

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE  
CONCRETO ARMADO CON MUROS DE CORTE**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

Para Optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

Carlos Julián García Aguirre

LIMA – PERÚ  
2005

**A mis padres,  
Pedro y Norma**

**A mi esposa,  
Marina**

**A mis hijos,  
Carlos, Carla y Pedro José**

## **Informe de Suficiencia**

# **Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de Concreto Armado con Muros de Corte**

### **OBJETIVO**

El objetivo del presente informe de suficiencia es el diseño de una estructura de concreto armado utilizando muros de corte para el control de los desplazamientos laterales, usando para el análisis el programa SAP2000 versión 8.2.7, y para el diseño hojas de cálculo que consideren las disposiciones especiales para elementos que resistan fuerzas de sismo de la norma E060.

### **ALCANCES**

En el presente informe se realiza el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 4 pisos, destinado a oficinas y ubicado en la ciudad de Lima, bajo las normas peruanas E020 Cargas, E030 Diseño Sismorresistente y E060 Concreto Armado. Se realiza análisis dinámico por combinación modal espectral utilizando el programa SAP2000 Versión 8.2.7 Educacional, considerando los efectos de torsión mediante una excentricidad accidental. Para el diseño se ha confeccionado hojas de cálculo que consideran las disposiciones especiales para elementos que resistan fuerzas de sismo de la norma E060.

**CONTENIDO**

<b>Resumen</b>	<b>6</b>
<b>Introducción</b>	<b>7</b>
<b>CAPÍTULO 1: Marco Teórico</b>	<b>8</b>
1.1 Generalidades	8
1.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales	8
1.2.1 Losas	8
1.2.2 Vigas	8
1.2.3 Columnas	10
1.2.4 Muros de corte	11
1.3 Metrado de Cargas	11
1.3.1 Metrado de cargas para losas aligeradas	13
1.3.2 Metrado de cargas para vigas	13
1.3.3 Peso de la edificación	14
1.4 Análisis Sísmico	14
1.5 Análisis para cargas verticales	15
1.5.1 Métodos de análisis	15
1.6 Diseño de Elementos Estructurales	17
1.6.1 Diseño por Resistencia o Diseño por Estado Límite Ultimo de Rotura	18
1.6.2 Consideraciones para el diseño de vigas	20
1.6.3 Consideraciones para el diseño de losas aligeradas	25
1.6.4 Consideraciones para el diseño de columnas	26
1.6.5 Consideraciones para el diseño muros de corte	29
1.6.6 Consideraciones para el diseño de zapatas	33
<b>CAPÍTULO 2: Descripción del Proyecto</b>	<b>36</b>
2.1 Ubicación	36
2.2 Descripción de la edificación	36
2.3 Características generales para el diseño del proyecto	36
<b>CAPÍTULO 3: Predimensionamiento de los elementos estructurales</b>	<b>39</b>
3.1 Predimensionamiento de losas	39

3.2 Predimensionamiento de vigas	39
3.2.1 Ancho de vigas	39
3.2.2 Peralte de vigas	40
3.3 Predimensionamiento de columnas	41
3.3.1 Área tributaria de columnas	41
3.3.2 Columna lateral	41
3.3.3 Columna de esquina	42
3.4 Predimensionamiento de placas	44
3.5 Resumen del predimensionamiento	44
<b>CAPÍTULO 4: Metrado de Cargas</b>	<b>45</b>
4.1 Metrado de cargas para losas aligeradas	45
4.2 Metrado de cargas para vigas	46
4.3 Peso de la edificación	47
<b>CAPITULO 5: Análisis Sísmico</b>	<b>49</b>
5.1 Procedimiento de análisis	49
5.1.1 Análisis estático	49
5.1.2 Análisis dinámico	50
5.2 Análisis de resultados	54
5.2.1 Desplazamiento relativo de entrepiso	54
5.2.2 Fuerzas cortantes en la base	56
5.2.3 Momento de volteo	56
<b>CAPITULO 6: Análisis para cargas verticales</b>	<b>58</b>
6.1 Métodos de análisis	58
6.2 Estados de carga	58
6.3 Combinaciones de cargas	60
6.4 Resultados del análisis	61
6.4.1 Envoltentes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes	61
<b>CAPÍTULO 7: Diseño de Elementos Estructurales</b>	<b>67</b>
7.1 Diseño de losas aligeradas	67
7.1.1 Diseño de losa aligerada 1º, 2º y 3er pisos	67
7.1.2 Diseño de losa aligerada 4º piso	70

7.1.3 Acero por temperatura	71
7.2 Diseño de vigas	71
7.3 Diseño de columnas	81
7.3.1 Diseño de la columna C1 (35x60)	82
7.3.2 Diseño de la columna C5 (30x60)	84
7.3.3 Acero en conexiones	87
7.4 Diseño de muros de corte	87
7.4.1 Diseño del muro P1	92
7.4.2 Diseño del muro P2	99
7.5 Diseño de cimentaciones	108
7.5.1 Diseño de zapatas aisladas	108
7.5.2 Diseño de zapatas conectadas	113
7.6 Diseño de escaleras	136
<b>Conclusiones</b>	<b>141</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>143</b>
<b>Anexos</b>	<b>144</b>
Anexo 1: Pesos, Masas y Centros de Masas de la edificación	145
Anexo 2: Peso, centro de masas e inercia rotacional de elementos "no estructurales"	149
Anexo 3: Fuerzas Cortantes en elementos Verticales antes de aplicar excentricidad accidental	153
Anexo 4: Desplazamientos Máximos en los nudos	154
Anexo 5: Resultados del análisis y diagrama de interacción columna C1	155
Anexo 6: Resultados del análisis y diagrama de interacción columna C 5	159
Anexo 7: Resultados del análisis y diagramas de interacción muro P1	163
Anexo 8: Resultados del análisis y diagramas de interacción muro P2	173
Anexo 9: Reacciones en los Apoyos	181
Anexo 10: Pesos Unitarios	182
Anexo 11: Cargas Mínimas Repartidas	183
Anexo 12: Norma Técnica de edificación E.030 Diseño Sismorresistente	184

## RESUMEN

En el presente informe se analiza y diseña estructuralmente un edificio de concreto armado de 4 pisos, destinado a oficinas y ubicado en la ciudad de Lima, utilizando muros de corte para el control de los desplazamientos laterales, considerando las excentricidades accidentales en el análisis dinámico, y diseñando los elementos estructurales con hojas de cálculo elaboradas para tal fin. Ha sido realizado bajo las normas peruanas E020 Cargas, E030 Diseño Sismorresistente y E060 Concreto Armado.

En el capítulo 1 se presenta el marco teórico bajo el que desarrolla este informe.

En los capítulos 2, 3, y 4 se describe la edificación a diseñar, predimensiona los elementos estructurales, y se hace el metrado de cargas para el análisis.

En el capítulo 5 se hace el análisis sísmico de la estructura. Se ha considerado análisis estático para determinar la fuerza cortante mínima en la base y análisis dinámico por combinación modal espectral para la obtención de los esfuerzos de diseño. Los cálculos fueron hechos usando el programa SAP2000 Versión 8.2.7 Educativa.

En el capítulo 6 se presenta el análisis para cargas verticales en aligerados y en toda la estructura: gráficos de los estados de carga, las combinaciones de carga, y los resultados en forma de diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes. Resultados más detallados se encuentran en los anexos y en las hojas de diseño del capítulo 7

En el capítulo 7 se presenta el diseño de los elementos estructurales: losas aligeradas, vigas, columnas muros de corte, zapatas y escalera.

Finalmente se presenta las conclusiones y bibliografía.

En los anexos se presentan las tablas de cálculo para la determinación de centros de masas, resultados del análisis y planos estructurales.

## **INTRODUCCIÓN**

Uno de los problemas principales en la estructuración de edificios es limitar los excesivos desplazamientos laterales debidos a fuerzas horizontales. Las excesivas deformaciones de la estructura durante un evento sísmico generan mayores daños en la estructura principal y en los elementos no estructurales que elevan el costo de la reparación. La norma peruana E.030 limita el desplazamiento relativo de entrepiso en estructuras de concreto armado a 0.007, lo cual es difícil de obtener con sistemas estructurales de pórticos únicamente, a menos que se disponga de luces pequeñas y/o columnas de sección mucho mayor a las requeridas por cargas de gravedad. Una alternativa para el control de estos desplazamientos es la estructuración con muros de corte, poniendo especial cuidado en su ubicación para evitar, en lo posible, introducir efectos de torsión. Esto no siempre es posible debido a los requerimientos de funcionalidad de las edificaciones, lo que lleva a que el proceso iterativo de análisis y diseño se prolongue, pudiendo tomar mucho tiempo dependiendo de la experiencia del diseñador.

Actualmente, los programas de análisis facilitan enormemente este proceso. La dificultad del manejo de la gran cantidad de datos que se obtiene de ellos se salva con el uso de hojas de cálculo electrónicas.

En el presente informe de suficiencia se realiza el análisis y diseño de una estructura con muros de corte que, debido a requerimientos de funcionalidad, no es posible hacer totalmente simétrica. Las dimensiones presentadas son resultado del proceso iterativo de análisis y diseño, facilitados por las hojas de cálculo elaboradas.



## CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO

### 1.1 GENERALIDADES

La condición del Perú como país con gran actividad sísmica, hace ineludible la consideración de los efectos de los fenómenos sísmicos sobre las estructuras. Estos efectos se traducen en fuerzas sísmicas que deben considerarse desde la concepción estructural, procurando darle a la estructura características de simetría, resistencia, rigidez y continuidad, que le permitan tener un comportamiento adecuado frente a un evento sísmico. En este aspecto, el análisis y diseño considerando requisitos de ductilidad de los elementos estructurales se convierte en condición indispensable para dar seguridad a las edificaciones, con las limitaciones debidas a la antigüedad de las normas y el retraso tecnológico que no nos permite actualizarlas en todos sus aspectos. En este sentido debemos estar atentos a los nuevos estudios relativos al concreto armado para adecuarlos a nuestra realidad.

### 1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 1.2.1 Losas

La norma E.060 (sección 10.4.1) especifica peraltes mínimos para no verificar deflexiones:

En losas aligeradas continuas, conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm. de ancho losa superior de 5 cm. con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup>, cuando se cumple que:

$$h \geq 1/25$$

En losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7.5 m. cuando se cumple que:

$$h \geq 1/30$$

#### 1.2.2 Vigas

Se impone las siguientes restricciones de geometría con el objetivo de dotar de sección transversal compacta con buena estabilidad durante los desplazamientos no lineales:

$$\text{Relación ancho a peralte máximo: } b/h \leq 0.3.$$

**Peralte efectivo máximo**  $d \leq l_n / 4$  (  $l_n$  = luz libre de la viga)

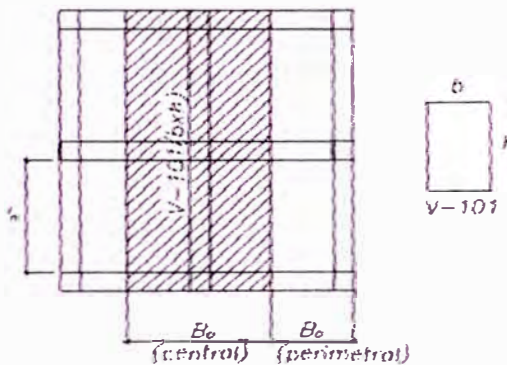
**Ancho mínimo de vigas**  $b \geq 25 \text{ cm.}$

**Ancho máximo de vigas**  $b < b_{\text{columna}} + 0.75 h_{\text{viga}}$  en cada lado de la columna

La relación ancho a peralte exigida trata de evitar vigas muy peraltadas en relación a su ancho, con el propósito de evitar el pandeo lateral. Sin embargo esta exigencia podrá ser obviada en los casos en que su peralte corresponda a razones arquitectónicas y no estructurales, o que se demuestre que el pandeo lateral no es crítico.

La condición de un peralte efectivo ( $d$ ) menor o igual a  $1/4$  de la luz libre, trata de evitar vigas muy peraltadas en relación a su luz, donde el comportamiento es diferente al de las vigas normales y donde se producirán concentraciones de esfuerzos debido a su considerable rigidez.

El ancho de vigas puede predimensionarse como  $1/20$  del ancho de la zona de influencia de las vigas centrales, y para las perimetrales se adicionara el peso de la fachada dividida entre la carga muerta de piso.



$$b = B / 20 \geq 0.25 \text{ m.},$$

donde:

$b$  = ancho de viga

$$B = B_o + B_{\text{fachada}}$$

$B_o$  = ancho tributario de viga

$$B_o = \frac{\text{Peso de la fachada} \cdot (\text{kg/m})}{\text{carga muerta de piso} \cdot (\text{kg/m}^2)}$$

Los comentarios de la norma E060 (sección

10.4) se indica que para vigas que forman pórticos, las condiciones críticas de diseño vienen dadas por requerimientos de resistencia (cargas de gravedad y de sismo) y/o por condición de rigidez lateral de los pórticos usándose peraltes comprendidos entre  $1/10$  y  $1/12$  de la luz del elemento.

El peralte puede predimensionarse considerando:

$$h = l_n / \alpha,$$

donde:  $l_n$  = longitud libre del elemento

Uso	$\alpha$
Oficina o vivienda (s/c = 250 kg/cm <sup>2</sup> )	11
Garajes y tiendas (s/c = 500 kg/cm <sup>2</sup> )	10
Depósito (s/c = 1000 kg/cm <sup>2</sup> )	8

### 1.2.3 Columnas

La norma E060 especifica para columnas que resistan fuerzas de sismo:

Ancho mínimo = 25 cm.

Relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal ( $b/t$ ) no será menor que 0.4.

El ancho mínimo trata de evitar columnas con difícil el armado del fierro en edificios conformados por pórticos y/o muros de corte.

La relación  $b/h > 0.4$ , trata de lograr columnas con adecuada rigidez y con capacidad de resistencia de momentos flectores en las dos direcciones en estructuras formadas sólo por pórticos. Si la estructura tuviera además muros de corte en sus dos direcciones de tal manera de lograr adecuada rigidez lateral y resistencia, esta disposición no sería necesaria.

Investigaciones japonesas sobre el sismo de TOKACHI 1968, donde colapsaron muchas columnas por fuerza cortante, deficiencia de anclaje del fierro de vigas, deficiencia de anclajes del acero de columnas y aplastamiento, dieron como

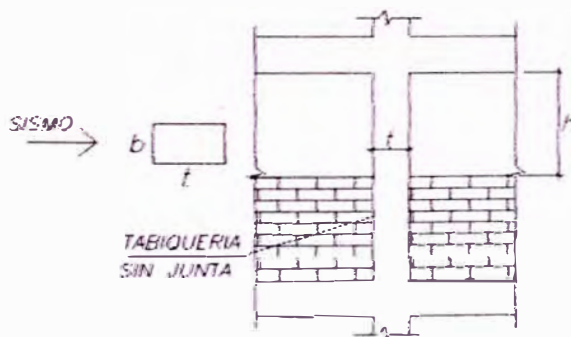
resultado lo siguiente:

Si  $h/t \leq 2 \rightarrow$  (columna corta) falla frágil por fuerza cortante

Si  $2 \leq h/t \leq 4 \rightarrow$  falla frágil o dúctil de acuerdo con el diseño

Si  $h/t > 4 \rightarrow$  falla dúctil

La recomendación es que  $h/t > 4$ .



Por otro lado, según ensayos experimentales en Japón:

$$n = \frac{P}{f'_c b \cdot t} \rightarrow b \cdot t = \frac{P}{n \cdot f'_c}$$

Si  $n > 1/3 \rightarrow$  falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas.

$n < 1/3 \rightarrow$  falla dúctil

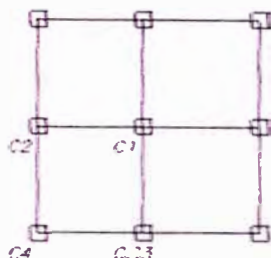
donde

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión

$b, t$  = dimensiones de la sección de la columna

$n$  y  $P$  son valores que dependen del tipo de columna según la siguiente

tabla:



Tipo de columna		P, n
C1 (primeros pisos)	Interior	$P = P_G$ $n = 0.30$
C1 (4 últimos pisos)	Interior	$P = 1.1 P_G$ $n = 0.25$
C2, C3	exterior	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
C4	de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

$P_G =$  Carga total que soporta la columna

### 1.2.4 Muros de corte

La norma E060 especifica que para muros de corte, el espesor mínimo es de 10 cm., excepto en el caso de muros coincidentes con muros exteriores de sótano, donde será de 20 cm.

Dado que la principal función de los muros de corte es absorber las fuerzas sísmicas, mientras mas o mas grandes sean, tomarán mayor parte del cortante sísmico total. Esto hace difícil establecer sus dimensiones sin un análisis sísmico. Inicialmente se asumen dimensiones buscando la simetría de la estructura, rigideces semejantes en ambas direcciones de análisis y distribución de fuerzas cortantes acorde con el sistema estructural escogido; y se inicia un proceso iterativo de análisis sísmico y cambio de dimensiones de los elementos verticales, que termina, en esta etapa de predimensionamiento, cuando se cumplen los límites de deformaciones establecido por la norma.

### 1.3 METRADO DE CARGAS

La norma peruana E020 especifica las cargas mínimas de diseño de manera que "las edificaciones, en todas sus partes sean capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto". Define la carga muerta como peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio; y la carga viva como el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

A continuación se transcriben párrafos de la norma E0.20 aplicables a este informe.

### Carga muerta

**"2.1 Materiales.-** Se considerará el peso real de los materiales que conforman y de los que deberá soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en el anexo 1 de la norma, pudiéndose usar pesos unitarios menores cuando se justifique debidamente".

**"2.3 Tabiques.-** Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando no se conozca la distribución de tabiques, obligatoriamente se usarán las cargas mínimas repartidas equivalentes..." que figuran en la tabla siguiente:

**Cargas mínimas repartidas equivalentes a la de tabiquería**

<b>Peso del Tabique (Kg/m)</b>	<b>Carga Equivalente (Kg/m<sup>2</sup>) a ser añadida a la carga muerta.</b>
74 ó menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

... "que se añadirán a la carga muerta. En el caso de que los tabiques puedan ser cambiados de lugar se considerará la condición que cause los mayores esfuerzos entre la ubicación inicial y las cargas mínimas repartidas equivalentes".

### Carga viva

**"3.1 Generalidades .-** Además de las cargas muertas, cargas sísmicas, cargas debidas al viento y otras que se apliquen, se diseñará la edificación tomando en cuenta las cargas vivas repartidas, cargas vivas concentradas o combinaciones de cargas simultáneas de cargas repartidas y concentradas, según las que produzcan un mayor esfuerzo".

**"3.2.1 Carga viva mínima repartida.-** Se usará como mínimo los valores que se establecen en la tabla 3.2.1" (ver anexo N°11) "para diferentes tipos de ocupación o uso, verificando su conformidad de acuerdo a las disposiciones del

acápito 3.2.3 Estas cargas incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto. Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que figuran en la tabla 3.2.1, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes”.

“3.2.3 Conformidad.- Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre un área rectangular representativa de 15 m<sup>2</sup> que no tenga ningún lado menor a 2.50 m”.

### 1.3.1 Metrado de cargas para losas aligeradas

Considerando concreto de peso normal y ladrillo hueco de techo de arcilla, los pesos de los aligerados armados en una dirección son los siguientes:

Peso de losas aligeradas armadas en una dirección

Espesor (m)	Espesor del ala $h_f$ (m)	Peso propio (kg/m <sup>2</sup> )
0.17	0.05	280
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.05	420
0.35	0.05	475
0.40	0.10	600

### 1.3.2 Metrado de cargas para vigas

Para el metrado de cargas el área de influencia esta determinada, para el caso de vigas interiores, por el ancho tributario que es la semisuma de las luces libres de los paños adyacentes mas el ancho de la viga; y, para el caso de vigas exteriores o de borde, es la mitad del paño adyacente mas el ancho de la viga.

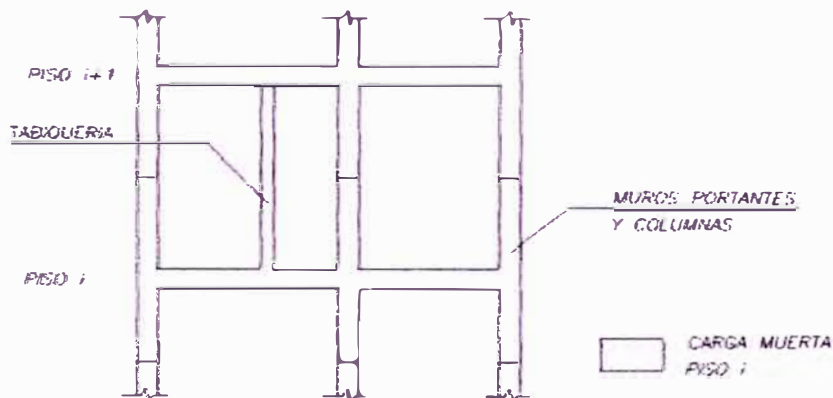
Para el análisis por cargas verticales, los programas actuales calculan el peso propio de los elementos estructurales, por lo que no es necesario introducir estos datos.

En el caso del SAP2000, para el análisis estático se tiene la posibilidad de introducir las cargas laterales calculadas manualmente, para lo cual si sería necesario metrar el peso propio de los elementos estructurales. Otra opción es

hacer que el programa calcule estas cargas usando la opción de Auto Lateral Load / User Coefficient, en la declaración de los estados de carga y escogiendo que calcule las masas a partir de los elementos estructurales, masas adicionales y cargas.

### 1.3.3 Peso de la edificación

Para el cálculo del peso de la edificación se metrarán las cargas permanentes considerando para cada piso las cargas aplicadas sobre las losas, y las cargas correspondientes a la mitad de las alturas libres de las columnas adyacentes al nivel considerado, de acuerdo al siguiente gráfico:



La norma E030 especifica un porcentaje de la carga viva a ser considerado como parte del peso de la edificación a un porcentaje de la carga viva, que depende de la categoría de la edificación:

Para edificaciones de las categorías A y B se tomará el 50 % de la carga viva

Para edificaciones de la categoría C se tomará el 25 % de la carga viva

Para depósitos, el 80% del peso total de lo que es posible almacenar

En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva

En estructura de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

## 1.4 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se realiza bajo la norma E.030 Diseño Sismorresistente de abril del 2003. En esta norma se establecen las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y los principios de diseño sismorresistente siguientes:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa afrente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen los siguientes principios de diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueden ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

En el Anexo N° 13 se transcribe la norma E.030 Diseño Sismorresistente

## **1.5 ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES**

### **1.5.1 Métodos de análisis**

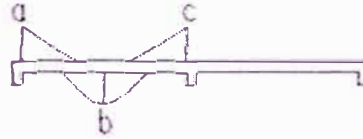
La norma E060 especifica que "Todos los elementos de pórticos o construcciones continuas podrán diseñarse en base a los efectos (fuerzas y momentos) que se determinen por medio del análisis, suponiendo comportamiento elástico del material, salvo el caso en que se usen métodos simplificados de análisis".

#### **1.5.1.1 Método Simplificado de Coeficientes**

De acuerdo con la norma E060 se podrá utilizar el Método Simplificado de Coeficientes para el análisis por cargas de gravedad en el diseño de vigas continuas y losas armadas en una dirección, siempre y cuando cumplan con las siguientes condiciones.

- Existen dos o más tramos
- Longitud del tramo mayor  $\leq 1.2$  veces longitud del tramo adyacente menor
- Las cargas están uniformemente distribuidas
- La carga viva no excede en tres veces la carga muerta
- Los elementos son prismáticos



**Momento flexionante****Viga o losa de 2 tramos**

$a = 1/24 W_u l_n^2$  cuando el apoyo es una viga

$a = 1/16 W_u l_n^2$  cuando el apoyo es una columna

$b = 1/11 W_u l_n^2$  cuando el extremo discontinuo no esta empotrado

$b = 1/14 W_u l_n^2$  cuando el extremo discontinuo es monolítico con el apoyo

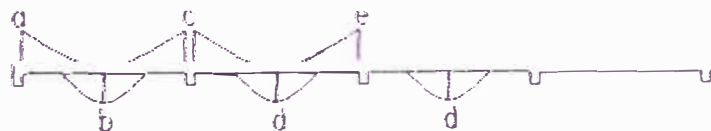
$c = 1/9 W_u l_n^2$

**Viga o losa de 3 tramos**

$a$  y  $b$  igual que en caso anterior

$c = 1/10 W_u l_n^2$

$d = 1/16 W_u l_n^2$

**Viga o losa de mas de 3 tramos**

$a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  igual que en el 2do caso

$e = 1/11 W_u l_n^2$

**Fuerza Cortante****Viga o losa de 2 o mas tramos**

$a_1 = W_u l_n / 2$

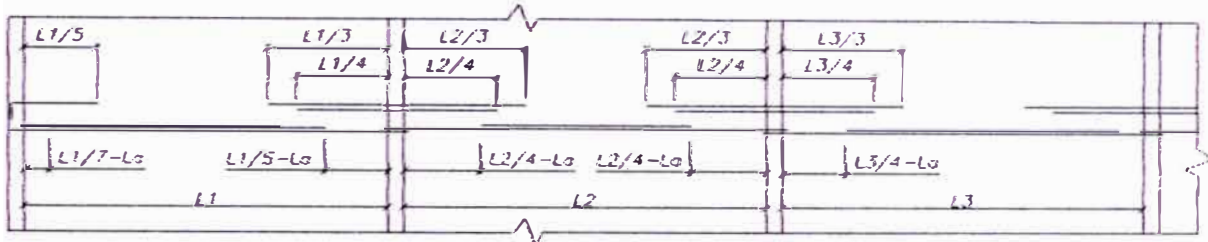
$b_1 = 1.15 W_u l_n / 2$

En todos lo casos:

$W_u$  = carga repartida por unidad de longitud

$l_n$  = Luz del tramo considerado para momento positivo o fuerza cortante, o el promedio de las luces adyacentes para momento negativo.

Detalle de la armadura



Donde  $L_a$  es el mayor de :  $12d_b$  ( $d_b$ = diámetro de la varilla), o  $d$  (peralte efectivo del elemento)

### 1.5.1.2 Método de las Rigideces

El programa SAP200 utiliza el método de las rigideces para el análisis de la estructura. En este método se construyen las matrices de rigidez ( $K$ ) de los elementos y de toda la estructura a partir de sus características geométricas. Las matrices de cargas ( $F$ ) y deformaciones ( $u$ ) se relacionan con la matriz de rigidez mediante la siguiente expresión:

$$F = K u$$

La solución del sistema de ecuaciones resultante da como resultado los requerimientos de diseño para la estructura.

## 1.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una de las suposiciones que se hacen comúnmente en el análisis es el empotramiento de las placas y columnas en la base. Al respecto se transcribe algunos párrafos de un artículo de la referencia bibliográfica N° 6

“La distribución de momentos en placas, columnas y vigas en los diferentes niveles de una edificación varía si se considera libertad de giro en la base o la suposición de empotramiento; si el edificio tiene placas y pórticos que se consideran empotrados en su base, los momentos máximos en las placas se obtienen en el primer piso y conforme se analicen los pisos superiores van disminuyendo. En las columnas y vigas los momentos máximos de sismo se obtienen en los pisos intermedios de la edificación.

Si se consideran placas con cierta libertad de giro en la base, los momentos totales en los primeros pisos de las placas disminuyen, mientras que los obtenidos en los pisos superiores son equivalentes a los obtenidos considerando empotramiento; en los pórticos sin embargo, los momentos de los primeros pisos se incrementan y se acercan a los obtenidos en los pisos intermedios en la versión empotrada.

El concepto final es que las placas pierden rigidez en los primeros pisos y el cortante va en mayor proporción hacia los pórticos, pero este efecto no se nota a partir del 3° ó 4° piso, lo cual significa que las placas recuperan la rigidez obtenida en el análisis empotrado. Como en la realidad no es comprobable la suposición de empotramiento en la base, se puede recomendar que las vigas y columnas de los primeros pisos sean diseñados con los momentos obtenidos en los pisos intermedios en el análisis realizado considerando empotramiento.”

Se comentan algunos de los artículos de la norma peruana E060, pertinentes a este informe. Esta norma acoge la mayoría de las especificaciones del comité 318 del ACI.

### **1.6.1 Diseño por Resistencia o Diseño por Estado Límite Último de Rotura**

El requisito básico de este método es de asegurar que la resistencia de diseño de un elemento no sea menor que la resistencia última requerida. Para cargas sísmicas, la resistencia requerida (U) consiste de las cargas de servicio multiplicadas por un factor de carga especificado en el acápite siguiente. La resistencia de diseño de un elemento consiste de la resistencia nominal, o la resistencia teórica última, multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ . De este modo se tiene:

$$\phi (\text{resistencia nominal}) \geq U$$

#### **1.6.1.1 Factores de reducción de resistencia $\phi$**

Son factores disminuyen las resistencias nominales de los elementos estructurales. Toman en cuenta:

- La variabilidad de la resistencia de los materiales (concreto y acero). La diferencia en la resistencia del concreto de la probeta de laboratorio con el concreto realmente colocado en obra, diferencias en las dimensiones, tolerancia en la colocación, inexactitudes, suposiciones y simplificaciones en los cálculos

- Las consecuencias de la falla del elemento estructural y su tipo de falla. Tiene un valor más alto en las vigas debido a que están diseñadas para fallar de manera dúctil por flexión. El valor mas bajo se da en las columnas, ya que pueden fallar de modo frágil cuando el factor crítico es la resistencia del concreto; adicionalmente, su reparación es difícil y su falla puede ocasionar el desplome de la estructura

La norma dispone que los factores de reducción de resistencia  $\phi$  sean:

Factores de reducción de resistencia $\phi$	
Solicitación	Factor de reducción
Flexión	0.90
Tracción y tracción + flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Compresión y flexocompresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70
Concreto simple	0.65

#### 1.6.1.2 Factores de resistencia requerida o factores de Carga

Son factores aumentan las cargas para el diseño. Toman en cuenta:

Variabilidad de las cargas (viva, muerta, sismo o viento), el grado de precisión con que se estiman y calculan sus efectos.

El grado de precisión de los métodos de análisis que utilizamos: hipótesis, suposiciones y simplificaciones en modelos, el comportamiento de los materiales.

La resistencia mínima requerida (U), de la norma E060, para las cargas muertas (CM), Cargas vivas (CV) y de sismo (CS), con la corrección en la carga sísmica debido a la norma E030, es la siguiente:

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV}$$

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

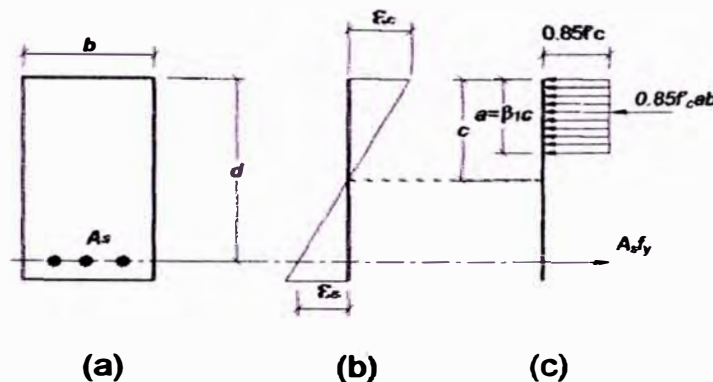
$$U = 1.25 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

$$U = 0,9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

### 1.6.2 Consideraciones para el diseño de vigas

Para vigas sometidas a flexión que deban resistir fuerzas de sismo, en las cuales la fuerza de diseño se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico (reducción por ductilidad), se definen como aquellos elementos en los cuales la fuerza de compresión axial factorizada del elemento es menor que  $0.1A_g f'_c$  y la luz libre para el elemento es mayor a 4 veces su peralte efectivo. Restricciones adicionales relativas a su geometría se presentan en la sección 1.2.

La resistencia nominal de un elemento en flexión se determina de acuerdo con los principios definidos en la 11.2 de la norma E060. La capacidad última de un elemento a flexión con sólo refuerzo a tensión esta dado por:



$$\sum F = 0 \Rightarrow 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{capacidad nominal})$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{capacidad última})$$

donde:

$A_s$  = área de acero a tensión, (cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero,  $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión,  $\geq 210 \text{ kg/cm}^2$

$d$  = peralte efectivo, (cm)

$b$  = ancho de la sección, (cm)

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia en flexión = 0.9

$a = \beta_1 c$

$\beta_1 = 0.85$  si  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ . Disminuye en 0.05 por cada 70 kg/cm<sup>2</sup> de

aumento de  $f'_c$ , hasta un valor mínimo de 0.65.

$c$  = distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión

El área de acero necesaria para resistir un momento  $M_u$  se puede calcular por un proceso iterativo con las ecuaciones anteriores o resolviendo el sistema.

### 1.6.2.1 Límites del refuerzo

Las siguientes limitaciones en la cantidad de refuerzo longitudinal se dan para prevenir la congestión de acero, asegurar el comportamiento dúctil y proveer un mínimo de capacidad de refuerzo mayor que la resistencia a tensión del concreto.

$$\rho_{\min} \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} \leq 0.5 \rho_b \text{ (si se va a hacer redistribución de momentos)}$$

Donde  $\rho = A_s/bd$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 f'_c \frac{6000}{6000 + f'_c}$$

### 1.6.2.2 Desarrollo del refuerzo

- La longitud de desarrollo básica de barras corrugadas en tracción  $l_{db}$ , en centímetros, será la mayor de:

$$l_{db} = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{y} \quad l_{db} = 0.006 d_b f_y$$

donde:  $d_b$  = diámetro de la barra

$A_b$  = área de la barra.

Esta será afectada por un factor de 1.4 para barras de lecho superior y por 0.8 cuando el espaciamiento lateral sea mayor o igual que 15 cm. y recubrimiento lateral de por lo menos 7.5 cm.;  $l_d$  no deberá ser menor de 30 cm.

- La longitud de desarrollo de barras corrugadas en compresión  $l_d$ , en centímetros, deberá ser la mayor de :

$$l_d = 0.08 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{y} \quad l_d = 0.004 d_b f_y$$

y no deberá ser menor de 20 cm.

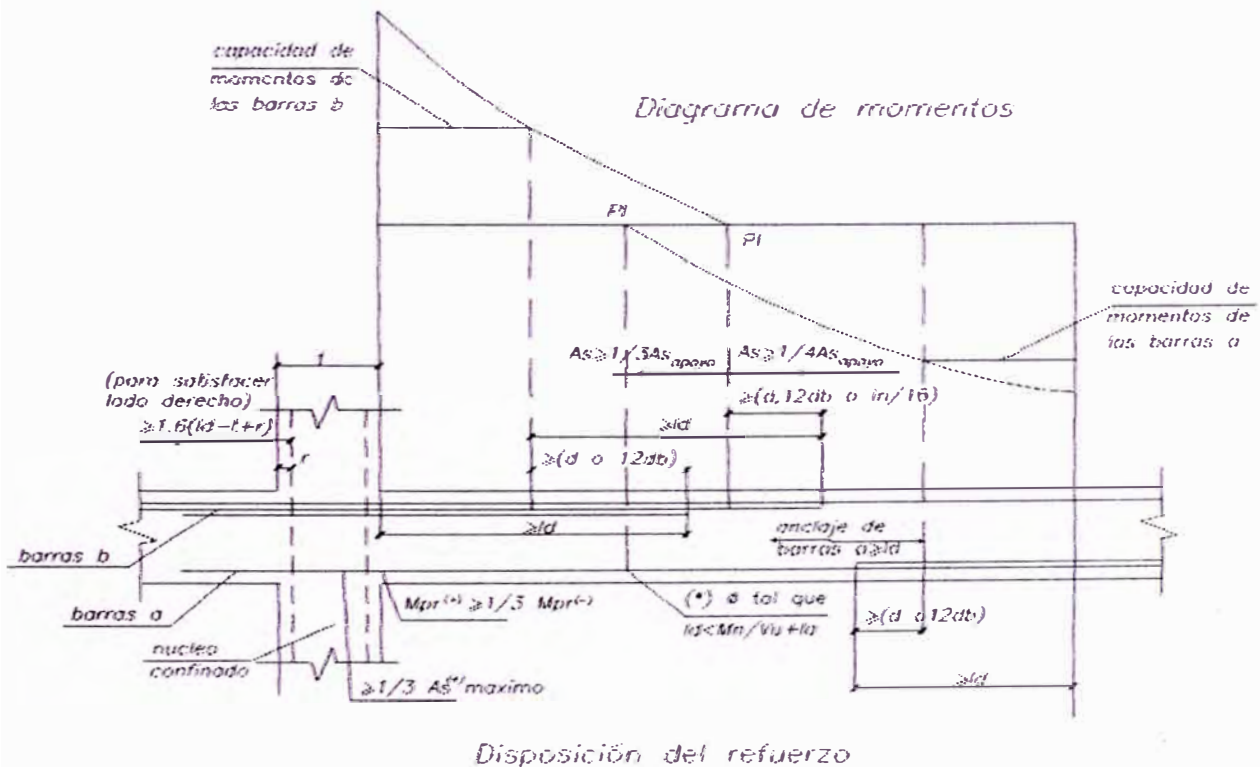
- La longitud de desarrollo en barra que terminen en ganchos estándar será:

$$l_{d_g} = 318 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq (8 d_b \text{ ó } 15 \text{ cm.})$$

Si el recubrimiento lateral es mayor o igual a 6.5 cm , y el recubrimiento de la extensión de la barra es mayor o igual a 5 cm., el valor de  $l_{d_g}$  podrá multiplicarse por 0.7. Adicionalmente, si toda la longitud de  $l_{d_g}$  esta rodeada por estribos cerrados espaciados no mas de 3 db, el valor de  $l_{d_g}$  podrá multiplicarse por 0.8.

### 1.6.2.3 Corte del refuerzo

Los requerimientos de la norma E060 respecto al corte del refuerzo para miembros en flexión se resumen en el siguiente gráfico.



Donde:

$M_{pr}^{(+)}$  = Resistencia proporcionada a momento positivo en la cara del apoyo

$M_{pr}^{(-)}$  = Resistencia proporcionada a momento negativo en la cara del apoyo

$M_n$  = Momento nominal provisto por el refuerzo positivo de la sección considerada

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño en la sección considerada

$l_a$  = El mayor de  $d$  o  $12 db$

#### 1.6.2.4 Diseño por confinamiento y fuerza cortante

Se requiere refuerzo transversal para proveer de resistencia al cortante, para proveer de confinamiento al concreto localizado dentro de la zona de posible formación de rótulas plásticas y para controlar el pandeo lateral de las barras longitudinales. Estará constituido por estribos cerrado de diámetro mínimo 3/8". En los elementos estructurales deben proveerse estribos en las siguientes zonas:

Sobre una distancia 2h a partir de la cara de la columna

Sobre una distancia 2h a ambos lados de la sección de posible rótula plástica.

En esta zona el primer estribo debe localizarse a no mas de 5 (cm) de la cara de la columna o ½ del espaciamiento calculado con la fuerza cortante determinada a partir de la resistencia probable a flexión en las caras de la junta, explicado mas adelante. El espaciamiento máximo entre los estribos no debe ser mayor a:

$$s_{max} \leq d/4$$

$$s_{max} \leq 8 \cdot d_b$$

$$s_{max} \leq 30 \text{ cm}$$

donde:

d = peralte efectivo

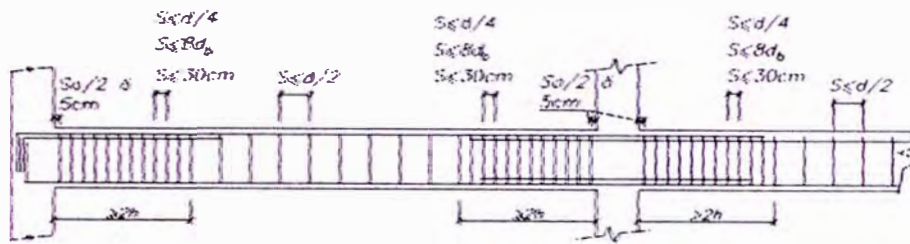
d<sub>b</sub> = diámetro de la barra longitudinal

Donde no se refuerza por confinamiento se puede hacer usos de estribos a través de la longitud del elemento en un espaciamiento máximo de d/2.

Además, para prevenir el desprendimiento del recubrimiento en las zonas de empalme, el espaciamiento máximo del refuerzo transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder de 16 db o 30 cm. No deberán hacerse empalmes en el refuerzo dentro de una zona localizada a distancia d de la cara del nudo.

El detalle de la disposición de estribos se muestra en la figura siguiente:



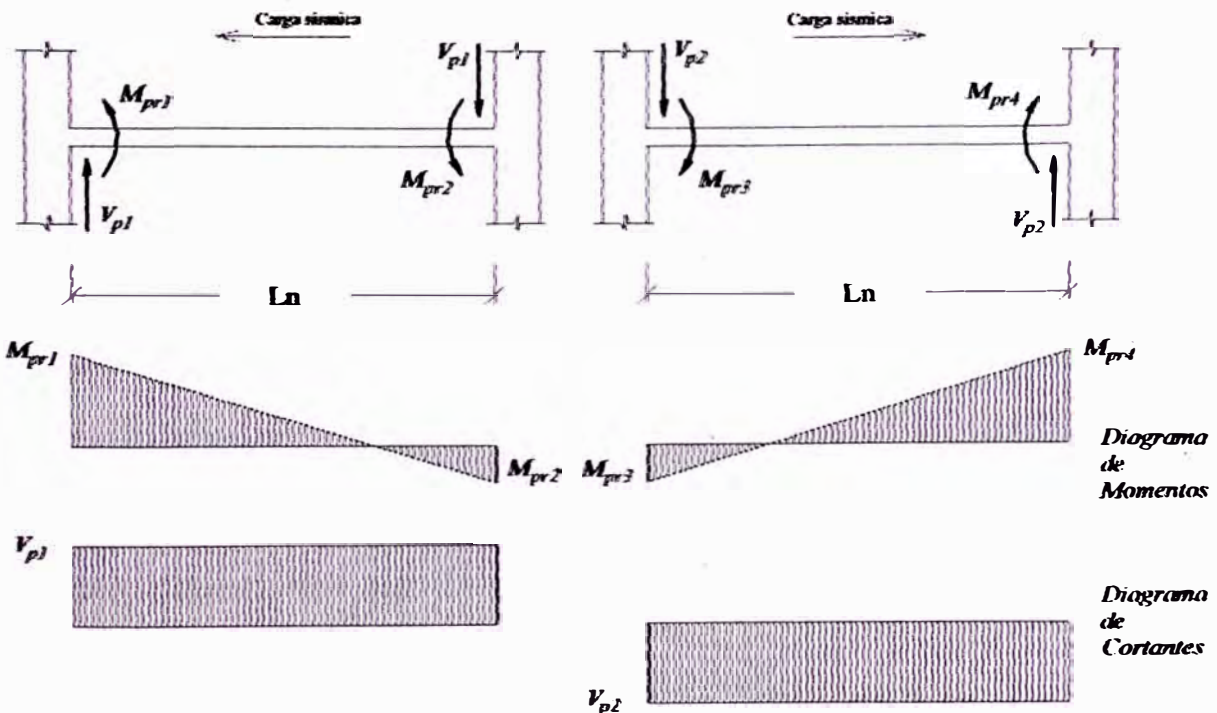


Disposición de estribos

**Fuerzas cortantes de diseño**

Para asegurar la falla dúctil (por flexión) de un elemento y prevenir la falla frágil por cortante, esta fuerza cortante de diseño se determina a partir de la resistencia probable a flexión en las caras de la junta considerando las fuerzas estáticas en el elemento, y éste soporta la carga tributaria de gravedad a lo largo del claro. La resistencia probable a flexión se calcula suponiendo una resistencia a la tensión en las barras longitudinales de al menos  $1.25 f_y$  y un factor de reducción de la resistencia  $\phi$  de 1.0. Es así que la resistencia probable a flexión esta dada por el sistema de ecuaciones:

$$M_{pr} = A_s \cdot (1.25 f_y) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{y} \quad 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot (1.25 f_y)$$



Cortante en viga debido a la resistencia probable a flexión

En la figura anterior, los momentos de signo opuesto actúan en los extremos de la viga sometida a doble curvatura y el sentido de los momentos cambia debido a la característica reversible de la carga sísmica. De este modo se deben calcular ambos momentos probables resistentes (de ida y vuelta) en los extremos de la viga para determinar el valor del cortante crítico. La fuerza cortante de diseño en el extremo izquierdo de la viga para una carga sísmica que actúa de derecha a izquierda es:

$$V_{\text{izq}} = \frac{M_{\text{pr1}} + M_{\text{pr2}}}{L_n} + V_g$$

Y para carga sísmica que actúa de izquierda a derecha:

$$V_{\text{der}} = \frac{M_{\text{pr3}} + M_{\text{pr4}}}{L_n} + V_g$$

donde:

$L_n$  = Luz de la viga

$V_g$  = cortante debido a la carga de gravedad

### 1.6.3 Consideraciones para el diseño de losas aligeradas

La norma E060 (sección 9.9.8) permite incrementar en 10% la resistencia a la fuerza cortante del concreto de las nervaduras en estas losas. Asimismo considera la posibilidad de usar armadura por corte o ensanchar los nervios de las viguetas.

Ensanche de viguetas

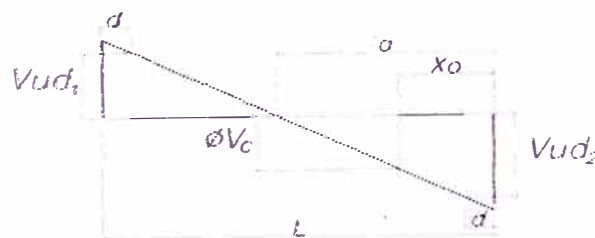


Diagrama de fuerza cortante

Longitud del ensanche ( $x_0$ )

$$\frac{a-d}{V_{ud2}} = \frac{L-2d}{V_{ud1} + V_{ud2}} \Rightarrow a = (L-2d) \frac{V_{ud2}}{V_{ud1} + V_{ud2}} + d$$

$$\frac{a-x_0}{\phi V_c} = \frac{a-d}{V_{ud2}} \Rightarrow x_0 = a - (a-d) \frac{\phi V_c}{V_{ud2}}$$

Ancho de ensanche ( $b_o$ )

$$Vud_2 = \phi V_c$$

$$Vud_2 = \phi(1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} b_o d) \Rightarrow b_o = \frac{Vud_2}{\phi(1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} d)}$$

#### 1.6.4 Consideraciones para el diseño de columnas

Para columnas sometidas a flexocompresión que deban resistir fuerzas de sismo, en las cuales la fuerza de diseño se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico (reducción por ductilidad), se definen como aquellos elementos con carga axial factorizada mayor a  $0.1A_g f'_c$ . Restricciones adicionales relativas a su geometría se presentan en la sección 1.2.

La carga axial última ( $P_u$ ) para una excentricidad dada no podrá exceder la resistencia de diseño máxima ( $\phi P_n(\text{máx.})$ ):

$$P_u \leq \phi P_n(\text{máx.}) = 0.85\phi (0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y) \text{ elementos con espirales}$$

$$P_u \leq \phi P_n(\text{máx.}) = 0.80\phi (0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y) \text{ elementos con estribos}$$

Donde:

$A_{st}$  = área total de acero, ( $\text{cm}^2$ )

$A_g$  = área total de la sección, ( $\text{cm}^2$ )

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero,  $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión,  $\geq 210 \text{ kg/cm}^2$

##### 1.6.4.1 Límites del refuerzo

Para evitar la falla, controlar la congestión de acero y proveer resistencia a la flexión es que los límites para el refuerzo longitudinal son:

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad \text{donde} \quad \rho_g = A_{st} / A_g$$

##### 1.6.4.2 Concepto de viga débil-columna fuerte

A consecuencia de las cargas sísmicas se pueden formar rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas de un nivel determinado, produciendo un mecanismo de deslizamiento el cual causa el colapso del piso, para prevenir este acontecimiento, se introduce el concepto de viga débil-columna fuerte. Una columna que forma parte del sistema resistente a fuerzas laterales y con una carga axial factorizada mayor a  $0.1A_g f'_c$ , debe ser diseñada para satisfacer:

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{7}{5} \Sigma M_{nv}$$

donde:

$\Sigma M_{nc}$  = suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominales en flexión de las columnas que forman dicho nudo.

$\Sigma M_{nv}$  = suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominales en flexión de las vigas que forman el nudo, y en el mismo plano de las columnas.

El objetivo de esta exigencia es buscar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. En estructuras conformadas por muros de corte importantes y pórticos, esta exigencia de la norma ya no es tan importante, pues los muros controlan la deformación lateral de la edificación.

#### 1.6.4.3 Ubicación de empalmes

El desprendimiento del recubrimiento ocurre en los extremos de las columnas, lo cual hace de estas regiones nada recomendables para la localización de los empalmes. Se deben permitir empalmes dentro de la mitad de la longitud del elemento y deben dimensionarse como empalmes de tensión.

#### 1.6.4.4 Diseño por confinamiento y fuerza cortante

El refuerzo transversal, que consiste de estribos o espirales, debe estar dispuesto en toda la altura de la columna para proporcionar resistencia al corte y confinamiento. Deberá ser de 3/8" de diámetro para el caso de barra longitudinales hasta de 1", y de 1/2" para el caso de barras de diámetros mayores. Debe estar dispuesto a lo largo de una distancia  $l_o$ , a partir de la cara del nudo y/o en ambos lados de cualquier sección posible de convertirse en rótula plástica, donde puede ocurrir fluencia a la flexión en conexión con los desplazamientos laterales no-elásticos de la estructura.

$$l_o \geq h_{mayor}$$

$$l_o \geq H_n / 6$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

donde:

$h_{mayor}$  = dimensión mayor de la sección columna

$H_n$  = luz libre de la columna

El espaciamiento de refuerzo en la zona de confinamiento esta limitado a:

$$s_{max} \leq h_{menor}/2$$

$$s_{max} \leq 10 \text{ cm}$$

El espaciamiento del refuerzo fuera de la zona de confinamiento se limitará a:

$$s_{max} \leq h_{menor}$$

$$s_{max} \leq 16 \text{ } db_{long \text{ menor}}$$

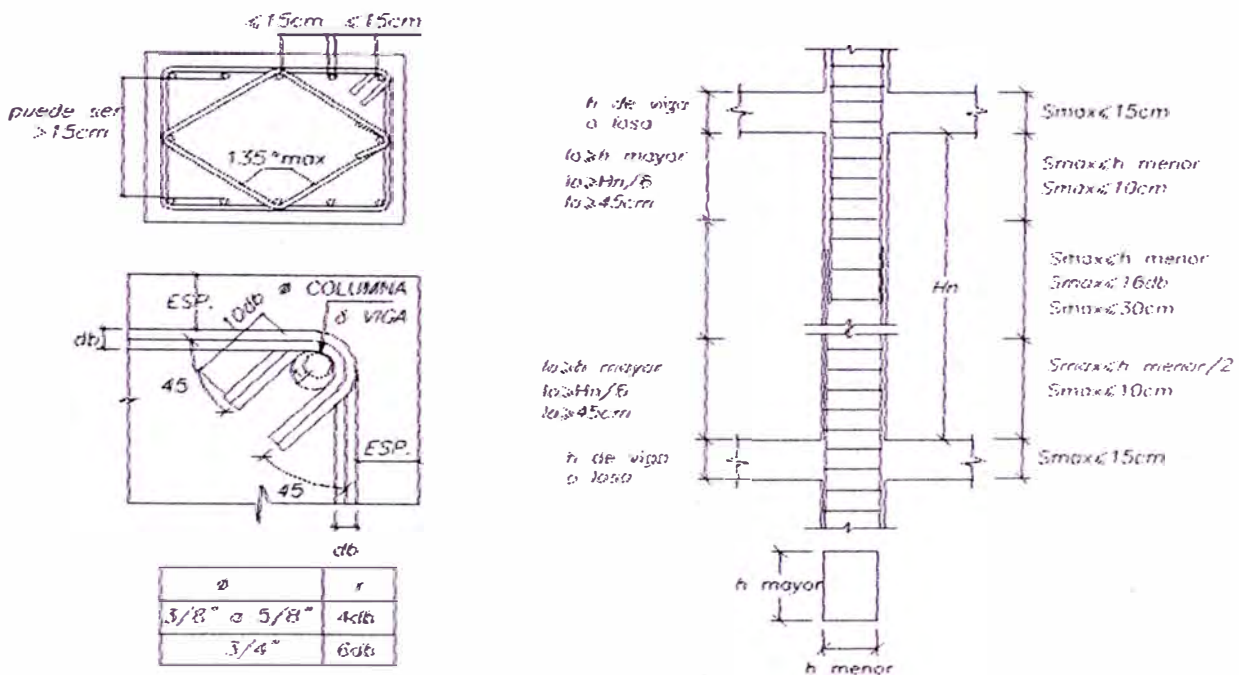
$$s_{max} \leq 30 \text{ cm}$$

donde:

$h_{menor}$  = dimensión menor de la sección de la columna

$db_{long \text{ menor}}$  = diámetro de la barra longitudinal menor

Las especificaciones de estribos y detalles de refuerzo en columnas se resumen en el siguiente gráfico:



ESPECIFICACIONES PARA ESTRIBO

CONFINAMIENTO EN COLUMNAS

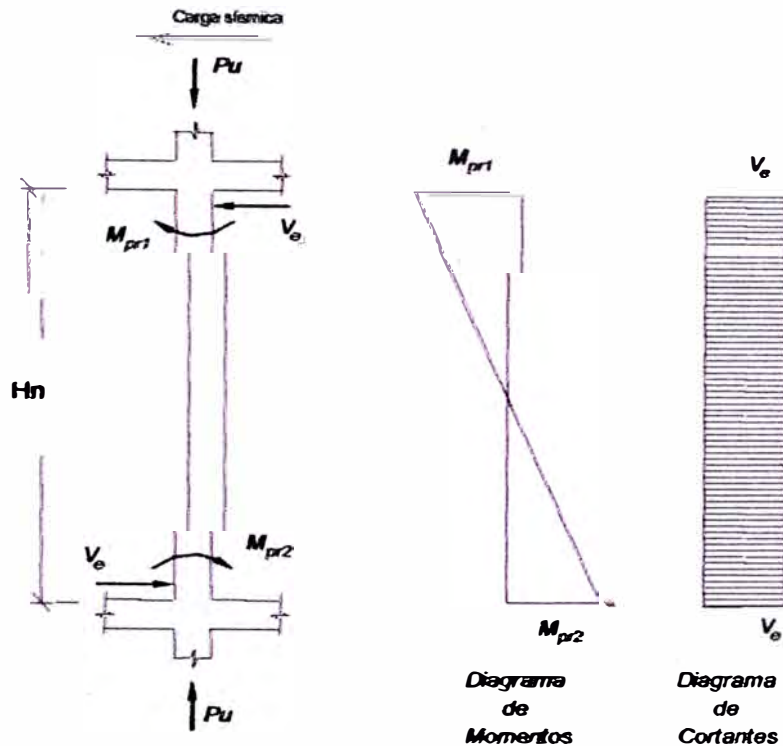
### Fuerza cortante de diseño

De manera similar al caso de las vigas, la fuerza cortante de diseño para las columnas debe calcularse utilizando el momento probable resistente de los extremos de la luz libre del elemento; asociados a la fuerza axial  $P_u$  que de cómo resultado el mayor momento nominal posible. La fuerza cortante en los

extremos de la columna es:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H_n}$$

donde:  $H_n$  = altura de la columna



Cortante en columna debido a la resistencia probable a flexión.

### Área mínima de refuerzo dentro del nudo

Deberá proporcionarse dentro del nudo un área mínima de refuerzo transversal que deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Donde  $b$  es el ancho del nudo en la dirección que se esta analizando. El espaciamiento no deberá exceder 15 cm.

## 1.6.5 Consideraciones para el diseño muros de corte

### 1.6.5.1 Diseño por flexión

#### Muros esbeltos

Se considerarán como muros esbeltos aquellos en los que la relación altura total / longitud:  $H/L \geq 1$ . En estos muros serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión. El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, concentrando mayor cantidad en los extremos. El cálculo del área de acero de este tipo de muros se realiza utilizando los criterios y los diagramas de interacción similares a los utilizados para el cálculo de columnas. En caso de tener una sección no simétrica respecto al eje perpendicular al del análisis, será necesario elaborar dos diagramas de interacción, uno para cada sentido de la dirección analizada.

#### Muros poco esbeltos

Se considerarán como muros poco esbeltos aquellos en los que la relación altura total / longitud:  $H/L < 1$ . Generalmente estos muros no tienen carga axial significativa, y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y /o flexocompresión. , debiéndose calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$M_u = \phi A_s f_y Z$$

$$Z = 0.4 \cdot L \cdot \left[1 + \frac{H}{L}\right]; \quad \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1$$

$$Z = 1.2 \cdot H; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

La norma indica que todos los muros con refuerzo concentrado en los extremos tendrán que confinarse como en el caso de las columnas y sus empalmes se diseñarán a tracción.

Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal y elástico ( $\sigma_u = M_u Y_c / I_g - P_u / A_g$ ), excede de  $2\sqrt{f'_c}$  deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento  $M_{cr}$  de la sección.

$$M_{cr} = I_g \left( \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g} \right) / Y_t$$

donde:

$I_g$  = momento de inercia de la sección total

$P_u$  = Carga axial última

$A_g$  = área total de la sección transversal

$Y_t$  = Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo, al la fibra extrema en tracción

Para el refuerzo repartido uniformemente a lo largo de la sección del muro, la norma indica que se cumplirá con el acero mínimo requerido por cortante.

### 1.6.5.2 Diseño por fuerza cortante

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:  $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

y:  $V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t d$

Para cálculos mas detallados se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85 \sqrt{f'_c} + \frac{N_u d}{4L}$$

$$V_c = \left( 0.15 \sqrt{f'_c} + L \cdot \frac{(0.3 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{Lt})}{\frac{M_u - L}{V_u - 2}} \right) t d$$

Donde:

$N_u$  = Carga axial última

$L$  = longitud del muro

$t$  = espesor del muro

$d = 0.8 L$ , o calculado de un análisis basado en compatibilidad de deformaciones

$M_u$  = Momento último

$V_u$  = Fuerza cortante última

Si  $(M_u/N_u) - L/2$  es negativo no deberá usarse la ultima expresión.

Si  $N_u/A_g < 0.1 f'_c \rightarrow$  considerar  $V_c = 0$

La sección crítica para el diseño esta ubicada a  $L/2$  o  $H/2$  (la menor) de la base, y las secciones ubicadas a menos de esa distancia podrán diseñarse con ese



valor.

Adicionalmente, la fuerza cortante de diseño, con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexocompresión deberá cumplir con:

$$V_u > V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w_y$$

Donde

$V_{ua}$  = Fuerza cortante proveniente del análisis

$M_{ua}$  = Momento flector proveniente del análisis

$M_{ur}$  = Momento flector teórico, asociado a  $P_u$ , que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

$w_y$  = factor de amplificación dinámica

$$w_y = 0.9 + n/10; n \leq 6$$

$$w_y = 1.3 + n/30; 15 \geq n \geq 6$$

$$w_y = 15; n > 15$$

$n$  = número de pisos

**Refuerzo horizontal y refuerzo vertical por corte**

Cuando  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte cuya área se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Además:  $\rho_h \geq 0.0025$

$$s_h \leq L/5, 3t \text{ o } 45 \text{ cm.}$$

Donde:  $\rho_h$  = cuantía del refuerzo horizontal por corte referida a la sección vertical del concreto de la sección en estudio

$s_h$  = espaciamiento del refuerzo horizontal

La cuantía  $\rho_v$  del refuerzo vertical por corte, referida a la sección total horizontal del concreto, será:

$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5 \cdot [2.5 - \frac{H}{L}] \cdot (\rho_h - 0.025)] \geq 0.0025$$

y:  $\rho_v \leq \rho_h$

$$s_v \leq L/3, 3t \text{ o } 45 \text{ cm.}$$

Donde:  $s_v$  = espaciamiento del refuerzo vertical

En caso de que  $V_u < 0.5\phi V_c$ , las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a:

$$\rho_h = 0.0020$$

$$\rho_v = 0.0015$$

y el espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que  $3t$  o 45 cm.

Cuando se tengan muros espesores con espesores iguales o mayores que 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras.

### 1.6.6 Consideraciones para el diseño de zapatas

#### 1.6.6.1 Generalidades

Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda de la especificada en el estudio de mecánica de suelos.

Se considerarán para este fin las cargas y momentos, sin amplificar en la base de las columnas. En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.

A menos que en el estudio de suelos no se permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo, en el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo de cimentación para los estados de carga en los que intervenga sismo ó viento.

En terrenos de baja capacidad portante, cimentación sobre pilotes, y en casos donde el estudio de suelos lo recomiende, deberán conectarse las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

#### 1.6.6.2 Diseño por fuerza cortante y punzonamiento

El diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento en la cercanía de la columna estará regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

##### a) Fuerza Cortante

Zapata que actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y que está localizada a una distancia "d" de la cara de la columna o pedestal.

En esta condición :  $V_u \leq \phi V_n$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b d$$

### b) Punzonamiento

Zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro  $b_o$  sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de "d/2" del perímetro del área de la columna.

En esta condición :

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_c = (0,53 + \frac{1,1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c \leq 1,1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde  $\beta_c$  es la relación del lado largo a lado corto de la columna y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica.

El peralte de las zapatas se controlará en base al diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.

#### 1.6.6.3 Diseño por flexión

El momento extremo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

Para el diseño por flexión se deberán considerar como secciones críticas las que se indican a continuación:

- a) En la cara de la columna, muro o pedestal si éstos son de concreto armado.
- b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro para zapatas que soporten muros de albañilería.
- c) En el punto medio entre la cara de la columna metálica y el borde de la plancha metálica de apoyo para zapatas que soportan columnas metálicas.

En zapatas armadas en una dirección (cimentaciones corridas) y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación:

- a) En la dirección larga el refuerzo se distribuirá uniformemente a través del ancho total.
- b) En la dirección corta se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

Esta porción del acero total requerido será  $2 / (R + 1)$  veces el área total.

Donde "R" es la relación lado largo / lado corto de la zapata.

El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja así definida.

#### 1.6.6.4 Transmisión de fuerzas en la base de columnas, muros o pedestales armados

Las fuerzas y momentos en la base de las columnas, muros y pedestales armados deberán transmitirse a la zapata a través del concreto y del refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

El refuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cada superficie.

El refuerzo de acero longitudinal de la columna, muro o pedestal armado que pase a través de la junta entre éstos y la zapata deberá ser capaz de transmitir:

- a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.
- b) Cualquier fuerza de tracción calculada en la junta entre el elemento apoyado y el elemento de apoyo.

Para columnas y pedestales armados vaciados en sitio, el área de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será como mínimo 0.005 veces el área del elemento apoyado.

Para muros vaciados en sitio, el área mínima de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será no menor al área mínima vertical especificada para muros.

## CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 2.1 UBICACIÓN

El proyecto se ubica en la ciudad de Lima.

### 2.2 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Se analizará una edificación de concreto armado de cuatro niveles destinada a oficinas. Sus dimensiones en planta son 18.25 metros de largo (dirección X) por 7 metros de ancho (dirección Y).

El piso típico tiene ventanas en todo su perímetro con alféizares de 1 metro de alto, de ladrillo cara-vista con amarre de cabeza. La azotea tiene un parapeto del mismo ladrillo de 1 m de alto. El pool de oficinas tendrá divisiones con tabiquería de 1.40 m de altura. Requerimientos arquitectónicos para futuras ampliaciones no permiten colocar muros en la intersección de los ejes A y 4, ni en la dirección Y de la intersección de los ejes A y 1. Se tiene libertad para determinar las longitudes de muros en las otras esquinas.

La altura del entrepiso típico es de 2.85 metros, y del primer piso es de 3 metros, La escalera se ubica en el tramo 1-2 del eje B.

### 2.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO

El Sistema estructural del proyecto es de muros estructurales de concreto armado en ambas direcciones. La estructuración considera dos pórticos (A y B) en dirección X, de tres crujeías cada uno. En dirección Y, considera cuatro pórticos (1, 2, 3 y 4) de una crujeía cada uno. Se ha dispuesto la colocación de muros de corte en forma de L en los extremos del eje B y en el extremo izquierdo del eje A

Para la modelación de la estructura, los entrepisos típicos tendrán una altura de 2.85 m, medidos entre ejes de vigas. Para el primer piso se considera la altura medida desde la parte superior de la zapata hasta el eje de la viga, calculada de la siguiente manera:

$$h = h_p - h_v/2 + D_f - h_z$$

donde:

$$h_p = 3 \text{ m} \quad \text{altura de entrepiso}$$

$$h_v = 0.55 \text{ a } 0.60 \text{ m} \quad \text{peralte de las vigas}$$

$$D_f = 1.90 \text{ m} \quad \text{profundidad de fondo de cimentación}$$

$h_z \geq 0.60$  m      peralte de zapatas.

→  $h = 3 - 0.60/2 + 1.90 - 0.60 = 4$  m (altura del primer piso)

Las losas son aligeradas de 0.25 m de espesor. La escalera será de concreto armado apoyada en las vigas de los ejes 1 y 2.

Los materiales a usar tienen las siguientes características:

#### Concreto

Resistencia a la compresión       $f_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad               $E_c = 200000$  kg/cm<sup>2</sup>

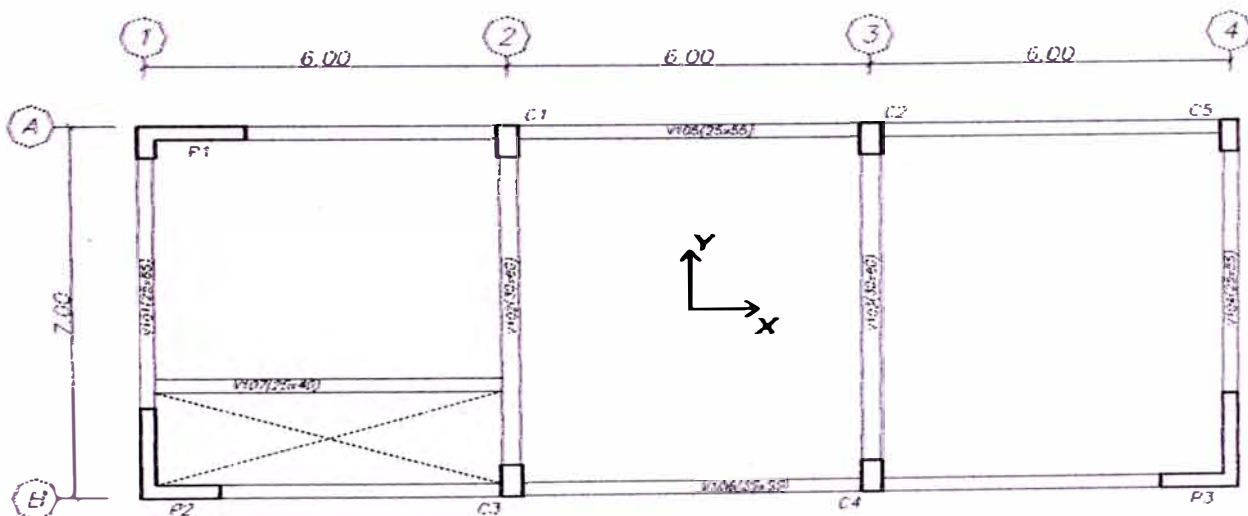
Peso unitario                          P.U. = 2400 kg/m<sup>3</sup>

#### Acero

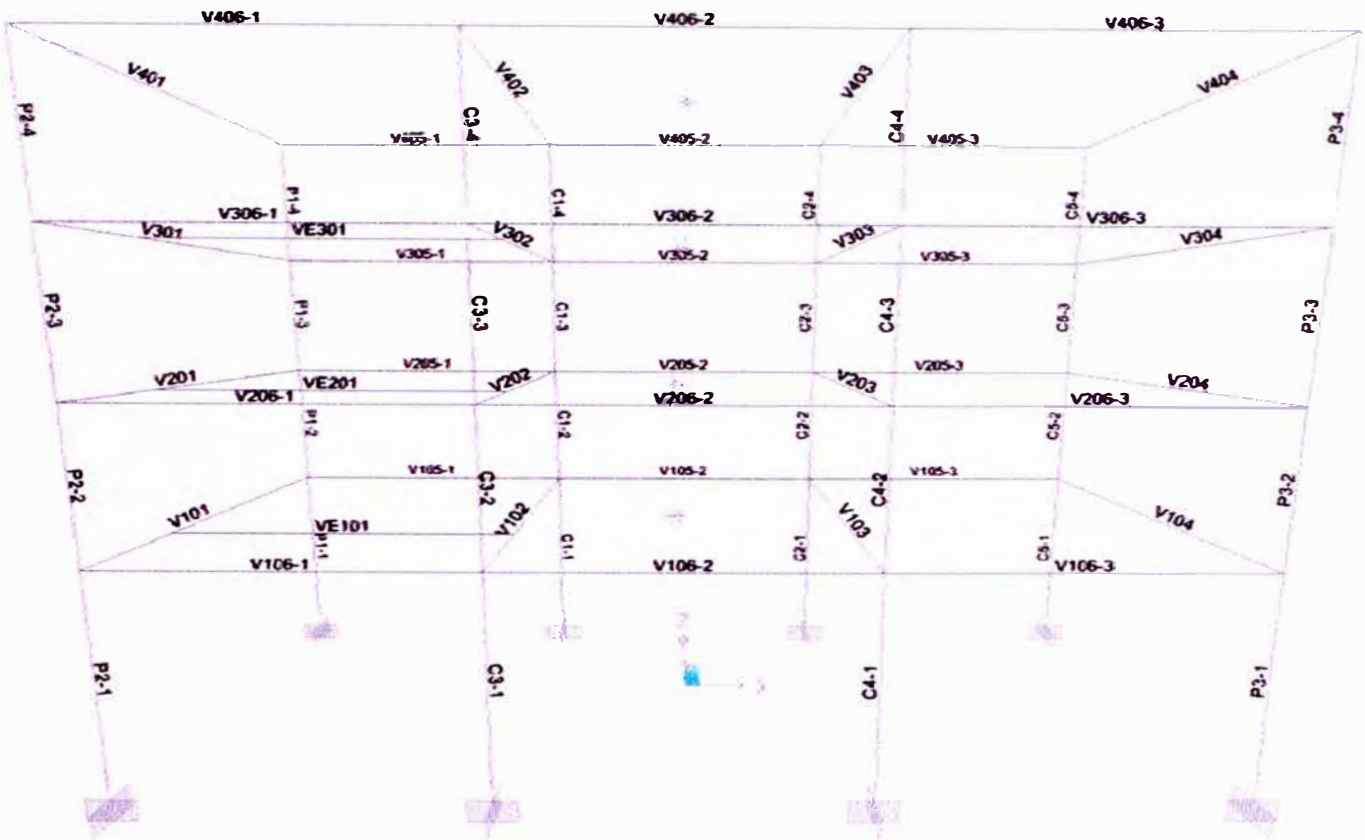
Esfuerzo de fluencia                 $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad               $E_s = 2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

#### Planta típica de la estructura y etiquetas de los elementos estructurales



Planta Típica



Etiquetas de elementos estructurales

## CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Se propone una losa aligerada armada en una dirección. Para el predimensionamiento se utilizará el criterio:

$$e = L / 25,$$

donde:  $e$  = espesor de la losa

$L$  = luz libre entre apoyos de la losa

Este aligerado se apoyará en la dirección en que tenga menor luz libre (dirección X). Asumiendo un ancho de viga de 0.25 m. se obtiene:

$$L = 6 - 0.25 = 5.75 \text{ m.}, \text{ y}$$

$$e = 5.75 / 25 = 0.23$$

Se considerará: espesor de la losa = 0.25 m.

### 3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

#### 3.2.1 Ancho de vigas

Criterio utilizado:

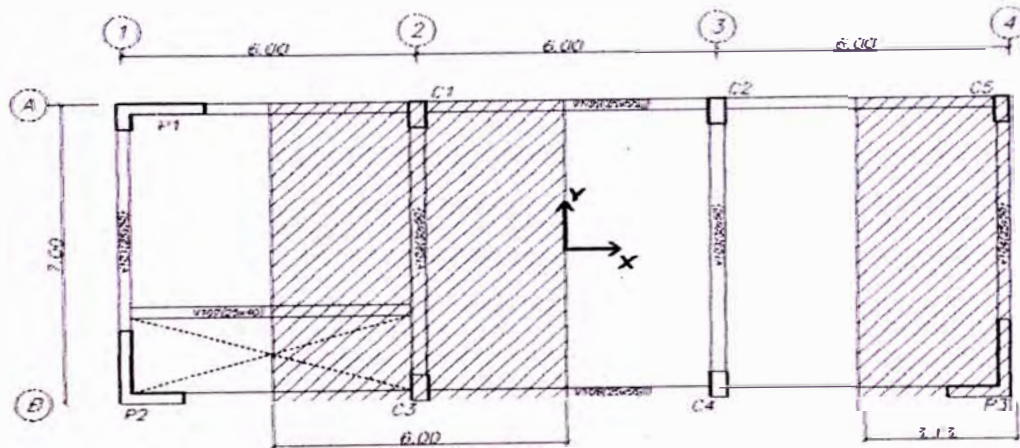
$$b = B / 20 \geq 0.25 \text{ m.},$$

donde:  $b$  = ancho de viga

$$B = B_o + B_{\text{fachada}}$$

$B_o$  = ancho tributario de viga

$$B_{\text{fachada}} = \text{Peso de la fachada (kg/m)} / \text{carga muerta de piso (kg/m}^2\text{)}$$



ANCHO TRIBUTARIO DE VIGAS



Para vigas centrales:  $B_o = 6 \text{ m.}$  y  $B_{fachada} = 0$   
 →  $b = 6 / 20 = 0.30 \text{ m.}$

Para vigas laterales:  $B_o = 3.13 \text{ m.}$  y peso de la fachada = 450 kg/m.

Carga de piso:

Losa aligerada de 0.25 m.	= 350 kg/m <sup>2</sup>
Acabados	= 100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	= 120 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Carga de piso	= 820 kg/m <sup>2</sup>

Reemplazando:  $B = 3.13 + 450 / 820 = 3.68 \text{ m.}$   
 $b = 3.68 / 20 = 0.18 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.}$   
 =>  $b = 0.25 \text{ m.}$

### 3.2.2 Peralte de vigas

Criterio utilizado:

$$h = l_n / \alpha,$$

donde:  $l_n =$  longitud libre del elemento

$$\alpha = 11 \text{ (oficinas)}$$

En la dirección y:

Para vigas centrales, asumiendo columnas de 60 cm., se tiene:

$$l_n = 7 - 2 \times 0.60 = 5.80 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h = 5.80 / 11 = 0.53 \text{ m.} \approx 0.55 \text{ m.}$$

Para vigas laterales, asumiendo columna de 60 cm. y placa de 1.50 m., se tiene:

$$l_n = 7 - 0.60 - 1.50 = 4.80 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h = 4.80 / 11 = 0.44 \text{ m.} \approx 0.45 \text{ m.}$$

En la dirección x:

Asumiendo columnas de 0.35 m., se tiene:

$$l_n = 6 - 0.35 = 5.65 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h = 5.65 / 11 = 0.51 \text{ m.} \approx 0.50 \text{ m.}$$

→ Finalmente se usarán las siguientes dimensiones de vigas:

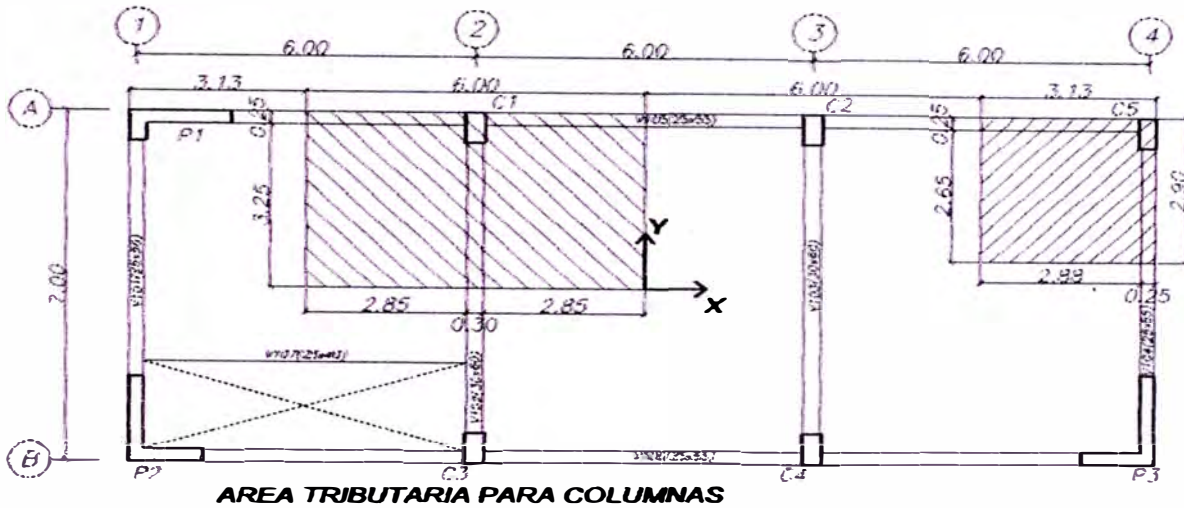
Dirección x: Vigas centrales 30 x 55 cm.

Vigas laterales 25 x 55 cm.

Dirección y: Vigas laterales 25 x 55 cm.

### 3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

#### 3.3.1 Área tributaria de columnas



#### 3.3.2 Columna lateral

Criterio utilizado

$$d \cdot t = \frac{1.25 \cdot P_G}{0.25 \cdot f'_c}$$

donde:

d t = dimensiones de la columna

P<sub>G</sub> = carga axial en el nivel calculado

f'<sub>c</sub> = resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Cálculo de P<sub>G</sub>:

Nivel 4					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m3)	Peso (kg)
Losa	5.70	3.25		350	6484
Vigas X	5.65	0.25	0.55	2400	1865
Vigas Y	2.9	0.30	0.55	2400	1148
Acabados	6	3.5		100	2100
Tabiquería	6	3.5		100	2100
Columna	0.35	0.6	1.425	2400	718
Sobrecarga	6	3.5		100	2100

P<sub>G</sub> nivel 4 = 16515 kg

Niveles 3 y 2					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m <sup>3</sup>	Peso (kg)
Losa	5.70	3.25		350	6484
Vigas X	5.65	0.25	0.55	2400	1865
Vigas Y	2.9	0.30	0.55	2400	1148
Acabados	6	3.5		100	2100
Tabiquería	5.65			450	2543
	6	3.5		120	2520
Columna	0.35	0.6	2.85	2400	1436
Sobrecarga	6	3.5		250	5250

Carga en el nivel 3 y 2 = 23346 kg  
 $P_G$  nivel 3 = 39860 kg  
 $P_G$  nivel 2 = 63206 kg

Nivel 1					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m <sup>3</sup>	Peso (kg)
Losa	5.70	3.25		350	6484
Vigas X	5.65	0.25	0.55	2400	1865
Vigas Y	2.9	0.30	0.55	2400	1148
Acabados	6	3.5		100	2100
Tabiquería	5.65			450	2543
	6	3.5		120	2520
Columna	0.35	0.6	3.425	2400	1726
Sobrecarga	6	3.5		250	5250

Carga en el nivel 1 = 23635 kg  
 $P_G$  nivel 1 = 86841 kg

$$d \cdot t = 1.25 \times 86841 / (0.25 \times 210) = 2068 \text{ cm}^2$$

$$d = b_{\text{viga}} + 5 = 30 + 5 = 35 \text{ cm.}$$

$$t = 2068 / 35 = 59.1 \approx 60 \text{ cm.}$$

### 3.3.3 Columna de esquina

Criterio utilizado

$$d \cdot t = \frac{1.5 \cdot P_G}{0.2 \cdot f'_c}$$

donde:  $d \cdot t$  = dimensiones de la columna

$P_G$  = carga axial en el nivel calculado

$f'_c$  = resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Cálculo de  $P_G$ :

Nivel 4					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m <sup>3</sup>	Peso (kg)
Losa	2.88	2.65		350	2667
Vigas X	2.83	0.25	0.55	2400	932
Vigas Y	2.3	0.25	0.55	2400	759
Acabados	3.13	2.9		100	906
Tabiquería	0			450	0
	3.13	2.9		100	906
Columna	0.3	0.6	1.425	Aa2400	616
Sobrecarga	3.13	2.9		100	906

$P_G$  nivel 4 = 7692 kg

Niveles 3 y 2					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m <sup>3</sup>	Peso (kg)
Losa	2.88	2.65		350	2667
Vigas X	2.83	0.25	0.55	2400	932
Vigas Y	2.3	0.25	0.55	2400	759
Acabados	3.13	2.9		100	906
Tabiquería	5			450	2250
	3.13	2.9		120	1088
Columna	0.3	0.6	2.85	2400	1231
Sobrecarga	3.13	2.9		100	906

Carga en los niveles 3 y 2 = 10739 kg

$P_G$  nivel 3 = 18431 kg

$P_G$  nivel 2 = 29170 kg

Nivel 1					
Elemento aportante	Largo (m)	Ancho (m)	Alto o espesor	p.e. ó kg/m <sup>3</sup>	Peso (kg)
Losa	2.88	2.65		350	2667
Vigas X	2.83	0.25	0.55	2400	932
Vigas Y	2.3	0.25	0.55	2400	759
Acabados	3.13	2.9		100	906
Tabiquería	5			450	2250
	3.13	2.9		120	1088
Columna	0.3	0.6	3.425	2400	1480
Sobrecarga	3.13	2.9		100	906

Carga en el nivel 1 = 10987 kg

$P_G$  nivel 1 = 40158 kg

$$d \ t = 1.5 \times 40158 / (0.20 \times 210) = 1434 \text{ cm}^2$$

$$d = b_{\text{viga}} + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

$$t = 1434 / 30 = 47.8 \approx 50 \text{ cm}$$

Se considerarán columnas laterales de 35 x 60 cm. y columna de esquina de 30 x 60 cm.

### 3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Dada la dificultad para el predimensionamiento de las placas, la evaluación final de sus longitudes se realiza luego de un análisis sísmico, con el que además se verifica la idoneidad del predimensionamiento del resto de los elementos verticales. Inicialmente se asumen dimensiones buscando la simetría de la estructura, igual rigidez lateral en ambas direcciones principales, y distribución de las fuerzas cortantes acorde con el sistema estructural considerado. Con estos datos se inicia un proceso iterativo de análisis sísmico y modificación de dimensiones, que terminará cuando se cumplan con los límites de deformación de la estructura. Como resultado de este proceso iterativo se tiene lo siguiente:

Placa P1 en la intersección de ejes A y 1, en forma de L:

180 x 25 cm. en la dirección x

60 x 30 cm. en la dirección y

Placa P2 en la intersección de ejes B y 1, en forma de L:

130 x 25 cm. en la dirección x

180 x 25 cm. en la dirección y

Placa P3 en la intersección de ejes B y 4, en forma de L:

130 x 25 cm. en la dirección x

180 x 25 cm. en la dirección y

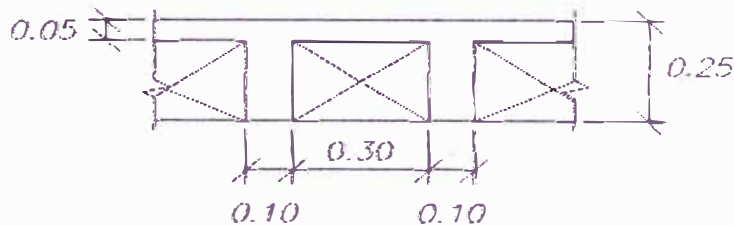
### 3.5 RESUMEN DEL PREDIMENSIONAMIENTO

Losa aligerada en una dirección	Espesor = 25 cm.	
Vigas centrales en dirección X	30 x 55 cm.	
Vigas laterales en dirección X e Y	25 x 55 cm.	
Columnas laterales	35 x 60 cm.	
Columna de esquina	30 x 60 cm.	
Placa P1 en L (intersección de ejes A y 1)	dirección X	180 x 25 cm.
	dirección Y	60 x 30 cm.
Placa P2 en L (intersección de ejes B y 1)	dirección X	130 x 25 cm.
	dirección Y	180 x 25 cm.
Placa P3 en L (intersección de ejes B y 2)	dirección X	130 x 25 cm.
	dirección Y	180 x 25 cm.

## CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS

### 4.1 METRADO DE CARGAS PARA LOSAS ALIGERADAS

Peso propio de losas aligeradas:



Vigueta	$2.5 (2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1 \text{ m}) = 0.12 \text{ ton/m}^2$
Losa	$0.05 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.12 \text{ ton/m}^2$
ladrillo	$8.33 \text{ un/m}^2 \times 0.01 \text{ ton/un} = 0.08 \text{ ton/m}^2$
tarrajeo	$0.015 \text{ m} \times 2.1 \text{ ton/m}^3 = \underline{0.03} \text{ ton/m}^2$
total	$= 0.35 \text{ ton/m}^2$

Peso de la tabiquería distribuida

Ladrillo pandereta de 1.4 m de altura:

$$1.35 \text{ ton/m}^3 \times 1.4 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 0.23 \text{ ton/m}$$

Carga equivalente (norma E020)

$$\text{para tabiques de } 150 \text{ a } 249 \text{ kg/m} = 90 \text{ kg/m}^2$$

→ Se considerará  $w_{\text{tabiques}} = 120 \text{ kg/m}^2$

Cargas en losas aligeradas

Niveles 1, 2 y 3

Carga permanente:

$$\text{Losa aligerada de } 0.25 \text{ m.} = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tabiquería} = \underline{0.12} \text{ ton/m}^2$$

$$W_D = 0.57 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga en vigueta} \quad W_D = 0.57 \times 0.40 = 0.228 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} \quad W_L = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga en vigueta} \quad W_L = 0.25 \times 0.40 = 0.10 \text{ ton/m}$$

Nivel 4

$$\text{Carga permanente:} \quad \text{Losa aligerada de } 0.25 \text{ m.} = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$W_D = 0.45 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga en vigueta } W_D = 0.45 \times 0.40 = 0.18 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga } W_L = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga en vigueta } W_L = 0.10 \times 0.40 = 0.04 \text{ ton/m}$$

## 4.2 METRADO DE CARGAS PARA VIGAS

En el metrado de cargas de vigas en la dirección Y (vigas principales) se ha considerado un ancho tributario igual al ancho de la viga más la semisuma del ancho de los paños adyacentes. Para el eje X (vigas "secundarias") se ha considerado un ancho tributario igual al ancho de la viga mas 2 veces el espesor de la losa.

El programa de análisis usado (SAP2000 versión 8.2.7) calcula los pesos propios de los elementos estructurales, por lo que no es necesario el metrado de estos.

El siguiente es un cuadro donde se resume el metrado de cargas para vigas.

### METRADOS DE CARGAS EN VIGAS

$$\text{Peso de la tabiquería perimetral: } 0.25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 = 0.45 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso tabiquería distribuida: } 0.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso de acabados: } 0.10 \text{ ton/m}^2$$

Niveles 1, 2 y 3																
Viga		V101		V102		V103		V104			V105			V106		VE107
		V201		V202		V203		V204			V205			V206		VE207
		V301		V302		V303		V304			V305			V306		VE307
Ubicación	eje	1		2		3		4			A			B		A1
	tramo	1	2	1	2						1	2	3	1	2	3
Ancho	de losa	0.00	2.88	2.85	5.70	5.70	2.88	0.50	0.50	0.50				0.50	0.50	0.50
Tributario	de viga	0.25	0.25	0.30	0.30	0.30	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	total	0.25	3.13	3.15	6.00	6.00	3.13	0.75	0.75	0.75	0.25	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Cargas* (t/m)	Losas $w = 0.35 \text{ t/m}^2$	0.00	1.01	1.00	2.00	2.00	1.01	0.18	0.18	0.18	0.00	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
	Tabiquería															
	distribuida $w = 0.12 \text{ t/m}^2$	0.00	0.38	0.38	0.72	0.72	0.38	0.09	0.09	0.09	0.00	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
	perimetral $w = 0.45 \text{ t/m}$	0.45	0.45					0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	Acabados $w = 0.10 \text{ t/m}^2$	0.03	0.31	0.32	0.60	0.60	0.31	0.08	0.08	0.08	0.03	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	$W_D =$	0.48	2.14	1.69	3.32	3.32	2.14	0.79	0.79	0.79	0.48	0.79	0.79	0.79	0.79	0.34
$W_L = 0.25 \text{ t/m}^2$	0.00	0.78	0.79	1.50	1.50	0.78	0.19	0.19	0.19	0.00	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	

Azotea (nivel 4)											
Viga		V401	V402	V403	V404	V405			V406		
Ubicación	Eje	1	2	3	4	A			B		
	Tramo					1	2	3	1	2	3
Ancho tributario	de losa	2.88	5.70	5.70	2.88	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	de viga	0.25	0.30	0.30	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	Total	3.13	6.00	6.00	3.13	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Cargas* (t/m)	Losas $w = 0.35 \text{ t/m}^2$	1.01	2.00	2.00	1.01	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
	Tabiquería										
	perimetral $w = 0.45 \text{ t/m}$	0.45			0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	Acabados $w = 0.10 \text{ t/m}^2$	0.31	0.60	0.60	0.31	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	$W_0 =$	1.77	2.60	2.60	1.77	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
	$W_L = 0.10 \text{ t/m}^2$	0.31	0.60	0.60	0.31	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08

\* No incluye peso propio

### 4.3 PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para el análisis estático será necesario calcular el peso y el centro de masas de cada piso de la estructura, donde se aplicarán las cargas sísmicas y el momento por excentricidad accidental.

El metrado del peso de la edificación se ha desagregado en: elementos estructurales (introducidos como tales en el programa a usar en el análisis SAP 2000 V8), y elementos no estructurales (losas, escalera, tabiquería, acabados y la fracción de la carga viva, introducidos como cargas en el programa de análisis). Esta separación en el metrado nos servirá para luego calcular las inercias rotacionales, fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental para el análisis dinámico.

Otra opción sería hacer que el programa calcule las masas a partir de las cargas, pero esto introduce un error en el cálculo del centro de masa, dado que el programa asume que el centro de masa de cada carga es el centro de la carga aplicada.

En el Anexo 1 se presenta el cálculo de masas y centros de masas de todos los elementos de la estructura. En resumen se tiene lo siguiente:



<b>Resumen del detalle de pesos por nivel (ton)</b>				
<b>Elemento Aportante</b>	<b>Nivel 1</b>	<b>Nivel 2</b>	<b>Nivel 3</b>	<b>Nivel 4</b>
Losas	40.97	40.68	39.11	39.02
Vigas	18.52	18.52	18.52	17.66
Columnas y placas	24.66	20.52	20.52	10.26
Tabiquería	33.15	33.15	33.15	17.82
Acabados	12.78	12.78	12.78	12.78
25% C.V.	7.98	7.98	7.98	3.19
<b>Totales (ton)</b>	<b>138.06</b>	<b>133.63</b>	<b>132.06</b>	<b>100.73</b>

<b>Peso, masas y centro de masas de la edificación</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Peso Ton</b>	<b>masa ton/(m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Xcm m</b>	<b>Ycm m</b>
4	100.73	10.27	-0.01	0.00
3	132.06	13.46	-0.14	-0.06
2	133.63	13.62	-0.20	-0.09
1	138.06	14.04	-0.22	-0.11
<b>Totales</b>	<b>504.48</b>			

## CAPITULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

#### 5.1.1 Análisis estático

Factor de Zona Z

Edificación ubicada en Lima: zona 3 → Z = 0.4

Condiciones Geotécnicas

Suelo tipo 2 (intermedio) → S = 1.2; Tp = 0.6

Período fundamental de la estructura

$$T = h_n / C_T$$

$$h_n = 3 \times 2.85 + 4 = 12.55 \text{ m.}$$

$$C_T = 60 \text{ (muros de corte)} \rightarrow T = 12.55 / 60 = 0.209 \text{ s.}$$

Factor de amplificación sísmica

$$C = 2.5 (T_p/T) \leq 2.5$$

$$2.5 (T_p/T) = 2.5 \times (0.6 / 0.209) = 7.17 > 2.5 \rightarrow C = 2.5$$

Coefficiente de uso e importancia

Edificio de oficinas: común → U = 1.0

Sistema estructural

Sistema de muros estructurales → R = 6

Estructura regular

Peso de la edificación

→ P = 504.5 ton.

Fuerza cortante en la base

$$V = ZUCS/R \times P; C/R \geq 0.125$$

$$C/R = 2.5 / 6 = 0.417 \geq 0.125$$

$$\rightarrow V = 0.4 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.2 / 6 \times 504.5 = 0.20 \times 504.5 = 100.9 \text{ ton.}$$

### Distribución de la fuerza sísmica en la altura

Las fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental se podrán calcular con el análisis estático o dinámico. Se calcularán las fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental con el análisis estático y se compararán con los obtenidos del análisis dinámico.

Distribución de la fuerza sísmica en la altura						
Nivel	H M	h total m	P Ton	Ph	F ton	V ton
4	2.85	12.55	100.73	1264.12	31.78	31.78
3	2.85	9.70	132.06	1280.93	32.21	63.99
2	2.85	6.85	133.63	915.38	23.02	87.01
1	4.00	4.00	138.06	552.22	13.89	100.90
Total			504.48	4010.51	100.90	

### Excentricidad accidental

$$e_x = 0.05 \times 18.25 = 0.91 \text{ m.}$$

$$e_y = 0.05 \times 7.00 = 0.35 \text{ m.}$$

$$M_x = F_i \times e_y$$

$$M_y = F_i \times e_x$$

Momentos por excentricidad accidental			
Nivel	F <sub>i</sub> ton	M <sub>x</sub> ton x m	M <sub>y</sub> ton x m
4	31.78	11.12	29.00
3	32.21	11.27	29.39
2	23.02	8.06	21.00
1	13.89	4.86	12.67

### 5.1.2 Análisis dinámico

Para nuestro caso de edificación convencional regular será suficiente con efectuar un análisis por combinación espectral

#### 5.1.2.1 Análisis sísmico por combinación modal espectral

El análisis modal espectral se realizará con el programa SAP2000. Se define

primero la función del espectro de pseudo aceleraciones a utilizar (ver 5.1.2.3), luego se declara un análisis tipo "Modal" y otros dos, tipo "Response Spectrum" (uno para cada dirección principal). Éstos últimos tendrán como dato los modos del análisis modal, la función del espectro de respuesta, y el criterio de combinación a realizar (ver 5.1.2.4).

**5.1.2.2 Modos de vibración**

Para la análisis se han considerado 12 modos de vibración. Este dato se introduce en el programa cuando se declara el tipo de análisis "Modal", en la casilla del máximo número de modos.

**5.1.2.3 Aceleración espectral**

Se utilizará el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones de la Norma E.030

$$S_a = ZUCS / R \cdot g$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y Z, U, S, C y R son los parámetros definidos anteriormente. Reemplazando estos datos

$$S_a = 0.4 \times 1.0 \times C \times 1.2 / 6 \cdot g = 0.08 C g$$

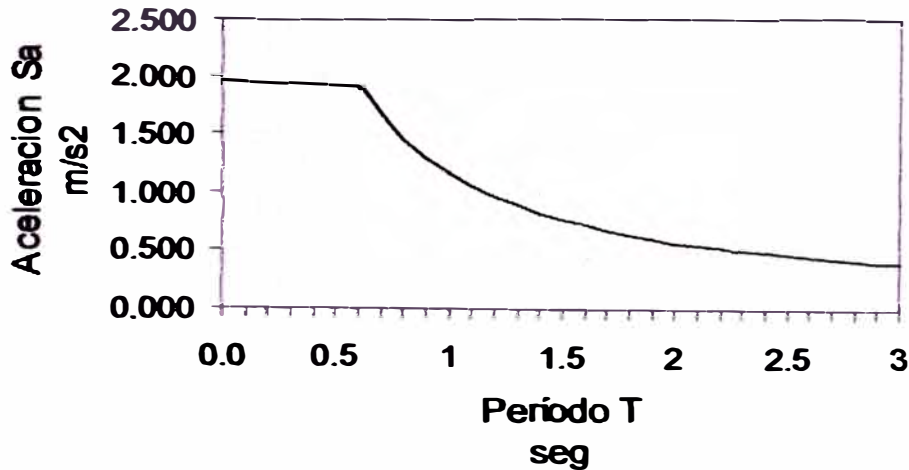
$$C = 2.5 (T_p/T) = 2.5 \times 0.6 / T = 1.5 / T \leq 2.5$$

Tabulando estas expresiones se tiene:

T seg.	C	S <sub>a</sub> /g	S <sub>a</sub> m/s <sup>2</sup>
0.1	2.5	0.20	1.962
0.2	2.5	0.20	1.962
0.3	2.5	0.20	1.962
0.4	2.5	0.20	1.962
0.5	2.5	0.20	1.962
0.6	2.5	0.20	1.962
0.7	2.1	0.17	1.682
0.8	1.9	0.15	1.472
0.9	1.7	0.13	1.308
1	1.5	0.12	1.177
1.1	1.4	0.11	1.070
1.2	1.3	0.10	0.981
1.3	1.2	0.09	0.906
1.4	1.1	0.09	0.841
1.5	1.0	0.08	0.785

T seg.	C	S <sub>a</sub> /g	S <sub>a</sub> m/s <sup>2</sup>
1.6	0.9	0.08	0.736
1.7	0.9	0.07	0.692
1.8	0.8	0.07	0.654
1.9	0.8	0.06	0.620
2	0.8	0.06	0.589
2.1	0.7	0.06	0.561
2.2	0.7	0.05	0.535
2.3	0.7	0.05	0.512
2.4	0.6	0.05	0.491
2.5	0.6	0.05	0.471
2.6	0.6	0.05	0.453
2.7	0.6	0.04	0.436
2.8	0.5	0.04	0.420
2.9	0.5	0.04	0.406
3	0.5	0.04	0.392

### Espectro de pseudo-aceleraciones



#### 5.1.2.4 Criterios de combinación

En el programa de análisis se tiene la opción de escoger el método de estimación de la respuesta máxima esperada de la estructura, ya sea por suma de los valores absolutos (ABS), raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), o la combinación cuadrática completa (CQC). Se ha utilizado ésta última con un factor de amortiguamiento de 5%.

#### 5.1.2.5 Fuerza cortante mínima en la base

La fuerza cortante mínima en la base será:

$$V_{\text{mínimo}} = 80\% V_{\text{estático}}$$

$$V_{\text{mínimo}} = 0.8 \times 100.9 = 80.72 \text{ ton.}$$

Si los resultados del análisis dinámico son menores, deberán ser escalados proporcionalmente a este mínimo.

#### 5.1.2.6 Masa e inercia rotacional

El programa a usar en el análisis (SAP 2000 V8), calcula automáticamente las masas e inercias rotacionales de los elementos estructurales que son introducidos como tales (columnas, vigas, placas). Para las masas restantes (losas, escalera, tabiquería, acabados y la fracción de la carga viva), es necesario calcular las inercias rotacionales manualmente. Este cálculo se presenta en el Anexo 2. El resumen es el siguiente:

Peso, centro de masas e inercia rotacional de elementos "no estructurales"					
Nivel	Peso ton	Masa ton.s <sup>2</sup> /m	Xcm m	Ycm m	Jo ton.m.s <sup>2</sup>
4	72.8 1	7.42	0.07	0.04	254.06
3	93.0 1	9.48	0.03	0.02	324.67
2	94.5 9	9.64	-0.05	-0.02	328.56
1	94.8 8	9.67	-0.07	-0.03	330.24

### 5.1.2.7 Excentricidad accidental

Para el cálculo de los momentos por excentricidad accidental, se obtendrán las fuerzas cortantes resultantes del análisis dinámico, luego de introducir en el programa de análisis los datos de inercia rotacional de los elementos no estructurales de cada piso, en el centro de masas de dichos elementos. Las fuerzas sísmicas se obtendrán distribuyendo las fuerzas cortantes en cada piso. El momento por excentricidad accidental es el producto de estas fuerzas sísmicas por la excentricidad accidental, que en nuestro caso es de 5% de la longitud del lado normal a la dirección del sismo considerada. Estos momentos actúan en el centro de gravedad del piso, y son introducidos en el programa de análisis como un estado de carga (SPX y SPY) para cada dirección considerada. En el Anexo N°3 se presenta las fuerzas cortantes resultantes del análisis dinámico para cada elemento vertical de cada piso, antes de aplicar la excentricidad accidental. El resumen de las fuerzas cortantes, fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental para cada dirección es el siguiente:

Fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental: Dirección X												
Piso (i)	Fuerzas cortantes de cada elemento (ton)								V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>x<sub>i</sub></sub> (ton)	e <sub>y</sub> (m)	M <sub>x<sub>i</sub></sub> (ton x m)
	C1	C2	C3	C4	C5	P1	P2	P3				
4	6.12	4.51	5.60	5.53	2.44	3.72	3.03	3.07	34.03	34.03	0.35	11.91
3	5.70	4.39	5.27	5.18	2.32	15.09	10.02	9.95	57.92	23.89	0.35	8.36
2	6.13	4.66	5.65	5.56	2.54	22.98	14.21	14.16	75.89	17.97	0.35	6.29
1	2.13	1.74	1.99	1.97	1.00	34.99	20.99	20.97	85.79	9.90	0.35	3.47
V columnas = 8.83 ton						V muros = 76.96 ton						

Fuerzas sísmicas y momentos por excentricidad accidental: Dirección Y												
Piso (i)	Fuerzas cortantes de cada elemento (ton)								V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>y<sub>i</sub></sub> (ton)	e <sub>x</sub> (m)	M <sub>y<sub>i</sub></sub> (ton x m)
	C1	C2	C3	C4	C5	P1	P2	P3				
4	4.38	4.44	4.33	4.37	5.35	5.75	3.72	3.63	35.98	35.98	0.91	32.83
3	3.88	3.89	3.84	3.88	4.28	4.86	16.69	16.49	57.82	21.84	0.91	19.93
2	4.38	4.39	4.34	4.36	4.88	5.60	23.99	23.55	75.50	17.68	0.91	16.13
1	2.43	2.43	2.42	2.43	2.39	3.65	34.84	34.67	85.26	9.76	0.91	8.91
V columnas = 12.10 ton					V muros = 73.16 ton							

Donde:

C1, C2, C3, C4, C5, P1, P2 y P3 = elementos verticales

V<sub>i</sub> = Fuerza cortante en el piso i (ton)

F<sub>y<sub>j</sub></sub> = Fuerza sísmica en dirección j en el piso i (ton)

e<sub>j</sub> = Excentricidad accidental en la dirección j (m)

M<sub>y<sub>j</sub></sub> = Momento por excentricidad accidental en dirección j en el piso i (ton m)

## 5.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.2.1 Desplazamiento relativo de entrepiso

Los datos para el cálculo de desplazamientos relativos de entrepiso o distorsiones se obtienen del programa de análisis luego de introducir los datos de momentos por excentricidad accidental. Del análisis sísmico, el valor de C/R es mayor que 0.125 y el cortante mínimo es menor que el obtenido del análisis dinámico, por lo que los desplazamientos laterales serán los obtenidos de este análisis multiplicados por 0.75R.

En el Anexo N°4 se presenta los desplazamientos de cada nudo de la estructura. Los máximos desplazamientos ocurren cuando se aplican las cargas sísmicas en dirección X, en el pórtico A. En la tabla siguiente:

$$\text{Distorsion} = \frac{\Delta_i}{h_i} \cdot 0.75 \cdot R ;$$

Donde

R = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD TORSIONAL							
Pórtico	$h_{total}$ cm	$\Delta$ total cm	$h_i$ cm	$\Delta_i$ cm	Distorsión $0.75R \cdot \Delta/h_i$ a	$1.3 \cdot \frac{\Delta_{max} + \Delta_{opacero}}{2}$ b	Observaciones a>b → no conforme a<b → conforme
Dirección X R = 6							
A	400	0.36	285	0.36	0.0057	0.0073	conforme
	685	0.79	285	0.43	0.0068	0.0088	conforme
	970	1.23	285	0.44	0.0069	0.0090	conforme
	1255	1.63	400	0.4	0.0045	0.0058	conforme
B	400	0.35	285	0.35	0.0055	0.0073	conforme
	685	0.78	285	0.43	0.0068	0.0088	conforme
	970	1.22	285	0.44	0.0069	0.0090	conforme
	1255	1.61	400	0.39	0.0044	0.0058	conforme
centro de masas	400	0.35	285	0.35	0.0055		
	685	0.77	285	0.42	0.0066		
	970	1.21	285	0.44	0.0069		
	1255	1.6	400	0.39	0.0044		
Dirección Y R = 6							
1	400	0.33	285	0.33	0.0052	0.0068	conforme
	685	0.73	285	0.4	0.0063	0.0083	conforme
	970	1.16	285	0.43	0.0068	0.0089	conforme
	1255	1.54	400	0.38	0.0043	0.0056	conforme
2	400	0.31	285	0.31	0.0049	0.0064	conforme
	685	0.69	285	0.38	0.0060	0.0078	conforme
	970	1.08	285	0.39	0.0062	0.0081	conforme
	1255	1.44	400	0.36	0.0041	0.0053	conforme
3	400	0.31	285	0.31	0.0049	0.0064	conforme
	685	0.69	285	0.38	0.0060	0.0078	conforme
	970	1.09	285	0.4	0.0063	0.0081	conforme
	1255	1.46	400	0.37	0.0042	0.0053	conforme
4	400	0.33	285	0.33	0.0052	0.0068	conforme
	685	0.74	285	0.41	0.0065	0.0083	conforme
	970	1.18	285	0.44	0.0069	0.0089	conforme
	1255	1.57	400	0.39	0.0044	0.0056	conforme
centro de masas	400	0.3	285	0.3	0.0047		
	685	0.66	285	0.36	0.0057		
	970	1.05	285	0.39	0.0062		
	1255	1.4	400	0.35	0.0039		

#### Observaciones:

Las distorsiones están dentro de los límites establecidos por la norma E030 para estructuras de concreto armado (máximo 0.007).

El desplazamiento promedio excede del 50% del máximo permisible, por lo que deberá verificarse que no exista irregularidad torsional.

La verificación de regularidad torsional resulto conforme.

Debemos notar que esto es el resultado de un proceso iterativo en el que se analizan las deformaciones y ajustan las dimensiones de los elementos estructurales para mejorar el comportamiento de la estructura frente a las



solicitaciones sísmicas. En este proceso se solucionaron los problemas que se intuyeron en un principio, como son los efectos de la excentricidad en la ubicación y forma de los elementos resistentes a cargas laterales.

### 5.2.2 Fuerzas cortantes en la base

Del análisis dinámico, los cortantes basales son:

$$V_{x_{base}} = 85.79 \text{ ton.}$$

$$V_{y_{base}} = 85.26 \text{ ton.}$$

Se observa que en ambas direcciones los cortantes son mayores que el 80% del cortante basal calculado por el método estático (80.72 ton).

La distribución de las fuerzas cortantes en columnas y muros es la siguiente (ver tablas de la sección 5.1.2.7):

Dirección X

$$V_{columnas} = 8.83 \text{ ton.} = 10.3\% V_{total}$$

$$V_{muros} = 79.96 \text{ ton.} = 89.7\% V_{total}$$

Dirección Y

$$V_{columnas} = 12.10 \text{ ton.} = 14.2\% V_{total}$$

$$V_{muros} = 73.16 \text{ ton.} = 85.8\% V_{total}$$

En ambas direcciones se cumple con la condición de la norma E030 referente al sistema estructural de muros estructurales ( $R = 6$ ), que indica que los muros deberán tomar por lo menos el 80% del cortante en la base, no siendo necesario corregir los esfuerzos para el diseño de los elementos.

### 5.2.3 Momento de volteo

Ubicación de la carga vertical					
Nivel	Peso ton	Xcm m	Ycm m	P X	P Y
4	100.73	-0.01	0.00	-0.75	-0.16
3	132.06	-0.14	-0.06	-19.10	-8.28
2	133.63	-0.20	-0.09	-26.12	-12.46
1	138.06	-0.22	-0.11	-30.30	-14.83
<b>total</b>	<b>504.47</b>	<b>-0.15</b>	<b>-0.07</b>	<b>-76.27</b>	<b>-35.73</b>

<b>Momentos de volteo</b>					
<b>Nivel</b>	<b>hi (m)</b>	<b>Fxi (ton)</b>	<b>Fyi (ton)</b>	<b>Fxi hi (ton m)</b>	<b>Fyi hi (ton m)</b>
4	4.00	34.03	35.98	1224.40	143.92
3	2.85	23.89	21.84	521.76	62.24
2	2.85	17.97	17.68	317.71	50.39
1	2.85	9.90	9.76	96.62	27.82
<b>total</b>				<b>2160.49</b>	<b>284.37</b>

<b>Determinación del factor de seguridad</b>		
<b>Dirección</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>distancia al extremo mas cercano</b>	8.97	3.43
<b>Peso total</b>	504.47	504.47
<b>Momento resistente</b>	4527.00	1729.91
<b>Momento actuante</b>	2160.49	284.37
<b>Factor de seguridad</b>	<b>2.10</b>	<b>6.08</b>
<b>¿FS&gt;1.5?</b>	conforme	conforme

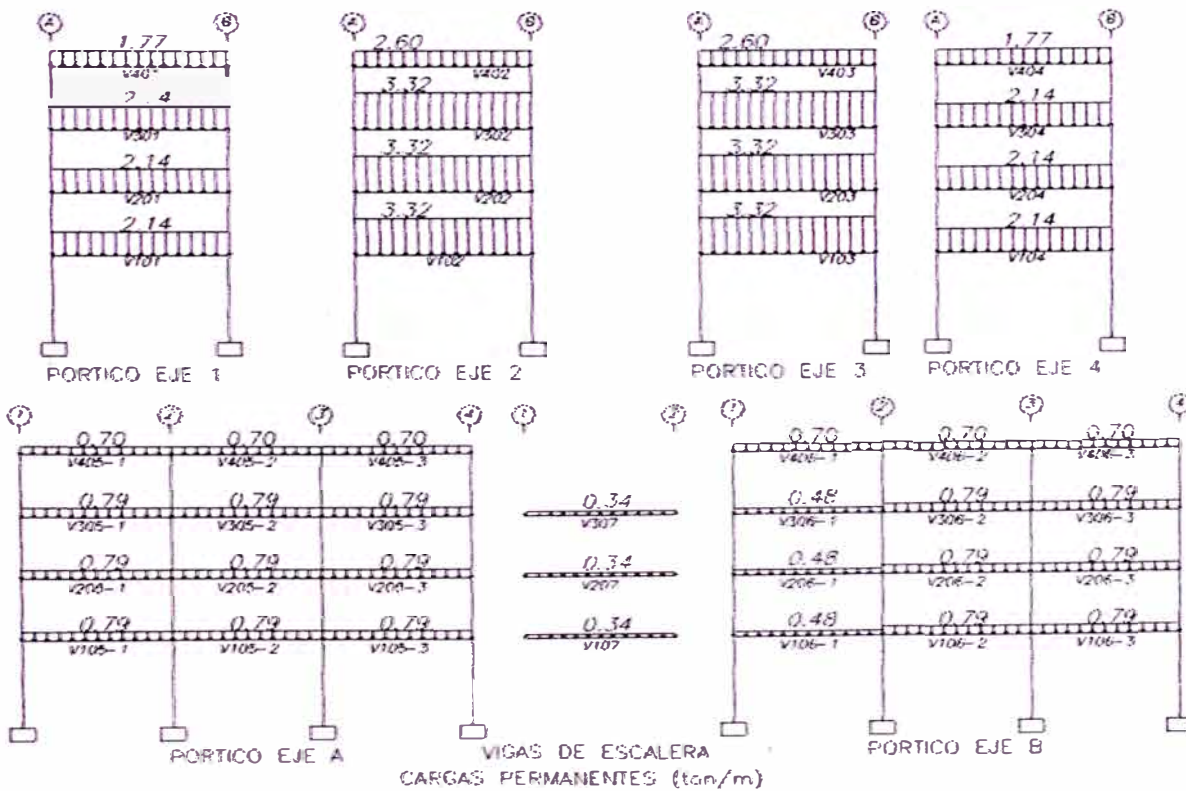
## CAPITULO 6: ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES

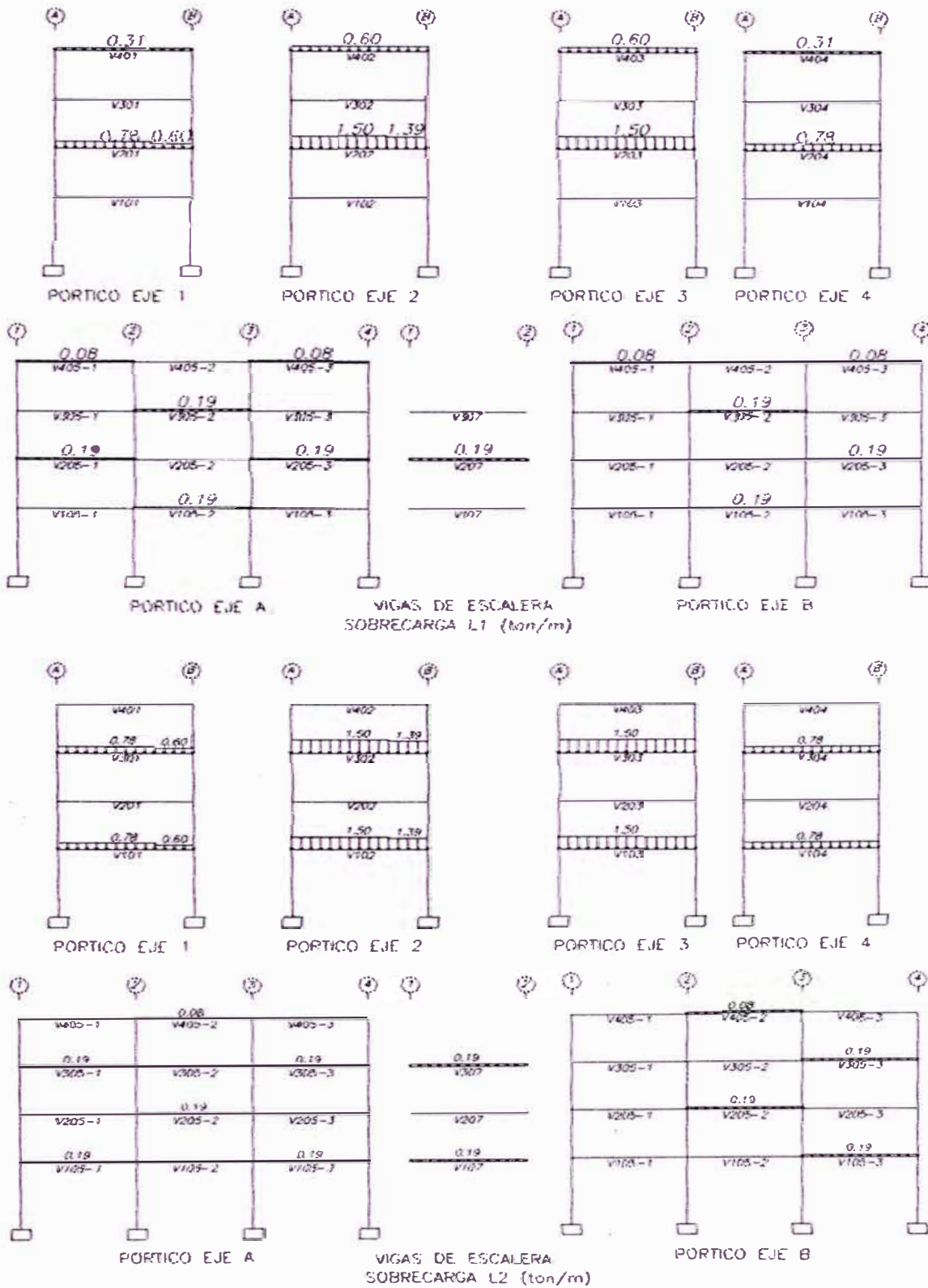
### 6.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

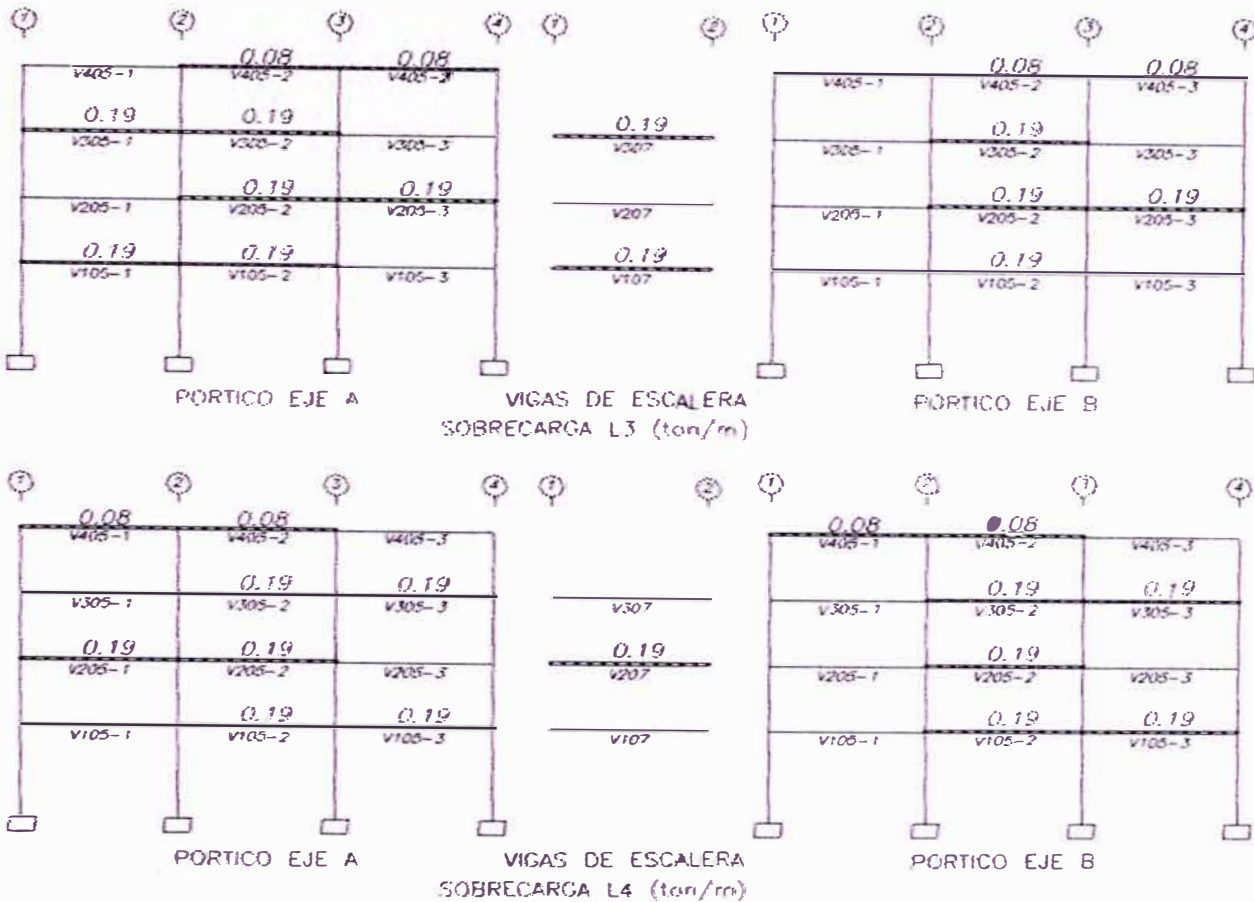
Para el análisis de la estructura general se realizará por el método de las rigideces, utilizando el programa SAP2000 Educational 8.2.7. El análisis de las losas aligeradas se utilizará el método de los coeficientes. Los datos de cargas son los obtenidos en el capítulo 4.

### 6.2 ESTADOS DE CARGA

Los siguientes son los estados de carga a la que estará sometida la estructura:







### 6.3 COMBINACIONES DE CARGAS

Se ha considerado los dameros de carga viva para un tramo y para dos tramos adyacentes. En total se tienen 21 combinaciones de carga y una envolvente de todas ellas. El resumen de las combinaciones de carga utilizadas es el siguiente:

COMB1 = 1.5D+1.8L1

COMB2 = 1.5D+1.8L2

COMB3 = 1.5D+1.8(L1+L2)

COMB4 y COMB5 = 1.25(D+L1+L2) ±SX

COMB6 y COMB7 = 1.25(D+L1+L2) ±SY

COMB8 y COMB9 = 0.9D ±SX

COMB10 a COMB11 = 0.9D ±SY

COMB12 = 1.5D+1.8L3

COMB13 = 1.5D+1.8L4

COMB14 a COMB15 = 1.25(D+L3) ±SX

COMB16 a COMB17 = 1.25(D+L3) ±SY

COMB18 a COMB19= 1.25(D+L4) ±SX

COMB20 a COMB21= 1.25(D+L4) ±SY

ENV DINA = ENVOLVENTE (COMB1, COMB2, ..., COMB21)

Donde:

SX = ENVOLVENTE (SX1, SX2)

SY = ENVOLVENTE (SY1, SY2)

SX1 = SPECX+SPX

SX2 = SPECX-SPX

SY1 = SPECY+SPY

SY2 = SPECY-SPY

SPECX = análisis por combinación modal espectral en dirección X

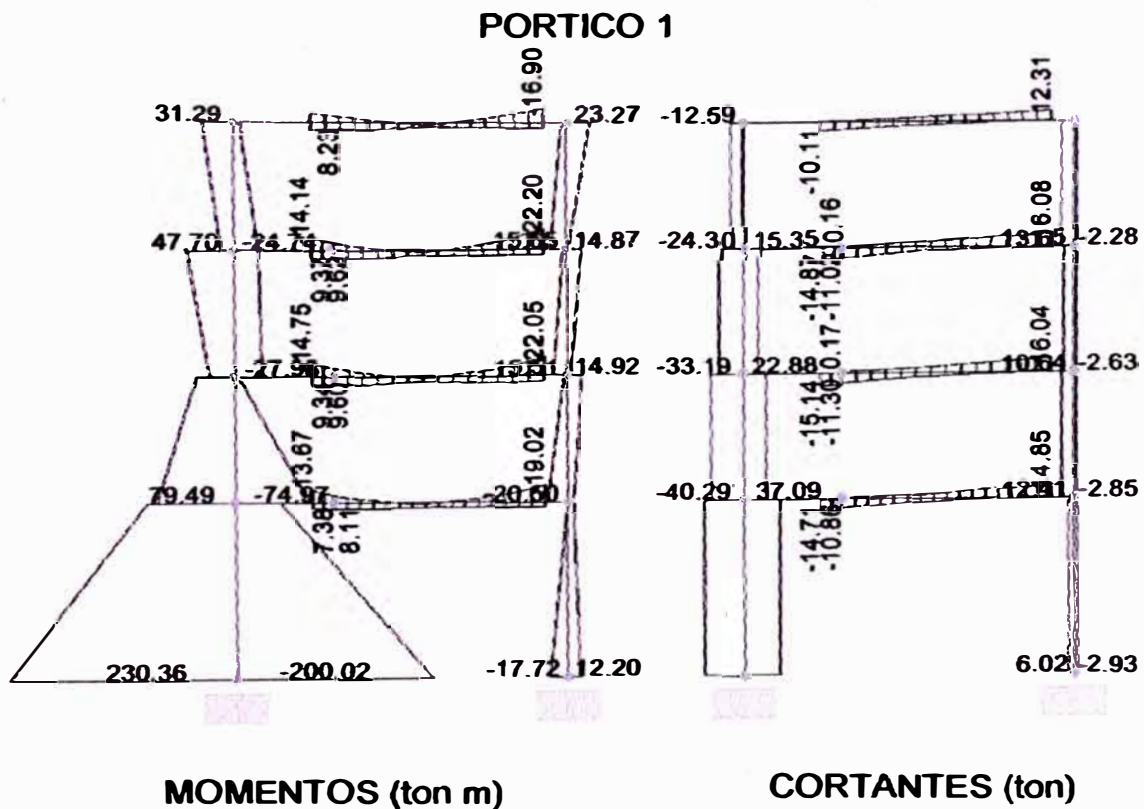
SPECY = análisis por combinación modal espectral en dirección Y

SPX = momento por excentricidad accidental en dirección X

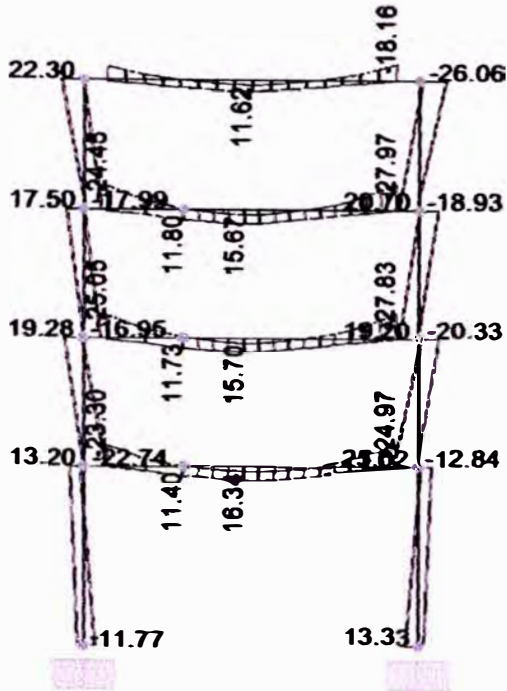
SPY = momento por excentricidad accidental en dirección Y

### 6.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

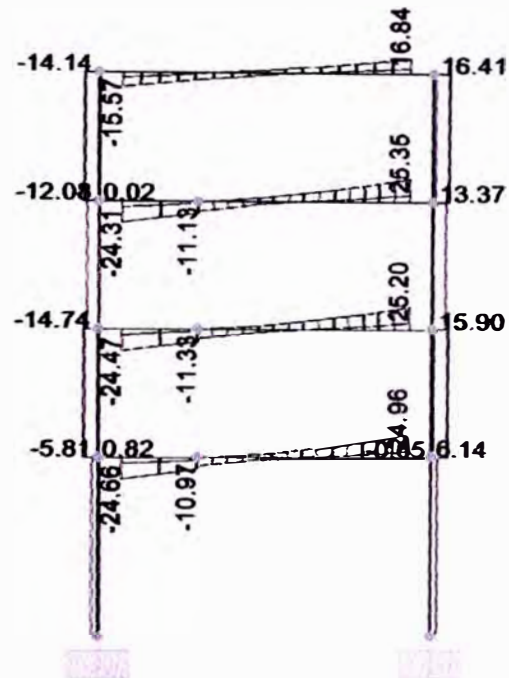
#### 6.4.1 Envoltentes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes



**PORTICO 2**

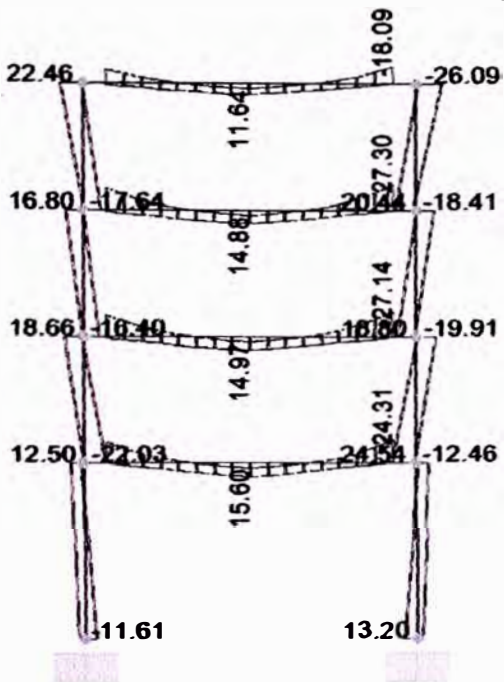


**MOMENTOS (ton m)**

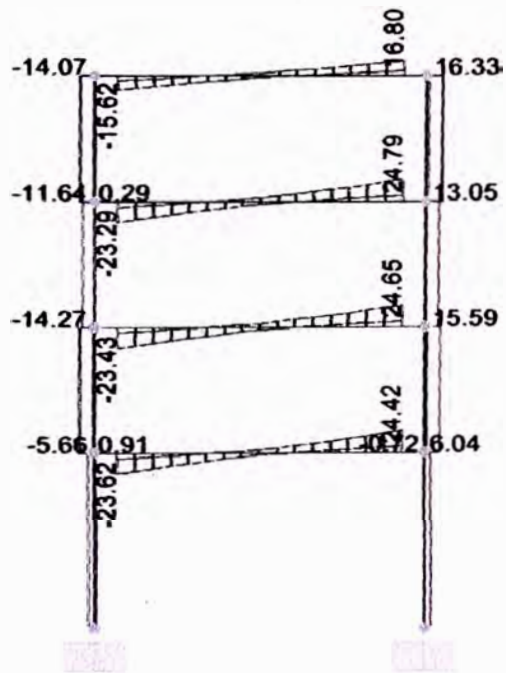


**CORTANTES (ton)**

**PORTICO 3**

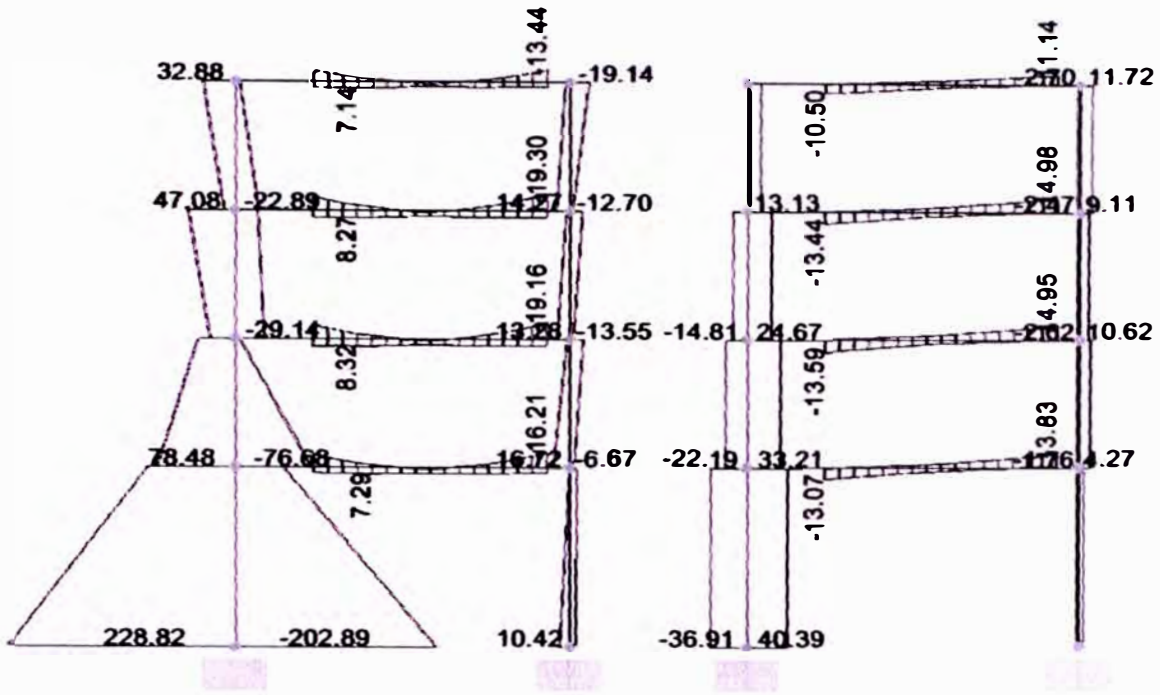


**MOMENTOS (ton m)**



**CORTANTES (ton)**

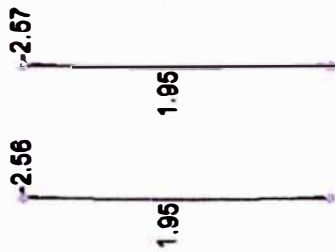
**PORTICO 4**



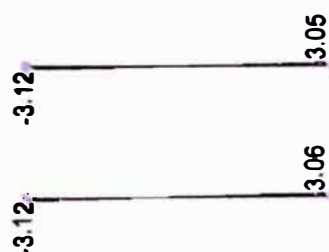
**MOMENTOS (ton m)**

**CORTANTES (ton)**

**VIGA VE**

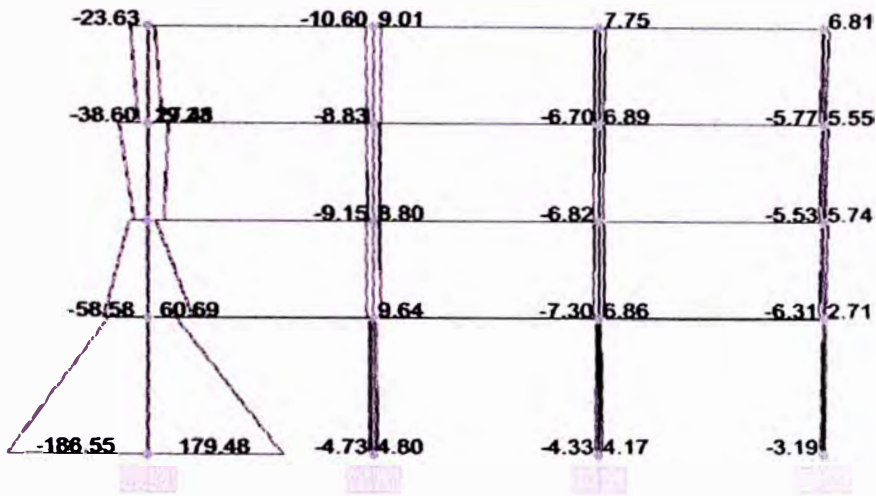


**MOMENTOS**

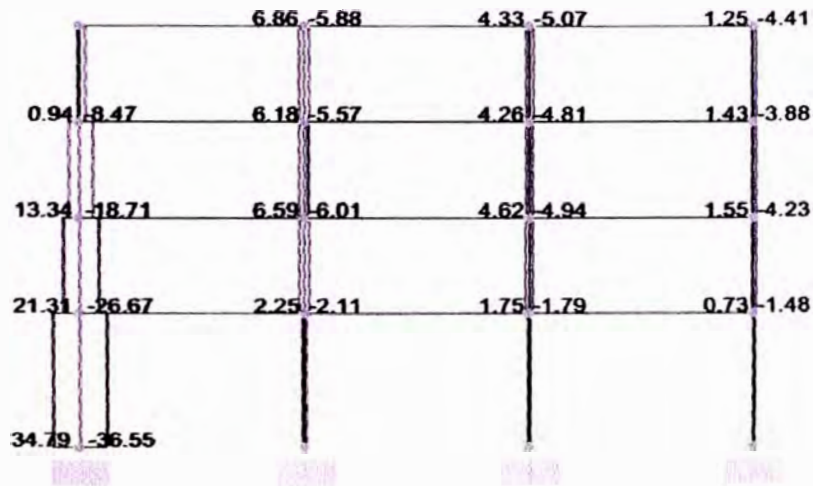


**CORTANTES**

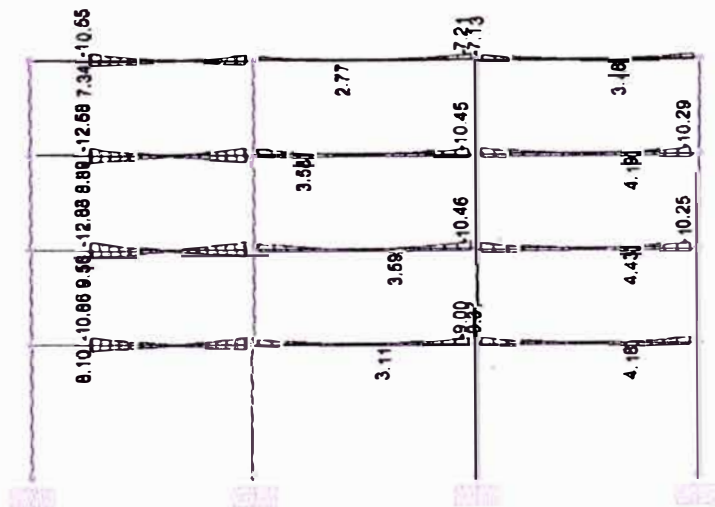




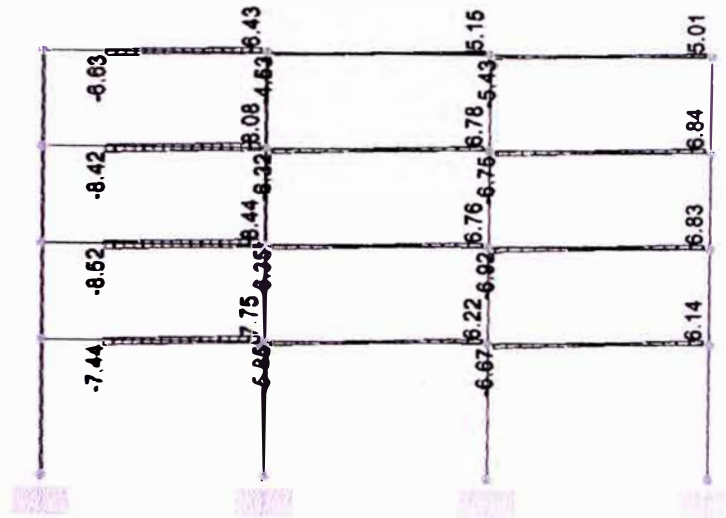
PORTICO A: MOMENTOS EN COLUMNAS



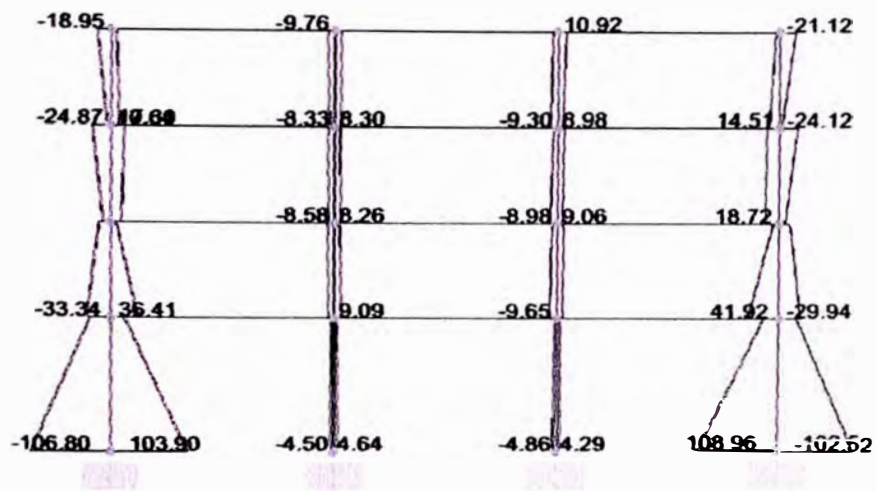
PORTICO A: CORTANTES EN COLUMNAS



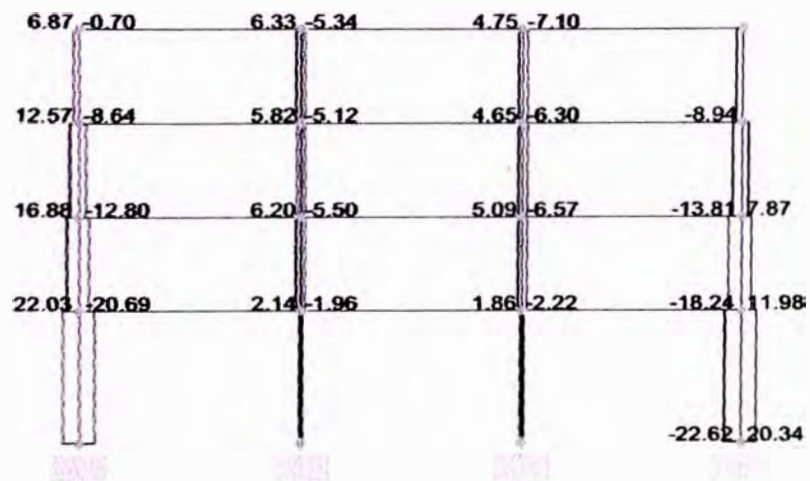
PORTICO A: MOMENTOS EN VIGAS



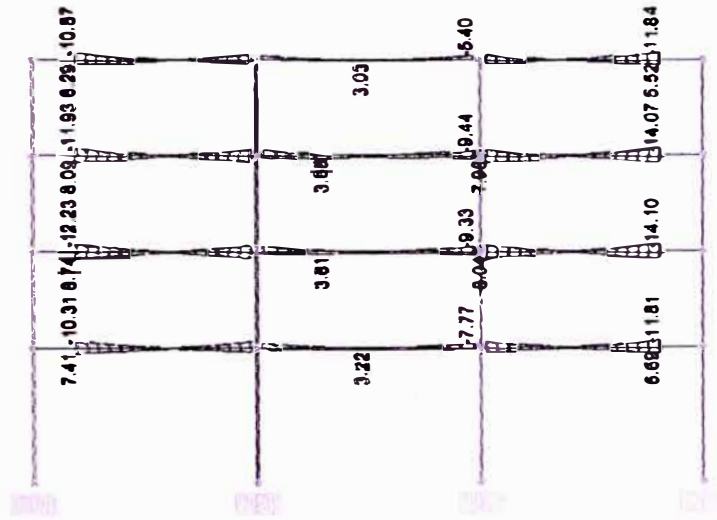
PORTICO A: CORTANTES EN VIGAS



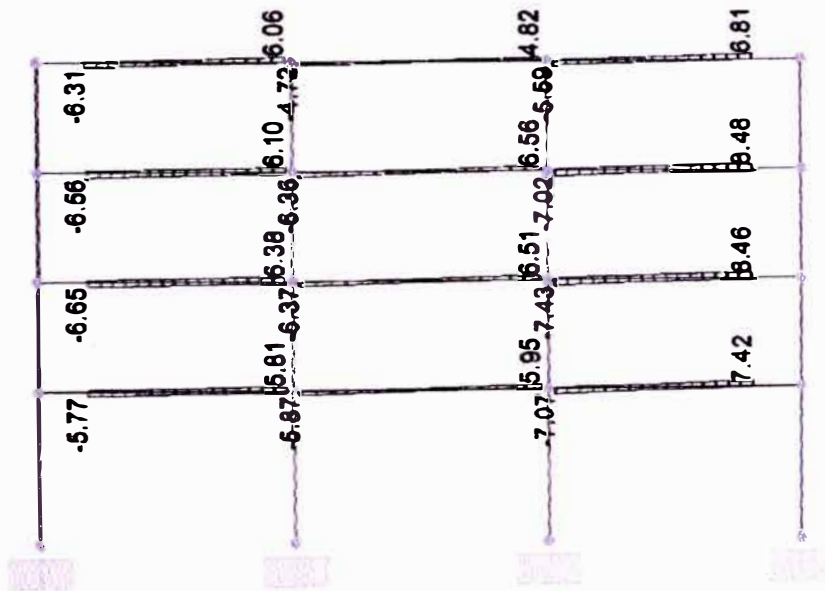
PORTICO B: MOMENTOS EN COLUMNAS



PORTICO B: CORTANTES EN COLUMNAS



PORTICO B: MOMENTOS EN VIGAS



PORTICO B: CORTANTES EN VIGAS

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 7.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas se diseñaran por el método simplificado de coeficientes. Los datos generales y resultados de este diseño se muestran a continuación.

Geometría de la sección

$$B = 40 \text{ cm. (ancho de alas)}$$

$$b_w = 0.10 \text{ (ancho del alma)}$$

$$d = 25 - 2 - 1.27/2 = 22.37 \text{ cm (acero } \phi 1/2'')$$

Materiales

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \beta_1 = 0.85$$

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

Factores de reducción de resistencia

$$\text{En flexión} \quad \phi = 0.9$$

$$\text{En corte} \quad \phi = 0.85$$

Cuantías máxima y mínima

$$\rho_{\text{mínimo}} = 0.7 \text{ raíz}(f'_c) / f_y = 0.7 \times \text{raíz}(210) / 4200 = 0.0024$$

$$\rho_{\text{máximo}} = 0.75 \rho_{\text{balanceado}} = 0.75 \times 0.85 \beta_1 f'_c / f_y \times 6000 / (6000 + f_y) = 0.0159$$

Cortante máximo que toma el concreto

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (1.1 \times 0.53 \text{ raíz}(f'_c) b_w d) = 0.85 (1.1 \times 0.53 \text{ raíz}(210) \times 10 \times 22.37) \\ &= 1.606 \text{ kg} = 1.61 \text{ ton} \end{aligned}$$

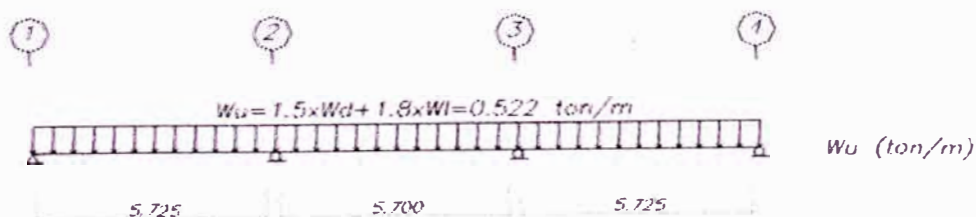
#### 7.1.1 Diseño de losa aligerada 1º, 2º y 3er pisos

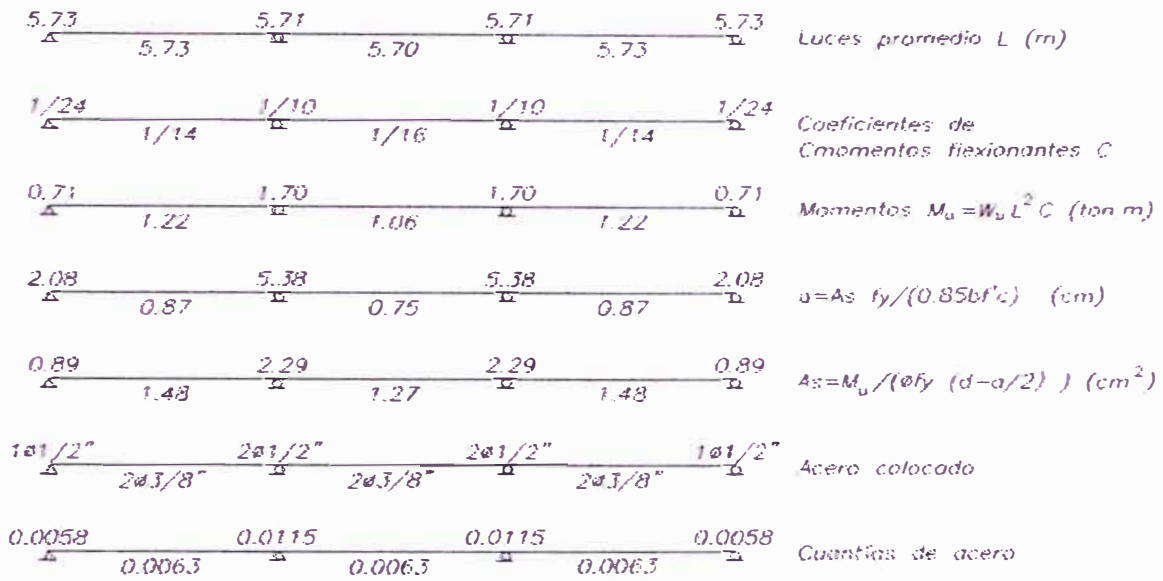
$$W_d = 0.228 \text{ ton/m}$$

$$W_l = 0.100 \text{ ton/m}$$

Tres tamos

Diseño por momentos flexionantes



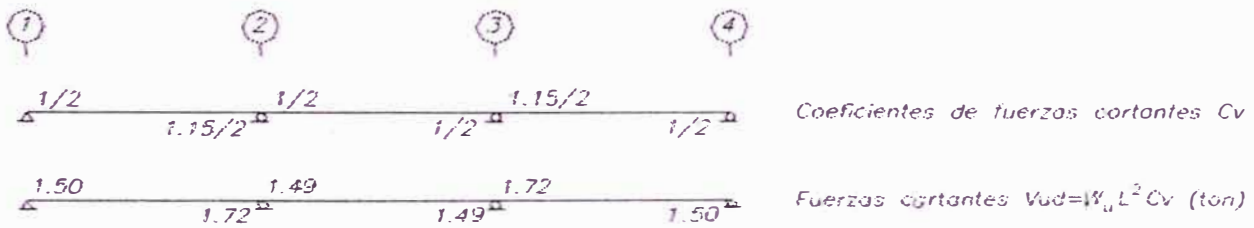


para todos los casos:

$\rho_{\text{mínimo}} = 0.0024 < \rho < 0.0159 = \rho_{\text{máximo}} \rightarrow$  conforme.

**Diseño por fuerzas cortantes**

**Cortante actuante**



$V_{ud2} = 1.72 < \phi V_c = 1.61 \rightarrow$  requiere ensanche de vigueta en las caras exteriores de los apoyos interiores.

**Longitud del ensanche ( $x_o$ )**

$V_{ud1} = 1.50$  ton

$V_{ud2} = 1.72$  ton

$a = (L - 2d) V_{ud2} / (V_{ud1} + V_{ud2}) + d = 3.05$  m.

$x_o = a - (a-d)\phi V_c / V_{ud2} = 0.41$  m.

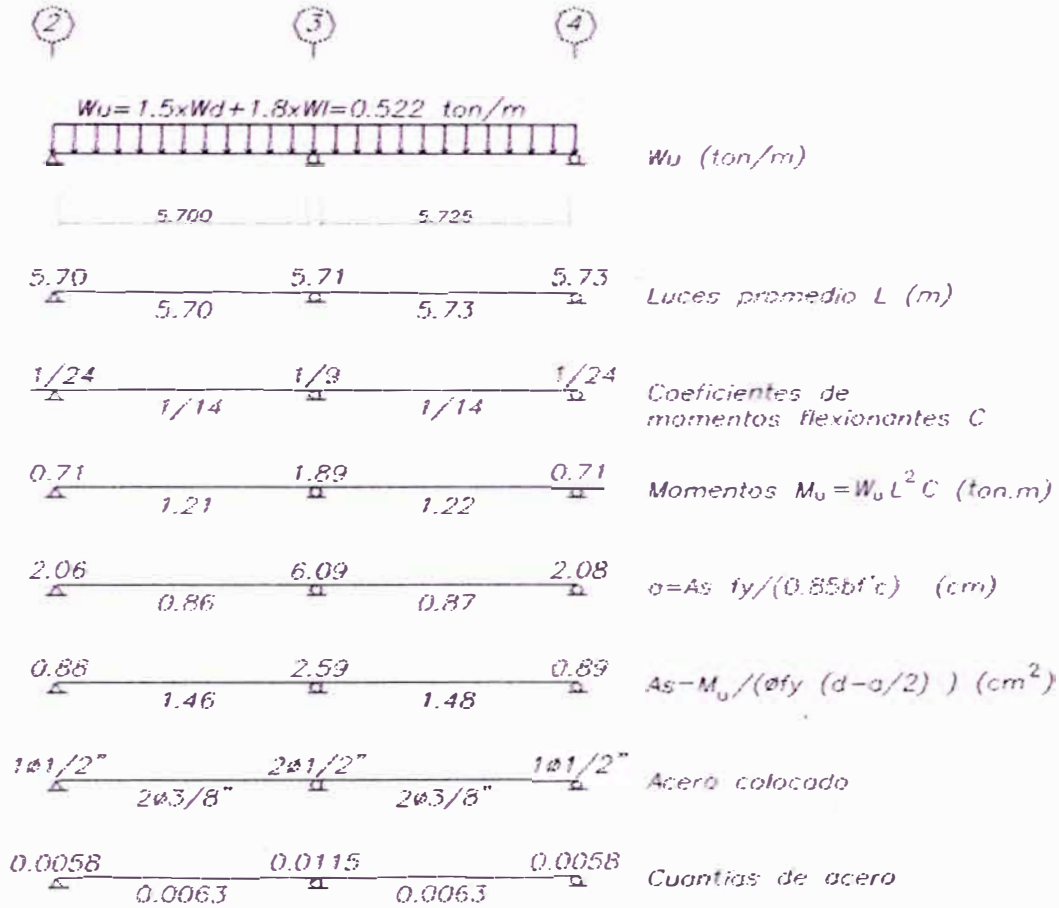
**Ancho de ensanche ( $b_o$ )**

$b_o = V_{ud2} / \phi (1.1 \times 0.53 \text{raíz}(f'_c) \times b d) = 0.11$  m.

$\rightarrow$  Ensanchar viguetas en forma intercalada hasta 45 cm. del apoyo.

**Dos tramos**

**Diseño por momentos flexionantes**

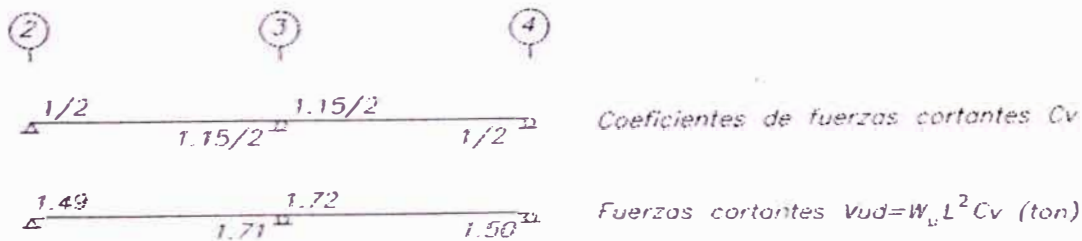


para todos los casos:

$\rho_{\text{mínimo}} = 0.0024 < \rho < 0.0159 = \rho_{\text{máximo}} \rightarrow \text{conforme.}$

**Diseño por fuerzas cortantes**

**Cortante actuante**



$V_{ud3} = 1.72 < \phi V_c = 1.61 \rightarrow \text{requiere ensanche de vigueta en las caras del apoyo interior.}$

**Longitud del ensanche (x<sub>o</sub>)**

$Vud_1 = 1.50 \text{ ton}$

$Vud_2 = 1.72 \text{ ton}$

$a = (L - 2d) Vud_2 / (Vud_1 + Vud_2) + d = 3.05 \text{ m.}$

$x_o = a - (a-d)\phi Vc / Vud_2 = 0.41 \text{ m.}$

**Ancho de ensanche (b<sub>o</sub>)**

$b_o = Vud_2 / \phi (1.1 \times 0.53 \text{raíz}(f'c) \times bd) = 0.11 \text{ m.}$

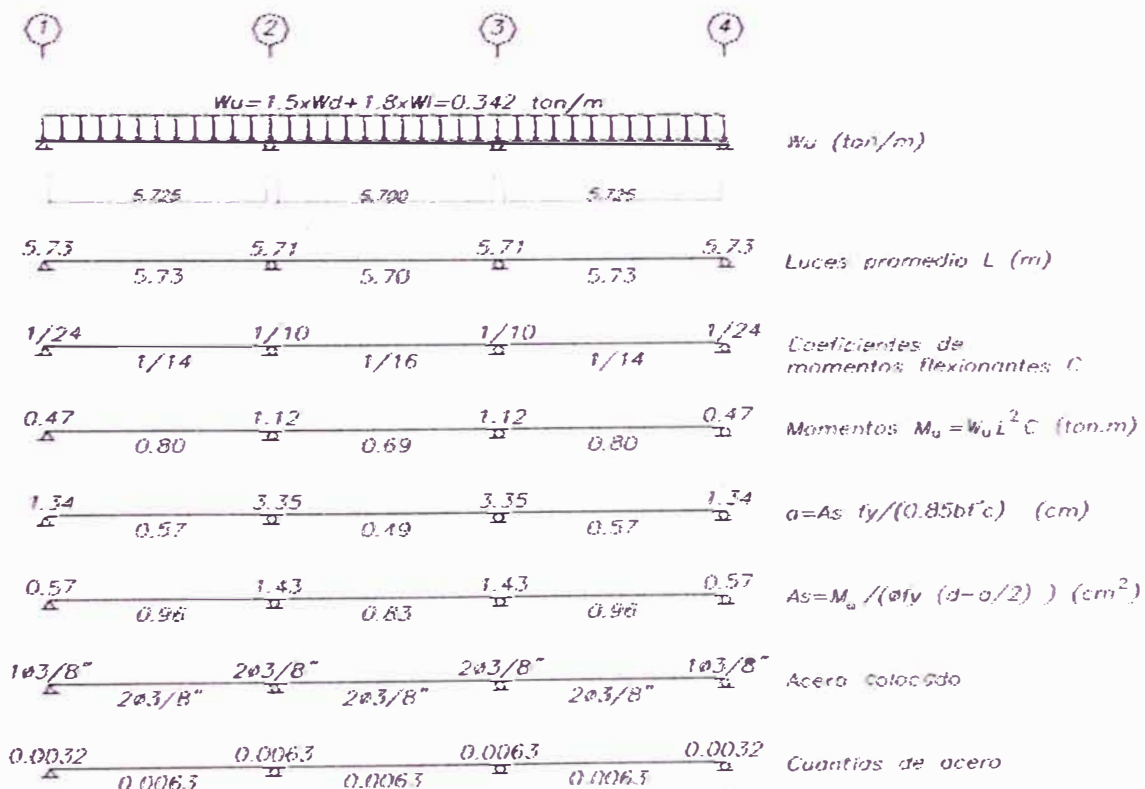
→ Ensanchar viguetas en forma intercalada hasta 45 cm. del apoyo.

**7.1.2 Diseño de losa aligerada 4<sup>to</sup> piso**

$Wd = 0.18 \text{ ton/m}$

$WI = 0.04 \text{ ton/m}$

**Diseño por momentos flexionantes**

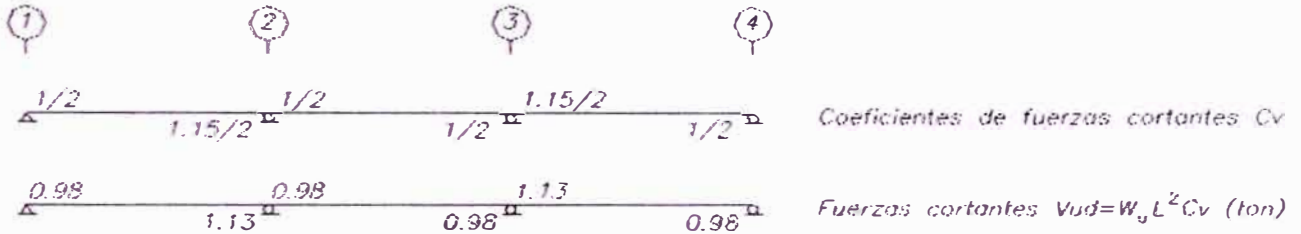


para todos los casos:

$\rho_{\text{mínimo}} = 0.0024 < \rho < 0.0159 = \rho_{\text{máximo}} \rightarrow \text{conforme.}$

## Diseño por fuerzas cortantes

### Cortante actuante



$V_{ud2} = 1.13 < \phi V_c = 1.61 \rightarrow$  no requiere ensanche de vigueta.

### 7.1.3 Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 bt = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Para  $\phi \frac{1}{4}$ :

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$s = 0.31 / 0.9 = 0.34 \text{ m}.$$

$$s_{\text{máximo}} = 5 e_{\text{losa}} = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}.$$

$\rightarrow$  usar fierro  $\phi \frac{1}{4}$  @ 25 cm.

## 7.2 DISEÑO DE VIGAS

En los diagramas de envolventes de momentos y fuerzas cortantes se puede observar que las vigas del 2º y 3º pisos tienen resultados muy similares, además tomando en consideración la recomendación de diseñar con los momentos obtenidos en los pisos intermedios en el análisis realizado considerando empotramiento, se agrupan las vigas y se diseñan, para cada grupo, una viga ficticia cuyos valores de momentos y cortantes sean los máximos de las vigas del grupo. Es así que se ha formado los grupos de vigas siguientes para el diseño:

V101, V104, V201, V204, V301, V304

V102, V103, V202, V203, V302, V303

V401, V404

V402, V404

V105, V205, V305

V106, V206, V306

V405

V406



### Procedimiento de diseño

Para el diseño de cada tramo de las vigas se toman los resultados del programa de análisis. Los resultados de cada sección de cada tramo (que pueden ser envolventes para un grupo de vigas similares o salidas directas del programa para vigas no agrupadas), se trasladan a una hoja de cálculo preparada para ordenar y graficar los datos y calcular el refuerzo por flexión en cada sección, considerando los requerimientos de la norma E060. Se escoge luego el tipo y cantidad de barras a colocar en cada sección. La hoja esta preparada para ubicar la posición donde una barra ya no es necesaria cuando se cambia la cantidad de acero de una sección a otra.

Para el cálculo del refuerzo por fuerza cortante y confinamiento de las zonas de posibles rótulas plásticas, se calcula en la hoja de cálculo el momento provisto por flexión ( $M_{pr}$ ), suponiendo una resistencia a la tensión de  $1.25f_y$  en las barras, y que no hay reducción de resistencia en los elementos ( $\phi = 1$ ).

PORTICOS 2 Y 3 - DISEÑO DE VIGAS V102, V202, V302, V103, V203, V303

DISEÑO POR FLEXIÓN

$b(\text{cm}) = 30$        $h(\text{cm}) = 55$        $d(\text{cm}) = 49$        $f_c(\text{kg/cm}^2) = 210$        $f_y(\text{kg/cm}^2) = 4200$        $\phi_{\text{flexión}} = 0.9$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi_y (d-a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$        $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c} b d}{f_y} = 3.55 \text{ cm}^2$        $A_{s \text{ max}} = 0.75 \rho_b b d = 23.43 \text{ cm}^2$   
 $\rho_b = 0.85 \beta_1 f_c / f_y \times 6000 / (6000 + f_y) = 0.02125$



X de la cara	m	0.00	0.36	0.73	1.09	1.45	1.81	2.18	2.54	2.90	3.26	3.63	3.99	4.35	4.71	5.08	5.44	5.80
M (-)	Ton-m	-24.11	-16.67	-10.08	-5.12	-2.04	-0.34	-0.37	-0.41	-0.44	-0.48	-0.51	-0.55	-2.96	-6.39	-12.48	-19.46	-27.30
M (+)	Ton-m	2.32	4.31	5.85	7.78	10.22	11.80	12.65	12.81	12.11	12.56	12.15	10.89	8.77	5.89	4.58	2.82	0.63
As (-) sup	cm2	14.76	9.76	5.70	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	7.14	11.58	17.07
As (+) sup	cm2	6.89	4.92	4.92	4.92	5.78	6.74	7.25	7.35	6.92	7.19	6.95	6.19	4.93	4.92	4.92	4.92	7.86
a	cm	11.58	7.66	4.47	2.22	0.87	0.14	0.16	0.17	0.19	0.20	0.22	0.23	1.27	2.78	5.60	9.08	13.39
As	cm2	14.76	9.76	5.70	2.83	1.11	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	1.62	3.55	7.14	11.58	17.07
As (-) req.	cm2	14.76	9.76	5.70	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	5.69	5.69	5.69	5.69	5.69	5.69	7.14	11.58	17.07
varillas colocad	l																	
	5/8																	
	3/4	6.00	4.00	4.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	4.00	6.00	6.00
As(-) colocado		17.03	11.35	11.35	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	11.35	17.03	17.03
X <sub>eq</sub> de la cara			0.25	0.00	0.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.09	0.38	0.00	
a	cm	0.99	1.86	2.54	3.41	4.54	5.28	5.69	5.76	5.43	5.64	5.45	4.85	3.87	2.56	1.98	1.21	0.27
As	cm2	1.27	2.37	3.24	4.35	5.78	6.74	7.25	7.35	6.92	7.19	6.95	6.19	4.93	3.27	2.52	1.54	0.34
As (+) req.	cm2	4.50	4.27	4.27	4.35	5.78	6.74	7.25	7.35	6.92	7.19	6.95	6.19	4.93	4.27	4.27	4.27	5.12
varillas colocad	1/2																	
	5/8				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00					
	3/4	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
As(+)	colocado		5.68	5.68	5.68	5.68	7.68	7.68	10.52	10.52	10.52	10.52	7.68	7.68	5.68	5.68	5.68	5.68
X <sub>eq</sub> de la cara			0.00	0.00	1.42	0.00	2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	3.25	0.00	1.67	0.00	0.00	0.00	

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO

$\phi_{\text{corte}} = 0.85$       Luz libre L = 5.80 m      Wd = 3.32 ton/m      Wl = 1.50 ton/m  
 $W_u = 1.25(Wd + Wl) = 6.03 \text{ ton/m}$        $V_{\text{req}} = 17.47 \text{ ton}$        $V_c = 11.29 \text{ ton}$

Ubicación	Resistencia nominal en flexión Mpr					
	$a = \frac{A_s (1.25f_y)}{0.85 f_c b}$					
	$Mpr = A_s (1.25f_y) (d-a/2)$					
	apoyo izquierdo			apoyo derecho		
	As	a	Mpr	As	a	Mpr
	cm <sup>2</sup>	cm	ton m	cm <sup>2</sup>	cm	ton m
superior	17.03	16.7	36.35	17.03	16.7	36.35
inferior	5.68	5.566	13.78	5.68	5.566	13.78

Cortantes de diseño						Espaciamiento de estribos	
$V_{\phi \text{ des}} = (Mpr_{\text{sup der}} - Mpr_{\text{inf der}}) / L$						$s = A_s f_y d / V_s$	
$V_{\phi \text{ req}} = (Mpr_{\text{sup izq}} + Mpr_{\text{inf der}}) / L$						$s_{\text{max}} = A_s f_y / (3.5b) = 56.8$	
$V_c = (V_{\phi} + V_{\text{conc}}) \phi - V_c$						(cm)	
	apoyo izquierdo			apoyo derecho			$\phi 3/8^*$ : Av = 1.42 cm <sup>2</sup>
	V <sub>φ</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	V <sub>φ</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	Ap. izquierdo
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	s (cm)
	8.642	0	30.72	8.642	0	30.72	9.5
	8.642	11.29	19.43	8.642	11.29	19.43	15.0

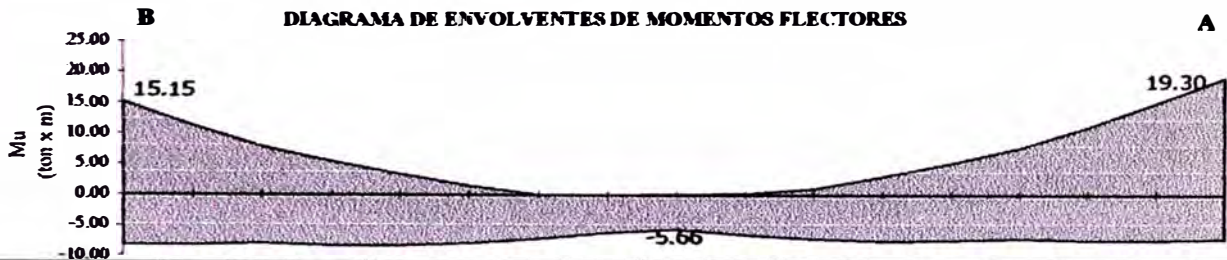
	Distancias al apoyo para espaciamientos dados de estribos								
	Zona de confinamiento derecha			Zona central de no confinamiento			Zona de confinamiento izquierda		
	V <sub>c</sub> = 0	2h = 1.1 m		V <sub>c</sub> = 11.29 ton			V <sub>c</sub> = 0	2h = 1.1 m	
s (cm)	5	10	12.5	20	25	25	20	15	15
V <sub>s</sub> (ton)	58.45	29.22	23.38	14.61	11.69	11.69	14.61	19.48	19.48
x (m)	-3.911	0.212	1.036	1.509	2.424	2.424	1.509	-0.015	-3.911
s máximo (cm)	d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> long menor = 15.24 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.			d/2 = 24.5 60 cm			d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> long menor = 15.24 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.		

Usar φ 3/8\*: 4φ/0.05, 9φ/0.10, 11φ/0.20 en cada cara

**PORTICOS 1 Y 4 - DISEÑO DE VIGAS V101, V201, V301, V104, V204, V304**

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

$b(\text{cm}) = 30$        $b(\text{cm}) = 55$        $d(\text{cm}) = 49$        $f_c(\text{kg/cm}^2) = 210$        $f_y(\text{kg/cm}^2) = 4200$        $\phi_{\text{flexión}} = 0.9$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{.85 f_c b}$        $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \text{raiz}(f_c) b d}{f_y} = 3.55 \text{ cm}^2$        $A_{s \text{ max}} = 0.75 \rho_b b d = 23.43 \text{ cm}^2$   
 $\rho_b = 0.85 \beta_1 f_c / f_y \times 6000 / (6000 + f_y) = 0.02125$



X de la cara m		0.00	0.29	0.59	0.88	1.18	1.47	1.76	2.06	2.35	2.64	2.94	3.23	3.53	3.82	4.11	4.41	4.70	
M (-)	Ton-m	-15.15	-11.33	-7.89	-5.56	-3.42	-1.46	-0.01	-0.06	-0.11	-0.16	-1.04	-3.02	-5.19	-7.68	-11.20	-15.08	-19.30	
M (+)	Ton-m	8.26	8.20	7.98	8.32	8.31	7.95	7.23	6.17	5.66	6.58	7.25	7.56	7.52	7.23	7.46	7.49	7.33	
As (-)req	cm2	8.95	6.53	4.45	4.10	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.84	4.33	6.45	8.90	11.74
As (+)req	cm2	4.67	4.63	4.50	4.70	4.70	4.48	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.25	4.23	4.10	4.20	4.21	4.21	5.50
a	cm	6.90	5.06	3.46	2.41	1.47	0.62	0.00	0.02	0.04	0.07	0.44	1.30	2.25	3.37	5.00	6.86	9.00	
As (-)colocad	cm2	8.80	6.45	4.42	3.08	1.87	0.80	0.00	0.03	0.06	0.08	0.57	1.65	2.87	4.29	6.37	8.75	11.47	
As (+)req	cm2	8.80	6.45	4.42	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	4.29	6.37	8.75	11.47	
varillas colocad	l																		
	5/8	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	3.00	
	3/4	2.00	2.00	2.00											2.00	2.00	2.00	2.00	
As (-) colocado		9.68	9.68	9.68	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	9.68	9.68	9.68	11.68	
X <sub>bal</sub> de la cara			0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.06	0.00	0.00	0.19		
a	cm	3.63	3.60	3.50	3.66	3.65	3.49	3.17	2.69	2.46	2.87	3.17	3.31	3.29	3.16	3.27	3.28	3.21	
As	cm2	4.63	4.60	4.47	4.66	4.66	4.45	4.04	3.43	3.13	3.66	4.04	4.22	4.20	4.04	4.16	4.18	4.09	
As (+) req	cm2	4.63	4.60	4.47	4.66	4.66	4.45	4.04	3.55	3.55	3.66	4.04	4.22	4.20	4.04	4.16	4.18	4.09	
varillas colocad	1/2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	5/8	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
	3/4																		
As (+) colocado		5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	
X <sub>bal</sub> de la cara			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

**DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO**

$\phi_{\text{corte}} = 0.85$       Luz libre L = 5.80 m       $W_d = 3.32 \text{ ton/m}$        $W_l = 1.50 \text{ ton/m}$   
 $W_u = 1.25(W_d + W_l) = 6.03 \text{ ton/m}$        $V_{\text{teor}} = 17.47 \text{ ton}$        $V_c = 11.29 \text{ ton}$

Ubicación	Resistencia nominal en flexión M <sub>pr</sub>						Cortantes de diseño						Espaciamiento de estribos	
	a = $\frac{A_s (1.25 f_y)}{.85 f_c b}$						$V_{\phi \text{ der}} = (M_{pr \text{ sup der}} + M_{pr \text{ inf der}}) / L$						$s = A_v f_y d / V_s$	
	M <sub>pr</sub> = $A_s (1.25 f_y) (d-a/2)$						$V_{\phi \text{ izq}} = (M_{pr \text{ sup izq}} + M_{pr \text{ inf izq}}) / L$						$s_{\text{mín}} = A_v f_y (3.5b) / V_s$	
	apoyo izquierdo			apoyo derecho			apoyo izquierdo			apoyo derecho			$\phi 3/8": A_v = 1.42 \text{ cm}^2$	
	As	a	M <sub>pr</sub>	As	a	M <sub>pr</sub>	V <sub>φ</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	V <sub>φ</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	Ap. izquierdo	Ap. derecho
	cm <sup>2</sup>	cm	ton m	cm <sup>2</sup>	cm	ton m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	s (cm)	s (cm)
superior	9.68	9.488	22.48	11.68	11.45	26.53	6.099	0	27.73	6.797	0	28.55	10.5	10.2
inferior	5.29	5.187	12.89	5.29	5.187	12.89	6.099	11.29	16.44	6.797	11.29	17.26	17.8	16.9

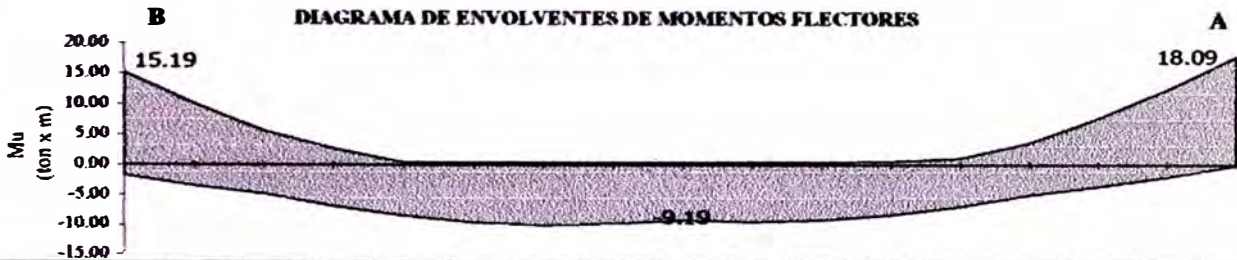
	Distancias al apoyo para espaciamentos dados de estribos															
	Zona de confinamiento derecha					Zona central de no confinamiento					Zona de confinamiento izquierda					
	V <sub>c</sub> = 0	2b = 1.10 m				V <sub>c</sub> = 11.29 ton					V <sub>c</sub> = 0	2b = 1.10 m				
s (cm)	5	10	12.5	15		20	25		25	20	15		15	12.5	10	5
V <sub>s</sub> (ton)	58.45	29.22	23.38	19.48		14.61	11.69		11.69	14.61	19.48		19.48	23.38	29.22	58.45
x (m)	-4.333	-0.211	0.614	1.164		0.572	1.487		1.744	0.829	-0.695		1.279	0.73	-0.095	-4.218
s máximo (cm)	d/4 = 12.25					d/2 = 24.5					d/4 = 12.25					
	8φ <sub>10m menor</sub> = 15.24					60 cm					8φ <sub>10m menor</sub> = 15.24					
	24φ <sub>10m menor</sub> = 22.86										24φ <sub>10m menor</sub> = 22.86					
	30 cm.										30 cm.					

Usar φ 3/8": 1@0.05, 6@0.10, 4@0.125, r@0.20 en cada cara

PORTICO 3 - DISEÑO DE VIGA V403

DISEÑO POR FLEXIÓN

$h(\text{cm}) = 30$        $h(\text{cm}) = 55$        $d(\text{cm}) = 49$        $f_c(\text{kg/cm}^2) = 210$        $f_y(\text{kg/cm}^2) = 4200$        $\phi_{\text{acero}} = 0.9$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a)}$        $a = \frac{A_s f_y}{.85 f_c b}$        $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 f_{cr}(f_c) b d}{f_y} = 3.55 \text{ cm}^2$        $A_{s \text{ max}} = 0.75 \rho_b b d = 23.43 \text{ cm}^2$   
 $\rho_b = 0.85 \beta_1 f_c / f_y \times 6000 / (6000 - f_y) = 0.02125$



X de la cara	m	0.00	0.36	0.73	1.09	1.45	1.81	2.18	2.54	2.90	3.26	3.63	3.99	4.35	4.71	5.08	5.44	5.80	
M (-)	Ton-m	-15.19	-10.09	-5.58	-2.67	-0.33	-0.31	-0.34	-0.37	-0.40	-0.43	-0.46	-0.49	-1.14	-3.69	-7.75	-12.63	-18.09	
M (+)	Ton-m	1.84	3.55	4.89	6.89	8.51	9.54	9.98	9.84	9.19	9.44	9.23	8.42	7.02	5.04	3.62	2.06	0.15	
A <sub>s</sub> (-) sup	cm <sup>2</sup>	8.83	5.71	4.12	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	4.92	7.24	10.68	
A <sub>s</sub> (+) sup	cm <sup>2</sup>	4.92	3.32	3.60	4.92	4.92	5.38	5.65	5.56	5.18	5.33	5.20	4.92	4.92	3.71	3.32	3.32	5.09	
a	cm	6.92	4.48	2.42	1.14	0.14	0.13	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	0.21	0.48	1.59	3.40	5.68	8.38	
A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	8.83	5.71	3.09	1.46	0.18	0.17	0.18	0.20	0.22	0.23	0.25	0.26	0.62	2.02	4.34	7.24	10.68	
A <sub>s</sub> (-) req.	cm <sup>2</sup>	8.83	5.71	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	4.34	7.24	10.68	
varillas colocad																			
	5/8	2.00	2.00															3.00	3.00
	3/4	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
A <sub>s</sub> (-) colocado		9.68	9.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	11.68	11.68
X <sub>bal</sub> de la cara			0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.56	0.00		
a	cm	0.79	1.53	2.12	3.01	3.75	4.22	4.43	4.36	4.06	4.18	4.08	3.71	3.07	2.18	1.56	0.88	0.07	
A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	1.00	1.94	2.70	3.84	4.78	5.38	5.65	5.56	5.18	5.33	5.20	4.73	3.92	2.78	1.98	1.12	0.08	
A <sub>s</sub> (+) req.	cm <sup>2</sup>	3.55	3.55	3.55	3.84	4.78	5.38	5.65	5.56	5.18	5.33	5.20	4.73	3.92	3.55	3.55	3.55	3.55	
varillas colocad																			
	1/2																		
	5/8							1.00	1.00	1.00	1.00								
	3/4	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
A <sub>s</sub> (+) colocado		5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	7.68	7.68	7.68	7.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68
X <sub>bal</sub> de la cara			0.00	0.00	0.00	0.00	2.22	0.00	0.00	0.00	0.00	3.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO

$\phi_{\text{concr}} = 0.85$       Lnz libre L = 5.80 m      Wd = 2.6 ton/m      Wl = 0.60 ton/m  
 $W_a = 1.25(W_d + W_l) = 4.00 \text{ ton/m}$        $V_{\text{total}} = 11.60 \text{ ton}$        $V_c = 11.29 \text{ ton}$

Requerimientos nominales en flexión M <sub>pr</sub>	
$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{.85 f_c b}$	
$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) (d-a/2)$	
apoyo izquierdo	
Ubicación	apoyo derecho
A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>
a	a
M <sub>pr</sub>	M <sub>pr</sub>
cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
cm	cm
ton m	ton m
superior	11.68
inferior	5.68

Cortantes de diseño			Espaciamiento de estribos	
$V_{\text{dise}} = (M_{pr \text{ sup der}} + M_{pr \text{ inf izq}}) / L$			$s = A_s f_y d / V_s$	
$V_{\text{dise}} = (M_{pr \text{ sup izq}} + M_{pr \text{ inf der}}) / L$			$s_{\text{max}} = A_s f_y / (3.5 b) = 56.8$	
$V_s = (V_u + V_{\text{concr}}) \phi - V_c$			(cm)	
apoyo izquierdo			apoyo derecho	
V <sub>u</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	V <sub>u</sub>	V <sub>c</sub>
ton	ton	ton	ton	ton
6.252	0	21	6.949	0
6.252	11.29	9.712	6.949	11.29

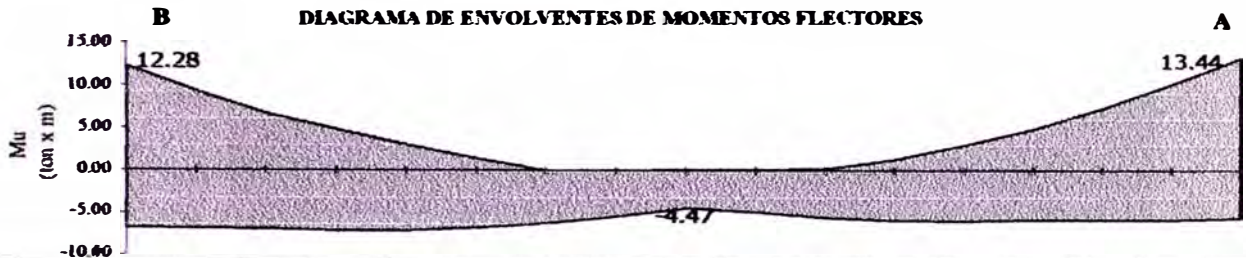
Distancias al apoyo para espaciamientos dados de estribos					
Zona de confinamiento derecha		Zona central de no confinamiento		Zona de confinamiento izquierda	
V <sub>c</sub> = 0	2b = 1.1 m	V <sub>c</sub> = 11.29 ton	2b = 1.1 m	V <sub>c</sub> = 0	2b = 1.1 m
s (cm)	5 10 12.5 15	20 25 25 20 15	15 12.5 10 5	15 12.5 10 5	15 12.5 10 5
V <sub>s</sub> (ton)	58.45 29.22 23.38 19.48	14.61 11.69 11.69 14.61 19.48	19.48 23.38 29.22 58.45	19.48 23.38 29.22 58.45	19.48 23.38 29.22 58.45
x (m)	-7.957 -1.747 -0.505 0.323	-6.029 -2.433 -1.423 -5.019 -11.01	0.497 -0.331 -1.573 -7.783	0.497 -0.331 -1.573 -7.783	0.497 -0.331 -1.573 -7.783
s máximo (cm)	d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> barras = 12.7 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.	d/2 = 24.5 60 cm	d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> barras = 12.7 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.	d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> barras = 12.7 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.	d/4 = 12.25 8φ <sub>b</sub> barras = 12.7 24φ <sub>b</sub> estribos = 22.86 30 cm.

Usar φ 3/8": 1 @ 0.05, 4 @ 125, r. @ 0.20 en cada cara

**PORTICO 4 - DISEÑO DE VIGA 404**

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

$b(\text{cm}) = 25$        $b(\text{cm}) = 55$        $d(\text{cm}) = 49$        $f_c(\text{kg/cm}^2) = 210$        $f_y(\text{kg/cm}^2) = 4200$        $\phi_{\text{flexión}} = 0.9$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{.85 f_c b}$        $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \text{raiz}(f_c) b d}{f_y} = 2.959 \text{ cm}^2$        $A_{s \text{ max}} = 0.75 \rho_b b d = 19.52 \text{ cm}^2$   
 $\rho_b = 0.85 \beta_1 f_c / f_y \times 6000 / (6000 + f_y) = 0.02125$



X de la cara m	0.00	0.29	0.59	0.88	1.18	1.47	1.76	2.06	2.35	2.64	2.94	3.23	3.53	3.82	4.11	4.41	4.70	
M (-) Ton-m	-12.28	-9.32	-6.74	-4.79	-3.01	-1.38	0.00	-0.04	-0.08	-0.12	-0.16	-1.32	-3.03	-4.91	-7.41	-10.29	-13.44	
M (+) Ton-m	6.80	6.88	6.90	7.14	7.12	6.83	6.29	5.49	4.47	4.95	5.56	5.92	6.01	5.88	5.88	5.87	5.69	
A_s (-) sap cm2	7.12	5.30	4.10	3.54	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	3.63	4.17	5.89	7.85
A_s (+) sap cm2	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.07	3.29	3.66	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	
a cm	6.70	4.99	3.55	2.50	1.55	0.71	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.67	1.57	2.56	3.92	5.54	7.38	
A_s cm2	7.12	5.30	3.77	2.65	1.65	0.75	0.00	0.02	0.04	0.07	0.09	0.72	1.66	2.72	4.17	5.89	7.85	
A_s (-) req. cm2	7.12	5.30	3.77	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	4.17	5.89	7.85	
varillas colocad																		
5/8	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
3/4	2.00	2.00													2.00	2.00	2.00	
A_s (-) colocado	9.68	9.68	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	9.68	9.68	9.68	
X_s de la cara		0.00	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00		
a cm	3.59	3.63	3.64	3.77	3.76	3.61	3.31	2.87	2.32	2.58	2.91	3.10	3.16	3.08	3.08	3.08	2.98	
A_s cm2	3.81	3.86	3.87	4.01	4.00	3.83	3.52	3.05	2.47	2.74	3.09	3.30	3.35	3.28	3.28	3.27	3.17	
A_s (+) req. cm2	3.81	3.86	3.87	4.01	4.00	3.83	3.52	3.05	2.96	2.96	3.09	3.30	3.35	3.28	3.28	3.27	3.17	
varillas colocad																		
5/8	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
3/4																		
A_s (+) colocado	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	
X_s de la cara		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

**DISEÑO POR FUERZA CORTANTE - REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO**

$\phi_{\text{corte}} = 0.85$       Luz libre L = 4.70 m       $W_d = 1.77 \text{ ton/m}$        $W_l = 0.31 \text{ ton/m}$   
 $W_u = 1.25(W_d + W_l) = 2.60 \text{ ton/m}$        $V_{\text{max}} = 6.11 \text{ ton}$        $V_c = 9.41 \text{ ton}$

Ubicación	Resistencia nominal en flexión Mpr					
	$a = \frac{A_s (1.25f_y)}{.85 f_c b}$					
	$Mpr = A_s (1.25f_y) (d-a/2)$					
	apoyo izquierdo			apoyo derecho		
	A_s	a	Mpr	A_s	a	Mpr
	cm <sup>2</sup>	cm	ton m	cm <sup>2</sup>	cm	ton m
superior	9.68	11.39	22	9.68	11.39	22
inferior	4.00	4.706	9.796	4.00	4.706	9.796

Cortes de diseño						Espaciamiento de estribos	
$V_{\text{diseño}} = (Mpr_{\text{sup der}} + Mpr_{\text{inf der}}) L$						$s = A_s f_y d / V_s$	
$V_{\text{diseño}} = (Mpr_{\text{sup izq}} + Mpr_{\text{inf izq}}) L$						$s_{\text{min}} = A_s f_y (3.5b) / 68.16$	
$V_s = (V_u + V_{\text{res}}) / \phi - V_c$						(cm)	
	apoyo izquierdo			apoyo derecho			$\phi 3/8": Av = 1.42 \text{ cm}^2$
	V_u	V_c	V_s	V_u	V_c	V_s	Ap. izquierdo
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	s (cm)
	6.766	0	15.15	6.766	0	15.15	19.3
	6.766	9.41	5.739	6.766	9.41	5.739	50.9

	Distancias al apoyo para espaciamientos dados de estribos												
	Zona de confinamiento derecha				Zona central de no confinamiento				Zona de confinamiento izquierda				
	Vc= 0				Vc= 9.41 ton				Vc= 0				
	2h= 1.10 m								2h= 1.10 m				
s (cm)	5	10	12.5	15	20	25	25	20	15	15	12.5	10	5
Vs (ton)	58.45	29.22	23.38	19.48	14.61	11.69	11.69	14.61	19.48	19.48	23.38	29.22	58.45
x (m)	-14.16	-4.602	-2.691	-1.417	9.391	6.298	6.298	9.391	14.55	-1.417	-2.691	-4.602	-14.16
s máximo (cm)	$d/4 = 12.25$ $8\phi_{\text{topo max}} = 15.24$ $24\phi_{\text{arriba}} = 22.86$ 30 cm.				$d/2 = 24.5$ 60 cm				$d/4 = 12.25$ $8\phi_{\text{topo max}} = 15.24$ $24\phi_{\text{arriba}} = 22.86$ 30 cm.				

Usar  $\phi 3/8": 1 @ 0.05, 9 @ .125, r @ 0.25$  en cada cara











### 7.3 DISEÑO DE COLUMNAS

El Sap2000 tiene la opción de diseñar las columnas rectangulares con los códigos ACI 318-99 o ACI 318-02. Un camino a seguir es tomar estos resultados y verificarlos con nuestras normas, usando ya sea una hoja de cálculo o el programa PCA COL. Otro camino es el de tomar los datos del análisis de SAP2000 y diseñar por flexocompresión proponiendo o calculando cuantías iniciales y distribución de barras, elaborando el diagrama de interacción y verificando que las combinaciones momento-carga axial del análisis queden dentro de la curva. La construcción de esta curva nos servirá para calcular el mayor momento nominal en flexión asociados a la fuerza axial  $P_u$ , y usarlo para el cálculo del cortante de diseño. En este informe se seguirá esta segunda opción.

Los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes muestran que las columnas C1, C2, C3 y C4 son similares para el diseño. Se diseñará la columna C1 y se verificarán las otras con este diseño. La otra columna a diseñar es la C5, por tener dimensiones diferentes al resto.

#### Procedimiento de diseño

**Diseño por flexocompresión.**- De los resultados del análisis del SAP2000, obtenemos la carga axial, momentos y cortantes de diseño. Se propondrá una cuantía y una distribución de las barras de acero en la sección. Luego se confeccionará un diagrama de interacción para esta distribución del acero. En este diagrama también se dibujarán los puntos correspondientes a las combinaciones momento-carga axial restantes del análisis. De ser necesario se modificará el área y/o distribución del acero hasta que estos puntos queden dentro de la curva.

Las expresiones para la confección del diagrama se encuentran dentro de la hoja de cálculo correspondiente. El valor de  $\phi$  considerado es de 0.7 (columnas estribadas).

**Diseño por cortante.**- Del diagrama de interacción  $M$  vs.  $P$  ( $\phi=1$ ) se obtiene el mayor momento nominal ( $M_{pr}$ ) asociado a las cargas axiales de diseño. Con este momento se calculan los cortantes últimos de diseño y la separación de estribos, con las expresiones:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H_n} \quad V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot t$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v \cdot f'_c \cdot d}{V_s}$$

### 7.3.1 Diseño de la columna C1 (35x60)

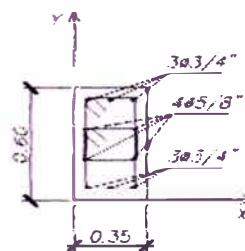
#### Diseño por flexión

Dado que el porcentaje del cortante basal que toman las columnas es muy bajo (ver 5.2.2), se iniciará la prueba con cuantía mínima (1%).

$$\rho_g = 0.01 \quad \rightarrow \quad A_s = \rho_g b t = 0.01 \times 35 \times 60 = 21 \text{ cm}^2$$

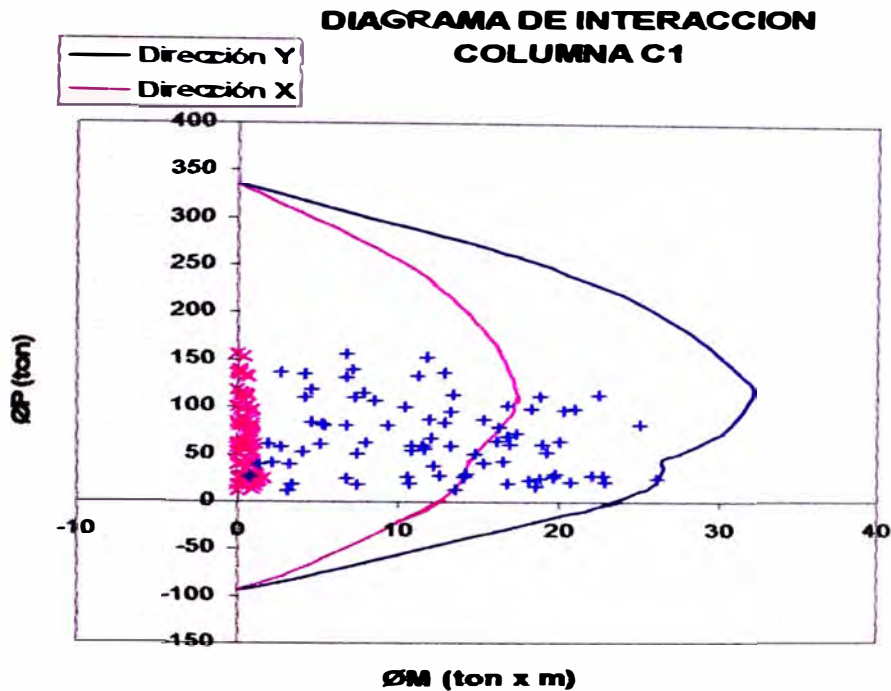
Probando con barras  $\phi 3/4"$ :  $A_b = 2.85 \rightarrow \# \text{barras} = 21 / 2.85 = 7.36$  (8 barras)

Colocar 8 barras significaría que habrían 3 barras por lado. Para obtener una mejor distribución de esfuerzos en el lado mas largo de la columnas (eje Y) se consideraran 2 barras intermedias de  $5/8"$  cada una, obteniéndose 6 barras de  $\phi 3/4"$  y 4 barras de  $\phi 5/8"$ , con la siguiente distribución:



COLUMNA C1

En el Anexo N°5 se muestra la hoja de cálculo del diagrama de interacción de la columna C1 y su tabla fuerzas en los elementos obtenidos del análisis. El diagrama resultante con los pares momento-carga axial del análisis es el siguiente:



En el diagrama anterior, los pares momento-carga axial corresponden a los 4 pisos de la columna, y quedan dentro de la curva, por lo que la cuantía y distribución del acero escogido es adecuada para las cargas a que va a estar solicitada la columna. El punto más cercano a la curva corresponde al cuarto piso con la combinación de cargas COMB 9.

**Diseño por fuerza cortante**

Del diagrama se observa que la carga axial última que produce al mayor momento nominal es:

$P_u = 113.19 \text{ ton.}$

y  $\phi M_{pr} = 32 \text{ ton x m}$

$\rightarrow M_{pr} = 32/0.7 = 45.7 \text{ ton x m}$

El cortante de diseño:

$$V_e = \frac{45.7 + 45.7}{2.30} = 39.7 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot t = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (35) \cdot (60) = 16128 \text{ kg} = 16.1 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{39.7}{0.85} - 16.1 = 30.61 \cdot \text{ton}$$

### Espaciamiento de estribos

Considerando doble estribo de  $\phi 3/8"$ :

$$s = \frac{A_v \cdot f'c \cdot d}{V_s} = \frac{4 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 54}{30610} = 21.0 \cdot \text{cm}$$

Por confinamiento

$$l_o \geq h_{\text{mayor}} = 60 \text{ cm}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 373/6 = 62 \text{ cm. (1er piso)}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 230/6 = 38 \text{ cm. (otros pisos)}$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_o = 65 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento  $l_o$

$$s_{\text{max}} \leq h_{\text{menor}}/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} \leq 10 \text{ cm}$$

o 21 cm (de calculo anterior)

$$\rightarrow s = 10 \text{ cm.}$$

El espaciamiento del refuerzo fuera de la zona de confinamiento se limitará a:

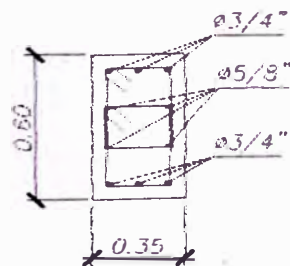
$$s_{\text{max}} \leq h_{\text{menor}} = 35 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} \leq 16 d_{\text{long menor}} = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} \leq 30 \text{ cm}$$

o 21 cm (de calculo anterior)

$$\rightarrow s = 20 \text{ cm.}$$



COLUMNA C1  
6 $\phi 3/4"$  + 4 $\phi 5/8"$

2  $\phi 3/8"$ : 1@0.05, 6@0.10, r.@0.20

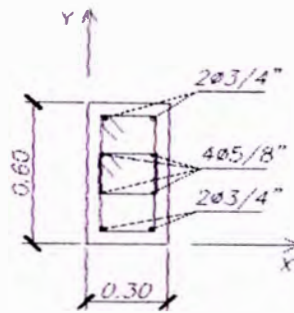
### 7.3.2 Diseño de la columna C5 (30x60)

#### Diseño por flexión

De manera similar a la columna C1, se iniciará la prueba con cuantía mínima (1%).

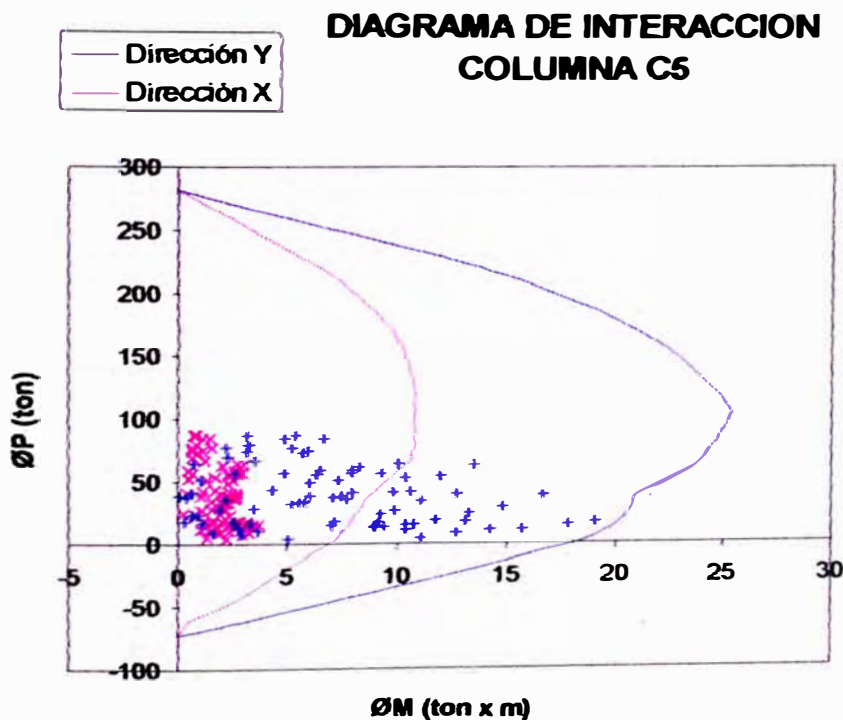
$$\rho_g = 0.01 \quad \rightarrow \quad A_s = \rho_g b t = 0.01 \times 30 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

Se considerarán 4 barras de  $\phi 3/4"$  y 4 barras de  $\phi 5/8"$  (23.28 cm<sup>2</sup>), con la siguiente distribución:



COLUMNA C5

En el Anexo N°6 se muestra la hoja de cálculo del diagrama de interacción de la columna C5 y su tabla fuerzas en los elementos obtenidos del análisis. El diagrama resultante con los pares momento-carga axial del análisis es el siguiente:



En el diagrama anterior, los pares momento-carga axial corresponden a los 4

pisos de la columna, y quedan dentro de la curva, por lo que la cuantía y distribución del acero escogido es adecuada para las cargas a que va a estar solicitada la columna. El punto mas cercano a la curva corresponde al cuarto piso con la combinación de cargas COMB 9. Los pares momento-carga axial del las columnas C2, C3 y C4 quedaron en la parte interior de la curva de interacción por lo que se tendrán el mismo diseño.

### Diseño por fuerza cortante

Del diagrama se observa que la carga axial última que produce al mayor momento nominal es:

$$P_u = 84.87 \text{ ton.}$$

$$y \quad \phi M_{pr} = 24.8 \text{ ton x m}$$

$$\rightarrow M_{pr} = 24.8/0.7 = 35.4 \text{ ton x m}$$

El cortante de diseño:

$$V_e = \frac{35.4 + 35.4}{2.30} = 30.8 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot t = 0.53 \sqrt{210} \cdot (30) \cdot (60) = 13824 \text{ kg} = 13.8 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{30.8}{0.85} - 13.8 = 22.44 \cdot \text{ton}$$

Espaciamiento de estribos: Considerando doble estribo de  $\phi 3/8"$ :

$$s = \frac{A_v \cdot f'_c \cdot d}{V_s} = \frac{4 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 54}{22440} = 28.7 \cdot \text{cm}$$

Por confinamiento

$$l_o \geq h_{\text{mayor}} = 60 \text{ cm}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 373/6 = 62 \text{ cm. (1er piso)}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 230/6 = 38 \text{ cm. (otros pisos)}$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_o = 65 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento  $l_o$

$$s_{\text{max}} \leq h_{\text{menor}}/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} \leq 10 \text{ cm}$$

o 28.7 cm (de calculo anterior)

→  $s = 10 \text{ cm}$ .

El espaciamiento del refuerzo fuera de la zona de confinamiento se limitará a:

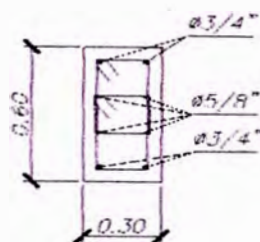
$$s_{\max} \leq h_{\text{menor}} = 30 \text{ cm}$$

$$s_{\max} \leq 16 d_{\text{long menor}} = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$s_{\max} \leq 30 \text{ cm}$$

o 28.7 cm (de cálculo anterior)

→  $s = 25 \text{ cm}$ .



COLUMNA C5  
4Ø3/4" + 4Ø5/8"

2 Ø 3/8": 1Ø0.05, 6Ø0.10, r.Ø0.25

### 7.3.3 Acero en conexiones

$$A_v \geq 7.0 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \Rightarrow s \leq \frac{A_v \cdot f_y}{7 \cdot b} = \frac{4(0.71)(4200)}{7(60)} = 28.4$$

Por confinamiento  $s \leq s_{\text{entorno de columna}} = 10 \text{ cm}$ . → usar  $s = 10 \text{ cm}$ .

## 7.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

En el 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> pisos se tienen muros que soportan más del 30% de la fuerza cortante. Son el P1 en la dirección X, y el P2 y P3 en la dirección Y. De acuerdo a la norma E060, estos muros deberán ser diseñados con el 125% de dicha fuerza.

### Procedimiento de diseño

Para cada dirección y sentido en que actúa la fuerza sísmica, el muro se diseñará de la siguiente manera:

#### Diseño por flexocompresión

Determinación de la esbeltez del muro

$$\frac{H}{L} > 1 \rightarrow \text{muro esbelto}$$

$$\frac{H}{L} < 1 \rightarrow \text{muro no esbelto}$$



**Verificación de necesidad de proveer mayor momento resistente**

Con las combinaciones de carga más críticas calculamos

$$\sigma_u = \frac{M_u Y_c}{I_g} - \frac{P_u}{A_g}$$

$Y_c$  = distancia de la fibra extrema en compresión al eje centroidal

$A_g$  = area total de la sección

$I_g$  = momento de inercia de la sección

$P_u, M_u$  = carga axial y momento obtenidos del análisis

si  $\sigma_u \leq 2\sqrt{f'_c} \Rightarrow$  no requiere proveer mayor momento resistente

si  $\sigma_u > 2\sqrt{f'_c} \Rightarrow$  requiere proveer 1.5 veces el momento de agrietamiento

**Dimensionamiento de elementos de confinamiento**

Longitud de elementos de confinamiento ( $l_c$ )

Se usará la especificación del ACI 318

longitud confinada  $\geq c - 0.1 l_w$ ,  $c/2$  ó 30 cm.

Para estimar el valor de  $c$ , podemos hacer:

$d \approx 0.8L$

y resolver las ecuaciones de flexión (sección 1.6.2) respecto de  $a$ , obteniendo:

$$a = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

**Refuerzo en elementos de confinamiento**

Los elementos de confinamiento deben proveer un momento resistente de por lo menos 1.5 el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ , cuando  $\sigma_u > 2\sqrt{f'_c}$

$$M_{cr} = I_g \left( 2 \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g} \right) / Y_t$$

$Y_c$  = distancia de la fibra extrema en tracción al eje centroidal

$M_{resistente} \geq 1.5M_{cr}$

$M_{U_{col}} = M_{resistente} / \phi$

Aplicando este momento al muro se calculará las áreas de acero necesarias en la columna de confinamiento, considerándolas concentradas en el centro de gravedad de la sección de la columna de confinamiento.

### Verificación de compresión máxima

Esta verificación se realiza con las cargas últimas obtenidas con el sismo actuando en el otro sentido, originando compresión en la columna de confinamiento considerada.

$$P_{u_{max}} = \frac{P_{u_{muro}}}{2} + \frac{M_u}{l_w}$$

$$\phi P_{n_{max}} = 0.8\phi(0.85f'_c(A_{gc} - A_{s_t}) + A_{s_t}f_y)$$

Donde  $A_{gc}$  = área de la sección de la columna

Si  $P_{u_{max}} \leq \phi P_{n_{max}} \rightarrow$  conforme

Si  $P_{u_{max}} > \phi P_{n_{max}} \rightarrow$  no conforme: modificar dimensiones o acero

### Refuerzo vertical por flexocompresión

Con los refuerzos obtenidos en las columnas de confinamiento y considerando las cuantías mínimas del reglamento, se realiza un estudio por flexocompresión utilizando diagramas de interacción momento-carga axial.

Se tanteará el área de acero considerando los mínimos calculados y se verificará que los puntos momento-carga axial queden dentro y cercanos a la curva de interacción, y, de ser necesario, se modificarán las secciones de las columnas de confinamiento y áreas de acero hasta obtener un diseño consistente en los dos sentidos de las dos direcciones.

### Diseño por fuerza cortante

Cortante de diseño ( $V_u$ )

Se calculará el cortante de diseño mediante:

$$V_u > V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w_y$$

Donde:

$w_y = 0.9 + n/10$  ( $n$  = número de pisos  $< 6$ )

$M_{ua}$  = Momento obtenido del análisis

$M_{ur}$  = Momento máximo resistente obtenido del diagrama de interacción asociado al  $P_u$  resultado del análisis, considerando  $\phi = 1$

$V_{ua} = \alpha V_{ult}$

Donde

$V_{u\alpha}$  = cortante último obtenido del análisis

$\alpha=1.25$  si  $V > 30\%$  del cortante total

$\alpha=1$  si  $V < 30\%$  del cortante total

Verificación de cortante máximo ( $Vn_{m\acute{a}ximo}$ )

Se verificará que

$$V_u < Vn_{m\acute{a}ximo}$$

donde :

$$Vn_{m\acute{a}ximo} = 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

t = espesor del muro

d = 0.8  $l_w$  distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción

$l_w$  = longitud del muro en la dirección considerada

Caso en que  $V_u > R_d V_a$

Los comentarios de la norma E060 indican que cuando el factor  $M_u/M_{u\alpha}$  y  $w_y$  son mayores que  $R_d$ , se puede diseñar considerando  $R_d$  veces el cortante  $V_a$  (sin amplificar), y con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ . El  $R_d$  a que se refiere este comentario corresponde al  $R_d$  de la "Norma Básica de Diseño Sismorresistente" del año 1977. En esta norma, la estructura analizada correspondería al tipo E4: "Edificios en los que las fuerzas horizontales son resistidas básicamente por muros de corte o estructuras similares", con factor de ductilidad  $R_d$  igual a 3. Por otro lado, el coeficiente de resistencia requerida para sismo en esta norma es de 1.25. Considerando estos valores para hacer las correcciones se tiene:

Si  $V_u > R_d V_a$

$$V_a = V_{ua} / 1.25$$

$$V_u = V_{u_{m\acute{a}ximo}} = V_a \times R_d$$

Si  $V_a \times R_d < Vn_{m\acute{a}ximo} \rightarrow$  conforme

Cortante que toma el concreto ( $V_c$ )

Se considerará

$$V_c = 0, \text{ si } N_u \leq 0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_g$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d, \text{ si } N_u > 0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_g$$

donde

$N_u$  = Carga axial amplificada ( $P_u$ ) asociada al cortante actuante ( $V_{ult}$ )

Cortante que toma el refuerzo ( $V_s$ )

$$V_s = V_{ult} \phi - V_c$$

Refuerzo horizontal por corte

Se considerará:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$s \leq L/5, 3t$  o 45 cm.

$$\rho_h \geq 0.0025, \text{ si } V_u < 0.5\phi V_c$$

$$\rho_h \geq 0.002, \text{ si } V_u \leq 0.5\phi V_c$$

Refuerzo vertical por corte

Se calculará con

$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5 \cdot [2.5 - \frac{H}{L}] \cdot (\rho_h - 0.0025)] \geq 0.0025$$

$$\rho_v \leq \rho_h$$

$$\rho_v \geq 0.0025, \text{ si } V_u < 0.5\phi V_c$$

$$\rho_v \geq 0.0015, \text{ si } V_u \leq 0.5\phi V_c$$

$s_v \leq L/3, 3t$  o 45 cm.

Refuerzo transversal en elementos de confinamiento

La longitud confinada será la mayor de :

$$l_o \geq h_{\text{mayor}}$$

$$l_o \geq H_n / 6$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento en la zona confinada

$$s_{\text{max}} \leq h_{\text{menor}} / 2 \leq s_{\text{max}}$$

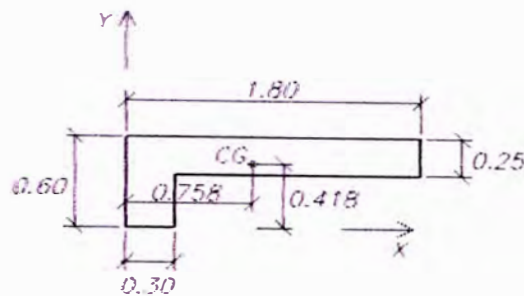
Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento

$$s_{\text{max}} \leq h_{\text{menor}}$$

$$s_{\text{max}} \leq 16 d_{\text{long menor}} = 16 \times 1.9 = 30.4 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} \leq 30 \text{ cm}$$

### 7.4.1 Diseño del muro P1



MURO P1

#### Dirección Y

En la dirección Y el elemento de confinamiento de la esquina tiene las mismas condiciones de diseño que la columna C5, por lo que inicialmente se considerará igual a esta columna.

#### Dirección X

Diseño por flexocompresión

Determinación de muro esbelto

$$\frac{H}{L} = \frac{12.55}{1.8} = 6.97 > 1 \rightarrow \text{muro esbelto}$$

Verificación de necesidad de proveer mayor momento resistente

Del Anexo N° 7, las combinaciones más críticas para el diseño por flexión son

	Primer piso		Segundo piso		
	Dirección +X	Dirección -X	Dirección +X	Dirección -X	
$A_g =$					
$A_g =$					
180x2	$M_u$ (ton - m)	179	187	60.7	59
5+35x	$P_u$ (ton)	39	110	54	55
30 =	$V_u$ (ton)	33.9	36	19.3	25

$$5550 \text{ cm}^2$$

$$X_{cg} = 75.8 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{25 \times 180^3}{12} + 25 \times 180 \times (90 - 75.8)^2 + \frac{35 \times 30^3}{12} + 35 \times 30 \times (15 - 75.8)^2 = 17017602 \cdot \text{cm}^4$$

$$Y_c \approx (L - X_{cg}) = 180 - 75.8 = 104.2 \text{ cm.}$$

$$\sigma_u = \frac{M_u Y_c}{I_g} + \frac{P_u}{A_g} = 116.6 \text{ kg/cm}^2 > 2 \sqrt{f'_c} = 2 \cdot \sqrt{210} = 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1er piso)}$$

$$= 46.03 \text{ kg/cm}^2 > 2 \sqrt{f'_c} = 2 \cdot \sqrt{210} = 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2do piso)}$$

→ requiere elementos de confinamiento en el 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> pisos

Dimensionamiento de los elementos de confinamiento

Se usará la especificación del ACI 318 ( $\geq c - 0.1 l_w$ ,  $c/2$  o 30 cm.)

Para estimar el valor de  $c$ , podemos hacer:

$$d \approx 0.8L = 0.8(180) = 144 \text{ cm.}$$

y resolver las ecuaciones de flexión (sección 1.6.2) respecto de  $a$ , obteniendo:

$$a = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \text{1<sup>er</sup> piso}$$

$$a = (144) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(18700000)}{0.9(0.85)(210)(60)(144)^2}} \right) = 14.16 \cdot \text{cm.}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{14.16}{0.85} = 16.7 \cdot \text{cm.}$$

2<sup>do</sup> piso

$$a = 11.04 \text{ cm.} \quad \text{y} \quad d = 12.9 \text{ cm.}$$

Además

$$c - 0.1 l_w = 16.7 - 0.1(180) = -1.3 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$$

$$c/2 = 8.35 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$$

∴ se considerará longitud del elemento de confinamiento = 30 cm.  
en ambos pisos

Refuerzo en elementos de confinamiento

Los elementos de confinamiento deben proveer un momento resistente de por lo menos 1.5 el momento de agrietamiento

Dirección +X

1<sup>er</sup> piso

$$M_{cr} = I_g \left( \sqrt{f_c} + \frac{P_u}{A_g} \right) / Y_t = 34.3 \text{ ton - m}$$

$$M_{\text{resistente}} \geq 1.5M_{cr} = 51.4 \text{ ton - m}$$

$$M_u = M_{\text{resistente}} / \phi = 51.4 / 0.9 = 57.1 \text{ ton m}$$

$$d = 180 - 30/2 = 165 \text{ cm.}$$

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

$$\rightarrow A_s = 9.41 \text{ cm}^2 < 23.28 \text{ cm}^2 \text{ (análisis en dirección y)}$$

→ manda el diseño en la dirección Y (acero mínimo) para todos los pisos

Dirección -X

**1er piso**

$$M_{cr} = I_g (\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g}) / Y_t = 56.0 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{resistente} \geq 1.5 M_{cr} = 84.1 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = M_{resistente} / \phi = 84.1 / 0.9 = 93.4 \text{ ton m}$$

$$d = 180 - 30/2 = 165 \text{ cm.}$$

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

$$\rightarrow A_s = 15.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 6 barras } \phi 3/4'' = 17.1 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 0.0228 > \rho_{\min} = 0.01)$$

Verificación de compresión máxima

Verificando fuerza de compresión máxima ocurre en dirección +X

$$P_{u \max} = \frac{39}{2} + \frac{179}{1.8} = 118.9 \cdot \text{ton}$$

$$P_u \leq \phi P_{n \max} = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} f_y)$$

$$\phi P_{n \max} = 0.85 \cdot 0.7 \cdot (0.85 \cdot 210 \cdot (750 - 17.1) + 17.1 \cdot 4200) / 1000 = 120.1 \cdot \text{ton}$$

$$P_u < \phi P_{n \max} \rightarrow \text{conforme}$$

**2<sup>do</sup> piso**

$$M_{cr} = 39.9 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{resistente} \geq 1.5 M_{cr} = 59.8 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = M_{resistente} / \phi = 59.8 / 0.9 = 66.4 \text{ ton m}$$

$$\rightarrow A_s = 10.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 6 barras } \phi 5/8'' = 11.88 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 0.016 > \rho_{\min} = 0.01)$$

Verificando fuerza axial máxima

$$P_{u \max} = \frac{54}{2} + \frac{60.7}{1.8} = 60.72 \cdot \text{ton}$$

$$P_u \leq \phi P_{n \max} = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} f_y)$$

$$\phi P_{n \max} = 0.85 \cdot 0.7 \cdot (0.85 \cdot 210 \cdot (750 - 11.88) + 11.88 \cdot 4200) / 1000 = 108.1 \cdot \text{ton}$$

$$P_u < \phi P_{n \max} \rightarrow \text{conforme}$$

Refuerzo vertical por flexocompresión

Se realizará un estudio por flexocompresión mediante diagramas de interacción, tanteando un área de acero preliminar considerando:

$$M_u = \phi A_s f_y (0.9 L)$$

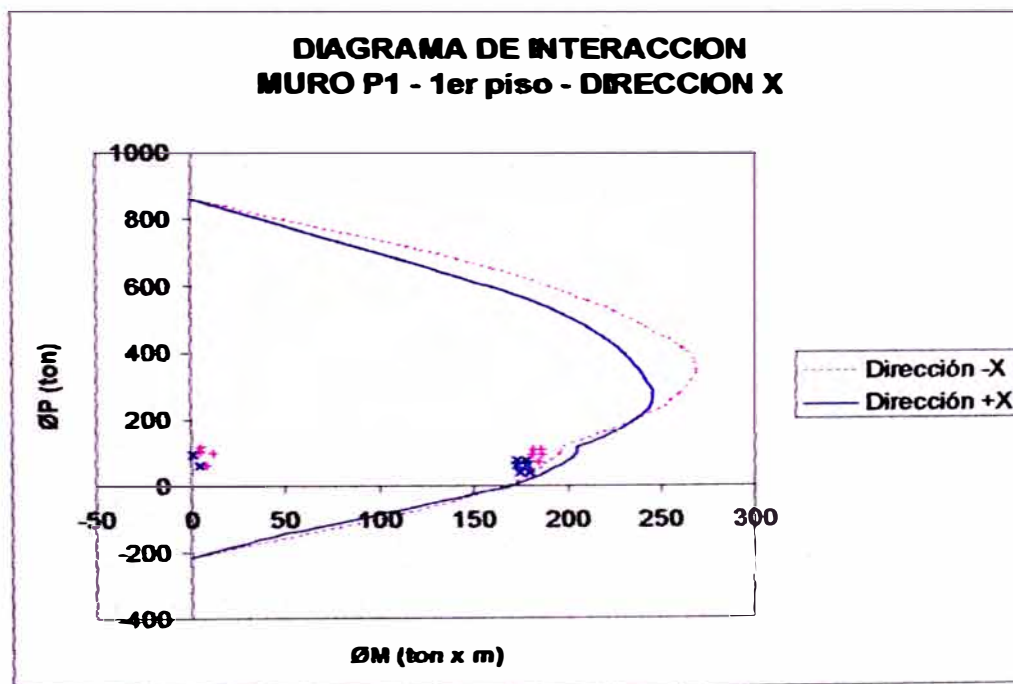
Dirección -X

1<sup>er</sup> piso

$$18700000 = 0.90 A_s (4200)(0.9)(180)$$

$$A_s = 30.53 \text{ cm}^2$$

Considerando 6 barras  $\phi 3/4"$  ( $17.1 \text{ cm}^2$ ) en el extremo y barras de  $\phi 1/2"$  cada 15 cm, se obtiene el diagrama siguiente, donde además se ha graficado los resultados del análisis y verificado que quedan dentro de la curva.



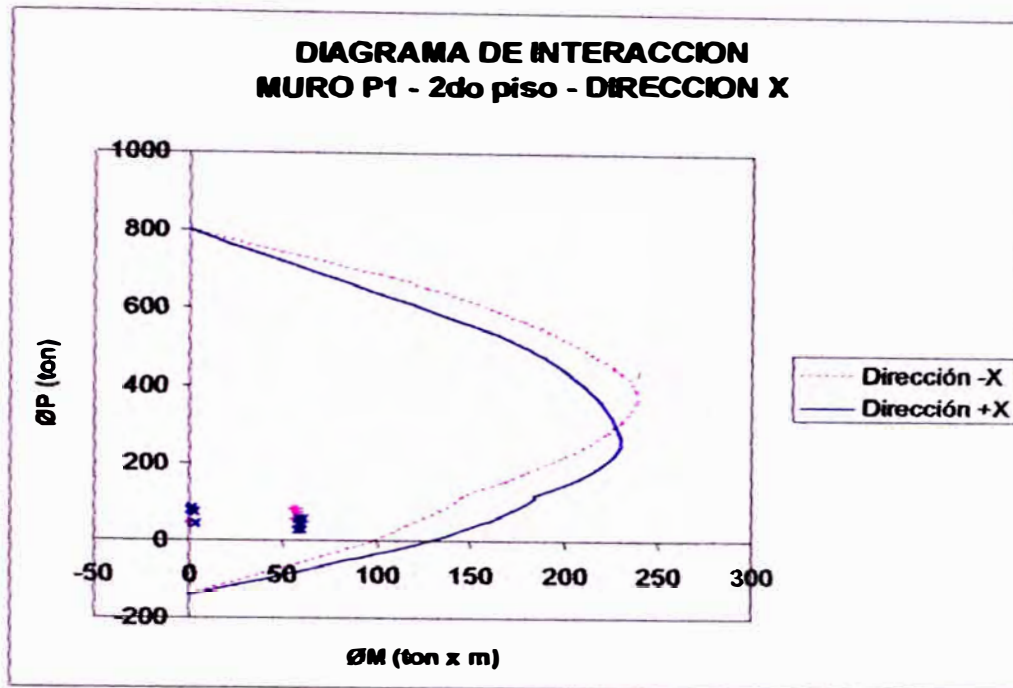
2do piso

$$5900000 = 0.90 A_s (4200)(0.9)(180)$$

$$A_s = 9.63 \text{ cm}^2$$

Considerando 6 barras  $\phi 5/8"$  ( $11.88 \text{ cm}^2$ ) en el extremo ( $\rho=0.015$ ) y barras de  $\phi 3/8"$  cada 15 cm, se obtiene el diagrama siguiente:





**Diseño por corte**

En la dirección X el muro toma más del 30% del cortante total, por lo que será diseñado para el 125% de dicho cortante.

1<sup>er</sup> piso

Cortante de diseño  $V_u > V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w_y$

Donde:

$w_y = 0.9 + 4/10 = 1.3$

$V_{ua} = 36 \times 125\% = 45 \text{ ton}$

$M_{ua} = 187 \text{ ton - m}$

Del diagrama de interacción para  $P_u = 110.2 \text{ ton}$

$M_u = 208.5 \text{ ton - m}$

$M_{ur} = M_u / \phi = 208.5 / 0.7 = 297.9 \text{ ton - m}$

$\rightarrow V_u = 45 \cdot \left(\frac{297.9}{187}\right) \cdot 1.3 = 2.07 \cdot V_a = 93.19 \cdot \text{ton}$

$V_{n_{\text{máximo}}} = 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (144) = 135.6 \cdot \text{ton}$

$$V_u < Vn_{\text{máximo}} \rightarrow \text{conforme}$$

Cortante que toma el concreto

$$N_u = 110000 > 0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_g = 0.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 5550 = 8042 \cdot \text{kg} \rightarrow \text{considerar } V_c \neq 0$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 144 = 27.64 \cdot \text{ton}$$

$$V_u > \phi V_c = 0.85 \times 27.64 = 23.5 \text{ ton.} \rightarrow \text{reforzar por corte}$$

Refuerzo horizontal por corte

Cortante que toma el refuerzo

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 93.19 / 0.85 - 23.5 = 86.13 \text{ ton}$$

Considerando barras de  $\phi 1/2''$  en dos capas

$$s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 144 / 86130 = 17.8 \text{ cm}$$

Usar barras de  $\phi 1/2''$  cada 15 cm ( $\rho_h = 0.0067 > \rho_{\text{mín}} = 0.0025$ )

Refuerzo vertical por corte

$$[0.0025 + 0.5 \cdot [2.5 - \frac{1255}{180}] \cdot (0.0067 - 0.0025)] = -0.0069 < 0.0025 \rightarrow$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = 0.0025 (25) (100) = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando barras  $\phi 3/8''$  en dos capas

$$s = 2 \times 0.71 \times 100 / 6.25 = 22.7 \text{ cm}$$

→ acero mínimo vertical:  $\phi 3/8'' @ 0.20$  en dos capas

2<sup>do</sup> piso

$$w_y = 1.3$$

Del diagrama de interacción en dirección -X, para  $P_u = 80 \text{ ton}$

$$M_u = 185 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\text{Mur} = M_u / \phi = 185 / 0.7 = 264 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V_{ua} = 26.0 \times 125\% = 32.5 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 57.9 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\rightarrow V_u = 32.5 \cdot \left(\frac{264}{57.9}\right) \cdot 1.3 = 5.93 \cdot V_{ua} = 192.6 \cdot \text{ton}$$

Los comentarios de la norma E060 indican que cuando el factor  $\text{Mur}/M_{ua}$   $w_y$ , son mayores que  $R_d$ , se puede diseñar considerando  $R_d$  veces el cortante  $V_a$  (sin amplificar), y con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ . El  $R_d$  a que se refiere este comentario corresponde al  $R_d$  de la "Norma Básica de Diseño

Sismorresistente" del año 1977. En esta norma, la estructura analizada correspondería al tipo E4: "Edificios en los que las fuerzas horizontales son resistidas básicamente por muros de corte o estructuras similares", con factor de ductilidad  $R_d$  igual a 3. Por otro lado, el coeficiente de resistencia requerida para sismo en esta norma es de 1.25. Considerando estos valores para hacer las correcciones se tiene:

$$V_a = V_{ua} / 1.25 = 32.5 / 1.25 = 26.0 \text{ ton.}$$

$$V_u = V_{u_{\text{máximo}}} = V_a \times R_d = 26.0 \times 3 = 78 \text{ ton.}$$

$$V_u < V_{n_{\text{máximo}}} = 135.6 \cdot \text{ton} \rightarrow \text{conforme}$$

Cortante que toma el concreto

$$N_u = 26000 > 0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_g = 8042 \cdot \text{kg} \rightarrow \text{considerar } V_c \neq 0$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 0.53 \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 144 = 27.64 \cdot \text{ton}$$

$$V_u > \phi V_c = 0.85 \times 27.64 = 23.5 \text{ ton.} \rightarrow \text{reforzar por corte}$$

Refuerzo horizontal por corte

Cortante que toma el refuerzo

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 78 / 1 - 23.5 = 54.5 \text{ ton}$$

Considerando barras de  $\phi 3/8"$

$$s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 144 / 54500 = 15.75 \text{ cm}$$

→ Usar barras de  $\phi 3/8"$  @ 0.15 ( $\rho_h = 0.0026 > \rho_{h_{\text{min}}} = 0.0025$ )

Refuerzo mínimo vertical por corte

$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5 \cdot [2.5 - \frac{1255}{180}] \cdot (0.0026 - 0.0025)] = 0.0023 < 0.0025$$

→  $\rho_v = 0.0025$  → acero mínimo vertical:  $\phi 3/8"$  @ 0.20 en dos capas

Refuerzo transversal en elementos de confinamiento

Zona de confinamiento

$$l_o \geq h_{\text{mayor}} = 25 \text{ cm}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 373 / 6 = 62 \text{ cm. (1er piso)}$$

$$l_o \geq H_n / 6 = 230 / 6 = 38 \text{ cm. (otros pisos)}$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_o = 65 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento  $l_o$

$$s_{max} \leq h_{menor}/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$s_{max} \leq 10 \text{ cm}$$

→  $s = 10 \text{ cm}$ .

El espaciamiento del refuerzo fuera de la zona de confinamiento se limitará a:

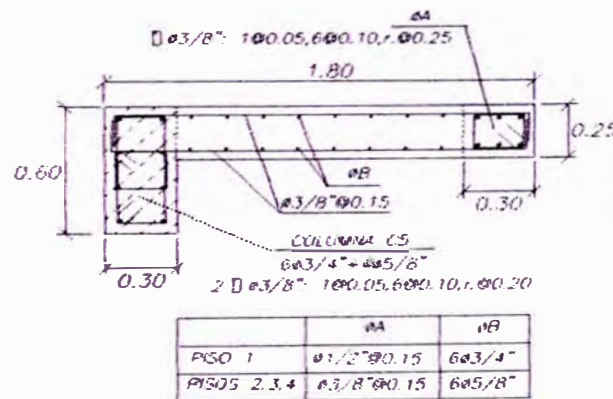
$$s_{max} \leq h_{menor} = 25 \text{ cm}$$

$$s_{max} \leq 16 d_{b_{long menor}} = 16 \times 1.9 = 30.4 \text{ cm}$$

$$s_{max} \leq 30 \text{ cm}$$

→  $s = 25 \text{ cm}$ .

→ usar estribos  $\phi 3/8"$ : 1 @0.05, 6@0.10, r.@0.25



MURO P1 PRIMER PISO

### 7.4.2 Diseño del muro P2

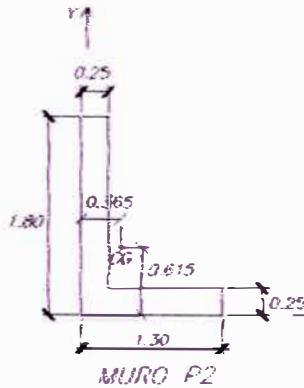
Se presenta la hoja de cálculo elaborada para el diseño de muros de corte

DISEÑO DEL MURO

P2

PISO 1

Resultados del análisis - Combinaciones críticas



Dirección	MURO P2		PISO 1	
	+X	-X	+Y	-Y
Mu (ton m)	103.24	-106.81	229.95	-198.02
Pu (ton)	-83.54	-114.89	-81.09	-79.95
Vu (ton)	22.03	-20.41	36.17	-39.36

Datos de la geometría		
dirección	+X	+Y
lw (cm)	130	180
CG (cm)	36.45	61.45
Ig (cm <sup>4</sup> )	9650699	22244449
Ag (cm <sup>2</sup> )	7125	7125

$f_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 210  
 $f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 4200  
 $\phi_{flexión}$  = 0.9  
 $\phi_{flexocomp.}$  = 0.7  
 $\phi_{corte}$  = 0.85  
 $\phi_{aplast.}$  = 0.7

DIRECCION	+X	-X	+Y	-Y
Mu =	10323806	10681207	22995340	19801513 kg cm
Pu =	-83545	-114885	-81085	-79954 kg
Vu =	22034	20410	36168	39365 kg
lw =	130	130	180	180 cm
Yc =	93.55	36.45	118.55	61.45 cm
Yt =	36.45	93.55	61.45	118.55 cm
Iy =	9650699	9650699	22244449	22244449 cm <sup>4</sup>
Ag =	7125	7125	7125	7125 cm <sup>2</sup>

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Determinación de la esbeltez

H=	1255	1255	1255	1255 cm
lw=	130	130	180	180 cm
H/lw=	9.7	9.7	7.0	7.0

¿muro esbelto? ¿H/lw > 1?

si si si si

Verificación de necesidad de proveer mayor momento resistente

	ubicacit	derecho	izquierdo	arriba	abajo
$\sigma_u = \frac{M_u Y_c}{I_g} - \frac{P_u}{A_g}$		112	56	134	66 kg/cm <sup>2</sup>
$2\sqrt{f'_c}$		29.0	29.0	29.0	29.0 kg/cm <sup>2</sup>
¿requiere resistir 1.5 Mcr? ¿ $\sigma_u > 2\sqrt{f'_c}$ ?		si	si	si	si

Longitud de elementos de confinamiento

	ubicacit	izquierdo	derecho	abajo	arriba
$d \approx 0.8L =$		104	104	144	144 cm
$\phi =$		0.9	0.9	0.9	0.9
$b =$		25	25	25	25 cm
$M_u =$		10681207	10323806	19801513	22995340 kg cm
$a = d \cdot (1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}})$		29.86	28.67	39.72	47.64 cm
		35.13	33.73	46.72	56.05 cm
bordes con a lc <sup>3</sup> 30 cm		22.13	20.73	28.72	38.05 cm
$c = \frac{a}{0.85}$		17.56	16.86	23.36	28.02 cm
usar lc =		35	40	35	50 cm

**Refuerzo mínimo en elementos de confinamiento**

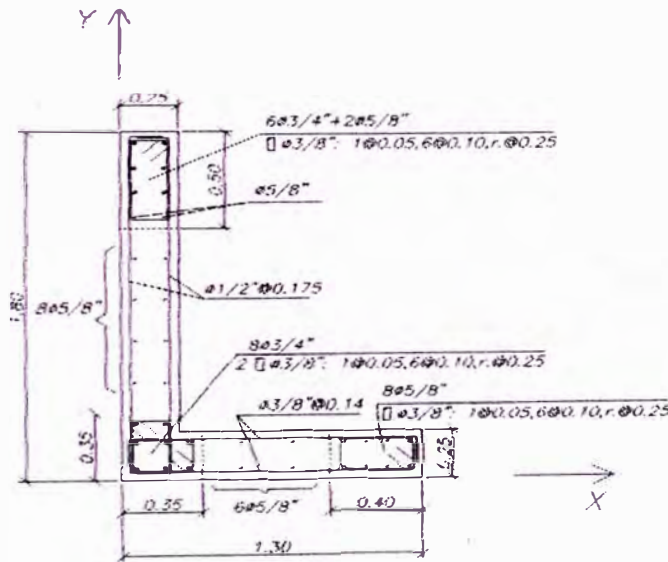
	ubicación tipo	izquierdo L	derecho I	abajo L	arriba I
$M_G = I_g(2 \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g})/Y_1$		4569427	1326458	6372198	3332596 kg cm
factor =		1.5	1.5	1.5	1.5
$M_{resistente} = \text{factor} \times M_G =$		6854141	1989687	9558297	4998894 kg cm
$\phi =$		0.9	0.9	0.9	0.9
$M_{ucol} = M_{resistente} / \phi =$		7615712	2210764	10620330	5554326 kg cm
cálculo de $A_s$	$b =$	25	25	25	25 cm
	$d =$	113.61	110	163.61	155 cm
	$a =$	18.14	5.12	17.05	9.20 cm
	$A_s =$	19.27	5.44	18.12	9.77 cm <sup>2</sup>
considerar :		8f3/4"	8f5/8"	8f3/4"	6f3/4"+2f5/8" var
As colocado	$t =$	22.8	15.84	19.32	21.06 cm <sup>2</sup>
	$\rho =$	0.0261	0.0158	0.0221	0.0168
$A_{s_{min}} \quad \geq 0.06 \geq \rho \geq 0.01?$		conforme	conforme	conforme	conforme

**Verificación de compresión máxima**

	ubicación	izquierdo	derecho	abajo	arriba
$P_{u_{max}} = \frac{P_{u_{muro}}}{2} + \frac{M_u}{l_w}$	$M_u =$	10681207	10323806	19801513	22995340 kg cm
	$P_{u_{max}} =$	123936	136856	150551	167729 kg
	$\phi =$	0.7	0.7	0.7	0.7
	$A_{gc} =$	1125	1000	1125	1250 cm <sup>2</sup>
$\phi P_{n_{max}} = 0.85 \phi(0.85 f'_c (A_{gc} - A_{s1}) + A_{s1} f_y) =$		174039	144109	165712	183152 kg
$\phi P_{n_{max}} \leq P_{u_{max}}?$		conforme	conforme	conforme	conforme

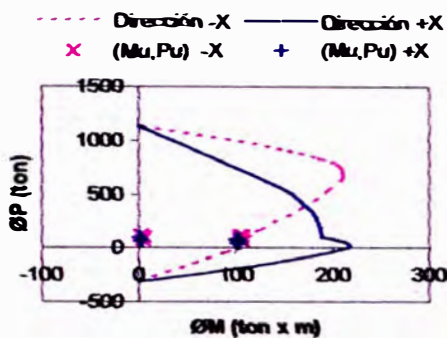
**Refuerzo vertical por flexocompresión**

**Resultado de los tanteos**

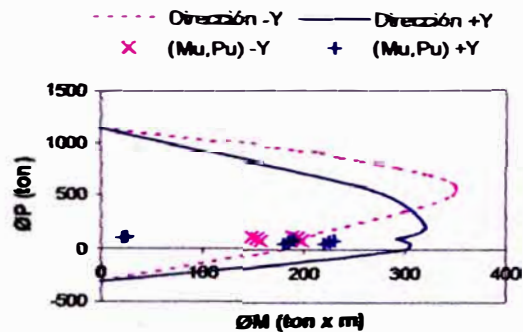


MURO P2 PRIMER PISO

**DIAGRAMA DE INTERACCION  
ØP vs ØM**  
Muro P2 - 1er piso - Direccion X

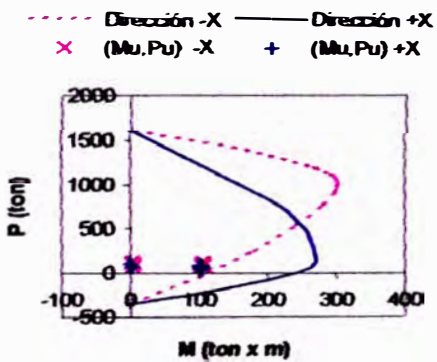


**DIAGRAMA DE INTERACCION ØM vs ØP**  
Muro P2 - 1er piso - Direccion Y

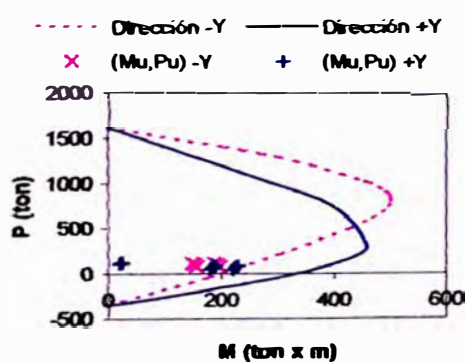


**DISEÑO POR FUERZA CORTANTE**  
Cortante de diseño

**DIAGRAMA DE INTERACCION P vs M**  
Muro P2 - 1er piso - Direccion X



**DIAGRAMA DE INTERACCION P vs M**  
Muro P2 - 1er piso - Direccion Y



	DIRECCION	+X	-X	+Y	-Y
$w_y =$		1.3	1.3	1.3	1.3
$V_u > V_{uo} \frac{M_{ur}}{M_{uo}} w_y$	$M_{uo} =$	10323806	10681207	22995340	19801513 kg cm
	$M_{ur} =$	26900000	14200000	41500000	2600000 kg cm
$V_{uo} = a V_{ul}$	$a =$	1	1	1.25	1.25 cm
	$V_{ul} =$	22034	20410	36168	39365 kg
	$V_{uo} =$	22034	20410	45211	49206 kg
	$V_u =$	74635	35273	106070	8399 kg

Verificación de cortante máximo

	$t =$	25	25	25	25 cm
$V_{n_{max}} = 26 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d$	$d = 0.8 L_u =$	104	104	144	144 cm
	$f_c =$	210	210	210	210 kg cm <sup>2</sup>
$V_u < V_{n_{max}}$	$V_{n_{max}} =$	97962	97962	135639	135639
	¿ $V_u < V_{n_{max}}?$	conforme	conforme	conforme	conforme

**Caso en que  $V_u > R_d V_a$** 

$$R_d = 3 \quad \frac{M_{ed}}{M_{red}} w_y = \quad 3.4 \quad 1.7 \quad 2.3 \quad 0.2$$

$$\text{si } \frac{M_{ed}}{M_{red}} w_y > R_d \Rightarrow V_a = V_{ed} / 1.25 = \quad 17627$$

$$V_u = 3 V_a = \quad 52881$$

$$\text{¿ } V_u < V_{n_{max}}? \quad \text{conforme} \quad \text{conforme} \quad \text{conforme} \quad \text{conforme}$$

**Cortante que toma el concreto**

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d \quad N_u = \quad 83545 \quad 114885 \quad 81085 \quad 79954 \text{ kg}$$

$$V_c = 0 \quad A_g = \quad 7125 \quad 7125 \quad 7125 \quad 7125 \text{ cm}^2$$

$$0.1 \sqrt{f_c} \cdot A_x = \quad 10325 \quad 10325 \quad 10325 \quad 10325 \text{ kg}$$

$$\text{si } N_u \leq 0.1 \sqrt{f_c} \cdot A_x \rightarrow V_c = 0 \quad V_c = \quad 19969 \quad 19969 \quad 27650 \quad 27650 \text{ kg}$$

$$\phi = \quad 0.85 \quad 0.85 \quad 0.85 \quad 0.85$$

$$\phi V_c = \quad 16974 \quad 16974 \quad 23502 \quad 23502 \text{ kg}$$

$$\text{si } V_u > \phi V_c \Rightarrow \text{reforzar} \quad \text{reforzar} \quad \text{reforzar} \quad \text{reforzar} \quad \text{refuerzo min}$$

**Cortante que toma el refuerzo horizontal**

$$V_s = V_u / f - V_c = \quad 42243 \quad 21529 \quad 97138 \quad \text{kg}$$

espaciamiento refuerzo considerado

$$A_v = \quad 1.42 \quad 1.42 \quad 2.54 \quad 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \quad 14.68 \quad 28.81 \quad 15.81 \quad 22.72 \text{ cm}$$

$$\text{usar } s = \quad 14 \quad 14 \quad 15 \quad 15 \text{ cm}$$

$$\rho_h = \quad 0.0041 \quad 0.0041 \quad 0.0068 \quad 0.0068$$

$$\text{¿ } \rho_h \geq 0.0025? \quad \text{conforme} \quad \text{conforme} \quad \text{conforme} \quad \text{conforme}$$

**Refuerzo mínimo vertical por corte**

$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5 \cdot \{2.5 - \frac{H}{L}\}] \cdot (\rho_h - 0.0025) = \quad -0.0130821 \quad -0.0130821 \quad -0.0244423 \quad -0.02444228$$

$$\rho_v \leq \rho_h \quad r_v = \quad 0.0025 \quad 0.0025 \quad 0.0025 \quad 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025 \quad A_{v_v} = \quad 6.25 \quad 6.25 \quad 6.25 \quad 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_v} = 2f3/8" \quad s = \quad 22.72 \quad 22.72 \quad 22.72 \quad 22.72 \text{ cm}$$

**Refuerzo transversal en elementos de confinamiento****Longitud de la zona de confinamiento**

$$\text{lado mayor} = h_{\text{mayor}} = \quad 35 \quad 40 \quad 35 \quad 50 \text{ cm}$$

$$H_n = \quad 372.5 \quad 372.5 \quad 372.5 \quad 372.5 \text{ cm}$$

$$H_n/6 = \quad 62.08 \quad 62.08 \quad 62.08 \quad 62.08 \text{ cm}$$

$$l_b \text{ min} = \quad 45 \quad 45 \quad 45 \quad 45 \text{ cm}$$

$$l_b = \quad 62.08 \quad 62.08 \quad 62.08 \quad 62.08$$

**Espaciamiento en la zona de confinamiento**

$$\text{lado menor} = h_{\text{menor}} = \quad 25 \quad 25 \quad 25 \quad 25 \text{ cm}$$

$$h_{\text{menor}}/2 = \quad 12.5 \quad 12.5 \quad 12.5 \quad 12.5 \text{ cm}$$

$$s \text{ min} = \quad 10 \quad 10 \quad 10 \quad 10 \text{ cm}$$

$$s = \quad 10 \quad 10 \quad 10 \quad 10 \text{ cm}$$

**Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento**

$$h_{\text{menor}} = \quad 25 \quad 25 \quad 25 \quad 25 \text{ cm}$$

$$16 \text{ db } l_{\text{long menor}} = \quad 25.4 \quad 25.4 \quad 25.4 \quad 25.4 \text{ cm}$$

$$s \text{ max} = \quad 30 \quad 30 \quad 30 \quad 30 \text{ cm}$$

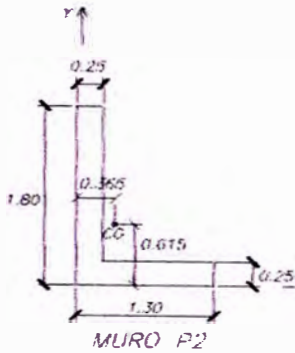
$$\text{usar } s = \quad 25 \quad 25 \quad 25 \quad 25 \text{ cm}$$



**DISEÑO DEL MURO**

**P2**

**PISO 2**



Resultados del análisis - Combinaciones críticas

Dirección	MURO P2		PISO 2	
	+X	-X	+Y	-Y
Mu (ton m)	36.40	-32.74	79.02	-72.44
Pu (ton)	-59.64	-83.57	-57.63	-85.58
Vu (ton)	16.88	-11.91	19.91	-33.25

Datos de la geometría		
dirección	+X	+Y
l <sub>w</sub> (cm)	130	180
CG (cm)	36.45	61.45
I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	9650699	22244449
A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	7125	7125

- f<sub>c</sub> (kg/cm<sup>2</sup>) = 210
- f<sub>y</sub> (kg/cm<sup>2</sup>) = 4200
- φ<sub>flexión</sub> = 0.9
- φ<sub>flexocompresión</sub> = 0.7
- φ<sub>corte</sub> = 0.85
- φ<sub>aplastamiento</sub> = 0.7

DIRECCION	+X	-X	+Y	-Y
M <sub>m</sub> =	3640048	3273534	7902241	7244415 kg cm
P <sub>u</sub> =	-59644	-83569	-57630	-85582 kg
V <sub>u</sub> =	16884	11913	19908	33253 kg
l <sub>w</sub> =	130	130	180	180 cm
Y <sub>c</sub> =	93.55	36.45	118.55	61.45 cm
Y <sub>t</sub> =	36.45	93.55	61.45	118.55 cm
I <sub>g</sub> =	9650699	9650699	22244449	22244449 cm <sup>4</sup>
A <sub>g</sub> =	7125	7125	7125	7125 cm <sup>2</sup>

**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION**

Determinación de la esbeltez

H =	1255	1255	1255	1255 cm
l <sub>w</sub> =	130	130	180	180 cm
H/l <sub>w</sub> =	9.7	9.7	7.0	7.0

¿muro esbelto? ¿H/l<sub>w</sub> > 1?

si si si si

Verificación de necesidad de proveer mayor momento resistente

ubicación	derecho	izquierdo	arriba	abajo
σ <sub>u</sub> = $\frac{M_u Y_c}{I_g} - \frac{P_u}{A_g}$	44	24	50	32 kg/cm <sup>2</sup>
¿requiere resistir 1.5 M <sub>cr</sub> ? ¿σ <sub>u</sub> > 2√f <sub>c</sub> ?	si	no	si	si
2√f <sub>c</sub> =	29.0	29.0	29.0	29.0 kg/cm <sup>2</sup>

Longitud de elementos de confinamiento

ubicación	izquierdo	derecho	abajo	arriba
d ≈ 0.8L =	104	104	144	144 cm
φ =	0.9	0.9	0.9	0.9
b =	25	25	25	25 cm
M <sub>u</sub> =	3273534	3640048	7244415	7902241 kg cm
a = $d \cdot (1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}})$	8.16	9.11	13.12	14.38 cm
c =	9.60	10.72	15.44	16.92 cm
bordes con alas l <sub>e</sub> ≥ 30 cm	c - 0.1 l <sub>w</sub> = -3.40	-2.28	-2.56	-1.08 cm
c = $\frac{a}{0.85}$	c / 2 = 4.80	5.36	7.72	8.46 cm
usar l <sub>e</sub> =	35	25	35	25 cm

Refuerzo mínimo en elementos de confinamiento

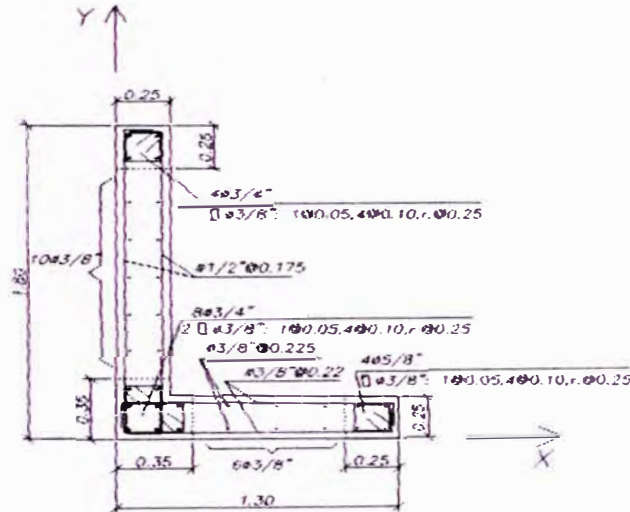
ubicación	izquierdo	derecho	abajo	arriba
M <sub>u</sub> = I <sub>g</sub> (2 · √f <sub>c</sub> + $\frac{P_u}{A_g}$ ) / Y <sub>t</sub>	tipo 1	1	1	1
M <sub>cr</sub> =	5457669	1779862	7563899	3184372 kg cm
factor =	1.0	1.5	1.5	1.5
M <sub>u,req</sub> = factor x M <sub>cr</sub>	5457669	2669794	11345848	4776558 kg cm
φ =	0.9	0.9	0.9	0.9
M <sub>u,req</sub> / φ =	6064076	2966437	12606498	5307287 kg cm
cálculo de A <sub>s</sub>	b = 25	25	25	25 cm
d =	112.50	117.5	162.50	167.5 cm
a =	14.33	6.46	20.63	8.08 cm
A <sub>s</sub> =	15.23	6.87	21.91	8.59 cm <sup>2</sup>
considerar :	8φ3/4"	4φ5/8"	8φ3/4"	4φ3/4" var
A <sub>s</sub> colocado	22.8	7.92	22.8	11.4 cm <sup>2</sup>
t =	25	25	25	25 cm
ρ =	0.0261	0.0127	0.0261	0.0182
A <sub>s,req</sub> < 0.06ρ > 0.01?	conforme	conforme	conforme	conforme

Verificación de compresión máxima

	ubicación	izquierdo	derecho	abajo	arriba
	$M_u =$	3273534	3640048	7244415	7902241 kg cm
	$Pu_{max} =$	55003	69785	69062	86692 kg
	$\phi =$	0.7	0.7	0.7	0.7
	$A_{sc} =$	1125	625	1125	625 cm <sup>2</sup>
	$\phi Pn_{max} = 0.85 \phi (0.85 f'_c (A_{gr} - A_s) + A_s f_y) =$	174039	85331	174039	93658 kg
	$\{Pu_{max} \leq Pn_{max}?\}$	conforme	conforme	conforme	conforme

$$Pu_{max} = \frac{Pu_{max}}{2} + \frac{Mu}{l_w}$$

Refuerzo vertical por flexocompresión  
Resultado de los tanteos



MURO P2 SEGUNDO PISO

DIAGRAMA DE INTERACCION ØM vs ØP  
Muro P2 - 2do piso - Dirección X

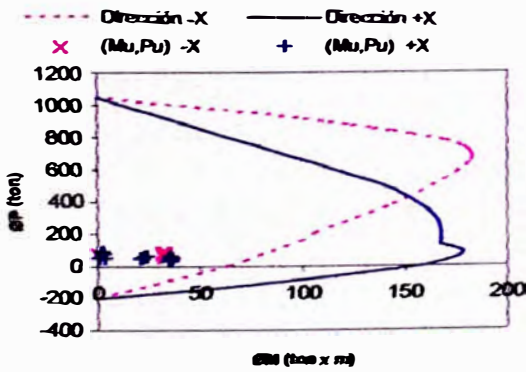
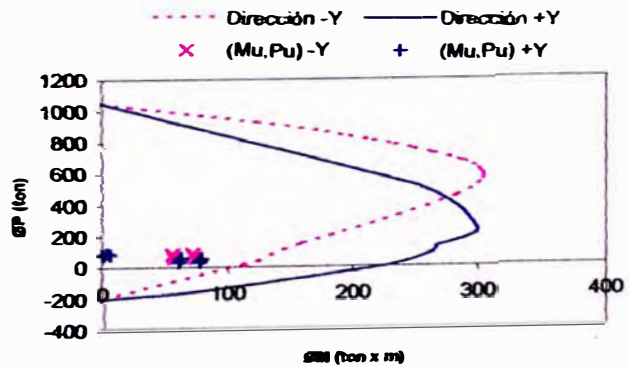
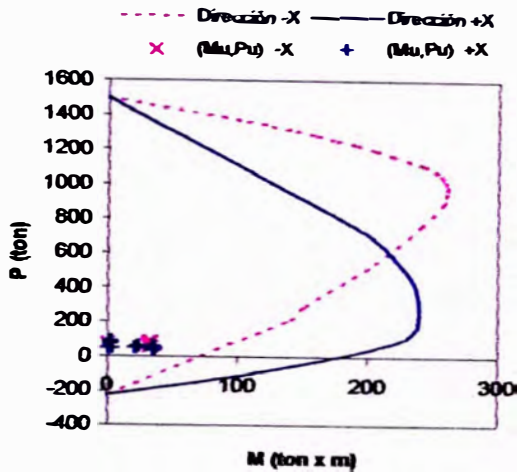


DIAGRAMA DE INTERACCION ØM vs ØP  
Muro P2 - 2do piso - Dirección Y

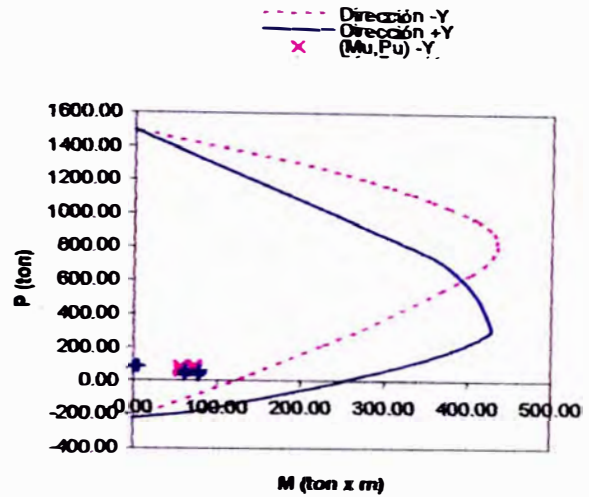


**DISEÑO POR FUERZA CORTANTE**  
Cortante de diseño

**DIAGRAMA DE INTERACCION M vs P**  
Muro P2 - 2do piso - Dirección X



**DIAGRAMA DE INTERACCION M vs P**  
Muro P2 - 2do piso - Dirección Y



**DIRECCION**

+X

-X

+Y

-Y

$$V_u > V_{uo} \frac{M_{ur}}{M_{uo}} w_y$$

$$V_{ur} = \alpha V_{ut}$$

$w_y =$	1.3	1.3	1.3	1.3
$M_{ur} =$	3640048	3273534	7902241	7244415 kg cm
$M_{uo} =$	22000000	9800000	31900000	16800000 kg cm
$\alpha =$	1	1	1.25	1.25
$V_{ur} =$	16884	11913	19908	33253 kg
$V_{uo} =$	16884	11913	24884	41566 kg
$V_u =$	132659	46361	130590	125312 kg

Verificación de cortante máximo

$$V_{n_{máximo}} = 2.6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d \quad t = 25 \quad d = 0.8 l_w = 104$$

$f_c =$	210	210	210	210 kg cm <sup>2</sup>
$V_{n_{máx}} =$	97962	97962	135639	135639

$$V_u < V_{n_{máximo}}$$

¿  $V_u < V_{n_{máx}}$ ? no conforme    conforme    conforme    conforme

Caso en que  $V_u > R_d V_a$

$$R_d = 3$$

$$\text{si } \frac{M_{ur}}{M_{uo}} w_y > R_d \Rightarrow V_a = V_{uo} / 1.25 = 13507$$

$V_u = 3 V_a =$	40522	28590	59723	99759
¿ $V_u < V_{n_{máx}}$ ?	conforme	conforme	conforme	conforme

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d \quad Nu = 59644 \quad 83569 \quad 57630 \quad 85582 \text{ kg}$$

$V_c = 0$	$A_g =$	7125	7125	7125	7125 cm <sup>2</sup>
$0.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_g =$		10325	10325	10325	10325 kg
$V_c =$		19969	19969	27650	27650 kg
$\phi =$		1	0.85	0.85	0.85
$\phi V_c =$		19969	16974	23502	23502 kg

si  $V_u > \phi V_c \Rightarrow$  reforzar    reforzar    reforzar    reforzar

Cortante que toma el refuerzo horizontal

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 20553 \quad 13666 \quad 42612 \quad 89714 \text{ kg}$$

espaciamiento	refuerzo considerado	2 $\phi$ 3/8"	2 $\phi$ 3/8"	2 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 1/2"
$A_v =$		1.42	1.42	2.54	2.54 cm <sup>2</sup>
$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} =$		30.18	45.39	36.05	17.12 cm
usar s =		22	22	17.5	17.5 cm
$\rho_h =$		0.0026	0.0026	0.0058	0.0058
¿ $\rho_h \geq 0.0025$ ?	conforme	conforme	conforme	conforme	conforme

**Refuerzo mínimo vertical por corte**

$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5 \cdot [2.5 - \frac{H}{L}] \cdot (\rho_h - 0.0025)] =$	-0.000687383	-0.000687383	-0.018907767	-0.018907767
$\rho_v \leq \rho_h$	$\rho_v =$	0.0025	0.0025	0.0025
$\rho_v \geq 0.0025$	$A_{v_r} =$	6.25	6.25	6.25
$A_v = 2\phi 3/8"$	$s =$	22.72	22.72	22.72
				22.72 cm <sup>2</sup>
				22.72 cm

**Refuerzo transversal en elementos de confinamiento**

Longitud de la zona de confinamiento

lado mayor = $h_{mayor} =$	35	25	35	25 cm
$H_u =$	230	230	230	230 cm
$H_u/6 =$	38.33	38.33	38.33	38.33 cm
$l_c \text{ min} =$	45	45	45	45 cm
$l_c =$	45.00	45.00	45.00	45.00

Espaciamiento en la zona de confinamiento

lado menor = $h_{menor} =$	25	25	25	25 cm
$h_{menor}/2 =$	12.5	12.5	12.5	12.5 cm
$s \text{ min} =$	10	10	10	10 cm
$s =$	10	10	10	10 cm

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento

$h_{menor} =$	25	25	25	25 cm
$16 \text{ db } l_{c \text{ max } mayor} =$	25.4	25.4	25.4	25.4 cm
$s \text{ max} =$	30	30	30	30 cm
usar $s =$	25	25	25	25 cm

### 7.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES

En el Anexo N° 9 se presentan las reacciones resultantes en los apoyos, que se utilizan en las hojas de cálculo elaboradas para el diseño.

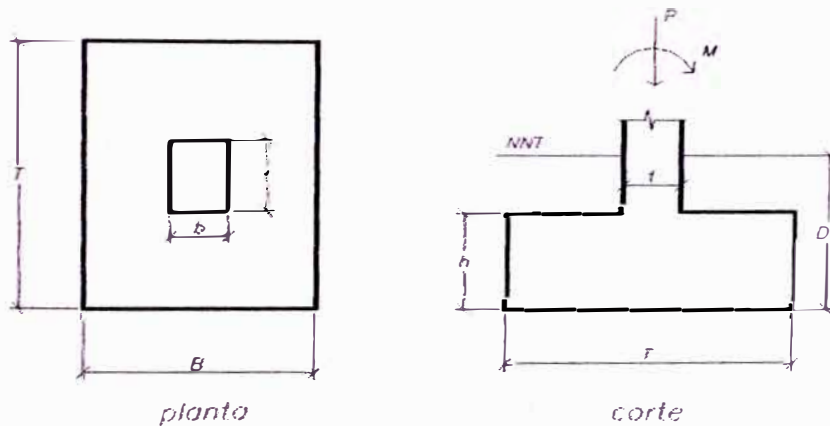
#### 7.5.1 Diseño de zapatas aisladas

#### DISEÑO DE CIMENTACION AISLADA: EJES A-2, A-3, B-2 y B-3 ZAPATA Z-1

Datos

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{concreto} =$	0.0024 kg/cm <sup>3</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{suelo} =$	0.0018 kg/cm <sup>3</sup>
$\sigma_{terreno} =$	3 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{promedio} =$	0.0021 kg/cm <sup>2</sup>
$D_f =$	190 cm		

para cargas de gravedad  $\sigma_t = \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 2.601 \text{ kg/cm}^2$   
 gravedad + sismo  $\sigma_t = 4/3 \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 3.601 \text{ kg/cm}^2$



ZAPATA AISLADA

**Cargas**

de gravedad

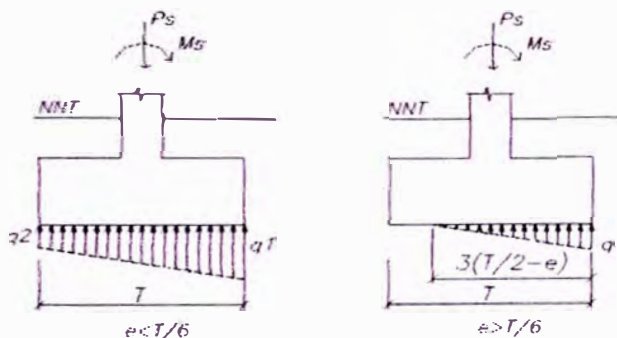
	<b>X</b>	<b>Y</b>
$P_s =$	99604	99604 kg
$M_s =$	3918	423367 kg cm
$P_u =$	162941	162941 kg
$M_u =$	6152	670744 kg cm

de gravedad + cargas sísmicas

$P_s =$	105970	116138 kg
$M_s =$	422582	807232 kg cm
$P_u =$	76140	86308 kg
$M_u =$	416709	1072736 kg cm

Tanteo de dimensiones

	X	Y
$b =$	60	35 cm
$t =$	35	60 cm
$T =$	160	270 cm
$T b / t =$	274.3	157.5 cm
$B =$	270	160 cm
$T / 6 =$	26.67	45.0 cm



considerando cargas de gravedad

$$e = M_s / P_s = 0.0 \quad 4.3 \text{ cm}$$

$$e < T/6 \quad q_1 = P_s / (BT) + 6M_s / (BT^2) = 2.3 \quad 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = P_s / (BT) - 6M_s / (BT^2) = 2.3 \quad 2.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 2.601 \quad 2.601 \text{ kg/cm}^2$$

conforme conforme

considerando cargas de gravedad +cargas sísmicas

$$e = M_s / P_s = 4.0 \quad 7.0 \text{ cm}$$

$$e < T/6 \quad q_1 = P_s / (BT) + 6M_s / (BT^2) = 2.8 \quad 3.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = P_s / (BT) - 6M_s / (BT^2) = 2.1 \quad 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 3.601 \quad 3.601 \text{ kg/cm}^2$$

conforme conforme

Dimensionamiento por punzonamiento

$$V_s = 0 \Rightarrow V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = P_{u \max} - w_u A$$

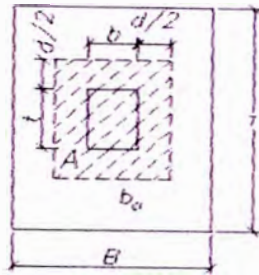
$$\phi V_c = \phi v_c b_o d$$

$$\text{haciendo } P_u - w_u A = \phi v_c b_o d$$

$$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) = 0$$

donde:

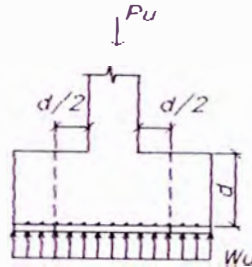
$$v_c = (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} \leq 1.1 \sqrt{f'_c}$$



planta

$$A = (t+d)(b+d)$$

$$b_o = t+b+2d$$



corte

$\beta_c = \text{lado mayor} / \text{lado menor} =$	1.7
$(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} =$	17.0 kg/cm <sup>2</sup>
$1.1 \sqrt{f'_c} =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$v_c =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85

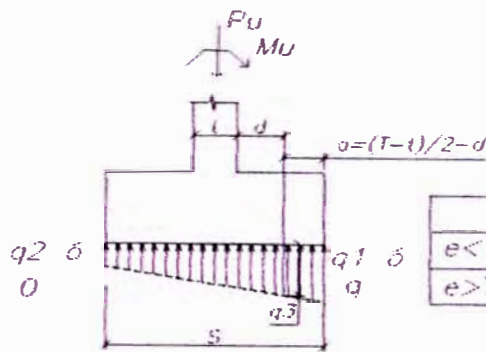
$P_u_{\text{cimentación}} = 1.5 D_{\text{prom}} BT =$	25855.2 kg
por cargas de gravedad $P_{u_{\text{grav}}} =$	162941.3 kg
$P_u =$	188797 kg
$w_u = P_u / (BT) =$	4.37 kg/cm <sup>2</sup>

tanteando valores de d:

$d =$	53.2 cm
$A =$	1.00 m <sup>2</sup>
$b_o =$	2.01 m
$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) =$	0.013 ton
$h = d + 7.5 + 0.8 =$	62.3 cm
Usar $h =$	70 cm
$d =$	61.5 cm

Verificación por corte directo

$\phi V_c \geq V_u$	X	Y
$\phi V_c = 0.85 f'_c^{0.5} B d$	204535	121206 kg
calculo de $V_u$		
con sismo $T =$	160	270 cm
$B =$	270	160
$T / 6 =$	26.67	45.0 cm
$e = M_u / P_u =$	5.5	12.4 cm



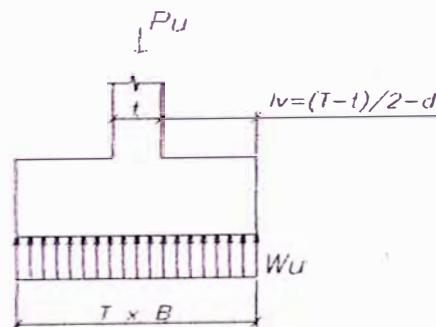
	s	q <sub>3</sub>
$e < T/6$	T	$q_2 + (q_1 - q_2)a/s$
$e > T/6$	$3(T/2 - e)$	$q_0/s$

**X                      Y**

$e < T/6$	$q_1 = Pu/(BT) + 6Mu/(BT^2) =$	2.12	2.55 kg/cm <sup>2</sup>
	$q_2 = Pu/(BT) - 6Mu/(BT^2) =$	1.40	1.45 kg/cm <sup>2</sup>
	$q_3 =$	3.52	3.82 kg/cm <sup>2</sup>
	$(T-t)/2 - d =$	1.0	43.5 cm
	$q_{prom} = (q_1 + q_3)/2 =$	2.82	3.18 kg/cm <sup>2</sup>
	$V_u = q_{prom} B ((T-t)/2 - d) =$	762	22159 kg
	$\emptyset V_c > V_u$		conforme

sin sismo

	$w_u =$	4.4	4.4 cm
	$V_u = W_u B ((T-t)/2 - d) =$	1180	30417 kg
	$\phi V_c = 0.85 f_c^{0.5} B d =$	204535	121206 kg
	$\emptyset V_c > V_u$		conforme

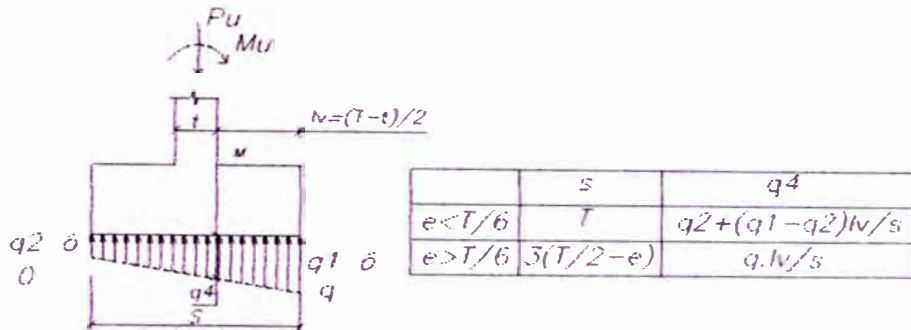




**Diseño por flexión**

**Cálculo del momento**

con sismo

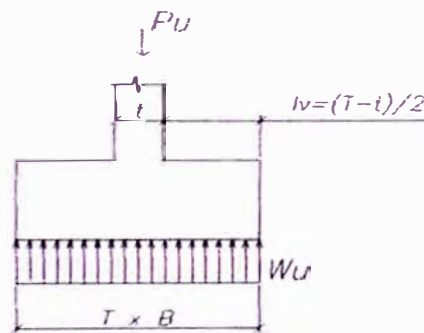


**X**

**Y**

$q_1 =$	2.12	2.55 kg/cm <sup>2</sup>
$q_2 =$	1.40	1.45 kg/cm <sup>2</sup>
$q_4 =$	3.24	3.57 kg/cm <sup>2</sup>
$lv = (T-t)/2 =$	62.5	105 cm
$Mu_1 =$	1316757	2547782 kg cm

sin sismo



$w_u =$	4.4	4.4 cm
$Mu_2 =$	2304645	3854595 kg cm
$Mu =$	2304645	3854595

USAR

resolviendo las ecuaciones

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$B =$  270 160 cm

$\phi =$  0.9 0.9

$d =$  61.5 61.5 cm

obtenemos

$a =$  0.87 2.49 cm

$A_s =$  9.98 16.92 cm<sup>2</sup>

cuantías	$\rho =$	0.0006	0.0017
	$\beta_1 =$	0.8500	0.8500
	$\rho_b =$	0.0213	0.0213
	$0.75\rho_b =$	0.0159	0.0159
	$\rho_{emp} =$	0.0018	0.0018
	$0.7\text{raiz}(f_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
	usar	$\rho =$	0.0024
	<b>As =</b>	<b>40.10</b>	<b>23.77 cm<sup>2</sup></b>
	area x varilla	1.98	1.98 cm <sup>2</sup>
	# varillas	20.3	12.0 un

### Distribucion del fierro

centrado en T en una long B			
	$\beta = B/T =$	1.69	0.59
	$A_{S_{central}} =$	29.85 no aplicable	cm <sup>2</sup>
	# varillas	15.07 no aplicable	un
en cada extremo	$A_{S_{exterior}} =$	5.13 no aplicable	cm <sup>2</sup>
	# varillas	2.59 no aplicable	un
		X	Y
	<b>BxT</b>	<b>160 cm</b>	<b>270cm</b>
	<b>CENTRO</b>	<b>15<math>\phi</math>5/8"@0.125m</b>	
<b>USAR</b>	<b>XTREMOS</b>	<b>3<math>\phi</math>5/8"@0.15m</b>	
	<b>TOTAL</b>	<b>21<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>12<math>\phi</math>5/8"</b>

### 7.5.2 Diseño de zapatas conectadas

Se dimensionarán la zapatas involucradas como aisladas considerando momentos por cargas de gravedad en la dirección de las vigas de conexión, y momentos totales en la dirección donde no se tenga estas vigas. Luego se verificarán las dimensiones de ambas zapatas considerando la viga de conexión y momentos en ambos sentidos. En el Anexo N° 9 se presentan las reacciones en los apoyos resultantes del análisis. Las dimensiones han sido modificadas hasta que cumplan con los requerimientos del diseño.

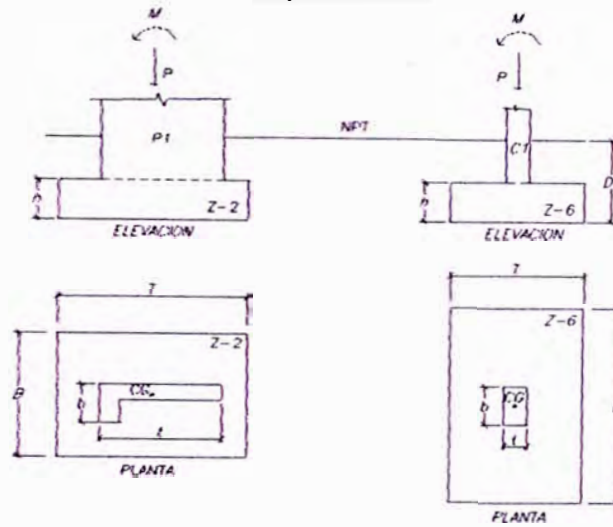
**DISEÑO DE CIMENTACIÓN CONECTADA: EJE A DE 1 A 2**

**Datos**

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{concreto} =$	0.0024 kg/cm <sup>3</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{suelo} =$	0.0018 kg/cm <sup>3</sup>
$\sigma_{terreno} =$	3.00 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{promedio} =$	0.0021 kg/cm <sup>3</sup>
$D_f =$	190 cm		

para cargas de gravedad  $\sigma_t = \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 2.601 \text{ kg/cm}^2$

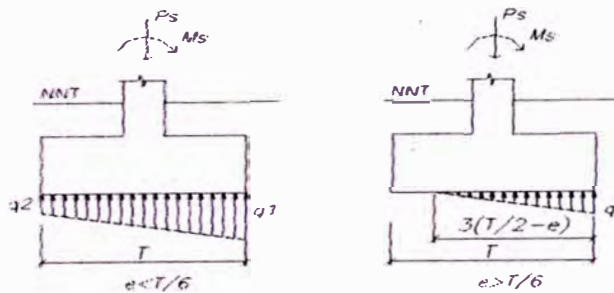
gravedad + sismo  $\sigma_t = 4/3 \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 3.601 \text{ kg/cm}^2$



**Cargas**

	Zapata Z-2 conectada en X e Y		Zapata Z-6 conectada en X e Y	
	X	Y	X	Y
$P_u \text{ grav} =$	114649	114649	155685	155685 kg
$P_s =$	91710.8	92318.2	111572	111347 kg
$M_s =$	1.8E+07	1410287	475273	802903 kg cm
$M_{s \text{ gravedad}} =$	349544	287541	3918	423367 kg cm
$P_u =$	74262	74869.5	82774.4	82549.5 kg
$M_u =$	1.8E+07	1606713	477976	1076853 kg cm
$M_{u \text{ gravedad}} =$	539102	452099	6151.5	670744 kg cm
$b =$	60	180	60	35 cm
$t =$	180	60	35	60 cm

**Predimensionamiento de zapatas**



$$q_2 = \frac{Ps}{BT} - \frac{6 Ms}{BT^2} \quad q_1 = \frac{Ps}{BT} + \frac{6Ms}{BT^2} \quad q = \frac{2Ps}{3B(T/2 - e)}$$

	Zapata Z-2		Zapata Z-6	
	X	Y	X	Y
Ps=	91710.8	92318.2	111572	111347 kg
Ms=	349544	287541	3918	802903 kg cm
T =	280	190	200	300 cm
T b / t =	93.3	570.0	342.9	175.0 cm
B =	190	280	300	200 cm
T / 6 =	46.67	31.7	33.33	50.0 cm
e = Ms / Ps =	3.81	3.11	0.04	7.21 cm
q =				kg/cm <sup>2</sup>
q <sub>1</sub> =	1.86	1.91	1.86	2.12 kg/cm <sup>2</sup>
q <sub>2</sub> =	1.58	1.56	1.86	1.59 kg/cm <sup>2</sup>
Si Ms es por gravedad, σ <sub>t</sub> =	2.60	2.60	2.60	2.60 kg/cm <sup>2</sup>
	conforme	conforme	conforme	conforme
Si Ms incluye sismo, σ <sub>t</sub> =	3.60	3.60	3.60	3.60 kg/cm <sup>2</sup>
	conforme	conforme	conforme	conforme

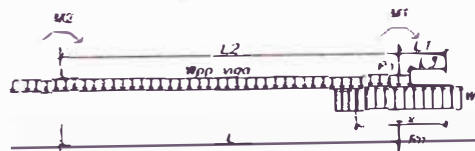
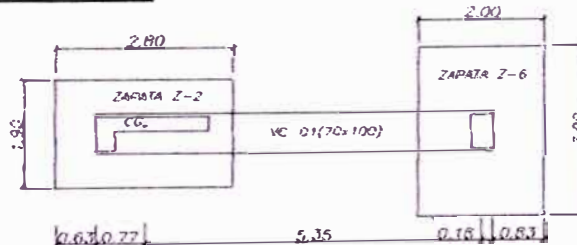
**Dimensionamiento de viga de conexión**

$$b = \frac{Ps}{24 \cdot L} = 0.71 \text{ m}$$

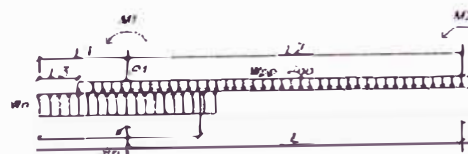
$$h = \frac{L}{6} = 0.89 \text{ m}$$

Usar

b = 70 cm  
h = 100 cm



VERIFICACION DE DIMENSIONES ZAPATA Z-6 Y ANALISIS DE APOYO DERECHO DE VIGA DE CONEXION



VERIFICACION DE DIMENSIONES ZAPATA Z-2 Y ANALISIS DE APOYO IZQUIERDO DE VIGA DE CONEXION

Verificación de dimensiones de las zapatas

	Zapata Z-2	Zapata Z-6
	B = 1.90 m	3.00 m
	T = 2.80 m	2.00 m
Cargas	Ps <sub>1</sub> = 91.71 ton	111.57 ton
	Ms <sub>1</sub> = 182.13 ton m	4.75 ton m
	Ms <sub>2</sub> = 4.75 ton m	182.13 ton m
	Wpp viga = γ <sub>conc</sub> b h = 1.68 ton/m	1.68 ton/m
	L = 5.35 m	5.35 m
	Xcg = 0.77 m	0.18 m
	L <sub>1</sub> = 1.40 m	1.00 m
	L <sub>2</sub> = L = 5.35 m	5.35 m
	L <sub>3</sub> = T/2 - Xcg = 0.63 m	0.83 m

## Reacción del terreno

$$\sum M_2 = 0 \quad R_n = \frac{M_1 + M_2 + P_1 L_2 + W_{pp} \cdot (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$$

	Zapata Z-2	Zapata Z-6
	Rn = 132.52 ton	151.30 ton
	q = Rn / BT = 24.91 ton/m <sup>2</sup>	25.22 ton/m <sup>2</sup>
	q = reacción del terreno = 2.49 kg/cm <sup>2</sup>	2.52 kg/cm <sup>2</sup>
	σ <sub>t</sub> = 2.60 kg/cm <sup>2</sup>	2.60 kg/cm <sup>2</sup>
	¿ q < σ <sub>t</sub> ? conforme	conforme

Diseño de viga de conexión

	Zapata Z-2	Zapata Z-6
	Pu <sub>1</sub> = 74.26 ton	82.77 ton
	Mu <sub>1</sub> = 179.43 ton m	4.78 ton m
	Mu <sub>2</sub> = 4.78 ton m	179.43 ton m
	Wppu = 1.5*Wpp = 2.52 ton/m	2.52 ton/m

Diseño por flexión

$$\sum M_u = 0 \quad R_{nu} = \frac{M_{u1} + M_{u2} + P_{u1} L_2 + W_{ppu} \cdot (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$$

	Zapata Z-2	Zapata Z-6
	Rnu = 114.57 ton	122.00 ton
	Wnu = Rnu / T = 40.92 ton/m	61.00 ton/m

## Momento máximo:

$$Vx = Wnu x - (x - L_3) Wppu - Pu_1 = 0$$

$$\Rightarrow x = (Pu_1 - L_3 Wppu) / (Wnu - Wppu) = 1.89 \text{ m} \quad 1.38 \text{ m}$$

$$Mu = \text{cae dentro del murc} \quad 32.71 \text{ ton m}$$

## Momento en la cara del muro

$$Mu = \frac{Wnu \cdot x^2}{2} - \frac{Wppu \cdot (x - L_3)^2}{2} - Pu_1(x - L_3 - Xcg) - Mu_1$$

	$t_{\text{muro}} =$	1.8 m	0.35 m
	$x = L_3 + t_{\text{muro}} =$	2.43 m	1.18 m
	$M_u =$	-139.19 ton m	22.69 ton m
	$\phi =$	0.9	0.9
	$B =$	190 cm	300 cm
	$d = h - 7.5 - 1 =$	91.5 cm	91.5 cm
obtenemos	$a =$	5.13 cm	0.52 cm
	$A_s =$	41.40 cm <sup>2</sup>	6.58 cm <sup>2</sup>

**Momento en el borde de la zapata**

	$x = T =$	2.80 m	2.00 m
	$M_u =$	-128.93 ton m	32.71 ton m
	$\phi =$	0.9	0.9
	$b =$	70 cm	70 cm
	$d = h - 7.5 - 1 =$	91.5 cm	91.5 cm
obtenemos	$a =$	13.53 cm	3.24 cm
	$A_s =$	40.25 cm <sup>2</sup>	9.63 cm <sup>2</sup>
	considerar $A_s =$	41.40 cm <sup>2</sup>	32.71 cm <sup>2</sup>
cuantías	$\rho =$	0.0065	0.0051
	$\rho_b =$	0.0213	0.0213
	$0.75\rho_b =$	0.0159	0.0159
	$\rho_{\text{temp}} =$	0.0018	0.0018
	$\rho_{\text{min}} = 0.7\text{raiz}(f_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
usar	$\rho =$	0.0065	0.0051
	$A_s =$	41.40 cm <sup>2</sup>	32.71 cm <sup>2</sup>
	area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
	# varillas	8.2 un	6.5 un
	USAR	8 $\phi 1"$	3 $\phi 1"$

**Acero en la cara opuesta**

	$A_s / 3 =$	13.5 cm <sup>2</sup>	5.1 cm <sup>2</sup>
	$0.7\text{raiz}(f_c)/f_y bd =$	15.5 cm <sup>2</sup>	15.5 cm <sup>2</sup>
	$A_s \text{ min} =$	15.5 cm <sup>2</sup>	15.5 cm <sup>2</sup>
	area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
	# varillas	3.1 un	3.1 un
	USAR	3 $\phi 1"$	3 $\phi 1"$

**Verificación por corte**

a distancia d de la cara del muro:	Zapata Z-2	Zapata Z-6
$x = L_3 + t_{\text{muro}} + d =$	3.35 m	2.09 m
$V_x = W_{nuT} - W_{ppu}(x-L_3) - P_{u1} =$	33.47 ton	
$V_x = W_{nuT} - W_{ppu}(x-L_3) - P_{u1} =$		36.04 ton
al final de la zapata	$x = T =$	
	2.80 m	2.00 m
	NA	NA

considerar	$V_u =$	33.47 ton	36.04 ton
	$v_u = V_u / bd =$	5.23 kg / cm <sup>2</sup>	5.63 kg / cm <sup>2</sup>
	$\phi =$	0.85	0.85
	$v_c = 0.53 f_c^{0.5} =$	7.68 kg / cm <sup>2</sup>	7.68 kg / cm <sup>2</sup>
	$v_s = v_u / \phi - v_c =$	-1.53 kg / cm <sup>2</sup>	-1.06 kg / cm <sup>2</sup>
	$V_s = v_s bd =$	-9.82 ton	-6.80 ton
$\phi 3/8"$	$A_v =$	1.42 cm <sup>2</sup>	1.42 cm <sup>2</sup>
	$s = A_v f_y d / V_s =$	-55.6 cm	-80.3 cm

separación máxima de estribos por confinamiento

zona confinada	$2h =$	200.0 cm	cm
	$s_{max} = d / 4 =$	22.9 cm	22.9 cm
Fuera de la zona confinada			
	$s_{max} = d / 2 =$	45.8 cm	45.8 cm

USAR

$\phi 3/8" 1@0.05, 10@0.20, resto @0.45$

Diseño de zapatas

Dimensionamiento por punzonamiento

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_s = 0 \Rightarrow V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = P_{u_{max}} - w_u A$$

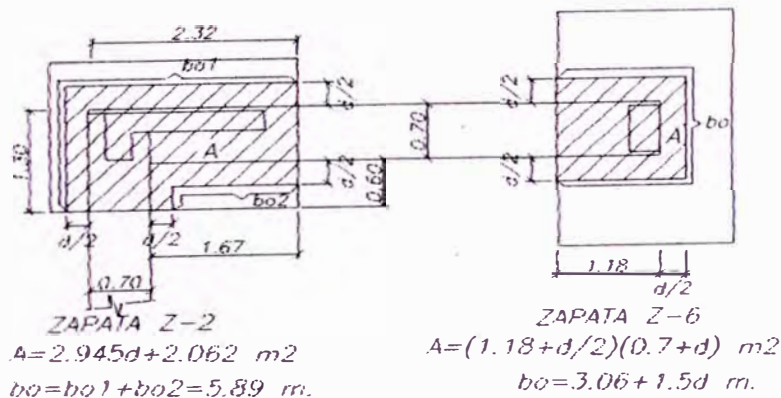
$$\phi V_c = \phi v_c b_o d$$

haciendo  $P_u - w_u A = \phi v_c b_o d$

$$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) = 0$$

donde:

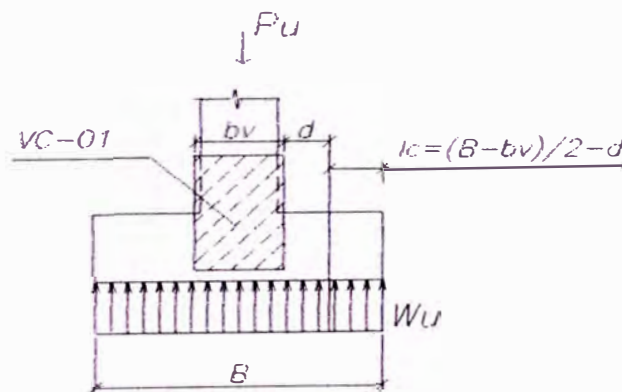
$$v_c = (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f_c} \leq 1.1 \sqrt{f_c}$$



	Zapata Z-2	Zapata Z-6
$\beta_c = \text{lado mayor} / \text{lado menor} =$	3.0	1.7
$(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} =$	13.0 kg/cm <sup>2</sup>	17.0 kg/cm <sup>2</sup>
$1.1 \sqrt{f'_c} =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$v_c =$	13.0 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85	0.85
$P_u \text{ cimentación} = 1.5 D_{f/prom} BT =$	31840 kg	35910 kg
por cargas de gravedad $P_{u,grav} =$	114649 kg	155685 kg
$P_u =$	146489 kg	191595 kg
$w_u = P_u / (BT) =$	2.8 kg/cm <sup>2</sup>	3.2 kg/cm <sup>2</sup>
tanteando valores de d:		
$d =$	12.27 cm	31.08 cm
$A =$	2.42 m <sup>2</sup>	1.35 m <sup>2</sup>
$b_o =$	5.89 m	3.53 m
$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) =$	0.061 ton	0.002 ton
$h = d + 7.5 + 1 =$	20.8 cm	39.6 cm
<b>Usar h =</b>	<b>60 cm</b>	<b>60 cm</b>
$d =$	<b>51.5 cm</b>	<b>51.5 cm</b>

Verificación por corte directo

$\phi V_c \geq V_u$



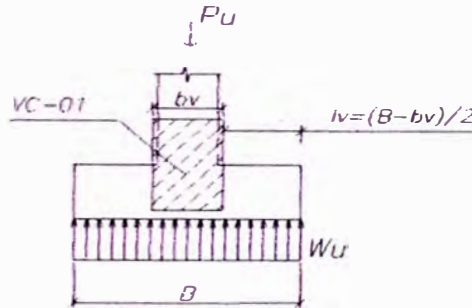
calculo de  $V_u$

	Zapata Z-2	Zapata Z-6
$T =$	280	200 cm
$B =$	190	300 cm
$b_v =$	70	70 cm
$(B - b_v) / 2 - d =$	8.5	63.5 cm
por sismo $\nu_{nu} = (R_{nu} + P_{u,cim}) / BT =$	2.8	2.6 kg/cm <sup>2</sup>



por gravedad	$w_u = P_u / (BT) =$	2.8	3.2 kg/cm <sup>2</sup>
usar	$W_u =$	2.8	3.2 kg/cm <sup>2</sup>
	$V_u = W_u T ((B-b_v)/2-d) =$	6553	40554 kg
	$\phi V_c = 0.85 f'_c \cdot T d =$	177621	126872 kg
	$\phi V_c > V_u$	conforme	$\phi V_c > V_u$ conforme

Diseño por flexión



<b>Cálculo del momento</b>	<b>Zapata Z-2</b>	<b>Zapata Z-6</b>
	$(B-b_v)/2 =$	115.0 cm
	60.0	
por sismo	$'nu=(Rnu+P_{u_{cim}})/BT =$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
por gravedad	$w_u = P_u / (BT) =$	3.2 kg/cm <sup>2</sup>
	$W_u =$	3.2 kg/cm <sup>2</sup>
	$M_u =$	4223071 kg cm
	1387792	

resolviendo las ecuaciones

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot T = A_s \cdot f_y$$

	$T =$	280	200 cm
	$\phi =$	0.9	0.9
	$d =$	51.5	51.5 cm
obtenemos	$a =$	0.60	2.62 cm
	$A_s =$	7.17	22.26 cm <sup>2</sup>
cuantías	$\rho =$	0.0005	0.0022
	$b_1 =$	0.85	0.85
	$\rho_b =$	0.0213	
	$0.75\rho_b =$	0.0159	
	$\rho_{temp} =$	0.0018	0.0018
	$0.7\text{raiz}(f_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
usar	$\rho =$	0.0024	0.0024
		en ambos sentidos	en ambos sentidos

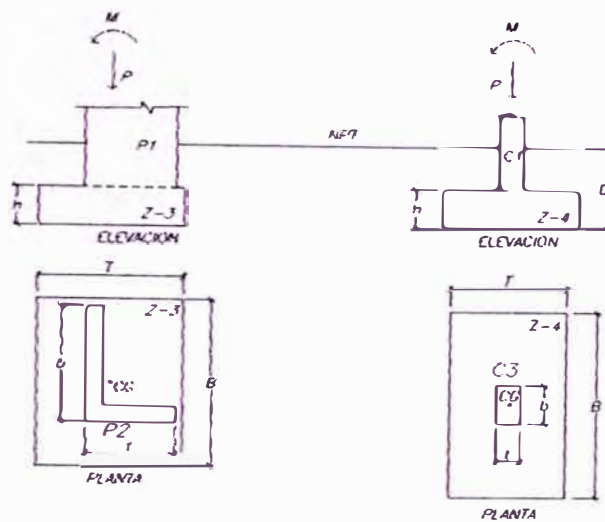
		Zapata Z-2		Zapata Z-6	
		X	Y	X	Y
<b>As =</b>		<b>23.63</b>	<b>34.83</b>	<b>37.32</b>	<b>24.88 cm<sup>2</sup></b>
area x varill		1.98	1.98	1.98	1.98 cm <sup>2</sup>
# varillas		11.9	17.6	18.8	12.6 un
<b>Distribucion del fierro centrado en T en una long B</b>					
		Zapata Z-2		Zapata Z-6	
		X	Y	X	Y
b = B/T =		0.68	1.47	1.50	0.67
As <sub>central</sub> =		NA	28.16	29.85	NA cm <sup>2</sup>
# varillas		NA	14.22	15.08	NA un
<b>en cada extremo</b>					
As <sub>exterior</sub> =		NA	3.33	3.73	NA cm <sup>2</sup>
# varillas		NA	1.68	1.88	NA un
<b>USAR</b>	<b>B x T</b>	<b>280</b>	<b>190</b>	<b>200</b>	<b>300 cm</b>
	<b>centro</b>		<b>14<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>15<math>\phi</math>5/8"</b>	
	<b>extremos</b>		<b>2<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>2<math>\phi</math>5/8"</b>	
	<b>total</b>	<b>12<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>18<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>19<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>13<math>\phi</math>5/8"</b>
<b>Nota</b>	<b>El diseño de la zapata Z-2 debera compararse con el diseño que considera viga en dirección Y.</b>				

**DISEÑO DE CIMENTACIÓN CONECTADA: EJE B DE 1 A 2**

Datos

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{concreto} =$	0.0024 kg/cm <sup>3</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{suelo} =$	0.0018 kg/cm <sup>3</sup>
$\sigma_{terreno} =$	3.00 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{promedio} =$	0.0021 kg/cm <sup>3</sup>
$D_f =$	190 cm		

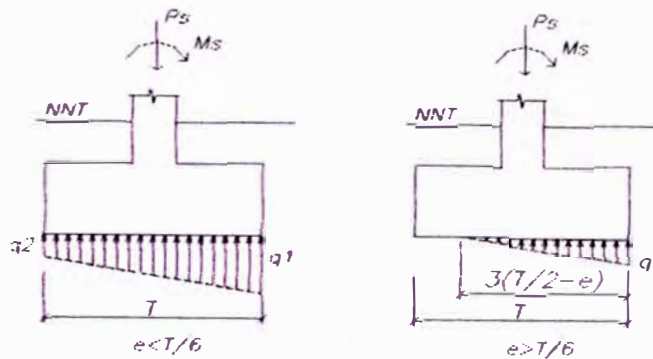
para cargas de gravedad  $\sigma_1 = \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 2.601 \text{ kg/cm}^2$   
 gravedad + sismo  $\sigma_1 = 4/3 \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 3.601 \text{ kg/cm}^2$



**Cargas**

	Zapata Z-3 conectada en X e Y		Zapata Z-4 conectada en X	
	X	Y	X	Y
$P_u \text{ grav} =$	122262	122262	146440	146440 kg
$P_s =$	95042.2	97501.9	102901	105261 kg
$M_s =$	1.1E+07	2.1E+07	453684	801045 kg cm
$M_{s \text{ gravedad}} =$	142960	1648016	8069	292972 kg cm
$P_u =$	77494	79953.6	76087.8	78447 kg
$M_u =$	1E+07	2.2E+07	457804	618622 kg cm
$M_{u \text{ gravedad}} =$	220001	2588493	13150.8	466542 kg cm
$b =$	180	130	60	35 cm
$t =$	130	180	35	60 cm

**Predimensionamiento de zapatas**



$$q_2 = \frac{Ps}{BT} - \frac{6 Ms}{BT^2}$$

$$q_1 = \frac{Ps}{BT} + \frac{6Ms}{BT^2}$$

$$q = \frac{2Ps}{3B(T/2 - e)}$$

**Zapata Z-3**

**Zapata Z-4**

	X	Y	X	Y
Ps=	95042.2	97501.9	102901	105261 kg
Ms=	142960	1648016	8069	292972 kg cm
T =	210	270	170	290 cm
T b / t =	290.8	195.0	291.4	169.2 cm
B =	270	210	290	170 cm
T / 6 =	35.00	45.0	28.33	48.3 cm
e = Ms / Ps =	1.50	16.90	0.08	2.78 cm

q = kg/cm<sup>2</sup>

q<sub>1</sub> = 1.75 2.37 2.09 2.26 kg/cm<sup>2</sup>

q<sub>2</sub> = 1.60 1.07 2.08 2.01 kg/cm<sup>2</sup>

Si Ms es por gravedad, σ<sub>t</sub> = 2.60 2.60 2.60 2.60 kg/cm<sup>2</sup>

conforme conforme conforme conforme

Si Ms incluye sismo, σ<sub>t</sub> = 3.60 3.60 3.60 3.60 kg/cm<sup>2</sup>

conforme conforme conforme conforme

**Dimensionamiento de viga de conexión**

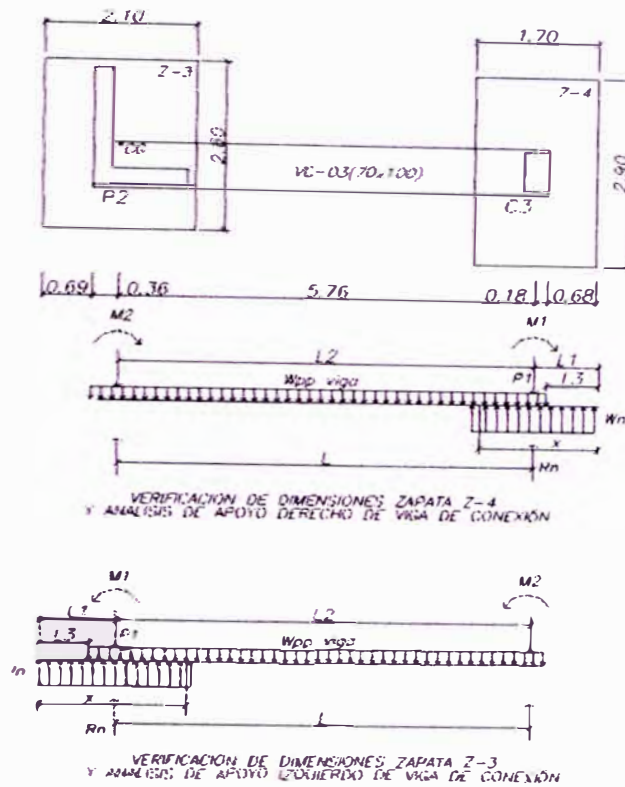
$$b = \frac{Ps}{24 \cdot L} = 0.69 \text{ m}$$

Usar

b = 70 cm

$$h = \frac{L}{6} = 0.96 \text{ m}$$

h = 100 cm



**Verificación de dimensiones de las zapatas**

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
Cargas	B = 2.70 m	2.90 m
	T = 2.10 m	1.70 m
	Ps <sub>1</sub> = 95.04 ton	102.90 ton
	Ms <sub>1</sub> = 105.03 ton m	4.54 ton m
	Ms <sub>2</sub> = 4.54 ton m	105.03 ton m
	Wpp viga = γ <sub>conc</sub> b h = 1.68 ton/m	1.68 ton/m
	L = 5.76 m	5.76 m
	Xcg = 0.36 m	0.18 m
	L <sub>1</sub> = 1.05 m	0.85 m
	L <sub>2</sub> = L = 5.76 m	5.76 m
L <sub>3</sub> = T/2 - Xcg = 0.69 m	0.68 m	

**Reacción del terreno**

$\sum M_2 = 0$        $R_n = \frac{M_1 + M_2 + P_1 L_2 + W_{pp} \cdot (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
Rn =	119.53 ton	127.06 ton
q = Rn / BT =	21.08 ton/m <sup>2</sup>	25.77 ton/m <sup>2</sup>
q = reacción del terreno =	2.11 kg/cm <sup>2</sup>	2.58 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub> =	2.60 kg/cm <sup>2</sup>	2.60 kg/cm <sup>2</sup>
¿ q < σ <sub>t</sub> ?	conforme	conforme

**Diseño de viga de conexión**

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
$Pu_1 =$	77.49 ton	76.09 ton
$Mu_1 =$	103.91 ton m	4.58 ton m
$Mu_2 =$	4.58 ton m	103.91 ton m
$Wppu = 1.5 \cdot Wpp =$	2.52 ton/m	2.52 ton/m

**Diseño por flexión**

$$\Sigma Mu_2 = 0 \quad Rnu = \frac{Mu_1 + Mu_2 + Pu_1 L_2 + Wppu \cdot (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$$

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
$Rnu =$	101.79 ton	100.06 ton
$Wnu = Rnu / T =$	48.47 ton/m	58.86 ton/m

**Momento máximo:**

$$Vx = Wnu x - (x - L_3)Wppu - Pu_1 = 0$$

$$\Rightarrow x = (Pu_1 - L_3 Wppu) / (Wnu - Wppu) = \quad 1.65 \text{ m} \quad 1.32 \text{ m}$$

$$Mu = \text{cae dentr ton m} \quad 14.47 \text{ ton m}$$

**Momento en la cara del muro**

$$Mu = \frac{Wnu \cdot x^2}{2} - \frac{Wppu \cdot (x - L_3)^2}{2} - Pu_1(x - L_3 - Xcg) - Mu_1$$

$t_{muro} =$	1.3 m	0.35 m
$x = L_3 + t_{muro} =$	1.99 m	1.03 m
$Mu =$	-82.90 ton m	12.87 ton m
$\phi =$	0.9	0.9
$B =$	270 cm	290 cm
$d = h - 7.5 - 1 =$	91.5 cm	91.5 cm
obtenemos $a =$	2.11 cm	0.30 cm
$As =$	24.25 cm <sup>2</sup>	3.73 cm <sup>2</sup>

**Momento en el borde de la zapata**

$x = T =$	2.10 m	1.70 m
$Mu =$	-80.90 ton m	14.47 ton m
$\phi =$	0.9	0.9
$b =$	70 cm	70 cm
$d = h - 7.5 - 1 =$	91.5 cm	91.5 cm
obtenemos $a =$	8.23 cm	1.42 cm
$As =$	24.49 cm <sup>2</sup>	4.22 cm <sup>2</sup>
considerar $As =$	24.49 cm <sup>2</sup>	14.47 cm <sup>2</sup>
cuantías $\rho =$	0.0038	0.0023
$\rho_b =$	0.0213	0.0213
$0.75\rho_b =$	0.0159	0.0159
$\rho_{temp} =$	0.0018	0.0018
$\rho_{min} = 0.7 \text{raiz}(f'c)/fy =$	0.0024	0.0024
usar $\rho =$	0.0038	0.0024

<b>As =</b>	<b>24.49 cm<sup>2</sup></b>	<b>15.47 cm<sup>2</sup></b>
area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
# varillas	4.8 un	3.1 un
USAR	5 $\phi$ 1"	3 $\phi$ 1"

Acero en la cara opuesta

As / 3 =	8.5 cm <sup>2</sup>	5.1 cm <sup>2</sup>
0.7raiz(fc)/fy bd =	15.5 cm <sup>2</sup>	15.5 cm <sup>2</sup>
As min =	15.5 cm <sup>2</sup>	15.5 cm <sup>2</sup>
area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
# varillas	3.1 un	3.1 un
USAR	3 $\phi$ 1"	3 $\phi$ 1"

### Verificación por corte

a distancia d de la cara del muro:	Zapata Z-3	Zapata Z-4
$x = L_3 + t_{\text{muro}} + d =$	2.91 m	1.94 m
$V_x = W_{nuT} - W_{ppu}(x-L_3) - P_{u1} =$	18.71 ton	
$V_x = W_{nuT} - W_{ppu}(x-L_3) - P_{u1} =$		20.78 ton
al final de la zapata $x = T =$	2.10 m	1.70 m
	NA	NA
considerar $V_u =$	18.71 ton	20.78 ton
$v_u = V_u / bd =$	2.92 kg / cm <sup>2</sup>	3.24 kg / cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85	0.85
$v_c = 0.53 f_c^{0.5} =$	7.68 kg / cm <sup>2</sup>	7.68 kg / cm <sup>2</sup>
$v_s = v_u / \phi - v_c =$	-4.24 kg / cm <sup>2</sup>	-3.86 kg / cm <sup>2</sup>
$V_s = v_s bd =$	-27.18 ton	-24.74 ton
$\phi 3/8'' \quad A_v =$	1.42 cm <sup>2</sup>	1.42 cm <sup>2</sup>
$s = A_v f_y d / V_s =$	-20.1 cm	-22.1 cm
separación máxima de estribos por confinamiento		
zona confinada $2h =$	200.0 cm	cm
$s \text{ max} = d / 4 =$	22.9 cm	22.9 cm
Fuera de la zona confinada		
$s \text{ max} = d / 2 =$	45.8 cm	45.8 cm

**USAR**  $\phi 1/2'' \quad 1@0.05, 10@0.20, \text{resto } @0.45$

### Diseño de zapatas

Dimensionamiento por punzonamiento

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_s = 0 \Rightarrow V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = P_{u \text{ max}} - w_u A$$

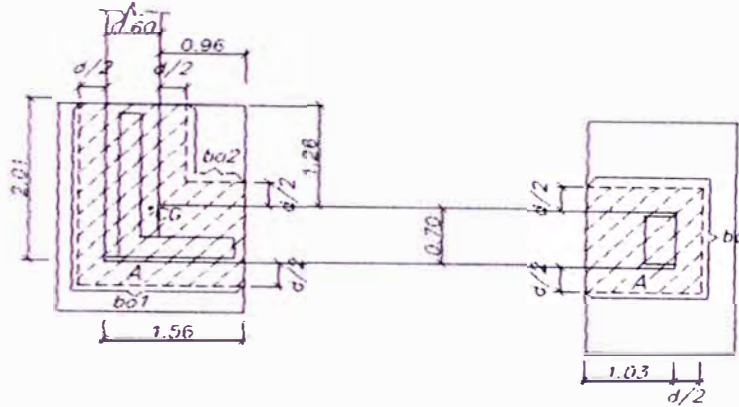
$$\phi V_c = \phi v_c b_o d$$

haciendo  $P_u - w_u A = \phi v_c b_o d$

$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) = 0$

donde:

$v_c = (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} \leq 1.1 \sqrt{f'_c}$



ZAPATA Z-3  
 $A = 2.895d + 1.863 \text{ m}^2$   
 $b_o = b_{o1} + b_{o2} = 5.79 \text{ m}$

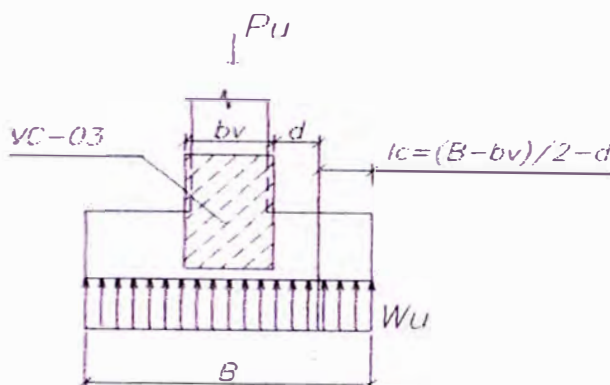
ZAPATA Z-4  
 $A = (1.03 + d/2)(0.70 + d)$   
 $b_o = 2.76 + 1.5d \text{ m}$

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
$\beta_c = \text{lado mayor} / \text{lado menor} =$	1.4	1.7
$(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} =$	19.2 kg/cm <sup>2</sup>	17.0 kg/cm <sup>2</sup>
$1.1 \sqrt{f'_c} =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$v_c =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85	0.85
$P_u \text{ cimentación} = 1.5 D_{fy} \text{ prom} \text{ BT} =$	33935 kg	29506.1 kg
por cargas de gravedad $P_{u_{grav}} =$	122262 kg	146440 kg
$P_u =$	156197 kg	175946 kg
$w_u = P_u / (\text{BT}) =$	2.8 kg/cm <sup>2</sup>	3.6 kg/cm <sup>2</sup>
tanteando valores de d:		
$d =$	11.78 cm	30.61 cm
$A =$	2.20 m <sup>2</sup>	1.19 m <sup>2</sup>
$b_o =$	5.79 m	3.22 m
$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) =$	-3.065 ton	0.047 ton
$h = d + 7.5 + 1 =$	20.3 cm	39.1 cm
Usar $h =$	60 cm	60 cm
$d =$	51.5 cm	51.5 cm



**Verificación por corte directo**

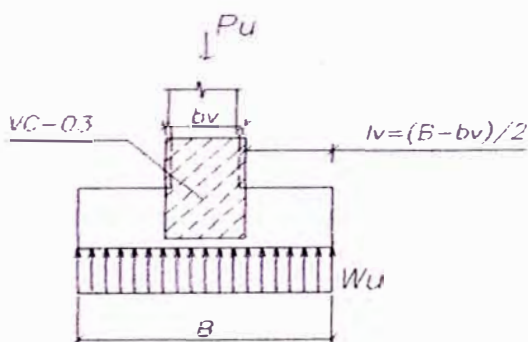
$$\phi V_c \geq V_u$$



calculo de Vu

	Zapata Z-3	Zapata Z-4
	T = 210	170 cm
	B = 270	290 cm
	bv = 70	70 cm
	(B-bv)/2 - d = 48.5	58.5 cm
por sismo	$\nu_u = (R\nu_u + P_{u_{cim}}) / BT = 2.4$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
por gravedad	$w_u = P_u / (BT) = 2.8$	3.6 kg/cm <sup>2</sup>
usar	$W_u = 2.8$	3.6 kg/cm <sup>2</sup>
	$V_u = W_u T ((B-bv)/2 - d) = 28058$	35492 kg
	$\phi V_c = 0.85 f_c^{0.5} T d = 133216$	107841 kg
	$\phi V_c > V_u$ conforme	$\phi V_c > V_u$ conforme

**Diseño por flexión**



	Zapata Z-3	Zapata Z-4
Cálculo del momento	(B-bv)/2 = 100.0	110.0 cm
por sismo	$\nu_u = (R\nu_u + P_{u_{cim}}) / BT = 2.4$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
por gravedad	$w_u = P_u / (BT) = 2.8$	3.6 kg/cm <sup>2</sup>

$W_u = 2.8$   $3.6 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_u = 2892531$   $3670588 \text{ kg cm}$

resolviendo las ecuaciones

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot T = A_s \cdot f_y \cdot$$

	$T =$	210	170 cm
	$\phi =$	0.9	0.9
	$d =$	51.5	51.5 cm
obtenemos	$a =$	1.69	2.68 cm
	$A_s =$	15.11	19.36 cm <sup>2</sup>
cuantías	$\rho =$	0.0014	0.0022
	$b_1 =$	0.85	0.85
	$\rho_b =$	0.0213	
	$0.75\rho_b =$	0.0159	
	$\rho_{temp} =$	0.0018	0.0018
	$0.7\text{raiz}(f'_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
	usar $\rho =$	0.0024	0.0024

en ambos sentidos    en ambos sentidos

	Zapata Z-2		Zapata Z-6	
	X	Y	X	Y
$A_s =$	<b>33.58</b>	<b>26.12</b>	<b>36.07</b>	<b>21.15 cm<sup>2</sup></b>
area x varill	1.98	1.98	1.98	1.98 cm <sup>2</sup>
# varillas	17.0	13.2	18.2	10.7 un

Distribucion del fierro  
centrado en T en una long B

	Zapata Z-3		Zapata Z-4	
	X	Y	X	Y
$b = B/T =$	1.29	0.78	1.71	0.59
$A_{s_{central}} =$	29.39	NA	26.66	NA cm <sup>2</sup>
# varillas	14.84	NA	13.47	NA un
en cada extremo				
$A_{s_{exterior}} =$	2.10	NA	4.70	NA cm <sup>2</sup>
# varillas	1.06	NA	2.38	NA un
<b>USAR</b>	<b>B x T</b>	<b>210    260</b>	<b>170    290</b>	<b>cm</b>
	<b>centro</b>	<b>15<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>15<math>\phi</math>5/8"</b>	
	<b>extremos</b>	<b>1<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>2<math>\phi</math>5/8"</b>	
	<b>total</b>	<b>17<math>\phi</math>5/8"    14<math>\phi</math>5/8"</b>	<b>19<math>\phi</math>5/8"    11<math>\phi</math>5/8"</b>	

Nota El diseño de la zapata Z-3 debera compararse con el diseño que considera viga en dirección Y.

**DISEÑO DE CIMENTACIÓN CONECTADA: EJE 1 DE A a B**

Datos

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{concreto} =$	0.0024 kg/cm <sup>3</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{suelo} =$	0.0018 kg/cm <sup>3</sup>
$\sigma_{terreno} =$	3.00 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{promedio} =$	0.0021 kg/cm <sup>2</sup>
$D_f =$	190 cm	$\sigma_t = \sigma_{terreno} - D_f \gamma_{promedio} =$	kg/cm <sup>2</sup>

para cargas de gravedad  $\sigma_t = \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 2.601 \text{ kg/cm}^2$

gravedad + sismo  $\sigma_t = 4/3 \sigma_{terreno} - \gamma_{promedio} D_f = 3.601 \text{ kg/cm}^2$

	Zapata Z-3		Zapata Z-2	
	conectada en X e Y		conectada en X	
	X	Y	X	Y
$P_u \text{ grav} =$	122261.7	122261.7	114649	114649 kg
$P_s =$	95042.2	97501.9	91710.8	92318.2 kg
$M_s =$	10502507	20935321	18213226	1410287 kg cm
$M_{s \text{ gravedad}} =$	142960	1648016	349544	287541 kg cm
$P_u =$	77494	79953.6	74262	74869.5 kg
$M_u =$	10390524	22069129	17942994	1606713 kg cm
$M_{u \text{ gravedad}} =$	220000.5	2588493	539101.8	452098.5 kg cm
$b =$	180	130	60	180 cm
$t =$	130	180	180	60 cm

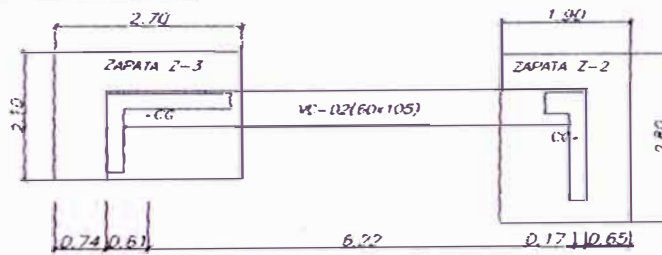
Predimensionamiento de zapatas

Se utilizará el dimensionamiento obtenido en el análisis en dirección X

Dimensionamiento de viga de conexión

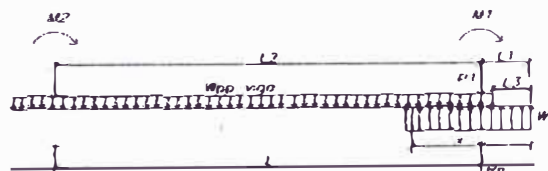
$b = \frac{P_s}{24 \cdot L} = 0.65 \text{ m}$

$h = \frac{L}{6} = 1.04 \text{ m}$

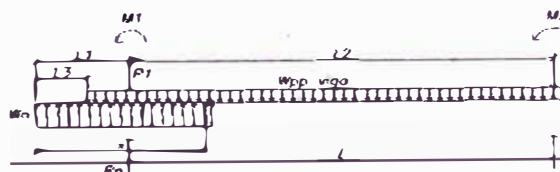


Usar

$b = 70 \text{ cm}$   
 $h = 105 \text{ cm}$



VERIFICACION DE DIMENSIONES ZAPATA Z-2 Y ANALISIS DE APOYO DERECHO DE VIGA DE CONEXION



VERIFICACION DE DIMENSIONES ZAPATA Z-3 Y ANALISIS DE APOYO IZQUIERDO DE VIGA DE CONEXION

**Verificación de dimensiones de las zapatas**

	Zapata Z-3	Zapata Z-2	
Cargas	B =	2.10 m	2.80 m
	T =	2.70 m	1.90 m
	Ps <sub>1</sub> =	97.50 ton	92.32 ton
	Ms <sub>1</sub> =	209.35 ton m	14.10 ton m
	Ms <sub>2</sub> =	14.10 ton m	209.35 ton m
	Wpp viga = γ <sub>conc</sub> b h =	1.76 ton/m	1.76 ton/m
	L =	6.22 m	6.22 m
	Xcg =	0.61 m	0.17 m
	L <sub>1</sub> =	1.35 m	0.82 m
	L <sub>2</sub> = L =	6.22 m	6.22 m
L <sub>3</sub> = T/2 - Xcg =	0.74 m	0.65 m	

**Reacción del terreno**

$$\Sigma M_2 = 0 \quad R_n = \frac{M_1 + M_2 + P_1 L_2 + W_{pp} \cdot (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$$

	Zapata Z-3	Zapata Z-2
R <sub>n</sub> =	140.04 ton	134.03 ton
q = R <sub>n</sub> / BT =	24.70 ton/m <sup>2</sup>	25.19 ton/m <sup>2</sup>
q = reacción del terreno =	2.47 kg/cm <sup>2</sup>	2.52 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub> =	2.60 kg/cm <sup>2</sup>	2.60 kg/cm <sup>2</sup>
¿ q < σ <sub>t</sub> ?	conforme	conforme

**Diseño de viga de conexión**

	Zapata Z-3	Zapata Z-2
Pu <sub>1</sub> =	79.95 ton	74.87 ton
Mu <sub>1</sub> =	220.69 ton m	16.07 ton m
Mu <sub>2</sub> =	16.07 ton m	220.69 ton m
Wppu = 1.5*Wpp =	2.65 ton/m	2.65 ton/m

**Diseño por flexión**

$$\Sigma M_u = 0 \quad R_{nu} = \frac{M_{u1} + M_{u2} + P_{u1} L_2 + W_{ppu} (L_1 + L_2 - L_3)^2 / 2}{L}$$

	Zapata Z-3	Zapata Z-2
R <sub>nu</sub> =	124.63 ton	118.72 ton
W <sub>nu</sub> = R <sub>nu</sub> / T =	46.16 ton/m	62.49 ton/m

**Momento máximo:**

$$V_x = W_{nu} x - (x - L_3) W_{ppu} - P_{u1} = 0$$

$$\Rightarrow x = (P_{u1} - L_3 W_{ppu}) / (W_{nu} - W_{ppu}) = \quad 1.79 \text{ m} \quad 1.22 \text{ m}$$

cae dentro del muro    cae dentro del muro

**Momento en la cara del muro**

$$M_u = \frac{W_{nu} \cdot x^2}{2} - \frac{W_{ppu} \cdot (x - L_3)^2}{2} - P_{u1}(x - L_3 - X_{cg}) - M_{u1}$$

$t_{muro} =$	1.8 m	0.6 m
$x = L_3 + t_{muro} =$	2.54 m	1.25 m
$M_u =$	-171.22 ton m	0.08 ton m
$\phi =$	0.9	0.9
$B =$	210 cm	280 cm
$d = h - 7.5 - 1 =$	96.5 cm	96.5 cm
obtenemos $a =$	5.41 cm	0.00 cm
$A_s =$	48.29 cm <sup>2</sup>	0.02 cm <sup>2</sup>

**Momento en el borde de la zapata**

$x = T =$	2.70 m	1.90 m
$M_u =$	-165.46 ton m	13.79 ton m
$\phi =$	0.9	0.9
$b =$	70 cm	70 cm
$d = h - 7.5 - 1 =$	96.5 cm	96.5 cm
obtenemos $a =$	16.69 cm	1.28 cm
$A_s =$	49.65 cm <sup>2</sup>	3.81 cm <sup>2</sup>
considerar $A_s =$	49.65 cm <sup>2</sup>	3.81 cm <sup>2</sup>
cuantías $\rho =$	0.0074	0.0006
$\rho_b =$	0.0213	0.0213
$0.75\rho_b =$	0.0159	0.0159
$\rho_{temp} =$	0.0018	0.0018
$\rho_{min} = 0.7\text{raiz}(f_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
usar $\rho =$	0.0074	0.0024
$A_s =$	<b>49.65 cm<sup>2</sup></b>	<b>16.31 cm<sup>2</sup></b>
area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
# varillas	9.8 un	3.2 un
USAR	10 $\phi 1"$	4 $\phi 1"$

**Acero en la cara opuesta**

$A_s / 3 =$	16.9 cm <sup>2</sup>	6.8 cm <sup>2</sup>
$0.7\text{raiz}(f_c)/f_y \text{ bd} =$	16.3 cm <sup>2</sup>	16.3 cm <sup>2</sup>
$A_s \text{ min} =$	16.9 cm <sup>2</sup>	16.3 cm <sup>2</sup>
area x varilla	5.07 cm <sup>2</sup>	5.07 cm <sup>2</sup>
# varillas	3.3 un	3.2 un
USAR	4 $\phi 1"$	4 $\phi 1"$

**Verificación por corte**

a distancia d de la cara del muro:	Zapata Z-3	Zapata Z-2
$x = L_3 + t_{muro} + d =$	3.51 m	2.22 m
$V_x = W_{nu}T - W_{ppu}(x - L_3) - P_{u1} =$	37.36 ton	

$V_x = W_{nuT} - W_{ppu}(x-L_3) - P_{u1} =$		39.71 ton
al final de la zapata	$x = T =$	1.90 m
	NA	NA
considerar	$V_u =$	37.36 ton
	$v_u = V_u / bd =$	5.53 kg / cm <sup>2</sup>
	$\phi =$	0.85
	$v_c = 0.53 f'_c{}^{0.5} =$	7.68 kg / cm <sup>2</sup>
	$v_s = v_u / \phi - v_c =$	-1.17 kg / cm <sup>2</sup>
	$V_s = v_s bd =$	-7.93 ton
$\phi 3/8"$	$A_v =$	1.42 cm <sup>2</sup>
	$s = A_v f_y d / V_s =$	-111.5 cm
separación máxima de estribos por confinamiento		
	zona confinada $2h =$	210.0 cm
	$s \text{ max} = d / 4 =$	24.1 cm
Fuera de la zona confinada		
	$s \text{ max} = d / 2 =$	48.3 cm
<b>USAR</b>	$\phi 1/2" 1@0.05, 10@0.20, \text{resto } @0.45$	

### Diseño de zapatas

#### Dimensionamiento por punzonamiento

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_s = 0 \Rightarrow V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = P_{u \text{ max}} - w_u A$$

$$\phi V_c = \phi v_c b_o d$$

haciendo  $P_u - w_u A = \phi v_c b_o d$

$$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) = 0$$

donde:

$$v_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \leq 1.1 \sqrt{f'_c}$$

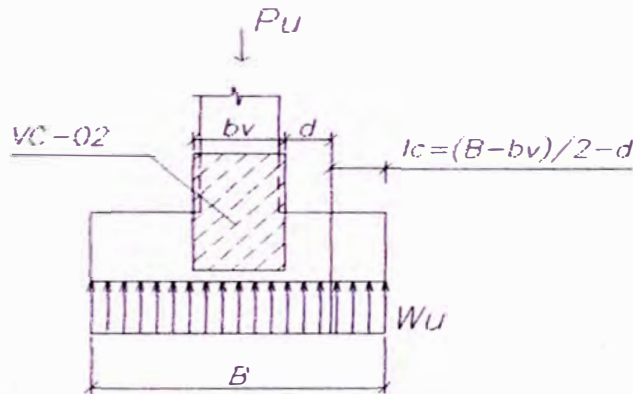
los valores de A y b<sub>o</sub> son los obtenidos en el diseño de la cimentación conectada en los ejes A de 1 a 2, y B de 1 a 2

	Zapata Z-3	Zapata Z-2
$\beta_c = \text{lado mayor} / \text{lado menor} =$	1.3	1.5
$\left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} =$	20.1 kg/cm <sup>2</sup>	18.5 kg/cm <sup>2</sup>
$1.1 \sqrt{f'_c} =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$v_c =$	15.9 kg/cm <sup>2</sup>	15.9 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85	0.85

$P_{u\text{ cimentación}} = 1.5 D_{f\text{ prom}} BT =$	22623 kg	21226.8 kg
por cargas de gravedad $P_{u\text{ grav}} =$	122261.7 kg	114649 kg
$P_u =$	144885 kg	135876 kg
$w_u = P_u / (BT) =$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
tanteando valores de d:		
$d =$	11.03 cm	9.68 cm
$A =$	2.18 m <sup>2</sup>	2.27 m <sup>2</sup>
$b_o =$	5.79 m	5.94 m
$\phi v_c b_o d - (P_u - w_u A) =$	-2.589 ton	0.048 ton
$h = d + 7.5 + 1 =$	19.5 cm	18.2 cm
<b>Usar h =</b>	<b>60 cm</b>	<b>60 cm</b>
<b>d =</b>	<b>51.5 cm</b>	<b>51.5 cm</b>

Verificación por corte directo

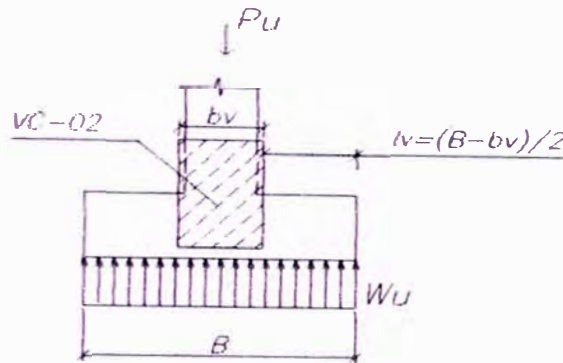
$\phi V_c \geq V_u$



calculo de  $V_u$

	Zapata Z-3	Zapata Z-2
$T =$	270	190 cm
$B =$	210	280 cm
$b_v =$	60	60 cm
$(B - b_v) / 2 - d =$	23.5	58.5 cm
por sismo $W_{nu} = (R_{nu} + P_{u\text{ cim}}) / BT =$	2.6	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
por gravedad $w_u = P_u / (BT) =$	2.6	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
usar $W_u =$	2.6	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
$V_u = W_u T ((B - b_v) / 2 - d) =$	16479	29240 kg
$\phi V_c = 0.85 f_c^{0.5} T d =$	171277	120528 kg
	$\phi V_c > V_u$ conforme	$\phi V_c > V_u$ conforme

**Diseño por flexión**



<b>Cálculo del momento</b>	<b>Zapata Z-3</b>	<b>Zapata Z-2</b>
	$(B-b_v)/2 =$	110.0 cm
por sismo	$W_{nu} = (R_{nu} + P_{u_{cim}}) / BT =$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
por gravedad	$w_u = P_u / (BT) =$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
	$W_u =$	2.6 kg/cm <sup>2</sup>
	$M_u =$	3023928 kg cm

resolviendo las ecuaciones

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot T = A_s \cdot f_y$$

	$T =$	270	190 cm
	$\phi =$	0.9	0.9
	$d =$	51.5	51.5 cm
obtenemos	$a =$	0.89	1.96 cm
	$A_s =$	10.22	15.84 cm <sup>2</sup>
cuantías	$\rho =$	0.0007	0.0016
	$b_1 =$	0.85	0.85
	$\rho_b =$	0.0213	
	$0.75\rho_b =$	0.0159	
	$\rho_{temp} =$	0.0018	0.0018
	$0.7 \text{raiz}(f'_c)/f_y =$	0.0024	0.0024
usar	$\rho =$	0.0024	0.0024

	en ambos sentidos		en ambos sentidos:	
	Zapata Z-3		Zapata Z-2	
	X	Y	X	Y
<b>As =</b>	<b>26.12</b>	<b>33.58</b>	<b>34.83</b>	<b>23.63 cm<sup>2</sup></b>
area x varill	1.98	1.98	1.98	1.98 cm <sup>2</sup>
# varillas	13.2	17.0	17.6	11.9 un



### Distribucion del fierro centrado en T en una long B

	Zapata Z-3		Zapata Z-2			
	X	Y	X	Y		
$b = B/T =$	0.78	1.29	1.47	0.68		
$A_{s_{central}} =$	NA	29.39	28.16	NA	cm <sup>2</sup>	
# varillas en cada extremo	NA	14.84	14.22	NA	un	
$A_{s_{exterior}} =$	NA	2.10	3.33	NA	cm <sup>2</sup>	
# varillas	NA	1.06	1.68	NA	un	
<b>USAR</b>	<b>B x T</b>	<b>210</b>	<b>260</b>	<b>280</b>	<b>190</b>	<b>cm</b>
	<b>centro</b>		<b>15<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	<b>14<math>\frac{5}{8}</math>"</b>		
	<b>extremos</b>		<b>1<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	<b>2<math>\frac{5}{8}</math>"</b>		
	<b>total</b>	<b>14<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	<b>17<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	<b>18<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	<b>12<math>\frac{5}{8}</math>"</b>	

#### Nota

El diseño de las zapatas Z-2 y Z-3 deberá compararse con el diseño que considera viga en dirección X.

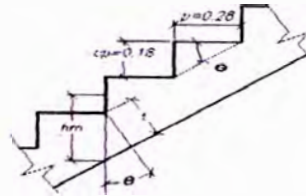
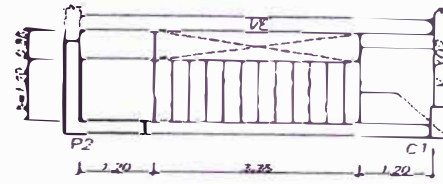
## 7.6 DISEÑO DE ESCALERAS

Se presenta la hoja de cálculo para el diseño de la escalera.

**Diseño de escalera**

**Datos Generales**

$\gamma_{conc}$ =	2.40 ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_{acab}$ =	0.10 ton/m <sup>2</sup>
s/c =	0.40 ton/m <sup>2</sup>
$f_c$ =	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ =	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coef. D =	1.50
Coef. L =	1.80
ancho escalera b =	1.20 m
paso = p =	0.28 m
contrapaso = cp =	0.18 m
$\cos\theta = p/(p^2+cp^2)^{0.5} =$	0.84
$hm = t/\cos\theta + cp/2$	

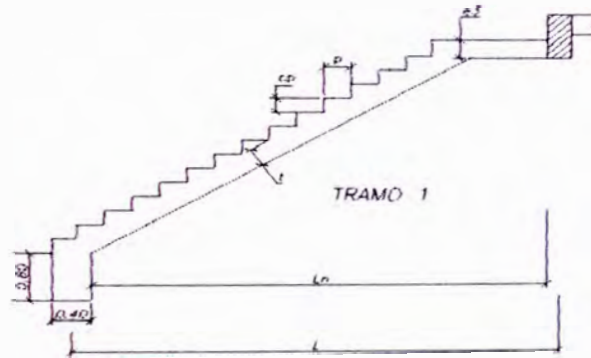


**Tramo 1**

$e_2$ =	0.20 m
$L_1$ =	3.48 m
$L_2$ =	1.32 m
$L_n$ =	4.80 m
L =	5.08 m

**Peralte**

$t = L_n/20, L_n/25$	
$L_n/20 =$	0.23 m
$L_n/25 =$	0.19 m
usar t =	0.20 m
$hm = t/\cos\theta + cp/2 =$	0.33 m



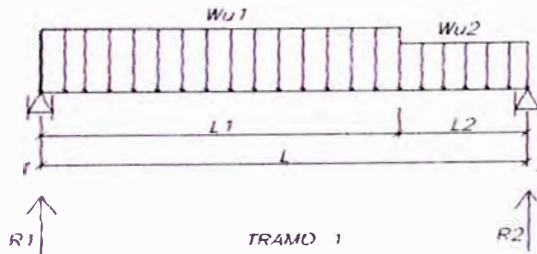
**Metrado de cargas últimas**

**1er tramo**

$W_{pp1_u} = 1.5 hm \cdot b \cdot \gamma_{conc} =$	1.42 ton/m
$W_{acab_u} = 1.5 b \cdot \gamma_{acab} =$	0.18 ton/m
$W_{L_u} = 1.8 b \cdot s/c =$	0.86 ton/m
$W_{u1} =$	2.46 ton/m

**2do tramo**

$W_{pp2_u} = 1.5 e_2 \cdot b \cdot \gamma_{conc} =$	0.86 ton/m
$W_{acab_u} = 1.5 b \cdot \gamma_{acab} =$	0.18 ton/m
$W_{L_u} = 1.8 b \cdot s/c =$	0.86 ton/m
$W_{u2} =$	1.91 ton/m



**Diseño por flexión**

Cálculo del momento máximo positivo

$SM_2 = 0 \implies R = ((L-L_1/2)W_{u1}L_1 + L_2^2W_{u2}/2)/L$

$R_1 = 5.96 \text{ ton}$

$V_x = 0 \implies x = R_1/W_{u1}$

$x = 2.42 \text{ m}$

$M_{max} = R_1x - W_{u1}x^2/2$

$M_{max} = 7.21 \text{ ton m}$

Usar 0.9 Mr

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y \cdot$$

d = 17.00 cm

Resolviendo:

(+)As = 10.76 cm<sup>2</sup>

usar 9ϕ 1/2" = 11.43 cm<sup>2</sup>

Refuerzo por momento negativo

(-)As = (+)As/3 = 3.59 cm<sup>2</sup>

As<sub>min</sub> = 0.7fc<sup>0.5</sup>/fy bd = 4.93 cm<sup>2</sup>

As<sub>temperatura</sub> = 0.0018 b t = 4.32 cm<sup>2</sup>

usar 7 ϕ 3/8" = 4.97 cm<sup>2</sup>

Refuerzo en dirección transversal

temperatura = 0.0018x100 t = 3.60 cm<sup>2</sup>/m

As<sub>min</sub> = 0.7fc<sup>0.5</sup>/fy 100d = 4.11 cm<sup>2</sup>/m

usar ϕ 3/8" @ 0.15m = 4.73 cm<sup>2</sup>/m

Verificación por corte

Vd = R<sub>1</sub> - Wu<sub>1</sub>d = 5.54 ton

V<sub>c</sub> = ϕ · 0.53 · √f<sub>c</sub> · b · d = 13.32 ton  
conforme

Verificación de carga de servicio sobre apoyo

Ps<sub>1</sub> = R<sub>1</sub>/1.6 = 3.72 ton

σ<sub>1</sub> = Ps / (0.40 b) = 0.78 kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>1</sub> = 3 kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>1</sub> > σ<sub>t</sub> conforme

Tramos 3, 5 y 6

e<sub>1</sub> = 0.25 m

e<sub>3</sub> = 0.23 m

L<sub>1</sub> = 1.20 m

L<sub>2</sub> = 3.48 m

L<sub>3</sub> = 1.33 m

L<sub>n</sub> = 5.75 m

L = 6.00 m

Peralte

t = L<sub>n</sub>/20, L<sub>n</sub>/25

L<sub>n</sub>/20 = 0.29 m

L<sub>n</sub>/25 = 0.23 m

usar t = 0.23 m

hm = t/cosθ + cp/2 = 0.36 m

Metrado de cargas últimas

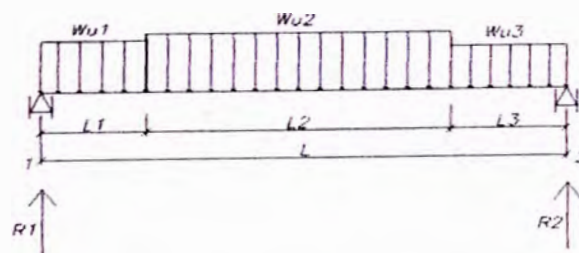
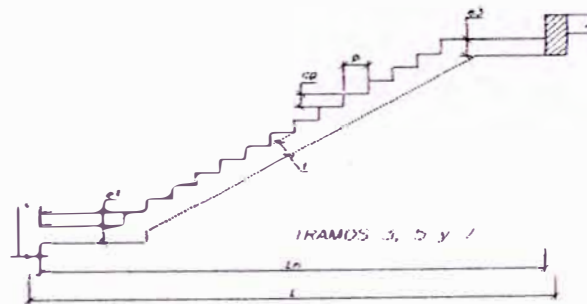
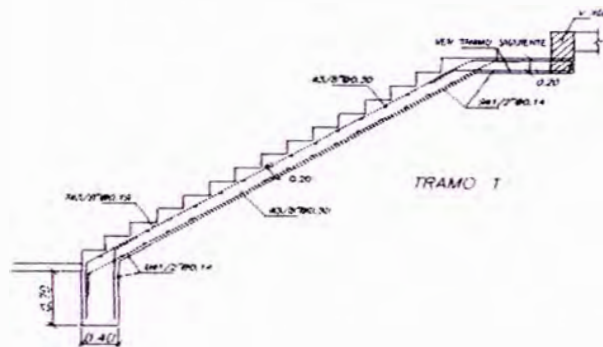
1er tramo

W<sub>pp1u</sub> = 1.5 e<sub>1</sub> · b · γ<sub>conc</sub> = 1.08 ton/m

W<sub>acab<sub>u</sub></sub> = 1.5 b · γ<sub>acab</sub> = 0.18 ton/m

W<sub>l<sub>u</sub></sub> = 1.8 b s/c = 0.86 ton/m

W<sub>u<sub>1</sub></sub> = 2.12 ton/m



## 2do tramo

$$\begin{aligned} W_{pp2_u} &= 1.5 h_m \cdot b \cdot \gamma_{conc} = 1.57 \text{ ton/m} \\ W_{acab_u} &= 1.5 b \cdot \gamma_{acab} = 0.18 \text{ ton/m} \\ W_{l_u} &= 1.8 b \text{ s/c} = 0.86 \text{ ton/m} \\ W_{u_2} &= 2.61 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

## 3er tramo

$$\begin{aligned} W_{pp3_u} &= 1.5 e_3 \cdot b \cdot \gamma_{conc} = 0.99 \text{ ton/m} \\ W_{acab_u} &= 1.5 b \cdot \gamma_{acab} = 0.18 \text{ ton/m} \\ W_{l_u} &= 1.8 b \text{ s/c} = 0.86 \text{ ton/m} \\ W_{u_3} &= 2.04 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

## Diseño por flexión

Cálculo del momento máximo positivo

$$SM_2 = 0 \Rightarrow R = ((L-L_1/2)W_{u_1}L_1 + (L_3+L_2/2)W_{u_2}L_2 + L_3^2 W_{u_3}/2) / L$$

$$R_1 = 7.23 \text{ ton}$$

$$V_x = 0 \Rightarrow x = L_1 + (R_1 - W_{u_1} L_1) / W_{u_2}$$

$$x = 2.99 \text{ m}$$

$$M_{max} = R_1 x - W_{u_1} L_1 (x - L_1/2) - W_{u_2} (x - L_1)^2 / 2 \text{ ton m}$$

$$M_{max} = 11.33$$

$$\text{Usar } 0.9 \text{ Mrr} = 10.20$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$d = 20.00 \text{ cm}^2$$

Resolviendo:

$$(+ ) A_s = 14.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar } 8 \phi 5/8'' = 15.84 \text{ cm}^2$$

Refuerzo por momento negativo

$$(-) A_s = (+) A_s / 2 = 7.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.77 f'_c^{0.5} / f_y b d = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0018 b t = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar } 6 \phi 1/2'' = 7.62 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en dirección transversal

$$temperatura = 0.0018 \times 100 t = 4.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0.77 f'_c^{0.5} / f_y 100 d = 4.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{usar } \phi 3/8'' @ 0.15 \text{ m} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación por corte

$$V_d = R_1 - W_{u_1} d = 6.80 \text{ ton}$$

$$V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 15.67 \text{ ton}$$

conforme

## Tramo 2, 4, 6 y 8

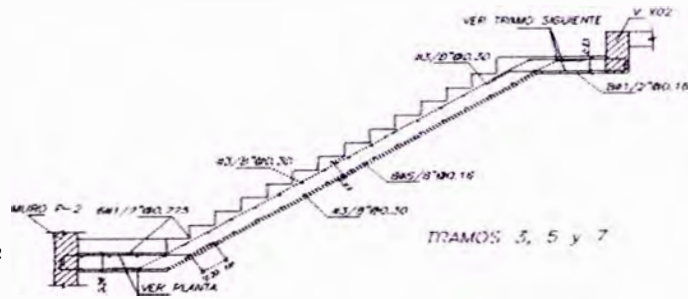
$$e_2 = 23.00 \text{ m}$$

$$L_1 = 0.68 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.32 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.76 \text{ m}$$

$$L = 2.00 \text{ m}$$



**Peralte**

$$t = L_w/20, L_w/25$$

$$L_w/20 = 0.09 \text{ m}$$

$$L_w/25 = 0.07 \text{ m}$$

usar  $t = 0.23 \text{ m}$

$$h_m = t/\cos\theta + cp/2 = 3.42 \text{ m}$$

**Metrado de cargas últimas**

**1er tramo**

$$W_{pp1_u} = 1.5 h_m \cdot b \cdot \gamma_{conc} = 1.42 \text{ ton/m}$$

$$W_{acab_u} = 1.5 b \cdot \gamma_{acab} = 0.18 \text{ ton/m}$$

$$W_{L_u} = 1.8 b \text{ s/c} = 0.86 \text{ ton/m}$$

$$W_{u1} = 2.46 \text{ ton/m}$$

**2do tramo**

$$W_{pp2_u} = 1.5 e_2 \cdot b \cdot \gamma_{conc} = 0.86 \text{ ton/m}$$

$$W_{acab_u} = 1.5 b \cdot \gamma_{acab} = 0.18 \text{ ton/m}$$

$$W_{L_u} = 1.8 b \text{ s/c} = 0.86 \text{ ton/m}$$

$$W_{u2} = 1.91 \text{ ton/m}$$

**Diseño por flexión**

**Cálculo del momento máximo positivo**

$$SM_2 = 0 \Rightarrow R = ((L-L_1/2)W_{u1}L_1 + L_2^2 W_{u2}/2) / L$$

$$R_1 = 2.22 \text{ ton}$$

$$V_x = 0 \Rightarrow x = L_1 + (R_1 - W_{u1} L_1) / W_{u2}$$

$$x = 0.97 \text{ m}$$

$$M_{max} = R_1 x - W_{u1} L_1 (x - L_1/2) - W_{u2} (x - L_1)^2 / 2 \text{ ton m}$$

$$M_{max} = 1.02$$

Usar 0.9 Mr

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$d = 20.00 \text{ cm}$$

Resolviendo:

$$(+)\text{As} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.7 f'_c \cdot d^2 / f_y \cdot b = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$4/3 A_s = 1.63$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0018 b t = 4.97 \text{ cm}^2$$

usar  $4 \phi 3/8 = 2.84 \text{ cm}^2$

en dos capas  $5.68 \text{ cm}^2$

**Refuerzo en dirección transversal**

$$S_{temperatura} = 0.0018 \times 100 t = 4.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{manto} = 34.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usar  $\phi 3/8 @ 0.30 \text{ m} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

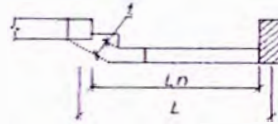
en dos capas  $4.72 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Verificación por corte**

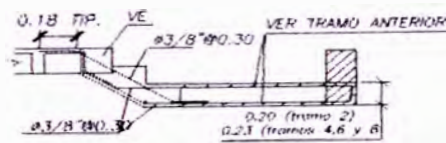
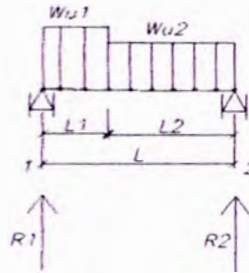
$$V_d = R_1 - W_{u1} d = 1.73 \text{ ton}$$

$$V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 15.67 \text{ ton}$$

conforme



TRAMOS 2, 4, 6 y 8



TRAMOS 2, 4, 6 y 8

## CONCLUSIONES

Es claro que el uso del programa de análisis combinado con hojas de cálculo hace que el proceso de diseño sea más ágil, al permitir hacer modificaciones y obtener resultados casi inmediatos, necesarios para la toma de decisiones en cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales. El manejo de la gran cantidad de resultados que emite el programa de análisis se facilita con la utilización de las hojas de cálculo, que además permiten establecer los criterios que se consideren necesarios para el diseño.

El diseño estructural es un proceso iterativo que se inicia con la idealización de la estructura, donde se definen características de simetría, resistencia, rigidez y continuidad, que determinarán su comportamiento ante eventos sísmicos..

El dimensionamiento de los elementos se inicia con criterios obtenidos de investigaciones varias, límites proporcionados por los reglamentos y principalmente por la experiencia del diseñador. En el caso de los muros de corte, se hace difícil establecer sus dimensiones sin un análisis sísmico. Se puede asumir inicialmente dimensiones buscando la simetría de la estructura, rigideces semejantes en ambas direcciones de análisis y distribución de fuerzas cortantes acorde con el sistema estructural escogido. Estas dimensiones son modificadas en el proceso de análisis y diseño para obtener que se cumplan los límites de deformaciones y esfuerzos establecidos por la norma.

Los muros de corte controlan los desplazamientos laterales, son los elementos que prácticamente resisten el sismo, y deben cumplir con todos los requerimientos de diseño sismorresistente. Cuando son pocos es usual que tomen individualmente más del 30% del cortante en los primeros pisos, por lo que será necesario diseñarlos para una fuerza cortante 25% mayor a la resultante del análisis. Asimismo, al controlar la estabilidad de la estructura absorbiendo más del 80% del cortante total del primer piso, permiten disminuir exigencia reglamentaria de tener 40% mas de resistencia nominal en columnas que en vigas ( $\Sigma M_{nc} \geq \frac{7}{5} \Sigma M_{nv}$ ), que busca que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas antes que en las columnas.

Las columnas en el sistema de muros estructurales, resultan poco reforzadas (en nuestro caso resultó refuerzo mínimo), facilitando el armado en las conexiones

con las vigas.

La disposición de proporcionar mayor resistencia por corte que por flexión, de modo que la falla sea dúctil, es determinante del diseño por corte de los muros. En muros en forma de L, la resistencia por flexión cuando el ala está en tracción excede considerablemente la requerida, lo que origina un sobre refuerzo por fuerza cortante. Los comentarios de la norma E060 sugieren usar una fuerza cortante máxima de diseño igual a  $R_d$  veces el cortante actuante, con un factor de reducción de resistencia  $\phi$  igual a 1. Esta alternativa debe ser aplicada considerando el reglamento a que se refería cuando fue planteada: la "Norma Básica de Diseño Sismorresistente" del año 1977. Es decir que se requiere una actualización la norma E060 en este aspecto.

La distribución de las cargas sísmicas en la altura, en este edificio de 4 pisos, varía de un tipo de análisis a otro. Así, en el análisis dinámico se concentran en los últimos pisos (40, 28, 20 y 11%), mientras que en el análisis estático se distribuyen más uniformemente (31, 32, 23 y 14%).

La fuerza cortante que toman las placas varía desde 86% en el primer piso hasta 36% en el cuarto piso. Esto indica que se puede disminuir las dimensiones de los muros en los pisos superiores o cada 3 pisos procurando no salir de las condiciones de regularidad de la edificación.

En el primer piso los muros absorben la mayor parte de la fuerza cortante (86 al 90% en el primer piso), esta tendencia disminuye en los pisos siguientes, donde las columnas tienen mayor participación distribuyéndose esta fuerza entre muros y columnas.

La simetría obtenida en la estructura redundante en esfuerzos similares en los diferentes elementos, simplificándose el trabajo de diseño al reducirse la cantidad de elementos por diseñar.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**1. Norma E020 Cargas**

**2. Norma E030 Diseño Sismorresistente**

**3. Norma E060 Concreto Armado**

**4. Diseño en Concreto Armado**

**Ing. Roberto Morales Morales**

**5. Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado**

**Ing. Antonio Blanco Blasco**

**6. Evolución del Diseño de Estructuras de Concreto Armado**

**Ing. Antonio Blanco Blasco**

**Revista Concreto al Día. N<sup>o</sup> 20, oct. 1993.**

**7. Diseño Estructural Sismorresistente**

**Ing. Roberto Morales Morales**

**Dr. Javier Piqué del Pozo**

**Ing. Julio Rivera Feijóo**

**Fondo Editorial ICG**

**8. Diseño Sismorresistente de Estructuras**

**Dr. Luis Miguel Bozzo Rotondo**

**Dr. Horia Alejandro Barbat Barbat**

**Fondo Editorial ICG**



## **ANEXOS**

**Anexo 1 Pesos, masas y centros de masas de la edificación**

**Anexo 2 Peso, centro de masas e inercia rotacional de elementos "no estructurales"**

**Anexo 3 Cortantes en muros y columnas antes de aplicar excentricidad accidental**

**Anexo 4 Desplazamientos de cada nudo**

**Anexo 5 Resultados del análisis y diagrama de interacción columna C1**

**Anexo 6 Resultados del análisis y diagrama de interacción columna C5**

**Anexo 7 Resultados del análisis y diagramas de interacción muro P1**

**Anexo 8 Resultados del análisis y diagramas de interacción muro P2**

**Anexo 9 Reacciones en los apoyos**

**Anexo 10 Pesos Unitarios**

**Anexo 11 Cargas Mínimas Repartidas**

**Anexo 12 Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente**

**Anexo 13 Planos Estructurales**

## ANEXO 1: PESOS, MASAS Y CENTROS DE MASAS DE LA EDIFICACIÓN

<b>Nivel 4 (azotea)</b>														
Elemento Aportante	ejes	No. de veces	b m	h m	l m	Vol. o area m3 ó m2	Densidad t/m2 ó t/m2	Peso P (ton)		Masa	Centro de masa			
								Parcial	total		Xcm	Ycm	m.Xcm	m.Ycm
<b>Elementos no estructurales</b>								72.81	72.81	7.42	0.07	0.04	0.56	0.33
<b>Vigas</b>									17.66					
V401	1	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52	0.15	-9.00	0.60	-1.39	0.09	
V402	2	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30	0.23	-3.00	0.00	-0.70	0.00	
V403	3	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30	0.23	3.00	0.00	0.70	0.00	
V404	4	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52	0.15	9.00	0.60	1.39	0.09	
V405	A	1	0.25	0.55	4.15	0.57	2.40	1.37	0.14	-5.25	3.38	-0.73	0.47	
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86	0.19	0.00	3.38	0.00	0.64	
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86	0.19	6.00	3.38	1.14	0.64	
V406	B	1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53	0.16	-5.50	-3.38	-0.86	-0.53	
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86	0.19	0.00	-3.38	0.00	-0.64	
		1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53	0.16	5.50	-3.38	0.86	-0.53	
<b>Columnas y placas</b>									10.26	0.00			0.00	0.00
C1 a C4		4	0.35	0.60	1.43	1.20	2.40	2.87	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	
C5		1	0.30	0.60	1.43	0.26	2.40	0.62	0.06	8.85	3.20	0.56	0.20	
		1	0.30	0.00	1.43	0.00	2.40	0.00	0.00	8.85	2.90	0.00	0.00	
P1	A,1	1	1.80	0.25	1.43	0.64	2.40	1.54	0.16	-8.10	3.38	-1.27	0.53	
		1	0.30	0.35	1.43	0.15	2.40	0.36	0.04	-8.85	3.08	-0.32	0.11	
P2	B,1	1	1.30	0.25	1.43	0.46	2.40	1.11	0.11	-8.35	-3.38	-0.95	-0.38	
		1	0.25	1.55	1.43	0.55	2.40	1.33	0.14	-8.88	-2.48	-1.20	-0.33	
P3	B,4	1	1.30	0.25	1.43	0.46	2.40	1.11	0.11	8.35	-3.38	0.95	-0.38	
		1	0.25	1.55	1.43	0.55	2.40	1.33	0.14	8.88	-2.48	1.20	-0.33	
<b>Totales</b>									100.73	10.27	-0.01	0.00	-0.08	-0.02

<b>Nivel 3</b>														
Elemento Aportante	ejes	No. de veces	b m	h m	l m	Vol. o area m3 ó m2	Densidad t/m2 ó t/m2	Peso (ton)		Masa	Centro de masa			
								Parcial	total		Xcm	Ycm	m.Xcm	m.Ycm
Elementos no estructurales								93.01	93.01	9.48	0.03	0.02	0.25	0.21
Vigas									18.52	0.00			0.00	0.00
V201	1	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	-9.00	0.60	-1.39	0.09
V202	2	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	-3.00	0.00	-0.70	0.00
V203	3	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	3.00	0.00	0.70	0.00
V204	4	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	9.00	0.60	1.39	0.09
V205	A	1	0.25	0.55	4.15	0.57	2.40	1.37		0.14	-5.25	3.38	-0.73	0.47
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	3.38	0.00	0.64
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	6.00	3.38	1.14	0.64
V206	B	1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	-5.50	-3.38	-0.86	-0.53
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	-3.38	0.00	-0.64
		1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	5.50	-3.38	0.86	-0.53
VE2		1	0.25	0.25	5.73	0.36	2.40	0.86		0.09	-6.01	-1.38	-0.53	-0.12
Columnas y placas									20.52	0.00			0.00	0.00
C1 a C4		4	0.35	0.60	2.85	2.39	2.40	5.75		0.59	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	A,4	1	0.30	0.60	2.85	0.51	2.40	1.23		0.13	8.85	3.20	1.11	0.40
		1	0.30	0.00	2.85	0.00	2.40	0.00		0.00	8.85	2.90	0.00	0.00
P1	A,1	1	1.80	0.25	2.85	1.28	2.40	3.08		0.31	-8.10	3.38	-2.54	1.06
		1	0.30	0.35	2.85	0.30	2.40	0.72		0.07	-8.85	3.08	-0.65	0.23
P2	B,1	1	1.30	0.25	2.85	0.93	2.40	2.22		0.23	-8.35	-3.38	-1.89	-0.76
		1	0.25	1.55	2.85	1.10	2.40	2.65		0.27	-8.88	-2.48	-2.40	-0.67
P3	B,4	1	1.30	0.25	2.85	0.93	2.40	2.22		0.23	8.35	-3.38	1.89	-0.76
		1	0.25	1.55	2.85	1.10	2.40	2.65		0.27	8.88	-2.48	2.40	-0.67
<b>Totales</b>									<b>132.06</b>	<b>13.46</b>	<b>-0.14</b>	<b>-0.06</b>	<b>-1.95</b>	<b>-0.84</b>

Nivel 2														
Elemento Aportante	ejes	No. de veces	b m	h m	l m	Vol. o area m3 ó m2	Densidad t/m2 ó t/m2	Peso (ton)		Masa	Centro de masa			
								Parcial	total		Xcm	Ycm	m.Xcm	m.Ycm
Elementos no estructurales								94.59	94.59	9.64	-0.05	-0.02	-0.47	-0.21
Vigas									18.52	0.00			0.00	0.00
V201	1	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	-9.00	0.60	-1.39	0.09
V202	2	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	-3.00	0.00	-0.70	0.00
V203	3	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	3.00	0.00	0.70	0.00
V204	4	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	9.00	0.60	1.39	0.09
V205	A	1	0.25	0.55	4.15	0.57	2.40	1.37		0.14	-5.25	3.38	-0.73	0.47
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	3.38	0.00	0.64
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	6.00	3.38	1.14	0.64
V206	B	1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	-5.50	-3.38	-0.86	-0.53
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	-3.38	0.00	-0.64
		1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	5.50	-3.38	0.86	-0.53
VE2		1	0.25	0.25	5.73	0.36	2.40	0.86		0.09	-6.01	-1.38	-0.53	-0.12
Columnas y placas									20.52	0.00			0.00	0.00
C1 a C4		4	0.35	0.60	2.85	2.39	2.40	5.75		0.59	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	A,4	1	0.30	0.60	2.85	0.51	2.40	1.23		0.13	8.85	3.20	1.11	0.40
		1	0.30	0.00	2.85	0.00	2.40	0.00		0.00	8.85	2.90	0.00	0.00
P1	A,1	1	1.80	0.25	2.85	1.28	2.40	3.08		0.31	-8.10	3.38	-2.54	1.06
		1	0.30	0.35	2.85	0.30	2.40	0.72		0.07	-8.85	3.08	-0.65	0.23
P2	B,1	1	1.30	0.25	2.85	0.93	2.40	2.22		0.23	-8.35	-3.38	-1.89	-0.76
		1	0.25	1.55	2.85	1.10	2.40	2.65		0.27	-8.88	-2.48	-2.40	-0.67
P3	B,4	1	1.30	0.25	2.85	0.93	2.40	2.22		0.23	8.35	-3.38	1.89	-0.76
		1	0.25	1.55	2.85	1.10	2.40	2.65		0.27	8.88	-2.48	2.40	-0.67
Totales									133.63	13.62	-0.20	-0.09	-2.66	-1.27

Nivel 1														
Elemento Aportante	ejes	No. de veces	b m	h m	l m	Vol. o area m3 ó m2	Densidad t/m2 ó t/m2	Peso (ton)		Masa	Centro de masa			
								Parcial	total		Xcm	Ycm	m.Xcm	m.Ycm
Elementos no estructurales								94.88	94.88	9.64	-0.05	-0.02	-0.47	-0.21
Vigas									18.52	0.00			0.00	0.00
V101	1	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	-9.00	0.60	-1.39	0.09
V102	2	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	-3.00	0.00	-0.70	0.00
V103	3	1	0.30	0.55	5.80	0.96	2.40	2.30		0.23	3.00	0.00	0.70	0.00
V104	4	1	0.25	0.55	4.60	0.63	2.40	1.52		0.15	9.00	0.60	1.39	0.09
V105	A	1	0.25	0.55	4.15	0.57	2.40	1.37		0.14	-5.25	3.38	-0.73	0.47
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	3.38	0.00	0.64
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	6.00	3.38	1.14	0.64
V106	B	1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	-5.50	-3.38	-0.86	-0.53
		1	0.25	0.55	5.65	0.78	2.40	1.86		0.19	0.00	-3.38	0.00	-0.64
		1	0.25	0.55	4.65	0.64	2.40	1.53		0.16	5.50	-3.38	0.86	-0.53
VE2		1	0.25	0.25	5.73	0.36	2.40	0.86		0.09	-6.01	-1.38	-0.53	-0.12
Columnas y placas									24.66	0.00			0.00	0.00
C1 a C4		4	0.35	0.60	3.43	2.88	2.40	6.90		0.70	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	A,4	1	0.30	0.60	3.43	0.62	2.40	1.48		0.15	8.85	3.20	1.33	0.48
		1	0.30	0.00	3.43	0.00	2.40	0.00		0.00	8.85	2.90	0.00	0.00
P1	A,1	1	1.80	0.25	3.43	1.54	2.40	3.70		0.38	-8.10	3.38	-3.05	1.27
		1	0.30	0.35	3.43	0.36	2.40	0.86		0.09	-8.85	3.08	-0.78	0.27
P2	B,1	1	1.30	0.25	3.43	1.11	2.40	2.67		0.27	-8.35	-3.38	-2.27	-0.92
		1	0.25	1.55	3.43	1.33	2.40	3.19		0.32	-8.88	-2.48	-2.88	-0.80
P3	B,4	1	1.30	0.25	3.43	1.11	2.40	2.67		0.27	8.35	-3.38	2.27	-0.92
		1	0.25	1.55	3.43	1.33	2.40	3.19		0.32	8.88	-2.48	2.88	-0.80
<b>Totales</b>									138.06	14.04	<b>-0.22</b>	<b>-0.11</b>	<b>-3.08</b>	<b>-1.51</b>

## ANEXO 2: PESO, CENTRO DE MASAS E INERCIA ROTACIONAL DE ELEMENTOS "NO ESTRUCTURALES"

<b>Nivel 4 (azotea)</b>																				
Elemento Aportante	ejes	No. veces	b m	h m	l m	Vol. o m <sup>3</sup> ó	Densidad t/m <sup>3</sup> ó	Peso P (ton)		Masa	Centro de masa				inercia torsional					
								Parcial	total		Xcm	Ycm	m.Xcm	m.Ycm	Ix	Iy	J	Dist.	Jo	
<b>Losas</b>								<b>39.02</b>												
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	6.013	0	7.98	0	131	102	233	5.94	55.11	
		1	5.70		6.50	37.05	0.35	12.97		1.32	0	0	0	0	130	100	231	0.09	8.24	
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	-6.01	0	-7.98	0	131	102	233	6.09	57.50	
<b>Tabiquería</b>								<b>17.82</b>												
perimétrica	1	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	-8.93	0.6	-1.88	0.13	1.22	0	1.22	9.02	17.53	
	4	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	8.925	0.6	1.88	0.13	1.22	0	1.22	8.87	16.96	
	A	1			4.15	4.15	0.45	1.87		0.19	-5.25	3.425	-1	0.65	0	0.89	0.89	6.31	7.85	
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	3.425	0	0.89	0	2.25	2.26	3.38	3.65	
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	6	3.425	1.56	0.89	0	2.25	2.26	6.82	12.75	
	B	1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	-5.5	-3.43	-1.17	-0.73	0	1.26	1.26	6.57	9.58	
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	-3.43	0	-0.89	0	2.25	2.26	3.47	3.81	
		1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	5.5	-3.43	1.17	-0.73	0	1.26	1.26	6.44	9.23	
<b>Acabados</b>					<b>39.60</b>				<b>12.78</b>											
		1	7.00		18.25	127.75	0.10	12.78		1.30	0	0	0	0	3546	522	4067	0.09	41.47	
<b>25% de carga</b>								<b>3.19</b>												
		25%	7.00		18.25	127.75	0.10	3.19		0.33	0	0	0	0	3546	522	4067	0.09	10.37	
<b>Totales</b>								<b>72.81</b>		<b>7.42</b>	<b>0.07</b>	<b>0.04</b>	<b>0.56</b>	<b>0.33</b>						<b>254.06</b>

Nivel 3																			
Elemento Aportante	ejes	No. veces	b m	h m	l m	Vol. o m <sup>3</sup> ó m <sup>2</sup>	Densidad t/m <sup>3</sup> ó	Peso (ton)		Masa	Centro de masa				Inercia torsional				
								Parcial	total		Xcm	Ycm	P.X	P.Y	Ix	Iy	J	Dist.	Jo
Losas									39.11										
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	6.013	0	7.98	0	131	102	233	5.99	55.88
		1	5.70		6.50	37.05	0.35	12.97		1.32	0	0	0	0	130	100	231	0.03	8.23
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	-6.01	0	-	0	131	102	233	6.04	56.72
		-1	5.73		2.00	-11.45	0.35	-4.01		-0.41	-6.01	-2.25	2.46	0.92	3.82	31.3	35.1	6.45	-18.26
escalera		1	6.78	0.25	1.75	2.97	2.40	7.12		0.73	-6.54	-2.38	-	-	3.03	45.4	48.5	6.99	38.42
		-1	4.38	0.25	0.55	-0.60	2.40	-1.45		-0.15	-6.01	-1.78	0.89	0.26	0.06	3.85	3.91	6.3	-6.09
		-1	2.19	0.25	1.20	-0.66	2.40	-1.58		-0.16	-6.83	-2.65	1.1	0.43	0.32	1.05	1.37	7.36	-8.79
Tabiquería									33.15										
distribuida		1	7.00		18.25	127.75	0.12	15.33		1.56	0	0	0	0	3546	522	4067	0.03	49.76
perimétrica	1	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	-8.93	0.6	-	0.13	1.22	0	1.22	8.97	17.35
	4	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	8.925	0.6	1.88	0.13	1.22	0	1.22	8.92	17.15
	A	1			4.15	4.15	0.45	1.87		0.19	-5.25	3.425	-1	0.65	0	0.89	0.89	6.28	7.78
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	3.425	0	0.89	0	2.25	2.26	3.4	3.69
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	6	3.425	1.56	0.89	0	2.25	2.26	6.87	12.94
	B	1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	-5.5	-3.43	-	-	0	1.26	1.26	6.51	9.43
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	-3.43	0	-	0	2.25	2.26	3.45	3.77
		1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	5.5	-3.43	1.17	-	0	1.26	1.26	6.47	9.31
Acabados									12.78										
		1	7.00		18.25	127.75	0.10	12.78		1.30	0	0	0	0	3546	522	4067	0.03	41.46
25% de carga									7.98										
		25%	7.00		18.25	127.75	0.25	7.98		0.81	0	0	0	0	3546	522	4067	0.03	25.91
Totales									93.01	9.48	0.03	0.02	0.25	0.21					324.67

## Nivel 2

Elemento Aportante	ejes	No. de veces	b m	h m	l m	Vol. o área m3 ó m2	Densidad t/m3 ó t/m2	Peso (ton)		Masa	Centro de masa				Inercia torsional				
								Parcial	total		Xcm	Ycm	P.X	P.Y	Ix	Iy	J	Dist.	Jo
<b>Losas</b>									40.68										
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	6.013	0	7.98	0	131	102	233	6.06	57.07
		1	5.70		6.50	37.05	0.35	12.97		1.32	0	0	0	0	130	100	231	0.05	8.24
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	-6.01	0	-7.98	0	131	102	233	5.96	55.53
		-1	5.73		2.00	-11.45	0.35	-4.01		-0.41	-6.01	-2.25	2.46	0.92	3.82	31.3	35.1	6.37	-17.81
<b>escalera</b>		1	6.78	0.25	1.75	2.97	2.40	7.12		0.73	-6.01	-2.38	-4.36	-1.72	3.03	45.4	48.5	6.41	32.79
		-1	4.38	0.25	0.55	-0.60	2.40	-1.45		-0.15	-6.01	-1.78	0.89	0.26	0.06	3.85	3.91	6.22	-5.93
<b>Tabiquería</b>									33.15										
distribuida		1	7.00		18.25	127.75	0.12	15.33		1.56	0	0	0	0	3546	522	4067	0.05	49.76
perimétrica	1	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	-8.93	0.6	-1.88	0.13	1.22	0	1.22	8.9	17.08
	4	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	8.925	0.6	1.88	0.13	1.22	0	1.22	8.99	17.44
	A	1			4.15	4.15	0.45	1.87		0.19	-5.25	3.425	-1	0.65	0	0.89	0.89	6.24	7.69
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	3.425	0	0.89	0	2.25	2.26	3.45	3.77
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	6	3.425	1.56	0.89	0	2.25	2.26	6.96	13.25
	B	1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	-5.5	-3.43	-1.17	-0.73	0	1.26	1.26	6.43	9.19
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	-3.43	0	-0.89	0	2.25	2.26	3.4	3.69
		1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	5.5	-3.43	1.17	-0.73	0	1.26	1.26	6.51	9.42
<b>Acabados</b>									12.78										
		1	7.00		18.25	127.75	0.10	12.78		1.30	0	0	0	0	3546	522	4067	0.05	41.47
<b>25% de carga viva</b>									7.98										
		25%	7.00		18.25	127.75	0.25	7.98		0.81	0	0	0	0	3546	522	4067	0.05	25.92
<b>Totales</b>									94.59	9.64	-0.05	-0.02	-0.47	-0.21					328.56



Nivel 1																			
Elemento Aportante	ejes	No. veces	b m	h m	l m	Vol. o m <sup>3</sup> ó m <sup>2</sup>	Densidad t/m <sup>3</sup> ó	Peso (ton)		Masa	Centro de masa				inercia torsional				
								Parcial	total		Xcm	Ycm	P.X	P.Y	Ix	Iy	J	Dist.	Jo
Losas									40.97										
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	6.013	0	7.98	0	131	102	233	6.08	57.36
		1	5.70		6.50	37.05	0.35	12.97		1.32	0	0	0	0	130	100	231	0.07	8.24
		1	5.73		6.50	37.21	0.35	13.02		1.33	-6.01	0	-	0	131	102	233	5.95	55.25
		-1	5.73		2.00	-11.45	0.35	-4.01		-0.41	-6.01	-2.25	2.46	0.92	3.82	31.3	35.1	6.35	-17.71
escalera		1	7.17	0.25	1.75	3.14	2.40	7.53		0.77	-6.01	-2.38	-	-	3.2	53.8	57	6.39	34.86
		-1	4.77	0.25	0.55	-0.66	2.40	-1.58		-0.16	-6.01	-1.78	0.97	0.29	0.07	4.99	5.05	6.2	-6.48
Tabiquería									33.15										
distribuida		1	7.00		18.25	127.75	0.12	15.33		1.56	0	0	0	0	3546	522	4067	0.07	49.76
perimétrica	1	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	-8.93	0.6	-	0.13	1.22	0	1.22	8.88	17.02
	4	1			4.60	4.60	0.45	2.07		0.21	8.925	0.6	1.88	0.13	1.22	0	1.22	9.01	17.51
	A	1			4.15	4.15	0.45	1.87		0.19	-5.25	3.425	-1	0.65	0	0.89	0.89	6.23	7.66
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	3.425	0	0.89	0	2.25	2.26	3.46	3.78
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	6	3.425	1.56	0.89	0	2.25	2.26	6.98	13.32
	B	1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	-5.5	-3.43	-	-	0	1.26	1.26	6.41	9.14
		1			5.65	5.65	0.45	2.54		0.26	0	-3.43	0	-	0	2.25	2.26	3.4	3.68
		1			4.65	4.65	0.45	2.09		0.21	5.5	-3.43	1.17	-	0	1.26	1.26	6.52	9.45
Acabados									12.78										
		1	7.00		18.25	127.75	0.10	12.78		1.30	0	0	0	0	3546	522	4067	0.07	41.47
25% de carga										7.98									
		25%	7.00		18.25	127.75	0.25	7.98		0.81	0	0	0	0	3546	522	4067	0.07	25.92
Totales									94.88	9.67	-0.07	-0.03	-	-					330.24

### ANEXO 3: FUERZAS CORTANTES EN ELEMENTOS VERTICALES ANTES DE APLICAR EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

FUERZAS CORTANTES EN ELEMENTOS VERTICALES							
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton
C1-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	11.6451	0.043	2.1308
C2-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	1.4599	0.0316	1.7367
C3-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	8.8774	0.0276	1.9937
C4-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	8.5448	0.0315	1.9696
C5-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	7.0618	0.0652	0.9946
P1-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	17.0486	0.1222	34.9969
P2-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	15.1144	1.1991	20.9884
P3-1	0	SPECX	LinRespSpec	Max	14.6292	0.9442	20.9724
							<b>85.7831</b>
C1-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	8.8539	0.0776	6.1322
C2-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	1.0696	0.0634	4.6561
C3-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	6.7006	0.0535	5.6533
C4-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	6.4512	0.063	5.5623
C5-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	5.3866	0.1219	2.5222
P1-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	13.0255	0.1676	22.9856
P2-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	11.5299	0.6881	14.2138
P3-2	0	SPECX	LinRespSpec	Max	11.1739	0.4456	14.1598
							<b>75.8853</b>
C1-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	5.6823	0.0735	5.7009
C2-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	0.7112	0.0637	4.3831
C3-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	4.3266	0.0539	5.2708
C4-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	4.1945	0.0639	5.1822
C5-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	3.2577	0.115	2.308
P1-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	8.141	0.1591	15.0948
P2-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	7.1965	0.6021	10.0257
P3-3	0	SPECX	LinRespSpec	Max	7.0047	0.3789	9.9554
							<b>57.9209</b>
C1-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	2.7222	0.0647	6.1283
C2-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	0.4166	0.092	4.5115
C3-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	2.1582	0.0477	5.5974
C4-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	2.1465	0.0903	5.5352
C5-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	1.2084	0.1555	2.4242
P1-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	3.479	0.2213	3.7229
P2-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	3.0485	0.2289	3.0316
P3-4	0	SPECX	LinRespSpec	Max	3.0156	0.1104	3.075
							<b>34.0281</b>
C1-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	11.0181	2.4326	0.0242
C2-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	11.4343	2.4345	0.0204
C3-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	10.9483	2.4194	0.0205
C4-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	11.1047	2.4257	0.0232
C5-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	15.1088	2.39	0.0132
P1-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	16.514	3.6466	0.3727
P2-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	16.3413	34.8378	0.2157
P3-1	0	SPECY	LinRespSpec	Max	15.3942	34.6721	0.2275
						<b>85.2597</b>	
C1-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.3977	4.3842	0.0738
C2-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.7544	4.3932	0.0593
C3-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.3503	4.3383	0.0677
C4-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.4793	4.3641	0.069
C5-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	11.6326	4.8799	0.041
P1-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	12.7227	5.5972	0.2484
P2-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	12.5985	23.9905	0.1423
P3-2	0	SPECY	LinRespSpec	Max	11.8637	23.5482	0.1759
						<b>75.4956</b>	
C1-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	5.2485	3.8849	0.0745
C2-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	5.5097	3.8929	0.062
C3-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	5.2337	3.8447	0.0761
C4-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	5.3171	3.881	0.0643
C5-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	7.4315	4.2752	0.0444
P1-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.1849	4.8621	0.1854
P2-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	8.1171	16.6897	0.1226
P3-3	0	SPECY	LinRespSpec	Max	7.5852	16.4882	0.1251
						<b>57.8187</b>	
C1-4	0	SPECY	LinRespSpec	Max	2.1797	4.3817	0.0927
C2-4	0	SPECY	LinRespSpec	Max	2.3174	4.4356	0.0719
C3-4	0	SPECY	LinRespSpec	Max	2.2041	4.3304	0.0976
C4-4	0	SPECY	LinRespSpec	Max	2.2227	4.3718	0.0695

### ANEXO 4: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LOS NUDOS

DEPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LOS NUDOS																							
TABLE: Joint Displacements							TABLE: Joint Displacements																
Joint	Output	Case	T	Step	Typ	U1	U2	U3	R1	R2	R3	Joint	Output	Case	T	Step	Typ	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Rad	Rad	Rad	Text	Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Rad	Rad	Rad
DIRECCION X												DIRECCION Y											
M-1	despx	Combi	Max			0.0035	3E-05	0	0	0	2E-05	M-1	despy	Combi	Max			3E-05	0.003	0	0	0	4E-05
M-1	despx	Combi	Min			-0.003	-3E-05	0	0	0	6E-06	M-1	despy	Combi	Min			-4E-05	-0.003	0	0	0	3E-05
M-2	despx	Combi	Max			0.0077	7E-05	0	0	0	5E-05	M-2	despy	Combi	Max			6E-05	0.007	0	0	0	8E-05
M-2	despx	Combi	Min			-0.008	-7E-05	0	0	0	1E-05	M-2	despy	Combi	Min			-9E-05	-0.007	0	0	0	8E-05
M-3	despx	Combi	Max			0.0121	0.0001	0	0	0	8E-05	M-3	despy	Combi	Max			9E-05	0.011	0	0	0	1E-04
M-3	despx	Combi	Min			-0.012	-1E-04	0	0	0	2E-05	M-3	despy	Combi	Min			-1E-04	-0.01	0	0	0	1E-04
M-4	despx	Combi	Max			0.016	0.0002	0	0	0	0.0001	M-4	despy	Combi	Max			1E-04	0.014	0	0	0	2E-04
M-4	despx	Combi	Min			-0.01	-1E-04	0	0	0	3E-05	M-4	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.014	0	0	0	2E-04
A1-0	despx	Combi	Max			0	0	0	0	0	0	A1-0	despy	Combi	Max			0	0	0	0	0	0
A1-0	despx	Combi	Min			0	0	0	0	0	0	A1-0	despy	Combi	Min			0	0	0	0	0	0
A1-1	despx	Combi	Max			0.0035	-3E-05	6E-05	7E-05	0.0013	2E-05	A1-1	despy	Combi	Max			-9E-05	0.003	7E-05	0.001	-4E-05	4E-05
A1-1	despx	Combi	Min			-0.004	-2E-04	-6E-05	1E-05	-0.001	6E-06	A1-1	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.003	-6E-05	-9E-04	-6E-05	3E-05
A1-2	despx	Combi	Max			0.0077	8E-05	1E-04	9E-05	0.0015	5E-05	A1-2	despy	Combi	Max			-2E-04	0.006	1E-04	0.001	-4E-05	9E-05
A1-2	despx	Combi	Min			-0.008	-5E-04	-8E-05	2E-05	-0.002	1E-05	A1-2	despy	Combi	Min			-4E-04	-0.007	-9E-05	-0.001	8E-05	8E-05
A1-3	despx	Combi	Max			0.012	-1E-04	0.0001	9E-05	0.0014	8E-05	A1-3	despy	Combi	Max			-3E-04	0.009	1E-04	0.001	-5E-05	1E-04
A1-3	despx	Combi	Min			-0.012	-8E-04	-1E-04	2E-05	-0.001	2E-05	A1-3	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.012	-1E-04	-0.001	8E-05	1E-04
A1-4	despx	Combi	Max			0.0158	-2E-04	0.0001	6E-05	0.0013	0.0001	A1-4	despy	Combi	Max			-5E-04	0.012	1E-04	8E-04	-4E-05	2E-04
A1-4	despx	Combi	Min			-0.016	-0.001	-1E-04	1E-05	-0.001	3E-05	A1-4	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.015	-1E-04	-7E-04	-7E-05	2E-04
A2-0	despx	Combi	Max			0	0	0	0	0	0	A2-0	despy	Combi	Max			0	0	0	0	0	0
A2-0	despx	Combi	Min			0	0	0	0	0	0	A2-0	despy	Combi	Min			0	0	0	0	0	0
A2-1	despx	Combi	Max			0.0035	8E-05	0.0001	3E-05	0.0004	2E-05	A2-1	despy	Combi	Max			-9E-05	0.003	1E-04	1E-03	-1E-05	4E-05
A2-1	despx	Combi	Min			-0.004	-8E-05	-1E-04	-1E-06	-4E-04	6E-06	A2-1	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.003	-1E-04	-9E-04	-2E-05	3E-05
A2-2	despx	Combi	Max			0.0077	2E-05	0.0002	3E-05	0.0006	5E-05	A2-2	despy	Combi	Max			-2E-04	0.006	2E-04	0.001	-2E-05	9E-05
A2-2	despx	Combi	Min			-0.008	-2E-04	-2E-04	-2E-06	-6E-04	1E-05	A2-2	despy	Combi	Min			-4E-04	-0.007	-1E-04	-0.001	3E-05	8E-05
A2-3	despx	Combi	Max			0.012	2E-05	0.0002	3E-05	0.0006	6E-05	A2-3	despy	Combi	Max			-3E-04	0.01	2E-04	0.001	-2E-05	1E-04
A2-3	despx	Combi	Min			-0.012	-3E-04	-2E-04	-2E-06	-6E-04	2E-05	A2-3	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.011	-2E-04	-0.001	3E-05	1E-04
A2-4	despx	Combi	Max			0.0158	3E-05	0.0002	3E-05	0.0001	0.0001	A2-4	despy	Combi	Max			-5E-04	0.013	2E-04	8E-04	3E-05	2E-04
A2-4	despx	Combi	Min			-0.016	-4E-04	-2E-04	-4E-06	-1E-04	3E-05	A2-4	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.014	-2E-04	-8E-04	-1E-05	2E-04
A3-0	despx	Combi	Max			0	0	0	0	0	0	A3-0	despy	Combi	Max			0	0	0	0	0	0
A3-0	despx	Combi	Min			0	0	0	0	0	0	A3-0	despy	Combi	Min			0	0	0	0	0	0
A3-1	despx	Combi	Max			0.0077	1E-05	1E-05	1E-05	0.0002	2E-05	A3-1	despy	Combi	Max			-8E-05	0.003	1E-04	9E-04	-2E-05	4E-05
A3-1	despx	Combi	Min			-0.008	-1E-05	-1E-05	-1E-05	-6E-06	6E-06	A3-1	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.003	-1E-04	-1E-03	-3E-05	3E-05
A3-2	despx	Combi	Max			0.0077	0.0002	2E-05	-6E-06	0.0008	5E-05	A3-2	despy	Combi	Max			-2E-04	0.007	2E-04	0.001	-2E-05	9E-05
A3-2	despx	Combi	Min			-0.008	-3E-05	-2E-05	-3E-05	-8E-04	1E-05	A3-2	despy	Combi	Min			-4E-04	-0.006	-2E-04	-0.001	-4E-05	8E-05
A3-3	despx	Combi	Max			0.012	0.0003	2E-05	-7E-06	0.0008	8E-05	A3-3	despy	Combi	Max			-3E-04	0.011	2E-04	0.001	-2E-05	1E-04
A3-3	despx	Combi	Min			-0.012	-6E-05	-3E-05	-3E-05	-8E-04	2E-05	A3-3	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.01	-2E-04	-0.001	-4E-05	1E-04
A3-4	despx	Combi	Max			0.0158	0.0004	3E-05	-3E-06	0.0005	0.0001	A3-4	despy	Combi	Max			-5E-04	0.015	2E-04	8E-04	-1E-05	2E-04
A3-4	despx	Combi	Min			-0.016	-8E-05	-3E-05	-3E-05	-5E-04	3E-05	A3-4	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.013	-2E-04	-9E-04	-2E-05	2E-04
A4-0	despx	Combi	Max			0	0	0	0	0	0	A4-0	despy	Combi	Max			0	0	0	0	0	0
A4-0	despx	Combi	Min			0	0	0	0	0	0	A4-0	despy	Combi	Min			0	0	0	0	0	0
A4-1	despx	Combi	Max			0.0035	0.0002	7E-05	-2E-05	0.0007	2E-05	A4-1	despy	Combi	Max			-9E-05	0.003	2E-04	8E-04	-2E-05	4E-05
A4-1	despx	Combi	Min			-0.004	-6E-05	-9E-05	-5E-05	-8E-04	6E-06	A4-1	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.003	-2E-04	-9E-04	-3E-05	3E-05
A4-2	despx	Combi	Max			0.0077	0.0004	0.0001	-3E-05	0.0009	5E-05	A4-2	despy	Combi	Max			-2E-04	0.007	2E-04	9E-04	-3E-05	9E-05
A4-2	despx	Combi	Min			-0.008	-0.0001	-1E-04	-7E-05	-1E-03	1E-05	A4-2	despy	Combi	Min			-4E-04	-0.006	-3E-04	-0.001	-4E-05	8E-05
A4-3	despx	Combi	Max			0.012	0.0007	0.0001	-3E-05	0.0009	8E-05	A4-3	despy	Combi	Max			-3E-04	0.012	3E-04	9E-04	-3E-05	1E-04
A4-3	despx	Combi	Min			-0.012	-0.0002	-2E-04	-7E-05	-9E-04	2E-05	A4-3	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.009	-4E-04	-0.001	-5E-05	1E-04
A4-4	despx	Combi	Max			0.0158	0.0008	0.0001	-2E-05	0.0006	0.0001	A4-4	despy	Combi	Max			-5E-04	0.016	3E-04	8E-04	-5E-06	2E-04
A4-4	despx	Combi	Min			-0.016	-0.0003	-2E-04	-4E-05	-8E-04	3E-05	A4-4	despy	Combi	Min			-6E-04	-0.012	-4E-04	-7E-04	-3E-05	2E-04
AE-1	despx	Combi	Max			0.0035	-3E-05	1E-04	7E-04	0.0008	2E-05	AE-1	despy	Combi	Max			8E-05	0.003	0.002	5E-05	9E-05	4E-05
AE-1	despx	Combi	Min			-0.003	-2E-04	-8E-05	-3E-06	-9E-04	6E-06	AE-1	despy	Combi	Min			-9E-05	-0.003	-0.001	-4E-05	-9E-05	3E-05
AE-2	despx	Combi	Max			0.0077	8E-05	0.0001	1E-05	0.001	5E-05	AE-2	despy	Combi	Max			2E-04	0.006	0.002	7E-05	1E-04	9E-05
AE-2	despx	Combi	Min			-0.008	-9E-04	5E-05	-4E-06	-0.001	1E-05	AE-2	despy	Combi	Min			-2E-05	-0.007	-0.002	-6E-05	-5E-05	8E-05
AE-3	despx	Combi	Max			0.0121	-1E-04	0.0001	1E-05	0.001	8E-05	AE-3	despy	Combi	Max			3E-04	0.009	0.002	7E-05	1E-04	1E-04
AE-3	despx	Combi	Min			-0.012	-8E-04	4E-05	-4E-06	-1E-03	2E-05	AE-3	despy	Combi	Min			-5E-05	-0.012	-0.002	-6E-05	-5E-05	1E-04
B1-0	despx	Combi	Max			0	0	0	0	0	0	B1-0	despy	Combi	Max			0	0	0	0	0	0
B1-0	despx	Combi	Min			0	0	0	0	0	0	B1-0	despy	Combi	Min			0	0	0	0	0	0
B1-1	despx	Combi	Max			0.0035	-3E-05	4E-05	8E-05	0.0013	2E-05	B1-1	despy	Combi	Max			1E-04	0.003	4E-05	0.001	6E-05	4E-05
B1-1	despx	Combi	Min			-0.003	-2E-04	-4E-05	1E-05	-0.001	6E-06	B1-1	despy	Combi	Min			-8E-05	-0.003	-2E-05	-1E-03	-3E-05	3E-05
B1-2	despx	Combi	Max			0.0077	-8E-05	6E-05	1E-04	0.0015	5E-05	B1-2	despy	Combi	Max			3E-04	0.006	7E-05	0.001	7E-05	9E-05
B1-2	despx	Combi	Min			-0.008	-5E-04	-7E-05	2E-05	-0.001	1E-05	B1-2	despy	Combi	Min			-2E-04	-0.007	-8E-05	-0.001	-4E-05	8E-05
B1-3	despx	Combi	Max			0.0122	-1E-04	8E-05	1E-04	0.0014	8E-05	B1-3	despy	Combi	Max			-5E-04	0.009	8E-05	0.001	7E-05	1E-04
B1-3	despx	Combi	Min			-0.012	-8E-04	-9E-05	2E-05	-0.001	2E-05	B1-3											

## ANEXO 5: RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1

### RESULTADOS DEL ANÁLISIS COLUMNA C1

DIRECCION Y										DIRECCION X									
Frame	Station	Output	Case(T, Step)	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Station	Output	Case(T, Step)	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
C1-1	0	COMB	Combir Max	-112.8	6.137	0.19	0.04	0.27	13.32	C1-1	0	COMB	Combir Max	-112.5	3.708	2.249	0.022	4.802	5.519
C1-1	4	COMB	Combir Max	-110.2	6.137	0.19	0.04	-0.12	-7.245	C1-1	4	COMB	Combir Max	-110	3.708	2.249	0.022	3.585	-9.193
C1-1	0	COMB	Combir Min	-136.2	1.136	-0.013	-0.047	-0.172	-2.737	C1-1	0	COMB	Combir Min	-136.5	3.565	-2.072	-0.028	-4.704	5.065
C1-1	4	COMB	Combir Min	-133.7	1.136	-0.013	-0.047	-0.488	-11.26	C1-1	4	COMB	Combir Min	-134	3.565	-2.072	-0.028	-4.198	-9.315
C1-1	0	COMB	Combir Max	-112.8	6.137	0.19	0.04	0.27	13.32	C1-1	0	COMB	Combir Max	-112.5	3.708	2.249	0.022	4.802	5.519
C1-1	4	COMB	Combir Max	-110.2	6.137	0.19	0.04	-0.12	-7.245	C1-1	4	COMB	Combir Max	-110	3.708	2.249	0.022	3.585	-9.193
C1-1	0	COMB	Combir Min	-136.2	1.136	-0.013	-0.047	-0.172	-2.737	C1-1	0	COMB	Combir Min	-136.5	3.565	-2.072	-0.028	-4.704	5.065
C1-1	4	COMB	Combir Min	-133.7	1.136	-0.013	-0.047	-0.488	-11.26	C1-1	4	COMB	Combir Min	-134	3.565	-2.072	-0.028	-4.193	-9.315
C1-1	0	COMB	Combir Max	-59.06	4.367	0.153	0.042	0.248	10.77	C1-1	0	COMB	Combir Max	-58.84	1.938	2.212	0.023	4.78	2.967
C1-1	4	COMB	Combir Max	-57.25	4.367	0.153	0.042	0.004	-2.717	C1-1	4	COMB	Combir Max	-57.02	1.938	2.212	0.023	3.709	-4.664
C1-1	0	COMB	Combir Min	-82.55	0.635	-0.05	-0.045	-0.194	-5.29	C1-1	0	COMB	Combir Min	-82.77	1.794	-2.109	-0.026	-4.726	2.512
C1-1	4	COMB	Combir Min	-80.74	0.635	-0.05	-0.045	-0.365	-6.734	C1-1	4	COMB	Combir Min	-80.96	1.794	-2.109	-0.026	-4.069	-4.787
C1-1	0	COMB	Combir Max	-59.06	4.367	0.153	0.042	0.248	10.77	C1-1	0	COMB	Combir Max	-58.84	1.938	2.212	0.023	4.78	2.967
C1-1	4	COMB	Combir Max	-57.25	4.367	0.153	0.042	0.004	-2.717	C1-1	4	COMB	Combir Max	-57.02	1.938	2.212	0.023	3.709	-4.664
C1-1	0	COMB	Combir Min	-82.55	0.635	-0.05	-0.045	-0.194	-5.29	C1-1	0	COMB	Combir Min	-82.77	1.794	-2.109	-0.026	-4.726	2.512
C1-1	4	COMB	Combir Min	-80.74	0.635	-0.05	-0.045	-0.365	-6.734	C1-1	4	COMB	Combir Min	-80.96	1.794	-2.109	-0.026	-4.069	-4.787
C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.6	5.093	0.173	0.041	0.259	11.83	C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.38	2.664	2.232	0.023	4.79	4.032
C1-1	4	COMB	Combir Max	-84.08	5.093	0.173	0.041	-0.066	-4.554	C1-1	4	COMB	Combir Max	-83.86	2.664	2.232	0.023	3.639	-6.502
C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.1	0.091	-0.029	-0.046	-0.183	-4.224	C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.3	2.52	-2.088	-0.027	-4.715	3.577
C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.6	0.091	-0.029	-0.046	-0.435	-8.572	C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.8	2.52	-2.088	-0.027	-4.139	-6.624
C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.6	5.093	0.173	0.041	0.259	11.83	C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.38	2.664	2.232	0.023	4.79	4.032
C1-1	4	COMB	Combir Max	-84.08	5.093	0.173	0.041	-0.066	-4.554	C1-1	4	COMB	Combir Max	-83.86	2.664	2.232	0.023	3.639	-6.502
C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.1	0.091	-0.029	-0.046	-0.183	-4.224	C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.3	2.52	-2.088	-0.027	-4.715	3.577
C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.6	0.091	-0.029	-0.046	-0.435	-8.572	C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.8	2.52	-2.088	-0.027	-4.139	-6.624
C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.6	5.093	0.173	0.041	0.259	11.83	C1-1	0	COMB	Combir Max	-86.38	2.664	2.232	0.023	4.79	4.032
C1-1	4	COMB	Combir Max	-84.08	5.093	0.173	0.041	-0.066	-4.554	C1-1	4	COMB	Combir Max	-83.86	2.664	2.232	0.023	3.639	-6.502
C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.1	0.091	-0.029	-0.046	-0.183	-4.224	C1-1	0	COMB	Combir Min	-110.3	2.52	-2.088	-0.027	-4.715	3.577
C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.6	0.091	-0.029	-0.046	-0.435	-8.572	C1-1	4	COMB	Combir Min	-107.8	2.52	-2.088	-0.027	-4.139	-6.624
C1-1	0	COMB	Combir	-118	3.11	0.086	-0.003	0.045	4.566	C1-1	0	COMB	Combir	-118	3.11	0.086	-0.003	0.045	4.566
C1-1	4	COMB	Combir	-115	3.11	0.086	-0.003	-0.3	-7.876	C1-1	4	COMB	Combir	-115	3.11	0.086	-0.003	-0.3	-7.876
C1-1	0	COMB	Combir	-118	3.11	0.086	-0.003	0.045	4.566	C1-1	0	COMB	Combir	-118	3.11	0.086	-0.003	0.045	4.566
C1-1	4	COMB	Combir	-115	3.11	0.086	-0.003	-0.3	-7.876	C1-1	4	COMB	Combir	-115	3.11	0.086	-0.003	-0.3	-7.876
C1-1	0	COMB	Combir	-155.7	4.614	0.11	-0.004	0.062	6.707	C1-1	0	COMB	Combir	-155.7	4.614	0.11	-0.004	0.062	6.707
C1-1	4	COMB	Combir	-152.7	4.614	0.11	-0.004	-0.378	-11.75	C1-1	4	COMB	Combir	-152.7	4.614	0.11	-0.004	-0.378	-11.75
C1-1	0	COMB	Combir	-134.1	2.736	0.206	-0.003	0.197	4.158	C1-1	0	COMB	Combir	-134.1	2.736	0.206	-0.003	0.197	4.158
C1-1	4	COMB	Combir	-131.1	2.736	0.206	-0.003	-0.625	-6.785	C1-1	4	COMB	Combir	-131.1	2.736	0.206	-0.003	-0.625	-6.785
C1-1	0	COMB	Combir	-139.6	4.989	-0.009	-0.004	-0.09	7.116	C1-1	0	COMB	Combir	-139.6	4.989	-0.009	-0.004	-0.09	7.116
C1-1	4	COMB	Combir	-136.5	4.989	-0.009	-0.004	-0.053	-12.84	C1-1	4	COMB	Combir	-136.5	4.989	-0.009	-0.004	-0.053	-12.84
C1-2	0	COMB	Combir Max	-81.69	15.89	0.682	0.073	0.931	25	C1-2	0	COMB	Combir Max	-81.54	11.54	6.592	0.036	9.639	17.92
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-79.89	15.89	0.682	0.073	-0.15	-9.282	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-79.74	11.54	6.592	0.036	7.989	-14.64
C1-2	0	COMB	Combir Min	-99.59	6.914	0.057	-0.087	0.013	10.4	C1-2	0	COMB	Combir Min	-99.74	11.27	-5.854	-0.051	-8.695	17.48
C1-2	2.65	COMB	Combir Min	-97.6	6.914	0.057	-0.087	-1.011	-20.32	C1-2	2.65	COMB	Combir Min	-97.95	11.27	-5.854	-0.051	-9.15	-14.96
C1-2	0	COMB	Combir Max	-81.69	15.89	0.682	0.073	0.931	25	C1-2	0	COMB	Combir Max	-81.54	11.54	6.592	0.036	9.639	17.92
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-79.89	15.89	0.682	0.073	-0.15	-9.282	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-79.74	11.54	6.592	0.036	7.989	-14.64
C1-2	0	COMB	Combir Min	-99.59	6.914	0.057	-0.087	0.013	10.4	C1-2	0	COMB	Combir Min	-99.74	11.27	-5.854	-0.051	-8.695	17.48
C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-97.6	6.914	0.057	-0.087	-1.011	-20.32	C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-97.95	11.27	-5.854	-0.051	-9.15	-14.96
C1-2	0	COMB	Combir Max	-43.04	10.39	0.525	0.077	0.732	16.44	C1-2	0	COMB	Combir Max	-42.89	6.033	6.436	0.04	9.439	9.363
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-41.75	10.39	0.525	0.077	0.097	-2.153	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-41.59	6.033	6.436	0.04	8.235	-7.514
C1-2	0	COMB	Combir Min	-60.94	1.41	-0.1	-0.084	-0.187	1.846	C1-2	0	COMB	Combir Min	-61.09	5.767	-6.01	-0.047	-8.894	8.923
C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-59.65	1.41	-0.1	-0.084	-0.765	-13.19	C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-59.8	5.767	-6.01	-0.047	-8.903	-7.831
C1-2	0	COMB	Combir Max	-43.04	10.39	0.525	0.077	0.732	16.44	C1-2	0	COMB	Combir Max	-42.89	6.033	6.436	0.04	9.439	9.363
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-41.75	10.39	0.525	0.077	0.097	-2.153	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-41.59	6.033	6.436	0.04	8.235	-7.514
C1-2	0	COMB	Combir Min	-60.94	1.41	-0.1	-0.084	-0.187	1.846	C1-2	0	COMB	Combir Min	-61.09	5.767	-6.01	-0.047	-8.894	8.923
C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-59.65	1.41	-0.1	-0.084	-0.765	-13.19	C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-59.8	5.767	-6.01	-0.047	-8.903	-7.831
C1-2	0	COMB	Combir Max	-63.26	12.68	0.608	0.075	0.838	20	C1-2	0	COMB	Combir Max	-63.1	8.327	6.519	0.038	9.545	12.92
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-61.46	12.68	0.608	0.075	-0.033	-5.136	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-61.31	8.327	6.519	0.038	8.106	-10.5
C1-2	0	COMB	Combir Min	-81.16	3.704	-0.017	-0.085	-0.081	5.402	C1-2	0	COMB	Combir Min	-81.31	8.062	-5.928	-0.048	-8.788	12.48
C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-79.36	3.704	-0.017	-0.085	-0.895	-16.18	C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-79.52	8.062	-5.928	-0.048	-9.033	-10.81
C1-2	0	COMB	Combir Max	-63.26	12.68	0.608	0.075	0.838	20	C1-2	0	COMB	Combir Max	-63.1	8.327	6.519	0.038	9.545	12.92
C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-61.46	12.68	0.608	0.075	-0.033	-5.136	C1-2	2.85	COMB	Combir Max	-61.31	8.327	6.519	0.038	8.106	-10.5
C1-2	0	COMB	Combir Min	-81.16	3.704	-0.017	-0.085	-0.081	5.402	C1-2	0	COMB	Combir Min	-81.31	8.062	-5.928	-0.048	-8.788	12.48
C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-79.36	3.704	-0.017	-0.085	-0.895	-16.18	C1-2	2.85	COMB	Combir Min	-79.52	8.062	-5.928	-0.048	-9.033	-10.81
C1-2	0	COMB	Combir	-86.65	9.834	0.355	-0.006	0.454	15.24	C1-2	0	COMB	Combir	-86.65	9.834	0.355	-0.006	0.454	15.24
C1-2	2.85	COMB	Combir	-84.5	9.834	0.355	-0.006	-0.556	-12.79	C1-2	2.85	COMB	Combir	-84.5	9.834	0.355	-0.006	-0.556	-12.79
C1-2	0	COMB	Combir	-86.65	9.834	0.355	-0.006	0.454	15.24	C1-2	0	COMB	Combir	-86.65	9.834	0.355			

DIRECCION Y

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
C1-2	2.85	COMB	Comb			-111	14.46	0.461	-0.009	-0.725	-18.76
C1-2	0	COMB	Comb			-1016	12.31	0.394	-0.007	0.712	16.77
C1-2	2.85	COMB	Comb			-99.46	12.31	0.394	-0.007	-0.411	-18.31
C1-2	0	COMB	Comb			-98.23	11.98	0.422	-0.008	0.331	20.91
C1-2	2.85	COMB	Comb			-96.07	11.98	0.422	-0.008	-0.071	-13.23
C1-3	0	COMB	Comb Max			-51.91	13.36	0.706	0.08	0.981	19.17
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-50.11	13.36	0.706	0.08	-0.144	-7.434
C1-3	0	COMB	Comb Min			-63.12	5.416	0.079	-0.097	0.082	7.983
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-61.32	5.416	0.079	-0.097	-1.031	-18.92
C1-3	0	COMB	Comb Max			-51.91	13.36	0.706	0.08	0.981	19.17
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-50.11	13.36	0.706	0.08	-0.144	-7.434
C1-3	0	COMB	Comb Min			-63.12	5.416	0.079	-0.097	0.082	7.983
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-61.32	5.416	0.079	-0.097	-1.031	-18.92
C1-3	0	COMB	Comb Max			-28.09	8.686	0.535	0.085	0.748	12.54
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-26.8	8.686	0.535	0.085	0.112	-0.745
C1-3	0	COMB	Comb Min			-39.3	0.743	-0.092	-0.092	-0.151	1.354
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-38.01	0.743	-0.092	-0.092	-0.776	-12.23
C1-3	0	COMB	Comb Max			-28.09	8.686	0.535	0.085	0.748	12.54
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-26.8	8.686	0.535	0.085	0.112	-0.745
C1-3	0	COMB	Comb Min			-39.3	0.743	-0.092	-0.092	-0.151	1.354
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-38.01	0.743	-0.092	-0.092	-0.776	-12.23
C1-3	0	COMB	Comb Max			-41.2	10.52	0.621	0.083	0.864	15.25
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.4	10.52	0.621	0.083	-0.017	-3.267
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.4	2.576	-0.006	-0.094	-0.035	4.057
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.61	2.576	-0.006	-0.094	-0.905	-14.75
C1-3	0	COMB	Comb Max			-41.2	10.52	0.621	0.083	0.864	15.25
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.4	10.52	0.621	0.083	-0.017	-3.267
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.4	2.576	-0.006	-0.094	-0.035	4.057
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.61	2.576	-0.006	-0.094	-0.905	-14.75
C1-3	0	COMB	Comb Max			-41.2	10.52	0.621	0.083	0.864	15.25
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.4	10.52	0.621	0.083	-0.017	-3.267
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.4	2.576	-0.006	-0.094	-0.035	4.057
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.61	2.576	-0.006	-0.094	-0.905	-14.75
C1-3	0	COMB	Comb			-56.16	7.857	0.369	-0.006	0.497	11.58
C1-3	2.85	COMB	Comb			-54	7.857	0.369	-0.006	-0.553	-10.81
C1-3	0	COMB	Comb			-56.16	7.857	0.369	-0.006	0.497	11.58
C1-3	2.85	COMB	Comb			-54	7.857	0.369	-0.006	-0.553	-10.81
C1-3	0	COMB	Comb			-71.59	11.95	0.492	-0.01	0.666	17.24
C1-3	2.85	COMB	Comb			-69.43	11.95	0.492	-0.01	-0.735	-16.81
C1-3	0	COMB	Comb			-61.16	9.938	0.417	-0.008	0.353	16.84
C1-3	2.85	COMB	Comb			-59.01	9.938	0.417	-0.008	-0.837	-11.48
C1-3	0	COMB	Comb			-66.58	9.866	0.443	-0.009	0.811	11.98
C1-3	2.85	COMB	Comb			-64.43	9.866	0.443	-0.009	-0.451	-16.14
C1-4	0	COMB	Comb Max			-22.08	16.38	0.994	0.08	1.25	20.67
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-20.27	16.38	0.994	0.08	-0.452	-10.62
C1-4	0	COMB	Comb Min			-26.75	7.443	0.257	-0.093	0.281	10.59
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-24.96	7.443	0.257	-0.093	-1.584	-26.01
C1-4	0	COMB	Comb Max			-22.08	16.38	0.994	0.08	1.25	20.67
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-20.27	16.38	0.994	0.08	-0.452	-10.62
C1-4	0	COMB	Comb Min			-26.75	7.443	0.257	-0.093	0.281	10.59
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-24.96	7.443	0.257	-0.093	-1.584	-26.01
C1-4	0	COMB	Comb Max			-13.06	11.25	0.722	0.084	0.915	13.5
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-11.77	11.25	0.722	0.084	-0.01	-3.164
C1-4	0	COMB	Comb Min			-17.75	2.314	-0.016	-0.09	-0.055	3.428
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-16.46	2.314	-0.016	-0.09	-1.143	-18.56
C1-4	0	COMB	Comb Max			-13.06	11.25	0.722	0.084	0.915	13.5
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-11.77	11.25	0.722	0.084	-0.01	-3.164
C1-4	0	COMB	Comb Min			-17.75	2.314	-0.016	-0.09	-0.055	3.428
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-16.46	2.314	-0.016	-0.09	-1.143	-18.56
C1-4	0	COMB	Comb Max			-19.05	13.89	0.859	0.083	1.082	16.8
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-17.26	13.89	0.859	0.083	-0.234	-7.388
C1-4	0	COMB	Comb Min			-23.74	4.952	0.122	-0.091	0.113	6.72
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-21.95	4.952	0.122	-0.091	-1.367	-22.79
C1-4	0	COMB	Comb Max			-19.05	13.89	0.859	0.083	1.082	16.8
C1-4	2.85	COMB	Comb Max			-17.26	13.89	0.859	0.083	-0.234	-7.388
C1-4	0	COMB	Comb Min			-23.74	4.952	0.122	-0.091	0.113	6.72
C1-4	2.85	COMB	Comb Min			-21.95	4.952	0.122	-0.091	-1.367	-22.79
C1-4	0	COMB	Comb			-25.68	11.3	0.589	-0.005	0.717	14.11
C1-4	2.85	COMB	Comb			-23.52	11.3	0.589	-0.005	-0.961	-18.11
C1-4	0	COMB	Comb			-25.68	11.3	0.589	-0.005	0.717	14.11
C1-4	2.85	COMB	Comb			-23.52	11.3	0.589	-0.005	-0.961	-18.11
C1-4	0	COMB	Comb			-30.01	14.89	0.783	-0.008	0.958	19.68
C1-4	2.85	COMB	Comb			-27.86	14.89	0.783	-0.008	-1.274	-22.75
C1-4	0	COMB	Comb			-29.54	12.7	0.758	-0.005	1.108	14.18
C1-4	2.85	COMB	Comb			-27.38	12.7	0.758	-0.005	-1.05	-22.01
C1-4	0	COMB	Comb			-26.15	13.49	0.614	-0.008	0.567	19.61
C1-4	2.85	COMB	Comb			-24	13.49	0.614	-0.008	-1.184	-18.85

DIRECCION X

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
C1-2	2.85	COMB	Comb			-111	14.46	0.461	-0.009	-0.725	-18.76
C1-2	0	COMB	Comb			-1016	12.31	0.394	-0.007	0.712	16.77
C1-2	2.85	COMB	Comb			-99.46	12.31	0.394	-0.007	-0.411	-18.31
C1-2	0	COMB	Comb			-98.23	11.98	0.422	-0.008	0.331	20.91
C1-2	2.85	COMB	Comb			-96.07	11.98	0.422	-0.008	-0.071	-13.23
C1-3	0	COMB	Comb Max			-51.91	13.36	0.706	0.08	0.981	19.17
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-49.87	13.36	0.706	0.08	-0.144	-7.434
C1-3	0	COMB	Comb Min			-63.36	5.416	0.079	-0.055	-0.735	-13.4
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-61.56	5.416	0.079	-0.055	-8.826	-13.35
C1-3	0	COMB	Comb Max			-51.91	13.36	0.706	0.08	0.981	19.17
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-49.87	13.36	0.706	0.08	-0.144	-7.434
C1-3	0	COMB	Comb Min			-63.36	5.416	0.079	-0.055	-0.735	-13.4
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-61.56	5.416	0.079	-0.055	-8.826	-13.35
C1-3	0	COMB	Comb Max			-27.85	4.837	6.012	0.043	8.566	7.125
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-26.56	4.837	6.012	0.043	7.907	-6.314
C1-3	0	COMB	Comb Min			-39.54	4.592	-5.57	-0.05	-7.969	6.773
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-38.25	4.592	-5.57	-0.05	-8.57	-6.66
C1-3	0	COMB	Comb Max			-27.85	4.837	6.012	0.043	8.566	7.125
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-26.56	4.837	6.012	0.043	7.907	-6.314
C1-3	0	COMB	Comb Min			-39.54	4.592	-5.57	-0.05	-7.969	6.773
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-38.25	4.592	-5.57	-0.05	-8.57	-6.66
C1-3	0	COMB	Comb Max			-40.96	6.67	6.098	0.041	8.682	9.828
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.16	6.67	6.098	0.041	7.778	-8.837
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.64	6.425	-5.484	-0.052	-7.853	9.475
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.85	6.425	-5.484	-0.052	-8.699	-9.182
C1-3	0	COMB	Comb Max			-40.96	6.67	6.098	0.041	8.682	9.828
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.16	6.67	6.098	0.041	7.778	-8.837
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.64	6.425	-5.484	-0.052	-7.853	9.475
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.85	6.425	-5.484	-0.052	-8.699	-9.182
C1-3	0	COMB	Comb Max			-40.96	6.67	6.098	0.041	8.682	9.828
C1-3	2.85	COMB	Comb Max			-39.16	6.67	6.098	0.041	7.778	-8.837
C1-3	0	COMB	Comb Min			-52.64	6.425	-5.484	-0.052	-7.853	9.475
C1-3	2.85	COMB	Comb Min			-50.85	6.425	-5.484	-0.052	-8.699	-9.182
C1-3	0	COMB	Comb			-56.16	7.857	0.369	-0.006	0.497	11.58
C1-3	2.85	COMB	Comb			-54	7.857	0.369	-0.006	-0.553	-10.81
C1-3	0	COMB	Comb			-56.16	7.857	0.369	-0.006	0.497	11.58
C1-3	2.85	COMB	Comb			-54	7.857	0.369	-0.006	-0.553	-10.81
C1-3	0	COMB	Comb			-71.59	11.95	0.492	-0.01	0.666	17.24
C1-3	2.85	COMB	Comb			-69.43	11.95	0.492	-0.01	-0.735	-16.81</

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1 DIRECCIÓN Y

DIRECCIÓN Y  
Centríde de Plástico

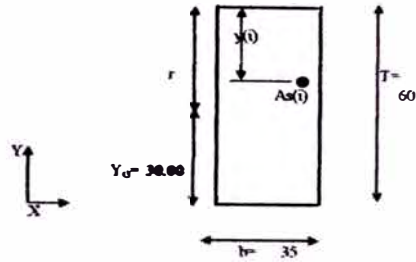
concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

# área	b (x)	t (y)	área	$f_c$ o $f_y$	$Y_{cg}$	$85bf_c$	$t (y)$ $Y_{cg}$
1	35	60	2100	210	30	374850	1E+07
Suma			2100			374850	1E+07

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

# área	$A_s(t)$ (cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$T-y(t)$	$A_s \times f_y$	$A_s f_y y(t)$
1	8.55	4200	54	35910	2E+06
2	3.96	4200	38.00	16632	632016
3	3.96	4200	22.00	16632	365904
4	8.55	4200	6	35910	215460
Suma	25.02			106084	3E+06
suma				479934	1E+07

centríde plástico  $Y_G = \frac{1E+07}{479934} = 30 \text{ cm}$



Concreto

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	FORMULAS USADAS
área 1	área 2	$a = 0.85c$ (cm)
1	0	$C_c = 0.85 f_c a b$ (ton)
		$C_c = 0.85 f_c t b$ (ton)
b	35	(comp. concentrada)
t	60	$M_c = C_c (r-a/2)$ (ton x m)
T	60	

Acero

$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	FORMULAS USADAS
		$e_f = 0.003 (c - y)/c$
		$T_s = A_s f_y = A_s \cdot e_f \cdot F_a$ (ton)
		$M_s = T_s R = T_s (T - (y_i + Y_G))$ (ton x m)

concreto

punto	1	2	3	4	5	6
c (cm)	Tracción concentrada			31.765 balanceo		
	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc
área 1	60.0	374.85	0	0	0	0
área 2	0.0	0.00	0	0	0.00	0.00
suma	374.85	0	0	168.68	27.83	15.93

acero

punto	1	2	3	4	5	6
# área	$y_i$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$e_f$	$T_s$	$M_s$	$e_f$
1	1	6.00	8.55	0.0021	35.91	0.00
2	1	22.00	3.96	0.0021	16.63	0.00
3	1	38.00	3.96	0.0021	16.63	0.00
4	1	54.00	8.55	0.0021	35.91	0.00
suma				105.08	0.00	

concreto

punto	7	8	9	10	11	12
c (cm)	12	15	18	21	24	27
	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc
área 1	10.2	63.72	15.867	12.75	79.656	18.819
área 2	0.0	0.00	0	0	0.00	0
suma	63.72	15.867		79.656	18.819	

acero

punto	7	8	9	10	11	12
# área	$y_i$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$e_f$	$T_s$	$M_s$	$e_f$
1	1	6.00	8.55	0.0015	25.65	6.16
2	1	22.00	3.96	-0.0021	-16.63	-1.33
3	1	38.00	3.96	-0.0021	-16.63	1.33
4	1	54.00	8.55	-0.0021	-35.91	8.62
suma				-43.52	14.77	

concreto

punto	13	14	15	16	17	18
c (cm)	30	33	36	39	42	45
	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc
área 1	25.5	199.31	27.481	28.05	175.24	27.995
área 2	0.0	0.00	0	0	0.00	0
suma	199.31	27.481		175.24	27.995	

acero

punto	13	14	15	16	17	18
# área	$y_i$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$e_f$	$T_s$	$M_s$	$e_f$
1	1	6.00	8.55	0.0021	35.91	8.62
2	1	22.00	3.96	0.0018	6.34	0.51
3	1	38.00	3.96	-0.0008	-6.34	0.51
4	1	54.00	8.55	-0.0021	-35.91	8.62
suma				0.00	18.25	

concreto

punto	19	20	21	22	23
c (cm)	48	51	54	57	60
	a	Cc	Mc	a	Cc
área 1	40.8	254.90	24.47	43.35	270.83
área 2	0.0	0.00	0	0	0.00
suma	254.90	24.47		270.83	22.547

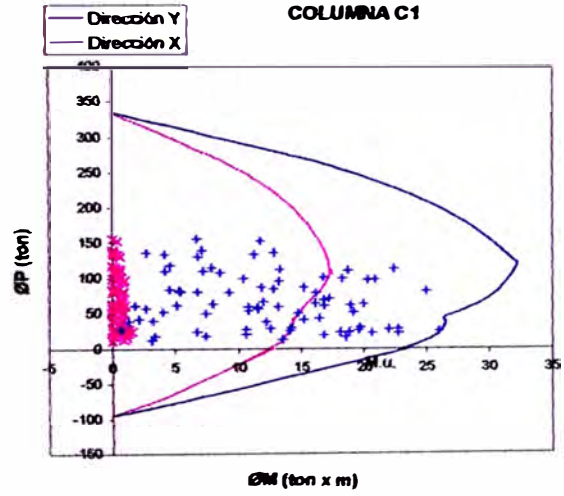
acero

punto	19	20	21	22	23
# área	$y_i$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$e_f$	$T_s$	$M_s$
1	1	6.00	8.55	0.0021	35.91
2	1	22.00	3.96	0.0016	12.87
3	1	38.00	3.96	0.0006	4.95
4	1	54.00	8.55	-0.0004	-6.41
suma				47.32	10.79

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

min(0.1fcAg,CFb)C= 63.00 ton						min(0.1fcAg,CFb)C= 63.00 ton					
Dirección Y						Dirección X					
M	P	O	OM	OP		M	P	O	OM	OP	
2	0.00	-105.08	0.90	0.00	-94.58	2	0.00	-105.08	0.90	0.00	-94.58
4	4.58	-89.15	0.90	4.12	-80.24	4	2.67	-89.15	0.90	2.40	-80.24
5	17.36	-37.31	0.90	15.63	-33.58	5	5.10	-73.22	0.90	4.59	-65.90
P=0	26.25	0.00	0.90	23.63	0.00	P=0	14.07	0.00	0.90	12.67	0.00
6	25.23	-4.28	0.90	22.71	-3.85	6	11.01	-25.00	0.90	9.91	-22.50
7	30.64	20.20	0.84	25.61	16.89	7	14.87	7.49	0.88	13.03	6.57
8	35.27	46.81	0.75	26.50	35.17	8	17.74	33.36	0.79	14.09	26.49
Pmax	37.73	63.00	0.70	26.41	44.10	Pmax	20.55	63.00	0.70	14.38	44.10
9	39.10	71.96	0.70	27.37	50.38	9	19.98	57.05	0.72	14.37	41.02
10	41.98	93.75	0.70	29.39	65.63	10	21.78	85.86	0.70	15.24	60.10
11	43.74	115.57	0.70	30.62	80.90	11	23.19	111.45	0.70	16.24	78.01
12	44.92	138.10	0.70	31.45	96.67	12	24.29	134.89	0.70	17.00	94.42
13	45.73	159.31	0.70	32.01	111.52	13	24.79	159.31	0.70	17.35	111.52
3	46.03	171.32	0.70	32.22	119.93	3	24.90	151.41	0.70	17.43	105.99
14	45.37	182.83	0.70	31.76	127.98	14	24.29	188.89	0.70	17.01	132.22
15	43.72	209.35	0.70	30.61	146.55	15	23.60	215.37	0.70	16.52	150.76
16	41.94	234.25	0.70	29.36	163.98	16	22.72	239.65	0.70	15.90	167.75
17	39.96	257.87	0.70	27.97	180.51	17	21.70	262.73	0.70	15.19	183.91
18	37.74	280.46	0.70	26.42	196.32	18	20.52	284.87	0.70	14.37	199.41
19	35.26	302.22	0.70	24.68	211.55	19	19.18	306.23	0.70	13.42	214.36
20	32.49	323.29	0.70	22.74	226.30	20	17.65	326.94	0.70	12.35	228.86
21	29.40	343.79	0.70	20.58	240.65	21	15.93	347.13	0.70	11.15	242.99
22	25.98	363.81	0.70	18.19	254.67	22	14.01	366.87	0.70	9.81	256.81
23	22.23	383.42	0.70	15.56	268.40	23	11.89	386.23	0.70	8.32	270.36
1	0.00	479.93	0.70	0.00	335.95	1	0.00	479.93	0.70	0.00	335.95

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA C1



# ANEXO 6: RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

## COLUMNA C 5

RESULTADOS DEL ANALISIS COLUMNA C5

DIRECCION Y										DIRECCION X															
Frame	Station	Output	Case	T	Step	Ty	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Station	Output	Case	T	Step	Ty	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Text	m	Text	Text	Text			Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-53.01	4.269	-0.415	0.027	-0.536	10.42	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-62.37	1.764	0.543	0.015	1.874	3.004
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-50.85	4.269	-0.415	0.027	1.289	-1.067	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-60.21	1.764	0.543	0.015	2.709	-3.683
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-87.03	-1.066	-0.518	-0.032	-0.782	-5.344	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-77.67	1.438	-1.475	-0.019	-3.192	2.067
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-84.87	-1.066	-0.518	-0.032	1.122	-6.672	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-75.51	1.438	-1.475	-0.019	-0.298	-4.056
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-53.01	4.269	-0.415	0.027	-0.536	10.42	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-62.37	1.764	0.543	0.015	1.874	3.004
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-50.85	4.269	-0.415	0.027	1.289	-1.067	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-60.21	1.764	0.543	0.015	2.709	-3.683
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-87.03	-1.066	-0.518	-0.032	-0.782	-5.344	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-77.67	1.438	-1.475	-0.019	-3.192	2.067
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-84.87	-1.066	-0.518	-0.032	1.122	-6.672	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-75.51	1.438	-1.475	-0.019	-0.298	-4.056
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-24.55	3.541	-0.232	0.028	-0.279	9.269	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-33.91	1.037	0.725	0.016	2.132	1.857
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-23	3.541	-0.232	0.028	0.817	0.698	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-32.36	1.037	0.725	0.016	2.237	-1.918
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-58.58	-1.794	-0.335	-0.031	-0.524	-6.491	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-49.22	0.71	-1.293	-0.018	-2.934	0.921
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-57.02	-1.794	-0.335	-0.031	0.65	-4.907	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-47.66	0.71	-1.293	-0.018	-0.77	-2.29
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-24.55	3.541	-0.232	0.028	-0.279	9.269	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-33.91	1.037	0.725	0.016	2.132	1.857
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-23	3.541	-0.232	0.028	0.817	0.698	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-32.36	1.037	0.725	0.016	2.237	-1.918
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-58.58	-1.794	-0.335	-0.031	-0.524	-6.491	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-49.22	0.71	-1.293	-0.018	-2.934	0.921
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-57.02	-1.794	-0.335	-0.031	0.65	-4.907	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-47.66	0.71	-1.293	-0.018	-0.77	-2.29
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-38.55	3.88	-0.343	0.028	-0.435	9.809	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-50.08	1.376	0.615	0.015	1.976	2.397
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-38.55	3.88	-0.343	0.028	1.103	-0.12	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-47.92	1.376	0.615	0.015	2.523	-2.737
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-74.74	-1.454	-0.445	-0.031	-0.68	-5.951	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-65.38	1.05	-1.403	-0.018	-3.09	1.461
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-72.58	-1.454	-0.445	-0.031	0.935	-5.725	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-63.22	1.05	-1.403	-0.018	-0.485	-3.109
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-40.71	3.88	-0.343	0.028	-0.435	9.809	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-50.08	1.376	0.615	0.015	1.976	2.397
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-38.55	3.88	-0.343	0.028	1.103	-0.12	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-47.92	1.376	0.615	0.015	2.523	-2.737
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-74.74	-1.454	-0.445	-0.031	-0.68	-5.951	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-65.38	1.05	-1.403	-0.018	-3.09	1.461
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-72.58	-1.454	-0.445	-0.031	0.935	-5.725	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-63.22	1.05	-1.403	-0.018	-0.485	-3.109
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-40.71	3.88	-0.343	0.028	-0.435	9.809	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-50.08	1.376	0.615	0.015	1.976	2.397
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-38.55	3.88	-0.343	0.028	1.103	-0.12	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-47.92	1.376	0.615	0.015	2.523	-2.737
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-74.74	-1.454	-0.445	-0.031	-0.68	-5.951	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-65.38	1.05	-1.403	-0.018	-3.09	1.461
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-72.58	-1.454	-0.445	-0.031	0.935	-5.725	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-63.22	1.05	-1.403	-0.018	-0.485	-3.109
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-69.27	1.456	-0.473	-0.002	-0.669	2.315	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-69.27	1.456	-0.473	-0.002	-0.669	2.315
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-66.68	1.456	-0.473	-0.002	1.223	-3.507	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-66.68	1.456	-0.473	-0.002	1.223	-3.507
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-69.27	1.456	-0.473	-0.002	-0.669	2.315	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-69.27	1.456	-0.473	-0.002	-0.669	2.315
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-66.68	1.456	-0.473	-0.002	1.223	-3.507	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-66.68	1.456	-0.473	-0.002	1.223	-3.507
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-86.98	2.015	-0.577	-0.003	-0.815	3.188	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-86.98	2.015	-0.577	-0.003	-0.815	3.188
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-84.38	2.015	-0.577	-0.003	1.492	-4.87	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-84.38	2.015	-0.577	-0.003	1.492	-4.87
C5-1	0	COMB	Comb	Min			-76.57	1.347	-0.445	-0.002	-0.636	2.234	C5-1	0	COMB	Comb	Min			-76.57	1.347	-0.445	-0.002	-0.636	2.234
C5-1	4	COMB	Comb	Min			-73.98	1.347	-0.445	-0.002	1.146	-3.154	C5-1	4	COMB	Comb	Min			-73.98	1.347	-0.445	-0.002	1.146	-3.154
C5-1	0	COMB	Comb	Max			-79.67	2.123	-0.604	-0.002	-0.848	3.269	C5-1	0	COMB	Comb	Max			-79.67	2.123	-0.604	-0.002	-0.848	3.269
C5-1	4	COMB	Comb	Max			-77.08	2.123	-0.604	-0.002	1.569	-5.224	C5-1	4	COMB	Comb	Max			-77.08	2.123	-0.604	-0.002	1.569	-5.224
C5-2	0	COMB	Comb	Max			-38.35	10.63	-1.515	0.05	-2.446	16.72	C5-2	0	COMB	Comb	Max			-45.61	5.455	0.897	0.025	1.374	6.522
C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-36.81	10.63	-1.515	0.05	2.485	0.408	C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-44.07	5.455	0.897	0.025	5.742	6.153
C5-2	0	COMB	Comb	Min			-64.56	-0.4	-1.817	-0.059	-2.693	-0.743	C5-2	0	COMB	Comb	Min			-57.3	4.775	-4.229	-0.034	-6.312	7.454
C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-63.02	-0.4	-1.817	-0.059	2.073	-13.59	C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-55.76	4.775	-4.229	-0.034	-1.184	-7.025
C5-2	0	COMB	Comb	Max			-38.35	10.63	-1.515	0.06	-2.446	16.72	C5-2	0	COMB	Comb	Max			-45.61	5.455	0.897	0.025	1.374	6.522
C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-36.81	10.63	-1.515	0.05	2.485	0.408	C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-44.07	5.455	0.897	0.025	5.742	6.153
C5-2	0	COMB	Comb	Min			-64.56	-0.4	-1.817	-0.059	-2.693	-0.743	C5-2	0	COMB	Comb	Min			-57.3	4.775	-4.229	-0.034	-6.312	7.454
C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-63.02	-0.4	-1.817	-0.059	2.073	-13.59	C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-55.76	4.775	-4.229	-0.034	-1.184	-7.025
C5-2	0	COMB	Comb	Max			-17.62	8.319	-0.862	0.052	-1.278	13.11	C5-2	0	COMB	Comb	Max			-24.88	3.144	1.551	0.027	2.342	4.911
C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-16.51	8.319	-0.862	0.052	1.59	3.383	C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-23.77	3.144	1.551	0.027	4.847	-3.178
C5-2	0	COMB	Comb	Min			-43.83	-2.711	-1.163	-0.057	-1.725	-4.353	C5-2	0	COMB	Comb	Min			-36.57	2.464	-3.575	-0.032	-5.344	3.844
C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-42.72	-2.711	-1.163	-0.057	1.178	-10.61	C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-35.46	2.464	-3.575	-0.032	-2.079	-4.05
C5-2	0	COMB	Comb	Max			-17.62	8.319	-0.862	0.052	-1.278	13.11	C5-2	0	COMB	Comb	Max			-24.88	3.144	1.551	0.027	2.342	4.911
C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-16.51	8.319	-0.862	0.052	1.59	3.383	C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-23.77	3.144	1.551	0.027	4.847	-3.178
C5-2	0	COMB	Comb	Min			-43.83	-2.711	-1.163	-0.057	-1.725	-4.353	C5-2	0	COMB	Comb	Min			-36.57	2.464	-3.575	-0.032	-5.344	3.844
C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-42.72	-2.711	-1.163	-0.057	1.178	-10.61	C5-2	2.85	COMB	Comb	Min			-35.46	2.464	-3.575	-0.032	-2.079	-4.05
C5-2	0	COMB	Comb	Max			-29.57	9.41	-1.256	0.051	-1.862	14.81	C5-2	0	COMB	Comb	Max			-36.82	4.235	1.157	0.026	1.758	6.614
C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-28.03	9.41	-1.256	0.051	2.129	1.977	C5-2	2.85	COMB	Comb	Max			-35.28	4.235	1.157	0.026	5.385	-4.584
C5-2	0	COMB	Comb	Min			-55.77	-1.621	-1.557	-0.058	-2.308	-2.651	C5-2	0	COMB	Comb	Min			-					



DIRECCION Y

Table with columns: Primer, Station, Output, Case, T, Slap, T, P, V2, VS, T, M2, M3. Rows include various COMEB: Combar and COMEB: Combar Max/Min entries with numerical values.

DIRECCION X

Table with columns: Primer, Station, Output, Case, T, Slap, T, P, V2, VS, T, M2, M3. Rows include various COMEB: Combar and COMEB: Combar Max/Min entries with numerical values.

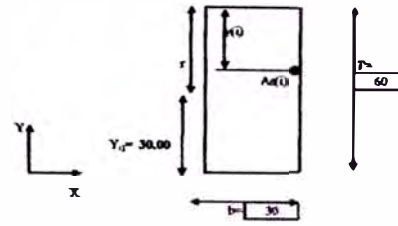
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA CS DIRECCIÓN Y DIRECCIÓN X

Control de Plástico

concreto							
# área	h (x)	h (y)	área	f <sub>c</sub> o f <sub>y</sub>	Y <sub>cg</sub>	X <sub>st</sub> f <sub>c</sub>	f (y) Y <sub>cg</sub>
1	30	60	1800	210	30	321300	9639000
Suma			1800			321300	9639000

Acero							
# área	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub>	T <sub>x</sub> (cm)	T <sub>y</sub> (cm)	A <sub>s</sub> x f <sub>y</sub>	A <sub>s</sub> f <sub>y</sub> y (i)	
1	5.7	4200	54	22640	23940	1202700	
2	3.96	4200	38.00	16632	16320	73016	
3	3.96	4200	22.00	16632	16320	363904	
4	5.7	4200	6	22840	14360		
Suma			19.32		6	81144	2434320

control de plástico Y<sub>c</sub> = 1.2E+07 = 402444 30 cm



concreto			Acero		
f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>	ρ	f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>	ρ
210 kg/cm <sup>2</sup>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	0.0013	210 kg/cm <sup>2</sup>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	0.0013

concreto			Acero		
f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>	ρ	f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>	ρ
210 kg/cm <sup>2</sup>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	0.0013	210 kg/cm <sup>2</sup>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	0.0013

concreto	punto	1						2						3						4						5						6					
		comp			construcción			Transición			construcción			31.7647			balanceo			3			6			9											
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	área 1	0.0	321.30	0	0	0	0	0	27	144.59	23.86	2.55	13.66	3.92	5.10	27.31	7.50	7.65	40.97	10.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	área 2	0.0	0.00	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Suma		321.30							144.59	23.86		13.66	3.92		27.31	7.50	7.65	40.97	10.72																	

acero	punto	1						2						3						4						5						6					
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	1	0.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	5.75	-0.0021	-23.94	-5.75	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0016	11.40	2.74										
	2	22.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.30	-0.0021	-16.63	-1.33	0.0021	16.63	-1.33	0.0021	16.63	-1.33	0.0021	-16.63	-1.33										
	3	38.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.37	-0.0021	-16.63	-1.33	0.0021	16.63	-1.33	0.0021	16.63	-1.33	0.0021	-16.63	-1.33										
	4	54.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	5.75	-0.0021	-23.94	-5.75	0.0021	23.94	-5.75	0.0021	23.94	-5.75	0.0021	-23.94	-5.75										
	Suma				81.14	0.00		81.14	0.00		81.14	0.00		81.14	0.00		-81.14	0.00									-57.20	5.75									
					402.44	0.00		-81.14	0.00		167.23	36.31		-67.49	3.92		-29.89	13.24									-4.84	19.20									

concreto	punto	7						8						9						10						11						12					
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	área 1	10.2	54.62	13.6066	12.75	0.0170	16.1363	15.3	81.93	18.31	17.85	95.59	20.14	20.40	109.20	21.63	22.95	122.90	22.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	área 2	0.0	0.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Suma	34.62	13.6066		12.75	0.0170	16.1363		81.93	18.31		95.59	20.14		109.20	21.63	22.95	122.90	22.77																		

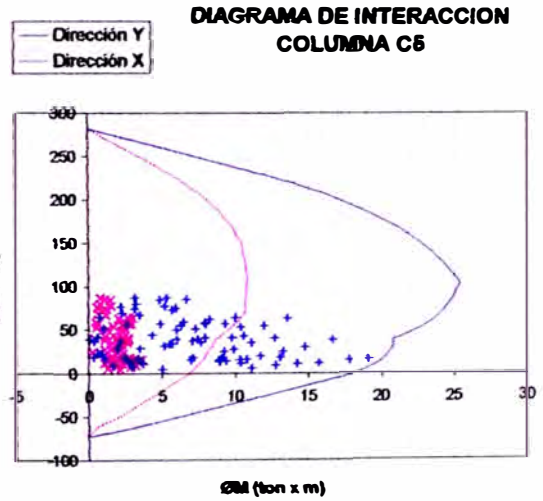
acero	punto	7						8						9						10						11						12					
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	1	0.00	5.70	0.0015	17.10	4.16	0.0015	20.52	4.92	0.0020	22.85	5.47	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	
	2	22.00	3.96	0.0021	16.63	-3.23	0.0014	-11.89	-0.39	0.0007	-5.28	-0.43	0.0001	-1.13	-0.09	0.0003	1.08	0.16	0.0006	4.40	0.35																
	3	38.00	3.96	0.0021	16.63	1.33	-0.0021	-16.63	1.33	-0.0021	-16.63	1.33	-0.0021	-16.63	1.33	-0.0021	-16.63	1.33	-0.0018	-13.86	1.11	-0.0012	-9.68	0.77													
	4	54.00	5.70	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	
	Suma				81.14	9.85		31.14	11.11		25.85	12.13		17.76	12.73		11.88	12.76																			
					14.52	23.45		37.14	27.24		50.88	30.44		67.82	32.88		87.36	34.39																			

concreto	punto	13						14						15						16						17						18					
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	área 1	25.5	136.55	23.5533	28.05	150.208	23.9957	30.6	163.86	24.09	33.15	177.52	23.83	35.70	191.17	23.23	38.25	204.83	22.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	área 2	0.0	0.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
	Suma	136.55	23.5533		150.208	23.9957		163.86	24.09		177.52	23.83		191.17	23.23		204.83	22.28																			

acero	punto	13						14						15						16						17						18					
		a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a	C <sub>x</sub>	M <sub>c</sub>	a		
	1	0.00	5.70	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	0.0021	23.94	5.75	
	2	22.00	3.96	0.0000	6.31	0.51	0.0016	7.92	0.63	0.0012	9.24	0.74	0.0013	10.36	0.83	0.0014	11.31	0.91	0.0015	12.14	0.97																
	3	38.00	3.96	0.0000	-6.34	0.51	-0.0005	-3.60	0.29	-0.0007	-1.37	0.11	0.0001	-0.61	-0.03	0.0003	2.26	-0.18	0.0005																		

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

mm(0.1fcAg,0PB)N= 54.00 ton Dirección Y						mm(0.1fcAg,0PB)N= 54.00 ton Dirección X					
M	P	e	CM	CP		M	P	e	CM	CP	
2	0.00	-81.14	0.90	0.00	-73.03	2	0.00	-81.14	0.90	0.00	-73.03
4	3.92	-67.49	0.90	3.53	-60.74	4	0.73	-67.49	0.90	0.65	-60.74
5	13.24	-29.89	0.90	11.92	-26.90	5	2.46	-33.83	0.90	2.22	-48.45
6	19.20	-4.84	0.90	17.28	-4.35	6	5.86	-18.93	0.90	5.27	-17.03
P=0	20.27	0.00	0.90	18.24	0.00	P=0	7.61	0.00	0.90	6.85	0.00
7	23.45	14.52	0.85	19.84	12.28	7	8.92	14.05	0.85	7.56	11.91
8	27.24	37.14	0.76	20.77	28.31	8	11.13	39.30	0.75	8.40	29.65
Pmax	29.72	54.00	0.70	20.80	37.80	Pmax	12.30	54.00	0.70	8.61	37.80
9	30.44	58.88	0.70	21.31	41.22	9	12.84	60.68	0.70	8.99	42.48
10	32.88	77.82	0.70	23.01	54.48	10	14.18	79.85	0.70	9.93	55.90
11	34.39	97.36	0.70	24.07	68.15	11	15.21	97.94	0.70	10.65	68.56
12	35.38	117.62	0.70	24.77	82.33	12	15.39	125.73	0.70	10.77	88.01
13	36.06	136.55	0.70	25.24	95.99	3	15.43	136.30	0.70	10.80	95.41
3	36.31	147.23	0.70	25.41	103.06	13	15.45	150.69	0.70	10.82	105.09
14	35.89	156.70	0.70	25.12	109.69	14	15.40	173.60	0.70	10.78	121.52
15	34.78	178.62	0.70	24.35	125.04	15	15.20	194.97	0.70	10.64	136.48
16	33.51	199.27	0.70	23.46	139.49	16	14.87	215.15	0.70	10.41	150.60
17	32.04	218.92	0.70	22.43	153.24	17	14.31	233.57	0.70	10.01	163.50
18	30.34	237.77	0.70	21.24	166.44	18	13.57	250.96	0.70	9.30	175.68
19	28.38	255.97	0.70	19.87	179.18	19	12.68	267.89	0.70	8.87	187.53
20	26.15	273.63	0.70	18.31	191.54	20	11.64	284.44	0.70	8.15	199.11
21	23.64	290.85	0.70	16.55	203.60	21	10.44	300.60	0.70	7.31	210.46
22	20.83	307.70	0.70	14.58	215.39	22	9.09	316.62	0.70	6.36	221.63
23	17.72	324.23	0.70	12.40	226.96	23	7.57	332.34	0.70	5.30	232.64
f	0.00	432.44	0.70	0.00	281.71	f	0.00	432.44	0.70	0.00	281.71



# ANEXO 7: RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN MURO P1

RESULTADOS DEL ANALISIS MURO P1

TABLE: Element Forces - Frames										TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	Output	Case	T	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Station	Output	Case	T	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
<b>PRIMER PISO</b>																					
Dirección -Y											Dirección -X										
P1-1	4	COMB9	Comba	Mín	-111	-1.31	-0.33	-0.1	-12.6	-17.7	P1-1	4	COMB5	Comba	Mín	-110	2.001	-35.7	-0.08	-187	-4.51
P1-1	4	COMB11	Comba	Mín	-111	-1.31	-0.33	-0.1	-12.6	-17.7	P1-1	4	COMB7	Comba	Mín	-110	2.001	-35.7	-0.08	-187	-4.51
P1-1	4	COMB27	Comba	Mín	-98.9	-1.8	-0.12	-0.09	-12	-16.8	P1-1	4	COMB23	Comba	Mín	-98.3	1.52	-35.5	-0.06	-186	-3.65
P1-1	4	COMB35	Comba	Mín	-98.9	-1.8	-0.12	-0.09	-12	-16.8	P1-1	4	COMB25	Comba	Mín	-98.3	1.52	-35.5	-0.06	-186	-3.65
P1-1	4	COMB37	Comba	Mín	-98.9	-1.8	-0.12	-0.09	-12	-16.8	P1-1	4	COMB31	Comba	Mín	-98.3	1.52	-35.5	-0.06	-186	-3.65
P1-1	4	COMB39	Comba	Mín	-98.9	-1.8	-0.12	-0.09	-12	-16.8	P1-1	4	COMB13	Comba	Mín	-74.3	1.101	-35.2	-0.05	-185	-2.88
P1-1	4	COMB17	Comba	Mín	-74.9	-2.22	0.131	-0.09	-11	-16.1	P1-1	4	COMB15	Comba	Mín	-74.3	1.101	-35.2	-0.05	-185	-2.88
P1-1	4	COMB1E	Comba	Mín	-74.9	-2.22	0.131	-0.09	-11	-16.1	P1-1	4	COMB39	Comba	Mín	-74.3	1.101	-35.2	-0.05	-185	-2.88
P1-1	4	COMB4C	Comba	Mín	-74.9	-2.22	0.131	-0.09	-11	-16.1	P1-1	4	COMB41	Comba	Mín	-74.3	1.101	-35.2	-0.05	-185	-2.88
P1-1	4	COMB4E	Comba	Mín	-74.9	-2.22	0.131	-0.09	-11	-16.1	P1-1	4	COMB4	Comba	Mín	-109	1.714	-36.5	0.006	-162	-3.48
P1-1	4	COMB8	Comba	Mín	-108	-2.08	-2.62	0.071	0.198	-15	P1-1	4	COMB6	Comba	Mín	-109	1.714	-36.5	0.008	-162	-3.48
P1-1	4	COMB1C	Comba	Mín	-108	-2.08	-2.62	0.071	0.198	-15	P1-1	4	COMB22	Comba	Mín	-85.4	1.233	-36.3	0.009	-181	-2.62
P1-1	4	COMB2E	Comba	Mín	-94.5	-2.54	-2.41	0.073	0.814	-14.2	P1-1	4	COMB24	Comba	Mín	-85.4	1.233	-36.3	0.009	-181	-2.62
P1-1	4	COMB2F	Comba	Mín	-94.5	-2.54	-2.41	0.073	0.814	-14.2	P1-1	4	COMB3D	Comba	Mín	-85.4	1.233	-36.3	0.009	-181	-2.62
P1-1	4	COMB34	Comba	Mín	-94.5	-2.54	-2.41	0.073	0.814	-14.2	P1-1	4	COMB12	Comba	Mín	-73.3	0.814	-36.1	0.01	-180	-1.85
P1-1	4	COMB3E	Comba	Mín	-94.5	-2.54	-2.41	0.073	0.814	-14.2	P1-1	4	COMB14	Comba	Mín	-73.3	0.814	-36.1	0.01	-180	-1.85
P1-1	4	COMB1E	Comba	Mín	-72.4	-2.98	-2.16	0.074	1.885	-13.4	P1-1	4	COMB3B	Comba	Mín	-73.3	0.814	-36.1	0.01	-180	-1.85
P1-1	4	COMB1E	Comba	Mín	-72.4	-2.98	-2.16	0.074	1.885	-13.4	P1-1	4	COMB40	Comba	Mín	-73.3	0.814	-36.1	0.01	-180	-1.85
P1-1	4	COMB4C	Comba	Mín	-72.4	-2.98	-2.16	0.074	1.885	-13.4	P1-1	4	COMB33	Comba	Mín	-98.9	-1.8	-0.12	-0.09	-12	-16.8
P1-1	4	COMB2E	Comba	Mín	-108	2.612	-1.41	-0.01	-4.95	-4.54	P1-1	4	COMB33	Comba	Máx	-63.2	5.538	0.594	-0.08	-8.32	8.694
P1-1	4	COMB3	Comba	Mín	-115	2.49	-1.38	-0.01	-5.39	-4.52	P1-1	4	COMB3	Comba	Máx	-115	2.49	-1.38	-0.01	-5.39	-4.52
P1-1	4	COMB1	Comba	Mín	-103	1.675	-1.07	-0.01	-4.94	-3.26	P1-1	4	COMB2	Comba	Máx	-108	2.612	-1.41	-0.01	-4.95	-4.54
P1-1	4	COMB1	Comba	Máx	-103	1.675	-1.07	-0.01	-4.94	-3.26	P1-1	4	COMB1	Comba	Máx	-103	1.675	-1.07	-0.01	-4.94	-3.26
Dirección +Y											Dirección +X										
P1-1	4	COMB9	Comba	Máx	-77.1	6.017	0.392	-0.08	-8.94	7.828	P1-1	4	COMB32	Comba	Mín	-94.5	-2.54	-2.41	0.073	0.814	-14.2
P1-1	4	COMB11	Comba	Máx	-77.1	6.017	0.392	-0.08	-8.94	7.828	P1-1	4	COMB32	Comba	Máx	-80.7	4.791	-1.69	0.068	4.517	11.37
P1-1	4	COMB27	Comba	Máx	-63.2	5.538	0.594	-0.08	-8.32	8.694	P1-1	4	COMB5	Comba	Máx	-76.2	2.243	34.32	-0.02	172.8	-3.71
P1-1	4	COMB35	Comba	Máx	-63.2	5.538	0.594	-0.08	-8.32	8.694	P1-1	4	COMB7	Comba	Máx	-78.2	2.243	34.32	-0.02	172.8	-3.71
P1-1	4	COMB37	Comba	Máx	-63.2	5.538	0.594	-0.08	-8.32	8.694	P1-1	4	COMB23	Comba	Máx	-62.3	1.762	34.53	-0.02	173.4	-2.84
P1-1	4	COMB39	Comba	Máx	-63.2	5.538	0.594	-0.08	-8.32	8.694	P1-1	4	COMB25	Comba	Máx	-62.3	1.762	34.53	-0.02	173.4	-2.84
P1-1	4	COMB17	Comba	Máx	-41.1	5.117	0.849	-0.08	-7.27	9.458	P1-1	4	COMB31	Comba	Máx	-62.3	1.762	34.53	-0.02	173.4	-2.84
P1-1	4	COMB1E	Comba	Máx	-41.1	5.117	0.849	-0.08	-7.27	9.458	P1-1	4	COMB13	Comba	Máx	-40.2	1.343	34.78	-0.02	174.5	-2.08
P1-1	4	COMB4C	Comba	Máx	-41.1	5.117	0.849	-0.08	-7.27	9.458	P1-1	4	COMB15	Comba	Máx	-40.2	1.343	34.78	-0.02	174.5	-2.08
P1-1	4	COMB4E	Comba	Máx	-41.1	5.117	0.849	-0.08	-7.27	9.458	P1-1	4	COMB39	Comba	Máx	-40.2	1.343	34.78	-0.02	174.5	-2.08
P1-1	4	COMB8	Comba	Máx	-74.6	5.272	-1.9	0.084	3.9	10.51	P1-1	4	COMB41	Comba	Máx	-40.2	1.343	34.78	-0.02	174.5	-2.08
P1-1	4	COMB1C	Comba	Máx	-74.6	5.272	-1.9	0.084	3.9	10.51	P1-1	4	COMB4	Comba	Máx	-75.2	1.956	33.44	0.045	177.8	-2.68
P1-1	4	COMB2E	Comba	Máx	-60.7	4.791	-1.69	0.068	4.517	11.37	P1-1	4	COMB6	Comba	Máx	-75.2	1.956	33.44	0.045	177.8	-2.68
P1-1	4	COMB3E	Comba	Máx	-60.7	4.791	-1.69	0.068	4.517	11.37	P1-1	4	COMB22	Comba	Máx	-61.3	1.475	33.64	0.047	178.4	-1.81
P1-1	4	COMB3F	Comba	Máx	-60.7	4.791	-1.69	0.068	4.517	11.37	P1-1	4	COMB24	Comba	Máx	-61.3	1.475	33.64	0.047	178.4	-1.81
P1-1	4	COMB3E	Comba	Máx	-60.7	4.791	-1.69	0.068	4.517	11.37	P1-1	4	COMB3D	Comba	Máx	-61.3	1.475	33.64	0.047	178.4	-1.81
P1-1	4	COMB1E	Comba	Máx	-38.6	4.372	-1.44	0.087	5.567	12.14	P1-1	4	COMB12	Comba	Máx	-39.2	1.056	33.9	0.048	179.4	-1.05
P1-1	4	COMB1E	Comba	Máx	-38.6	4.372	-1.44	0.087	5.567	12.14	P1-1	4	COMB14	Comba	Máx	-39.2	1.056	33.9	0.048	179.4	-1.05
P1-1	4	COMB4C	Comba	Máx	-38.6	4.372	-1.44	0.087	5.567	12.14	P1-1	4	COMB38	Comba	Máx	-39.2	1.056	33.9	0.048	179.4	-1.05
P1-1	4	COMB44	Comba	Máx	-38.6	4.372	-1.44	0.087	5.567	12.14	P1-1	4	COMB40	Comba	Máx	-39.2	1.056	33.9	0.048	179.4	-1.05
<b>SEGUNDO PISO</b>																					
Dirección -Y											Dirección -X										
P1-2	2.85	COMB9	Comba	Mín	-81.8	1.108	-2.8	-0.18	-1.72	-20.5	P1-2	2.85	COMB13	Comba	Mín	-54.9	3.433	-24.7	-0.1	-58.5	-6.1
P1-2	2.85	COMB11	Comba	Mín	-81.8	1.108	-2.8	-0.18	-1.72	-20.5	P1-2	2.85	COMB15	Comba	Mín	-54.9	3.433	-24.7	-0.1	-58.5	-6.1
P1-2	2.85	COMB6	Comba	Mín	-79.8	-0.18	-4.41	0.128	3.208	-18.3	P1-2	2.85	COMB39	Comba	Mín	-54.9	3.433	-24.7	-0.1	-58.5	-6.1
P1-2	2.85	COMB1C	Comba	Mín	-79.8	-0.18	-4.41	0.128	3.208	-18.3	P1-2	2.85	COMB41	Comba	Mín	-54.9	3.433	-24.7	-0.1	-58.5	-6.1
P1-2	2.85	COMB27	Comba	Mín	-71.5	-0.38	-2.2	-0.18	-2.05	-18.1	P1-2	2.85	COMB23	Comba	Mín	-71	4.737	-25.4	-0.1	-58.2	-8.2
P1-2	2.85	COMB35	Comba	Mín	-71.5	-0.38	-2.2	-0.18	-2.05	-18.1	P1-2	2.85	COMB25	Comba	Mín	-71	4.737	-25.4	-0.1	-58.2	-8.2
P1-2	2.85	COMB37	Comba	Mín	-71.5	-0.38	-2.2	-0.18	-2.05	-18.1	P1-2	2.85	COMB31	Comba	Mín	-71	4.737	-25.4	-0.1	-58.2	-8.2
P1-2	2.85	COMB39	Comba	Mín	-71.5	-0.38	-2.2	-0.18	-2.05	-18.1	P1-2	2.85	COMB5	Comba	Mín	-81	6.199	-26	-0.1	-57.9	-10.6
P1-2	2.85	COMB17	Comba	Mín	-55.4	-1.66	-1.43	-0.17	-2.34	-16	P1-2	2.85	COMB7	Comba	Mín	-81	6.199	-26	-0.1	-57.9	-10.6
P1-2	2.85	COMB1E	Comba	Mín	-55.4	-1.66	-1.43	-0.17	-2.34	-16	P1-2	2.85	COMB12	Comba	Mín	-54.1	2.942	-25.3	0.02	-58.7	-5.25
P1-2	2.85	COMB4C	Comba	Mín	-55.4	-1.66	-1.43	-0.17	-2.34	-16	P1-2	2.85	COMB14	Comba	Mín	-54.1	2.942	-25.3	0.02	-58.7	-5.25
P1-2	2.85	COMB4E	Comba	Mín	-55.4	-1.66	-1.43	-0.17	-2.34	-16	P1-2	2.85	COMB38	Comba	Mín	-5					

RESULTADOS DEL ANALISIS MURO P1

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
TERCER PISO											
Dirección -Y											
P1-3	2.85	COMB09	Comba	Mín		-52.7	0.849	-2.95	-0.2	1.413	-15.5
P1-3	2.85	COMB11	Comba	Mín		-52.7	0.849	-2.95	-0.2	1.413	-15.5
P1-3	2.85	COMB08	Comba	Mín		-51.5	-0.28	-4.17	0.134	3.323	-13.8
P1-3	2.85	COMB10	Comba	Mín		-51.5	-0.28	-4.17	0.134	3.323	-13.8
P1-3	2.85	COMB27	Comba	Mín		-46.8	-0.48	-2.34	-0.19	0.86	-13.6
P1-3	2.85	COMB25	Comba	Mín		-46.8	-0.48	-2.34	-0.19	0.86	-13.6
P1-3	2.85	COMB37	Comba	Mín		-46.8	-0.48	-2.34	-0.19	0.86	-13.6
P1-3	2.85	COMB17	Comba	Mín		-36.2	-1.56	-1.56	-0.19	0.277	-12
P1-3	2.85	COMB15	Comba	Mín		-36.2	-1.56	-1.56	-0.19	0.277	-12
P1-3	2.85	COMB43	Comba	Mín		-36.2	-1.56	-1.56	-0.19	0.277	-12
P1-3	2.85	COMB45	Comba	Mín		-36.2	-1.56	-1.56	-0.19	0.277	-12
P1-3	2.85	COMB26	Comba	Mín		-45.5	-1.61	-3.56	0.14	2.771	-11.9
P1-3	2.85	COMB28	Comba	Mín		-45.5	-1.61	-3.56	0.14	2.771	-11.9
P1-3	2.85	COMB34	Comba	Mín		-45.5	-1.61	-3.56	0.14	2.771	-11.9
P1-3	2.85	COMB36	Comba	Mín		-45.5	-1.61	-3.56	0.14	2.771	-11.9
P1-3	2.85	COMB16	Comba	Mín		-34.9	-2.69	-2.78	0.143	2.187	-10.3
P1-3	2.85	COMB18	Comba	Mín		-34.9	-2.69	-2.78	0.143	2.187	-10.3
P1-3	2.85	COMB42	Comba	Mín		-34.9	-2.69	-2.78	0.143	2.187	-10.3
P1-3	2.85	COMB44	Comba	Mín		-34.9	-2.69	-2.78	0.143	2.187	-10.3
P1-3	2.85	COMB03	Comba			-53.9	6.538	-4.21	-0.02	3.298	-9.62
P1-3	2.85	COMB01	Comba			-48	5.59	-3.76	-0.02	3.577	-9.44
P1-3	2.85	COMB02	Comba			-51.4	5.58	-3.77	-0.02	2.222	-7.48
P1-3	2.85	COMB09	Comba	Máx		-36.1	10.65	-2.59	-0.17	1.951	-1.79
P1-3	2.85	COMB11	Comba	Máx		-36.1	10.65	-2.59	-0.17	1.951	-1.79
P1-3	2.85	COMB08	Comba	Máx		-34.8	9.518	-3.81	0.167	3.862	-0.1
P1-3	2.85	COMB10	Comba	Máx		-34.8	9.518	-3.81	0.167	3.862	-0.1
Dirección +Y											
P1-3	2.85	COMB27	Comba	Máx		-30.1	9.328	-1.97	-0.16	1.399	0.099
P1-3	2.85	COMB25	Comba	Máx		-30.1	9.328	-1.97	-0.16	1.399	0.099
P1-3	2.85	COMB37	Comba	Máx		-30.1	9.328	-1.97	-0.16	1.399	0.099
P1-3	2.85	COMB17	Comba	Máx		-19.5	8.247	-1.2	-0.16	0.815	1.756
P1-3	2.85	COMB15	Comba	Máx		-19.5	8.247	-1.2	-0.16	0.815	1.756
P1-3	2.85	COMB43	Comba	Máx		-19.5	8.247	-1.2	-0.16	0.815	1.756
P1-3	2.85	COMB45	Comba	Máx		-19.5	8.247	-1.2	-0.16	0.815	1.756
P1-3	2.85	COMB26	Comba	Máx		-28.9	8.194	-3.19	0.173	3.309	1.788
P1-3	2.85	COMB28	Comba	Máx		-28.9	8.194	-3.19	0.173	3.309	1.788
P1-3	2.85	COMB34	Comba	Máx		-28.9	8.194	-3.19	0.173	3.309	1.788
P1-3	2.85	COMB36	Comba	Máx		-28.9	8.194	-3.19	0.173	3.309	1.788
P1-3	2.85	COMB16	Comba	Máx		-18.3	7.114	-2.42	0.176	2.725	3.445
P1-3	2.85	COMB18	Comba	Máx		-18.3	7.114	-2.42	0.176	2.725	3.445
P1-3	2.85	COMB42	Comba	Máx		-18.3	7.114	-2.42	0.176	2.725	3.445
P1-3	2.85	COMB44	Comba	Máx		-18.3	7.114	-2.42	0.176	2.725	3.445
CUARTO PISO											
Dirección -Y											
P1-4	2.85	COMB09	Comba	Mín		-23.8	2.098	-4.58	-0.19	4.096	-15.7
P1-4	2.85	COMB11	Comba	Mín		-23.8	2.098	-4.58	-0.19	4.096	-15.7
P1-4	2.85	COMB08	Comba	Mín		-23.1	0.573	-5.06	0.127	4.129	-14
P1-4	2.85	COMB10	Comba	Mín		-23.1	0.573	-5.06	0.127	4.129	-14
P1-4	2.85	COMB27	Comba	Mín		-21.9	0.836	-3.92	-0.19	3.259	-13.8
P1-4	2.85	COMB25	Comba	Mín		-21.9	0.836	-3.92	-0.19	3.259	-13.8
P1-4	2.85	COMB37	Comba	Mín		-21.9	0.836	-3.92	-0.19	3.259	-13.8
P1-4	2.85	COMB17	Comba	Mín		-21.3	-0.69	-4.39	0.132	3.292	-12.2
P1-4	2.85	COMB15	Comba	Mín		-21.3	-0.69	-4.39	0.132	3.292	-12.2
P1-4	2.85	COMB43	Comba	Mín		-21.3	-0.69	-4.39	0.132	3.292	-12.2
P1-4	2.85	COMB45	Comba	Mín		-21.3	-0.69	-4.39	0.132	3.292	-12.2
P1-4	2.85	COMB26	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB28	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB34	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB36	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB03	Comba			-24	8.85	-5.76	-0.02	5.39	-11.2
P1-4	2.85	COMB01	Comba			-21.6	8.122	-5.34	-0.02	5.521	-11
P1-4	2.85	COMB02	Comba			-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB09	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB11	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB08	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB10	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB27	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB25	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB37	Comba	Mín		-16.3	-2.33	-3.27	0.134	2.316	-10.2
P1-4	2.85	COMB17	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB15	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB43	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB45	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB26	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB28	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB34	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB36	Comba	Mín		-16.9	-0.81	-2.8	-0.19	2.283	-11.8
P1-4	2.85	COMB16	Comba	Mín		-16.1	13.67	-4.27	-0.15	4.52	-3.88
P1-4	2.85	COMB18	Comba	Mín		-16.1	13.67	-4.27	-0.15	4.52	-3.88
P1-4	2.85	COMB42	Comba	Mín		-15.5	12.15	-4.75	0.167	4.553	-2.23
P1-4	2.85	COMB44	Comba	Mín		-15.5	12.15	-4.75	0.167	4.553	-2.23
P1-4	2.85	COMB03	Comba	Máx		-14.3	12.41	-3.6	-0.15	3.683	-2.03
P1-4	2.85	COMB01	Comba	Máx		-14.3	12.41	-3.6	-0.15	3.683	-2.03
P1-4	2.85	COMB02	Comba	Máx		-14.3	12.41	-3.6	-0.15	3.683	-2.03
P1-4	2.85	COMB09	Comba	Máx		-14.3	12.41	-3.6	-0.15	3.683	-2.03
P1-4	2.85	COMB11	Comba	Máx		-14.3	12.41	-3.6	-0.15	3.683	-2.03
P1-4	2.85	COMB08	Comba	Máx		-13.7	10.89	-4.08	0.171	3.716	-0.38
P1-4	2.85	COMB10	Comba	Máx		-13.7	10.89	-4.08	0.171	3.716	-0.38
P1-4	2.85	COMB27	Comba	Máx		-9.32	10.77	-2.48	-0.15	2.707	-0.04
P1-4	2.85	COMB25	Comba	Máx		-9.32	10.77	-2.48	-0.15	2.707	-0.04
P1-4	2.85	COMB37	Comba	Máx		-9.32	10.77	-2.48	-0.15	2.707	-0.04
P1-4	2.85	COMB17	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB15	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB43	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB45	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
Dirección +Y											
P1-4	2.85	COMB27	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB25	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB37	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB17	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB15	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB43	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61
P1-4	2.85	COMB45	Comba	Máx		-8.7	9.245	-2.96	0.174	2.74	1.61

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3</
-------	---------	--------	------	---	------	---	----	----	---	----	------

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA P1 - DIRECCION +X

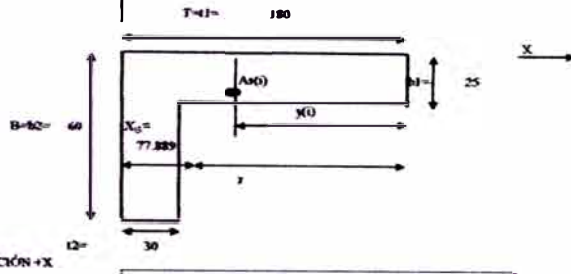
DIRECCION +X

Control de Plástico concreto		f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	
# área	b(x)	h(y)	area
1	25	180	4500
2	35	30	1050
Suma	A <sub>c</sub> =		5550

Acero		f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	
# área	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	T (kg)
1	5.7	4200	170
2	5.7	4200	165.00
3	5.7	4200	156.00
4	2.34	4200	141
5	2.54	4200	106.68
6	2.54	4200	111.00
7	2.54	4200	96
8	2.54	4200	81.00
9	2.54	4200	66.00
10	2.54	4200	51
11	2.54	4200	36.00
12	9.66	4200	24.00
13	9.66	4200	6
14			
Suma	36.74		2303.00

control de plástico	X <sub>u</sub> = 9.8E+07	Y <sub>u</sub> = 77.8E+07
	122863	77867

PISO 1



Concreto		FORMULAS USADAS	
f <sub>c</sub> =	210 kg/cm <sup>2</sup>	φ =	0.85C (cm)
area 1	1	Cc =	0.85 · f <sub>c</sub> · a · b (ton)
b	25 35	Cc =	0.85 · f <sub>c</sub> · L · D (ton)
h	180 30		(conv. carcara/ton)
T	180 180	M <sub>c</sub> =	Cc · (r/2) (ton x m)

Acero		FORMULAS USADAS	
f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>	es =	0.0033 (c. y/c)
		T <sub>s</sub> =	A <sub>s</sub> · f <sub>y</sub> (ton)
		M <sub>s</sub> =	T <sub>s</sub> · (y <sub>u</sub> / Y <sub>u</sub> ) (ton x m)

concreto		1		2		3		4		5		6	
c (cm)	comp. conoestructiva	T <sub>tracc</sub> conoestructiva		102.941		Influencia		9		18		27	
area 1	180.0	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00
area 2	30.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma	990.00	0.00	0.00	0.00	0.00	390.47	227.88	7.65	34.14	33.55	15.30	68.20	64.49

acero		1		2		3		4		5		6	
# área	yl (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>
1	6.00	5.70	0.0023	23.94	0.00	0.0023	23.94	23.01	0.0010	11.40	10.98	0.0020	22.80
2	15.00	5.70	0.0021	21.94	0.00	0.0021	21.94	20.85	-0.0020	-22.80	-19.86	0.0005	5.70
3	20.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	18.70	-0.0021	-23.94	-18.70	-0.0010	-11.60
4	30.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	9.87	-0.0021	-10.67	-4.73	-0.0021	-10.67
5	50.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	7.25	-0.0021	-10.67	-5.13	-0.0021	-10.67
6	60.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	5.02	-0.0021	-10.67	-3.53	-0.0021	-10.67
7	84.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	2.80	-0.0021	-10.67	-1.93	-0.0021	-10.67
8	90.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	0.58	-0.0021	-10.67	-0.33	-0.0021	-10.67
9	114.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	-1.64	0.19	-0.0021	-10.67	1.27	-0.0021
10	120.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	-3.85	1.04	-0.0021	-10.67	2.87	-0.0021
11	144.00	2.54	0.0021	10.67	0.00	0.0021	10.67	-6.08	2.55	-0.0021	-10.67	4.47	-0.0021
12	156.00	9.66	0.0023	40.57	0.00	0.0023	40.57	16.10	-0.0023	-40.57	21.86	-0.0023	-40.57
13	174.00	9.66	0.0021	40.57	0.00	0.0021	40.57	28.76	-0.0021	-40.57	29.17	-0.0021	-40.57
Suma				230.31	0.00	230.31	0.00	15.09	122.85	-201.83	14.37	-149.39	98.95

concreto		7		8		9		10		11		12	
c (cm)	36	45		54		63		72		81		90	
area 1	30.0	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00
area 2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma	134.54	134.54	0.00	170.691	141.649	204.83	162.14	238.97	180.0	273.11	195.30	307.24	207.96

acero		7		8		9		10		11		12	
# área	yl (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>
1	6.00	5.70	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94
2	15.00	5.70	0.0018	19.95	17.30	0.0021	23.94	20.85	0.0021	23.94	20.85	0.0021	23.94
3	20.00	5.70	0.0018	11.40	0.90	0.0014	15.56	12.47	0.0017	19.86	14.84	0.0019	21.17
4	30.00	2.54	0.0023	-1.27	-0.90	0.0004	2.03	1.28	0.0008	4.23	2.47	0.0011	5.81
5	50.00	2.54	0.0015	-7.62	-3.67	-0.0004	-3.85	-1.47	0.0000	0.00	0.00	0.0004	2.18
6	60.00	2.54	0.0023	-10.67	-3.53	-0.0016	-8.13	-2.69	-0.0008	-4.23	-1.40	0.0000	-1.45
7	84.00	2.54	0.0021	-10.67	-1.93	-0.0021	-10.67	-1.93	-0.0017	-8.47	-1.53	-0.0010	-5.08
8	90.00	2.54	0.0021	-10.67	-4.33	-0.0021	-10.67	-4.33	-0.0017	-8.71	-1.57	-0.0011	-8.71
9	114.00	2.54	0.0021	-10.67	1.27	-0.0021	-10.67	1.27	-0.0021	-10.67	1.27	-0.0018	-8.89
10	120.00	2.54	0.0021	-10.67	2.87	-0.0021	-10.67	2.87	0.0011	-10.67	2.87	-0.0021	-10.67
11	144.00	2.54	0.0021	-10.67	4.47	-0.0021	-10.67	4.47	-0.0021	-10.67	4.47	-0.0021	-10.67
12	156.00	9.66	0.0023	-40.57	21.86	-0.0023	-40.57	21.86	-0.0021	-40.57	21.86	-0.0021	-40.57
13	174.00	9.66	0.0021	-40.57	29.17	-0.0021	-40.57	29.17	-0.0021	-40.57	29.17	-0.0021	-40.57
Suma				-98.75	98.66	-30.93	109.83	-45.40	117.75	-51.35	126.91	-37.52	126.91

concreto		13		14		15		16		17		18	
c (cm)	90	99		108		117		126		135		144	
area 1	76.5	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00	Cc	Mc	a	0.00
area 2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma	341.38	341.38	0.00	375.519	225.447	409.64	296.27	443.88	292.5	477.93	292.09	512.07	229.08

acero		13		14		15		16		17		18	
# área	yl (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	es	T <sub>s</sub>
1	6.00	5.70	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94	23.01	0.0021	23.94
2	15.00	5.70	0.0021	23.94	20.85	0.0021	23.94	20.85	0.0021	23.94	20.85	0.0021	23.94
3	20.00	5.70	0.0021	23.94	18.70	0.0021	23.94	18.70	0.0021	23.94	18.70	0.0021	23.94
4	30.00	2.54	0.0017	8.64	5.45	0.0018	9.24	5.83	0.0019	9.74	6.14	0.0020	10.16
5	50.00	2.54	0.0012	6.10	2.93	0.0014	6.93	3.33	0.0015	7.62	3.67	0.0016	8.21
6	60.00	2.54	0.0007	3.56	1.18	0.0008	4.62	1.51	0.0011	5.90	1.82	0.0012	6.25
7	84.00	2.54	0.0002	1.82	0.18	0.0005	2.31	0.42	0.0007	3.39	0.61	0.0008	4.30
8	90.00	2.54	0.0003	-1.52	-0.95	0.0008	0.80	0.00	0.0003	1.27	0.84	0.0005	2.34
9	114.00	2.54	0.0008	-4.86	0.48	-0.0005	-2.31	0.27	-0.0002	-0.85	0.10	0.0000	0.39
10	120.00	2.54	-0.0013	-6.40	1.78	-0.0009	-4.62	1.24	-0.0004	-2.98	0.80	0.0009	-1.58
11	144.00	2.54	-0.0018	-9.16	3.83	-0.0016	-6.93	2.90	-0.0010	-3.00	1.67	-0.0007	-3.52
12	156.00	9.66	0.0021	-40.57	21.86	-0.0017	-33.77	17.98	-0.0013	-25.76	13.88	-0.0010	-19.32
13	174.00	9.66	0.0021	-40.57	29.17	-0.0018	-40.57	29.17	-0.0015	-35.82	25.46	-0.0015	-29.24
Suma				7.11	125.24	29.25	117.22	50.84	108.40	69.32	160.85	54.26	332.9

concreto		19			20			21			22			23					
c (cm)		144			153			162			171			180					
a		Cc			Mc a			Cc			Mc a			Cc			Mc a		
area 1	122.4	546.21	223.46	130.05	580.348	215.228	137.7	614.49	204.38	145.15	648.62	190.93	153.00	682.76	174.86				
area 2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	18.74	-9.26				
suma		546.21	223.46		580.348	215.228		614.49	204.38		648.62	190.93		701.51	165.61				

acero		19			20			21			22			23			0		
# área	b (cm)	As (cm²)	fy	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	
1	25	9.66	4200	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	
2	35	9.66	4200	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	
3	25	9.66	4200	144.00	10668	7E+06	144.00	10668	7E+06	144.00	10668	7E+06	144.00	10668	7E+06	144.00	10668	7E+06	
4	25	9.66	4200	129	10668	1E+06	129	10668	1E+06	129	10668	1E+06	129	10668	1E+06	129	10668	1E+06	
5	25	9.66	4200	114.00	10668	1E+06	114.00	10668	1E+06	114.00	10668	1E+06	114.00	10668	1E+06	114.00	10668	1E+06	
6	25	9.66	4200	99.00	10668	1E+06	99.00	10668	1E+06	99.00	10668	1E+06	99.00	10668	1E+06	99.00	10668	1E+06	
7	25	9.66	4200	84	10668	89611.2	84	10668	89611.2	84	10668	89611.2	84	10668	89611.2	84	10668	89611.2	
8	25	9.66	4200	69.00	10668	736092	69.00	10668	736092	69.00	10668	736092	69.00	10668	736092	69.00	10668	736092	
9	25	9.66	4200	54.00	10668	576072	54.00	10668	576072	54.00	10668	576072	54.00	10668	576072	54.00	10668	576072	
10	25	9.66	4200	39	10668	416052	39	10668	416052	39	10668	416052	39	10668	416052	39	10668	416052	
11	5.7	4200	24.00	23940	574560		24.00	23940	574560	24.00	23940	574560	24.00	23940	574560	24.00	23940	574560	
12	5.7	4200	15.00	23940	359100		15.00	23940	359100	15.00	23940	359100	15.00	23940	359100	15.00	23940	359100	
13	5.7	4200	6	23940	143640		6	23940	143640	6	23940	143640	6	23940	143640	6	23940	143640	
14		4200		0	0			0	0		0	0		0	0		0	0	
suma		56.74		238308	7E+07			238308	7E+07			238308	7E+07				238308	7E+07	

DIAGRAMA DE INTERACCION FLACA P1 - DIRECCION -X  
DIRECCION -X

Centroide Plástico  
concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

# área	b (x)	t (y)	área	$f_c \cdot b \cdot t$	$Y_{cg}$	$85bt^2/c$	$t (y)$	$Y_{cg}$
1	25	180	4500	210	90	803250	7E+07	
2	35	30	1050	210	165	187425	3E+07	
Suma			5550			990675	1E+08	

$X_{cg} = 104.19$   
 $Y_{cg} = 2E+07$

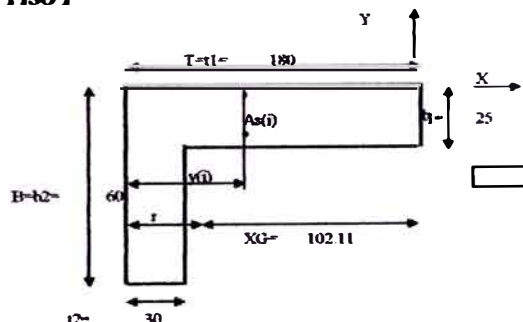
Acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

# área	$A_s (i)$	$f_y$	$T_x (i)$	$A_s \cdot x \cdot f_y$	$A_s \cdot f_y \cdot y (i)$
1	9.66	4200	174	40572	7E+06
2	9.66	4200	156.90	40572	6E+06
3	2.54	4200	144.00	10668	7E+06
4	2.54	4200	129	10668	1E+06
5	2.54	4200	114.00	10668	1E+06
6	2.54	4200	99.00	10668	1E+06
7	2.54	4200	84	10668	89611.2
8	2.54	4200	69.00	10668	736092
9	2.54	4200	54.00	10668	576072
10	2.54	4200	39	10668	416052
11	5.7	4200	24.00	23940	574560
12	5.7	4200	15.00	23940	359100
13	5.7	4200	6	23940	143640
14		4200		0	0
Suma	56.74			238308	7E+07

centroide plástico  $X_C = 1E+08$   
 $Y_C = 1E+06$

$X_C = 102.11 \text{ cm}$

PISO 1



DIRECCION -X

Concreto

$f_c$	área 1	área 2
210 kg/cm²		
	1	1
	180	30
	180	180

FORMULAS USADAS  
 $a = 0.85c$  (norma)  
 $C_c = 0.85 f_c a b (f_{cm})$   
 $C_c = 0.85 f_c t b (f_{cm})$  (norma concentrada)  
 $M_c = C_c (t-a/2) (f_{cm} \cdot x \cdot m)$

Acero

$f_y$	FORMULAS USADAS
4200 kg/cm²	
	$c_i = 0.003 (c - y_i) / c$
	$T_s = A_s f_y = A_s E_s (f_{cm})$
	$M_s = T_s R = T_s (T - (y_i + Y_C))$ (tem x m)

concreto		1			2			3			4			5			6		
c (cm)		180			30			180.94			9			18			27		
a		Cc			Mc a			Cc			Mc a			Cc			Mc a		
area 1	180.94	809.25	0	0	0	0	87.5	390.47	133.30	7.65	34.14	25.28	15.30	68.28	47.96	22.95	102.41	68.02	
area 2	30.0	187.43	0	0	0	0	30	187.43	117.87	7.65	47.79	35.40	15.30	95.59	67.14	22.95	143.38	95.22	
suma		996.68	0	0	0	0	117.5	577.89	251.17		81.93	60.68		163.86	115.10		245.79	163.24	

acero		1			2			3			4			5			6		
# área	b (cm)	As (cm²)	fy	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	Ts	Ms	Ycg	
1	6.00	9.66	4200	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	40.57	0.00	104.19	
2	24.00	9.66	4200	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	156.90	40.572	7E+07	
3	36.00	2.54	4200	106.67	10668	7E+06	106.67	10668	7E+06	106.67	10668	7E+06	106.67	10668	7E+06	106.67	10668	7E+06	
4	51.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
5	66.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
6	81.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
7	96.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
8	111.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
9	126.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
10	141.00	2.54	4200	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	106.67	10668	1E+06	
11	156.00	5.70	4200	23.94	23940	574560	23.94	23940	574560	23.94	23940	574560	23.94	23940	574560	23.94	23940	574560	
12	165.00	5.70	4200	23.94	23940	359100	23.94	23940	359100	23.94	23940	359100	23.94	23940	359100	23.94	23940	359100	
13	174.00	5.70	4200	23.94	23940	143640	23.94	23940	143640	23.94	23940	143640	23.94	23940	143640	23.94	23940	143640	
14	0.00	0.00	4200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
suma				238.31	0.00		238.31	0.00		36.39	117.63		-178.42	63.64		-137.84	88.99		-104.56
				1229.0	0.00		-238.31	0.00		614.29	368.80		-96.48	124.33		26.02	204.08		141.23

concreto		punto 7			8			9			10			11			12		
c (cm)		36			45			54			63			72			81		
a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc		
area 1	30.6	136.55	85.467	38.25	170.69	100.3	45.9	204.83	112.53	53.55	238.97	122.15	61.20	273.11	129.15	68.85	307.24	133.54	
area 2	30.0	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	
suma	323.98	203.34		358.12	218.17		392.25	230.40		426.39	240.0		460.53	247.02		494.67	251.41		

acero		punto 7			8			9			10			11			12		
# área	yl(cm)	As(cm)	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms		
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17		
2	24.00	9.66	0.0010	19.32	10.41	0.0014	27.05	14.58	0.0017	32.20	17.35	0.0019	35.88	19.34	0.0020	38.64	20.82		
3	36.00	2.54	0.0000	0.00	0.00	0.0006	3.05	1.28	0.0010	5.08	2.13	0.0013	6.53	2.74	0.0015	7.62	3.19		
4	51.00	2.54	-0.0013	-6.35	-1.71	-0.0004	-2.03	-0.55	0.0002	0.85	0.23	0.0006	2.90	0.78	0.0009	4.45	1.20		
5	66.00	2.54	-0.0021	-10.67	-1.27	-0.0014	-7.11	-0.85	-0.0007	-3.39	-0.40	-0.0001	-0.73	-0.09	0.0003	1.27	0.15		
6	81.00	2.54	-0.0021	-10.67	0.33	-0.0021	-10.67	0.33	-0.0015	-7.62	0.24	-0.001	-4.35	0.14	-0.0004	-1.91	0.06		
7	96.00	2.54	-0.0021	-10.67	1.93	-0.0021	-10.67	1.93	-0.0021	-10.67	1.93	-0.0016	-7.98	1.45	-0.0010	-5.08	0.92		
8	111.00	2.54	-0.0021	-10.67	3.53	-0.0021	-10.67	3.53	-0.0021	-10.67	3.53	-0.0021	-10.67	3.53	-0.0016	-8.26	2.73		
9	126.00	2.54	-0.0021	-10.67	5.13	-0.0021	-10.67	5.13	-0.0021	-10.67	5.13	-0.0021	-10.67	5.13	-0.0021	-10.67	5.13		
10	141.00	2.54	-0.0021	-10.67	6.73	-0.0021	-10.67	6.73	-0.0021	-10.67	6.73	-0.0021	-10.67	6.73	-0.0021	-10.67	6.73		
11	156.00	5.70	-0.0021	-23.94	18.70	-0.0021	-23.94	18.70	-0.0021	-23.94	18.70	-0.0021	-23.94	18.70	-0.0021	-23.94	18.70		
12	165.00	5.70	-0.0021	-23.94	20.85	-0.0021	-23.94	20.85	-0.0021	-23.94	20.85	-0.0021	-23.94	20.85	-0.0021	-23.94	20.85		
13	174.00	5.70	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0021	-23.94	23.01		
14	0	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00		
suma				-82.29	116.83		-63.64	123.85		-46.80	128.60		-31.00	131.47		-15.85	132.67		
				241.69	320.16		294.48	342.03		345.45	359.00		395.39	371.49		444.68	379.69		

concreto		punto 13			14			15			16			17			18		
c (cm)		90			99			108			117			126			135		
a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc		
area 1	76.5	341.38	135.32	84.15	375.52	134.49	91.8	409.66	131.05	99.45	443.80	124.99	107.10	477.93	116.32	114.75	512.07	105.05	
area 2	30.0	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	
suma	528.81	253.19		508.94	252.36		597.08	248.92		631.22	242.9		665.36	234.19		699.50	222.92		

acero		punto 13			14			15			16			17			18		
# área	yl(cm)	As(cm)	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms		
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17		
2	24.00	9.66	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86		
3	36.00	2.54	0.0018	9.14	3.83	0.0019	9.70	4.06	0.0020	10.16	4.26	0.0021	10.55	4.42	0.0021	10.67	4.47		
4	51.00	2.54	0.0013	6.60	1.78	0.0015	7.39	1.99	0.0016	8.04	2.16	0.0017	8.60	2.31	0.0018	9.07	2.44		
5	66.00	2.54	0.0008	4.06	0.48	0.0010	5.08	0.60	0.0012	5.93	0.70	0.0013	6.64	0.79	0.0014	7.26	0.86		
6	81.00	2.54	0.0003	1.52	-0.05	0.0005	2.77	-0.09	0.0008	3.81	-0.12	0.0009	4.69	-0.15	0.0011	5.44	-0.17		
7	96.00	2.54	-0.0002	-1.02	0.18	0.0001	0.46	-0.08	0.0003	1.69	-0.31	0.0005	2.74	-0.50	0.0007	3.63	-0.66		
8	111.00	2.54	-0.0007	-3.56	1.18	-0.0004	-1.85	0.61	-0.0001	-0.42	0.14	0.0002	0.78	-0.26	0.0004	1.81	-0.60		
9	126.00	2.54	-0.0012	-6.10	2.93	-0.0008	-4.16	2.00	-0.0005	-2.54	1.22	0.0000	-1.17	0.56	0.0000	0.00	0.00		
10	141.00	2.54	-0.0017	-8.64	5.45	-0.0013	-6.47	4.08	-0.0009	-4.66	2.94	-0.001	-3.13	1.97	-0.0004	-1.81	1.15		
11	156.00	5.70	-0.0021	-23.94	18.70	-0.0017	-19.69	15.38	-0.0013	-15.20	11.87	-0.0010	-11.40	8.90	-0.0007	-8.14	6.36		
12	165.00	5.70	-0.0021	-23.94	20.85	-0.0020	-22.88	19.86	-0.0016	-18.05	15.72	-0.0012	-14.03	12.22	-0.0009	-10.59	9.22		
13	174.00	5.70	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0021	-23.94	23.01	-0.0018	-20.90	20.09	-0.0015	-16.66	16.01	-0.0011	-13.03	12.52		
14	0	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00		
suma				11.36	129.38		27.64	122.46		49.01	109.71		68.75	97.33		85.45	86.62		
				540.16	382.57		590.59	374.82		646.09	358.63		699.97	340.19		750.81	320.82		

concreto		punto 19			20			21			22			23		
c (cm)		144			153			162			171			180		
a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc	a	Cc	Mc		
area 1	122.4	546.21	91.157	130.05	580.35	74.656	137.7	614.49	55.54	145.35	648.62	33.82	153.00	682.76	9.48	
area 2	30.0	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	30.00	187.43	117.87	
suma	733.64	209.03		767.77	192.53		801.91	173.41		836.05	151.69		870.19	127.35		

acero		punto 19			20			21			22			23			0		
# área	yl(cm)	As(cm)	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms	ei	Ts	Ms		
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17	0.0021	40.57	29.17		
2	24.00	9.66	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86	0.0021	40.57	21.86		
3	36.00	2.54	0.0021	10.67	4.47	0.0021	10.67	4.47	0.0021	10.67	4.47	0.0021	10.67	4.47	0.0021	10.67	4.47		
4	51.00	2.54	0.0019	9.84	2.65	0.0020	10.16	2.73	0.0021	10.44	2.81	0.0021	10.67	2.87	0.0021	10.67	2.87		
5	66.00	2.54	0.0016	8.26	0.98	0.0017	8.67	1.03	0.0018	9.03	1.07	0.0018	9.36	1.11	0.0019	9.65	1.15		
6	81.00	2.54	0.0013	6.67	-0.21	0.0014	7.17	-0.22	0.0015	7.62	-0.24	0.0016	8.02	-0.25	0.0017	8.38	-0.26		
7	96.00	2.54	0.0010	5.08	-0.92	0.0011	5.68	-1.03	0.0012	6.21	-1.12	0.0013	6.68	-1.21	0.0014	7.11	-1.29		
8	111.00	2.54	0.0007	3.49	-1.16	0.0008	4.18	-1.39	0.0009	4.80	-1.59	0.0011	5.35	-1.77	0.0012	5.84	-1.93		
9	126.00	2.54	0.0004	1.91	-0.92	0.0005	2.69	-1.29	0.0007	3.39	-1.63	0.0008	4.01	-1.93	0.0009	4.57	-2.20		
10	141.00	2.54	0.0001	0.32	-0.20	0.0002	1.20	-0.75	0.0004	1.98	-1.25	0.0005	2.67	-1.09	0.0007	3.30	-2.08		
11	156.00	5.70	-0.0003	-2.85	2.23	-0.0001	-0.67	0.52	0.0001	1.27	-0.99	0.0003	3.00	-3.34	0.0004	4.56	-3.56		
12	165.00	5.70	-0.0004	-4.99	4.34	-0.0002	-2.68	2.34	-0.0001	-0.63	0.55	0.0001	1.20	-1.05	0.0003	2.85	-2.48		
13	174.00	5.70	-0.0006	-7.13	6.85	-0.0004	-4.69	4.51	-0.0002	-2.53	2.43	-0.0001	-0.60	0.58</					



min(0.1 166.5 ton						DIAGRAMA DE INTERACCIÓN						0		
Dirección -X						min(0.1 166.5 ton						0.7 0.9 0.9		
M	P	Ø	ØM	ØP		M	P	Ø	ØM	ØP				
2	0	-238.3	0.9	0	-214.5	2	0	-238.3	0.9	0	-214.5			
4	124.3	-86.48	0.9	111.9	-86.84	4	47.92	-167.7	0.9	43.13	-150.9			
	187.1	0	0.9	168.4	0	5	124.4	-81.11	0.9	112	-73			
5	204.1	26.02	0.869	177.3	22.6	6	176.5	-17.24	0.9	158.8	-15.52			
6	269.8	141.2	0.73	197.1	103.1		189.2	0	0.9	170.3	0			
	282.5	166.5	0.7	197.7	116.8	7	217.2	37.8	0.955	185.6	32.3			
7	320.2	241.7	0.7	224.1	169.2	8	251.5	89.76	0.792	199.2	71.11			
8	342	294.5	0.7	239.4	206.1	9	279.9	139.4	0.733	206	102.1			
9	359	345.5	0.7	251.3	241.8		292.9	166.5	0.7	206.1	116.6			
10	371.5	395.4	0.7	260	276.9	10	303.1	187.6	0.7	212.2	131.3			
11	379.7	444.7	0.7	265.8	311.3	11	322.2	235.6	0.7	225.5	164.9			
12	383.6	493.3	0.7	268.5	345.3	12	337.2	283.3	0.7	236	196.3			
13	382.6	540.2	0.7	267.8	378.1	13	347.4	330	0.7	243.2	231			
14	374.8	590.6	0.7	262.4	413.4	14	350.7	382.6	0.7	245.5	267.8			
3	368.8	614.3	0.7	258.2	430	3	350.7	406	0.7	245.5	284.2			
15	358.6	646.1	0.7	251	452.3	15	347.5	438.9	0.7	243.2	307.2			
16	340.2	700	0.7	238.1	490	16	340.9	494.6	0.7	238.6	346.2			
17	320.8	750.8	0.7	224.8	525.6	17	332.9	547.3	0.7	233.1	383.1			
18	300.2	799.3	0.7	210.2	569.5	18	323.3	597.2	0.7	226.3	418.1			
19	278.2	846	0.7	194.7	592.2	19	311.7	645.1	0.7	218.2	451.6			
20	254.5	891.3	0.7	178.1	623.9	20	298.3	691.4	0.7	208.8	484			
21	229	935.3	0.7	160.3	654.7	21	282.9	736.3	0.7	198	515.4			
22	201.5	978.2	0.7	141.1	684.8	22	265.2	780.1	0.7	185.7	546.1			
23	172	1020	0.7	120.4	714.1	23	236.2	841.7	0.7	165.3	589.2			
1	0	1229	0.7	0	860.3	1	0	1229	0.7	0	860.3			

--- Dirección -X  
 — Dirección +X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN  
 MURO P1 - 1er piso - DIRECCION X

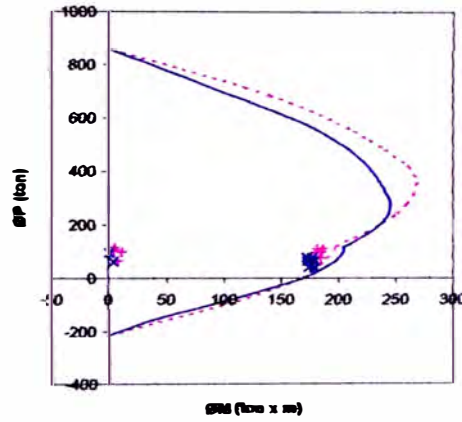


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA P1 - DIRECCIÓN +X PISO 2 DIRECCIÓN +X

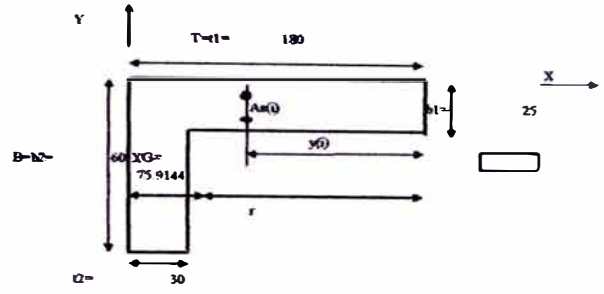
Control de Plástico							
concreto							
# área	b (x)	h (y)	área	$f_c$ o $f_y$	$Y_{cg}$	$A_{st} f_c$	$1 (y) Y_{cg}$
1	25	180	4500	210	90	903250	7.2E+07
2	35	90	1050	210	15	187425	2811375
Suma			5550			990675	7.5E+07

Acero							
# área	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$T_y$ (cm)	$A_{st} x f_y$	$A_{st} f_y y_i$		
1	3.96	4200	174	16632	2893868		
2	3.96	4200	165.00	16632	2744788		
3	3.96	4200	156.00	16632	2594992		
4	1.42	4200	141	5964	840924		
5	1.42	4200	126.00	5964	751464		
6	1.42	4200	111.00	5964	662004		
7	1.42	4200	96	5964	572544		
8	1.42	4200	81.00	5964	483084		
9	1.42	4200	66.00	5964	393624		
10	1.42	4200	51	5964	304164		
11	1.42	4200	36.00	5964	214704		
12	9.66	4200	24.00	40572	973728		
13	9.66	4200	6	40572	243432		
14		4200		0	0		
Suma	42.56			178752	1.4E+07		
Suma				1169427	8.9E+07		

$X_{cg} =$	75.8108
$Y_{cg} =$	1.7E+07
$X_G =$	8.9E+07
$Y_G =$	25.9144 cm



DIRECCIÓN +X

concreto		FORMULAS USADAS	
$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$a = 0.85 f_c$ (cm)	
área 1	área 2	$C_c = 0.85 f_c a b$ (ton)	
1	1	$C_c = 0.85 f_c t b$ (ton)	
b	25 35	(comp. concéntrica)	
t	180 90	$M_c = C_c (t - a/2)$ (ton x m)	
T	180 180		

Acero		FORMULAS USADAS	
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$a_s = 0.003 (f_y - f_c)$	
		$T_s = A_s f_y$ (ton)	
		$M_s = T_s R = T_s (y - y_{CG})$ (ton x m)	

concreto	punto	1		2		3		4		5		6					
		Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca				
área 1	180.0	803.25	0	0	0	87.5	390.47	235.59	7.65	34.14	34.23	15.30	68.78	65.84	22.95	102.41	94.85
área 2	30.0	187.43	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma		990.68	0	0	0		390.47	235.59		34.14	34.23		68.78	65.84		102.41	94.85

# área	I	1		2		3		4		5		6									
		$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$								
1	1	6.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	16.31	0.0010	7.92	7.77	0.0020	15.84	15.54	0.0021	16.63	16.31
2	1	15.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	14.82	-0.0020	-15.84	-14.11	0.0005	3.96	3.53	0.0013	10.56	9.41
3	1	24.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	13.32	-0.0021	-16.63	-13.32	-0.0010	-7.92	-6.34	0.0003	2.64	2.11
4	1	30.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0019	5.29	3.44	-0.0021	-5.96	-3.88	-0.0021	-5.96	-3.88	-0.0013	-3.79	-2.46	-0.0013	-3.79	-2.46
5	1	34.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0014	4.03	2.03	-0.0021	-5.96	-2.99	-0.0021	-5.96	-2.99	-0.0021	-5.96	-2.99	-0.0021	-5.96	-2.99
6	1	68.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0010	2.81	0.99	-0.0021	-5.96	-2.09	-0.0021	-5.96	-2.09	-0.0021	-5.96	-2.09	-0.0021	-5.96	-2.09
7	1	84.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0009	1.57	0.31	-0.0021	-5.96	-1.20	-0.0021	-5.96	-1.20	-0.0021	-5.96	-1.20	-0.0021	-5.96	-1.20
8	1	99.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0001	0.33	0.02	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0021	-5.96	-0.30
9	1	114.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	-0.0003	-0.92	0.06	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59
10	1	129.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	-0.0008	-2.16	0.54	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49
11	1	144.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	-0.0012	-3.40	1.36	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38
12	1	156.00	9.66	0.0021	40.57	0.00	-0.0015	-29.87	15.51	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06
13	1	174.00	9.66	0.0021	40.57	0.00	-0.0021	-40.01	27.97	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00
Suma					178.75	0.00		178.75	0.00		-12.41	98.71		-119.27	57.99		-116.96	56.15		-96.85	72.68
Suma					1169.4	0.00		-178.75	0.00		378.06	332.30		-119.27	57.99		-48.70	121.99		5.57	16.75

concreto	punto	7		8		9		10		11		12						
		Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca					
área 1	30.0	136.55	121.239	31.25	170.991	145.02	45.9	204.83	166.19	53.55	238.97	184.75	61.20	273.11	200.69	68.95	307.24	214.03
área 2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma		136.55	121.239		170.991	145.02		204.83	166.19		238.97	184.75		273.11	200.69		307.24	214.03

# área	I	7		8		9		10		11		12									
		$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$	$e_s$	$T_s$	$M_s$								
1	1	6.00	3.96	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31			
2	1	15.00	3.96	0.0018	13.86	12.35	0.0020	15.84	14.11	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82			
3	1	24.00	3.96	0.0010	7.92	6.34	0.0014	11.09	6.88	0.0017	13.30	10.57	0.0019	14.71	11.78	0.0020	15.84	12.69	0.0021	16.63	13.32
4	1	30.00	1.42	-0.0003	-0.71	-0.46	0.0004	1.14	0.74	0.0008	2.87	1.54	0.0011	3.25	2.11	0.0014	3.91	2.54	0.0016	4.42	2.88
5	1	34.00	1.42	-0.0015	-4.76	-2.13	-0.0006	-1.70	-0.85	0.0000	0.00	0.00	0.0004	1.22	0.61	0.0008	2.13	1.07	0.0010	2.84	1.42
6	1	68.00	1.42	-0.0021	-5.96	-2.09	-0.0016	-4.54	-1.59	-0.0008	-2.37	-0.83	0.0000	-0.81	-0.28	0.0001	0.36	0.12	0.0004	1.26	0.44
7	1	84.00	1.42	-0.0021	-5.96	-1.20	-0.0021	-5.96	-1.20	-0.0017	-4.73	-0.95	-0.0010	-2.84	-0.57	-0.0003	-1.42	-0.29	-0.0001	-0.32	-0.06
8	1	99.00	1.42	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0021	-5.96	-0.30	-0.0017	-4.87	-0.25	-0.0011	-3.20	-0.16	-0.0007	-1.89	-0.10
9	1	114.00	1.42	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0021	-5.96	0.59	-0.0018	-4.97	0.49	-0.0012	-3.47	0.34
10	1	129.00	1.42	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0021	-5.96	1.49	-0.0018	-5.05	1.26
11	1	144.00	1.42	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38	-0.0021	-5.96	2.38
12	1	156.00	9.66	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06	-0.0021	-40.57	21.06
13	1	174.00	9.66	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37	-0.0021	-40.57	28.37
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00
Suma					-83.49	82.70		-72.52	89.98		-63.27	95.04		-55.12	56.42		-47.16	100.89		-39.42	102.44
Suma					53.07	203.94		48.17	233.00		141.56	261.23		180.85	283.16		2				

cuerpo		13			14			15			16			17			18		
e (cm)		99	126		99	126		99	126		117	135		126	135		135	135	
sa	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc
area 1	341.36	224.75	64.15	375.519	232.862	91.8	409.66	238.36	79.45	443.89	241.25	107.10	477.93	241.53	114.75	512.07	239.19		
area 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
suma	341.36	224.75		375.519	232.862		409.66	238.36		443.89	241.2		477.93	241.53		512.07	239.19		

cuerpo		19			20			21			22			23		
e (cm)		144	171		144	171		144	171		171	180		180	180	
sa	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc
area 1	122.4	546.21	234.245	130.05	580.348	226.687	137.7	614.49	216.52	145.35	648.62	203.74	133.00	682.76	188.34	
area 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.00	18.74	-8.89	
suma	122.4	546.21	234.245		580.348	226.687		614.49	216.52		648.62	203.74		701.51	179.46	

cuerpo		19			20			21			22			23			0		
e (cm)		144	171		144	171		144	171		171	180		180	180		0	0	
sa	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc	Mc
1	0.00	3.96	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	0.0000	0.00	0.00		
2	15.00	3.96	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82	0.0000	0.00	0.00		
3	24.00	3.96	0.0021	16.63	13.32	0.0021	16.63	13.32	0.0021	16.63	13.32	0.0021	16.63	13.32	0.0000	0.00	0.00		
4	39.00	1.42	0.0017	4.83	3.14	0.0018	5.16	3.36	0.0019	5.44	3.54	0.0020	5.68	3.70	0.0021	5.88	3.83	0.0021	5.96
5	54.00	1.42	0.0012	3.41	1.71	0.0014	3.87	1.94	0.0015	4.26	2.13	0.0016	4.59	2.30	0.0017	4.87	2.44	0.0018	5.11
6	69.00	1.42	0.0007	1.99	0.70	0.0009	2.58	0.91	0.0011	3.08	1.08	0.0012	3.50	1.23	0.0014	3.85	1.35	0.0015	4.17
7	84.00	1.42	0.0002	0.57	0.11	0.0005	1.29	0.26	0.0007	1.89	0.38	0.0008	2.40	0.46	0.0010	2.84	0.57	0.0011	3.22
8	99.00	1.42	-0.0003	-0.25	-0.04	0.0000	0.00	0.00	0.0003	0.71	0.04	0.0005	1.31	0.07	0.0006	1.83	0.09	0.0008	2.27
9	114.00	1.42	-0.0008	-2.27	0.23	-0.0005	-1.29	0.13	-0.0002	-0.47	0.05	0.0000	0.22	-0.02	0.0003	0.81	-0.08	0.0005	1.33
10	129.00	1.42	-0.0013	-3.68	0.92	-0.0009	-2.58	0.64	-0.0006	-1.66	0.41	0.0000	-0.87	0.22	-0.0001	-0.20	0.05	0.0001	0.38
11	144.00	1.42	-0.0018	-5.11	2.04	-0.0014	-3.87	1.55	-0.0010	-2.84	1.13	-0.0007	-1.97	0.78	-0.0004	-1.22	0.49	-0.0002	-0.57
12	156.00	9.46	-0.0021	-8.97	21.06	-0.0017	-33.37	17.32	-0.0013	-25.76	13.37	-0.0010	-19.32	10.03	-0.0007	-13.80	7.16	-0.0005	-9.02
13	174.00	9.46	-0.0021	-8.97	21.06	-0.0017	-33.37	17.32	-0.0013	-25.76	13.37	-0.0010	-19.32	10.03	-0.0007	-13.80	7.16	-0.0005	-9.02
14	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma				-32.38	102.68		-18.88	98.92		-8.87	91.35		17.19	82.97		32.68	75.79		46.00
				309.80	327.43		356.64	331.78		408.79	329.71		460.99	324.22		510.61	317.32		598.06

DIAGRAMA DE INTERACCION PLACA P1 - DIRECCION -X

FISO 2

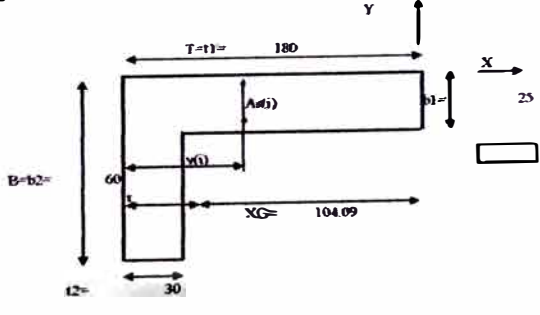
Control de Plástico		concreto		f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>			
# área	b (x)	t (y)	área	f <sub>c</sub> o f <sub>y</sub>	Y <sub>cg</sub>	R <sub>st</sub> f <sub>c</sub>	t (y) Y <sub>cg</sub>
1	25	180	4500	210	90	803250	7E+07
2	35	30	1050	210	165	187425	3E+08
Suma			5550			990675	1E+08
		Neg =		104.19			
		Ix =		2E+07			

Acero		f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	
# área	A <sub>s</sub> (0)	f <sub>y</sub>	T <sub>s</sub> y(f <sub>y</sub> )
1	9.66	4200	174
2	9.66	4200	156.00
3	1.42	4200	144.00
4	1.42	4200	129
5	1.42	4200	114.00
6	1.42	4200	99.00
7	1.42	4200	84
8	1.42	4200	69.00
9	1.42	4200	54.00
10	1.42	4200	39
11	3.96	4200	24.00
12	3.96	4200	15.00
13	3.96	4200	6
14		4200	0
Suma	42.56		178752
Suma			1E+08

Control de Plástico		XG =	
1E+08	1E+06	104.89	cm



DIRECCION -X

Concreto		FORMULAS USADAS	
f <sub>c</sub> =	210 kg/cm <sup>2</sup>	a=	0.85 f <sub>c</sub> (cm)
area 1	area 2	Cc =	0.85 f <sub>c</sub> a b (ton)
1	1	Cc =	0.85 f <sub>c</sub> t b (ton)
b	25	35	(comp. concavética)
t	180	30	Mc = Cc (r a / 2) (ton x m)
T	180	180	

Acero		FORMULAS USADAS	
f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>	ts =	0.85 f <sub>y</sub> (cm)
		Ts =	A <sub>s</sub> f <sub>y</sub> = A <sub>s</sub> f <sub>y</sub> (ton)
		M <sub>s</sub> =	T <sub>s</sub> R = T <sub>s</sub> (t + YG) (ton x m)

c (cm)	1			2			3			4			5			6		
	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	181.0	303.25	0	0	0	0	87.5	390.47	125.99	7.65	34.14	24.81	15.30	68.28	46.61	22.95	102.41	66.00
area 2	30.0	187.43	0	0	0	0	30	187.43	114.17	7.65	47.79	34.45	15.30	95.99	65.25	22.95	143.38	92.39
suma	211.0	490.68	0	0	0	0	117.5	577.89	239.76	15.30	81.93	59.06	30.60	164.27	111.86	45.90	245.79	158.39

# área	yp (cm)	As (cm)	ei	1			2			3			4			5			6		
				Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0010	19.32	13.51	0.0020	38.64	27.01	0.0021	40.57	28.37	
2	24.00	9.66	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	-0.0021	-40.57	-21.06	-0.0021	-19.32	-10.03	0.0003	6.44	3.34	
3	36.00	1.42	0.0021	5.96	2.38	0.0021	5.96	2.38	0.0020	5.54	2.21	-0.0021	-5.96	-2.38	-0.0021	-5.96	-2.38	-0.0010	-2.84	-1.13	
4	51.00	1.42	0.0021	5.96	1.89	0.0021	5.96	1.89	0.0015	4.30	1.07	-0.0021	-5.96	-1.89	-0.0021	-5.96	-1.89	-0.0021	-5.96	-1.89	
5	66.00	1.42	0.0021	5.96	0.90	0.0021	5.96	0.90	0.0011	3.06	0.30	-0.0021	-5.96	-0.90	-0.0021	-5.96	-0.90	-0.0021	-5.96	-0.90	
6	81.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0021	5.96	0.00	0.0006	1.82	-0.09	-0.0021	-5.96	0.30	0.0021	-5.96	0.30	-0.0021	-5.96	0.30	
7	96.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0021	5.96	0.00	0.0002	0.57	-0.12	-0.0021	-5.96	1.20	0.0021	-5.96	1.20	-0.0021	-5.96	1.20	
8	111.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0021	5.96	0.00	-0.0002	-0.67	0.23	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0021	-5.96	2.09	
9	126.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0021	5.96	0.00	-0.0007	-1.91	0.96	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	
10	141.00	1.42	0.0021	5.96	0.00	0.0021	5.96	0.00	-0.0011	-3.15	2.05	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	
11	156.00	3.96	0.0021	16.63	13.32	0.0021	16.63	13.32	-0.0015	-12.25	9.81	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	
12	165.90	3.96	0.0021	16.63	14.82	0.0021	16.63	14.82	-0.0018	-14.32	12.76	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	
13	174.00	3.96	0.0021	16.63	16.31	0.0021	16.63	16.31	-0.0021	-16.40	16.09	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	
14	0	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	
suma				178.75	118.75	0.00	178.75	118.75	0.00	47.73	94.70	-118.86	42.90	-78.29	67.44	-47.47	83.41				
				1189.4	0.00		-178.75	0.00		625.63	334.46	-36.93	101.96	85.58	179.30	198.32	241.80				

c (cm)	7			8			9			10			11			12		
	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	30.6	136.55	82.771	38.75	170.69	96.934	43.9	204.83	108.49	53.53	238.97	117.43	61.20	273.11	123.76	68.85	307.24	127.47
area 2	30.0	187.43	114.17	30	187.43	114.17	30	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17
suma	60.6	323.98	196.94	68.75	358.12	211.1	73.9	392.25	222.66	83.53	426.39	231.6	91.20	460.53	237.92	98.85	494.67	241.64

# área	yp (cm)	As (cm)	ei	7			8			9			10			11			12		
				Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	
2	24.00	9.66	0.0010	19.32	10.03	0.0014	27.05	14.04	0.0017	32.20	16.72	0.0019	35.88	18.69	0.0020	38.64	20.06	0.0021	40.57	21.06	
3	36.00	1.42	0.0000	0.00	0.00	0.0006	1.70	0.68	0.0010	2.84	1.13	0.0013	3.65	1.46	0.0015	4.26	1.70	0.0017	4.73	1.89	
4	51.00	1.42	-0.0013	-3.55	-0.88	-0.0004	-1.14	-0.28	0.0002	0.47	0.12	0.0006	1.62	0.40	0.0009	2.49	0.62	0.0011	3.16	0.79	
5	66.00	1.42	-0.0021	-5.96	-0.59	-0.0014	-3.98	-0.39	-0.0007	-1.80	-0.19	-0.0001	-0.41	-0.04	0.0003	0.71	0.07	0.0006	1.58	0.16	
6	81.00	1.42	-0.0021	-5.96	0.30	-0.0021	-5.96	0.30	-0.0015	-4.25	0.22	-0.001	-2.43	0.12	-0.0004	-1.07	0.05	0.0000	0.00	0.00	
7	96.00	1.42	-0.0021	-5.96	1.20	-0.0021	-5.96	1.20	-0.0015	-5.96	1.20	-0.0016	-4.46	0.90	-0.0010	-2.84	0.57	-0.0006	-1.58	0.32	
8	111.00	1.42	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0021	-5.96	2.09	-0.0016	-4.62	1.62	-0.0011	-3.16	1.11	
9	126.00	1.42	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0021	-5.96	2.99	-0.0017	-4.73	2.37	
10	141.00	1.42	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	-0.0021	-5.96	3.88	
11	156.00	3.96	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0021	-16.63	13.32	
12	165.90	3.96	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	-0.0021	-16.63	14.82	
13	174.00	3.96	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	-0.0021	-16.63	16.31	
14	0	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	
suma				-29.34	91.83		-15.90	97.32		-3.82	109.97		6.64	103.25		16.32	104.38		25.28	104.39	
				294.64	288.77		342.61	308.43		388.03	323.63		433.03	334.84		476.85	342.30		519.95	346.03	

c (cm)	13			14			15			16			17			18		
	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	76.5	341.38	178.58	84.15	375.52	127.07	91.8	409.66	122.96	99.45	443.80	116.23	107.10	477.93	106.89	114.75	512.07	94.94
area 2	30.0	187.43	114.17	30	187.43	114.17	30	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17	30.00	187.43	114.17
suma	106.5	528.81	292.75	114.15	562.94	241.24	121.8	597.08	237.13	129.45	631.22	230.4	137.10	665.36	221.06	144.75	699.50	209.10

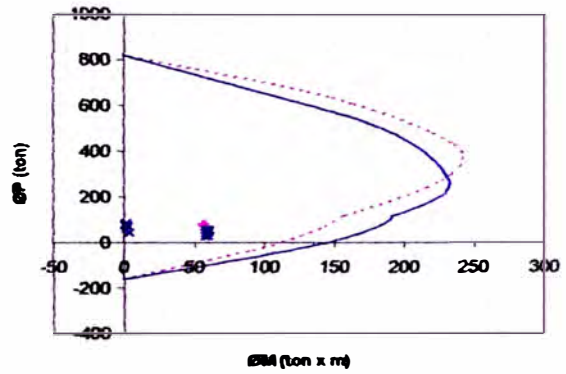
# área	yp (cm)	As (cm)	ei	13			14			15			16			17			18		
				Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca	Ts	Msa	ca
1	6.00	9.66	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	0.0021	40.57	28.37	
2	24.00	9.66	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	0.0021	40.57	21.06	
3	36.00	1.42	0.0018	5.11	2.04	0.0019	5.42	2.16	0.0020	5.68	2.27	0.0021	5.90	2.35	0.0021	5.96	2.38	0.0021	5.96	2.38	
4	51.00	1.42	0.0013	3.69	0.92	0.0015	4.13	1.03	0.0016	4.90	1.12	0.0017	4.81	1.20	0.0018	5.07	1.26	0.0019	5.30	1.32	
5	66.00	1.42	0.0006	2.27	0.23	0.0010	2.84	0.28	0.0012	3.31	0.33	0.0013	3.71	0.37	0.0014	4.06	0.40	0.0015	4.35	0.43	
6	81.00	1.42	0.0003	0.85	-0.04	0.0005	1.55	-0.08	0.0008	2.13	-0.11	0.0009	2.62	-0.13	0.0011	3.04	-0.15	0.0012	3.41	-0.17	
7	96.00	1.42	-0.0002	-0.57	0.11	0.0001	0.26	-0.05	0.0003	0.95	-0.19	0.0005	1.53	-0.31	0.0007	2.03	-0.41	0.0009	2.46	-0.49	
8	111.00	1.42	-0.0007	-1.99	0.70	-0.0004	-1.03	0.36	-0.0008	-0.24	0.08	0.0002	0.44	-0.15	0.0004	1.01	-0.36	0.0005	1.51	-0.53	
9	126.00	1.42	-0.0012	-3.41	1.71	-0.0008	-2.32	1.16	-0.0003	-1.42	0.71	0.0000	-0.66	0.33	0.0000	0.00	0.00	0.0002	0.57	-0.28	
10	141.00	1.42	-0.0017	-4.83	3.14	-0.0013	-3.61	2.35	-0.0009	-2.60	1.69	-0.0001	-1.75	1.14	-0.0004	-1.01	0.66	-0.0001	-0.58	0.25	
11	156.00	3.96	-0.0021	-16.63	13.32	-0.0017	-13.68	10.96	-												

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN					DIAGRAMA DE INTERACCIÓN						
min(0.11 186.5 ton					min(0.11 186.5 ton						
Dirección -X					Dirección +X						
M	P	Q	QM	QP	M	P	Q	QM	QP		
2	0	-178.8	0.9	0	-160.9	2	0	-178.8	0.9	0	-160.9
4	101.96	-36.93	0.9	91.767	-33.24	4	57.988	-119.3	0.9	52.189	-107.3
	125.28	0	0.9	112.75	0	5	121.98	-46.7	0.9	109.79	-43.63
5	179.3	85.575	0.7972	142.94	68.221		162.85	0	0.9	146.57	0
	224.16	186.5	0.7	158.91	116.55	6	167.52	5.9877	0.8933	149.65	4.9737
6	241.8	198.32	0.7	169.28	138.83	7	203.94	53.067	0.8363	170.55	44.377
7	288.77	294.64	0.7	202.14	206.25	8	235	98.175	0.7821	183.79	76.78
8	308.43	342.61	0.7	215.9	238.83	9	281.23	141.56	0.73	190.68	103.33
9	323.63	388.43	0.7	226.54	271.9		274.17	166.5	0.7	191.82	116.55
10	334.84	433.03	0.7	234.39	303.12	10	283.16	183.85	0.7	198.21	128.69
11	342.3	476.85	0.7	239.61	333.8	11	301.58	225.94	0.7	211.11	158.16
12	346.03	519.85	0.7	242.22	363.97	12	316.47	267.82	0.7	221.53	167.48
13	346.43	561.19	0.7	241.8	392.83	13	327.43	309	0.7	229.2	216.3
14	339.27	605.17	0.7	237.49	423.62	14	331.78	356.64	0.7	232.25	249.65
3	334.46	625.63	0.7	234.12	437.94	3	332.3	378.05	0.7	232.61	264.64
15	326.33	652.91	0.7	228.43	457.04	15	329.71	408.79	0.7	230.8	286.15
16	311	699.72	0.7	217.7	489.81	16	324.22	460.99	0.7	228.96	322.69
17	294.23	744.6	0.7	205.96	521.22	17	317.32	510.61	0.7	222.12	357.43
18	275.82	787.99	0.7	193.08	551.6	18	308.7	558.08	0.7	216.09	390.65
19	256.61	830.23	0.7	178.93	581.16	19	298.2	603.8	0.7	208.74	422.66
20	233.45	871.51	0.7	163.42	610.06	20	285.75	648.17	0.7	200.02	453.72
21	209.23	912	0.7	146.46	638.4	21	271.23	691.39	0.7	189.86	483.98
22	182.87	951.8	0.7	128.01	665.25	22	254.56	733.65	0.7	178.19	513.56
23	154.26	990.93	0.7	107.98	693.65	23	226.77	793.86	0.7	158.74	555.7
1	0	1169.4	0.7	0	818.8	1	0	1169.4	0.7	0	818.8

0  
0.7 0.9 0.9

--- Dirección -X  
— Dirección +X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN  
MURO P1 - 2do piso - DIRECCION X





RESULTADOS DEL ANALISIS MURO P2

TABLE: Results of Forces - Frames

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
TERCER PISO											
Dirección -Y											
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-55.7	-24.4	1.908	0.165	1.306	-27.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-55.7	-24.4	1.906	0.165	1.306	-27.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-50.1	-22.9	1.632	0.171	1.092	-26.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-50.1	-22.9	1.632	0.171	1.092	-26.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-50.1	-22.9	1.632	0.171	1.092	-26.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-50.1	-22.9	1.632	0.171	1.092	-26.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-38.6	-21.7	1.037	0.175	0.536	-26.2
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-38.6	-21.7	1.037	0.175	0.536	-26.2
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-38.6	-21.7	1.037	0.175	0.536	-26.2
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-38.6	-21.7	1.037	0.175	0.536	-26.2
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-54.2	-20.8	2.654	-0.25	2.461	-21.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-54.2	-20.8	2.654	-0.25	2.461	-21.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-19.3	2.38	-0.24	2.247	-20.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-19.3	2.38	-0.24	2.247	-20.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-19.3	2.38	-0.24	2.247	-20.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-19.3	2.38	-0.24	2.247	-20.6
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-18.1	1.785	-0.24	1.691	-20.4
P2-3	0	COMB	Combination			-51.8	-6.31	2.738	-0.02	2.784	-4.19
P2-3	0	COMB	Combination			-51.8	-6.31	2.738	-0.02	2.784	-4.19
P2-3	0	COMB	Combination			-57.4	-7.38	2.944	-0.03	2.689	-2.36
P2-3	0	COMB	Combination			-57.4	-7.38	2.944	-0.03	2.689	-2.36
Dirección +Y											
P2-3	0	COMB	Combination			-54.9	6.34	2.756	-0.02	2.287	0.911
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.1	9.083	2.144	0.205	1.936	18.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.1	9.083	2.144	0.205	1.936	18.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-37.7	12.69	2.891	-0.21	3.091	23.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-37.7	12.69	2.891	-0.21	3.091	23.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-32.1	14.15	2.617	-0.2	2.877	24.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-32.1	14.15	2.617	-0.2	2.877	24.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-32.1	14.15	2.617	-0.2	2.877	24.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-32.1	14.15	2.617	-0.2	2.877	24.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-20.6	15.38	2.022	-0.19	2.322	25.1
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-20.6	15.38	2.022	-0.19	2.322	25.1
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-20.6	15.38	2.022	-0.19	2.322	25.1
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-20.6	15.38	2.022	-0.19	2.322	25.1
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-20.6	15.38	2.022	-0.19	2.322	25.1

TABLE: Results of Forces - Frames

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
TERCER PISO											
Dirección -X											
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-4.45	-8.64	0.028	-10.8	-2.56
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-4.45	-8.64	0.028	-10.8	-2.56
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-4.45	-8.64	0.028	-10.8	-2.56
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-37.1	-4.45	-8.64	0.028	-10.8	-2.56
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-36.5	-3.06	-8.35	-0.13	-10.3	-0.42
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-36.5	-3.06	-8.35	-0.13	-10.3	-0.42
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-36.5	-3.06	-8.35	-0.13	-10.3	-0.42
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-36.5	-3.06	-8.35	-0.13	-10.3	-0.42
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-5.68	-8.05	0.024	-10.2	-2.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-5.68	-8.05	0.024	-10.2	-2.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-5.68	-8.05	0.024	-10.2	-2.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-5.68	-8.05	0.024	-10.2	-2.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-54.2	-7.14	-7.77	0.017	-10	-3.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-54.2	-7.14	-7.77	0.017	-10	-3.78
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48	-4.29	-7.76	-0.13	-9.78	-0.64
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48	-4.29	-7.76	-0.13	-9.78	-0.64
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48	-4.29	-7.76	-0.13	-9.78	-0.64
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48	-4.29	-7.76	-0.13	-9.78	-0.64
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-53.6	-5.75	-7.49	-0.14	-9.57	-1.64
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-53.6	-5.75	-7.49	-0.14	-9.57	-1.64
Dirección +X											
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-50.1	-22.9	1.632	0.171	1.092	-26.4
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.5	10.54	1.87	0.212	1.722	19.05
P2-3	0	COMB	Comba	Min		-48.6	-19.3	2.38	-0.24	2.247	-20.6
P2-3	0	COMB	Combination			-54.9	6.34	2.756	-0.02	2.287	0.911
P2-3	0	COMB	Combination			-57.4	7.38	2.944	-0.03	2.689	-2.36
P2-3	0	COMB	Combination			-51.8	6.31	2.738	-0.02	2.784	-4.19
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-32.1	14.15	2.617	-0.2	2.877	24.88
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.7	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.7	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.7	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.7	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.7	11.77	1.275	0.215	1.167	19.26
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.1	11.87	1.17	-0.05	13.63	1.462
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.1	11.87	1.17	-0.05	13.63	1.462
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.1	11.87	1.17	-0.05	13.63	1.462
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-22.1	11.87	1.17	-0.05	13.63	1.462
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-34.2	4.49	12.01	0.105	13.75	-0.89
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-34.2	4.49	12.01	0.105	13.75	-0.89
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.8	5.95	12.28	0.098	13.97	-1.89
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.8	5.95	12.28	0.098	13.97	-1.89
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.6	-3.1	12.3	-0.05	14.18	1.248
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.6	-3.1	12.3	-0.05	14.18	1.248
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-33.6	-3.1	12.3	-0.05	14.18	1.248
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.2	-4.56	12.57	-0.06	14.39	0.248
P2-3	0	COMB	Comba	Max		-39.2	-4.56	12.57	-0.06	14.39	0.248

CUARTO PISO

Frame	Station	Output	Case	T	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
Dirección -Y											
P2-4	0	COMB	Comba	Min		-25.3	-11.5	3.75	-0.24	2.876	-24.9
P2-4	0	COMB	Comba	Min		-25.3	-11.5	3.75	-0.24	2.876	-24.9
P2-4	0	COMB	Comba	Min		-26	-12.7	3.354	0.156	2.709	-24.6
P2-4	0	COMB	Comba	Min		-26	-12.7	3.354	0.156	2.709	-24.6
P2-4	0	COMB	Comba								





concreto		19			20			21			22			23		
c (cm)		909			116.5			117			123.5			130		
area 1		Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb
area 1	88.4	384.402	194.323	83.825	419.14	194.89	89.45	443.796	194.094	104.975	489.451	191.836	110.5	483.105	188.416	
area 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5.5	152.171	-21.746	
suma		384.402	194.323		419.14	194.89		443.796	194.094		489.451	191.836		645.278	166.67	

Acero		19			20			21			22			23			0		
# Area	xi(cm)	Ax(cm²)	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx		
1	1	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
2	1	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
3	1	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
4	1	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
5	1	0.00	3.96	0.0021	16.63	14.55	0.0021	16.63	14.55	0.0021	16.63	14.55	0.0021	16.63	14.55	0.0021	16.63		
6	1	15.33	3.96	0.0021	16.63	12.99	0.0021	16.63	12.99	0.0021	16.63	12.99	0.0021	16.63	12.99	0.0021	16.63		
7	1	24.67	3.96	0.0021	16.63	11.44	0.0021	16.63	11.44	0.0021	16.63	11.44	0.0021	16.63	11.44	0.0021	16.63		
8	1	24.00	3.96	0.0020	16.63	9.81	0.0020	16.63	9.81	0.0021	16.63	9.81	0.0021	16.63	9.81	0.0020	16.63		
9	1	58.33	3.96	0.0010	16.63	4.04	0.0010	11.85	4.32	0.0010	12.32	4.57	0.0010	12.92	4.80	0.0017	13.46		
10	1	78.67	3.96	0.0007	5.70	0.00	0.0000	6.84	1.01	0.0010	7.70	1.15	0.0011	8.62	1.28	0.0012	9.36		
11	1	101.00	5.70	0.0003	-0.07	0.00	0.0000	2.94	-0.22	0.0004	4.68	-0.35	0.0005	6.23	-0.47	0.0007	7.63		
12	1	111.00	27.00	-0.0002	-10.06	1.01	0.0000	-0.73	0.13	0.0002	6.31	-1.48	0.0003	16.40	-2.88	0.0004	23.68		
13	1	124.00	27.00	-0.0006	-31.15	9.51	-0.0004	-19.78	8.94	-0.0002	-9.88	2.96	0.0000	-0.88	0.20	0.0001	7.48		
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
suma					61.49	64.74		67.25	80.05		89.92	55.75		110.85	51.80		128.16		
					435.98	259.97		488.39	354.94		533.72	249.84		578.50	243.74		773.43		

DIAGRAMA DE INTERACCION PLACA P2 - DIRECCION -X  
DIRECCION - X

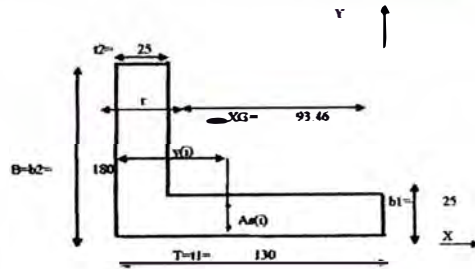
Centrado Plástico

# Area	b (y)	t (y)	area	fc = 210 kg/cm²	fc = fy	SStefe	t (y) Yeg
1	25	130	3250	210	65	580125	3.8E+07
2	155	25	3875	210	117.5	691687.5	8.1E+07
Suma			7125			1271813	1.2E+08

$X_{eg} = 93.553$   
 $I_x = 1E+07$

# Area	As (i)	fy	T-y (i)	As x fy	As fy (i)
1	27	4200	124	113400	14061600
2	27	4200	111.00	113400	12587400
3	5.7	4300	104.00	23940	2417940
4	3.96	4200	78.67	16632	1308439
5	3.96	4200	56.33	16632	936880.6
6	3.96	4200	34.00	16632	565688
7	3.96	4200	24.67	16632	410311.4
8	3.96	4200	15.33	16632	254968.6
9	3.96	4300	6.00	16632	99792
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
Suma	81.46			350132	33642820
suma				2E+06	1.52E+08

centrado plástico  $X_{pl} = 2E+06 = 93.46$  cm



DIRECCION -X

fc=	210 kg/cm²	FORMULAS USADAS
area 1	area 2	$a = 0.85 \cdot c$ (cm)
1	1	$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$ (ton)
		$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot x \cdot b$ (ton)
b	25 155	(comp. empalmada)
1	130 25	$M_c = C_c \cdot (r+a/2)$ (ton x cm)
T	130 130	

fy=	4200 kg/cm²	FORMULAS USADAS
		$e_c = 0.003 \cdot (c - p)/c$
		$T_x = A_s \cdot f_y = A_s \cdot e_c \cdot E_s$ (ton)
		$M_x = T_x \cdot R = T_x \cdot (y + YG)$ (ton x cm)

concreto		1			2			3			4			5			6		
c (cm)		comp. constructiva			Trayecto constructiva			23.509 tablas			6.5			13			19.5		
		Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	
area 1	130.0	588.13	0	0	0	0	0	62.5	278.91	14.75	5.53	24.66	8.33	11.05	49.31	15.29	16.98	73.97	20.90
area 2	25.0	691.69	0	0	0	0	0	25	691.69	166.78	5.53	152.86	51.63	11.05	309.73	94.82	16.98	458.59	129.56
suma		1279.82	0	0	0	0	0		970.60	181.04		177.52	99.96		355.04	110.11		532.55	150.46

Acero		1			2			3			4			5			6		
# Area	xi(cm)	Ax(cm²)	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx	es	Tx	Mx		
1	1	0.00	27.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40		
2	1	19.00	27.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40	0.00	0.0021	113.40		
3	1	29.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94		
4	1	31.33	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
5	1	73.67	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
6	1	96.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
7	1	107.33	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
8	1	114.67	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
9	1	124.00	3.96	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63	0.00	0.0021	16.63		
10	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
11	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
12	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
13	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00		
suma					390.53	0.00		390.53	0.00		397.50	91.08		224.67	39.62		-111.27	69.23	
					1622.3	0.00		-350.53	0.00		1178.09	272.11		-47.15	99.58		243.77	179.34	

concreto		7			8			9			10			11			12		
c (cm)		26			32.5			39			45.5			52			58.5		
a		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca	
area 1	22.1	98.62	25.136	27.625	123.2766	28.0177	33.15	147.93	29.53	38.68	172.59	29.69	44.20	197.24	28.48	49.73	221.90	25.91	
area 2	22.1	611.45	155.86	25	691.6875	166.282	25	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00
suma		710.07	181		814.9641	194.3		829.62	195.82		864.27	196.0		888.93	194.76		913.59	192.19	

socio		7			8			9			10			11			12				
P Area		xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms		
1	1	6.00	27.00	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63
2	1	19.00	27.00	0.0008	43.62	7.63	0.0012	67.29	11.80	0.0015	83.08	14.57	0.0017	94.35	16.55	0.0019	102.81	18.03	0.0020	109.38	19.19
3	1	29.00	5.70	-0.0003	-3.95	-0.30	0.0003	3.68	0.28	0.0008	8.77	0.66	0.0011	12.40	0.94	0.0013	15.13	1.14	0.0015	17.25	1.30
4	1	51.33	3.96	-0.0021	-16.63	2.46	-0.0017	-13.77	2.04	-0.0004	-7.51	1.11	-0.0004	-3.04	0.45	0.0000	0.31	-0.05	0.0004	2.91	-0.43
5	1	73.67	3.96	-0.0021	-16.63	6.18	-0.0021	-16.63	6.18	-0.0021	-16.63	6.18	-0.0019	-14.71	5.46	-0.0013	-9.90	3.68	-0.0008	-6.16	2.29
6	1	96.00	3.96	-0.0021	-16.63	9.89	-0.0021	-16.63	9.89	-0.0021	-16.63	9.89	-0.0021	-16.63	9.89	-0.0021	-16.63	9.89	-0.0019	-15.23	9.08
7	1	105.33	3.96	-0.0021	-16.63	11.44	-0.0021	-16.63	11.44	-0.0021	-16.63	11.44	-0.0021	-16.63	11.44	-0.0021	-16.63	11.44	-0.0021	-16.63	11.44
8	1	114.67	3.96	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0021	-16.63	12.99
9	1	124.00	3.96	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55
10	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
11	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
12	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
13	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
suma					53.28	99.49		87.43	103.80		114.57	106.02		135.87	106.90		155.21	106.31		171.65	105.01
					763.35	280.49		902.41	298.10		954.19	301.84		1000.15	302.87		1044.14	301.07		1085.24	297.21

concreto		13			14			15			16			17			18		
c (cm)		65			71.5			78			84.5			91			97.5		
a		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca	
area 1	55.3	246.55	21.98	60.775	271.2084	16.6883	66.3	295.89	10.03	71.83	320.52	2.01	77.35	345.17	-7.37	82.88	369.83	-18.11	
area 2	25.0	691.69	166.28	25	691.6875	166.282	25	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00
suma		938.24	188.26		962.8959	182.968		987.55	176.31		1012.21	168.3		1036.86	158.91		1061.52	148.17	

socio		13			14			15			16			17			18				
P Area		xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms		
1	1	6.00	27.00	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63
2	1	19.00	27.00	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89
3	1	29.00	5.70	0.0007	18.94	1.43	0.0010	20.33	1.53	0.0019	21.48	1.62	0.0020	22.46	1.69	0.0020	23.30	1.76	0.0021	23.94	1.81
4	1	51.33	3.96	0.0005	5.00	-0.74	0.0008	6.70	-0.99	0.0010	8.12	-1.20	0.0012	9.33	-1.38	0.0013	10.36	-1.53	0.0014	11.25	-1.66
5	1	73.67	3.96	-0.0004	-3.17	1.18	-0.0001	-0.72	0.27	0.0002	1.32	-0.46	0.0004	3.05	-1.13	0.0006	4.52	-1.68	0.0007	5.81	-2.16
6	1	96.00	3.96	-0.0014	-11.33	6.74	-0.0010	-8.14	4.84	-0.0007	-5.48	3.26	-0.0004	-3.23	1.92	-0.0002	-1.31	0.78	0.0000	0.37	-0.22
7	1	105.33	3.96	-0.0019	-14.74	10.14	-0.0014	-11.24	7.73	-0.0011	-8.33	5.73	-0.0007	-5.86	4.03	-0.0005	-3.74	2.57	-0.0002	-1.91	1.31
8	1	114.67	3.96	-0.0021	-16.63	12.99	-0.0018	-14.35	11.21	-0.0014	-11.17	8.73	-0.0011	-8.48	6.63	-0.0008	-6.18	4.83	-0.0005	-4.18	3.27
9	1	124.00	3.96	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0021	-16.63	14.55	-0.0018	-14.01	12.36	-0.001	-11.11	9.71	-0.0011	-8.62	7.54	-0.0008	-6.46	5.65
10	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
11	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
12	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
13	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
14	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
suma					188.23	100.81		202.75	93.66		218.74	84.42		232.95	76.09		245.14	68.78		255.61	62.52
					1126.47	289.07		1163.64	276.63		1206.29	260.73		1245.16	244.29		1282.00	227.89		1317.13	210.69

concreto		19			20			21			22			23		
c (cm)		184			118.5			117			123.5			130		
a		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca		Cc	Mca	
area 1	88.4	394.69	-30.217	93.925	419.1493	-43.6847	99.45	443.80	-58.51	104.98	468.45	-74.71	110.50	493.11	-92.26	
area 2	25.0	691.69	166.28	25	691.6875	166.282	25	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	25.00	691.69	166.28	
suma		1086.17	136.96		1110.828	122.597		1135.68	107.77		1160.14	91.58		1184.79	74.02	

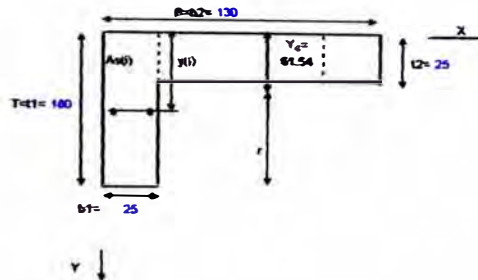
socio		19			20			21			22			23			0				
P Area		xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms	xi	To	Ms		
1	1	6.00	27.00	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0021	113.40	34.63	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	1	19.00	27.00	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0021	113.40	19.89	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	1	29.00	5.70	0.0021	23.94	1.81	0.0021	23.94	1.81	0.0021	23.94	1.81	0.0021	23.94	1.81	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	1	51.33	3.96	0.0015	12.03	-1.78	0.0016	12.72	-1.88	0.0017	13.34	-1.97	0.0018	13.88	-2.05	0.0018	14.38	-2.13	0.0000	0.00	0.00
5	1	73.67	3.96	0.0009	6.91	-2.57	0.0010	7.92	-2.94	0.0011	8.80	-3.27	0.0012	9.59	-3.54						

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA P2 - DIRECCION +Y

Concreto Plástico

Concreto	h (cm)	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub> / cm <sup>2</sup>	f <sub>yk</sub>	As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> / cm <sup>2</sup>
1	25	180	4500	210	90	8033250
2	100	25	2025	210	12.5	4885650
Suma			7125			1271813

Y<sub>eq</sub> = 61.45  
I<sub>y</sub> = 2.2E+07



Acero

Acero	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub> / cm <sup>2</sup>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub> / cm <sup>2</sup>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub> / cm <sup>2</sup>
1	5.7	4200	174	23040	4185000	
2	5.7	4200	191	23040	2854340	
3	5.7	4200	151	23040	3814940	
4	3.98	4200	128.8	18930	2155000	
5	3.98	4200	108.2	18930	1786500	
6	3.98	4200	89.2	18930	1443550	
7	3.98	4200	65.4	18930	1087733	
8	3.98	4200	44	18930	711800	
9	5.7	4200	31.33	23040	750040	
10	20.43	4200	18.37	85808	1578258	
11	20.43	4200	8	85808	514838	
12	0	4200	0	0	0	
13	0	4200	0	0	0	
14	0	4200	0	0	0	
Suma	83.46		sum	350532	2.2E+07	

concreto plástico V<sub>g</sub> = 1E+08 = 61.54 cm  
1622345

DIRECCION +Y

Concreto

f <sub>yk</sub>	210 kg/cm <sup>2</sup>	FORMULAS USADAS
area 1	1	C = 0.85 * f <sub>yk</sub> * b * h (mm)
area 2	1	C = 0.85 * f <sub>yk</sub> * A * b (mm)
h	25 100	(semp. constante)
f	180 25	M = C * f * h * c (mm x mm)
T	180 180	

Acero

f <sub>yk</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	FORMULAS USADAS
As(x)	1	As = 0.001 * c * y <sub>g</sub>
As(y)	1	As = 0.001 * c * y <sub>g</sub>
T <sub>s</sub>	1	T <sub>s</sub> = As * f <sub>yk</sub> = As * A * E <sub>s</sub> (ton)
M <sub>s</sub>	1	M <sub>s</sub> = T <sub>s</sub> * h * c = T <sub>s</sub> * (h * c) (ton x mm)

concreto	puerto	1	2	3	4	5	6
c (cm)	comp. concretos	Tracción concretos		9		27	
a	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc
area 1	180.0	803.25	0	0	0	0	0
area 2	25.0	488.56	0	0	0	0	0
suma	1271.81	0	0	0	360.489	291.708	34.1381

acero	puerto	1	2	3	4	5	6
As (cm <sup>2</sup> )	As(x)	As(y)	Ts	M <sub>s</sub>	Ts	M <sub>s</sub>	Ts
1	0.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94
2	19.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94
3	29.00	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94
4	50.40	3.98	-0.0012	-16.63	0.00	0.0012	16.63
5	71.80	3.98	-0.0021	-16.63	0.00	0.0021	16.63
6	98.20	3.98	-0.0021	-16.63	0.00	0.0021	16.63
7	114.80	3.98	-0.0021	-16.63	0.00	0.0021	16.63
8	138.00	3.98	-0.0021	-16.63	0.00	0.0021	16.63
9	148.67	5.70	0.0021	23.94	0.00	0.0021	23.94
10	181.83	20.43	0.0021	85.81	0.00	0.0021	85.81
11	174.00	20.43	0.0021	85.81	0.00	0.0021	85.81
12	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
13	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
14	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma			339.53	0.00	339.53	0.00	-86.83

concreto	puerto	7	8	9	10	11	12
c (cm)	a	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca
area 1	30.8	138.552	140.894	28.25	170.861	168.561	45.9
area 2	0	0	0	0	0	0	0
suma	139.552	140.894	0	0	0	0	0

acero	puerto	7	8	9	10	11	12
As (cm <sup>2</sup> )	As(x)	As(y)	Ts	M <sub>s</sub>	Ts	M <sub>s</sub>	Ts
1	0.00	5.70	0.0021	23.94	28.82	0.0021	23.94
2	19.00	5.70	0.0014	16.15	19.85	0.0014	16.15
3	29.00	5.70	0.0008	6.65	5.85	0.0008	6.65
4	50.40	3.98	-0.0012	-9.95	-4.41	-0.0012	-9.95
5	71.80	3.98	-0.0021	-16.63	-7.78	-0.0021	-16.63
6	98.20	3.98	-0.0021	-16.63	-4.20	-0.0021	-16.63
7	114.80	3.98	-0.0021	-16.63	-0.94	-0.0021	-16.63
8	138.00	3.98	-0.0021	-16.63	2.80	-0.0021	-16.63
9	148.67	5.70	0.0021	23.94	7.23	0.0021	23.94
10	181.83	20.43	0.0021	85.81	37.04	0.0021	85.81
11	174.00	20.43	0.0021	85.81	47.88	0.0021	85.81
12	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
13	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
14	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma			-224.64	124.72	-208.58	138.02	-188.78

concreto	puerto	13	14	15	16	17	18
c (cm)	a	Cc	Mca	Cc	Mca	Cc	Mca
area 1	78.5	341.381	273.672	84.15	375.518	288.83	61.28
area 2	0	0	0	0	0	0	0
suma	141.381	273.672	0	0	0	0	0

acero	puerto	13	14	15	16	17	18
As (cm <sup>2</sup> )	As(x)	As(y)	Ts	M <sub>s</sub>	Ts	M <sub>s</sub>	Ts
1	0.00	5.70	0.0021	23.94	28.82	0.0021	23.94
2	19.00	5.70	0.0021	23.94	23.81	0.0021	23.94
3	29.00	5.70	0.0020	23.94	21.42	0.0021	23.94
4	50.40	3.98	0.0013	10.45	7.11	0.0015	11.88
5	71.80	3.98	-0.0006	4.83	2.24	-0.0006	5.59
6	98.20	3.98	-0.0001	-0.84	-0.21	-0.0002	-1.36
7	114.80	3.98	-0.0008	-5.49	-0.25	-0.0005	-3.74
8	138.00	3.98	-0.0015	-12.14	2.15	-0.0011	-8.89
9	148.67	5.70	0.0020	22.29	8.74	0.0015	22.29
10	181.83	20.43	0.0021	85.81	37.04	0.0021	85.81
11	174.00	20.43	0.0021	85.81	47.88	0.0021	85.81
12	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
13	180.00	0.00	0.0021	0.00	0.00	0.0021	0.00
14	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma			-127.87	173.93	-101.73	171.22	-80.56

concreto		19			20			21			22			23		
c (cm)		a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	122.4	548.21	312.744	130.05	580.348	310.062	137.7	614.488	304.820	145.35	648.624	298.854	0	153	682.782	288.467
area 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
suma		548.21	312.744		580.348	310.062		614.488	304.820		648.624	298.854		153	682.782	288.467

acero		19			20			21			22			23			
# área	yc (cm)	Asiem	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs
1	0	0.00	5.70	0.0021	23.94	28.92	0.0021	23.94	28.92	0.0021	23.94	28.92	0.0021	23.94	28.92	0.0000	0.00
2	1	89.00	5.70	0.0021	23.94	23.81	0.0021	23.94	23.81	0.0021	23.94	23.81	0.0021	23.94	23.81	0.0000	0.00
3	1	29.00	5.70	0.0021	23.94	21.42	0.0021	23.94	21.42	0.0021	23.94	21.42	0.0021	23.94	21.42	0.0000	0.00
4	1	58.40	3.98	0.0003	15.44	18.51	0.0003	15.44	18.51	0.0003	15.44	18.51	0.0003	15.44	18.51	0.0000	0.00
5	1	71.80	3.98	0.0003	11.81	5.58	0.0003	12.81	5.68	0.0003	11.30	11.30	0.0003	11.30	11.30	0.0000	0.00
6	1	93.20	3.98	0.0011	3.38	2.12	0.0012	9.29	2.35	0.0013	10.08	2.58	0.0014	10.81	2.73	0.0018	14.26
7	1	114.60	3.98	0.0008	4.85	0.98	0.0008	5.58	0.23	0.0009	6.95	0.27	0.0010	7.84	0.36	0.0011	6.83
8	1	136.00	3.98	0.0002	1.32	-0.23	0.0003	2.64	-0.48	0.0005	3.81	-0.57	0.0008	4.88	-0.85	0.0007	5.85
9	1	148.67	5.70	-0.0001	-1.11	0.34	0.0001	0.97	-0.28	0.0002	2.81	-0.85	0.0004	4.47	-1.35	0.0002	5.81
10	1	161.63	20.43	-0.0004	-15.01	6.48	-0.0002	-6.91	2.80	0.0000	0.28	-0.12	0.0002	0.72	-2.83	0.0003	12.51
11	1	174.07	20.43	-0.0008	-25.54	14.18	-0.0004	-18.82	9.34	-0.0002	-0.08	5.04	-0.0001	-2.15	1.18	0.0001	4.00
12	1	186.07	0.00	-0.0008	0.00	0.00	-0.0008	0.00	0.00	-0.0002	0.00	0.00	-0.0002	0.00	0.00	0.0000	0.00
13	1	180.07	0.00	-0.0008	0.00	0.00	-0.0008	0.00	0.00	-0.0002	0.00	0.00	-0.0002	0.00	0.00	0.0000	0.00
14	8	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma					72.58	111.28		95.48	103.03		116.26	85.88		134.78	89.02		151.18
					676.29	428.65		675.85	413.12		730.77	400.51		783.40	386.58		833.94

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA P2 - DIRECCION -Y

DIRECCION -Y

Control de Plástico

concreto  $f_c = 218 \text{ kg/cm}^2$

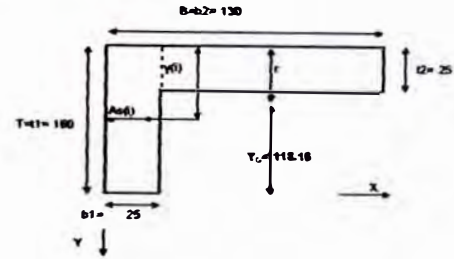
# área	b (cm)	h (cm)	area	$f_c$ o $f_y$	$Y_{eq}$	$3086f_c$	$f_y$ $Y_{eq}$
1	25	180	4500	218	90	803250	7.2E+07
2	185	25	3625	218	187.5	4488563	7.8E+07
suma			7125			1271813	1.5E+08

$Y_{eq} = 118.53$   
 $f_y = 2.2E+07$

Acero  $f_y = 4208 \text{ kg/cm}^2$

# área	As (cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	Ts x y (cm)	As x fy	As fy y (cm)
1	4208		0	0	0
2	4208		0	0	0
3	20.43	4208	174	85808	1.5E+07
4	20.43	4208	180	85808	1.4E+07
5	5.7	4208	191	23840	3614840
6	3.98	4208	138.8	16832	2155587
7	3.98	4208	188.2	16832	2789882
8	3.98	4208	85.8	16832	1443458
9	3.98	4208	65.4	16832	1087733
10	3.98	4208	44	16832	731808
11	5.7	4208	31.33	23840	750040
12	5.7	4208	18.37	23840	438778
13	5.7	4208	8	23840	143640
14		4208	0	0	0
suma	83.45			358532	4.1E+07

control de plástico  $V_p = 1.8E+08 = 188.456 \text{ cm}$   
 $1627345$



DIRECCION -Y

concreto		Acero	
$f_c = 218 \text{ kg/cm}^2$	FORMULAS USADAS	$f_y = 4208 \text{ kg/cm}^2$	FORMULAS USADAS
area 1 area 2	$A_s = 8.85 f_c a \cdot b$ (cm)	$f_c = 8.85 f_c a \cdot b$ (cm)	$T_s = A_s f_y$
	$C_c = 8.85 f_c a \cdot b$ (cm)	$C_c = 8.85 f_c a \cdot b$ (cm)	$M_b = T_s \cdot R = T_s \cdot (Y_c - Y_{eq})$ (cm x cm)
b = 25	(comp. constrictiva)		
h = 180	$M_b = C_c \cdot b \cdot a^2 / 2$ (cm x cm)		
T = 180			

concreto		1			2			3			4			5			6		
c (cm)		a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	180.0	803.25	0	0	0	0	0	87.5	380.488	70.8540	7.85	34.1381	19.8089	15.3	68.2783	37.0022	22.95	102.414	51.8890
area 2	25.8	488.563	0	0	0	0	0	25	468.563	231.211	7.85	143.38	83.1889	15.3	288.76	156.409	22.95	430.14	218.891
suma		1271.81	0	0	0	0	0	109.031	301.889		177.518	102.898		364.037	192.411		532.555	788.247	

# área	yc (cm)	Asiem	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs
1	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
2	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
3	1	89.00	20.43	0.0021	85.81	85.81	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81
4	1	189.00	20.43	0.0021	85.81	85.81	0.0021	85.81	38.76	-0.0021	-85.81	-38.76	-0.0021	-85.81	-38.76	-0.0021	-85.81
5	1	29.00	5.70	0.0021	23.94	23.94	0.0021	23.94	7.88	-0.0021	-23.94	-7.88	-0.0021	-23.94	-7.88	-0.0021	-23.94
6	1	58.40	3.98	0.0003	15.44	18.51	0.0003	15.44	1.38	-0.0003	-15.44	-1.38	-0.0003	-15.44	-1.38	-0.0003	-15.44
7	1	71.80	3.98	0.0003	11.81	5.58	0.0003	12.81	1.41	-0.0003	-11.81	-1.41	-0.0003	-11.81	-1.41	-0.0003	-11.81
8	1	93.20	3.98	0.0011	3.38	2.12	0.0012	9.29	0.79	-0.0011	-3.38	-0.79	-0.0011	-3.38	-0.79	-0.0011	-3.38
9	1	114.60	3.98	0.0008	4.85	0.98	0.0008	5.58	0.23	-0.0008	-4.85	-0.23	-0.0008	-4.85	-0.23	-0.0008	-4.85
10	1	136.00	3.98	0.0002	1.32	-0.23	0.0003	2.64	-0.48	0.0002	1.32	-0.48	0.0002	1.32	-0.48	0.0002	1.32
11	1	148.67	5.70	-0.0001	-1.11	0.34	-0.0001	0.97	-0.28	0.0001	-1.11	0.34	-0.0001	-1.11	0.34	0.0001	-1.11
12	1	161.63	20.43	-0.0004	-15.01	6.48	-0.0002	-6.91	2.80	-0.0004	-15.01	6.48	-0.0004	-15.01	6.48	-0.0004	-15.01
13	1	174.07	20.43	-0.0008	-25.54	14.18	-0.0004	-18.82	9.34	-0.0008	-25.54	14.18	-0.0008	-25.54	14.18	-0.0008	-25.54
14	8	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
suma					358.53	413.12		358.53	413.12		358.53	413.12		358.53	413.12		358.53

concreto		7			8			9			10			11			12		
c (cm)		a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca	a	Cc	Mca
area 1	180.0	136.563	63.5981	38.25	170.891	72.9187	45.9	204.829	79.8879	53.55	238.987	80.8052	61.2	273.105	85.3312	68.85	307.243	94.2455	
area 2	25	468.563	231.211	25	468.563	231.211	25	468.563	231.211	25	468.563	231.211	25	468.563	231.211	25	468.563	231.211	
suma		605.115	294.789		638.253	304.13		673.391	310.879		707.520	315.017		741.668	316.542		775.806	315.457	

# área	yc (cm)	Asiem	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs	es	Ts	Mbs
1	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
2	0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.0000	0.00
3	1	89.00	20.43	0.0021	85.81	85.81	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81	47.92	0.0021	85.81
4	1	189.00	20.43	0.0021	85.81	85.81	0.0021	85.81	38.76	-0.0021	-85.81	-38.76	-0.0021	-85.81	-38.76	-0.0021	-85.81
5	1	29.00	5.70	0.0021	23.94	23.94</											

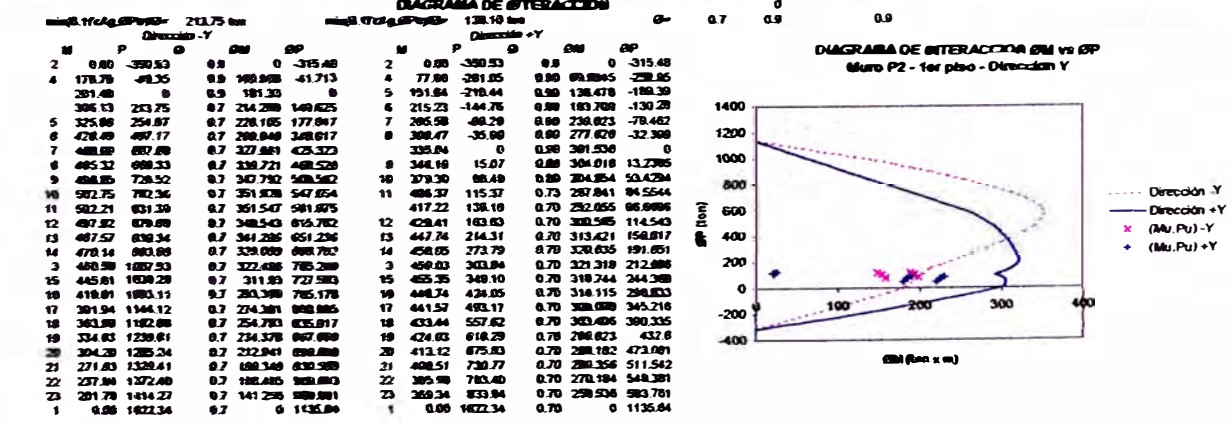
corte		13			14			15			16			17			18			
largo	h	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	
largo 1	78.5	341.391	80.5483	84.15	375.519	74.2295		91.8	409.898	85.3191	99.45	443.798	53.7872	187.1	477.934	39.6437	114.75	512.072	22.8867	
largo 2	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563
suma		830.954	311.76		864.082	305.451		878.22	296.53		912.358	284.998		948.498	270.855		860.834	231.211		

corte		19			20			21			22			23		
largo	h	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb
largo 1	122.4	548.221	3.52294	138.05	580.348	-18.456		137.7	614.488	-43.048	145.35	648.624	-70.247	153	682.783	-100.06
largo 2	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25
suma		1036.77	234.733		1068.91	212.752		1083.05	188.185		1117.19	160.864		1151.53	131.151	

corte		19			20			21			22			23		
largo	h	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb
largo 1	122.4	548.221	3.52294	138.05	580.348	-18.456		137.7	614.488	-43.048	145.35	648.624	-70.247	153	682.783	-100.06
largo 2	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25
suma		1036.77	234.733		1068.91	212.752		1083.05	188.185		1117.19	160.864		1151.53	131.151	

corte		19			20			21			22			23		
largo	h	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb	Cc	Mca	Mcb
largo 1	122.4	548.221	3.52294	138.05	580.348	-18.456		137.7	614.488	-43.048	145.35	648.624	-70.247	153	682.783	-100.06
largo 2	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25	488.563	231.211	25
suma		1036.77	234.733		1068.91	212.752		1083.05	188.185		1117.19	160.864		1151.53	131.151	

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



**ANEXO 9: REACCIONES EN LOS APOYOS**

REACCIONES EN LOS APOYOS													
Joint	Output	Case	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	CARGAS DE DISEÑO		
Text	Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Carga	unidad	
A1-0	COMB10	Combination	Max		2.16	2.96	74.87	16.07	5.57	0.09	Psx=	91.71	Ton
A1-0	COMB10	Combination	Min		-0.85	-5.12	38.64	-12.14	-10.97	-0.09	Msx=	182.13	Ton-m
A1-0	COMB3	Combination			1.38	-2.49	114.65	4.52	-5.39	0.01	Psy=	92.32	Ton
A1-0	COMB3	Combination	Max		36.09	-0.81	74.26	2.88	179.43	0.05	Msy=	14.10	Ton-m
A1-0	COMB3	Combination	Min		-34.78	-1.34	39.25	1.05	-184.83	-0.05	Pu=	114.65	Ton
A1-0	D	LinStatic			0.73	-1.20	63.06	2.18	-3.00	0.00	Pux=	39.25	74.26 Ton
A1-0	L1+L2	Combination			0.16	-0.38	11.14	0.69	-0.49	0.00	Mux=	-184.83	179.43 Ton-m
A1-0	SX	Combination	Max		35.44	0.26	17.51	0.92	182.13	0.05	Puy=	74.87	Ton
A1-0	SY	Combination	Max		1.50	4.04	18.11	14.10	8.27	0.09	Muy=	16.07	Ton-m
Nomenclatura													
A2-0	COMB10	Combination	Max		0.15	0.63	82.55	10.77	0.25	0.04	Psx=	111.57	Ton
A2-0	COMB10	Combination	Min		-0.05	-4.37	59.06	-5.29	-0.19	-0.04	Msx=	4.75	Ton-m
A2-0	COMB3	Combination			0.11	-4.61	155.68	6.71	0.06	0.00	Psy=	111.35	Ton
A2-0	COMB3	Combination	Max		2.21	-1.79	82.77	2.97	4.78	0.03	Msy=	8.03	Ton-m
A2-0	COMB3	Combination	Min		-2.11	-1.94	58.84	2.51	-4.73	-0.02	Pu=	155.68	Ton
A2-0	D	LinStatic			0.06	-2.07	76.67	3.04	0.03	0.00	Pux=	58.84	82.77 Ton
A2-0	L1+L2	Combination			0.01	-0.84	20.93	1.19	0.01	0.00	Mux=	-4.73	4.78 Ton-m
A2-0	SX	Combination	Max		2.16	0.07	11.97	0.23	4.75	0.02	Puy=	82.55	Ton
A2-0	SY	Combination	Max		0.10	2.50	11.74	8.03	0.22	0.04	Muy=	10.77	Ton-m
A3-0	COMB10	Combination	Max		0.07	0.70	86.31	10.73	0.14	0.04	Psx=	105.97	Ton
A3-0	COMB10	Combination	Min		-0.10	-4.32	62.67	-5.42	-0.26	-0.04	Msx=	4.23	Ton-m
A3-0	COMB3	Combination			-0.03	-4.47	162.94	6.49	-0.13	0.00	Psy=	116.14	Ton
A3-0	COMB3	Combination	Max		1.75	-1.75	76.14	2.85	4.17	0.03	Msy=	8.07	Ton-m
A3-0	COMB3	Combination	Min		-1.77	-1.87	72.83	2.46	-4.28	-0.02	Pu=	162.94	Ton
A3-0	D	LinStatic			-0.01	-2.01	82.76	2.95	-0.07	0.00	Pux=	72.83	76.14 Ton
A3-0	L1+L2	Combination			-0.01	-0.81	21.55	1.15	-0.02	0.00	Mux=	-4.28	4.17 Ton-m
A3-0	SX	Combination	Max		1.76	0.06	1.65	0.20	4.23	0.02	Puy=	86.31	Ton
A3-0	SY	Combination	Max		0.08	2.51	11.82	8.07	0.20	0.04	Muy=	10.73	Ton-m
A4-0	COMB10	Combination	Max		-0.23	1.79	58.58	9.27	-0.28	0.03	Psx=	63.67	Ton
A4-0	COMB10	Combination	Min		-0.34	-3.54	24.55	-6.49	-0.52	-0.03	Msx=	2.53	Ton-m
A4-0	COMB3	Combination			-0.58	-2.01	86.98	3.19	-0.82	0.00	Psy=	73.03	Ton
A4-0	COMB3	Combination	Max		0.73	-0.71	49.22	1.86	2.13	0.02	Msy=	7.88	Ton-m
A4-0	COMB3	Combination	Min		-1.29	-1.04	33.91	0.92	-2.93	-0.02	Pu=	86.98	Ton
A4-0	D	LinStatic			-0.32	-0.97	46.18	1.54	-0.45	0.00	Pux=	33.91	49.22 Ton
A4-0	L1+L2	Combination			-0.06	-0.31	9.83	0.49	-0.08	0.00	Mux=	-2.93	2.13 Ton-m
A4-0	SX	Combination	Max		1.01	0.16	7.65	0.47	2.53	0.02	Puy=	58.58	Ton
A4-0	SY	Combination	Max		0.05	2.67	17.01	7.88	0.12	0.03	Muy=	9.27	Ton-m
B1-0	COMB10	Combination	Max		1.33	39.36	79.95	220.69	3.19	0.11	Psx=	95.04	Ton
B1-0	COMB10	Combination	Min		-0.77	-37.11	43.69	-198.02	-5.43	-0.11	Msx=	105.03	Ton-m
B1-0	COMB3	Combination			0.99	2.60	122.26	25.88	-2.20	0.01	Psy=	97.50	Ton
B1-0	COMB3	Combination	Max		21.75	3.62	77.49	24.94	103.91	0.07	Msy=	209.35	Ton-m
B1-0	COMB3	Combination	Min		-20.69	-1.36	46.15	-2.26	-106.14	-0.06	Pu=	122.26	Ton
B1-0	D	LinStatic			0.59	1.25	68.69	12.60	-1.24	0.00	Pux=	46.15	77.49 Ton
B1-0	L1+L2	Combination			0.08	0.40	10.68	3.88	-0.19	0.00	Mux=	-106.14	103.91 Ton-m
B1-0	SX	Combination	Max		21.22	2.49	15.67	13.60	105.03	0.06	Puy=	79.95	Ton
B1-0	SY	Combination	Max		0.80	38.24	18.13	209.35	4.31	0.11	Muy=	220.69	Ton-m
B2-0	COMB10	Combination	Max		0.14	4.16	78.45	6.19	0.23	0.04	Psx=	102.90	Ton
B2-0	COMB10	Combination	Min		-0.03	-0.82	55.43	-9.83	-0.15	-0.04	Msx=	4.54	Ton-m
B2-0	COMB3	Combination			0.15	4.20	146.44	-4.67	0.13	0.00	Psy=	105.26	Ton
B2-0	COMB3	Combination	Max		2.08	1.73	76.09	-1.62	4.58	0.03	Msy=	8.01	Ton-m
B2-0	COMB3	Combination	Min		-1.96	1.62	57.79	-2.03	-4.50	-0.02	Pu=	146.44	Ton
B2-0	D	LinStatic			0.07	1.86	74.38	-2.03	0.05	0.00	Pux=	57.79	76.09 Ton
B2-0	L1+L2	Combination			0.03	0.79	19.38	-0.90	0.03	0.00	Mux=	-4.50	4.58 Ton-m
B2-0	SX	Combination	Max		2.02	0.06	9.15	0.20	4.54	0.02	Puy=	78.45	Ton
B2-0	SY	Combination	Max		0.08	2.49	11.51	8.01	0.19	0.04	Muy=	6.19	Ton-m
B3-0	COMB10	Combination	Max		-0.05	4.10	80.00	6.32	-0.02	0.04	Psx=	104.73	Ton
B3-0	COMB10	Combination	Min		-0.22	-0.91	56.53	-9.80	-0.40	-0.04	Msx=	4.51	Ton-m
B3-0	COMB3	Combination			-0.28	3.98	149.86	-4.41	-0.44	0.00	Psy=	107.63	Ton
B3-0	COMB3	Combination	Max		1.86	1.66	77.10	-1.54	4.29	0.03	Msy=	8.06	Ton-m
B3-0	COMB3	Combination	Min		-2.13	1.53	59.42	-1.93	-4.72	-0.02	Pu=	149.86	Ton
B3-0	D	LinStatic			-0.15	1.77	75.85	-1.93	-0.23	0.00	Pux=	59.42	77.10 Ton
B3-0	L1+L2	Combination			-0.03	0.73	20.05	-0.84	-0.05	0.00	Mux=	-4.72	4.29 Ton-m
B3-0	SX	Combination	Max		1.99	0.06	8.84	0.19	4.51	0.02	Puy=	80.00	Ton
B3-0	SY	Combination	Max		0.09	2.50	11.74	8.06	0.19	0.04	Muy=	6.32	Ton-m
B4-0	COMB10	Combination	Max		-0.05	39.43	83.89	220.92	1.84	0.11	Psx=	102.10	Ton
B4-0	COMB10	Combination	Min		-1.68	-36.96	49.72	-201.14	-6.80	-0.11	Msx=	105.01	Ton-m
B4-0	COMB3	Combination			-1.75	2.81	134.25	22.19	-4.88	0.01	Psy=	104.04	Ton
B4-0	COMB3	Combination	Max		20.34	3.90	81.95	22.19	102.53	0.07	Msy=	211.03	Ton-m
B4-0	COMB3	Combination	Min		-22.07	-1.03	51.66	-2.41	-107.49	-0.06	Pu=	134.25	Ton
B4-0	D	LinStatic			-0.96	1.37	74.23	10.99	-2.76	0.00	Pux=	51.66	81.95 Ton
B4-0	L1+L2	Combination			-0.17	0.42	12.72	3.17	-0.41	0.00	Mux=	-107.49	102.53 Ton-m
B4-0	SX	Combination	Max		21.21	2.27	15.14	12.30	105.01	0.06	Puy=	83.89	Ton
B4-0	SY	Combination	Max		0.81	38.20	17.08	211.03	4.32	0.11	Muy=	220.92	Ton-m

**ANEXO 10: PESOS UNITARIOS**

<b>Materiales</b>	<b>Peso Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Materiales</b>	<b>Peso Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Aislamientos de :</b>		<b>Briquetas de carbón de piedra</b>	<b>1750</b>
Fibra de Vidrio	300	Lignito	1250
Corcho	200	Turba	600
Poliuretano poli estireno	200	Hielo 920 Basuras Domésticas	660
Fibrocemento	600	Trigo, frijoles, paltares, arroz	750
<b>Albañilería de :</b>		Papas	700
Adobe	1600	Frutas	650
Unidades sólidas	1800	Harinas	700
Unidades huecas	1350	Azúcar	750
<b>Concreto Simple de :</b>		Sal	1000
Grava	2300	Pastos secos	400
Cascote de ladrillo	1800	Papel	1000
Pómez	1600	Leña	600
<b>Concreto Armado :</b>		<b>Materiales amontonados :</b>	
Añadir 100Kg/m <sup>3</sup> al peso del concreto simple		Tierra	1600
<b>Enlucido o Revoque de :</b>		Grava y arena secas	1600
Mortero de cemento	2000	Coke	520
Mortero de cal y cemento	1850	Escorias de carbón	1000
Mortero de cal	1700	Escorias de altos hornos	1500
Yeso	1000	Piedra pómez	700
<b>Líquidos :</b>		<b>Metales :</b>	
Agua	1000	Acero	7850
Agua de mar	1030	Hierro dulce	7800
Alcohol 800 Aceites	930	Fundición	7250
Acido Muriático	1200	Aluminio	2750
Acido Nítrico	1500	Plomo	11400
Acido sulfúrico	1800	Cobre	8900
Soda Cáustica	1700	Bronce	8500
Petróleo	870	Zinc	6900
Gasolina	670	Estaño	7400
<b>Maderas :</b>		Latón	8500
Coníferas secas	550	Mercurio	13600
Coníferas húmedas	750	Níquel	9000
Duras secas	700	<b>Otros :</b>	
Duras húmedas	1000	Acrílicos	1200
<b>Mampostería de :</b>		Vidrios	2500
Caliza	2400	Concreto asfáltico	2400
Granito	2600	Losetas	2400
Mármol	2700	Teja artesanal	1600
Pómez	1200	Teja industrial	1800
Bloques de Vidrio	1000	Cartón bituminado	600
<b>Materiales almacenados :</b>		Ladrillo pastelero	1600
Cemento	1450	Asbesto - cemento	2500
Coke	1200		
Carbón de piedra	1550		

**ANEXO 11: CARGAS MÍNIMAS REPARTIDAS**

Ocupación o uso	Cargas Repartidas kg/m <sup>2</sup>	Ocupación o uso	Cargas Repartidas kg/m <sup>2</sup>
<u>Almacenaje</u> Ver 3.2.3	500	<u>Instituciones Penales</u>	
<u>Baños</u>		Zona de habitación	200
igual a la carga principal del resto del área		Zonas públicas - de acuerdo a lugares de	
<u>Bibliotecas</u> Ver 3.2.3		asamblea Corredores y	400
Salas de lectura	300	escaleras	
Salas de Almacenaje	750	<u>Lugares de Asamblea</u>	
Corredores y escaleras	400	Con asientos fijos	300
<u>Centros de Educación</u>		Con asientos móviles	400
Aulas	300	Salones de baile,	
Talleres Ver 3.2.3	350	restaurantes, museos y	400
Auditorios, Gimnasios, etc. de acuerdo a lugares de		gimnasios.	
asambleas		Graderías y tribunas	500
Laboratorios	300	Corredores y escaleras	500
Corredores y escaleras	400	<u>Oficinas</u>	
<u>Garajes</u>		Exceptuando salas de	
Para parqueo exclusivo de		archivo y computación	250
automóviles		Salas de archivo	500
Con altura menor de	250	Salas de computación	350
2.40m		Corredores y escaleras	400
Para otros vehículos Ver		<u>Teatros</u>	
3.5.3		Vestidores	200
<u>Hospitales</u>		Cuarto de Proyección	500
Salas de operación,		Escenario	750
laboratorios, y áreas de	300	Zonas Públicas – de	
servicio		acuerdo a lugares de	
Cuartos	200	asamblea	
Corredores y escaleras	400	<u>Tiendas</u> Ver 3.2.3	500
<u>Hoteles</u>		Corredores y escaleras	500
Cuartos	200	<u>Viviendas</u>	200
Salas Públicas - de		Corredores y escaleras	200
acuerdo a lugares de			
asamblea Almacenaje y	500		
servicios			
Corredores y escaleras	400		
Industria Ver 3.2.3			



## ANEXO 12: NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

### CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

#### Artículo 1 Nomenclatura

Para efectos de la presente norma, se consideran las siguientes nomenclaturas:

C	Coefficiente de amplificación sísmica
CT	Coefficiente para estimar el periodo predominante de un edificio
Di	Desplazamiento elástico lateral del nivel "i" relativo al suelo
E	Excentricidad accidental
Fa	Fuerza horizontal en la azotea
Fi	Fuerza horizontal en el nivel "i"
g	Aceleración de la gravedad
hi	Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno
hei	Altura del entrepiso "i"
hn	Altura total de la edificación en metros
Mti	Momento torsor accidental en el nivel "i"
m	Número de modos usados en la combinación modal
n	Número de pisos del edificio
Ni	Sumatoria de los pesos sobre el nivel "i"
P	Peso total de la edificación
Pi	Peso del nivel "i"
R	Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
r	Respuesta estructural máxima elástica esperada
ri	Respuestas elásticas correspondientes al modo "i"
S	Factor de suelo
Sa	Aceleración espectral
T	Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico
TP	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
U	Factor de uso e importancia
V	Fuerza cortante en la base de la estructura
Vi	Fuerza cortante en el entrepiso "i"
Z	Factor de zona
Q	Coefficiente de estabilidad para efecto P-delta global
$\Delta_i$	Desplazamiento relativo del entrepiso "i"

#### Artículo 2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones,

se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

### **Artículo 3 Filosofía y Principios del diseño sismorresistente**

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

### **Artículo 4 Presentación del Proyecto (Disposición transitoria)**

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente
- b. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos.

El empleo de materiales, sistemas estructurales y métodos constructivos diferentes a los indicados en esta Norma, deberán ser aprobados por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneario, y debe cumplir con lo establecido en este artículo y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y durabilidad.

## CAPÍTULO 2. PARÁMETROS DE SITIO

### Artículo 5 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. En el Anexo N° 1 se indican las provincias que corresponden a cada zona



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

### Artículo 6 Condiciones Locales

#### 6.1 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

##### a. Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Será requisito la realización de los estudios de microzonificación en los siguientes casos:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

Los resultados de estudios de microzonificación serán aprobados por la autoridad competente, que puede solicitar informaciones o justificaciones complementarias en caso lo considere necesario.

#### **b. Estudios de Sitio**

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

### **6.2 Condiciones Geotécnicas**

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

#### **a. Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.**

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con  $N > 30$ , sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

#### **b. Perfil tipo S2: Suelos intermedios.**

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.

#### **c. Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.**

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los ~~casos~~ en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
------------------	---	-----------------------------

Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos De penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(\*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

#### d. Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de  $T_p$  y del factor de amplificación del suelo  $S$ , dados en la Tabla N°2.

En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S3. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tipo	Descripción	$T_p$ (s)	$S$
S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S2	Suelos intermedios	0,6	1,2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(\*) Los valores de  $T_p$  y  $S$  para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

#### Artículo 7 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica ( $C$ ) por la siguiente expresión:

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

$T$  es el período según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

## **CAPÍTULO 3 REQUISITOS GENERALES**

### **Artículo 8 Aspectos Generales.**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma pre-escrita en esta Norma.

Deberá considerarse el posible efecto de los elementos no estructurales en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño de cada elemento o componente en estudio.

Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

### **Artículo 9 Concepción Estructural Sismorresistente**

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

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

### **Artículo 10 Categoría de las Edificaciones**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
<b>A</b> Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
<b>B</b> Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
<b>C</b> Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
<b>D</b> Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(\*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

## Artículo 11 Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

a. Estructuras Regulares. Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

b. Estructuras Irregulares. Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N°4 o Tabla N° 5.

Tabla N° 4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
<p><b>Irregularidades de Rigidez – Piso blando</b> En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por <math>(h_i/h_d)</math> donde <math>h_d</math> es altura diferente de piso y <math>h_i</math> es la altura típica de piso.</p>
<p><b>Irregularidad de Masa</b> Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</b> Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

Tabla N° 5 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
<p><b>Irregularidad Torsional</b> Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p><b>Esquinas Entrantes</b> La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente</p>



dimensión total en planta.
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

## Artículo 12 Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°6.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N°6 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (* (**))
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero.	6,5
Arriostres Excéntricos	6,0
Arriostres en Cruz	
Concreto Armado	8
Pórticos(1).	7
Dual(2).	6
De muros estructurales (3).	4
Muros de ductilidad limitada (4).	
Albañilería Armada o Confinada(5).	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

1. Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2)

3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

4. Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6

(\*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(\*\*) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como  $\frac{3}{4}$  de los anotados en la Tabla.

Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S3, ni se permite en suelos S4.

### Artículo 13 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 7.

Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*) (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.
		1	

(\*) Para lograr los objetivos indicados en la Tabla N°3, la edificación será especialmente estructurada para resistir sismos severos.

(\*\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

### Artículo 14 Procedimientos de Análisis

14.1 Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el Artículo 18.

14.2 Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

## Artículo 15 Desplazamientos Laterales

### 15.1 Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	( $\Delta_i / h_{ei}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

### 15.2 Junta de Separación sísmica (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0.004 (h-500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar  $s$ .

El Edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado según Artículo 16 (16.4) ni menores que  $s/2$ .

### 15.3 Estabilidad del Edificio

Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación, (efecto P-delta) según se establece en el Artículo 16 (16.5).

La estabilidad al volteo del conjunto se verificará según se indica en el Artículo 21.

## **CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE EDIFICIOS**

### **Artículo 16 Generalidades**

#### **16.1 Solicitaciones Sísmicas y Análisis**

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del Artículo 3, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

#### **16.2 Modelos para Análisis de Edificios**

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde

#### **16.3 Peso de la Edificación**

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

#### **16.4 Desplazamientos Laterales**

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0,75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

#### **16.5 Efectos de Segundo Orden (P-Delta)**

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.

Para estimar la importancia de los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad:

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_{e_i}}$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando  $Q > 0,1$

## 16.6 Solicitaciones Sísmicas Verticales

Estas solicitaciones se considerarán en el diseño de elementos verticales, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio.

## Artículo 17 Análisis Estático

### 17.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2).

### 17.2 Período Fundamental

a. El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

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

donde :

CT = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

CT = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

CT = 60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

b. También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2 \right)}{\left( g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i \right)}}$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el período fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método.

### 17.3 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

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

debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0,1$$

#### 17.4 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el periodo fundamental T, es mayor que 0,7 s, 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:

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

donde el periodo 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:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

#### 17.5 Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

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 acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado  $M_t$  que se calcula como:

$$M_t = \pm F_i e_i$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

#### 17.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de  $2/3 Z$ . Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

### Artículo 18 Análisis Dinámico

#### 18.1 Alcances

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación 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.

## 18.2 Análisis por combinación modal espectral .

### a. Modos de Vibración

Los periodos 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 una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

### c. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

### d Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

### e. Efectos de Torsión

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

## 18.3 Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

## **CAPÍTULO 5 CIMENTACIONES**

### **Artículo 19 Generalidades**

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenida del análisis de la estructura.

### **Artículo 20 Capacidad Portante**

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuefacción del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

Para el cálculo de las presiones admisibles sobre el suelo de cimentación bajo acciones sísmicas, se emplearán los factores de seguridad mínimos indicados en la NTE E.050 Suelos y Cimentaciones.

### **Artículo 21 Momento de Volteo**

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual que 1,5.

### **Artículo 22 Zapatas aisladas y cajones**

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las zonas 3 y 2 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15% de la carga vertical que soportan.



## CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO

### Artículo 23 Generalidades

- Se consideran como elementos no estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable.
- En el caso que los elementos no estructurales estén aislados del sistema estructural principal, estos deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica (V) asociada a su peso (P) tal como se indica a continuación.

$$V = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot P$$

Los valores de U corresponden a los indicados en el Capítulo 3 y los valores de C1 se tomarán de la Tabla N°9.

Tabla N° 9 VALORES DE C1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano. - Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	1,3
- Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano).	0,9
- Cercos.	0,6
- Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección.	0,9
- Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano.	0,6

- Para elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural principal y deban acompañar la deformación de la misma, deberá asegurarse que en caso de falla, no causen daños personales.
- La conexión de equipos e instalaciones dentro de una edificación debe ser responsabilidad del especialista correspondiente. Cada especialista deberá garantizar que estos equipos e instalaciones no constituyan un riesgo durante un sismo y, de tratarse de instalaciones esenciales, deberá garantizar la continuación de su operatividad.

## CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

### Artículo 24 Generalidades

- Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente anotada en el Capítulo 1.
- Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

- La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.
- El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.
- Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en esta Norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente.

## **CAPÍTULO 8 INSTRUMENTACIÓN**

### **Artículo 25 Registradores Acelerográficos**

En todas las zonas sísmicas los proyectos de edificaciones con un área igual o mayor de 10,000 m<sup>2</sup>, deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial.

Los registradores acelerográficos triaxiales deberán ser provistos por el propietario, con especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú.

### **Artículo 26 Ubicación**

Los instrumentos deberán colocarse en una habitación de por lo menos 4 m<sup>2</sup> ubicado en el nivel inferior del edificio teniendo en cuenta un acceso fácil para su mantenimiento; y una apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica, y seguridad física y deberá identificarse claramente en el plano de arquitectura.

### **Artículo 27 Mantenimiento**

El mantenimiento operativo, partes y componentes, material fungible y servicio de los instrumentos deberán ser provistos por los propietarios del edificio bajo control del Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad se mantendrá por 10 años.

### **Artículo 28 Disponibilidad de Datos**

Los acelerogramas registrados por los instrumentos, serán procesados por el Instituto Geofísico del Perú e integrados al Banco Nacional de Datos Geofísicos. Esta información es de dominio público y estará disponible a los usuarios a pedido.

### **Artículo 29 Requisitos para la Finalización de Obra**

Para obtener el certificado de finalización de obra, y bajo responsabilidad del funcionario competente, el propietario deberá presentar un certificado de instalación, expedido por el Instituto Geofísico del Perú y además un contrato de servicio de mantenimiento operativo de los instrumentos.

## **ANEXO N°1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

Las zonas sísmicas en que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1 del Artículo 5.

A continuación se especifican las provincias de cada zona.

### **Zona 1**

1. Departamento de Loreto. Provincias de Mariscal Ramón Castilla, Maynas y Requena.
2. Departamento de Ucayali. Provincia de Purús.
3. Departamento de Madre de Dios. Provincia de Tahuamanú.

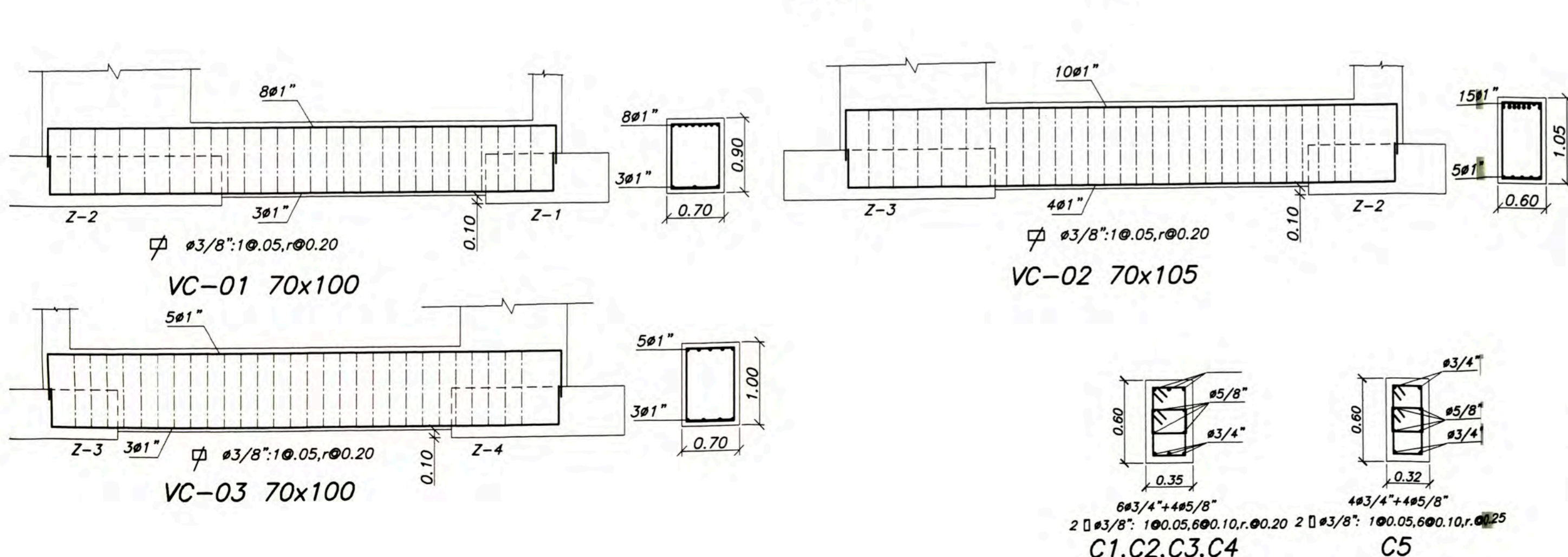
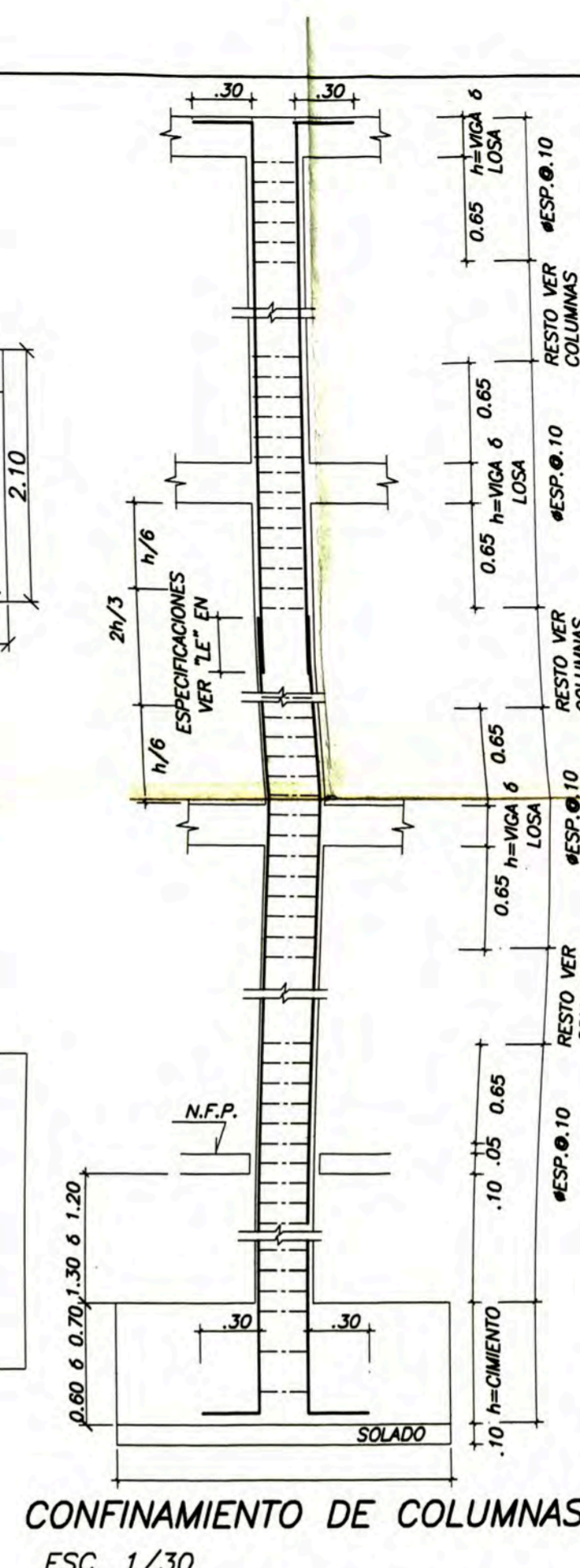
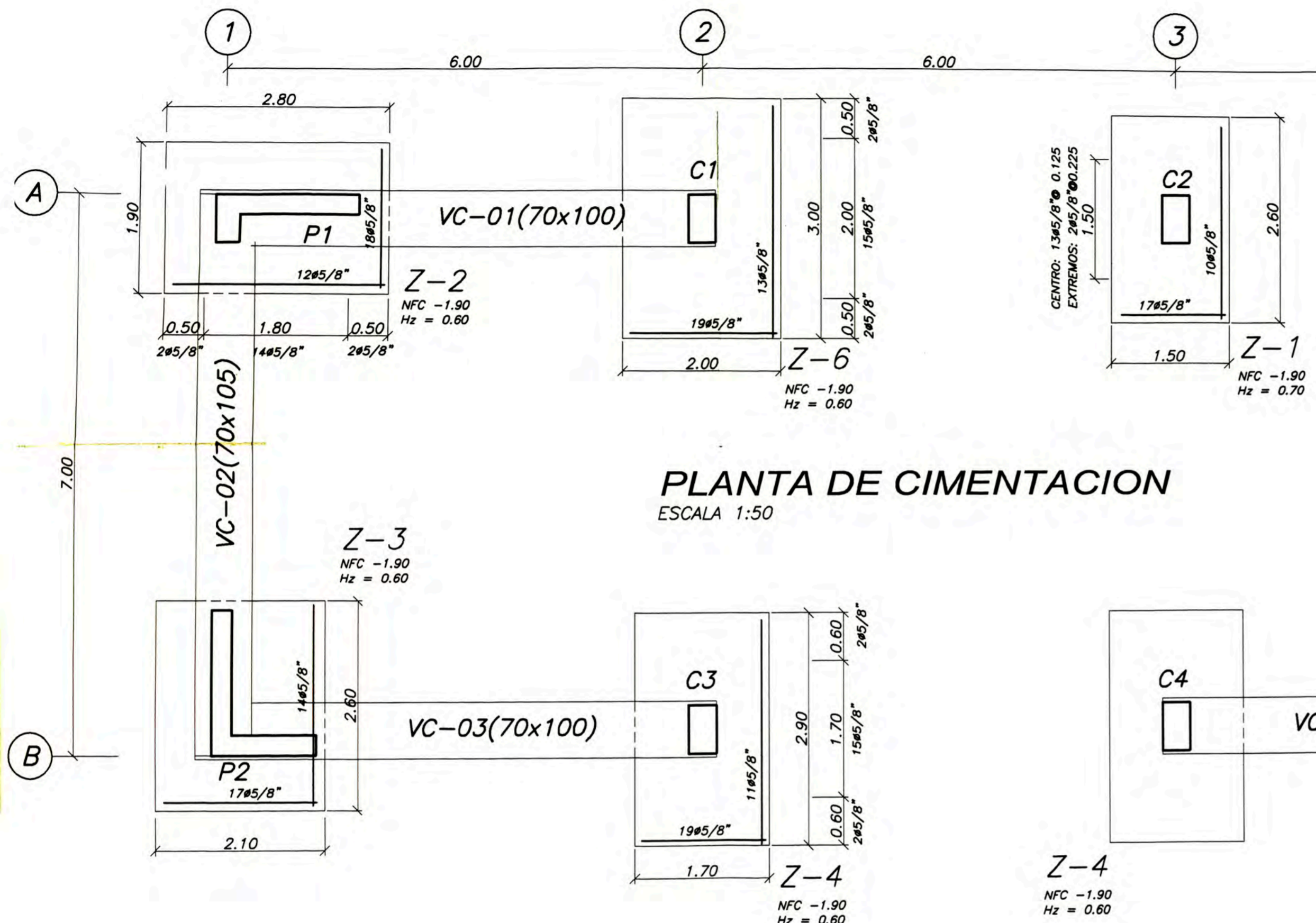
### **Zona 2**

1. Departamento de Loreto. Provincias de Loreto, Alto Amazonas y Ucayali .
2. Departamento de Amazonas. Todas las provincias.
3. Departamento de San Martín. Todas las provincias.
4. Departamento de Huánuco. Todas las provincias.
5. Departamento de Ucayali. Provincias de Coronel Portillo, Atalaya y Padre Abad.
6. Departamento de Pasco. Todas las provincias.
7. Departamento de Junín. Todas las provincias.
8. Departamento de Huancavelica. Provincias de Acobamba, Angaraes, Churcampa, Tayacaja y Huancavelica.
9. Departamento de Ayacucho. Provincias de Sucre, Huamanga, Huanta y Vilcashuaman.
10. Departamento de Apurímac. Todas las provincias.
11. Departamento de Cusco. Todas las provincias.
12. Departamento de Madre de Dios. Provincias de Tambopata y Manú.
13. Departamento de Puno. Todas las provincias.

### **Zona 3**

1. Departamento de Tumbes. Todas las provincias.
2. Departamento de Piura. Todas las provincias.
3. Departamento de Cajamarca. Todas las provincias.
4. Departamento de Lambayeque. Todas las provincias.
5. Departamento de La Libertad. Todas las provincias.
6. Departamento de Ancash. Todas las provincias.
7. Departamento de Lima. Todas las provincias.
8. Provincia Constitucional del Callao.
9. Departamento de Ica. Todas las provincias.
10. Departamento de Huancavelica. Provincias de Castrovirreyna y Huaytará.
11. Departamento de Ayacucho. Provincias de Cangallo, Huanca Sancos, Lucanas, Víctor Fajardo, Parinacochas y Paucar del Sara Sara.
12. Departamento de Arequipa. Todas las provincias.
13. Departamento de Moquegua. Todas las provincias.
14. Departamento de Tacna. Todas las provincias.

## Anexo 13 Planos Estructurales



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**A- MATERIALES:**  
 f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> CONCRETO ARMADO  
 f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup> CONCRETO CICLOPEO  
 f'c = 140 Kg/cm<sup>2</sup> FALSO PISO  
 fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> ACERO CORRUGADO

**C- TERRENO:**  
 P. ADMISIBLE = 3.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 TIPO DE SUELO S2

**D- SOBRECARGAS:**  
 INDICADAS EN PLANTA

**E- TRASLAPES "L<sub>a</sub>" (TRACCION):**  
 # 3/8" 44cm.  
 # 1/2" 55cm.  
 # 5/8" 70cm.  
 # 3/4" 83cm.

**F- REGLAMENTOS:**  
 NORMAS E-020  
 NORMAS E-030  
 NORMAS E-060  
 A.C.I.-318-99

**PARAMETROS DE CALCULO**

FACTOR DE ZONA (Z) 0.4 ZONA SISMICA 3  
 FACTOR DE USO (U) 1.0 EDIF. COMUN (C)  
 FACTOR DE SUELO (S) 1.2 SUELO INTERMEDIO S2  
 FACTOR DE AMP. SISMICA (C) 2.5 T<sub>p</sub>=0.6 T=0.21  
 COEF. DE REDUCCION (R) 6.0 MUROS ESTRUCTURALES

CORTANTE TOTAL  $V = \frac{ZUSC}{R} = P=0.20P$

**DISTORSIONES**

X=18.25  
 Y=7.00

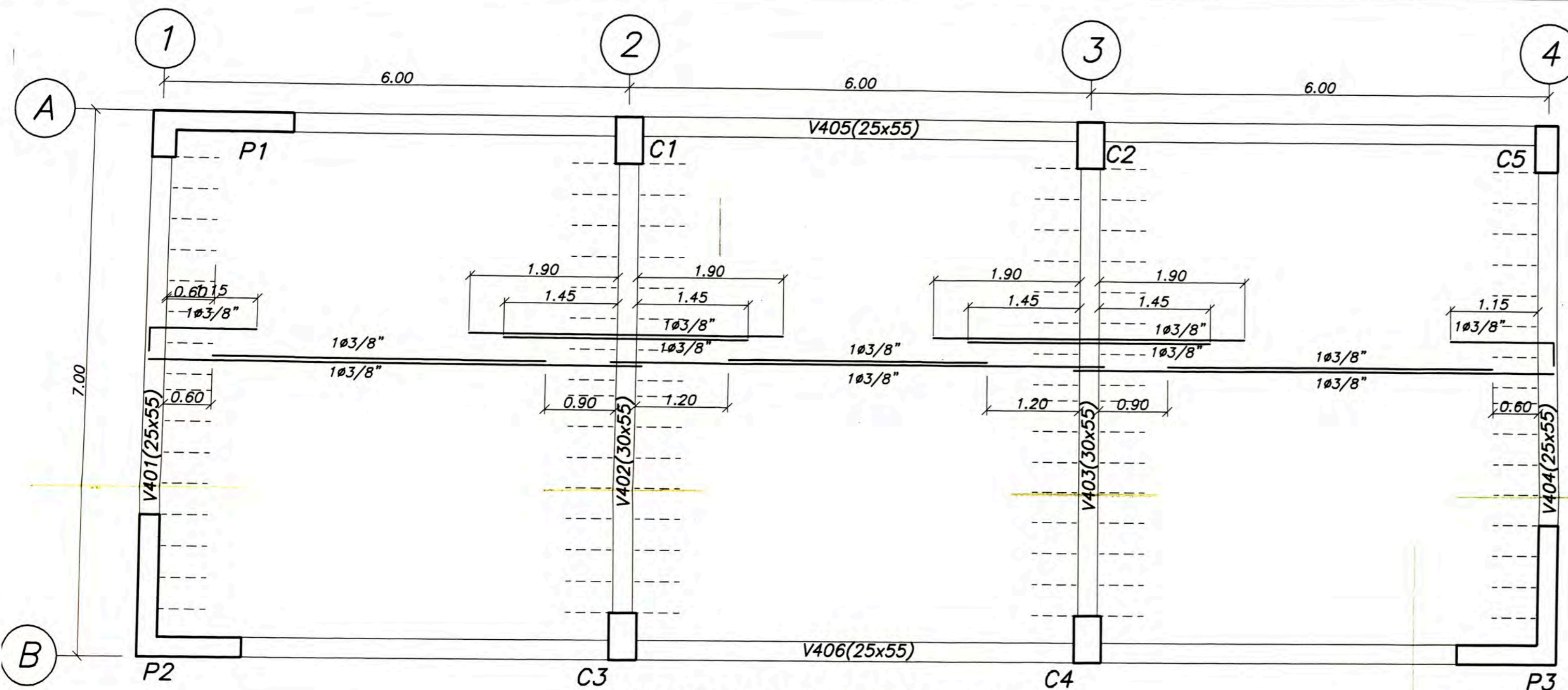
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL 7.34 cm. 7.07 cm.  
 DESP. RELATIVO MAX. TOTAL 0.0058 0.0056  
 DESP. RELATIVO MAX. DE ENTREPISO 0.0069 0.0069

**Notas**  
 TODAS LAS MEDIDAS ESTAN METROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO PARA EL TRAZADO VER ARQUITECTURA

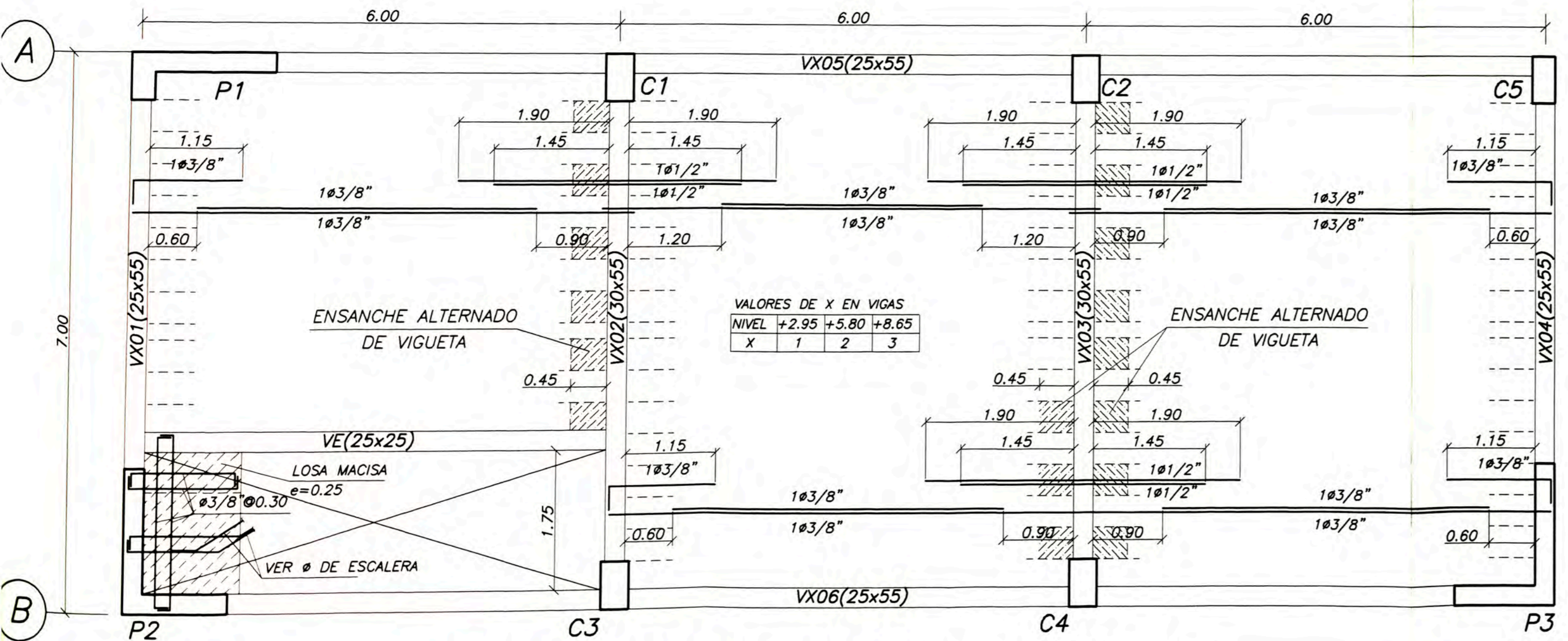
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

INFORME DE SUPERVISION ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON MUROS DE CORTE

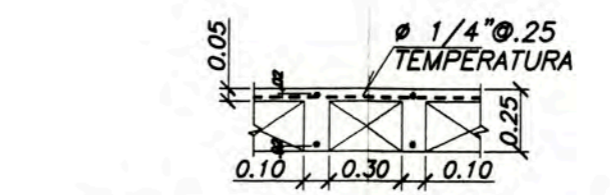
BACHELTER CARLOS JULIAN GARCIA AGUIRRE CODIGO 791218H	PLANO ESTRUCTURAS CIMENTACIÓN ESCALA: 1/50	LAMINA <b>E-01</b> DE 04
---	--	--------------------------------



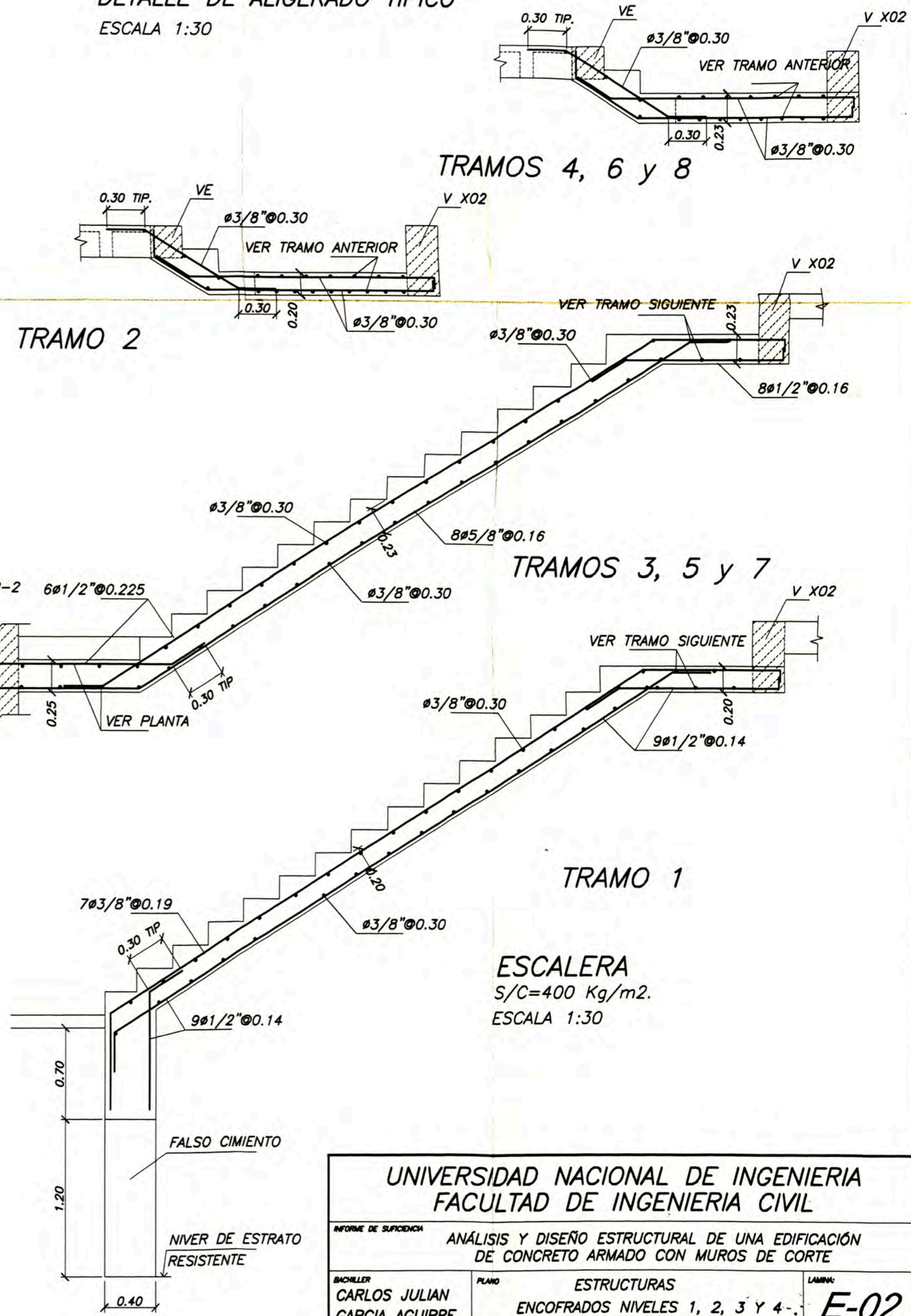
**ENCOFRADO NIVEL +11.50**  
 ESPESOR  $h=0.20\text{mt.}$  S/C=100 Kg/m<sup>2</sup>.  
 ESCALA 1:50



**ENCOFRADO NIVELES +2,95, 5.80, Y 8.65**  
 ESPESOR  $h=0.20\text{mt.}$  S/C=250 Kg/m<sup>2</sup>.  
 ESCALA 1:50

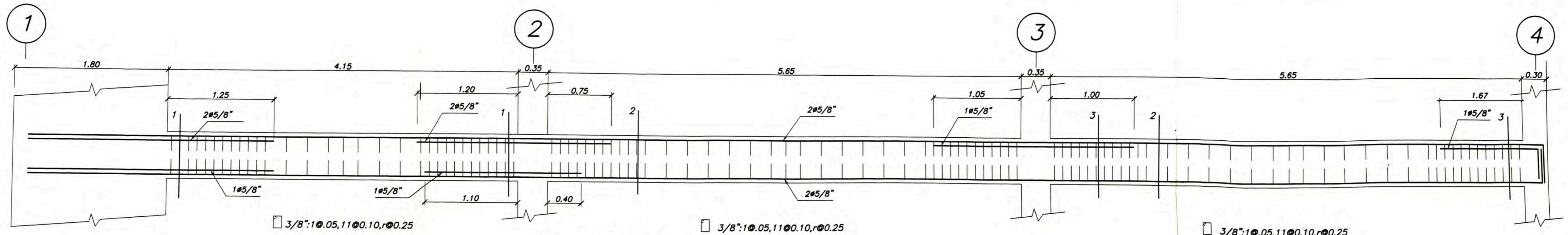


**DETALLE DE ALIGERADO TÍPICO**  
 ESCALA 1:30

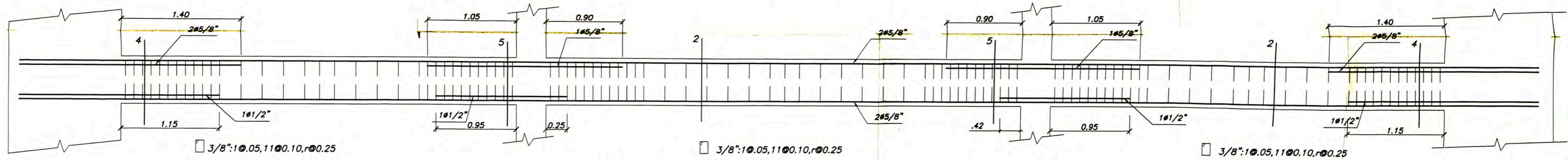


**ESCALERA**  
 S/C=400 Kg/m<sup>2</sup>.  
 ESCALA 1:30

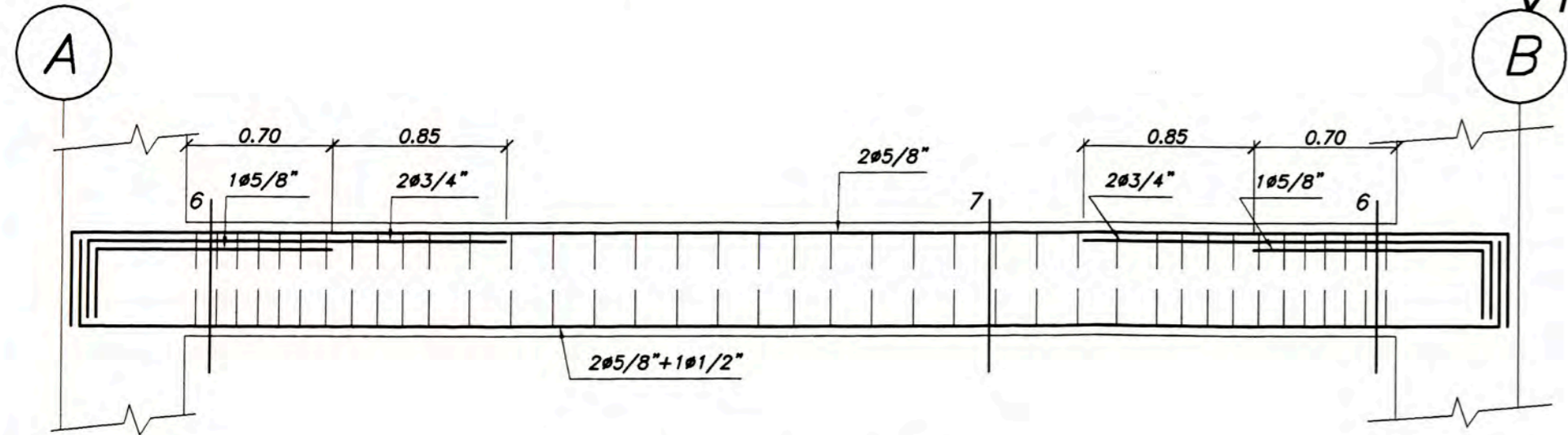
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>			
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>			
INFORME DE SUPLENENCIA		ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON MUROS DE CORTE	
BACHILLER	PLANO	ESTRUCTURAS	LÁMINA
CARLOS JULIAN GARCIA AGUIRRE	ENCOFRADOS NIVELES 1, 2, 3 Y 4		<b>E-02</b>
CODIGO 791218H	ESCALA 1/50		DE 04



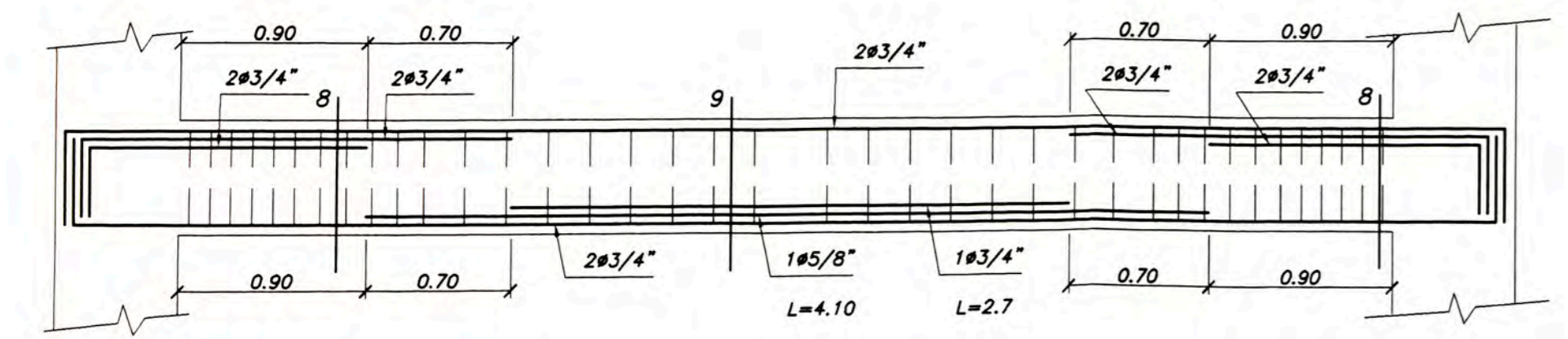
V105, V205, V305 (25x55)



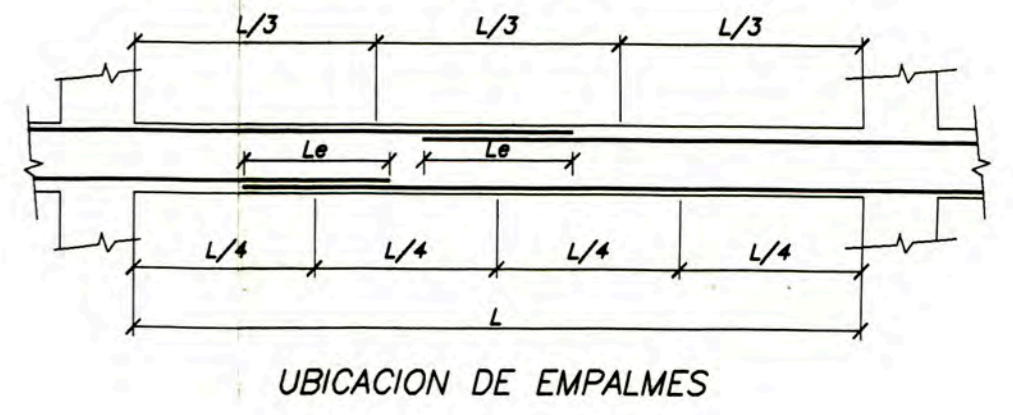
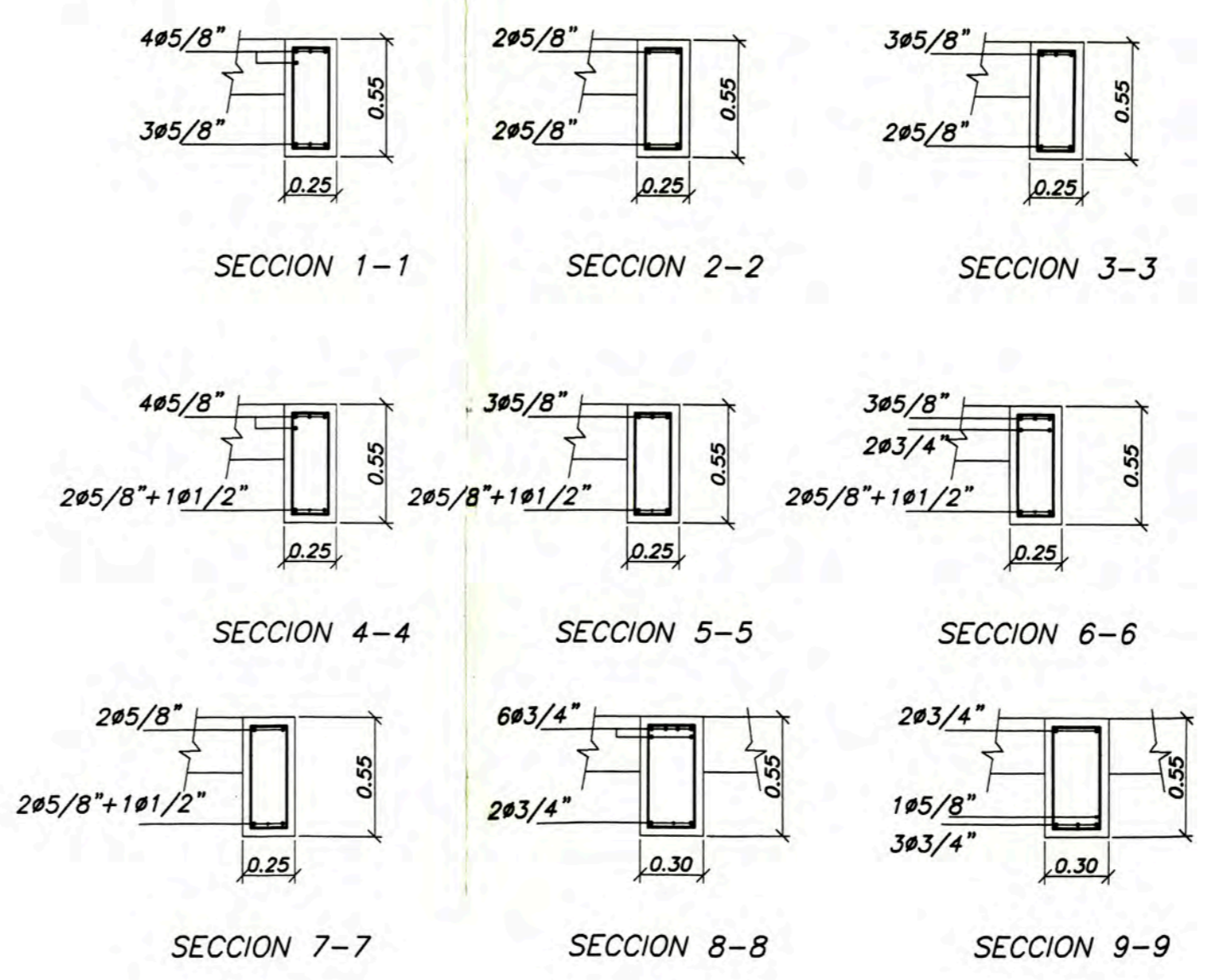
V106, V206, V306 (25x55)



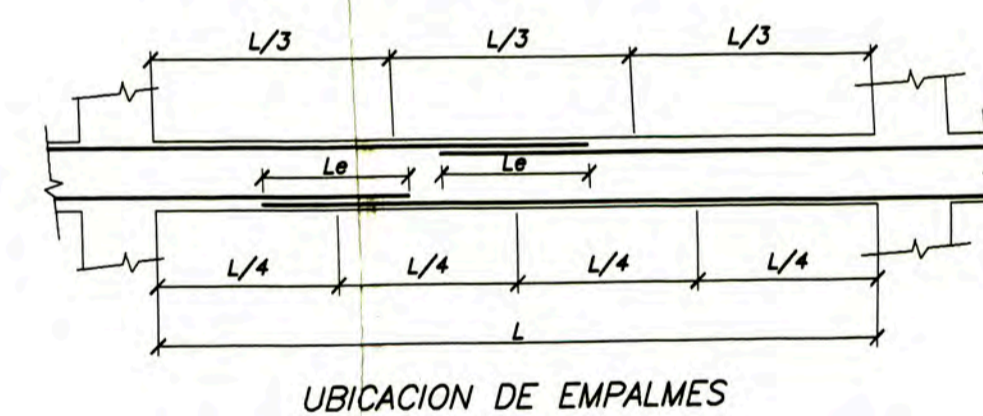
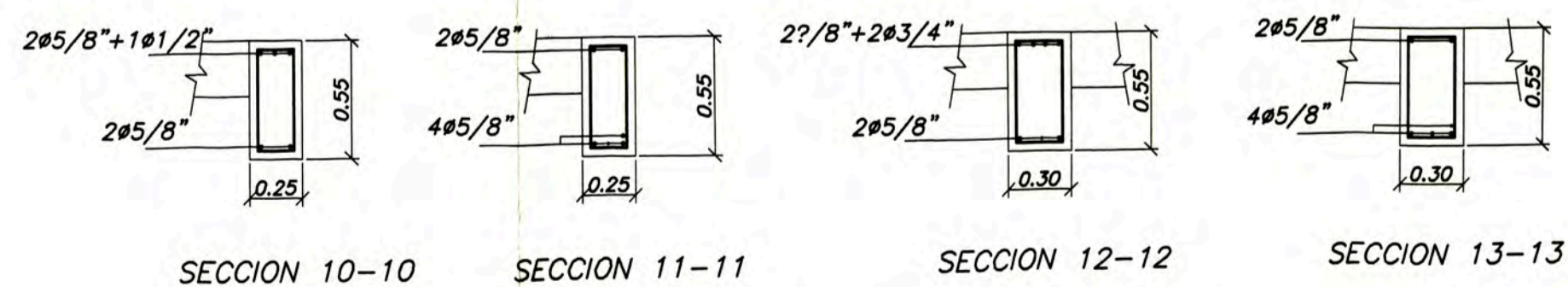
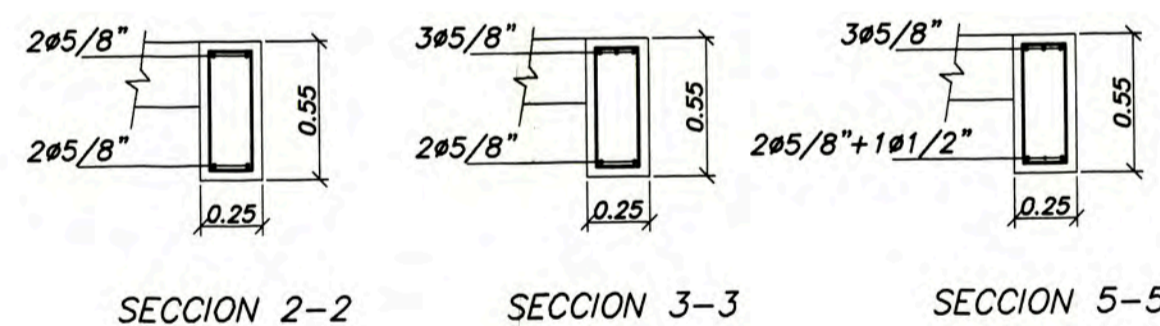
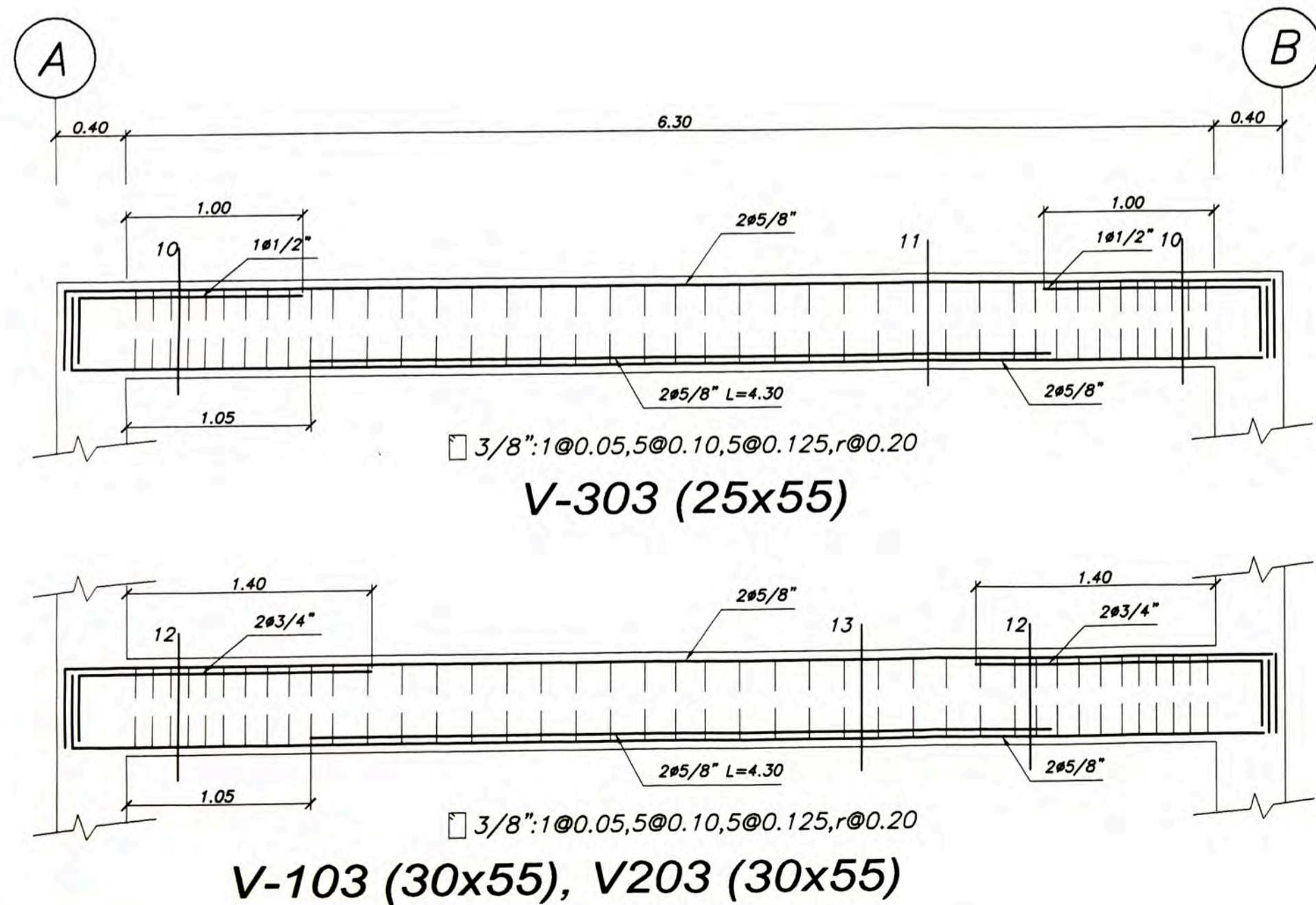
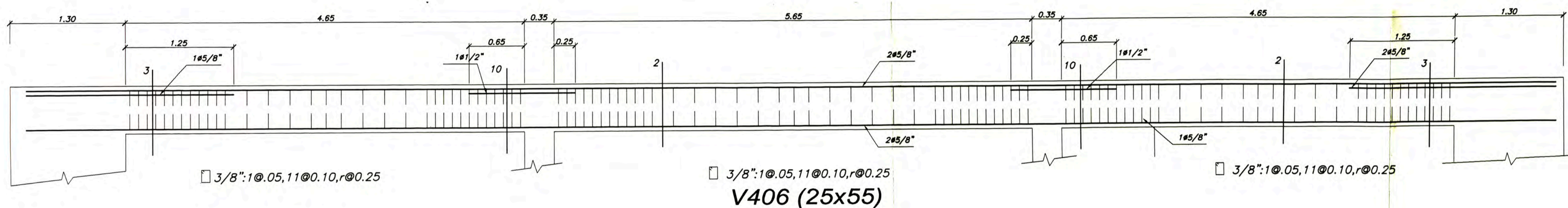
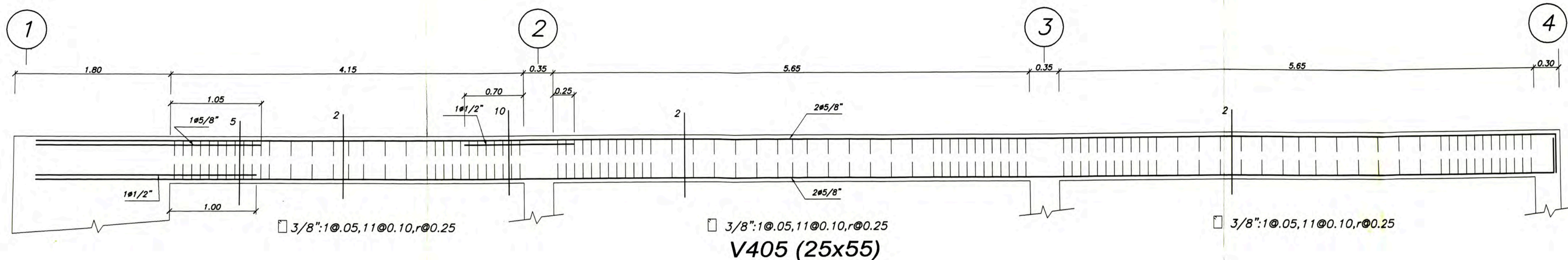
V101 V201 V301 (25x55)  
V104 V204 V304 (25x55)



V102 V202 V302 (30x55)  
V103 V203 V303 (30x55)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
INFORME DE SUPERVISIÓN		
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON MUROS DE CORTE		
BACHELIER CARLOS JULIAN GARCIA AGUIRRE CODIGO 791218H	PLANO ESTRUCTURAS DETALLES DE VIGAS PISOS 1, 2 Y 3 ESCALA: 1/50	LAMINA E-03 DE 04



<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>	
INFORME DE SUPUESTO	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON MUROS DE CORTE
BOCHILER CARLOS JULIAN GARCIA AGUIRRE CODIGO 791218H	PLANO ESTRUCTURAS DETALLES DE VIGAS PISO 4 ESCALA: 1/50