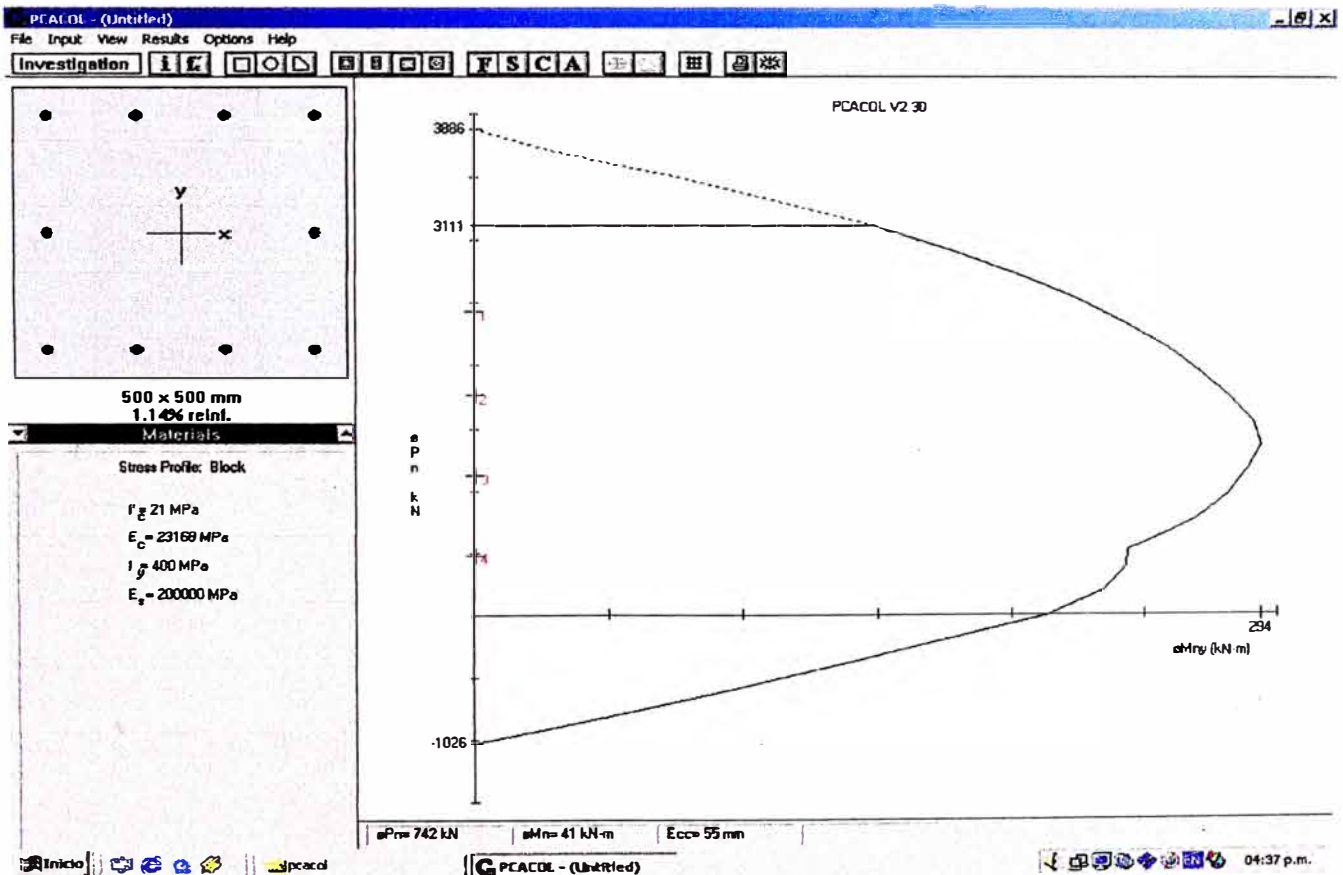


VISTA ISOMETRICA - SEGUN SAP2000

COLUMNA TIPO: C1 (0.50x0.50)

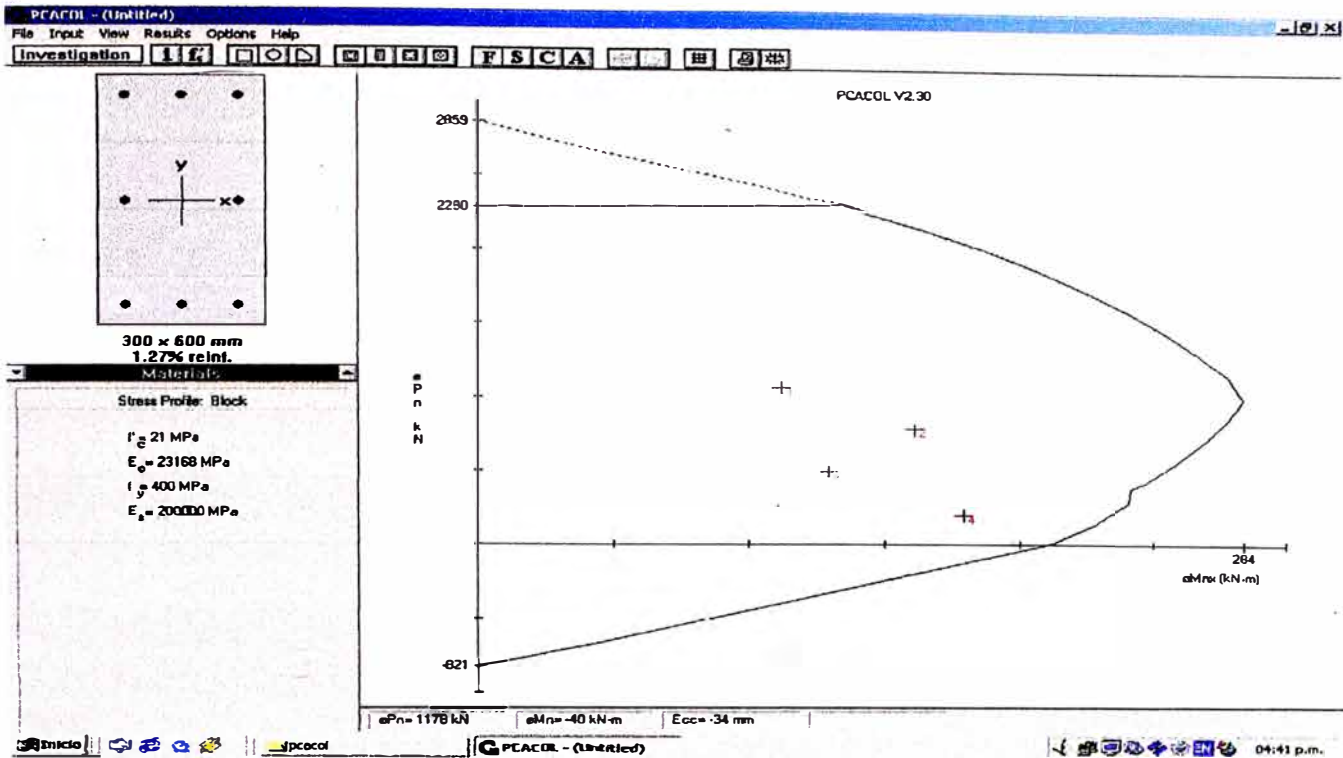


Momento uniaxial alrededor del eje X

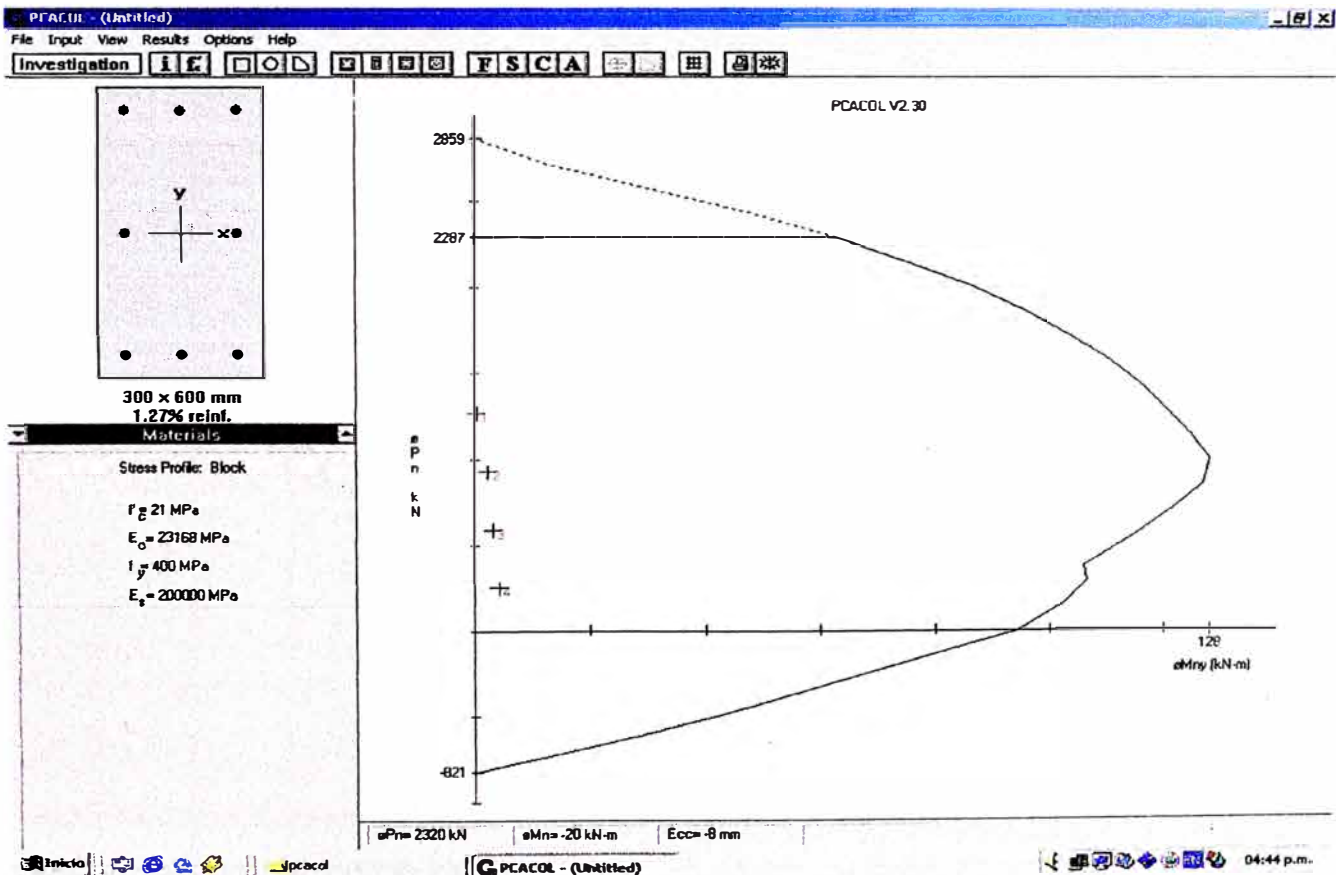


Momento uniaxial alrededor del eje Y

COLUMNA TIPO: C2 (0.30x0.60)

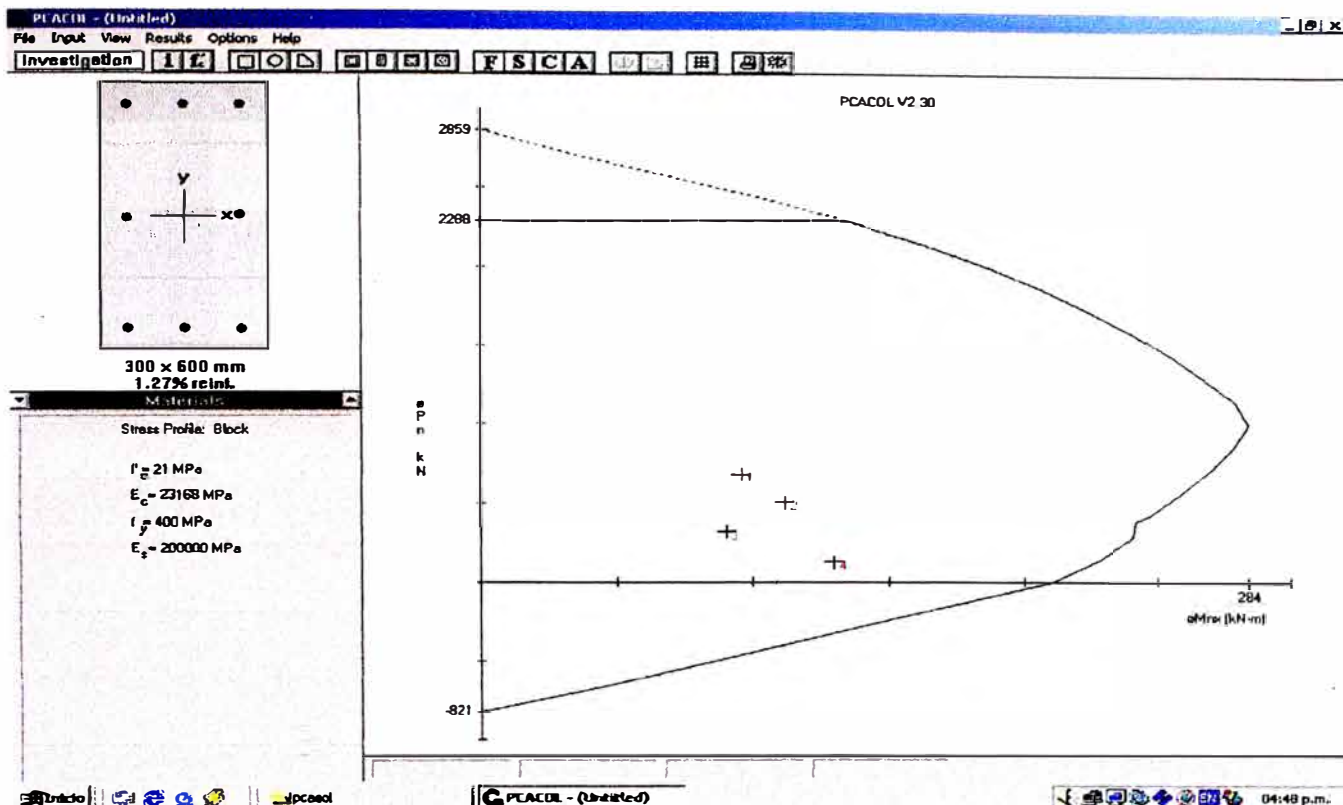


Momento uniaxial alrededor del eje X

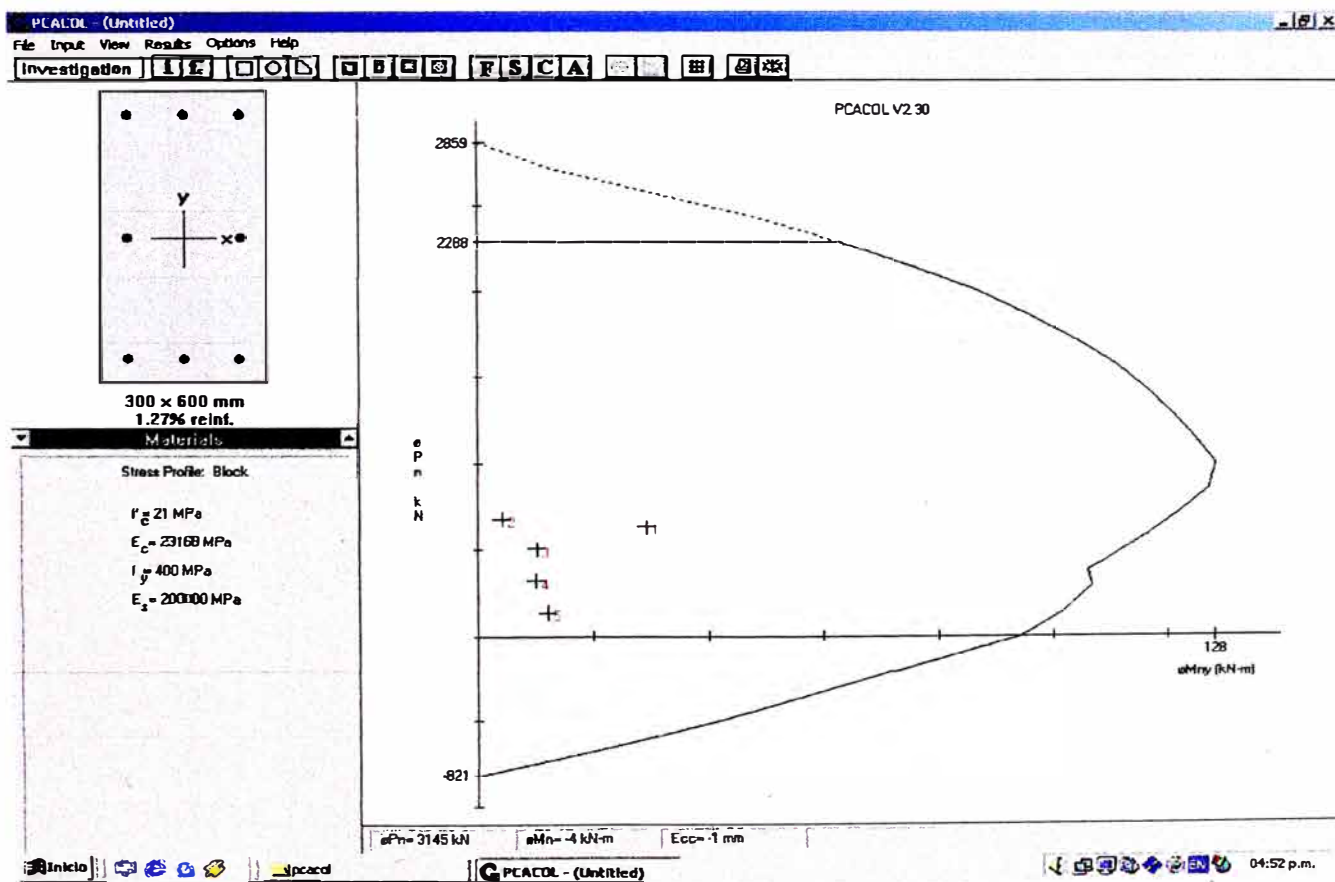


Momento uniaxial alrededor del eje Y

COLUMNA TIPO: C3 (0.30x0.60)

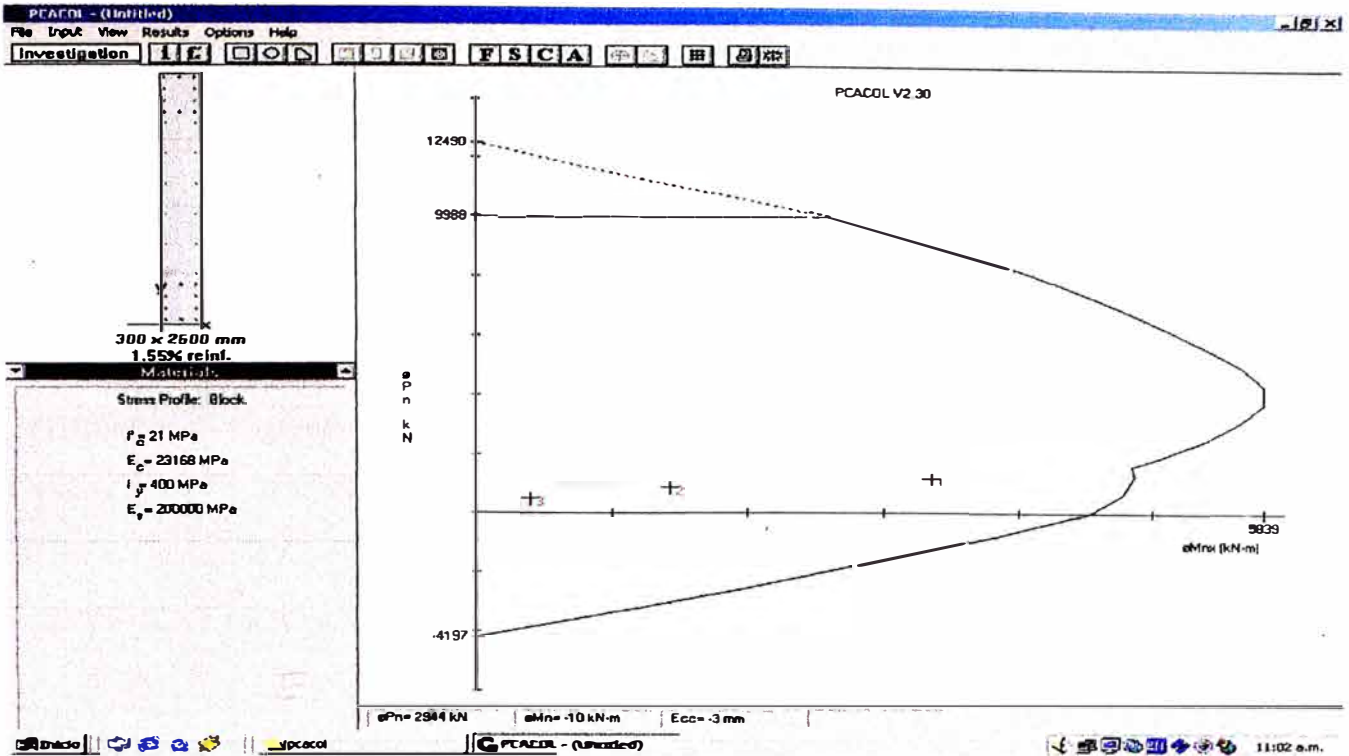


Momento uniaxial alrededor del eje X

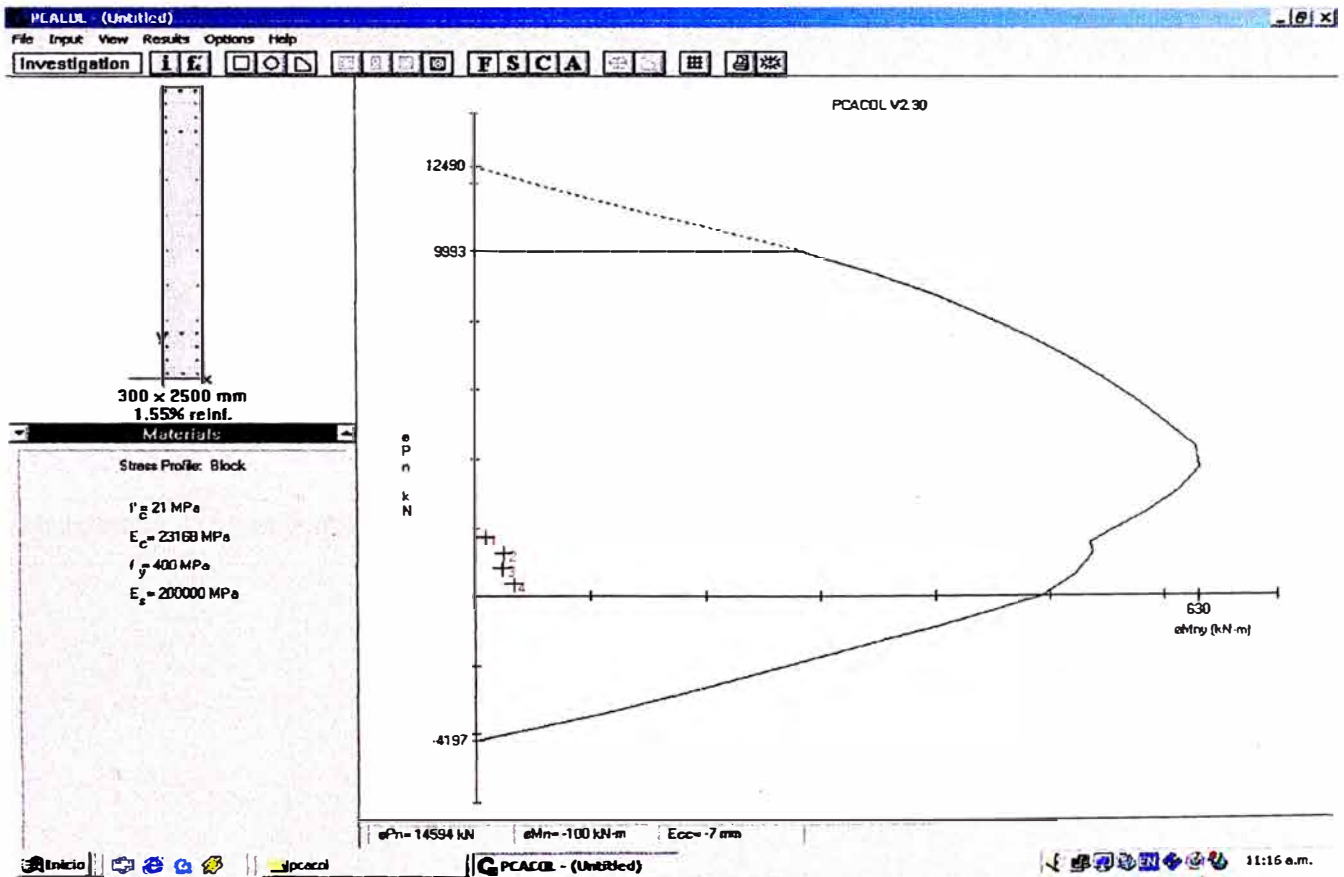


Momento uniaxial alrededor del eje Y

MURO ESTRUCTURAL TIPO: M-1 (0.30x2.50)

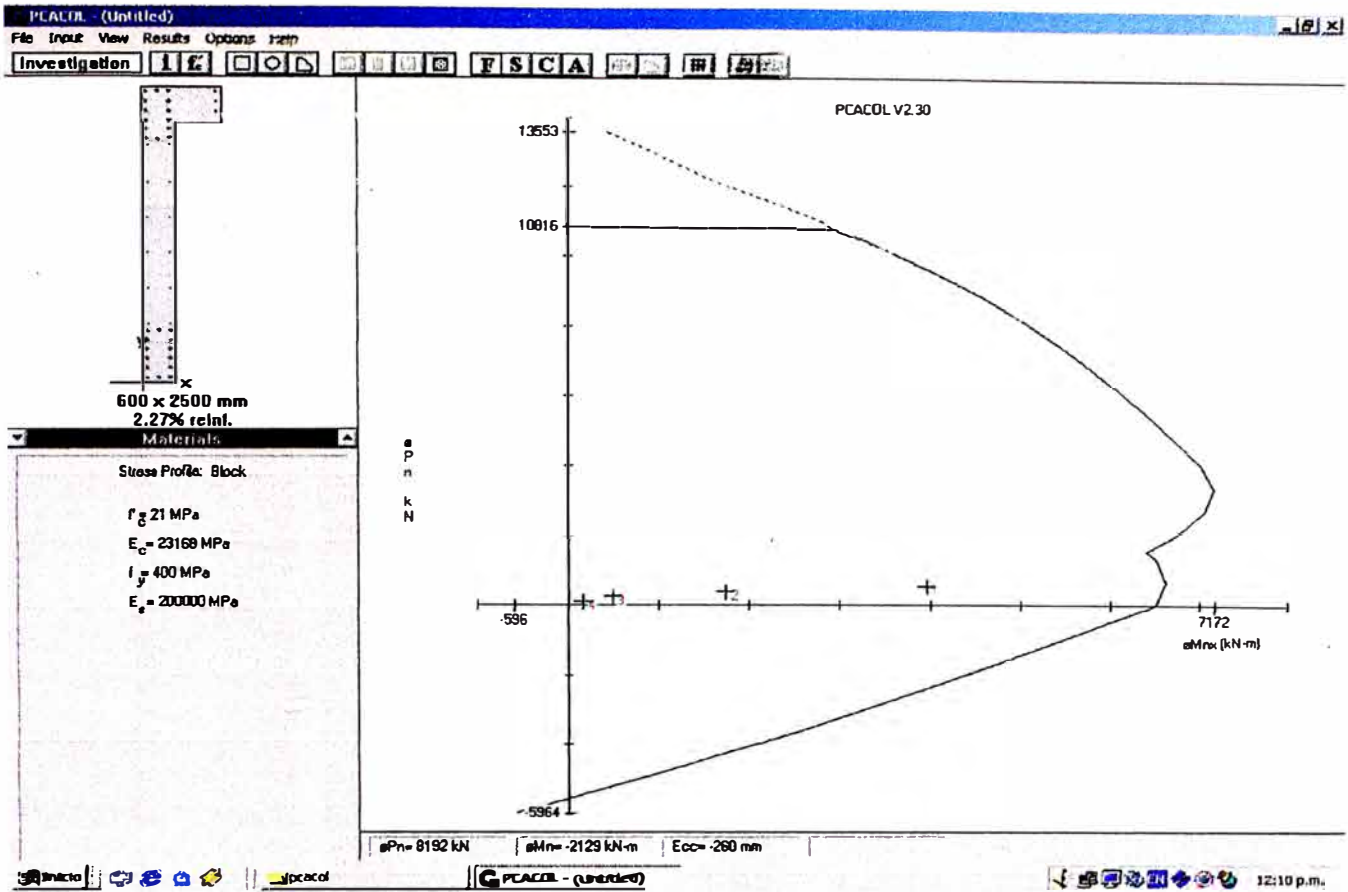


Momento uniaxial alrededor del eje X

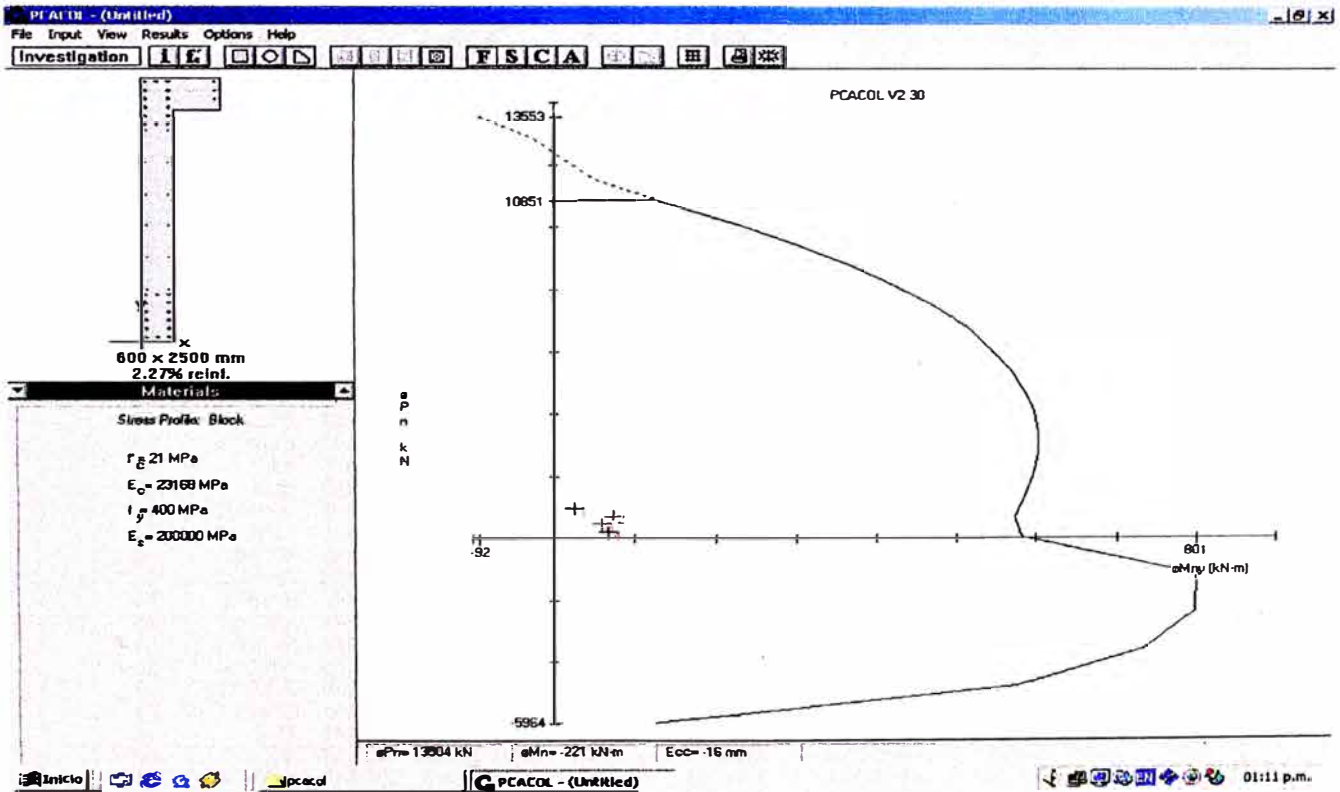


Momento uniaxial alrededor del eje Y

CURO ESTRUCTURAL TIPO: M-2 (0.25x2.50)



Momento uniaxial alrededor del eje X



Momento uniaxial alrededor del eje Y

PORTICO TIPO IV - EJE B
FUERZAS EN VIGAS EJE - X - DEBIDO A LA ENVOLVENTE

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
61	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.5937	2.776E-17	1.069E-16	5.80792
61	0.61364	ENVOL	Combination	Max	0.9943	2.776E-17	9.399E-17	5.43979
61	1.07727	ENVOL	Combination	Max	1.3949	2.776E-17	8.112E-17	4.88595
61	1.54091	ENVOL	Combination	Max	1.7954	2.776E-17	6.825E-17	4.41445
61	2.00455	ENVOL	Combination	Max	2.196	2.776E-17	5.564E-17	3.81169
61	2.46818	ENVOL	Combination	Max	2.5966	2.776E-17	6.851E-17	2.8838
61	2.93182	ENVOL	Combination	Max	3.0532	2.776E-17	8.137E-17	2.40779
61	3.39545	ENVOL	Combination	Max	3.7545	2.776E-17	9.424E-17	3.46912
61	3.85909	ENVOL	Combination	Max	4.4557	2.776E-17	1.071E-16	4.38464
61	4.32273	ENVOL	Combination	Max	5.157	2.776E-17	1.2E-16	5.18845
61	4.78636	ENVOL	Combination	Max	5.8582	2.776E-17	1.329E-16	5.77946
61	5.25	ENVOL	Combination	Max	6.5595	2.776E-17	1.457E-16	6.11253
61	0.15	ENVOL	Combination	Min	-7.234	-2.777E-17	-1.069E-16	-12.04331
61	0.61364	ENVOL	Combination	Min	-6.5328	-2.777E-17	-9.405E-17	-8.85191
61	1.07727	ENVOL	Combination	Min	-5.8315	-2.777E-17	-8.117E-17	-6.17157
61	1.54091	ENVOL	Combination	Min	-5.1303	-2.777E-17	-6.83E-17	-3.7749
61	2.00455	ENVOL	Combination	Min	-4.429	-2.777E-17	-5.567E-17	-1.63618
61	2.46818	ENVOL	Combination	Min	-3.7784	-2.777E-17	-6.853E-17	0.24459
61	2.93182	ENVOL	Combination	Min	-3.222	-2.777E-17	-8.139E-17	0.80398
61	3.39545	ENVOL	Combination	Min	-2.6657	-2.777E-17	-9.425E-17	-0.66945
61	3.85909	ENVOL	Combination	Min	-2.1093	-2.777E-17	-1.071E-16	-2.33764
61	4.32273	ENVOL	Combination	Min	-1.5529	-2.777E-17	-1.2E-16	-4.19156
61	4.78636	ENVOL	Combination	Min	-0.9966	-2.777E-17	-1.328E-16	-6.63279
61	5.25	ENVOL	Combination	Min	-0.4402	-2.777E-17	-1.457E-16	-9.51143
62	0.15	ENVOL	Combination	Max	1.2373	1.11E-16	2.22E-16	7.47363
62	0.61364	ENVOL	Combination	Max	1.6379	1.11E-16	2.22E-16	6.8071
62	1.07727	ENVOL	Combination	Max	2.0385	1.11E-16	2.22E-16	5.95486
62	1.54091	ENVOL	Combination	Max	2.4391	1.11E-16	2.22E-16	5.04332
62	2.00455	ENVOL	Combination	Max	2.8396	1.11E-16	2.22E-16	4.19102
62	2.46818	ENVOL	Combination	Max	3.2402	1.11E-16	2.22E-16	3.01359
62	2.93182	ENVOL	Combination	Max	3.6408	1.11E-16	2.22E-16	2.44262
62	3.39545	ENVOL	Combination	Max	4.2927	1.11E-16	2.22E-16	4.20103
62	3.85909	ENVOL	Combination	Max	4.9939	1.11E-16	2.22E-16	5.70498
62	4.32273	ENVOL	Combination	Max	5.6952	1.11E-16	2.579E-16	7.13566
62	4.78636	ENVOL	Combination	Max	6.3964	1.11E-16	3.093E-16	8.3084
62	5.25	ENVOL	Combination	Max	7.0977	1.11E-16	3.608E-16	9.22318
62	0.15	ENVOL	Combination	Min	-8.4245	-1.11E-16	-2.22E-16	-15.17527
62	0.61364	ENVOL	Combination	Min	-7.7233	-1.11E-16	-2.22E-16	-11.53298
62	1.07727	ENVOL	Combination	Min	-7.022	-1.11E-16	-2.22E-16	-8.29664
62	1.54091	ENVOL	Combination	Min	-6.3208	-1.11E-16	-2.22E-16	-5.31825
62	2.00455	ENVOL	Combination	Min	-5.6195	-1.11E-16	-2.22E-16	-2.5978
62	2.46818	ENVOL	Combination	Min	-5.0331	-1.11E-16	-2.22E-16	-0.13531
62	2.93182	ENVOL	Combination	Min	-4.4767	-1.11E-16	-2.22E-16	0.6881
62	3.39545	ENVOL	Combination	Min	-3.9204	-1.11E-16	-2.22E-16	-1.09275
62	3.85909	ENVOL	Combination	Min	-3.364	-1.11E-16	-2.22E-16	-3.05934
62	4.32273	ENVOL	Combination	Min	-2.8076	-1.11E-16	-2.579E-16	-5.21165
62	4.78636	ENVOL	Combination	Min	-2.2513	-1.11E-16	-3.093E-16	-7.75093
62	5.25	ENVOL	Combination	Min	-1.6949	-1.11E-16	-3.608E-16	-10.8791
63	0.15	ENVOL	Combination	Max	1.2676	2.222E-16	4.267E-16	7.51983
63	0.61364	ENVOL	Combination	Max	1.6681	2.222E-16	3.752E-16	6.83927
63	1.07727	ENVOL	Combination	Max	2.0687	2.222E-16	3.237E-16	5.973
63	1.54091	ENVOL	Combination	Max	2.4693	2.222E-16	2.722E-16	4.95258
63	2.00455	ENVOL	Combination	Max	2.8699	2.222E-16	2.208E-16	4.1208
63	2.46818	ENVOL	Combination	Max	3.2705	2.222E-16	1.693E-16	2.96388
63	2.93182	ENVOL	Combination	Max	3.6711	2.222E-16	2.061E-16	2.48768
63	3.39545	ENVOL	Combination	Max	4.2484	2.222E-16	3.091E-16	4.48703
63	3.85909	ENVOL	Combination	Max	4.9497	2.222E-16	4.12E-16	6.25866
63	4.32273	ENVOL	Combination	Max	5.6509	2.222E-16	5.15E-16	7.92231
63	4.78636	ENVOL	Combination	Max	6.3522	2.222E-16	6.18E-16	9.328
63	5.25	ENVOL	Combination	Max	7.0534	2.222E-16	7.21E-16	10.47575
63	0.15	ENVOL	Combination	Min	-8.8705	-2.222E-16	-4.288E-16	-16.33672
63	0.61364	ENVOL	Combination	Min	-8.1692	-2.222E-16	-3.772E-16	-12.60947
63	1.07727	ENVOL	Combination	Min	-7.468	-2.222E-16	-3.257E-16	-9.14017

Frame	Station	Output Case	Case Type	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Type	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
63	1.54091	ENVOL	Combination	Min	-6.7667	-2.222E-16	-2.742E-16	-5.92882
63	2.00455	ENVOL	Combination	Min	-6.0919	-2.222E-16	-2.226E-16	-2.97542
63	2.46818	ENVOL	Combination	Min	-5.5355	-2.222E-16	-1.712E-16	-0.27998
63	2.93182	ENVOL	Combination	Min	-4.9792	-2.222E-16	-2.081E-16	0.65065
63	3.39545	ENVOL	Combination	Min	-4.4228	-2.222E-16	-3.111E-16	-1.14424
63	3.85909	ENVOL	Combination	Min	-3.8664	-2.222E-16	-4.141E-16	-3.12486
63	4.32273	ENVOL	Combination	Min	-3.3101	-2.222E-16	-5.172E-16	-5.29121
63	4.78636	ENVOL	Combination	Min	-2.7537	-2.222E-16	-6.202E-16	-7.69756
63	5.25	ENVOL	Combination	Min	-2.1973	-2.222E-16	-7.232E-16	-10.80522
64	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.5233	2.222E-16	4.443E-16	5.24056
64	0.61364	ENVOL	Combination	Max	0.8613	2.222E-16	4.442E-16	4.9196
64	1.07727	ENVOL	Combination	Max	1.1993	2.222E-16	4.441E-16	4.44194
64	1.54091	ENVOL	Combination	Max	1.5372	2.222E-16	4.441E-16	3.86559
64	2.00455	ENVOL	Combination	Max	1.8752	2.222E-16	4.441E-16	3.37349
64	2.46818	ENVOL	Combination	Max	2.2132	2.222E-16	4.441E-16	2.62344
64	2.93182	ENVOL	Combination	Max	2.5512	2.222E-16	4.441E-16	2.09961
64	3.39545	ENVOL	Combination	Max	3.0087	2.222E-16	4.441E-16	3.18721
64	3.85909	ENVOL	Combination	Max	3.565	2.222E-16	4.441E-16	4.45242
64	4.32273	ENVOL	Combination	Max	4.1214	2.222E-16	5.157E-16	5.55529
64	4.78636	ENVOL	Combination	Max	4.6777	2.222E-16	6.187E-16	6.44051
64	5.25	ENVOL	Combination	Max	5.2341	2.222E-16	7.216E-16	7.10809
64	0.15	ENVOL	Combination	Min	-6.6335	-2.22E-16	-4.446E-16	-12.2093
64	0.61364	ENVOL	Combination	Min	-6.0771	-2.22E-16	-4.446E-16	-9.365
64	1.07727	ENVOL	Combination	Min	-5.5207	-2.22E-16	-4.446E-16	-6.73834
64	1.54091	ENVOL	Combination	Min	-4.9644	-2.22E-16	-4.446E-16	-4.32933
64	2.00455	ENVOL	Combination	Min	-4.4918	-2.22E-16	-4.446E-16	-2.13796
64	2.46818	ENVOL	Combination	Min	-4.0223	-2.22E-16	-4.446E-16	-0.16424
64	2.93182	ENVOL	Combination	Min	-3.5529	-2.22E-16	-4.446E-16	0.85553
64	3.39545	ENVOL	Combination	Min	-3.0835	-2.22E-16	-4.446E-16	-0.2986
64	3.85909	ENVOL	Combination	Min	-2.614	-2.22E-16	-4.446E-16	-1.71622
64	4.32273	ENVOL	Combination	Min	-2.1446	-2.22E-16	-5.163E-16	-3.29054
64	4.78636	ENVOL	Combination	Min	-1.6752	-2.22E-16	-6.193E-16	-5.02157
64	5.25	ENVOL	Combination	Min	-1.2057	-2.22E-16	-7.223E-16	-7.29435
65	0.25	ENVOL	Combination	Max	0.6223	7.996E-10	9.495E-10	5.2878
65	0.75	ENVOL	Combination	Max	1.0543	7.996E-10	5.497E-10	4.86867
65	1.25	ENVOL	Combination	Max	1.4863	7.996E-10	1.499E-10	4.27906
65	1.75	ENVOL	Combination	Max	1.9183	7.996E-10	2.695E-10	3.81696
65	2.25	ENVOL	Combination	Max	2.3503	7.996E-10	7.008E-10	2.99302
65	2.75	ENVOL	Combination	Max	2.7823	7.996E-10	1.132E-09	2.23494
65	3.25	ENVOL	Combination	Max	3.2143	8.626E-10	1.132E-09	2.23494
65	3.75	ENVOL	Combination	Max	3.5385	8.626E-10	7.008E-10	2.9932
65	4.25	ENVOL	Combination	Max	4.2948	8.626E-10	2.695E-10	3.81714
65	4.75	ENVOL	Combination	Max	5.051	8.626E-10	1.499E-10	4.27924
65	5.25	ENVOL	Combination	Max	5.8073	8.626E-10	5.497E-10	4.62037
65	0.25	ENVOL	Combination	Min	-6.5635	-8.626E-10	-1.024E-09	-9.89122
65	0.75	ENVOL	Combination	Min	-5.8073	-8.626E-10	-5.93E-10	-6.79853
65	1.25	ENVOL	Combination	Min	-5.051	-8.626E-10	-1.617E-10	-4.08396
65	1.75	ENVOL	Combination	Min	-4.2948	-8.626E-10	-2.499E-10	-1.92655
65	2.25	ENVOL	Combination	Min	-3.5385	-8.626E-10	-6.497E-10	-0.08542
65	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.7823	-8.626E-10	-1.049E-09	0.74624
65	3.25	ENVOL	Combination	Min	-2.7823	-7.996E-10	-1.049E-09	0.74624
65	3.75	ENVOL	Combination	Min	-2.1823	-7.996E-10	-6.497E-10	-0.46712
65	4.25	ENVOL	Combination	Min	-1.5823	-7.996E-10	-2.499E-10	-2.18225
65	4.75	ENVOL	Combination	Min	-0.9823	-7.996E-10	-1.617E-10	-4.11339
65	5.25	ENVOL	Combination	Min	-0.3823	-7.996E-10	-5.93E-10	-6.79871
66	0.25	ENVOL	Combination	Max	0.2177	-7.996E-10	-1.024E-09	-9.8914
66	0.75	ENVOL	Combination	Max	1.5055	2.194E-09	2.605E-09	7.53519
66	1.25	ENVOL	Combination	Max	1.9375	2.194E-09	1.508E-09	6.67445
66	1.75	ENVOL	Combination	Max	2.3695	2.194E-09	4.113E-10	5.67264
66	2.25	ENVOL	Combination	Max	2.8015	2.194E-09	7.55E-10	4.75923
66	2.75	ENVOL	Combination	Max	3.2335	2.194E-09	1.963E-09	3.49368
66	3.25	ENVOL	Combination	Max	3.6655	2.194E-09	3.171E-09	2.30682
66	3.75	ENVOL	Combination	Max	3.6655	2.416E-09	3.171E-09	2.30682
66	4.25	ENVOL	Combination	Max	4.4217	2.416E-09	1.963E-09	3.49391
66	4.75	ENVOL	Combination	Max	5.178	2.416E-09	7.55E-10	4.75947

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Type	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
66	4.25	ENVOL	Combination	Max	5.9342	2.416E-09	4.113E-10	5.67288
66	4.75	ENVOL	Combination	Max	6.6905	2.416E-09	1.508E-09	6.45562
66	5.25	ENVOL	Combination	Max	7.4467	2.416E-09	2.605E-09	6.93836
66	0.25	ENVOL	Combination	Min	-7.4467	-2.416E-09	-2.869E-09	-12.04029
66	0.75	ENVOL	Combination	Min	-6.6905	-2.416E-09	-1.661E-09	-8.50599
66	1.25	ENVOL	Combination	Min	-5.9342	-2.416E-09	-4.53E-10	-5.34981
66	1.75	ENVOL	Combination	Min	-5.178	-2.416E-09	-6.855E-10	-2.74109
66	2.25	ENVOL	Combination	Min	-4.4217	-2.416E-09	-1.782E-09	-0.45835
66	2.75	ENVOL	Combination	Min	-3.6655	-2.416E-09	-2.879E-09	0.78201
66	2.75	ENVOL	Combination	Min	-3.6655	-2.194E-09	-2.879E-09	0.78201
66	3.25	ENVOL	Combination	Min	-3.0655	-2.194E-09	-1.782E-09	-0.86952
66	3.75	ENVOL	Combination	Min	-2.4655	-2.194E-09	-6.855E-10	-3.02626
66	4.25	ENVOL	Combination	Min	-1.8655	-2.194E-09	-4.53E-10	-5.399
66	4.75	ENVOL	Combination	Min	-1.2655	-2.194E-09	-1.661E-09	-8.50622
66	5.25	ENVOL	Combination	Min	-0.6655	-2.194E-09	-2.869E-09	-12.04053
67	0.25	ENVOL	Combination	Max	1.7452	3.751E-09	4.454E-09	8.13911
67	0.75	ENVOL	Combination	Max	2.1772	3.751E-09	2.579E-09	7.15851
67	1.25	ENVOL	Combination	Max	2.6092	3.751E-09	7.033E-10	6.03784
67	1.75	ENVOL	Combination	Max	3.0412	3.751E-09	1.316E-09	5.00529
67	2.25	ENVOL	Combination	Max	3.4732	3.751E-09	3.422E-09	3.61988
67	2.75	ENVOL	Combination	Max	3.9052	3.751E-09	5.528E-09	2.31433
67	2.75	ENVOL	Combination	Max	3.9052	4.212E-09	5.528E-09	2.31433
67	3.25	ENVOL	Combination	Max	4.6615	4.212E-09	3.422E-09	3.61981
67	3.75	ENVOL	Combination	Max	5.4177	4.212E-09	1.316E-09	5.00523
67	4.25	ENVOL	Combination	Max	6.174	4.212E-09	7.033E-10	6.03778
67	4.75	ENVOL	Combination	Max	6.9302	4.212E-09	2.579E-09	6.94038
67	5.25	ENVOL	Combination	Max	7.6865	4.212E-09	4.454E-09	7.54298
67	0.25	ENVOL	Combination	Min	-7.6865	-4.212E-09	-5.002E-09	-12.63342
67	0.75	ENVOL	Combination	Min	-6.9302	-4.212E-09	-2.896E-09	-8.97925
67	1.25	ENVOL	Combination	Min	-6.174	-4.212E-09	-7.898E-10	-5.70321
67	1.75	ENVOL	Combination	Min	-5.4177	-4.212E-09	-1.172E-09	-2.97535
67	2.25	ENVOL	Combination	Min	-4.6615	-4.212E-09	-3.048E-09	-0.57275
67	2.75	ENVOL	Combination	Min	-3.9052	-4.212E-09	-4.923E-09	0.78657
67	2.75	ENVOL	Combination	Min	-3.9052	-3.751E-09	-4.923E-09	0.78657
67	3.25	ENVOL	Combination	Min	-3.3052	-3.751E-09	-3.048E-09	-0.98462
67	3.75	ENVOL	Combination	Min	-2.7052	-3.751E-09	-1.172E-09	-3.26123
67	4.25	ENVOL	Combination	Min	-2.1052	-3.751E-09	-7.898E-10	-5.75383
67	4.75	ENVOL	Combination	Min	-1.5052	-3.751E-09	-2.896E-09	-8.97919
67	5.25	ENVOL	Combination	Min	-0.9052	-3.751E-09	-5.002E-09	-12.63336
68	0.25	ENVOL	Combination	Max	0.6404	5.238E-09	6.22E-09	4.90553
68	0.75	ENVOL	Combination	Max	1.0049	5.238E-09	3.601E-09	4.4942
68	1.25	ENVOL	Combination	Max	1.3694	5.238E-09	9.82E-10	4.06858
68	1.75	ENVOL	Combination	Max	1.7339	5.238E-09	1.861E-09	3.51067
68	2.25	ENVOL	Combination	Max	2.0984	5.238E-09	4.838E-09	2.72921
68	2.75	ENVOL	Combination	Max	2.4629	5.238E-09	7.815E-09	2.03044
68	2.75	ENVOL	Combination	Max	2.4629	5.954E-09	7.815E-09	2.03044
68	3.25	ENVOL	Combination	Max	3.0629	5.954E-09	4.838E-09	2.72996
68	3.75	ENVOL	Combination	Max	3.6629	5.954E-09	1.861E-09	3.51142
68	4.25	ENVOL	Combination	Max	4.2629	5.954E-09	9.82E-10	4.06933
68	4.75	ENVOL	Combination	Max	4.8629	5.954E-09	3.601E-09	4.41486
68	5.25	ENVOL	Combination	Max	5.4629	5.954E-09	6.22E-09	4.50725
68	0.25	ENVOL	Combination	Min	-5.4629	-5.954E-09	-7.071E-09	-8.25991
68	0.75	ENVOL	Combination	Min	-4.8629	-5.954E-09	-4.094E-09	-5.67845
68	1.25	ENVOL	Combination	Min	-4.2629	-5.954E-09	-1.116E-09	-3.39699
68	1.75	ENVOL	Combination	Min	-3.6629	-5.954E-09	-1.637E-09	-1.45627
68	2.25	ENVOL	Combination	Min	-3.0629	-5.954E-09	-4.256E-09	0.15488
68	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.4629	-5.954E-09	-6.874E-09	0.84831
68	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.4629	-5.238E-09	-6.874E-09	0.84831
68	3.25	ENVOL	Combination	Min	-1.9567	-5.238E-09	-4.256E-09	-0.29734
68	3.75	ENVOL	Combination	Min	-1.4504	-5.238E-09	-1.637E-09	-1.80218
68	4.25	ENVOL	Combination	Min	-0.9442	-5.238E-09	-1.116E-09	-3.48926
68	4.75	ENVOL	Combination	Min	-0.4379	-5.238E-09	-4.094E-09	-5.6792
68	5.25	ENVOL	Combination	Min	0.0683	-5.238E-09	-7.071E-09	-8.26066
69	0.25	ENVOL	Combination	Max	1.0796	0	1.111E-16	6.23555
69	0.71364	ENVOL	Combination	Max	1.4802	0	1.112E-16	5.77972
69	1.17727	ENVOL	Combination	Max	1.8808	0	1.113E-16	5.18872

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
69	1.64091	ENVOL	Combination	Max	2.2813	0	1.114E-16	4.38493
69	2.10455	ENVOL	Combination	Max	2.6819	0	1.115E-16	3.46942
69	2.56818	ENVOL	Combination	Max	3.222	0	1.115E-16	2.40779
69	3.03182	ENVOL	Combination	Max	3.7783	0	1.116E-16	2.88346
69	3.49545	ENVOL	Combination	Max	4.429	0	1.117E-16	3.81133
69	3.95909	ENVOL	Combination	Max	5.1302	0	1.118E-16	4.41408
69	4.42273	ENVOL	Combination	Max	5.8315	0	1.119E-16	4.6917
69	4.88636	ENVOL	Combination	Max	6.5327	0	1.12E-16	4.66993
69	5.35	ENVOL	Combination	Max	7.234	0	1.121E-16	4.57612
69	0.25	ENVOL	Combination	Min	-6.5594	-3.117E-19	-1.111E-16	-9.51167
69	0.71364	ENVOL	Combination	Min	-5.8582	-3.117E-19	-1.11E-16	-6.63305
69	1.17727	ENVOL	Combination	Min	-5.1569	-3.117E-19	-1.11E-16	-4.07956
69	1.64091	ENVOL	Combination	Min	-4.4557	-3.117E-19	-1.109E-16	-1.89634
69	2.10455	ENVOL	Combination	Min	-3.7544	-3.117E-19	-1.109E-16	-0.18449
69	2.56818	ENVOL	Combination	Min	-3.0532	-3.117E-19	-1.109E-16	0.80398
69	3.03182	ENVOL	Combination	Min	-2.3519	-3.117E-19	-1.109E-16	-0.11099
69	3.49545	ENVOL	Combination	Min	-1.745	-3.117E-19	-1.109E-16	-1.81874
69	3.95909	ENVOL	Combination	Min	-1.1886	-3.117E-19	-1.108E-16	-3.77453
69	4.42273	ENVOL	Combination	Min	-0.6322	-3.117E-19	-1.108E-16	-6.17118
69	4.88636	ENVOL	Combination	Min	-0.0759	-3.117E-19	-1.108E-16	-8.85151
69	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.4805	-3.117E-19	-1.108E-16	-12.04289
70	0.25	ENVOL	Combination	Max	2.1647	1.108E-16	1.939E-16	9.22358
70	0.71364	ENVOL	Combination	Max	2.5653	1.108E-16	1.426E-16	8.30881
70	1.17727	ENVOL	Combination	Max	2.9659	1.108E-16	9.118E-17	7.13609
70	1.64091	ENVOL	Combination	Max	3.3664	1.108E-16	3.98E-17	5.70542
70	2.10455	ENVOL	Combination	Max	3.9203	1.108E-16	1.164E-17	4.20148
70	2.56818	ENVOL	Combination	Max	4.4767	1.108E-16	6.323E-17	2.44262
70	3.03182	ENVOL	Combination	Max	5.033	1.108E-16	1.148E-16	3.01311
70	3.49545	ENVOL	Combination	Max	5.6195	1.108E-16	1.664E-16	4.19053
70	3.95909	ENVOL	Combination	Max	6.3207	1.108E-16	2.18E-16	5.04282
70	4.42273	ENVOL	Combination	Max	7.022	1.108E-16	2.696E-16	5.56998
70	4.88636	ENVOL	Combination	Max	7.7232	1.108E-16	3.212E-16	5.77202
70	5.35	ENVOL	Combination	Max	8.4245	1.108E-16	3.728E-16	5.79693
70	0.25	ENVOL	Combination	Min	-7.0976	-1.113E-16	-1.948E-16	-10.8795
70	0.71364	ENVOL	Combination	Min	-6.3964	-1.113E-16	-1.432E-16	-7.75134
70	1.17727	ENVOL	Combination	Min	-5.6951	-1.113E-16	-9.16E-17	-4.94831
70	1.64091	ENVOL	Combination	Min	-4.9939	-1.113E-16	-4.002E-17	-2.4704
70	2.10455	ENVOL	Combination	Min	-4.2926	-1.113E-16	-1.165E-17	-0.5023
70	2.56818	ENVOL	Combination	Min	-3.5914	-1.113E-16	-6.301E-17	0.83291
70	3.03182	ENVOL	Combination	Min	-2.8901	-1.113E-16	-1.144E-16	-0.43914
70	3.49545	ENVOL	Combination	Min	-2.219	-1.113E-16	-1.657E-16	-2.64998
70	3.95909	ENVOL	Combination	Min	-1.6626	-1.113E-16	-2.171E-16	-5.31774
70	4.42273	ENVOL	Combination	Min	-1.1062	-1.113E-16	-2.685E-16	-8.29612
70	4.88636	ENVOL	Combination	Min	-0.5499	-1.113E-16	-3.199E-16	-11.53245
70	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.0065	-1.113E-16	-3.713E-16	-15.17472
71	0.25	ENVOL	Combination	Max	2.5364	2.226E-16	5.646E-17	10.47629
71	0.71364	ENVOL	Combination	Max	2.937	2.226E-16	1.592E-16	9.32845
71	1.17727	ENVOL	Combination	Max	3.3375	2.226E-16	2.619E-16	7.92266
71	1.64091	ENVOL	Combination	Max	3.8666	2.226E-16	3.645E-16	6.25892
71	2.10455	ENVOL	Combination	Max	4.423	2.226E-16	4.673E-16	4.48719
71	2.56818	ENVOL	Combination	Max	4.9794	2.226E-16	5.7E-16	2.48774
71	3.03182	ENVOL	Combination	Max	5.5357	2.226E-16	6.728E-16	2.96391
71	3.49545	ENVOL	Combination	Max	6.0921	2.226E-16	7.756E-16	4.12092
71	3.95909	ENVOL	Combination	Max	6.7669	2.226E-16	8.783E-16	4.9528
71	4.42273	ENVOL	Combination	Max	7.4682	2.226E-16	9.811E-16	5.45956
71	4.88636	ENVOL	Combination	Max	8.1694	2.226E-16	1.084E-15	5.64119
71	5.35	ENVOL	Combination	Max	8.8707	2.226E-16	1.187E-15	5.4977
71	0.25	ENVOL	Combination	Min	-7.0536	-2.217E-16	-5.507E-17	-10.80576
71	0.71364	ENVOL	Combination	Min	-6.3524	-2.217E-16	-1.582E-16	-7.698
71	1.17727	ENVOL	Combination	Min	-5.6511	-2.217E-16	-2.613E-16	-4.91537
71	1.64091	ENVOL	Combination	Min	-4.9499	-2.217E-16	-3.645E-16	-2.45786
71	2.10455	ENVOL	Combination	Min	-4.2486	-2.217E-16	-4.676E-16	-0.47544
71	2.56818	ENVOL	Combination	Min	-3.5474	-2.217E-16	-5.708E-16	0.84751
71	3.03182	ENVOL	Combination	Min	-2.8461	-2.217E-16	-6.739E-16	-0.54088
71	3.49545	ENVOL	Combination	Min	-2.1449	-2.217E-16	-7.77E-16	-2.97554
71	3.95909	ENVOL	Combination	Min	-1.5621	-2.217E-16	-8.802E-16	-5.92904

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
71	4.42273	ENVOL	Combination	Min	-1.0057	-2.217E-16	-9.834E-16	-9.14048
71	4.88636	ENVOL	Combination	Min	-0.4494	-2.217E-16	-1.087E-15	-12.60987
71	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.107	-2.217E-16	-1.19E-15	-16.33721
72	0.25	ENVOL	Combination	Max	1.506	2.22E-16	4.446E-16	7.10849
72	0.71364	ENVOL	Combination	Max	1.844	2.22E-16	4.446E-16	6.4411
72	1.17727	ENVOL	Combination	Max	2.182	2.22E-16	4.446E-16	5.55606
72	1.64091	ENVOL	Combination	Max	2.6136	2.22E-16	4.446E-16	4.45338
72	2.10455	ENVOL	Combination	Max	3.0831	2.22E-16	4.678E-16	3.18835
72	2.56818	ENVOL	Combination	Max	3.5525	2.22E-16	5.708E-16	2.09961
72	3.03182	ENVOL	Combination	Max	4.0219	2.22E-16	6.737E-16	2.62192
72	3.49545	ENVOL	Combination	Max	4.4914	2.22E-16	7.767E-16	3.37178
72	3.95909	ENVOL	Combination	Max	4.964	2.22E-16	8.796E-16	3.86369
72	4.42273	ENVOL	Combination	Max	5.5203	2.22E-16	9.826E-16	4.09765
72	4.88636	ENVOL	Combination	Max	6.0767	2.22E-16	1.086E-15	4.07366
72	5.35	ENVOL	Combination	Max	6.6331	2.22E-16	1.188E-15	3.79171
72	0.25	ENVOL	Combination	Min	-5.2337	-2.22E-16	-4.441E-16	-7.29474
72	0.71364	ENVOL	Combination	Min	-4.6773	-2.22E-16	-4.441E-16	-4.99745
72	1.17727	ENVOL	Combination	Min	-4.121	-2.22E-16	-4.441E-16	-2.95811
72	1.64091	ENVOL	Combination	Min	-3.5646	-2.22E-16	-4.441E-16	-1.17673
72	2.10455	ENVOL	Combination	Min	-3.0083	-2.22E-16	-4.673E-16	0.29142
72	2.56818	ENVOL	Combination	Min	-2.4519	-2.22E-16	-5.703E-16	0.85553
72	3.03182	ENVOL	Combination	Min	-1.8955	-2.22E-16	-6.732E-16	-0.42326
72	3.49545	ENVOL	Combination	Min	-1.3392	-2.22E-16	-7.761E-16	-2.14007
72	3.95909	ENVOL	Combination	Min	-0.786	-2.22E-16	-8.791E-16	-4.32743
72	4.42273	ENVOL	Combination	Min	-0.3165	-2.22E-16	-9.82E-16	-6.73626
72	4.88636	ENVOL	Combination	Min	0.1529	-2.22E-16	-1.085E-15	-9.36273
72	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.6223	-2.22E-16	-1.188E-15	-12.20685

ETICO TIPO III - EJES A y C
DEFORMACIONES EN VIGAS EJE - X - DEBIDO A LA ENVOLVENTE

Frame	Station	Output Case	Case Type	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
49	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.3439	2.776E-17	4.066E-18	4.17269
49	0.67	ENVOL	Combination	Max	0.6528	2.776E-17	1.85E-17	3.91355
49	1.19	ENVOL	Combination	Max	0.9617	2.776E-17	3.293E-17	3.66816
49	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.2706	2.776E-17	4.736E-17	3.32862
49	2.23	ENVOL	Combination	Max	1.5794	2.776E-17	6.18E-17	2.72205
49	2.75	ENVOL	Combination	Max	1.9367	2.776E-17	7.623E-17	1.84846
49	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.4502	2.776E-17	9.066E-17	1.82627
49	3.79	ENVOL	Combination	Max	2.9637	2.776E-17	1.051E-16	2.33412
49	4.31	ENVOL	Combination	Max	3.4772	2.776E-17	1.195E-16	2.63555
49	4.83	ENVOL	Combination	Max	3.9907	2.776E-17	1.34E-16	2.79658
49	5.35	ENVOL	Combination	Max	4.5042	2.776E-17	1.484E-16	2.73453
49	0.15	ENVOL	Combination	Min	-4.3144	-2.782E-17	-4.56E-18	-6.82826
49	0.67	ENVOL	Combination	Min	-3.8009	-2.782E-17	-1.896E-17	-4.7379
49	1.19	ENVOL	Combination	Min	-3.2874	-2.782E-17	-3.336E-17	-3.01531
49	1.71	ENVOL	Combination	Min	-2.7739	-2.782E-17	-4.775E-17	-1.5158
49	2.23	ENVOL	Combination	Min	-2.2604	-2.782E-17	-6.215E-17	-0.23937
49	2.75	ENVOL	Combination	Min	-1.8112	-2.782E-17	-7.655E-17	0.68149
49	3.27	ENVOL	Combination	Min	-1.3822	-2.782E-17	-9.096E-17	0.20856
49	3.79	ENVOL	Combination	Min	-0.9532	-2.782E-17	-1.054E-16	-1.01429
49	4.31	ENVOL	Combination	Min	-0.5242	-2.782E-17	-1.198E-16	-2.39776
49	4.83	ENVOL	Combination	Min	-0.0952	-2.782E-17	-1.343E-16	-4.31608
49	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.3338	-2.782E-17	-1.487E-16	-6.52477
50	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.8778	1.11E-16	2.217E-16	5.61785
50	0.67	ENVOL	Combination	Max	1.1867	1.11E-16	2.217E-16	5.08108
50	1.19	ENVOL	Combination	Max	1.4956	1.11E-16	2.217E-16	4.45709
50	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.8045	1.11E-16	2.217E-16	3.86589
50	2.23	ENVOL	Combination	Max	2.1133	1.11E-16	2.218E-16	3.00767
50	2.75	ENVOL	Combination	Max	2.4222	1.11E-16	2.218E-16	1.88242
50	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.9342	1.11E-16	2.218E-16	2.08305
50	3.79	ENVOL	Combination	Max	3.4477	1.11E-16	2.219E-16	2.99269
50	4.31	ENVOL	Combination	Max	3.9612	1.11E-16	2.564E-16	3.72569
50	4.83	ENVOL	Combination	Max	4.4747	1.11E-16	3.141E-16	4.29469
50	5.35	ENVOL	Combination	Max	4.9882	1.11E-16	3.719E-16	4.64061
50	0.15	ENVOL	Combination	Min	-5.0871	-1.111E-16	-2.227E-16	-8.98223
50	0.67	ENVOL	Combination	Min	-4.5736	-1.111E-16	-2.227E-16	-6.50355
50	1.19	ENVOL	Combination	Min	-4.0601	-1.111E-16	-2.227E-16	-4.37299
50	1.71	ENVOL	Combination	Min	-3.5466	-1.111E-16	-2.227E-16	-2.46551
50	2.23	ENVOL	Combination	Min	-3.0331	-1.111E-16	-2.227E-16	-0.78111
50	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.5957	-1.111E-16	-2.227E-16	0.65734
50	3.27	ENVOL	Combination	Min	-2.1667	-1.111E-16	-2.227E-16	-0.01206
50	3.79	ENVOL	Combination	Min	-1.7377	-1.111E-16	-2.227E-16	-1.51254
50	4.31	ENVOL	Combination	Min	-1.3087	-1.111E-16	-2.571E-16	-3.17364
50	4.83	ENVOL	Combination	Min	-0.8797	-1.111E-16	-3.149E-16	-5.28874
50	5.35	ENVOL	Combination	Min	-0.4507	-1.111E-16	-3.726E-16	-7.74909
51	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.9405	1.388E-17	4.425E-16	5.82546
51	0.67	ENVOL	Combination	Max	1.2494	1.388E-17	4.425E-16	5.2561
51	1.19	ENVOL	Combination	Max	1.5582	1.388E-17	4.425E-16	4.55557
51	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.8671	1.388E-17	4.425E-16	3.94553
51	2.23	ENVOL	Combination	Max	2.176	1.388E-17	4.425E-16	3.06848
51	2.75	ENVOL	Combination	Max	2.4849	1.388E-17	4.425E-16	1.9244
51	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.9704	1.388E-17	4.425E-16	2.12186
51	3.79	ENVOL	Combination	Max	3.4839	1.388E-17	4.425E-16	3.14134
51	4.31	ENVOL	Combination	Max	3.9974	1.388E-17	4.425E-16	4.00831
51	4.83	ENVOL	Combination	Max	4.5109	1.388E-17	4.425E-16	4.69591
51	5.35	ENVOL	Combination	Max	5.0244	1.388E-17	4.425E-16	5.16044
51	0.15	ENVOL	Combination	Min	-5.2983	-1.388E-17	-4.468E-16	-9.60247
51	0.67	ENVOL	Combination	Min	-4.7848	-1.388E-17	-4.468E-16	-7.05118
51	1.19	ENVOL	Combination	Min	-4.2713	-1.388E-17	-4.468E-16	-4.80201
51	1.71	ENVOL	Combination	Min	-3.7578	-1.388E-17	-4.468E-16	-2.77593
51	2.23	ENVOL	Combination	Min	-3.2528	-1.388E-17	-4.468E-16	-0.97292
51	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.8238	-1.388E-17	-4.468E-16	0.60701
51	3.27	ENVOL	Combination	Min	-2.3948	-1.388E-17	-4.468E-16	0.0002132

Frame	Station	Output Case	Case Type	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
51	3.79	ENVOL	Combination	Min	-1.9658	-1.388E-17	-4.468E-16	-1.53305
51	4.31	ENVOL	Combination	Min	-1.5368	-1.388E-17	-4.468E-16	-3.22673
51	4.83	ENVOL	Combination	Min	-1.1078	-1.388E-17	-4.468E-16	-5.32212
51	5.35	ENVOL	Combination	Min	-0.6788	-1.388E-17	-4.468E-16	-7.8013
52	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.1863	2.226E-16	4.427E-16	3.55735
52	0.67	ENVOL	Combination	Max	0.4625	2.226E-16	4.424E-16	3.38867
52	1.19	ENVOL	Combination	Max	0.7386	2.226E-16	4.422E-16	3.22494
52	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.0147	2.226E-16	4.419E-16	2.96539
52	2.23	ENVOL	Combination	Max	1.2908	2.226E-16	4.417E-16	2.47939
52	2.75	ENVOL	Combination	Max	1.5879	2.226E-16	4.415E-16	1.76692
52	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.0234	2.226E-16	4.413E-16	1.59855
52	3.79	ENVOL	Combination	Max	2.4589	2.226E-16	4.41E-16	2.04887
52	4.31	ENVOL	Combination	Max	2.8944	2.226E-16	5.097E-16	2.3516
52	4.83	ENVOL	Combination	Max	3.3299	2.226E-16	6.249E-16	2.47972
52	5.35	ENVOL	Combination	Max	3.7654	2.226E-16	7.402E-16	2.40841
52	0.15	ENVOL	Combination	Min	-3.6967	-2.217E-16	-4.469E-16	-5.859
52	0.67	ENVOL	Combination	Min	-3.2612	-2.217E-16	-4.472E-16	-4.12898
52	1.19	ENVOL	Combination	Min	-2.8257	-2.217E-16	-4.474E-16	-2.60493
52	1.71	ENVOL	Combination	Min	-2.3902	-2.217E-16	-4.477E-16	-1.28029
52	2.23	ENVOL	Combination	Min	-1.9721	-2.217E-16	-4.48E-16	-0.15507
52	2.75	ENVOL	Combination	Min	-1.5886	-2.217E-16	-4.483E-16	0.73063
52	3.27	ENVOL	Combination	Min	-1.2051	-2.217E-16	-4.486E-16	0.39149
52	3.79	ENVOL	Combination	Min	-0.8216	-2.217E-16	-4.489E-16	-0.63869
52	4.31	ENVOL	Combination	Min	-0.4381	-2.217E-16	-5.18E-16	-1.81245
52	4.83	ENVOL	Combination	Min	-0.0546	-2.217E-16	-6.337E-16	-3.34756
52	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.3289	-2.217E-16	-7.495E-16	-5.19232
53	0.15	ENVOL	Combination	Max	-0.2923	1.384E-19	1.108E-16	2.22894
53	0.67	ENVOL	Combination	Max	0.0166	1.384E-19	1.108E-16	2.30064
53	1.19	ENVOL	Combination	Max	0.3255	1.384E-19	1.108E-16	2.22368
53	1.71	ENVOL	Combination	Max	0.6343	1.384E-19	1.108E-16	2.21926
53	2.23	ENVOL	Combination	Max	0.9432	1.384E-19	1.108E-16	1.98601
53	2.75	ENVOL	Combination	Max	1.2521	1.384E-19	1.108E-16	1.59917
53	3.27	ENVOL	Combination	Max	1.7323	1.384E-19	1.108E-16	1.69431
53	3.79	ENVOL	Combination	Max	2.2458	1.384E-19	1.108E-16	2.02123
53	4.31	ENVOL	Combination	Max	2.7593	1.384E-19	1.108E-16	2.10908
53	4.83	ENVOL	Combination	Max	3.2728	1.384E-19	1.108E-16	2.05404
53	5.35	ENVOL	Combination	Max	3.7863	1.384E-19	1.108E-16	1.77591
53	0.15	ENVOL	Combination	Min	-3.9664	-3.274E-20	-1.113E-16	-5.87458
53	0.67	ENVOL	Combination	Min	-3.4529	-3.274E-20	-1.114E-16	-3.94555
53	1.19	ENVOL	Combination	Min	-2.9394	-3.274E-20	-1.114E-16	-2.28353
53	1.71	ENVOL	Combination	Min	-2.4259	-3.274E-20	-1.114E-16	-0.9619
53	2.23	ENVOL	Combination	Min	-1.9124	-3.274E-20	-1.114E-16	0.09846
53	2.75	ENVOL	Combination	Min	-1.3989	-3.274E-20	-1.115E-16	0.63025
53	3.27	ENVOL	Combination	Min	-0.9666	-3.274E-20	-1.115E-16	0.24983
53	3.79	ENVOL	Combination	Min	-0.5376	-3.274E-20	-1.116E-16	-0.64218
53	4.31	ENVOL	Combination	Min	-0.1086	-3.274E-20	-1.116E-16	-1.69481
53	4.83	ENVOL	Combination	Min	0.3204	-3.274E-20	-1.117E-16	-3.1855
53	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.7494	-3.274E-20	-1.117E-16	-5.02087
54	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.2624	1.11E-16	2.047E-16	3.7859
54	0.67	ENVOL	Combination	Max	0.5713	1.11E-16	1.47E-16	3.56913
54	1.19	ENVOL	Combination	Max	0.8802	1.11E-16	8.926E-17	3.23747
54	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.1891	1.11E-16	3.154E-17	2.93823
54	2.23	ENVOL	Combination	Max	1.4979	1.11E-16	2.488E-17	2.41631
54	2.75	ENVOL	Combination	Max	1.8068	1.11E-16	8.262E-17	1.70138
54	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.2875	1.11E-16	1.404E-16	2.01309
54	3.79	ENVOL	Combination	Max	2.801	1.11E-16	1.981E-16	2.63192
54	4.31	ENVOL	Combination	Max	3.3145	1.11E-16	2.558E-16	3.03734
54	4.83	ENVOL	Combination	Max	3.828	1.11E-16	3.136E-16	3.27746
54	5.35	ENVOL	Combination	Max	4.3415	1.11E-16	3.713E-16	3.2945
54	0.15	ENVOL	Combination	Min	-4.5278	-1.11E-16	-2.066E-16	-7.30726
54	0.67	ENVOL	Combination	Min	-4.0143	-1.11E-16	-1.488E-16	-5.08632
54	1.19	ENVOL	Combination	Min	-3.5008	-1.11E-16	-9.111E-17	-3.1324
54	1.71	ENVOL	Combination	Min	-2.9873	-1.11E-16	-3.338E-17	-1.50947
54	2.23	ENVOL	Combination	Min	-2.4738	-1.11E-16	-2.672E-17	-0.15395
54	2.75	ENVOL	Combination	Min	-1.9633	-1.11E-16	-8.445E-17	0.68378
54	3.27	ENVOL	Combination	Min	-1.5343	-1.11E-16	-1.422E-16	0.07602

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
54	3.79	ENVOL	Combination	Min	-1.1053	-1.11E-16	-1.999E-16	-1.10446
54	4.31	ENVOL	Combination	Min	-0.6763	-1.11E-16	-2.576E-16	-2.44555
55	0.15	ENVOL	Combination	Max	0.4214	2.221E-16	4.094E-16	4.19201
55	0.67	ENVOL	Combination	Max	0.7303	2.221E-16	2.94E-16	3.89258
55	1.19	ENVOL	Combination	Max	1.0391	2.221E-16	2.629E-16	3.49502
55	1.71	ENVOL	Combination	Max	1.348	2.221E-16	3.784E-16	3.10695
55	2.23	ENVOL	Combination	Max	1.6569	2.221E-16	4.939E-16	2.5029
55	2.75	ENVOL	Combination	Max	1.9658	2.221E-16	6.093E-16	1.74788
55	3.27	ENVOL	Combination	Max	2.4454	2.221E-16	7.248E-16	2.16966
55	3.79	ENVOL	Combination	Max	2.9589	2.221E-16	8.403E-16	2.87251
55	4.31	ENVOL	Combination	Max	3.4724	2.221E-16	9.558E-16	3.36982
55	4.83	ENVOL	Combination	Max	3.9859	2.221E-16	1.071E-15	3.69415
55	5.35	ENVOL	Combination	Max	4.4994	2.221E-16	1.187E-15	3.79541
55	0.15	ENVOL	Combination	Min	-4.6894	-2.221E-16	-4.132E-16	-7.65482
55	0.67	ENVOL	Combination	Min	-4.1759	-2.221E-16	-2.977E-16	-5.34986
55	1.19	ENVOL	Combination	Min	-3.6624	-2.221E-16	-2.666E-16	-3.31191
55	1.71	ENVOL	Combination	Min	-3.1489	-2.221E-16	-3.821E-16	-1.59806
55	2.23	ENVOL	Combination	Min	-2.6354	-2.221E-16	-4.976E-16	-0.15833
55	2.75	ENVOL	Combination	Min	-2.1252	-2.221E-16	-6.13E-16	0.70966
55	3.27	ENVOL	Combination	Min	-1.6962	-2.221E-16	-7.285E-16	-0.01383
55	3.79	ENVOL	Combination	Min	-1.2672	-2.221E-16	-8.44E-16	-1.27696
55	4.31	ENVOL	Combination	Min	-0.8382	-2.221E-16	-9.595E-16	-2.70072
55	4.83	ENVOL	Combination	Min	-0.4092	-2.221E-16	-1.075E-15	-4.52265
55	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.0198	-2.221E-16	-1.19E-15	-6.72882
56	0.15	ENVOL	Combination	Max	-0.5807	3.078E-19	4.423E-16	1.5981
56	0.67	ENVOL	Combination	Max	-0.3045	3.078E-19	4.423E-16	1.82825
56	1.19	ENVOL	Combination	Max	-0.0284	3.078E-19	4.423E-16	1.9993
56	1.71	ENVOL	Combination	Max	0.2477	3.078E-19	4.422E-16	2.11888
56	2.23	ENVOL	Combination	Max	0.5238	3.078E-19	4.422E-16	2.06306
56	2.75	ENVOL	Combination	Max	0.7999	3.078E-19	4.421E-16	1.78868
56	3.27	ENVOL	Combination	Max	1.1809	3.078E-19	4.421E-16	1.62985
56	3.79	ENVOL	Combination	Max	1.6164	3.078E-19	4.421E-16	1.64415
56	4.31	ENVOL	Combination	Max	2.0519	3.078E-19	4.42E-16	1.71655
56	4.83	ENVOL	Combination	Max	2.4874	3.078E-19	4.42E-16	1.58953
56	5.35	ENVOL	Combination	Max	2.9229	3.078E-19	4.42E-16	1.2631
56	0.15	ENVOL	Combination	Min	-3.2589	2.992E-20	-4.474E-16	-4.71231
56	0.67	ENVOL	Combination	Min	-2.8234	2.992E-20	-4.474E-16	-3.13093
56	1.19	ENVOL	Combination	Min	-2.3879	2.992E-20	-4.475E-16	-1.77602
56	1.71	ENVOL	Combination	Min	-1.9524	2.992E-20	-4.476E-16	-0.64757
56	2.23	ENVOL	Combination	Min	-1.5169	2.992E-20	-4.477E-16	0.23041
56	2.75	ENVOL	Combination	Min	-1.098	2.992E-20	-4.477E-16	0.7781
56	3.27	ENVOL	Combination	Min	-0.7145	2.992E-20	-4.478E-16	0.77178
56	3.79	ENVOL	Combination	Min	-0.331	2.992E-20	-4.479E-16	0.19394
56	4.31	ENVOL	Combination	Min	0.0525	2.992E-20	-4.479E-16	-0.58098
56	4.83	ENVOL	Combination	Min	0.436	2.992E-20	-4.48E-16	-1.57346
56	5.35	ENVOL	Combination	Min	0.8195	2.992E-20	-4.481E-16	-2.98014
57	0.15	ENVOL	Combination	Max	1.9968	1.667E-18	1.11E-16	5.54175
57	0.56	ENVOL	Combination	Max	2.2404	1.667E-18	1.11E-16	4.79173
57	0.97	ENVOL	Combination	Max	2.4839	1.667E-18	1.11E-16	3.90304
57	1.38	ENVOL	Combination	Max	2.7274	1.667E-18	1.11E-16	2.87566
57	1.79	ENVOL	Combination	Max	3.0132	1.667E-18	1.11E-16	1.77492
57	2.2	ENVOL	Combination	Max	3.3514	1.667E-18	1.112E-16	1.24327
57	2.61	ENVOL	Combination	Max	3.6897	1.667E-18	1.112E-16	2.42403
57	3.02	ENVOL	Combination	Max	4.0279	1.667E-18	1.113E-16	3.43878
57	3.43	ENVOL	Combination	Max	4.4174	1.667E-18	1.114E-16	4.28755
57	3.84	ENVOL	Combination	Max	4.8223	1.667E-18	1.114E-16	4.97031
57	4.25	ENVOL	Combination	Max	5.2272	1.667E-18	1.115E-16	5.48707
57	0.15	ENVOL	Combination	Min	-5.1067	-1.87E-18	-1.113E-16	-7.15051
57	0.56	ENVOL	Combination	Min	-4.7018	-1.87E-18	-1.113E-16	-5.13975
57	0.97	ENVOL	Combination	Min	-4.297	-1.87E-18	-1.112E-16	-3.295
57	1.38	ENVOL	Combination	Min	-3.8921	-1.87E-18	-1.112E-16	-1.61625
57	1.79	ENVOL	Combination	Min	-3.4872	-1.87E-18	-1.112E-16	-0.16881
57	2.2	ENVOL	Combination	Min	-3.0823	-1.87E-18	-1.111E-16	0.19014
57	2.61	ENVOL	Combination	Min	-2.6775	-1.87E-18	-1.111E-16	-1.17774
57	3.02	ENVOL	Combination	Min	-2.2726	-1.87E-18	-1.111E-16	-2.64547
57	3.43	ENVOL	Combination	Min	-1.9189	-1.87E-18	-1.111E-16	-4.34146

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
57	3.84	ENVOL	Combination	Min	-1.5807	-1.87E-18	-1.11E-16	-6.20093
57	4.25	ENVOL	Combination	Min	-1.2424	-1.87E-18	-1.11E-16	-8.19908
58	0.15	ENVOL	Combination	Max	3.3264	1.109E-16	2.046E-16	8.50913
58	1.38	ENVOL	Combination	Max	4.1528	1.109E-16	1.527E-16	4.02527
58	1.79	ENVOL	Combination	Max	4.491	1.109E-16	1.983E-16	2.28703
58	2.2	ENVOL	Combination	Max	4.8293	1.109E-16	2.439E-16	1.35436
58	2.61	ENVOL	Combination	Max	5.1675	1.109E-16	2.895E-16	2.89355
58	3.02	ENVOL	Combination	Max	5.5058	1.109E-16	3.351E-16	4.26674
58	3.43	ENVOL	Combination	Max	5.844	1.109E-16	3.807E-16	5.47394
58	3.84	ENVOL	Combination	Max	6.2334	1.109E-16	4.264E-16	6.51513
58	4.25	ENVOL	Combination	Max	6.6382	1.109E-16	4.72E-16	7.39032
58	0.15	ENVOL	Combination	Min	-5.9809	-1.113E-16	-2.065E-16	-8.83157
58	0.56	ENVOL	Combination	Min	-5.5761	-1.113E-16	-1.609E-16	-6.46238
58	0.97	ENVOL	Combination	Min	-5.1712	-1.113E-16	-1.153E-16	-4.2592
58	1.38	ENVOL	Combination	Min	-4.7663	-1.113E-16	-1.541E-16	-2.22201
58	1.79	ENVOL	Combination	Min	-4.3614	-1.113E-16	-1.996E-16	-0.38457
58	2.2	ENVOL	Combination	Min	-3.9566	-1.113E-16	-2.45E-16	0.11663
58	2.61	ENVOL	Combination	Min	-3.5517	-1.113E-16	-2.905E-16	-1.79637
58	3.02	ENVOL	Combination	Min	-3.1468	-1.113E-16	-3.36E-16	-3.89477
58	3.43	ENVOL	Combination	Min	-2.7419	-1.113E-16	-3.814E-16	-6.22149
58	3.84	ENVOL	Combination	Min	-2.3881	-1.113E-16	-4.269E-16	-8.68689
58	4.25	ENVOL	Combination	Min	-2.0499	-1.113E-16	-4.724E-16	-11.29097
59	0.15	ENVOL	Combination	Max	3.6384	2.226E-16	4.129E-16	9.42508
59	0.56	ENVOL	Combination	Max	3.8867	2.226E-16	3.216E-16	7.9009
59	0.97	ENVOL	Combination	Max	4.2249	2.226E-16	2.303E-16	6.23803
59	1.38	ENVOL	Combination	Max	4.5632	2.226E-16	3.078E-16	4.43647
59	1.79	ENVOL	Combination	Max	4.9014	2.226E-16	3.987E-16	2.50551
59	2.2	ENVOL	Combination	Max	5.2397	2.226E-16	4.895E-16	1.33506
59	2.61	ENVOL	Combination	Max	5.5779	2.226E-16	5.805E-16	2.8766
59	3.02	ENVOL	Combination	Max	5.9162	2.226E-16	6.714E-16	4.25215
59	3.43	ENVOL	Combination	Max	6.2544	2.226E-16	7.623E-16	5.46169
59	3.84	ENVOL	Combination	Max	6.5998	2.226E-16	8.532E-16	6.50524
59	4.25	ENVOL	Combination	Max	7.0047	2.226E-16	9.442E-16	7.38279
59	0.15	ENVOL	Combination	Min	-5.9867	-2.218E-16	-4.093E-16	-8.86264
59	0.56	ENVOL	Combination	Min	-5.5818	-2.218E-16	-3.184E-16	-6.4911
59	0.97	ENVOL	Combination	Min	-5.1769	-2.218E-16	-2.275E-16	-4.28556
59	1.38	ENVOL	Combination	Min	-4.772	-2.218E-16	-3.054E-16	-2.24602
59	1.79	ENVOL	Combination	Min	-4.3672	-2.218E-16	-3.966E-16	-0.38176
59	2.2	ENVOL	Combination	Min	-3.9623	-2.218E-16	-4.878E-16	0.17756
59	2.61	ENVOL	Combination	Min	-3.5574	-2.218E-16	-5.79E-16	-1.86335
59	3.02	ENVOL	Combination	Min	-3.1525	-2.218E-16	-6.702E-16	-4.15657
59	3.43	ENVOL	Combination	Min	-2.7477	-2.218E-16	-7.614E-16	-6.65153
59	3.84	ENVOL	Combination	Min	-2.3499	-2.218E-16	-8.526E-16	-9.28518
59	4.25	ENVOL	Combination	Min	-2.0117	-2.218E-16	-9.438E-16	-12.05751
60	0.15	ENVOL	Combination	Max	2.7768	1.691E-18	8.881E-16	6.4138
60	0.56	ENVOL	Combination	Max	3.0144	1.691E-18	8.877E-16	5.23987
60	0.97	ENVOL	Combination	Max	3.3168	1.691E-18	8.874E-16	3.94197
60	1.38	ENVOL	Combination	Max	3.6192	1.691E-18	8.871E-16	2.52009
60	1.79	ENVOL	Combination	Max	3.9216	1.691E-18	8.868E-16	1.00568
60	2.2	ENVOL	Combination	Max	4.2239	1.691E-18	8.865E-16	1.96751
60	2.61	ENVOL	Combination	Max	4.5263	1.691E-18	8.861E-16	3.12675
60	3.02	ENVOL	Combination	Max	4.8287	1.691E-18	8.858E-16	4.1452
60	3.43	ENVOL	Combination	Max	5.1311	1.691E-18	8.855E-16	5.02286
60	3.84	ENVOL	Combination	Max	5.4334	1.691E-18	8.852E-16	5.75975
60	4.25	ENVOL	Combination	Max	5.7358	1.691E-18	8.849E-16	6.35585
60	0.15	ENVOL	Combination	Min	-4.716	5.638E-19	-8.884E-16	-5.94042
60	0.56	ENVOL	Combination	Min	-4.3726	5.638E-19	-8.889E-16	-4.07727
60	0.97	ENVOL	Combination	Min	-4.0292	5.638E-19	-8.895E-16	-2.3549
60	1.38	ENVOL	Combination	Min	-3.6858	5.638E-19	-8.9E-16	-0.77331
60	1.79	ENVOL	Combination	Min	-3.3425	5.638E-19	-8.906E-16	0.47709
60	2.2	ENVOL	Combination	Min	-2.9991	5.638E-19	-8.912E-16	-0.84697
60	2.61	ENVOL	Combination	Min	-2.6557	5.638E-19	-8.917E-16	-2.48938
60	3.02	ENVOL	Combination	Min	-2.3123	5.638E-19	-8.923E-16	-4.40716
60	3.43	ENVOL	Combination	Min	-1.969	5.638E-19	-8.928E-16	-6.4489
60	3.84	ENVOL	Combination	Min	-1.6256	5.638E-19	-8.934E-16	-8.61462
60	4.25	ENVOL	Combination	Min	-1.2822	5.638E-19	-8.939E-16	-10.90432

PORTICO TIPO II - EJES 2 v 3
FUERZAS EN VIGAS EJE - Y - DEBIDO A LA ENVOLVENTE

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
93	0.3	ENVOL	Combination	Max	-8.0124	1.787E-11	5.74E-11	-2.00098
93	0.945	ENVOL	Combination	Max	-5.904	1.787E-11	4.588E-11	2.48704
93	1.59	ENVOL	Combination	Max	-3.7956	1.787E-11	3.435E-11	6.80323
93	2.235	ENVOL	Combination	Max	-1.6872	1.787E-11	2.283E-11	11.44806
93	2.88	ENVOL	Combination	Max	0.4212	1.787E-11	1.13E-11	15.59427
93	3.525	ENVOL	Combination	Max	2.901	1.787E-11	2.409E-13	16.80042
93	4.17	ENVOL	Combination	Max	6.9419	1.787E-11	1.267E-11	14.70666
93	4.815	ENVOL	Combination	Max	11.2143	1.787E-11	2.51E-11	9.31299
93	5.46	ENVOL	Combination	Max	16.3304	1.787E-11	3.754E-11	3.63358
93	6.105	ENVOL	Combination	Max	21.4466	1.787E-11	4.997E-11	-0.01564
93	6.75	ENVOL	Combination	Max	26.5627	1.787E-11	6.24E-11	-5.02477
93	0.3	ENVOL	Combination	Min	-24.8926	-1.927E-11	-6.192E-11	-24.43377
93	0.945	ENVOL	Combination	Min	-19.7765	-1.927E-11	-4.949E-11	-11.83416
93	1.59	ENVOL	Combination	Min	-14.6603	-1.927E-11	-3.706E-11	-3.02903
93	2.235	ENVOL	Combination	Min	-9.5442	-1.927E-11	-2.462E-11	1.48116
93	2.88	ENVOL	Combination	Min	-5.391	-1.927E-11	-1.219E-11	4.63145
93	3.525	ENVOL	Combination	Min	-1.7216	-1.927E-11	-2.233E-13	6.42184
93	4.17	ENVOL	Combination	Min	0.3868	-1.927E-11	-1.175E-11	4.52857
93	4.815	ENVOL	Combination	Min	2.4951	-1.927E-11	-2.327E-11	0.85717
93	5.46	ENVOL	Combination	Min	4.6035	-1.927E-11	-3.48E-11	-4.42373
93	6.105	ENVOL	Combination	Min	6.7119	-1.927E-11	-4.632E-11	-15.41728
93	6.75	ENVOL	Combination	Min	8.8203	-1.927E-11	-5.785E-11	-29.01723
94	0.3	ENVOL	Combination	Max	-7.6253	4.957E-11	1.592E-10	-0.85636
94	0.945	ENVOL	Combination	Max	-5.517	4.957E-11	1.273E-10	3.38203
94	1.59	ENVOL	Combination	Max	-3.4086	4.957E-11	9.529E-11	7.06884
94	2.235	ENVOL	Combination	Max	-1.3002	4.957E-11	6.332E-11	11.55523
94	2.88	ENVOL	Combination	Max	0.8082	4.957E-11	3.135E-11	15.32678
94	3.525	ENVOL	Combination	Max	3.1467	4.957E-11	6.822E-13	16.74643
94	4.17	ENVOL	Combination	Max	7.1876	4.957E-11	3.589E-11	14.86617
94	4.815	ENVOL	Combination	Max	11.2285	4.957E-11	7.11E-11	9.87426
94	5.46	ENVOL	Combination	Max	15.962	4.957E-11	1.063E-10	4.84432
94	6.105	ENVOL	Combination	Max	21.0782	4.957E-11	1.415E-10	1.63686
94	6.75	ENVOL	Combination	Max	26.1943	4.957E-11	1.767E-10	-2.93051
94	0.3	ENVOL	Combination	Min	-25.2236	-5.459E-11	-1.754E-10	-27.31919
94	0.945	ENVOL	Combination	Min	-20.1075	-5.459E-11	-1.402E-10	-14.18665
94	1.59	ENVOL	Combination	Min	-14.9914	-5.459E-11	-1.049E-10	-4.46882
94	2.235	ENVOL	Combination	Min	-10.2582	-5.459E-11	-6.974E-11	0.48312
94	2.88	ENVOL	Combination	Min	-6.2173	-5.459E-11	-3.453E-11	4.07517
94	3.525	ENVOL	Combination	Min	-2.4065	-5.459E-11	-6.194E-13	6.30731
94	4.17	ENVOL	Combination	Min	-0.2981	-5.459E-11	-3.259E-11	4.17546
94	4.815	ENVOL	Combination	Min	1.8103	-5.459E-11	-6.456E-11	0.25444
94	5.46	ENVOL	Combination	Min	3.9186	-5.459E-11	-9.653E-11	-5.10879
94	6.105	ENVOL	Combination	Min	6.027	-5.459E-11	-1.285E-10	-16.26078

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
94	6.75	ENVOL	Combination	Min	8.1354	-5.459E-11	-1.605E-10	-30.01917
95	0.3	ENVOL	Combination	Max	-7.685	8.475E-11	2.723E-10	-1.11039
95	0.945	ENVOL	Combination	Max	-5.5766	8.475E-11	2.176E-10	3.16648
95	1.59	ENVOL	Combination	Max	-3.4682	8.475E-11	1.629E-10	6.82816
95	2.235	ENVOL	Combination	Max	-1.3599	8.475E-11	1.083E-10	11.37284
95	2.88	ENVOL	Combination	Max	0.7485	8.475E-11	5.361E-11	15.2522
95	3.525	ENVOL	Combination	Max	3.0563	8.475E-11	1.189E-12	16.73701
95	4.17	ENVOL	Combination	Max	7.0972	8.475E-11	6.258E-11	14.9219
95	4.815	ENVOL	Combination	Max	11.1381	8.475E-11	1.24E-10	9.98494
95	5.46	ENVOL	Combination	Max	15.8514	8.475E-11	1.854E-10	4.9671
95	6.105	ENVOL	Combination	Max	20.9675	8.475E-11	2.467E-10	1.78985
95	6.75	ENVOL	Combination	Max	26.0836	8.475E-11	3.081E-10	-2.73858
95	0.3	ENVOL	Combination	Min	-25.3246	-9.518E-11	-3.058E-10	-27.61983
95	0.945	ENVOL	Combination	Min	-20.2085	-9.518E-11	-2.444E-10	-14.42853
95	1.59	ENVOL	Combination	Min	-15.0924	-9.518E-11	-1.83E-10	-4.58835
95	2.235	ENVOL	Combination	Min	-10.3493	-9.518E-11	-1.216E-10	0.40253
95	2.88	ENVOL	Combination	Min	-6.3084	-9.518E-11	-6.02E-11	4.03351
95	3.525	ENVOL	Combination	Min	-2.4669	-9.518E-11	-1.059E-12	6.30458
95	4.17	ENVOL	Combination	Min	-0.3585	-9.518E-11	-5.572E-11	4.15225
95	4.815	ENVOL	Combination	Min	1.7499	-9.518E-11	-1.104E-10	0.2697
95	5.46	ENVOL	Combination	Min	3.8583	-9.518E-11	-1.651E-10	-4.99969
95	6.105	ENVOL	Combination	Min	5.9666	-9.518E-11	-2.197E-10	-16.09338
95	6.75	ENVOL	Combination	Min	8.075	-9.518E-11	-2.744E-10	-29.79347
96	0.3	ENVOL	Combination	Max	-5.9181	1.503E-10	4.828E-10	-0.30222
96	0.945	ENVOL	Combination	Max	-4.2915	1.503E-10	3.859E-10	2.99036
96	1.59	ENVOL	Combination	Max	-2.6649	1.503E-10	2.889E-10	6.31868
96	2.235	ENVOL	Combination	Max	-1.0384	1.503E-10	1.92E-10	9.41434
96	2.88	ENVOL	Combination	Max	0.5882	1.503E-10	9.505E-11	12.25746
96	3.525	ENVOL	Combination	Max	2.5213	1.503E-10	2.135E-12	13.00381
96	4.17	ENVOL	Combination	Max	5.4496	1.503E-10	1.123E-10	11.38006
96	4.815	ENVOL	Combination	Max	8.3779	1.503E-10	2.225E-10	7.38621
96	5.46	ENVOL	Combination	Max	11.9334	1.503E-10	3.327E-10	2.97924
96	6.105	ENVOL	Combination	Max	15.608	1.503E-10	4.429E-10	0.18987
96	6.75	ENVOL	Combination	Max	19.2826	1.503E-10	5.531E-10	-3.64863
96	0.3	ENVOL	Combination	Min	-17.6927	-1.709E-10	-5.489E-10	-17.71121
96	0.945	ENVOL	Combination	Min	-14.0181	-1.709E-10	-4.387E-10	-8.52695
96	1.59	ENVOL	Combination	Min	-10.3435	-1.709E-10	-3.285E-10	-2.31629
96	2.235	ENVOL	Combination	Min	-6.9184	-1.709E-10	-2.183E-10	1.18913
96	2.88	ENVOL	Combination	Min	-3.9901	-1.709E-10	-1.081E-10	3.64541
96	3.525	ENVOL	Combination	Min	-1.3684	-1.709E-10	-1.878E-12	5.05257
96	4.17	ENVOL	Combination	Min	0.2582	-1.709E-10	-9.881E-11	3.71633
96	4.815	ENVOL	Combination	Min	1.8848	-1.709E-10	-1.957E-10	0.71412
96	5.46	ENVOL	Combination	Min	3.5113	-1.709E-10	-2.927E-10	-3.43864
96	6.105	ENVOL	Combination	Min	5.1379	-1.709E-10	-3.896E-10	-11.67549
96	6.75	ENVOL	Combination	Min	6.7644	-1.709E-10	-4.865E-10	-21.8011

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
97	0.25	ENVOL	Combination	Max	-8.8079	1.927E-11	6.24E-11	-4.98765
97	0.895	ENVOL	Combination	Max	-6.6995	1.927E-11	4.997E-11	0.01349
97	1.54	ENVOL	Combination	Max	-4.5911	1.927E-11	3.754E-11	3.65473
97	2.185	ENVOL	Combination	Max	-2.4828	1.927E-11	2.51E-11	9.33477
97	2.83	ENVOL	Combination	Max	-0.3744	1.927E-11	1.267E-11	14.71549
97	3.475	ENVOL	Combination	Max	1.734	1.927E-11	2.41E-13	16.79629
97	4.12	ENVOL	Combination	Max	5.4086	1.927E-11	1.13E-11	15.57719
97	4.765	ENVOL	Combination	Max	9.5643	1.927E-11	2.283E-11	11.4262
97	5.41	ENVOL	Combination	Max	14.6804	1.927E-11	3.435E-11	6.77145
97	6.055	ENVOL	Combination	Max	19.7966	1.927E-11	4.588E-11	2.45983
97	6.7	ENVOL	Combination	Max	24.9127	1.927E-11	5.74E-11	-2.03478
97	0.25	ENVOL	Combination	Min	-26.5428	-1.787E-11	-5.785E-11	-28.96965
97	0.895	ENVOL	Combination	Min	-21.4266	-1.787E-11	-4.632E-11	-15.37963
97	1.54	ENVOL	Combination	Min	-16.3105	-1.787E-11	-3.48E-11	-4.396
97	2.185	ENVOL	Combination	Min	-11.1944	-1.787E-11	-2.327E-11	0.86955
97	2.83	ENVOL	Combination	Min	-6.9266	-1.787E-11	-1.175E-11	4.53435
97	3.475	ENVOL	Combination	Min	-2.8856	-1.787E-11	-2.234E-13	6.41902
97	4.12	ENVOL	Combination	Min	-0.4109	-1.787E-11	-1.219E-11	4.62064
97	4.765	ENVOL	Combination	Min	1.6975	-1.787E-11	-2.462E-11	1.46237
97	5.41	ENVOL	Combination	Min	3.8058	-1.787E-11	-3.706E-11	-3.05581
97	6.055	ENVOL	Combination	Min	5.9142	-1.787E-11	-4.949E-11	-11.88342
97	6.7	ENVOL	Combination	Min	8.0226	-1.787E-11	-6.192E-11	-24.49434
98	0.25	ENVOL	Combination	Max	-8.1146	5.459E-11	1.767E-10	-2.86672
98	0.895	ENVOL	Combination	Max	-6.0063	5.459E-11	1.415E-10	1.68727
98	1.54	ENVOL	Combination	Max	-3.8979	5.459E-11	1.063E-10	4.88135
98	2.185	ENVOL	Combination	Max	-1.7895	5.459E-11	7.11E-11	9.90833
98	2.83	ENVOL	Combination	Max	0.3189	5.459E-11	3.589E-11	14.88373
98	3.475	ENVOL	Combination	Max	2.4273	5.459E-11	6.825E-13	16.74199
98	4.12	ENVOL	Combination	Max	6.2469	5.459E-11	3.135E-11	15.30033
98	4.765	ENVOL	Combination	Max	10.2879	5.459E-11	6.332E-11	11.51887
98	5.41	ENVOL	Combination	Max	15.0255	5.459E-11	9.529E-11	7.01521
98	6.055	ENVOL	Combination	Max	20.1416	5.459E-11	1.273E-10	3.33509
98	6.7	ENVOL	Combination	Max	25.2577	5.459E-11	1.592E-10	-0.91485
98	0.25	ENVOL	Combination	Min	-26.1601	-4.957E-11	-1.605E-10	-29.93459
98	0.895	ENVOL	Combination	Min	-21.044	-4.957E-11	-1.285E-10	-16.19348
98	1.54	ENVOL	Combination	Min	-15.9279	-4.957E-11	-9.653E-11	-5.05876
98	2.185	ENVOL	Combination	Min	-11.2017	-4.957E-11	-6.456E-11	0.27675
98	2.83	ENVOL	Combination	Min	-7.1608	-4.957E-11	-3.259E-11	4.18623
98	3.475	ENVOL	Combination	Min	-3.1199	-4.957E-11	-6.197E-13	6.30418
98	4.12	ENVOL	Combination	Min	-0.7903	-4.957E-11	-3.453E-11	4.05865
98	4.765	ENVOL	Combination	Min	1.3181	-4.957E-11	-6.974E-11	0.45322
98	5.41	ENVOL	Combination	Min	3.4265	-4.957E-11	-1.049E-10	-4.51211
98	6.055	ENVOL	Combination	Min	5.5349	-4.957E-11	-1.402E-10	-14.26729
98	6.7	ENVOL	Combination	Min	7.6432	-4.957E-11	-1.754E-10	-27.41895
99	0.25	ENVOL	Combination	Max	-8.0485	9.518E-11	3.081E-10	-2.65483

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
99	0.895	ENVOL	Combination	Max	-5.9401	9.518E-11	2.467E-10	1.8565
99	1.54	ENVOL	Combination	Max	-3.8317	9.518E-11	1.854E-10	5.04608
99	2.185	ENVOL	Combination	Max	-1.7234	9.518E-11	1.24E-10	10.03221
99	2.83	ENVOL	Combination	Max	0.385	9.518E-11	6.258E-11	14.94712
99	3.475	ENVOL	Combination	Max	2.4934	9.518E-11	1.19E-12	16.73247
99	4.12	ENVOL	Combination	Max	6.3473	9.518E-11	5.361E-11	15.21792
99	4.765	ENVOL	Combination	Max	10.3882	9.518E-11	1.083E-10	11.32062
99	5.41	ENVOL	Combination	Max	15.1385	9.518E-11	1.629E-10	6.75138
99	6.055	ENVOL	Combination	Max	20.2546	9.518E-11	2.176E-10	3.0981
99	6.7	ENVOL	Combination	Max	25.3708	9.518E-11	2.723E-10	-1.19535
99	0.25	ENVOL	Combination	Min	-26.0369	-8.475E-11	-2.744E-10	-29.6738
99	0.895	ENVOL	Combination	Min	-20.9208	-8.475E-11	-2.197E-10	-15.99826
99	1.54	ENVOL	Combination	Min	-15.8047	-8.475E-11	-1.651E-10	-4.92912
99	2.185	ENVOL	Combination	Min	-11.1001	-8.475E-11	-1.104E-10	0.30085
99	2.83	ENVOL	Combination	Min	-7.0591	-8.475E-11	-5.573E-11	4.16682
99	3.475	ENVOL	Combination	Min	-3.0182	-8.475E-11	-1.06E-12	6.30278
99	4.12	ENVOL	Combination	Min	-0.7228	-8.475E-11	-6.02E-11	4.0146
99	4.765	ENVOL	Combination	Min	1.3856	-8.475E-11	-1.216E-10	0.36651
99	5.41	ENVOL	Combination	Min	3.4939	-8.475E-11	-1.83E-10	-4.64148
99	6.055	ENVOL	Combination	Min	5.6023	-8.475E-11	-2.444E-10	-14.53174
99	6.7	ENVOL	Combination	Min	7.7107	-8.475E-11	-3.058E-10	-27.74812
100	0.25	ENVOL	Combination	Max	-6.7386	1.709E-10	5.531E-10	-3.57456
100	0.895	ENVOL	Combination	Max	-5.1121	1.709E-10	4.429E-10	0.24729
100	1.54	ENVOL	Combination	Max	-3.4855	1.709E-10	3.327E-10	3.02001
100	2.185	ENVOL	Combination	Max	-1.859	1.709E-10	2.225E-10	7.42548
100	2.83	ENVOL	Combination	Max	-0.2324	1.709E-10	1.123E-10	11.39432
100	3.475	ENVOL	Combination	Max	1.3942	1.709E-10	2.135E-12	12.99307
100	4.12	ENVOL	Combination	Max	4.0263	1.709E-10	9.505E-11	12.22173
100	4.765	ENVOL	Combination	Max	6.9546	1.709E-10	1.92E-10	9.37408
100	5.41	ENVOL	Combination	Max	10.3823	1.709E-10	2.889E-10	6.26042
100	6.055	ENVOL	Combination	Max	14.0569	1.709E-10	3.859E-10	2.94385
100	6.7	ENVOL	Combination	Max	17.7314	1.709E-10	4.828E-10	-0.36002
100	0.25	ENVOL	Combination	Min	-19.2436	-1.503E-10	-4.865E-10	-21.71541
100	0.895	ENVOL	Combination	Min	-15.569	-1.503E-10	-3.896E-10	-11.60779
100	1.54	ENVOL	Combination	Min	-11.8945	-1.503E-10	-2.927E-10	-3.38893
100	2.185	ENVOL	Combination	Min	-8.35	-1.503E-10	-1.957E-10	0.73528
100	2.83	ENVOL	Combination	Min	-5.4217	-1.503E-10	-9.881E-11	3.7262
100	3.475	ENVOL	Combination	Min	-2.4934	-1.503E-10	-1.878E-12	5.04339
100	4.12	ENVOL	Combination	Min	-0.5707	-1.503E-10	-1.081E-10	3.61958
100	4.765	ENVOL	Combination	Min	1.0559	-1.503E-10	-2.183E-10	1.14664
100	5.41	ENVOL	Combination	Min	2.6824	-1.503E-10	-3.285E-10	-2.37543
100	6.055	ENVOL	Combination	Min	4.309	-1.503E-10	-4.387E-10	-8.63247
100	6.7	ENVOL	Combination	Min	5.9356	-1.503E-10	-5.489E-10	-17.8401

CORTICO TIPO I - EJES 1 v 4
FORZAS EN VIGAS EJE - Y - DEBIDO A LA ENVOLVENTE

Frame	Station	Output Case	CaseType	Step Type	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
85	0.3	ENVOL	Combination	Max	-2.162	2.251E-11	6.668E-11	4.88886
85	0.845	ENVOL	Combination	Max	-1.1457	2.251E-11	5.441E-11	5.79019
85	1.39	ENVOL	Combination	Max	-0.1293	2.251E-11	4.214E-11	6.59821
85	1.935	ENVOL	Combination	Max	0.887	2.251E-11	2.988E-11	7.68281
85	2.48	ENVOL	Combination	Max	1.9033	2.251E-11	1.761E-11	7.72708
85	3.025	ENVOL	Combination	Max	2.9196	2.251E-11	5.346E-12	7.83987
85	3.57	ENVOL	Combination	Max	4.6909	2.251E-11	7.466E-12	7.35542
85	4.115	ENVOL	Combination	Max	6.5998	2.251E-11	2.07E-11	7.12707
85	4.66	ENVOL	Combination	Max	8.5086	2.251E-11	3.393E-11	6.3469
85	5.205	ENVOL	Combination	Max	10.4175	2.251E-11	4.716E-11	5.24362
85	5.75	ENVOL	Combination	Max	12.3264	2.251E-11	6.039E-11	4.4968
85	0.3	ENVOL	Combination	Min	-12.885	-2.428E-11	-7.193E-11	-16.54095
85	0.845	ENVOL	Combination	Min	-10.9761	-2.428E-11	-5.869E-11	-10.03881
85	1.39	ENVOL	Combination	Min	-9.0672	-2.428E-11	-4.546E-11	-5.03759
85	1.935	ENVOL	Combination	Min	-7.1584	-2.428E-11	-3.223E-11	-1.90717
85	2.48	ENVOL	Combination	Min	-5.2495	-2.428E-11	-1.9E-11	0.66936
85	3.025	ENVOL	Combination	Min	-3.3406	-2.428E-11	-5.766E-12	2.692
85	3.57	ENVOL	Combination	Min	-2.1868	-2.428E-11	-6.921E-12	1.98846
85	4.115	ENVOL	Combination	Min	-1.1705	-2.428E-11	-1.919E-11	-0.43357
85	4.66	ENVOL	Combination	Min	-0.1542	-2.428E-11	-3.145E-11	-3.40948
85	5.205	ENVOL	Combination	Min	0.8622	-2.428E-11	-4.372E-11	-7.65651
85	5.75	ENVOL	Combination	Min	1.8785	-2.428E-11	-5.599E-11	-13.85422
86	0.3	ENVOL	Combination	Max	-1.3395	6.244E-11	1.85E-10	7.1056
86	0.845	ENVOL	Combination	Max	-0.3231	6.244E-11	1.509E-10	7.55865
86	1.39	ENVOL	Combination	Max	0.6932	6.244E-11	1.169E-10	7.80067
86	1.935	ENVOL	Combination	Max	1.7095	6.244E-11	8.288E-11	8.45382
86	2.48	ENVOL	Combination	Max	2.7258	6.244E-11	4.886E-11	8.06664
86	3.025	ENVOL	Combination	Max	3.7421	6.244E-11	1.483E-11	7.72703
86	3.57	ENVOL	Combination	Max	5.4826	6.244E-11	2.114E-11	7.25755
86	4.115	ENVOL	Combination	Max	7.3914	6.244E-11	5.862E-11	7.91842
86	4.66	ENVOL	Combination	Max	9.3003	6.244E-11	9.61E-11	7.62581
86	5.205	ENVOL	Combination	Max	11.2092	6.244E-11	1.336E-10	7.01007
86	5.75	ENVOL	Combination	Max	13.118	6.244E-11	1.71E-10	6.73399
86	0.3	ENVOL	Combination	Min	-13.7796	-6.876E-11	-2.037E-10	-19.16253
86	0.845	ENVOL	Combination	Min	-11.8707	-6.876E-11	-1.662E-10	-12.17283
86	1.39	ENVOL	Combination	Min	-9.9618	-6.876E-11	-1.288E-10	-6.56631
86	1.935	ENVOL	Combination	Min	-8.053	-6.876E-11	-9.128E-11	-2.96515

Frame	Station	Output	CaseType	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
86	2.48	ENVOL	Combination	Min	-6.1441	-6.876E-11	-5.381E-11	0.08212
86	3.025	ENVOL	Combination	Min	-4.2353	-6.876E-11	-1.633E-11	2.57549
86	3.57	ENVOL	Combination	Min	-3.0505	-6.876E-11	-1.92E-11	1.51556
86	4.115	ENVOL	Combination	Min	-2.0342	-6.876E-11	-5.323E-11	-1.35473
86	4.66	ENVOL	Combination	Min	-1.0179	-6.876E-11	-8.725E-11	-4.77892
86	5.205	ENVOL	Combination	Min	-0.0016	-6.876E-11	-1.213E-10	-9.47421
86	5.75	ENVOL	Combination	Min	1.0147	-6.876E-11	-1.553E-10	-16.10337
87	0.3	ENVOL	Combination	Max	-1.3362	1.068E-10	3.163E-10	7.16317
87	0.845	ENVOL	Combination	Max	-0.3199	1.068E-10	2.581E-10	7.61444
87	1.39	ENVOL	Combination	Max	0.6964	1.068E-10	1.999E-10	7.88206
87	1.935	ENVOL	Combination	Max	1.7128	1.068E-10	1.417E-10	8.52498
87	2.48	ENVOL	Combination	Max	2.7291	1.068E-10	8.354E-11	8.12758
87	3.025	ENVOL	Combination	Max	3.7454	1.068E-10	2.535E-11	7.71536
87	3.57	ENVOL	Combination	Max	5.5013	1.068E-10	3.687E-11	7.22761
87	4.115	ENVOL	Combination	Max	7.4102	1.068E-10	1.022E-10	7.80669
87	4.66	ENVOL	Combination	Max	9.3191	1.068E-10	1.675E-10	7.49595
87	5.205	ENVOL	Combination	Max	11.2279	1.068E-10	2.329E-10	6.89379
87	5.75	ENVOL	Combination	Max	13.1368	1.068E-10	2.982E-10	6.60802
87	0.3	ENVOL	Combination	Min	-13.7463	-1.199E-10	-3.552E-10	-19.14732
87	0.845	ENVOL	Combination	Min	-11.8374	-1.199E-10	-2.898E-10	-12.17575
87	1.39	ENVOL	Combination	Min	-9.9286	-1.199E-10	-2.245E-10	-6.61475
87	1.935	ENVOL	Combination	Min	-8.0197	-1.199E-10	-1.591E-10	-3.02328
87	2.48	ENVOL	Combination	Min	-6.1108	-1.199E-10	-9.381E-11	0.01429
87	3.025	ENVOL	Combination	Min	-4.202	-1.199E-10	-2.847E-11	2.49798
87	3.57	ENVOL	Combination	Min	-3.0327	-1.199E-10	-3.283E-11	1.56244
87	4.115	ENVOL	Combination	Min	-2.0164	-1.199E-10	-9.101E-11	-1.30964
87	4.66	ENVOL	Combination	Min	-1.0001	-1.199E-10	-1.492E-10	-4.73561
87	5.205	ENVOL	Combination	Min	0.0162	-1.199E-10	-2.074E-10	-9.4644
87	5.75	ENVOL	Combination	Min	1.0325	-1.199E-10	-2.656E-10	-16.10378
88	0.3	ENVOL	Combination	Max	-0.8202	1.893E-10	5.608E-10	5.93756
88	0.845	ENVOL	Combination	Max	-0.0197	1.893E-10	4.576E-10	6.16645
88	1.39	ENVOL	Combination	Max	0.7808	1.893E-10	3.545E-10	6.57599
88	1.935	ENVOL	Combination	Max	1.5812	1.893E-10	2.513E-10	6.74759
88	2.48	ENVOL	Combination	Max	2.3817	1.893E-10	1.481E-10	6.14989
88	3.025	ENVOL	Combination	Max	3.2241	1.893E-10	4.496E-11	6.11367
88	3.57	ENVOL	Combination	Max	4.6256	1.893E-10	6.618E-11	6.03712
88	4.115	ENVOL	Combination	Max	6.0371	1.893E-10	1.835E-10	6.51728
88	4.66	ENVOL	Combination	Max	7.4487	1.893E-10	3.008E-10	6.22815
88	5.205	ENVOL	Combination	Max	8.8602	1.893E-10	4.18E-10	5.83963

Frame	Station	Output	CaseType	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
88	5.75	ENVOL	Combination	Max	10.2718	1.893E-10	5.353E-10	5.52784
88	0.3	ENVOL	Combination	Min	-10.0561	-2.152E-10	-6.376E-10	-12.99905
88	0.845	ENVOL	Combination	Min	-8.6446	-2.152E-10	-5.203E-10	-7.90312
88	1.39	ENVOL	Combination	Min	-7.233	-2.152E-10	-4.03E-10	-4.1934
88	1.935	ENVOL	Combination	Min	-5.8215	-2.152E-10	-2.857E-10	-1.4513
88	2.48	ENVOL	Combination	Min	-4.4099	-2.152E-10	-1.684E-10	0.85453
88	3.025	ENVOL	Combination	Min	-3.0301	-2.152E-10	-5.111E-11	2.71839
88	3.57	ENVOL	Combination	Min	-2.2296	-2.152E-10	-5.821E-11	0.76687
88	4.115	ENVOL	Combination	Min	-1.4291	-2.152E-10	-1.614E-10	-1.62185
88	4.66	ENVOL	Combination	Min	-0.6287	-2.152E-10	-2.645E-10	-4.44685
88	5.205	ENVOL	Combination	Min	0.1718	-2.152E-10	-3.677E-10	-8.37803
88	5.75	ENVOL	Combination	Min	0.9723	-2.152E-10	-4.709E-10	-13.59149
89	1.25	ENVOL	Combination	Max	-1.46	2.428E-11	6.039E-11	5.25611
89	1.795	ENVOL	Combination	Max	-0.4437	2.428E-11	4.716E-11	5.77488
89	2.34	ENVOL	Combination	Max	0.5726	2.428E-11	3.393E-11	6.77914
89	2.885	ENVOL	Combination	Max	1.5889	2.428E-11	2.07E-11	7.24144
89	3.43	ENVOL	Combination	Max	2.6052	2.428E-11	7.465E-12	7.20578
89	3.975	ENVOL	Combination	Max	3.9239	2.428E-11	5.346E-12	7.4273
89	4.52	ENVOL	Combination	Max	5.8328	2.428E-11	1.761E-11	7.54746
89	5.065	ENVOL	Combination	Max	7.7416	2.428E-11	2.988E-11	7.41028
89	5.61	ENVOL	Combination	Max	9.6505	2.428E-11	4.215E-11	6.23277
89	6.155	ENVOL	Combination	Max	11.5593	2.428E-11	5.441E-11	5.83149
89	6.7	ENVOL	Combination	Max	13.4682	2.428E-11	6.668E-11	4.92706
89	1.25	ENVOL	Combination	Min	-12.1559	-2.251E-11	-5.599E-11	-13.47641
89	1.795	ENVOL	Combination	Min	-10.247	-2.251E-11	-4.372E-11	-7.37161
89	2.34	ENVOL	Combination	Min	-8.3382	-2.251E-11	-3.145E-11	-3.34653
89	2.885	ENVOL	Combination	Min	-6.4293	-2.251E-11	-1.919E-11	-0.37371
89	3.43	ENVOL	Combination	Min	-4.5205	-2.251E-11	-6.921E-12	2.04522
89	3.975	ENVOL	Combination	Min	-2.9139	-2.251E-11	-5.766E-12	2.31101
89	4.52	ENVOL	Combination	Min	-1.8976	-2.251E-11	-1.9E-11	0.06031
89	5.065	ENVOL	Combination	Min	-0.8813	-2.251E-11	-3.223E-11	-2.74428
89	5.61	ENVOL	Combination	Min	0.135	-2.251E-11	-4.546E-11	-6.10276
89	6.155	ENVOL	Combination	Min	1.1513	-2.251E-11	-5.869E-11	-11.83169
89	6.7	ENVOL	Combination	Min	2.1677	-2.251E-11	-7.193E-11	-18.6517
90	1.25	ENVOL	Combination	Max	-0.5031	6.876E-11	1.71E-10	7.73573
90	1.795	ENVOL	Combination	Max	0.5132	6.876E-11	1.336E-10	7.73295
90	2.34	ENVOL	Combination	Max	1.5296	6.876E-11	9.61E-11	8.2546
90	2.885	ENVOL	Combination	Max	2.5459	6.876E-11	5.862E-11	8.16912
90	3.43	ENVOL	Combination	Max	3.5622	6.876E-11	2.115E-11	7.19091

Frame	Station	Output	CaseType	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
90	3.975	ENVOL	Combination	Max	4.929	6.876E-11	1.483E-11	7.35621
90	4.52	ENVOL	Combination	Max	6.8379	6.876E-11	4.886E-11	7.97897
90	5.065	ENVOL	Combination	Max	8.7467	6.876E-11	8.288E-11	8.27284
90	5.61	ENVOL	Combination	Max	10.6556	6.876E-11	1.169E-10	7.59416
90	6.155	ENVOL	Combination	Max	12.5645	6.876E-11	1.509E-10	7.70092
90	6.7	ENVOL	Combination	Max	14.4733	6.876E-11	1.85E-10	7.25379
90	1.25	ENVOL	Combination	Min	-12.9468	-6.244E-11	-1.553E-10	-15.63121
90	1.795	ENVOL	Combination	Min	-11.038	-6.244E-11	-1.213E-10	-9.09536
90	2.34	ENVOL	Combination	Min	-9.1291	-6.244E-11	-8.725E-11	-4.67815
90	2.885	ENVOL	Combination	Min	-7.2202	-6.244E-11	-5.323E-11	-1.24803
90	3.43	ENVOL	Combination	Min	-5.3114	-6.244E-11	-1.92E-11	1.62819
90	3.975	ENVOL	Combination	Min	-3.753	-6.244E-11	-1.633E-11	2.18293
90	4.52	ENVOL	Combination	Min	-2.7367	-6.244E-11	-5.381E-11	-0.58931
90	5.065	ENVOL	Combination	Min	-1.7204	-6.244E-11	-9.128E-11	-3.91543
90	5.61	ENVOL	Combination	Min	-0.7041	-6.244E-11	-1.288E-10	-7.86323
90	6.155	ENVOL	Combination	Min	0.3123	-6.244E-11	-1.662E-10	-14.19069
90	6.7	ENVOL	Combination	Min	1.3286	-6.244E-11	-2.037E-10	-21.55848
91	1.25	ENVOL	Combination	Max	-0.5063	1.199E-10	2.982E-10	7.69673
91	1.795	ENVOL	Combination	Max	0.51	1.199E-10	2.329E-10	7.69573
91	2.34	ENVOL	Combination	Max	1.5263	1.199E-10	1.675E-10	8.23849
91	2.885	ENVOL	Combination	Max	2.5426	1.199E-10	1.022E-10	8.14522
91	3.43	ENVOL	Combination	Max	3.5589	1.199E-10	3.686E-11	7.18667
91	3.975	ENVOL	Combination	Max	4.9433	1.199E-10	2.536E-11	7.32296
91	4.52	ENVOL	Combination	Max	6.8522	1.199E-10	8.354E-11	7.90643
91	5.065	ENVOL	Combination	Max	8.761	1.199E-10	1.417E-10	8.1529
91	5.61	ENVOL	Combination	Max	10.6699	1.199E-10	1.999E-10	7.46486
91	6.155	ENVOL	Combination	Max	12.5787	1.199E-10	2.581E-10	7.53377
91	6.7	ENVOL	Combination	Max	14.4876	1.199E-10	3.163E-10	7.0488
91	1.25	ENVOL	Combination	Min	-12.8598	-1.068E-10	-2.656E-10	-15.41929
91	1.795	ENVOL	Combination	Min	-10.951	-1.068E-10	-2.074E-10	-8.93084
91	2.34	ENVOL	Combination	Min	-9.0421	-1.068E-10	-1.492E-10	-4.58038
91	2.885	ENVOL	Combination	Min	-7.1332	-1.068E-10	-9.101E-11	-1.18811
91	3.43	ENVOL	Combination	Min	-5.2244	-1.068E-10	-3.283E-11	1.65027
91	3.975	ENVOL	Combination	Min	-3.6836	-1.068E-10	-2.847E-11	2.1528
91	4.52	ENVOL	Combination	Min	-2.6672	-1.068E-10	-9.381E-11	-0.61766
91	5.065	ENVOL	Combination	Min	-1.6509	-1.068E-10	-1.592E-10	-3.94202
91	5.61	ENVOL	Combination	Min	-0.6346	-1.068E-10	-2.245E-10	-7.92609
91	6.155	ENVOL	Combination	Min	0.3817	-1.068E-10	-2.898E-10	-14.26134
91	6.7	ENVOL	Combination	Min	1.398	-1.068E-10	-3.552E-10	-21.63693

Frame	Station	Output	CaseType	Step	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
92	1.25	ENVOL	Combination	Max	-0.2283	2.152E-10	5.353E-10	6.95629
92	1.795	ENVOL	Combination	Max	0.5722	2.152E-10	4.18E-10	6.8626
92	2.34	ENVOL	Combination	Max	1.3727	2.152E-10	3.008E-10	7.08409
92	2.885	ENVOL	Combination	Max	2.1732	2.152E-10	1.835E-10	6.84412
92	3.43	ENVOL	Combination	Max	2.9737	2.152E-10	6.618E-11	5.83486
92	3.975	ENVOL	Combination	Max	3.9692	2.152E-10	4.496E-11	5.67275
92	4.52	ENVOL	Combination	Max	5.3807	2.152E-10	1.481E-10	6.17038
92	5.065	ENVOL	Combination	Max	6.7923	2.152E-10	2.513E-10	6.68751
92	5.61	ENVOL	Combination	Max	8.2038	2.152E-10	3.545E-10	6.43536
92	6.155	ENVOL	Combination	Max	9.6154	2.152E-10	4.576E-10	6.57206
92	6.7	ENVOL	Combination	Max	11.0269	2.152E-10	5.608E-10	6.38621
92	1.25	ENVOL	Combination	Min	-10.124	-1.893E-10	-4.709E-10	-13.08765
92	1.795	ENVOL	Combination	Min	-8.7124	-1.893E-10	-3.677E-10	-7.95474
92	2.34	ENVOL	Combination	Min	-7.3009	-1.893E-10	-2.645E-10	-4.34259
92	2.885	ENVOL	Combination	Min	-5.8893	-1.893E-10	-1.614E-10	-1.47454
92	3.43	ENVOL	Combination	Min	-4.4778	-1.893E-10	-5.821E-11	0.95723
92	3.975	ENVOL	Combination	Min	-3.2612	-1.893E-10	-5.111E-11	2.1251
92	4.52	ENVOL	Combination	Min	-2.4607	-1.893E-10	-1.684E-10	-0.14995
92	5.065	ENVOL	Combination	Min	-1.6602	-1.893E-10	-2.857E-10	-2.86127
92	5.61	ENVOL	Combination	Min	-0.8597	-1.893E-10	-4.03E-10	-6.00886
92	6.155	ENVOL	Combination	Min	-0.0592	-1.893E-10	-5.203E-10	-10.75088
92	6.7	ENVOL	Combination	Min	0.7412	-1.893E-10	-6.376E-10	-16.37591