



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons  
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**Presentado Por:**

**JUAN CARLOS DONAYRE SALAS**

**Lima – Perú**

**Marzo - 2007**

## RESUMEN DE TESIS

El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de siete (7) pisos en concreto armado destinados a departamentos, ubicado en la ciudad de Lima en el distrito de Miraflores, sobre un terreno de 617 m<sup>2</sup> de área, con dos departamentos por piso con un área de 139 m<sup>2</sup> cada uno y con un área común de 22 m<sup>2</sup> destinados para la ubicación del ascensor, escaleras y hall de acceso en cada piso.

El terreno de Cimentación esta constituido de la grava típica de la ciudad de Lima, con un esfuerzo admisible (Capacidad Portante) del terreno de 4 Kg./cm<sup>2</sup> a 1.30 m. de profundidad.

El trabajo está dividido en cuatro etapas, la primera aborda la estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas y diseño de losas, utilizando para el metrado de cargas lo establecido en la Norma Peruana E-020 de Cargas, para el análisis de las losas hojas de cálculo basadas en el método de Cross y para el diseño se han utilizado los requerimientos de la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado.

La segunda etapa consistió en realizar el análisis sísmico del edificio para el cual se utilizó el programa SAP 2000, siguiendo las pautas establecidas en la Norma Peruana E-030 de Diseño Sismorresistente. Se realizó primero un análisis estático para determinar el cortante basal para compararlo con la cortante hallada mediante el análisis dinámico realizado posteriormente y para finalmente comprobar los requerimientos de la norma antes mencionada. Adicionalmente en esta etapa se realizó una comparación de las fuerzas internas halladas utilizando dos tipos de modelación para la estructura, el modelo pseudo tridimensional y el modelo espacial o tridimensional.

En la tercera etapa se realizó el diseño en concreto armado de las vigas, columnas y placas siguiendo los requerimientos de la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado. Para el análisis de las vigas se utilizó hojas de cálculo basadas en el método de Cross y otras que permitan determinar los diagramas de iteración de las columnas y placas.

Finalmente en la Cuarta etapa se realizó el diseño de la cimentación, escaleras, tanque elevado, cuarto de máquinas, cisterna, cuarto de bombas y cerco perimétrico. El diseño se basó en los requerimientos de las Normas Peruanas E-050 de Suelos y Cimentaciones, E-060 de Concreto Armado y E-070 de Albañilería según sea el caso del elemento a diseñar.

A mis queridos padres por  
todo el apoyo y comprensión  
durante todos estos años.



## ÍNDICE

CAPITULO 1 : INTRODUCCIÓN	Pág. 1
CAPITULO 2 : ESTRUCTURACIÓN	Pág. 6
CAPITULO 3 : PREDIMENSIONAMIENTO	Pág. 12
CAPITULO 4 : METRADO DE CARGAS	Pág. 19
CAPITULO 5 : ANÁLISIS SÍSMICO	Pág. 25
CAPITULO 6 : DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	Pág. 38
CAPITULO 7 : DISEÑO DE VIGAS	Pág. 43
CAPITULO 8 : DISEÑO DE COLUMNAS	Pág. 53
CAPITULO 9 : DISEÑO DE PLACAS O MUROS DE CORTE	Pág. 58
CAPITULO 10 : DISEÑO DE CIMENTACIONES	Pág. 64
CAPITULO 11 : DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	Pág. 73
CAPITULO 12 : METRADO DE CONCRETO Y ACERO	Pág. 80
CONCLUSIONES	Pág. 82
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	Pág. 84
ANEXOS	Pág. 85

## ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1	: PLANTA PRIMER PISO	A - 01
PLANO 2	: PLANTA PISO TIPICO	A - 02
PLANO 3	: PLANTA DE TECHOS	A - 03
PLANO 4	: ELEVACION, CORTE B-B Y ASCENSOR	A - 04
PLANO 5	: CORTE A-A	A - 05
PLANO 6	: CIMENTACIÓN	E - 01
PLANO 7	: VIGAS DE CIMENTACION Y DETALLES	E - 02
PLANO 8	: COLUMNAS, PLACAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	E - 03
PLANO 9	: ENCOFRADO 1º PISO Y PISO TIPICO	E - 04
PLANO 10	: ENCOFRADO 7º PISO, TANQUE ELEVADO, CISTERNA Y CORTES	E - 05
PLANO 11	: VIGAS 1	E - 06
PLANO 12	: VIGAS 2	E - 07

## CAPITULO 1

### INTRODUCCIÓN

#### **1.1 OBJETIVOS DEL PRESENTE TRABAJO**

El presente trabajo tiene por objeto el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio de siete (7) pisos destinados a departamentos, ubicado en la ciudad de Lima en el distrito de Miraflores, sobre un terreno de 617 m<sup>2</sup> de área. El suelo está constituido de la grava típica de la ciudad de Lima, con un esfuerzo admisible (Capacidad Portante) del terreno de 4 Kg./cm<sup>2</sup> a 1.30 m. de profundidad.

#### **1.2 ARQUITECTURA DEL PROYECTO**

El edificio consta de siete pisos (primer piso, seis pisos típicos y azotea) cada uno de los cuales tiene 300 m<sup>2</sup> de área techada que incluye las áreas comunes como el ascensor, escaleras y hall de acceso.

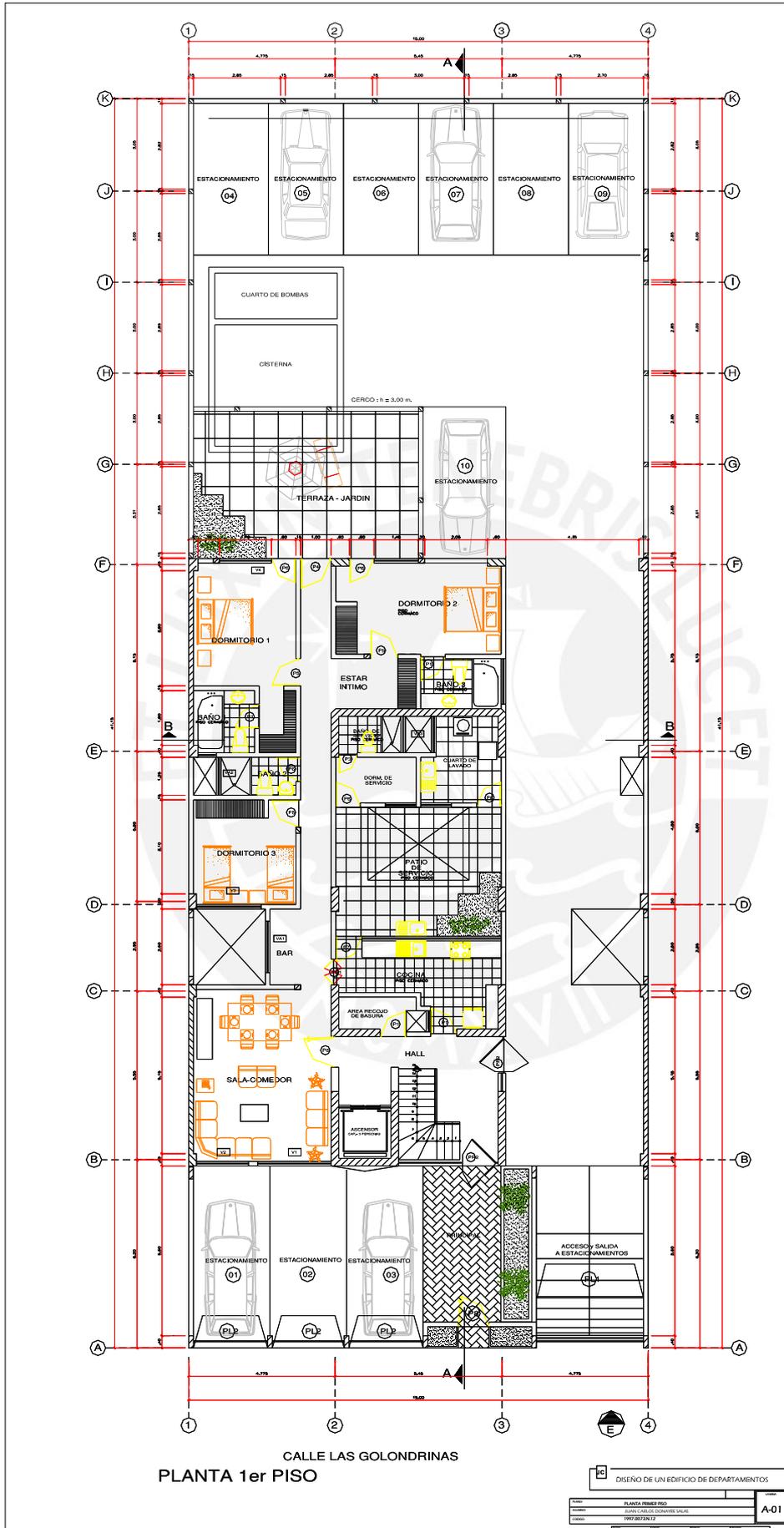
El primer piso esta constituido por un departamento de 225 m<sup>2</sup> con tres dormitorios, tres baños, sala, comedor, cocina, patio de servicio, terraza, cuarto de lavado, cuarto de servicio y baño de servicio. En el primer piso se ubica el hall del ingreso principal, ascensor, escaleras y acceso a los estacionamientos.

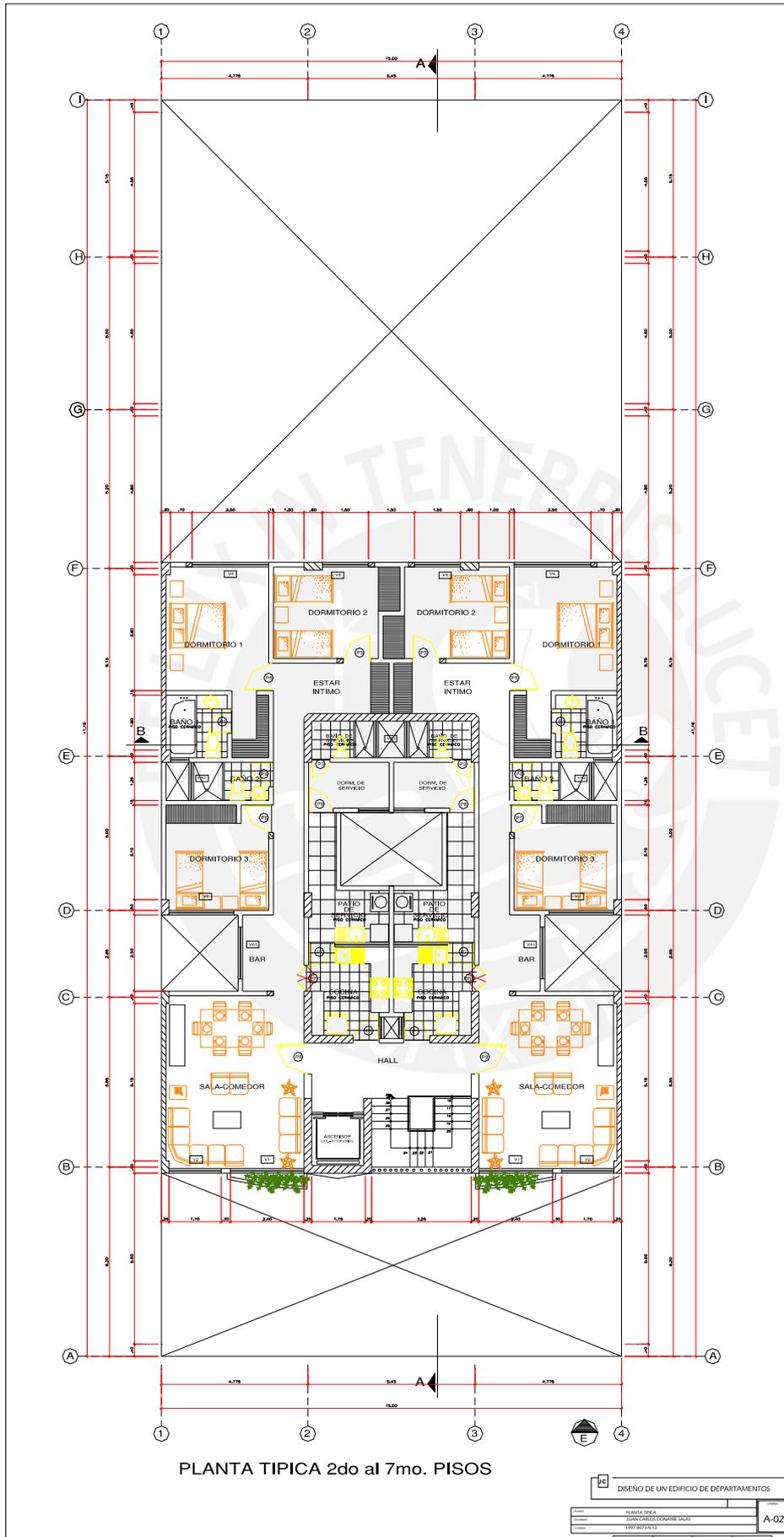
En cada uno de los seis pisos típicos hay dos departamentos de 139 m<sup>2</sup> cada uno que incluyen tres dormitorios, dos baños, sala, comedor, cocina, patio de servicio, cuarto de servicio, baño de servicio; además en cada piso se tiene un área común que conforman el ascensor, escalera y hall de acceso de 22 m<sup>2</sup>.

En la azotea se ubica el tanque elevado y cuarto de máquinas del ascensor.

En la parte posterior del edificio se encuentra ubicado el estacionamiento, la cisterna y el cuarto de bombas que estará enterrado al lado de la cisterna.

El ingreso a los estacionamientos se encuentra en el lado derecho del edificio junto a la entrada principal.





### 1.3 NORMAS Y CARGAS DE DISEÑO

#### a) Normas Empleadas

Las normas utilizadas para la elaboración de la tesis son la que se encuentran en el Reglamento Nacional de Construcciones:

- Norma E-020 de Cargas
- Norma E-030 de Diseño Sismorresistente
- Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E-060 de Concreto Armado
- Norma E-070 de Albañilería
- Título III Requisitos Arquitectónicos
- Normas Sanitarias en Edificación, lo concerniente a las dotaciones de agua fría, agua caliente y agua contra incendio.

#### b) Cargas de Diseño

La característica principal de cualquier elemento estructural es la de poder resistir de manera segura las distintas cargas que pueden actuar sobre el durante su vida útil. De esta manera el Reglamento Nacional de Construcciones en la Norma E-020 de Cargas establece los valores mínimos a utilizar para las diversas solicitaciones y posterior diseño de cualquier elemento estructural.

Para el diseño se debe de considerar principalmente tres tipos de cargas:

- Carga Muerta (CM): Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo el peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo.
- Carga Viva (CV): Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- Carga de Sismo (CS): Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura siguiendo los parámetros establecidos en la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente

Los elementos estructurales serán diseñados empleando el método de Diseño por Resistencia de acuerdo a lo estipulado en la Norma E-060 de Concreto Armado. Este método consiste en amplificar las cargas actuantes en los elementos estructurales mediante factores establecidos en esta norma, y a la vez reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores también establecidos en esta norma.

Por lo tanto cada elemento estructural estará diseñado para poder cumplir con siguiente relación:

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i F_i$$

Donde:

$\Phi$ : factor de reducción de resistencia

$R_n$ : resistencia nominal o teórica del elemento (Flexión, Corte, Torsión, etc.)

$\gamma$ : factor de amplificación de carga

$F_i$ : cargas actuantes

La Norma E-060 de Concreto Armado establece las combinaciones de carga y los factores de amplificación siendo estas las siguientes:

$$U_1 = 1.5 CM + 1.8 CV$$

$$U_2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9 CM \pm CS$$

En el caso de la cisterna se considerará el efecto del empuje lateral del terreno siendo la resistencia requerida:

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV + 1.8 CE$$

De esta manera la Norma también establece los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

Flexión pura	0.90
Tracción y Flexo-compresión	0.90
Compresión y Flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral	0.75
Para otro tipo de miembros	0.70
Corte y Torsión	0.85
Aplastamiento del Concreto	0.70
Concreto simple	0.65

## CAPITULO 2

### ESTRUCTURACIÓN

#### 2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Debido que mientras mas compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico, es recomendable que la estructura sea lo más simple y sencilla de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico sea lo más real posible. También debe evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas consideradas, pues generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.

Por ello es recomendable seguir los siguientes criterios para la estructuración del edificio (Ref. 6):

##### **a) Simetría y Simplicidad**

La estructura debe ser lo mas simple posible, porque la experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos y esto se debe a que nuestra habilidad para predecir e idealizar el comportamiento de estructuras simples es mayor, a la vez la simetría en las dos direcciones de la estructura es recomendable para evitar los efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

##### **b) Resistencia y Ductilidad**

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones, es decir se debe asegurar que existan por lo menos dos direcciones ortogonales donde la resistencia sísmica garantice la estabilidad de la estructura.

##### **c) Hiperestaticidad y Monolitismo**

Toda estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera de lograr una mayor capacidad resistente al permitir que al formarse las rotulas plásticas se disipe mejor la energía sísmica.

##### **d) Uniformidad y Continuidad de la Estructura**

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos.

##### **e) Rigidez Lateral**

Las estructuras deben ser provistas de la suficiente cantidad de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, para ser capaces de resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes.

#### **f) Existencia de Diafragmas Rígidos**

Se debe considerar como hipótesis la existencia de una losa rígida en el plano de la estructura, que permita la idealización de esta como una unidad donde las fuerzas horizontales puedan distribuirse en los elementos verticales (placas y columnas) de acuerdo a su rigidez lateral.

#### **g) Elementos No Estructurales**

En todas las estructuras existen elementos no estructurales tales como tabiques, parapetos, etc., ocasionando sobre la estructura efectos positivos y negativos siendo los más importantes:

El principal efecto positivo es el que colaboran aun mayor amortiguamiento dinámico, pues al agrietarse contribuyen a la disipación de energía sísmica aliviando de esta manera a los elementos resistentes.

Lo negativo es que al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

Otro aspecto desfavorable se da que al tener una cantidad de tabiques estos pudiesen alterar modificar el centro de rigidez de la estructura y con ello ocasionar efectos torsionales muy desfavorables.

#### **h) Sub-Estructura o Cimentación**

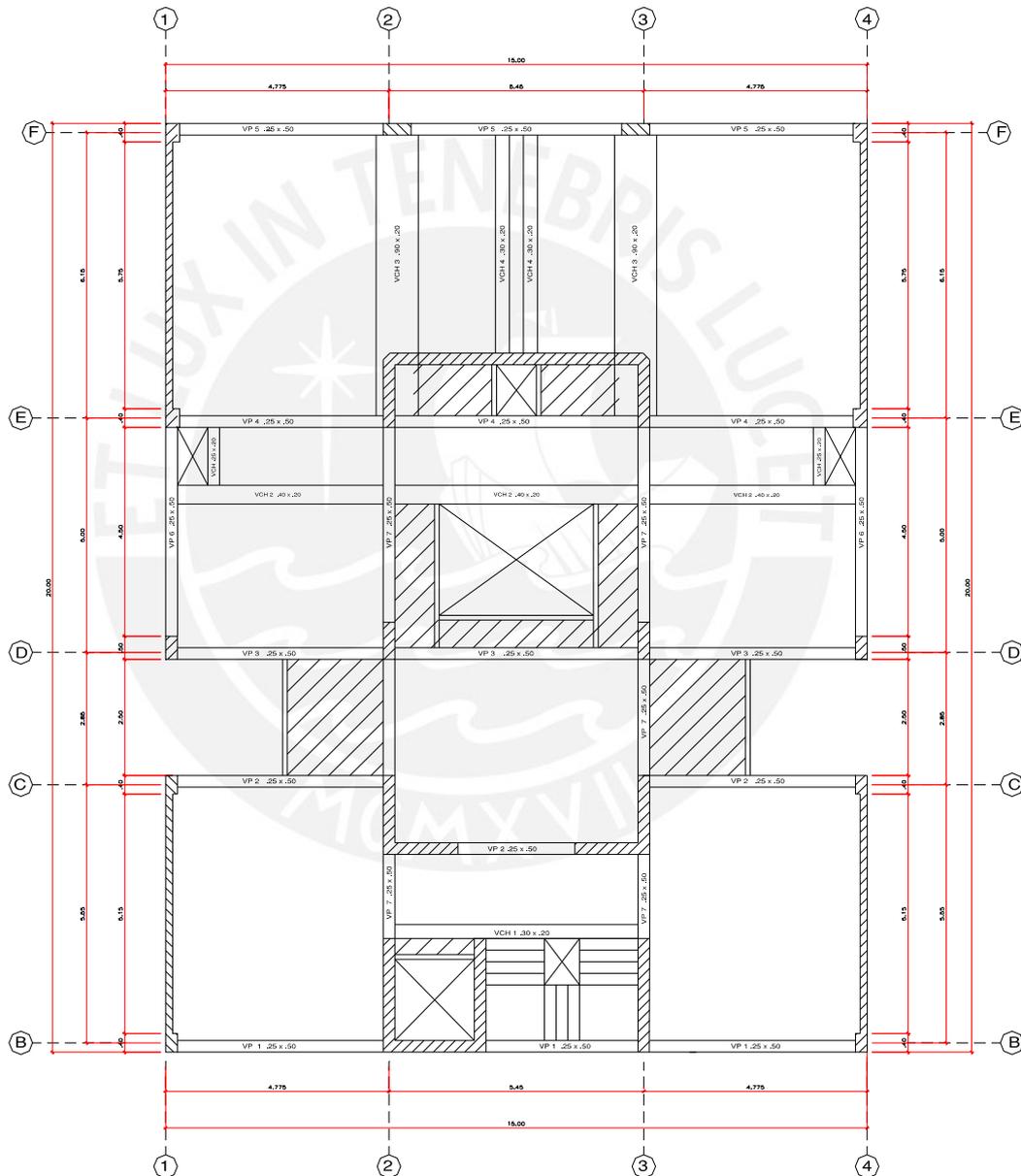
La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe tener una acción integral de la misma durante el sismo.

#### **i) El Diseño en Concreto Armado**

Los criterios más importantes a tomar en cuenta en el diseño en concreto armado son los siguientes:

- En el diseño por flexión se debe buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión
- En elementos sometidos a flexión y cortante dar más capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante.
- En elementos sometidos a compresiones importantes confinar al concreto con refuerzo de acero transversal.
- Diseñar los elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.
- Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos que las vigas, de tal manera que las rotulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en las columnas.
- En elementos sometidos a flexocompresión y cortante (columnas y muros) dar mas capacidad por cortante que por flexión.

Por tal motivo tratando de cumplir con estos criterios se utilizó elementos estructurales de formas lo más simples posibles, continuos a todo lo alto de la estructura, ubicados lo más simétricos posibles y que con ellos la estructura tenga la resistencia sísmica necesaria en sus dos direcciones principales y a la vez tenga la rigidez lateral adecuada en ambas direcciones y así no tener deformaciones importantes.



ESTRUCTURACION PISO TIPICO

## 2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Para darle la adecuada rigidez lateral y resistencia sísmica la estructura del edificio esta compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado, ubicados en ambos sentidos formando pórticos simples y mixtos.

### a) Columnas

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión y corte.

De acuerdo con arquitectura en la estructuración del edificio tenemos dos columnas de 25 x 50 cm. en los ejes 1 y 4, dos columnas de 25 x 80 cm. en los ejes 2 y 3 orientadas en la dirección Y-Y, además tenemos dos columnas en el F de 25 x 60 cm. dispuestas en la dirección X-X, estas columnas trabajarán principalmente bajo las solicitaciones de carga vertical y solicitaciones de sismo muy bajas.

### b) Muros o Placas

La función principal de los muros es la de proporcionar a la estructura de rigidez lateral y resistencia. Debido a ello los muros reciben un gran porcentaje de las cargas laterales provenientes de las fuerzas sísmicas o de viento.

En nuestra estructura aprovechando las paredes laterales colocamos placas en los ejes 1 y 4, además para conformar la caja del ascensor y escaleras colocamos placas en los ejes 2 y 3 para controlar los desplazamientos en la dirección Y-Y, de la misma manera para poder controlar los desplazamientos en la dirección X-X colocamos dos placas en forma de L en el eje C y una placa tipo canal en el eje E, tratando de ubicarlas lo más simétrico posibles en ambas direcciones de manera que produzcan la menor cantidad de efectos de torsión posibles.

### c) Techos o Losas

Los techos estarán constituidos por losas aligeradas y macizas que actúan en forma monolítica con los elementos de soporte, formando un diafragma que une los pórticos entre sí.

En casi todo el techo se han utilizado losas aligeradas en un sentido, colocando losas macizas alrededor de los ductos laterales y central de manera de rigidizar estas zonas y controlar los esfuerzos provocados por las esquinas entrantes que debido a ellos se producen. También se colocó losas macizas alrededor del ascensor y la escalera por el mismo motivo antes mencionado.

### d) Vigas

Las vigas son elementos que trabajan generalmente a flexión y corte, formando con los muros y placas los denominados pórticos. Una de sus funciones

principales es la de transmitir las cargas provenientes de las losas ya sea a las columnas o a las placas.

En la estructura tendremos vigas peraltadas en ambos sentidos, salvo en el tramo comprendido entre los ejes E y F de los pórticos 2 y 3 en los cuales colocaremos vigas chatas para no atravesar los dormitorios y así no malograr la apariencia arquitectónica de estos. Las vigas de acuerdo a la configuración de las losas trabajarán en algunos casos solo a cargas de sismo y otros casos a cargas de gravedad y sismo,

Además se colocarán vigas chatas debajo de los tabiques cuando sean paralelos a los aligerados.

#### **e) Tanque elevado y cisterna**

El tanque elevado será una estructura de concreto armado apoyada sobre las dos placas de tipo L del eje C y las dos columnas del eje D, y esta conformado por una losa maciza inferior, otra superior y las paredes laterales.

La cisterna enterrada será también una estructura de concreto armado ubicado en la parte posterior del edificio, con un cuarto de bombas al lado.

El volumen de almacenamiento de estas dos estructuras será el correspondiente a la dotación diaria, mas el volumen de agua contra incendio como lo especifica el Reglamento Nacional de Construcciones.

#### **f) Cuarto de Máquinas de los Ascensores**

El cuarto de maquinas se ubicará sobre el núcleo de la caja de ascensores como una proyección del mismo y se cumplirá con los requisitos arquitectónicos del Reglamento Nacional de Construcciones.

Tanto la losa inferior y superior serán losas macizas.

En resumen la configuración de esta estructura es la siguiente:

En el eje X-X

- Eje B: Pórtico de tres tramos donde se ubican parte de las placas laterales, una placa tipo canal que forma la caja del ascensor y una placa rectangular que forma la caja de la escalera, unidas por vigas peraltadas.

- Eje C: Pórtico de tres tramos donde se ubican parte de las placas laterales, y dos placas tipo L, unidas por vigas peraltadas

- Eje D: Pórtico de tres tramos conformado por cuatro columnas unidas por vigas peraltadas.

- Eje E: Pórtico de tres tramos conformado por parte de las placas laterales y una placa tipo Canal, unidas por vigas peraltadas.

- Eje F: Pórtico de tres tramos conformado por parte de las placas laterales y dos columnas, unidas por vigas peraltadas.

En el eje Y-Y

- Eje 1: Pórtico formado por una placa tipo canal aislada, una columna unida a otra placa tipo canal con una viga peraltada.

- Eje 2: Pórtico de cuatro tramos conformado por la mitad de la placa del ascensor, una placa tipo L, dos columnas y parte de la placa que forma el pórtico del eje E.

- Eje 2': Pórtico formado por la mitad de la placa ascensor.

- Eje 3: Pórtico de cuatro tramos conformado por una placa rectangular, una placa tipo L, dos columnas y parte de la placa que forma el pórtico del eje E.

Eje 4: Pórtico formado por una placa tipo canal aislada, una columna unida a otra placa tipo canal con una viga peraltada.



## CAPITULO 3

### PREDIMENSIONAMIENTO

#### **3.1 LOSAS ALIGERADAS**

Las luces de las losas aligeradas son de distintas longitudes, variando estas desde los 4.35 m. hasta los 5.20 m., siguiendo la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado se eligió como peralte de las losas aligeradas en todos los tramos de  $h = 20$  cm.

De acuerdo con la Norma E-060 para aligerados convencionales y sin tabiques en la misma dirección del aligerado no será necesaria la verificación de las deflexiones si cumple con los siguientes criterios:

- Si se tienen sobrecargas menores a 300 Kg./m<sup>2</sup>.
- Si las luces son menores a 7.5 m.
- Si se cumple con:  $h \geq l_n / 25$ , donde  $l_n$  es la longitud libre del aligerado.

Dado que se cumple con todas estas recomendaciones no será necesaria la verificación de las deflexiones.

#### **3.2 LOSAS MACIZAS**

El espesor de las losas macizas será de  $h = 20$  cm. igual que el de los aligerados.

#### **3.3 VIGAS**

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre ( $l_n$ ), esta altura incluye el espesor de losa de techo o piso.

El ancho de las vigas puede variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. Sin embargo la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado indica que para vigas que forman parte de pórticos o elementos sismorresistentes estas deben tener un ancho mínimo de 25 cm.

En la dirección X-X de la estructura tenemos vigas que varían entre los 2.50 y 5.20 m. de luz libre y considerando que las vigas tengan un peralte del orden de 1/11 de la luz libre y dado que todas forman de pórticos sismorresistente tendremos vigas de 25 x 50 cm. en todos los tramos.

Del mismo modo en la dirección Y-Y tenemos vigas que varían entre el 1.80 y 4.50 m. de luz libre y considerando los mismos parámetros que en la dirección X-X optaremos por tener vigas de 25 x 50 cm.. Si bien es cierto que se podrían poner vigas menos peraltadas se optó por estas dimensiones para darle mayor rigidez y uniformidad a la estructura.

La Norma Peruana E-060 de Concreto Armado nos indica que no será necesaria la verificación de deflexiones si se cumple con el siguiente criterio:

$$h \geq l_n / 16$$

para nuestra estructura verificando la viga de mayor longitud,  $50 \geq 520 / 16 = 32.5$  se cumple con este criterio por lo tanto no será necesaria la verificación de deflexiones en ninguna viga.

### 3.4 VIGAS CHATAS

Utilizaremos vigas chatas para soportar el peso de los tabiques, cuando estos estén paralelos al aligerado. Las dimensiones empleadas son 30 x 20 cm. y 40 x 20 cm., debiéndose verificar en el momento del diseño si son suficientes para soportar su peso propio y el peso del tabique de lo contrario se deberán de modificar.

Finalmente tenemos vigas chatas de 90 x 20 cm. en los pórticos de los ejes 2 y 3, se optó por esta solución para no atravesar los dormitorios con vigas peraltadas, debiéndose verificar que estas sean capaces de resistir su propio peso y el peso del aligerado que se apoya sobre estas, debiéndose verificar también que las deflexiones no sean excesivas.

### 3.5 COLUMNAS

Para edificios con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a (Ref. 6):

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f_c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a (Ref. 6):

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f_c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios en la estructura tenemos dos columnas laterales en los ejes 1 y 4, las cuales considerando las áreas tributarias y elementos que ellas soportaran obtenemos columnas de 25 x 30 cm. pero como estas van a estar sujetas a carga sísmica se optó por colocar dos columnas de 25 x 50 cm.

De la misma forma tenemos dos columnas centrales de 25 x 80 cm. en los ejes 2 y 3 que tienen estas dimensiones. ya que además de considerar las áreas tributarias, los

elementos que soportan, también se deberá tomar en cuenta que sobre estas estará apoyado el tanque elevado.

Finalmente tenemos dos columnas en el F de 25 x 60 cm. que fueron orientadas horizontalmente para que las vigas chatas que se apoyan sobre estas tengan un mejor apoyo.

### 3.6 PLACAS

La Norma Peruana E-060 de Concreto Armado especifica que las placas o muros de corte serán dimensionadas teniendo especial consideración en los esfuerzos de compresión generados en los extremos y su resistencia al pandeo, por esta razón se deben ensanchar las placas en los puntos donde llegan las vigas transversales, con este criterio se ensancharon los extremos de las placas en los cuales la arquitectura lo permita.

Como resultado del predimensionamiento se considero como mínimo placas de 15 cm. Para calcular la densidad de placas en cada dirección se supuso conservadoramente que solo las placas absorben en su totalidad la fuerza cortante generada por el sismo en la base del edificio y este es resistido únicamente por el concreto.

Las tablas a continuación resumen este predimensionamiento para ambas direcciones.

#### FACTORES DE CARGA SISMICA - EN EL EJE X

##### Cálculo de la Cortante Basal en X

Factor de Zona	Z=	0.4	zona 3
Factor de Uso	U=	1.0	categoría C
Factor de Suelo	S=	1.0	tipo S1
parámetro Tp	Tp=	0.4	tipo S1
altura de la edificación	hn=	19.50	m.
factor Ct	Ct=	60	muros de corte
Periodo de la estructura	T=	0.33	seg.
Factor de Amplificación	C=	2.50	
Factor de reducción	R=	6	
Peso de la Estructura	P=	1755	Ton.
Fuerza Cortante en la Base	V=	16.7	% del peso del edificio
Fuerza Cortante en la Base	V=	293	Ton.

##### Cálculo del Esfuerzo Cortante

resistencia del concreto	f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
esfuerzo cortante máximo	$\tau=0.53 \times \sqrt{f_c}$	7.68	kg/cm <sup>2</sup>	
área total de placas	A=	4.20	m <sup>2</sup>	
esfuerzo aplicado	$\tau=V/A$	6.96	kg/cm <sup>2</sup>	OK

**FACTORES DE CARGA SISMICA - EN EL EJE Y**

**Cálculo de la Cortante Basal en Y**

Factor de Zona	Z=	0.4	zona 3
Factor de Uso	U=	1.0	categoría C
Factor de Suelo	S=	1.0	tipo S1
parámetro Tp	Tp=	0.4	tipo S1
altura de la edificación	hn=	19.50	m.
factor Ct	Ct=	60	muros de corte
Periodo de la estructura	T=	0.33	seg.
Factor de Amplificación	C=	2.50	
Factor de reducción	R=	6	
Peso de la Estructura	P=	1755	Ton.
Fuerza Cortante en la Base	V=	16.7	% del peso del edificio
Fuerza Cortante en la Base	V=	293	Ton.

**Cálculo del Esfuerzo Cortante**

resistencia del concreto	f'c=	210	kg/cm2	
esfuerzo cortante máximo	$\tau=0.53x\sqrt{f'c}$	7.68	kg/cm2	
área total de placas	A=	6.25	m2	
esfuerzo aplicado	$\tau=V/A$	4.68	kg/cm2	OK

Adicionalmente a este cálculo se realizó con el programa SAP2000 un análisis de traslación pura con pórticos planos independientemente en cada dirección, para poder comprobar si con las fuerzas determinadas mediante el Método de Análisis Sísmico Estático recomendado por la Norma Peruana E-030 y con estos pórticos se cumplían con no sobrepasar los parámetros de desplazamientos máximos de entrepiso permitidos.

**Valores del análisis por traslación pura en la dirección X-X**

**DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE EN LA ALTURA**

PISO	PESO (Ton.)	Alt. Piso (m)	Alt. Total(m)	P x h	F piso
7	242	2.65	19.40	4691	68.5
6	253	2.65	16.75	4232	61.8
5	253	2.65	14.10	3563	52.0
4	253	2.65	11.45	2893	42.2
3	253	2.65	8.80	2223	32.5
2	253	2.65	6.15	1554	22.7
1	249	3.50	3.50	873	12.7
	1755	19.40		20032	293

**DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS**

**DESPLAZAMIENTO EJE X**

Deriva de entrepiso máxima permitida **0.007**

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.011283	0.05077	2.65	0.00770	0.00291	cumple
6	0.009572	0.04307	2.65	0.00815	0.00308	cumple
5	0.007760	0.03492	2.65	0.00836	0.00315	cumple
4	0.005903	0.02656	2.65	0.00818	0.00309	cumple
3	0.004085	0.01838	2.65	0.00750	0.00283	cumple
2	0.002419	0.01089	2.65	0.00618	0.00233	cumple
1	0.001046	0.00471	3.50	0.00471	0.00134	cumple

**Valores del análisis por traslación pura en la dirección Y-Y**

**DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE EN LA ALTURA**

PISO	PESO (Ton.)	Alt. Piso (m)	Alt. Total(m)	P x h	F piso
7	242	2.65	19.40	4691	68.5
6	253	2.65	16.75	4232	61.8
5	253	2.65	14.10	3563	52.0
4	253	2.65	11.45	2893	42.2
3	253	2.65	8.80	2223	32.5
2	253	2.65	6.15	1554	22.7
1	249	3.50	3.50	873	12.7
	<b>1755</b>	<b>19.40</b>		<b>20032</b>	<b>293</b>

**DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS**

**DESPLAZAMIENTO EJE Y**

Deriva de entrepiso máxima permitida **0.007**

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.007589	0.03415	2.65	0.00557	0.00210	cumple
6	0.006351	0.02858	2.65	0.00576	0.00217	cumple
5	0.005071	0.02282	2.65	0.00577	0.00218	cumple
4	0.003788	0.01705	2.65	0.00552	0.00208	cumple
3	0.002561	0.01152	2.65	0.00494	0.00186	cumple
2	0.001464	0.00659	2.65	0.00392	0.00148	cumple
1	0.000594	0.00267	3.50	0.00267	0.00076	cumple

Después de realizar estos dos tipos de análisis y comprobar que la estructura satisface con ambos concluimos que es suficiente la cantidad de placas utilizadas en la estructura para ambas direcciones de análisis.

### 3.7 ESCALERAS

El Reglamento Nacional de Construcciones nos especifica las siguientes características que deben tener las escaleras:

El ancho mínimo que debe tener una escalera es de 1.20 m.

La escalera debe tener como máximo 17 pasos continuos.

Los descansos intermedios deben tener en la línea de pasos un ancho mínimo de 90cm.

Asimismo las dimensiones de un paso (p) y un contrapaso (cp) deben cumplir las siguientes condiciones:

- $p \geq 25$  cm.
- $15 \leq cp \leq 17.5$  cm.
- $60 \leq 2 cp + p \leq 64$  cm.

La escalera se comporta como una losa maciza por lo que el espesor de la garganta debe ser como mínimo un treintavo de la luz libre ( $l_n/30$ ).

Adoptamos como espesor de garganta de 15 cm. y considerando la mayor luz libre que tiene la escalera  $l_n = 300 / 30 = 10$  cm. cumplimos satisfactoriamente con este requisito.

Adoptaremos un espesor de losa igual a 20 cm. para los descansos.

### 3.8 TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

La dotación de agua al edificio, se hará por medio de un sistema de alimentación por bombeo constituido por una cisterna y tanque elevado.

Según el RNC la dotación de agua fría por persona es de 150 litros/día, se ha supuesto un total de 6 personas por departamento, 13 departamentos, con lo cual el consumo diario es de 11700 litros/día

Para el agua caliente se tiene una dotación diaria mínima por el número de dormitorios por departamento, en este caso 3 dormitorios nos dan una dotación diaria de 390 litros/día y con un total de 13 departamentos, tenemos un consumo diario de 5070 litros/día.

De esta manera el edificio requiere un total de 16770 litro/día. Adicionalmente el edificio necesita para las zonas comunes (regado, lavado de autos, guardianía, etc.) 500 litros/ día, y el reglamento recomienda tener 15 m<sup>3</sup> de agua como mínimo para combatir los incendios.

Finalmente se debe tener una capacidad de almacenamiento entre la cisterna y el tanque elevado un total de 32270 litros.

El RNC nos indica que el volumen del tanque elevado debe ser  $\frac{1}{3}$  del volumen total, de donde el tanque elevado deberá almacenar como mínimo 10800 litros, adoptaremos un tanque con dimensiones interiores de 2.00 m. de alto y 3.00 m. de lado que nos permite un capacidad de almacenamiento de 13950 litros que satisface nuestro requerimiento.

De la misma manera el RNC nos indica que la capacidad de almacenamiento de la cisterna debe ser de  $\frac{3}{4}$  del volumen total, por lo que nuestra cisterna debe tener una capacidad de almacenamiento de 24300 litros como mínimo, adoptaremos una cisterna de longitudes interiores de 2.00 m. de alto y 4.00 m. de lado la que nos genera una capacidad de almacenamiento de 24800 litros, lo que satisface con nuestra necesidad.

El cuarto de bombas estará ubicado al lado de la cisterna.

### 3.9 ASCENSOR Y CUARTO DE MAQUINAS

El RNC en su Título acerca de requisitos Arquitectónicos y de ocupación establece para la circulación vertical lo siguiente:

- Nos dice que para edificios con más de 9 pisos debe tener como mínimo dos ascensores, ya que el proyecto contempla un edificio de 7 pisos, entonces será suficiente con implementación de uno.
- Elegimos un ascensor tipo 1 con capacidad de cabina para 6 personas (420Kg.).

## CAPITULO 4

### METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se debe estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio.

Todos los elementos de la estructura deben ser diseñados para resistir las cargas que se le apliquen en ellos como consecuencia de su uso previsto, para ello la Norma Peruana E-020 de Cargas establece los valores mínimos para ser usados en este propósito.

Estos valores están divididos en dos tipos de cargas, carga muerta (CM), y carga viva (CV).

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

- $\gamma$ Concreto Armado	2400 Kg./m <sup>3</sup>
- $\gamma$ Albañilería hueca	1350 Kg./m <sup>3</sup>
- Aligerados (h=20cm)	300 Kg./m <sup>2</sup>
- Acabados (falso piso + piso terminado)	100 Kg./m <sup>2</sup>

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma E-020:

- Viviendas	200 Kg./m <sup>2</sup>
- Techos	100 Kg./m <sup>2</sup>
- Corredores	200 Kg./m <sup>2</sup>
- Escaleras	200 Kg./m <sup>2</sup>

#### **4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA**

El metrado de cargas en aligerados de una sola dirección se realizan para franjas tributarias de 40 cm. de ancho, que es el ancho típico de las viguetas que conforman el aligerado.

Las cargas actuantes son de dos tipos, cargas uniformemente repartidas provenientes del peso propio, piso terminado y la sobrecarga, y cargas concentradas provenientes de tabiques orientados en forma perpendicular a la dirección del aligerado.

Como ejemplo mostramos el metrado del aligerado de tres tramos entre los ejes D y E, que tiene cargas concentradas en el 1° y 3° tramos provenientes del tabique que forma parte de los baños y otra carga concentrada en el 2° tramo proveniente del tabique del tabique que divide los departamentos.

Carga muerta:

Peso propio	$300 \times 0.40 = 120$	Kg./m
Piso terminado	$100 \times 0.40 = 40$	Kg./m
CM total	$= 160$	Kg./m

Carga concentrada  $1350 \times 0.15 \times 0.40 \times 2.45 = 199 \text{ Kg.}$

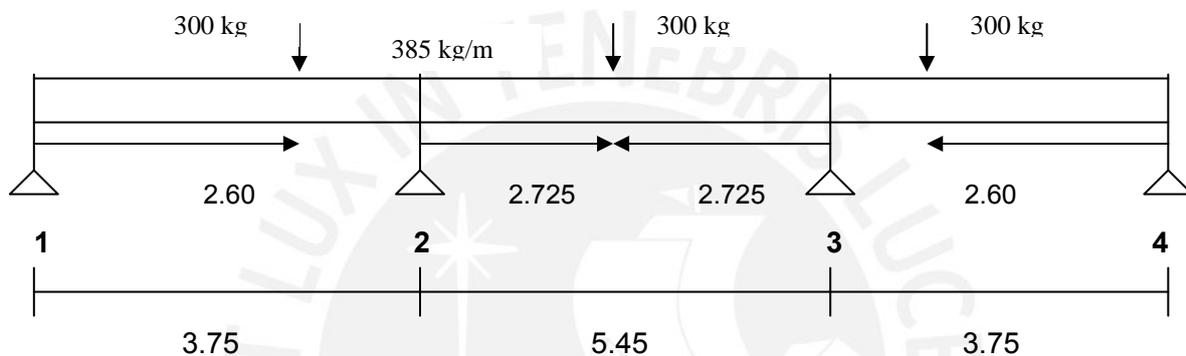
Carga viva:

Sobrecarga  $200 \times 0.40 = 80 \text{ Kg./m}$

Considerando los factores de amplificación de la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado de 1.5 para carga muerta y 1.8 para carga viva, obtenemos las cargas últimas actuantes sobre el aligerado.

Carga última repartida  $1.5 \times 160 + 1.8 \times 80 \approx 385 \text{ Kg./m}$

Carga concentrada última  $1.5 \times 199 \approx 300 \text{ Kg.}$



#### 4.2 METRADO DE LOSA MACIZA

Las losas macizas, pueden ser acuerdo a las dimensiones de éstas que sean armadas en un sentido o en dos sentidos, estando en ambos casos sujetas a cargas perpendiculares a su plano, estas cargas provienen de su propio peso, piso terminado, sobrecarga y si fuese el caso el de los tabiques que estén apoyados sobre ellas que pueden ser representadas como cargas distribuidas por metro cuadrado de losa.

En nuestro caso tenemos losas unidireccionales y en 2 sentidos a modo de ejemplo mostraremos el metrado de carga de la losa maciza en 2 sentidos ubicada entre los ejes C y D, estando estas apoyadas en tres de los lados.

Carga muerta:

Peso propio	$2400 \times 0.20 =$	480 Kg./m <sup>2</sup>
Piso terminado	100	= 100 Kg./m <sup>2</sup>
	CM	= 580 Kg./m <sup>2</sup>

Carga Viva:

Sobrecarga	200	= 200 Kg./m <sup>2</sup>
------------	-----	--------------------------

Y considerando las amplificaciones de la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado de 1.5 para carga muerta y 1.8 para carga viva, obtenemos las cargas últimas actuantes sobre la losa maciza.

$$\text{Carga última por m}^2 \quad 1.5 \times 580 + 1.8 \times 200 = 1230 \text{ Kg./m}^2$$

### 4.3 METRADO DE VIGAS PERALTADAS

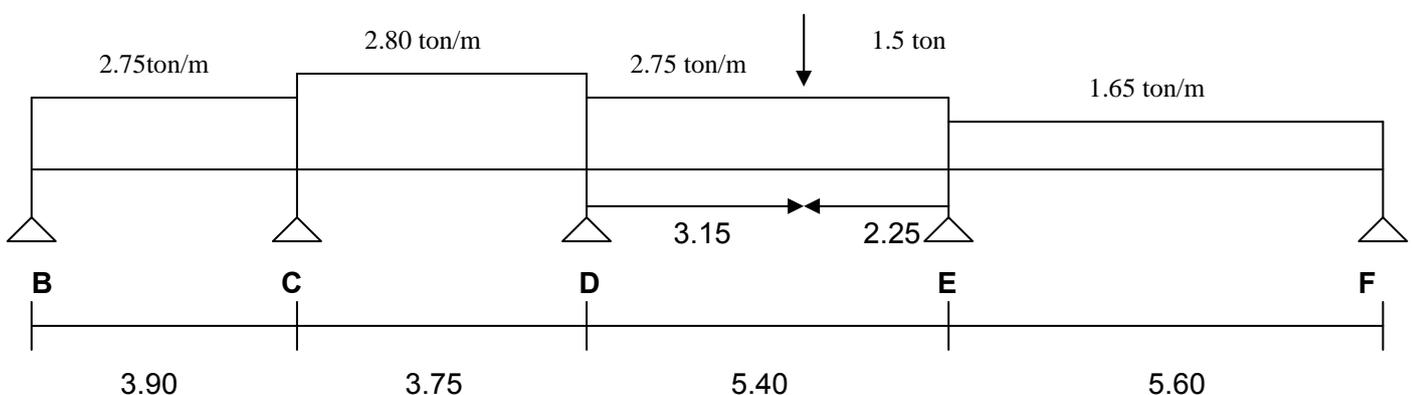
Las vigas están sujetas a las cargas que le transmiten las losas, así como las cargas que actúan directamente sobre ellas tales como su peso propio, pesos de los tabiques y parapetos.

A continuación mostramos el metrado de la viga del piso típico de los ejes 2 y 3.

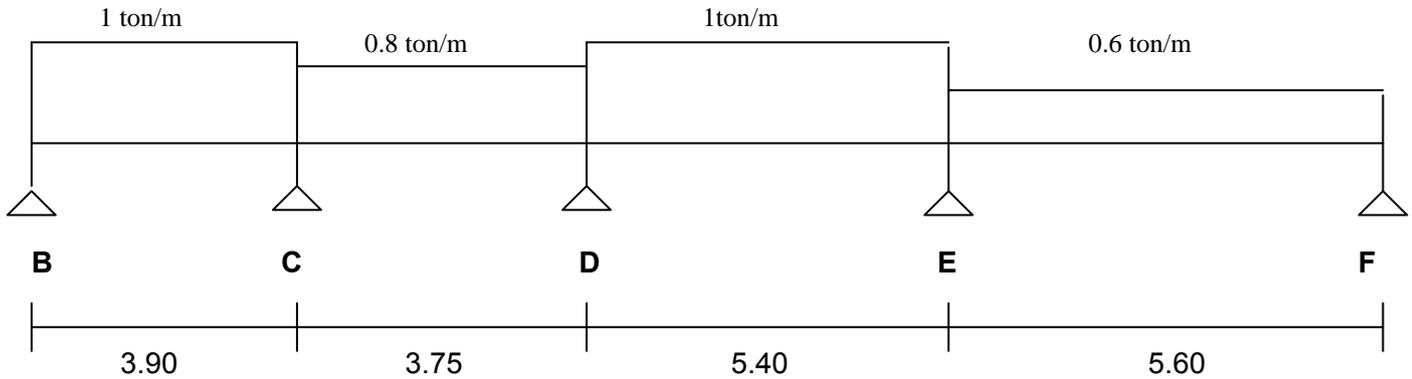
Para el metrado se tuvieron las siguientes consideraciones:

- el último tramo esta compuesto de una viga chata de 90 x 20 cm.
- en el tramo CD, el aporte de la losa maciza es triangular pero se tomó como si fuese rectangular para darle mayor seguridad a la viga.
- en el tramo DE, en una parte de este tramo la viga soporta las cargas provenientes dos losas aligeradas y en otra parte soporta una losa aligerada mas una losa maciza, de manera práctica y para mayor seguridad se optó por tomar el mayor aporte de ambas cargas para así tener una carga distribuida uniforme a todo lo largo del tramo.
- la viga del tramo DE también recibirá el aporte de una carga puntual proveniente de la viga chata que se apoya sobre ella, que será de 1.5 toneladas y estará ubicada a 3.15 m. del eje D.

#### Carga muerta (ton/m) (cargas distribuidas asignadas en cada tramo)



**Carga Viva (ton/m) (cargas distribuidas asignadas en cada tramo)**



**4.4 METRADO DE VIGAS CHATAS**

Las vigas chatas estarán dispuestas en las losas de manera de poder controlar las deflexiones ocasionadas por los tabiques estén en la misma dirección del aligerado, por tal motivo solo estarán sujetas a la acción de su peso propio y del tabique que se apoya sobre ella. A continuación mostraremos el metrado de cargas que tendrá la viga chata que se encuentra entre los ejes D y E.

$$\begin{aligned}
 \text{Peso propio} &= 2400 \times 0.40 \times 0.20 = 192 \text{ kg./m} \\
 \text{Peso del tabique} &= 1350 \times 0.15 \times 2.45 = 496 \text{ kg./m} \\
 \text{Total CM} &= 688 \text{ kg/m} \\
 \text{Carga Ultima} &= \text{CM} \times 1.5 \approx 1030 \text{ kg/m.}
 \end{aligned}$$

**4.5 METRADO DE COLUMNAS**

Las columnas reciben las cargas de las vigas que concurren a ellas, para realizar el metrado estas hacemos uso del método de las áreas tributarias y dentro de esta se considerará el peso propio de la columna y todo lo que se encuentre en el área tributaria de la columna (vigas, aligerado, tabiques y acabados).

A continuación mostraremos el metrado de la columna central de 80 x 25 cm.

**COLUMNA 0.80x0.25 EJE 2, EJE 3**

PISO TÍPICO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>COLUMNA</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	13.05			3915
	losa maciza	1	2400	3.41		0.20	1637
	tabiques altos	1	1350	7.55	0.15	2.45	3746
	tabiques bajos	1	1350	6.13	0.15	1.00	1240
	columna	1	2400	2.65	0.80	0.25	1272
	vigas	1	2400	7.88	0.25	0.50	2363
CV	S/C	1	200	13.05			2610

<b>TOTAL PISO TÍPICO</b>	P <sub>CM</sub>	14172	kg
	P <sub>CV</sub>	2610	kg

1° PISO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>COLUMNA</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	13.05			3915
	losa maciza	1	2400	3.41		0.20	1637
	tabiques	1	1350		0.15	2.45	0
	columna	1	2400	3.60	0.80	0.25	1728
	vigas	1	2400	7.88	0.25	0.50	2363
CV	S/C	1	200	13.05			2610

<b>TOTAL 1° PISO</b>	$P_{CM}$	9642	kg
	$P_{CV}$	2610	kg

ULTIMO PISO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>COLUMNA</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	13.05			3915
	losa maciza	1	2400	3.41		0.20	1637
	tabiques altos	1	1350	7.55	0.15	2.45	3746
	tabiques bajos	1	1350	11.08	0.15	1.00	2243
	columna	1	2400	2.65	0.80	0.25	1272
	vigas	1	2400	7.88	0.25	0.50	2363
	tanque elevado	1	12760				12760
CV	S/C	1	100	13.05		1	1305

<b>TOTAL ULTIMO PISO</b>	$P_{CM}$	27935	kg
	$P_{CV}$	1305	kg

<b>TOTAL COLUMNA</b>	$P_{CM}$	<b>108</b>	Ton.
	$P_{CV}$	<b>17</b>	Ton.
	$P_{CM} + P_{CV}$	<b>125</b>	Ton.

#### 4.5 METRADO DE PLACAS O MUROS DE CORTE

Las placas son los elementos de apoyo de las vigas y también de las losas, por tal motivo estas reciben la acción de todas las cargas que a estas afectan. Para realizar el metrado de estos elementos hacemos uso del método de las áreas tributarias.

A continuación mostraremos el metrado de la placas tipo L que se encuentran en la intersección del C con los ejes 2 y 3

##### PLACA TIPO L 1.60x1.70, EJE 2, EJE 3

PISO TIPICO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>PLACA L</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	15.81			4743
	tabiques altos	1	1350	2.90	0.15	2.45	1439
	tabiques bajos	1	1350	1.55	0.15	1.00	314
	placa	1	2400	2.65	3.05	0.25	4850
	vigas	1	2400	5.05	0.25	0.50	1515
CV	S/C	1	200	15.81			3162

<b>TOTAL PISO TIPICO</b>	$P_{CM}$	12860	kg
	$P_{CV}$	3162	kg

1° PISO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>PLACA L</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	15.81			4743
	tabiques	1	1350		0.15	2.45	0
	placa	1	2400	3.60	3.05	0.25	6588
	vigas	1	2400	5.05	0.25	0.50	1515
CV	S/C	1	200	15.81			3162

<b>TOTAL 1° PISO</b>	$P_{CM}$	12846	kg
	$P_{CV}$	3162	kg

ULTIMO PISO		# Veces	Cargas (ton/m, m2,m3)	Largo (m), area (m2)	Ancho (m)	Altura (m)	Carga Aplicada (kg)
<b>PLACA L</b>							
CM	Losa aligerada	1	300	15.81			4743
	tabiques altos	1	1350	2.90	0.15	2.45	1439
	tabiques bajos	1	1350	2.80	0.15	1.00	567
	placa	1	2400	2.65	3.05	0.25	4850
	columna	1	2400	4.00	0.80	0.25	1920
	vigas	1	2400	5.05	0.25	0.50	1515
	tanque elevado	1	12760				12760
CV	S/C	1	100	15.81		1	1581

<b>TOTAL ULTIMO PISO</b>	$P_{CM}$	27793	kg
	$P_{CV}$	1581	kg

<b>TOTAL PLACA</b>	$P_{CM}$	105	Ton.
	$P_{CV}$	21	Ton.
	$P_{CM} + P_{CV}$	125	Ton.



## CAPITULO 5

### ANALISIS SISMICO

#### 5.1 OBJETIVOS

El objetivo de este análisis es el de estimar los valores de las fuerzas internas producidas en los distintos elementos resistentes que forman parte de la estructura.

Como complemento realizaremos una comparación de las fuerzas internas producidas en los elementos resistentes de la estructura utilizando para ello dos modelos, uno del tipo pseudo tridimensional y otro tridimensional.

#### 5.2 MODELO DEL EDIFICIO

Para la idealización del modelo pseudo tridimensional se consideró al edificio conformado por 10 pórticos, 5 de los cuales están orientados en las dirección X-X y 5 en la dirección Y-Y. De manera similar para el modelo tridimensional también se conformaron los pórticos resistentes de la estructura, pero esta vez idealizándolos de manera más aproximada en la posición en los cuales serán construidos. Los elementos resistentes de los dos modelos se encuentran unidos en cada nivel de la estructura por diafragmas rígidos, cada diafragma rígido esta compuesto por un sistema de masas concentradas de tres grados de libertad, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación.

Para el concreto que es el material por el cual están compuestos los elementos de la estructura se consideraron las siguientes características elásticas:

- modulo de elasticidad  $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- modulo de poisson  $\nu = 0.15$

También se consideró un material rígido del cual están conformados los brazos que unen el centro de las placas a las vigas que concurren a estas, considerando para este material la siguiente característica elástica:

- modulo de elasticidad  $E = 2.2 \times 10^9 \text{ ton/m}^2$

Para estimar el peso del edificio se realizó el metrado de cargas de todos los elementos que actúan en la estructura, considerando adicionalmente a la carga permanente el 25% de la sobrecarga o carga viva.

A continuación se muestra una tabla de resumen del metrado realizado para el primer piso, piso típico y azotea, así como el total de cargas muertas y vivas consideradas, el total de toneladas por metro cuadrado y la masa participante.

Nivel	Carga Muerta (Ton.)	25% Carga Viva (Ton.)	Total Carga por Piso (Ton.)	Area de Cada Piso (m <sup>2</sup> )	Carga por m <sup>2</sup> (Ton/m <sup>2</sup> )	Masa (Ton x seg <sup>2</sup> /m)
Primer Piso	237	12	249	272	0.92	24.9
Piso Típico	240	12	253	272	0.93	25.3
Ultimo Piso	236	6	242	272	0.89	24.2

Total Peso del Edificio (1° piso + 5 piso tipicos + ultimo piso)	1755	Toneladas
--	------	-----------

### 5.3 PARAMETROS GENERALES

Tal como se estipula en la Norma Peruana E-030 de Diseño Sismorresistente se consideraron los siguientes parámetros para determinar el espectro de diseño.

- a) **Factor de zona ( Z ):** La estructura por estar ubicada en Lima, pertenece a la Zona Sísmica 3 y le corresponde un valor de  $Z = 0.4$ .
- b) **Coefficiente de Uso ( U ):** La estructura por estar destinada para viviendas y éstas estar contempladas como edificaciones comunes, le corresponde un valor de  $U = 1.0$ .
- c) **Parámetros del Suelo ( S ):** La estructura esta cimentada sobre un suelo rígido, como es el típico de la ciudad de Lima, al cual le corresponde un suelo tipo S1 el que nos otorga un valor de  $S = 1.0$  como factor de suelo y un valor de  $T_p = 0.4$  para la plataforma del espectro.
- d) **Coefficiente de Reducción ( R ):** La estructura esta conformada, en ambas direcciones por sistemas estructurales a base de muros estructurales, por lo tanto le corresponde un valor de  $R = 6$  como factor de reducción.
- e) **Factor de Amplificación Sísmica ( C ):** Al tener el edificio una altura  $h_n = 19.50\text{m}$ . y un valor de  $C_t = 60$  por estar conformado por muros de corte, podemos estimar el valor del periodo fundamental de la estructura  $T = 0.33\text{seg.}$ , pero utilizando las masas reales de la estructura podemos determinar el periodo fundamental en cada dirección de análisis, de esta manera para la dirección X-X tenemos un valor de  $T = 0.41\text{ seg.}$ , y en la dirección Y-Y tenemos un valor  $T = 0.32\text{ seg.}$

De acuerdo con el artículo 7, y considerando el valor de  $T_p$  y los valores de  $T$  hallados con las masas reales en la estructura, obtenemos los factores de amplificación sísmica de  $C = 2.44$  para la dirección X-X y el de  $C = 2.50$  en la dirección Y-Y

	Tx	Ty	Cx	Cy
<b>Estimación de la Norma</b>	0.33	0.33	2.50	2.50
<b>Masas Reales</b>	0.41	0.32	2.44	2.50

#### 5.4 PROGRAMA UTILIZADO

Para el análisis de la estructura se utilizó el programa SAP 2000, modelando la estructura de 2 maneras, la primera considerando el método de pórticos planos en ambas direcciones, llegando a obtener un modelo pseudo tridimensional y la segunda modelando la estructura mediante un modelo tridimensional.

#### 5.5 ANALISIS EMPLEADOS

De acuerdo con la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente se sometieron a los dos modelos estructurales idealizados a dos tipos de análisis:

a) **Análisis Estático:** De acuerdo con lo estipulado en la norma se verificó que en los dos modelos se cumpliera la no existencia de: pisos blandos, irregularidades de masa, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad de los sistemas resistentes, discontinuidad del diafragma y esquinas entrantes. Después de ello se pudo concluir que los dos modelos representan una estructura regular, pudiéndose realizar el análisis, el cual nos servirá para determinar el mínimo valor de la cortante basal a considerar en el análisis dinámico, que la norma establece como 80% del cortante basal hallado mediante el análisis estático para edificios regulares.

b) **Análisis Dinámico:** se realizaron análisis mediante procedimientos de combinación espectral, utilizando los dos modelos pseudo tridimensional y tridimensional con 3 grados de libertad por piso.

Para obtener la respuesta máxima esperada tanto para las fuerzas internas componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortante de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso se utilizó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC), contemplada en la norma.

Para realizar las comparaciones de las fuerzas cortantes y momentos de volteo entre los dos modelos estructurales se realizaron los análisis sin considerar el 5% de la excentricidad accidental estipulado en la norma.

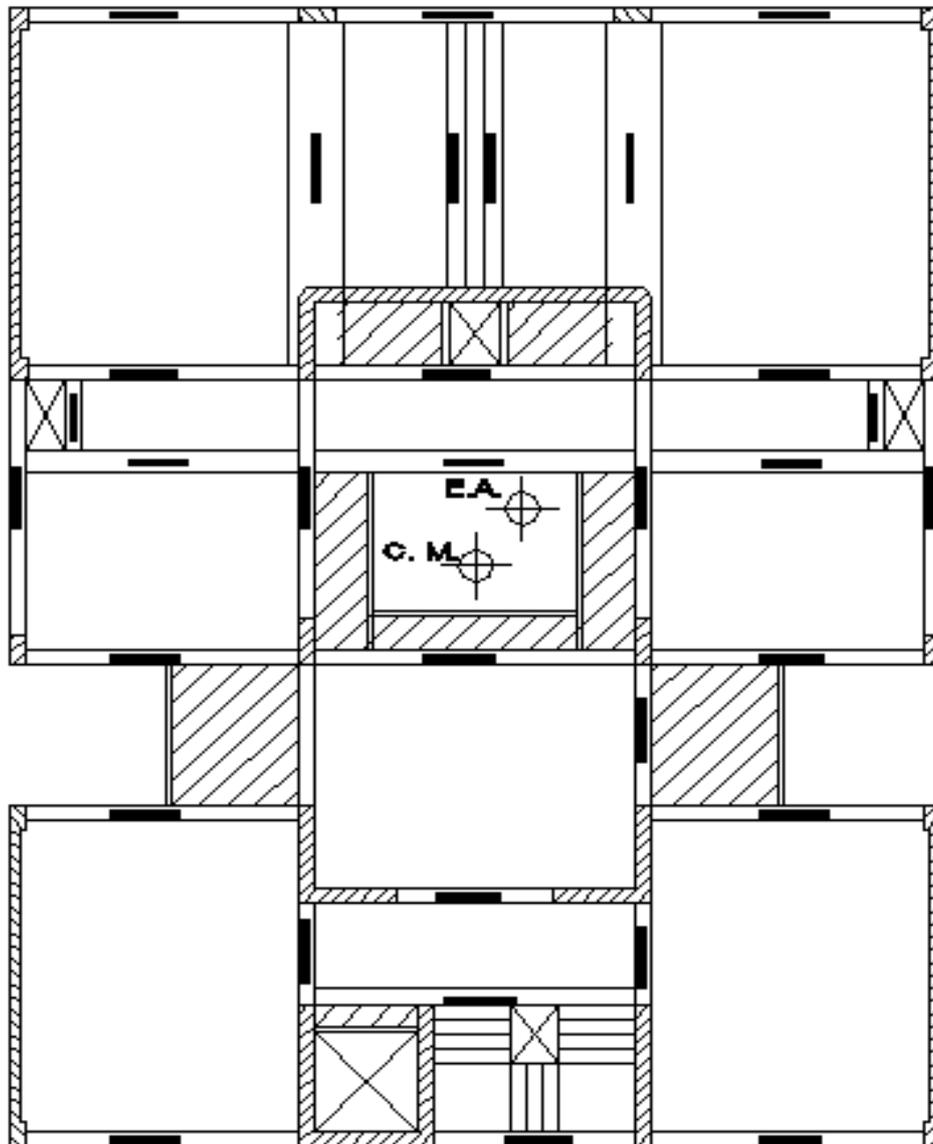
#### 5.6 RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

Para obtener los valores que se consideran en este acápite solo se consideró el analizar el modelo pseudo tridimensional.

De acuerdo con lo estipulado la norma se consideró los efectos de torsión, mediante una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Al utilizar el programa SAP 2000 la manera de representar este efecto, es el de mover el centro de masas agregando o disminuyendo a la posición de este, el valor de la excentricidad accidental obtenida en ambas direcciones de análisis de manera que nos genere los efectos más desfavorables

	posición del centro de masas	longitud del edificio	excentricidad accidental	posición final del centro de masas
X (m)	7.52	15.00	0.75	8.27
Y (m)	10.19	20.00	1.00	11.19



**UBICACIÓN DEL CENTRO DE MASA (C.M.) Y  
UBICACIÓN CON EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL (E.A.)**

Del análisis sísmico se obtuvieron los desplazamientos absolutos y relativos del edificio, así como las fuerzas internas en los distintos elementos de la estructura y las cortantes basales

### 5.6.1 Fuerzas Cortantes en la Base del Edificio

Dirección de análisis	V estático (Tn.)	V dinámico (Tn.)	80% V estático (Tn.)	Factor de ajuste
X-X	285.30	219.06	228.24	1.04
Y-Y	292.50	200.29	234.00	1.17

Como se puede apreciar en los dos sentidos de análisis, el cortante basal obtenido en el análisis dinámico es menor que el 80% del cortante basal del hallado con el análisis estático, por lo que será necesario escalar las fuerzas halladas con los factores de ajuste en cada dirección.

### 5.6.2 Desplazamientos Máximos

De acuerdo con la Norma E-030 se deben multiplicar por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas y se debe verificar que no se superen los valores de desplazamientos de entre piso permitidas por la norma.

A continuación se muestran las tablas de verificación de desplazamientos máximos en la dirección X-X e Y-Y tanto para el análisis estático como el dinámico.

#### DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE X-X

##### DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS - CASO ESTÁTICO

Deriva de entrepiso máxima permitida	0.007
--------------------------------------	-------

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.012484	0.05618	2.65	0.00867	0.00327	cumple
6	0.010557	0.04751	2.65	0.00915	0.00345	cumple
5	0.008523	0.03835	2.65	0.00932	0.00352	cumple
4	0.006452	0.02903	2.65	0.00908	0.00343	cumple
3	0.004434	0.01995	2.65	0.00826	0.00312	cumple
2	0.002598	0.01169	2.65	0.00673	0.00254	cumple
1	0.001102	0.00496	3.50	0.00496	0.00142	cumple

**DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS - CASO DINAMICO**

Deriva de entrepiso máxima permitida	<b>0.007</b>
--------------------------------------	--------------

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.009950	0.04478	2.65	0.00702	0.00265	<b>cumple</b>
6	0.008391	0.03776	2.65	0.00738	0.00279	<b>cumple</b>
5	0.006750	0.03038	2.65	0.00748	0.00282	<b>cumple</b>
4	0.005088	0.02290	2.65	0.00723	0.00273	<b>cumple</b>
3	0.003481	0.01566	2.65	0.00653	0.00246	<b>cumple</b>
2	0.002030	0.00914	2.65	0.00528	0.00199	<b>cumple</b>
1	0.000857	0.00386	3.50	0.00386	0.00110	<b>cumple</b>

**DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE Y-Y**

**DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS - CASO ESTATICO**

Deriva de entrepiso máxima permitida	<b>0.007</b>
--------------------------------------	--------------

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.007589	0.03415	2.65	0.00557	0.00210	<b>cumple</b>
6	0.006351	0.02858	2.65	0.00576	0.00217	<b>cumple</b>
5	0.005071	0.02282	2.65	0.00577	0.00218	<b>cumple</b>
4	0.003788	0.01705	2.65	0.00552	0.00208	<b>cumple</b>
3	0.002561	0.01152	2.65	0.00494	0.00186	<b>cumple</b>
2	0.001464	0.00659	2.65	0.00392	0.00148	<b>cumple</b>
1	0.000594	0.00267	3.50	0.00267	0.00076	<b>cumple</b>

**DESPLAZAMIENTOS DE LOS ENTREPISOS - CASO DINAMICO**

Deriva de entrepiso máxima permitida	<b>0.007</b>
--------------------------------------	--------------

PISO	Desplaz. del centro de masas del edificio	Desplaz. del centro de masas inelástico	Altura de cada piso	Des. Entrepiso inelástico	Deriva de cada piso	VERIFICACION
7	0.006056	0.02725	2.65	0.00451	0.00170	<b>cumple</b>
6	0.005054	0.02274	2.65	0.00465	0.00176	<b>cumple</b>
5	0.004020	0.01809	2.65	0.00464	0.00175	<b>cumple</b>
4	0.002989	0.01345	2.65	0.00441	0.00166	<b>cumple</b>
3	0.002010	0.00905	2.65	0.00390	0.00147	<b>cumple</b>
2	0.001143	0.00514	2.65	0.00307	0.00116	<b>cumple</b>
1	0.000461	0.00207	3.50	0.00207	0.00059	<b>cumple</b>

Como se puede apreciar en ninguno de los dos sentidos de análisis se sobrepasa el valor de 0.007 que da la norma como valor máximo para la deriva de entrepiso en estructuras de concreto armado.

### 5.6.3 Control de Irregularidad Torsional

De acuerdo como lo estipula la Norma E-030, se debe verificar que el desplazamiento promedio de entrepiso no exceda el 50% del máximo permisible. Además también se debe verificar que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio sea menor que 1.3 veces el desplazamiento promedio.

A continuación se muestra las tablas de comprobación en las dos direcciones de análisis, como se podrá observar en las tablas en ninguna de las dos direcciones de análisis se deja de cumplir con los criterios antes mencionados, de esta manera la estructura no tiene irregularidad torsional y por lo tanto es considerada una estructura regular.



COMPROBACION DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL

deriva permisible 0.007

coeficiente de reduccion (R) 6

1° verificación: Des.Prom.Entre piso / he < 0.5 deriva permisible

2° verificación: Des.max.entre piso / he < 1.3 Des. Prom.entre piso / he

\*nota : si se cumple con las 2 condiciones anteriores la estructura es regular

DIRECCION X-X

Piso	Des. Max. SAP	Des. Min. SAP	Des. Max. Real	Des. Min. Real	Des. Prom.Real	Des. Prom. Entre piso	Des. Max. Entre piso	he (m)	1° verificación	2° verificación	irregularidad torsional
7	0.01281	0.01205	0.05765	0.05423	0.05594	0.00860	0.00870	2.65	cumple	cumple	regular
6	0.01088	0.01016	0.04895	0.04572	0.04733	0.00908	0.00926	2.65	cumple	cumple	regular
5	0.00882	0.00818	0.03969	0.03681	0.03825	0.00927	0.00953	2.65	cumple	cumple	regular
4	0.00670	0.00618	0.03016	0.02781	0.02898	0.00905	0.00937	2.65	cumple	cumple	regular
3	0.00462	0.00424	0.02079	0.01908	0.01993	0.00824	0.00860	2.65	cumple	cumple	regular
2	0.00271	0.00249	0.01218	0.01121	0.01169	0.00675	0.00706	2.65	cumple	cumple	regular
1	0.00114	0.00106	0.00513	0.00477	0.00495	0.00495	0.00513	3.50	cumple	cumple	regular

DIRECCION Y-Y

Piso	Des. Max. SAP	Des. Min. SAP	Des. Max. Real	Des. Min. Real	Des. Prom.Real	Des. Prom. Entre piso	Des. Max. Entre piso	he (m)	1° verificación	2° verificación	irregularidad torsional
7	0.00776	0.00619	0.03490	0.02787	0.03138	0.00509	0.00567	2.65	cumple	cumple	regular
6	0.00650	0.00519	0.02923	0.02336	0.02629	0.00528	0.00587	2.65	cumple	cumple	regular
5	0.00519	0.00415	0.02336	0.01868	0.02102	0.00529	0.00588	2.65	cumple	cumple	regular
4	0.00388	0.00311	0.01747	0.01399	0.01573	0.00506	0.00563	2.65	cumple	cumple	regular
3	0.00263	0.00211	0.01184	0.00949	0.01067	0.00453	0.00503	2.65	cumple	cumple	regular
2	0.00151	0.00121	0.00681	0.00545	0.00613	0.00362	0.00401	2.65	cumple	cumple	regular
1	0.00062	0.00050	0.00280	0.00223	0.00252	0.00252	0.00280	3.50	cumple	cumple	regular

### 5.6.4 Fuerzas Internas en la Estructura

A continuación mostramos las fuerzas internas (carga axial, fuerza cortante y momento flector) de cada uno de los elementos que forman parte de nuestra estructura, luego de aplicar los factores de amplificación necesarios para obtener como mínimo el 80% del caso estático en las fuerzas del caso dinámico.

CARGAS DE DISEÑO POR SISMO - PSEUDOTRIDIMENSIONAL - PLACAS Y COLUMNAS				
Columna 0.60 x 0.25				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	0	0		1.04
Py	2	1		1.17
Vx	4	3		1.04
Vy	0	0		1.17
Mx	1	0		1.04
My	6	4		1.17
Columna 0.25 x 0.50				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	5	4		1.04
Py	8	6		1.17
Vx	1	1		1.04
Vy	2	1		1.17
Mx	3	3		1.04
My	1	1		1.17
Placa rectangular 2.45 x 0.25				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	22	17		1.04
Py	77	53		1.17
Vx	5	4		1.04
Vy	14	9		1.17
Mx	69	53		1.04
My	7	5		1.17
Placa tipo canal 6.55 x 0.30				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	10	8		1.04
Py	136	93		1.17
Vx	3	2		1.04
Vy	73	50		1.17
Mx	701	540		1.04
My	5	3		1.17
Placa tipo canal 5.70 x 1.60				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	0	0		1.04
Py	10	7		1.17
Vx	187	144		1.04
Vy	6	4		1.17
Mx	31	24		1.04
My	2155	1474		1.17
Placa tipo canal 2.45 x 2.20				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	18	14		1.04
Py	77	53		1.17
Vx	53	41		1.04
Vy	17	12		1.17
Mx	100	77		1.04
My	422	289		1.17
Placa tipo canal 5.95 x 0.25				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	12	9		1.04
Py	1	1		1.17
Vx	2	1		1.04
Vy	50	34		1.17
Mx	545	419		1.04
My	3	2		1.17
Placa tipo L 1.70 x 1.60				
Tipo de Carga	Pseudotridimensional			f. ajuste
	Estatico	Dinamico		
Px	60	46		1.04
Py	46	31		1.17
Vx	18	14		1.04
Vy	12	8		1.17
Mx	48	37		1.04
My	81	55		1.17

Unidades en Ton. y Ton x m.

VIGA DEL PORTICO EJEE

Tipo de Carga	Viga entre ejes 1 y 2						Viga entre ejes 2 y 3					
	Eje 1			Eje 2			Eje 2			Eje 3		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
V	3.1	2.4	1.04	3.1	2.4	1.04	3.1	2.4	1.04	3.1	2.4	1.04
M	6.3	4.9	1.04	7.5	5.8	1.04	7.5	5.8	1.04	7.5	5.8	1.04

Viga entre ejes 3 Y 4

Tipo de Carga	Eje 3			Eje 4		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
	V	3.1	2.4	1.04	3.1	2.4
M	7.5	5.8	1.04	6.3	4.9	1.04

VIGA DEL PORTICO EJEE

Tipo de Carga	Viga entre ejes B Y C						Viga entre ejes C Y D					
	Eje B			Eje C			Eje C			Eje D		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
V	12.9	8.8	1.17	12.9	8.8	1.17	5.5	3.8	1.17	5.5	3.8	1.17
M	7.7	5.2	1.17	7.5	5.1	1.17	7.0	4.8	1.17	6.5	4.4	1.17

Viga entre ejes D Y E

Tipo de Carga	Eje D			Eje E			Eje E			Eje F		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste									
	V	1.8	1.2	1.17	1.8	1.2	1.17	0.3	0.2	1.17	0.3	0.2
M	3.9	2.7	1.17	4.2	2.9	1.17	0.7	0.5	1.17	0.7	0.5	1.17

Unidades en Ton. y Ton x m.

### 5.7 JUNTAS DE SEPARACION SISMICA

Para evitar la colisión entre estructuras vecinas durante un movimiento sísmico, la Norma especifica una distancia mínima (s) que debe ser mayor que los siguientes valores:

- a)  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- b)  $S > 3$  cm.
- c)  $s = 3 + 0.004 (h - 500)$  (h y s en centímetros)

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Como no se conoce el desplazamiento de los edificios vecinos calcularemos el valor de "s" con los criterios b y c.

$$s = 3 + 0.004 (1880 - 500)$$

$$s = 8.52 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la junta de separación sísmica será de 9 cm.

La Norma también especifica la distancia que el edificio debe retirarse de los límites de propiedad adyacentes, esta distancia no debe ser menor que  $2/3$  del desplazamiento máximo para el nivel más elevado de la edificación ni menor que  $s/2$ .

El desplazamiento máximo en el 7° piso en la dirección X-X es de 5.77 cm. entonces con los criterios anteriores tenemos:

- $2/3 (5.77) = 3.84$  cm.
- $s/2 = 4.26$  cm.

por lo tanto el edificio se retirara 5 cm. del limite de propiedad.

### 5.8 COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS AL MODELAR LA ESTRUCTURA CON UN MODELO PSEUDO TRIDIMENSIONAL Y OTRO COMO MODELO TRIDIMENSIONAL

El objetivo de esta comparación es el de poder apreciar las diferencias que existen al obtener las fuerzas internas modelando la estructura como si esta estuviese conformada por pórticos planos de manera de idealizar una estructura pseudo tridimensional y la de modelar una estructura espacial o tridimensional.

A continuación se muestran tablas con las fuerzas internas obtenidas con los dos modelos analizados para los elementos que conforman la estructura.

Placa tipo canal 2.45 x 2.20						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	79.8	54.5	1.17	59.3	40.5	1.17
Vx	66.9	51.4	1.04	59.7	45.9	1.04
Vy	32.8	22.4	1.17	31.2	21.3	1.17
Mx	202.6	155.8	1.04	200.9	154.5	1.04
My	458.9	313.8	1.17	546.6	373.7	1.17

Placa tipo canal 5.95 x 0.25						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	24.3	16.6	1.17	11.7	8.0	1.17
Vx	3.6	2.8	1.04	1.3	1.0	1.04
Vy	45.5	31.1	1.17	49.1	33.6	1.17
Mx	494.9	380.7	1.04	606.8	466.8	1.04
My	5.1	3.5	1.17	5.1	3.5	1.17

Placa tipo L 1.70 x 1.60						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	62.1	42.5	1.17	77.9	53.3	1.17
Vx	18.7	14.4	1.04	19.5	15.0	1.04
Vy	12.2	8.3	1.17	10.3	7.0	1.17
Mx	46.6	35.8	1.04	45.9	35.3	1.04
My	83.7	57.2	1.17	95.6	65.3	1.17

Placa tipo canal 5.70 x 1.60						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	21	14	1.17	17.8	12.2	1.17
Vx	182	140	1.04	177.7	136.7	1.04
Vy	11	8	1.17	15.3	10.5	1.17
Mx	59	46	1.04	88.1	67.8	1.04
My	2086	1427	1.17	2274.1	1554.9	1.17

Columna 0.60 x 0.25						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	1.8	1.2	1.17	8.0	5.4	1.17
Vx	3.5	2.7	1.04	3.1	2.4	1.04
Vy	0.4	0.3	1.17	0.4	0.2	1.17
Mx	0.6	0.5	1.04	0.5	0.4	1.04
My	5.2	3.6	1.17	4.7	3.2	1.17

Placa rectangular 2.45 x 0.25						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	%	Estatico	Dinamico	%
axial	72.7	49.7	1.17	50.3	34.4	1.17
Vx	5.5	4.2	1.04	0.5	0.4	1.04
Vy	13.2	9.1	1.17	12.1	8.3	1.17
Mx	66.7	51.3	1.04	66.2	50.9	1.04
My	8.0	5.5	1.17	2.2	1.5	1.17

Columna 0.25 x 0.80						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	22.1	15.1	1.17	17.2	11.8	1.17
Vx	1.9	1.4	1.04	2.3	1.7	1.04
Vy	6.6	4.5	1.17	6.0	4.1	1.17
Mx	10.1	7.8	1.04	9.2	7.1	1.04
My	2.6	1.8	1.17	3.2	2.2	1.17

Columna 0.25 x 0.50						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	7.4	5.0	1.17	8.3	5.6	1.17
Vx	1.0	0.8	1.04	1.6	1.2	1.04
Vy	1.9	1.3	1.17	2.1	1.5	1.17
Mx	3.0	2.3	1.04	3.3	2.5	1.04
My	1.5	1.0	1.17	2.2	1.5	1.17

Placa tipo canal 6.55 x 0.30						
Tipo de Carga	Pseudotrídimensional			Tridimensional		
	Estatico	Dinamico	f. ajuste	Estatico	Dinamico	f. ajuste
axial	66.2	45.3	1.17	13.5	9.2	1.17
Vx	4.5	3.5	1.04	1.1	0.8	1.04
Vy	60.6	41.4	1.17	61.8	42.3	1.17
Mx	637.4	490.3	1.04	750.3	577.2	1.04
My	6.6	4.5	1.17	4.9	3.3	1.17

Como se puede apreciar que en algunos elementos aumentan o disminuyen las fuerzas al modelarlos como una estructura pseudo tridimensional con respecto al modelo espacial, esto se debe básicamente a la influencia que tienen en la rigidez lateral, los elementos transversales a la dirección de análisis, al momento de hacer el análisis en cualquiera de las direcciones.

Otro motivo por el cual se ven afectados estos valores se debe a la ubicación que tienen los elementos en el espacio, ya que si se alejan demasiado de la posición asignada en el modelo tridimensional, al momento idealizar el modelo pseudo tridimensional estas tomarán fuerzas distintas a las que tomarían en esta posición.

Finalmente lo desfavorable de realizar un modelo espacial, es que no se puede determinar la influencia de los ensanches en las placas tipo Canal o L , ya que todas las fuerzas las concentra en una sola barra que idealiza a la placa.

## CAPITULO 6

### DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

#### 6.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Los aligerados son de gran aceptación en nuestro medio son una variante de las losas nervadas con la principal diferencia, que los espacios dejados entre las viguetas se rellenan con bloques de arcilla, que son los denominados ladrillos de techo.

Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

##### 6.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de estos elementos se elaboraron hojas de cálculo basadas en el método de Cross, que nos permiten hallar los momentos últimos ( $M_u$ ), en los extremos de cada tramo del aligerado, para después reducirlos a la cara de los apoyos. Después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre el aligerado procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

A continuación se muestra una tabla con la cantidad de acero mínimo y máximo para los aligerados usados en la estructura.

h	Asmin (+)	Asmin (-)	Amax (+)	Amax (-)
20	0.61	1.29	7.50	2.71

##### 6.1.2 DISEÑO POR CORTE

De las hojas de cálculo utilizadas para el cálculo de los momentos también se pueden obtener las fuerzas de corte actuantes en cada tramo del aligerado para después reducirlos a "d" de la cara del apoyo. En el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Donde :  $V_u$  = fuerza de corte actuante

$$V_c = \text{resistencia del concreto} = 1.1 (0.53 \sqrt{f_c} b_w d)$$

$$\Phi = 0.85$$

$$b_w = \text{espesor de la vigueta (10 cm.)}$$

$$h = \text{espesor de la losa}$$

$$d = \text{peralte efectivo del aligerado (h - 3) en cm.}$$

Si no se cumple con esta condición se deben realizar ensanches alternados o continuos según sea la necesidad.

A continuación mostramos a manera de ejemplo el diseño del aligerado de 3 tramos ubicado entre los ejes D y E.

**DISEÑO DE LOSA ALIGERADO DE 3 TRAMOS**

**TECHO TIPOICO ENTRE D Y E**

**Predimensionamiento**

Luz libre (ln) = 5.20 m.  
h = 0.21 m.

**Metrado de Cargas**

		Tramo 12	23	34
f'c =	210 kg/cm <sup>2</sup>	b(-)= 10 cm.	10 cm.	10 cm.
fy =	4200 kg/cm <sup>2</sup>	b(+)= 40 cm.	40 cm.	40 cm.
		h= 20 cm.	20 cm.	20 cm.
		recubrimiento= 3 cm.	3 cm.	3 cm.
		peralte efectivo= 17 cm.	17 cm.	17 cm.

		12	23	34
ancho de la losa =	0.40 m.	carga muerta = 160.00 kg/m	160.00 kg/m	160.00 kg/m
piso terminado =	100 kg/m <sup>2</sup>	carga viva = 80.00 kg/m	80.00 kg/m	80.00 kg/m
peso losa aligerada 12 =	300 kg/m <sup>2</sup>	1.5CM+1.8CV = 384.00 kg/m	384.00 kg/m	384.00 kg/m
peso losa aligerada 23 =	300 kg/m <sup>2</sup>	0.38 Ton/m	0.38 Ton/m	0.38 Ton/m
peso losa aligerada 34 =	300 kg/m <sup>2</sup>			
sobrecarga =	200 kg/m <sup>2</sup>			

**Seccion de losa aligerada**

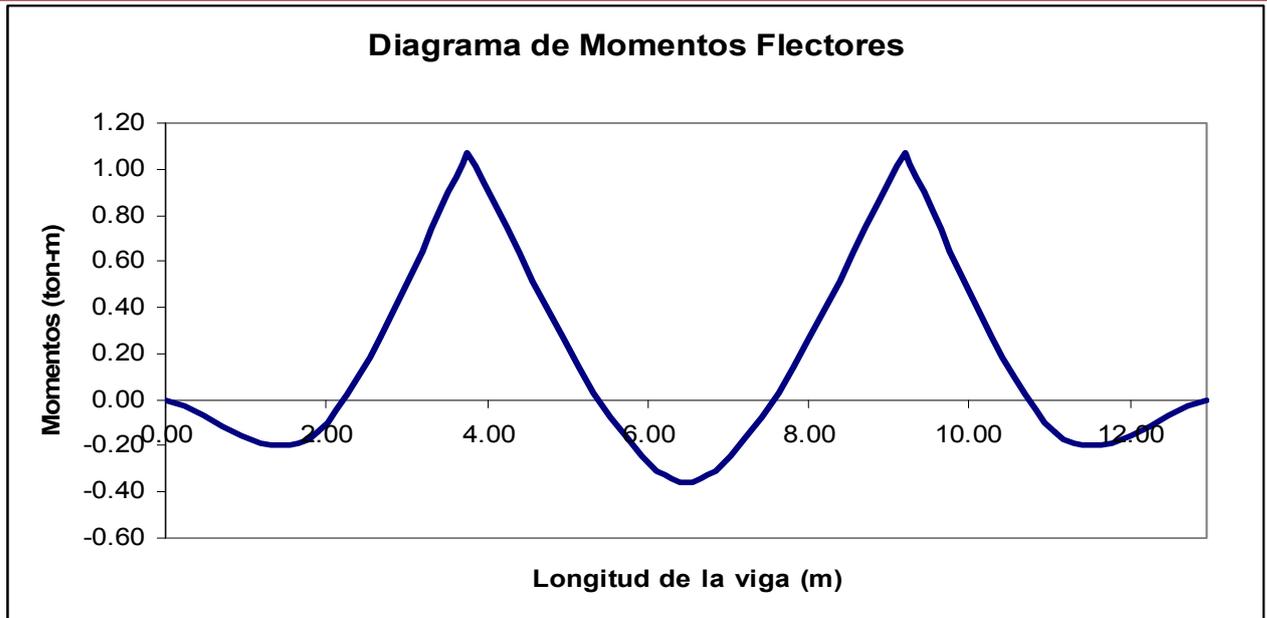
Tramo	12	23	34
b=	0.4 m	0.4 m	0.4 m
b'=	0.1 m	0.1 m	0.1 m
centroide=	0.13 m	0.13 m	0.13 m
Inercia=	0.00011801 m <sup>4</sup>	0.00011801 m <sup>4</sup>	0.00011801 m <sup>4</sup>

**Sección de apoyos de la losa aligerada**

	1	2	3	4
b=	0.4 m	N° vigas.= 0	Inercia= 0.00052083	
h=	0.25 m	LONG.= 2.65 m	Rigidez= 0.00	
b=	0.4 m	N° vigas.= 0	Inercia= 0.00052083	
h=	0.25 m	LONG.= 2.65 m	Rigidez= 0.00	
b=	0.4 m	N° vigas.= 0	Inercia= 0.00052083	
h=	0.25 m	LONG.= 2.65 m	Rigidez= 0.00	
b=	0.4 m	N° vigas.= 0	Inercia= 0.00052083	
h=	0.25 m	LONG.= 2.65 m	Rigidez= 0.00	



Iv (m <sup>4</sup> )	0.000118006	0.000118006	0.000118006
Kv	273.61	188.26	273.61
L. losa (m)	3.75	5.45	3.75
W (ton/m)	0.38	0.38	0.38
P (ton)	0.3	0.3	0.3
a (m)	2.6	2.725	1.15
b (m)	1.15	2.725	2.6
E	2173706.51		
fij	0.5	0.5	0.5
Kij	273.61	461.88	461.88
aij-viga	0.00	0.00	0.00
aij-losa	1.00	0.59	0.41
Moi	0	0	0
uij	-0.523	0.616	-1.155
	0.00	0.14	1.07
			-1.07
			0.36
			1.07
			-1.07
			0.14
			0.00



**Diseño por flexión**

	12	23	34
acero mínimo positivo =	0.61 cm <sup>2</sup>	0.61 cm <sup>2</sup>	0.61 cm <sup>2</sup>
acero máximo positivo =	7.50 cm <sup>2</sup>	7.50 cm <sup>2</sup>	7.50 cm <sup>2</sup>
acero mínimo negativo =	1.29 cm <sup>2</sup>	1.29 cm <sup>2</sup>	1.29 cm <sup>2</sup>
acero máximo negativo =	2.71 cm <sup>2</sup>	2.71 cm <sup>2</sup>	2.71 cm <sup>2</sup>

	1 (-)	12 (+)	2 (-)	2 (-)	23 (+)	3 (-)	3 (-)	34 (+)	4 (-)
<b>momento ultimo (kg x cm)</b>	0.00	14116.52	106766.97	-106766.97	35810.74	106755.55	-106827.94	14086.03	0.00
<b>cortante a la cara</b>	387.29		956.71	998.42		998.38	956.87		387.13
<b>momento a la cara</b>	-51.41		106644.38	106639.16		106627.75	106705.33		-51.39
<b>ancho (b en cm)</b>	10	40	10	10	40	10	10	40	10
<b>peralte efectivo (d en cm)</b>	17	17	17	17	17	17	17	17	17
<b>b x d<sup>2</sup></b>	2890	11560	2890	2890	11560	2890	2890	11560	2890
<b>Ku</b>	-0.02	1.22	36.90	36.90	3.10	36.90	36.92	1.22	-0.02
<b>phi</b>	0.001	0.001	0.0112	0.0112	0.001	0.0112	0.0112	0.001	0.001
<b>área de acero (cm<sup>2</sup>)</b>	0.17	0.68	1.90	1.90	0.68	1.90	1.90	0.68	0.17
<b>barras a utilizar</b>	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2"	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2"	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

**Diseño por corte**

**Por cargas actuantes**

	1 (-)		2 (-)	2 (-)		3 (-)	3 (-)		4 (-)
<b>Cortante al eje (ton)</b>	435.29	1.13	1004.71	1046.42	2.73	1046.38	1004.87	2.62	435.13
<b>Cortante a "d" de la cara</b>	423.29		992.71	1034.42		1034.38	992.87		423.13
<b>resistencia del concreto (Vc)</b>	1436.24		1436.24	1436.24		1436.24	1436.24		1436.24
<b>ΦVc (Φ=0.85)</b>	1220.80		1220.80	1220.80		1220.80	1220.80		1220.80
<b>resistencia del acero (Vs)</b>	-938.25		-268.34	-219.27		-219.32	-268.15		-938.45
<b>ensanches</b>	no necesita ensanches		no necesita ensanches	no necesita ensanches		no necesita ensanches	no necesita ensanches		no necesita ensanches

## 6.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas de uso común en nuestro medio, son utilizadas en las estructuras para obtener losas de menor espesor, también pueden ser utilizadas para darle mayor rigidez a las losas debido a la presencia de esquinas entrantes y ductos. Estos elementos son diseñados para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas

se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

### 6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

En la estructura tenemos losas macizas armadas en dos sentidos, debido a esto para obtener los momentos últimos actuantes se elaboraron hojas de cálculo en base al método de los coeficientes recomendado en la Norma E-060 de Concreto Armado.

Debiendo verificarse que se cumpla con los valores mínimos y máximos de área de refuerzo establecida en la Norma E-060 de Concreto Armado.

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 b d$$

$$A_{s b} = 1.19 \times 10^{-4} f'c b d \beta_1 \quad \text{donde: } \beta_1 = 0.85$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0.75 A_{s b}$$

### 6.2.2 DISEÑO POR CORTE

De la misma manera que en el diseño por flexión las fuerzas actuantes en la losa maciza se obtuvieron mediante una hoja de calculo basada en el método de los coeficientes de la norma, debiéndose verificar que estas no excedan la resistencia del concreto.

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$\text{Donde : } V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$\Phi = 0.85$$

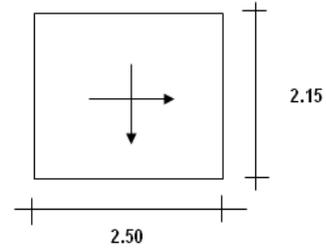
A continuación se muestra el diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes C y D.

DISEÑO DE LOSA MACIZA EN 2 SENTIDOS			
Nombre de la losa aligerada =		ENTRE EJES C Y D	
<b>Predimensionamiento</b>			
Luz libre (ln) =	2.50 m.		
h =	0.06 m.		
Metrado de Cargas			
f'c =	210 kg/cm <sup>2</sup>	b =	100 cm.
fy =	4200 kg/cm <sup>2</sup>	h =	20 cm.
		recubrimiento =	4 cm.
		peralte efectivo (d) =	16 cm.
espesor de la losa =	0.20 m.	carga muerta =	580.00 kg/m <sup>2</sup>
piso terminado =	100 kg/m <sup>2</sup>	carga viva =	400.00 kg/m <sup>2</sup>
peso losa maciza =	2400 kg/m <sup>3</sup>	wu cm =	870.00 kg/m <sup>2</sup>
sobrecarga =	400 kg/m <sup>2</sup>	wu cv =	720.00 kg/m <sup>2</sup>
		1.5CM+1.8CV =	1590.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>Seccion de losa maciza</b>			1.59 Ton/m
b =	1.00 m		
h =	0.20 m		

**Determinación de los lados de la losa**

longitud libre del lado menor de la losa (A) = 2.15 m  
 longitud libre del lado mayor de la losa (B) = 2.50 m

coeficiente para entrar a las tablas de diseño (m) = 0.86



**Diseño por flexión**

acero mínimo = 3.60 cm<sup>2</sup>  
 acero máximo = 25.49 cm<sup>2</sup>

**Calculo del refuerzo en la dirección Corta**

coeficiente para momento negativo	0.072		
coeficiente para momento positivo CM	0.028		
coeficiente para momento positivo CV	0.039		
momento ultimo negativo	529.18		529.18
momento ultimo positivo		242.40	
ancho (b en cm)	100	100	100
peralte efectivo (d en cm)	16	16	16
b x d <sup>2</sup>	25600	25600	25600
Ku	2.07	0.95	2.07
pho	0.001	0.001	0.001
área de acero (cm <sup>2</sup> )	1.60	1.60	1.60
barras a utilizar	1 Ø 3/8" @ 20cm.	1 Ø 3/8" @ 20cm.	1 Ø 3/8" @ 20cm.

**Calculo del refuerzo en la dirección Larga**

coeficiente para momento negativo	0.021		
coeficiente para momento positivo CM	0.013		
coeficiente para momento positivo CV	0.020		
momento ultimo negativo	208.69		208.69
momento ultimo positivo		160.69	
ancho (b en cm)	100	100	100
peralte efectivo (d en cm)	16	16	16
b x d <sup>2</sup>	25600	25600	25600
Ku	0.82	0.63	0.82
pho	0.001	0.001	0.001
área de acero (cm <sup>2</sup> )	1.60	1.60	1.60
barras a utilizar	1 Ø 3/8" @ 20cm.	1 Ø 3/8" @ 20cm.	1 Ø 3/8" @ 20cm.

**Diseño por corte**

**Calculo del cortante en la dirección Corta**

coeficiente para cortante	0.79
Cortante al eje (ton)	1350.31
resistencia del concreto (Vc)	12288.69
ΦVc (Φ=0.85)	10445.38
resistencia del acero (Vs)	-10700.09

**Calculo del cortante en la dirección Larga**

coeficiente para cortante	0.21
Cortante al eje (ton)	417.38
resistencia del concreto (Vc)	12288.69
ΦVc (Φ=0.85)	10445.38
resistencia del acero (Vs)	-11797.66



## CAPITULO 7

### DISEÑO DE VIGAS

#### 7.1 DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Estos elementos se diseñan por el método de resistencia última de manera que sean capaces de resistir las fuerzas de corte y flexión.

##### 7.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de estos elementos se elaboraron hojas de cálculo basadas en el método de Cross, que nos permiten hallar los momentos últimos ( $M_u$ ), en los extremos de cada tramo de la viga a diseñar, para después reducirlos a la cara de los apoyos y finalmente obtener el máximo momento positivo de cada tramo, después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre la viga procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

Debiendo de verificarse la cantidad de acero mínimo y máximo obtenido con las siguientes expresiones:

$$A_{s \text{ min.}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_{s b} = 1.19 \times 10^{-4} f_c b d \beta_1 \quad \text{donde: } \beta_1 = 0.85$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0.75 A_{s b}$$

##### 7.1.2 DISEÑO POR CORTE

De las hojas de calculo utilizadas para el diseño por flexión se pueden obtener las fuerzas cortantes reducidas a "d" de la cara del apoyo, en el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente condición:

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

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

s

Donde  $\Phi = 0.85$

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal

$V_c$  = Resistencia al corte del concreto

$V_s$  = Resistencia al corte del acero de refuerzo

$A_v$  = Área de las ramas de los estribos de refuerzo

s = Espaciamiento de los estribos

Las vigas que forman parte de la estructura sismorresistente, que conectan columnas y placas, se debe asegurar que tengan un comportamiento dúctil para esto se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Se deberán tener zonas de confinamiento de manera de envolver el concreto de las zonas cercanas a los apoyos, puesto que en estas se generan los mayores esfuerzos en compresión debido a los momentos flectores, además porque en estas también se producen los mayores esfuerzos por corte, para satisfacer con este requerimiento la Norma recomienda que en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento se deberá colocar estribos de confinamiento el primero a 5cm de la cara del apoyo y el resto a un espaciamiento menor o igual a el menor valor que nos dan las siguientes expresiones:

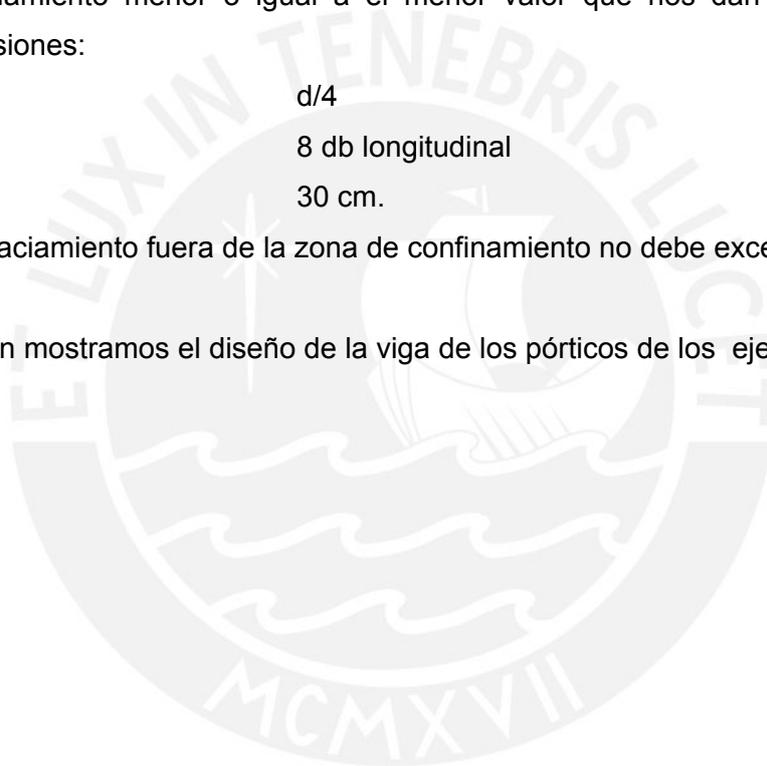
$$d/4$$

$$8 \text{ db longitudinal}$$

$$30 \text{ cm.}$$

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de  $0.5d$ .

A continuación mostramos el diseño de la viga de los pórticos de los ejes 2 y 3.



DISEÑO DE VIGA DE 4 TRAMOS - PORTICO 2.3 - PISO TIPICO

Predimensionamiento

BC 1.80 m.  
Luz libre (ln) = 0.18 m.  
h = 0.09 m.  
b = 0.25 m.  
CD 2.50 m.  
DE 4.20 m.  
EF 4.70 m.  
0.25 m.  
0.21 m.  
0.47 m.  
0.24 m.

Metrado de Cargas

f'c = 210 kg/cm2  
fy = 4200 kg/cm2  
BC 25 cm.  
h = 50 cm.  
recubrimiento = 6 cm.  
peralte efectivo(d) = 44 cm.  
longitud tributaria = 5.05 m.  
peso de tabique = 15 cm.  
altura del tabique = 2.45 m.  
espesor losa maciza = 0.20 m.  
longitud losa maciza = 1.25 m.  
CD 25 cm.  
DE 25 cm.  
EF 90 cm.  
20 cm.  
3 cm.  
17 cm.  
2.85 m.  
15 cm.  
2.45 m.  
m.  
m.

TRAMO BC

peso específico concreto = 2400 kg/m3  
piso terminado = 100 kg/m2  
peso losa aligerada = 300 kg/m2  
peso de tabique = 1350 kg/m3  
sobrecarga = 200 kg/m2  
peso losa maciza = 2400 kg/m3

TRAMO CD

carga muerta = 2741.13 kg/m  
carga viva = 1010.00 kg/m

TRAMO DE

carga muerta = 2741.13 kg/m  
carga viva = 1010.00 kg/m

TRAMO EF

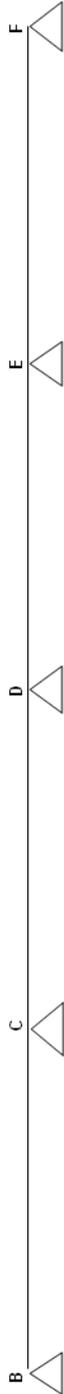
carga muerta = 1664.17 kg/m  
carga viva = 570.00 kg/m

Sección de la viga

tramo	BC	CD	DE	EF
b =	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.90 m
h =	0.50 m	0.50 m	0.50 m	0.20 m

Sección de columnas

B	C	D	E	F
b =	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.25 m
h =	2.45 m	2.65 m	2.65 m	2.65 m
N° COL. =	2	2	2	2
LONG. =	2.65 m	2.65 m	2.65 m	2.65 m
Inercia =	0.3063776	0.10235417	0.01066667	0.08633333
Rigidez =	2010490.55	671661.64	69996.08	559968.67
Inercia =	0.00078125	5126.67		
Rigidez =				



**Carga Muerta**

lv	(m4)	0.002604167	0.002604167	0.002604167	0.002604167	0.00006	0.00006
Kv		5805.84	8038.07	4193.11	931.59	5.60	931.59
Lv	(m)	3.90	3.75	5.40	5.60	1.86	5.60
W	(ton/m)	2.74	2.36	2.74	1.86	0	1.86
P	(ton)	0	0	1.51	0	0	0
a	(m)	0	0	3.15	0	0	0
b	(m)	0	0	2.25	0	0	0
E		0.5	0.5	0.5	0.5	0	0
fij		2016296.39	80227.26	565093.37	6058.25	0.85	6058.25
Kij		1.00	0.87	0.99	0.85	0.15	0.85
cij-col		0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.15
cij-v		0	0	0	0	0	0
Moi		-3.474	3.474	-2.767	2.767	-4.349	4.349
uij		-3.47	3.47	-2.60	2.41	-4.69	2.34
	momento ultimo (tonxm)	1.99	1.74	1.28	2.41	2.34	2.34
	corante a la cara (ton)	1.02	-0.08	0.21	1.48	-1.35	3.13
	momento a la cara (tonxm)						

Momento en las columnas Mcol B= 1.73 Mcol C= -0.44 Mcol D= 2.07 Mcol E= -1.61 Mcol F= -1.84

**Carga Viva**

lv	(m4)	0.002604167	0.002604167	0.002604167	0.00006	0.00006	0.00006
Kv		5805.84	8038.07	4193.11	931.59	5.60	931.59
Lv	(m)	3.90	3.75	5.40	5.60	1.86	5.60
W	(ton/m)	1.01	0.77	1.01	0.57	0	0.57
P	(ton)	0	0	0	0	0	0
a	(m)	0	0	0	0	0	0
b	(m)	0	0	0	0	0	0
E		0.5	0.5	0.5	0.5	0	0
fij		2016296.39	80227.26	565093.37	6058.25	0.85	6058.25
Kij		1.00	0.87	0.99	0.85	0.15	0.85
cij-col		0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.15
cij-v		0	0	0	0	0	0
Moi		-1.280	1.280	-0.902	0.902	-1.490	1.490
uij		-1.28	1.28	-0.85	0.85	-1.161	1.161
	momento ultimo (tonxm)	0.73	0.64	0.42	0.75	0.80	0.80
	corante a la cara (ton)	0.38	-0.03	0.07	0.48	-0.46	1.26
	momento a la cara (tonxm)						

Momento en las columnas Mcol B= 0.64 Mcol C= -0.22 Mcol D= 0.68 Mcol E= -0.44 Mcol F= -0.63

**Carga Sismo**

B (-)	BC (+)	C (-)	CD (+)	D (-)	DE (+)	E (-)	EF (+)	F (-)
-6.08	0	5.98	-5.99	0	5.82	-3.51	-0.63	0

Combinaciones de Carga

	B (+)	BC (+)	C (-)	CD (+)	D (-)	DE (+)	E (-)	EF (+)	F (-)
1.5CM+1.8CV	2.21	3.77	-0.18	2.70	3.10	5.86	5.27	-2.85	6.63
1.25(CM+CV)+S	-4.33	2.98	5.84	2.14	8.28	4.57	-7.87	3.93	5.86
1.25(CM+CV)-S	7.83	2.98	-6.12	6.33	-3.36	4.57	0.61	-1.63	4.64
0.9CM+S	-5.16	1.57	5.80	1.16	7.16	2.17	6.13	-1.84	3.43
0.9CM-S	7.00	1.57	-6.05	1.16	-4.48	2.17	-1.13	-0.58	2.21
<b>Momentos Máximos</b>	<b>7.83</b>	<b>3.77</b>	<b>-6.12</b>	<b>2.70</b>	<b>8.28</b>	<b>5.86</b>	<b>7.87</b>	<b>-2.85</b>	<b>4.95</b>

\*nota : para los momentos negativos, en los apoyos de la izquierda seleccionar el mayor negativo y en el apoyo de la derecha seleccionar el mayor positivo

Diseño por flexión

	AB	BC	CD	DE								
acero mínimo positivo =	2.66 cm2	2.66 cm2	2.66 cm2	3.70 cm2								
acero máximo positivo =	17.52 cm2	17.52 cm2	17.52 cm2	24.37 cm2								
acero mínimo negativo =	2.66 cm2	2.66 cm2	2.66 cm2	3.70 cm2								
acero máximo negativo =	17.52 cm2	17.52 cm2	17.52 cm2	24.37 cm2								
momento de diseño (kg x cm)	782818.17	376786.87	-612122.40	633003.11	269622.54	828036.17	-1092732.89	585964.81	786517.86	-285468.19	495339.60	662731.17
ancho (b en cm)	25	25	44	44	44	44	44	44	25	25	25	90
peralte efectivo (d en cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	17
b x d <sup>2</sup>	46400	46400	46400	46400	46400	46400	46400	46400	46400	46400	46400	26010
Ku	16.17	7.78	-12.65	13.08	5.57	17.11	-22.58	12.11	16.25	-10.98	19.04	25.48
phi	0.0047	0.0025	0.0035	0.0037	0.0018	0.0053	0.0071	0.004	0.0048	0.0035	0.0063	0.0086
área de acero (cm2)	5.17	2.75	3.85	4.07	1.98	7.81	4.40	5.36	5.28	5.36	9.64	13.16
barras a utilizar	2 Ø 5.8" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 5.8"	2 Ø 5.8"	2 Ø 5.8" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 5.8"	3 Ø 5.8"	4 Ø 5.8"	2 Ø 5.8" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 5.8" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 5.8" + 1 Ø 1/2"	5 Ø 5.8"	7 Ø 5.8"

\*nota : para el caso en que los apoyos sean placas se debe calcular la cantidad de acero positivo necesario en los apoyos, debiendo calcularse estos en el apoyo izquierdo con el máximo positivo y en el apoyo derecho con el máximo negativo

Diseño por corte

Por cargas actuantes

	B (-)	C (-)	D (-)	E (-)	F (-)
CM	5344.25	5346.14	4287.69	7277.83	4840.14
CV	1969.51	1969.49	1398.42	2706.23	1657.72
<b>CS</b>	<b>10260.00</b>	<b>10260.00</b>	<b>4700.00</b>	<b>1560.00</b>	<b>270.00</b>
1.5CM+1.8CV	11564.28	8948.68	9630.14	15787.95	10244.10
1.25(CM+CV)+S	19402.20	19404.53	11807.63	12269.52	14040.07
1.25(CM+CV)-S	-1117.80	-1115.47	2407.63	7852.32	0.00
0.9CM+S	15069.83	15071.52	8559.92	11280.02	8392.32
0.9CM-S	-5450.17	-5448.48	-841.08	4990.04	4626.13
<b>Cortante Máximo</b>	<b>19402.20</b>	<b>19404.53</b>	<b>11807.63</b>	<b>12269.52</b>	<b>14040.07</b>

	B (-)	C (-)	D (-)	E (-)	F (-)
Cortante al eje (kg)	19402.20	195	19404.53	11807.63	12269.52
Cortante a "l" de la cara	2834.71	6568.46	3525.09	8879.55	6827.51
resistencia del concreto (Vc)	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47
ΦVc (Φ=0.85)	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20
resistencia del acero (Vs)	-5113.52	-4301.30	-358.78	4265.66	-3718.69
diámetro de los estribos	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Nº de estribos	1	1	1	1	1
espac. de estribos (s)(cm)	no necesita	no necesita	no necesita	131.34	no necesita
					no necesita

Por Confinamiento

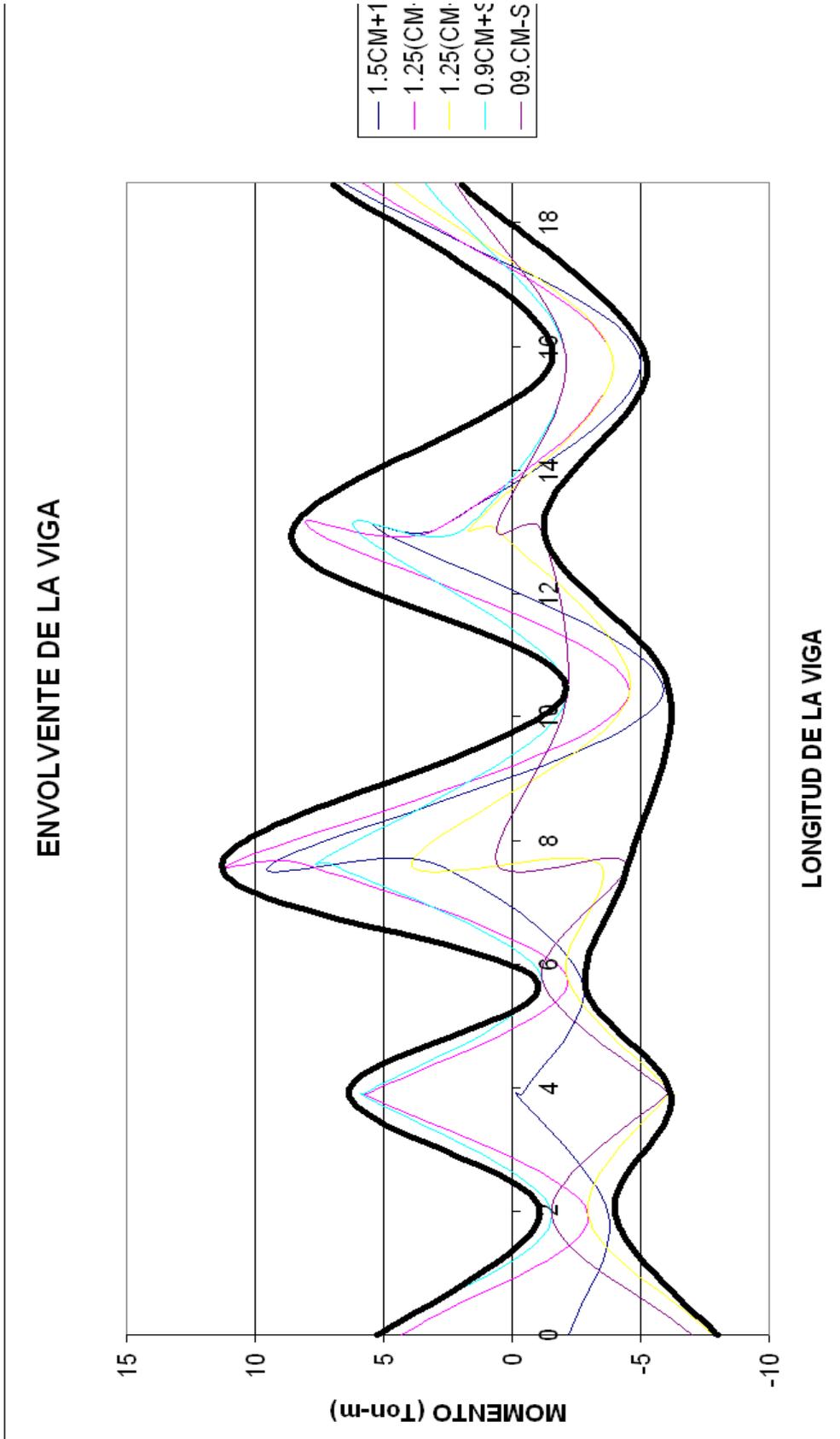
	BC				DE				EF			
	N° de estribos	espac.(cm)	CD	espac.(cm)	espac.(cm)	DE	espac.(cm)	EF	espac.(cm)	EF	espac.(cm)	EF
estribo = 1	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
estribo = 9	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
estribo = resto	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00

Por Capacidad

	B (s)	C (s)	CD	C (s)	D (s)	D (s)	E (s)	E (s)	F (s)
Acero Colocado	5.27	5.27	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27	11.94
pho	0.0048	0.0048	0.0048	0.0048	0.0072	0.0072	0.0048	0.0048	0.0143
Ku	17.12	17.12	17.12	17.12	24.9	24.9	17.12	17.12	44.93
Momento Ultimo (Mu)	828608	828608	828608	828608	1205160	1205160	828608	828608	1168629.3
Momento Nominal (Mn)	920675.5556	920675.5556	920675.5556	920675.5556	1399066.667	1399066.667	920675.5556	920675.5556	1298477
wu (kg/m)	4688.90625	4688.90625	4688.90625	4688.90625	700724.4444	700724.4444	4688.90625	4688.90625	773653
Vud	14449.74	14449.74	14449.74	14449.74	13931.35	13931.35	13707.18	13707.18	10971.67
Vc	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	8448.47	11751.06
ΦVc	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	7181.20	9988.40
Vs	8551.23	8551.23	8551.23	8551.23	7941.35	7941.35	7677.62	7677.62	1156.78
espaciamiento (s)	30.69	30.69	30.69	30.69	33.04	33.04	34.18	34.18	87.65

Control de Deflexiones

TRAMOS	BC				CD				DE				EF			
	2.00E+06	2.00E+05	9.09	25												
E acero (kg/cm2)	2.00E+06	2.00E+05	9.09	25												
E concreto (kg/cm2)	2.00E+06	2.00E+05	9.09	25												
h (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
d (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
As+ colocado	5.27	5.27	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27
As+ colocado	5.27	5.27	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27	3.98	3.98	5.27	5.27
1	1625.83	1626.99	1626.83	1626.83	1261.94	1261.94	2299.43	2299.43	1616.92	1616.92	1625.83	1625.83	2075.30	2075.30	2075.30	2075.30
2	1626.99	1626.99	1626.99	1626.99	1260.94	1260.94	2298.27	2298.27	1615.02	1615.02	1626.99	1626.99	2071.59	2071.59	2089.50	2071.59
c (cm)	10.04	10.04	10.04	10.04	9.15	9.15	12.24	12.24	10.29	10.29	10.04	10.04	6.59	6.59	6.5	6.59
lcr	65164.30	65164.30	65164.30	65164.30	51006.01	51006.01	90937.12	90937.12	64780.27	64780.27	65164.30	65164.30	30222.40	30222.40	30222.40	30222.40
lef	65164.30	65164.30	65164.30	65164.30	64528.36	64528.36	71415.49	71415.49	71415.49	71415.49	71415.49	71415.49	30247.46	30247.46	30247.46	30247.46
Deflex. Inmed. ΔCM	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.10	0.10	0.10	0.10	0.04	0.04	0.18	0.18	0.18	0.18
Deflex. Inmed. ΔCV	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.05	0.05	0.05	0.05
30% Deflex. Inmed. ΔCV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
ξ	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
ρ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
λ	1.61	1.61	1.61	1.61	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.17	1.17	1.17	1.17
Deflex. Difer. ΔCM	0.04	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.61	0.61	0.61	0.61
Deflex. Difer. ΔCV	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.21	0.21	0.21	0.21
30% Deflex. Difer. ΔCV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.06	0.06	0.06	0.06
Deflexion total (cm)	0.07	0.07	0.07	0.07	0.10	0.10	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	1.24	1.24	1.24	1.24
Deflexion limite (cm)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.52	0.52	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	1.31	1.31	1.31	1.31



## 7.2 DISEÑO DE VIGAS CHATAS

Estos elementos al igual que las vigas peraltadas se diseñan por el método de resistencia última, de manera que sean capaces de resistir las fuerzas de corte y flexión, a diferencia de las vigas peraltadas estas son solo ocasionados por su peso propio, y el peso de los tabiques que se apoyan sobre ellas, siendo el diseño a flexión el más importante.

## 7.3 OTRAS CONSIDERACIONES IMPORTANTES

La Norma Peruana E-060 de Concreto Armado especifica ciertas consideraciones para el corte, desarrollo, recubrimientos y empalmes de refuerzo.

### 7.3.1 Desarrollo del Refuerzo

En el capítulo ocho de la Norma E-060 se especifica que la tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de elementos de concreto armado, deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud de desarrollo, gancho mecánico o una combinación de ellos.

- La longitud de desarrollo básica ( $l_{db}$ ) para elementos sometidos a tracción será:

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_{db} = 0.006 d_b f_y$$

donde :  $A_b$  : área de la barra y  $d_b$  : diámetro de la barra.

La longitud de desarrollo  $l_d$  será la obtenida de multiplicar  $l_{db}$  por los siguientes factores:

- 1.4 : para barras horizontales que tengan por debajo más de 30 de concreto
- 0.8 : para separación de barras mayores a 15 cm. y recubrimientos mayores a 7.5 cm.

En ningún caso la longitud de desarrollo será menor a 30 cm.

- La longitud de desarrollo ( $l_d$ ) de elementos sometidos a compresión será mayor a:

$$l_d = 0.08 d_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_d = 0.004 d_b f_y$$

En ningún caso la longitud de desarrollo será menor a 20 cm.

- Para barras de refuerzo que terminen en gancho estándar, la longitud de desarrollo en tracción ( $l_{dg}$ ), medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblez será el mayor valor de:

$$l_{dg} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\sqrt{f'_c}$$

$$l_{dg} = 8 d_b$$

En ningún caso la longitud de desarrollo será menor a 15 cm.

### 7.3.2 Empalmes del Refuerzo

Para realizar empalmes en elementos sometidos a flexión será necesario conocer las zonas de menor esfuerzo y de acuerdo con el número de barras a empalmar se debe decidir que tipo de empalme a usar.

- Para barras sujetas a Tracción:

Se consideran las siguientes longitudes de empalme ( $l_E$ ) como función de la longitud de desarrollo para barras sometidas a tracción, pero en ningún caso menor a 30 cm.

- Empalme tipo A :  $l_E = 1.0 l_d$

- Empalme tipo B :  $l_E = 1.3 l_d$

- Empalme tipo C :  $l_E = 1.7 l_d$

Si se empalma en la zona de esfuerzos bajos los  $\frac{3}{4}$  ó menos del número de barras, para la longitud de traslape requerida, se usará el empalme tipo A; si se empalmaran más de las  $\frac{3}{4}$  partes del número de barras se empleará el empalme tipo B.

Los empalmes en las zonas de esfuerzos altos deben tratarse de evitarse, pero si fuera necesario hacerlos, se usará empalme tipo B cuando se empalmen menos de la mitad de las barras y se usará tipo C si se empalman más de la mitad de las barras.

Para el caso de vigas sometidas a fuerzas de sismo la Norma prohíbe empalmar en los extremos de las luces de los tramos, prohibiendo que se realicen empalmes dentro de una distancia "d" igual al peralte efectivo de la viga, medida desde la cara de las columnas o placas.

- Para barras sujetas a Compresión

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión  $l_d$ , pero además deberá ser mayor que:

$$0.007 f_y d_b$$

$$30 \text{ cm.}$$

### 7.3.3 Corte del Refuerzo

- El refuerzo deberá extenderse más allá de la zona donde ya no sea necesaria una distancia igual al peralte efectivo del elemento "d" o 12 veces el diámetro de la barra, lo que sea mayor siempre y cuando se desarrolle la longitud de anclaje  $l_d$ , desde el punto de máximo esfuerzo.

- Cuando se use refuerzo continuo y adicionalmente otro de menor longitud (bastones) se deberá cumplir:

- El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo  $l_d$ , más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario.

- El refuerzo por flexión no deberá terminarse en un zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continua proporcione el doble de la área requerida por flexión y el cortante no exceda las  $\frac{3}{4}$  partes de lo permitido.

- En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor a  $\frac{1}{4}$  de la máxima requerida en los nudos, ni menor de la cantidad de acero mínimo a flexión para vigas.

- Adicionalmente deberá considerarse que todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

### 7.3.4 Control de Fisuración

La Norma no especifica un ancho máximo de fisura, sino el criterio del Código Americano (ACI), el cual indica que debe evaluarse un coeficiente “Z” debiendo ser este menor a 31000 Kg./cm. para condiciones de exposición interior o menor a 26000 Kg./cm. para condiciones de exposición exterior.

Donde el valor de Z se define como :

$$Z = f_s ( d_c \times A )^{1/3}$$

Donde: - el esfuerzo del acero en tracción en servicio (  $f_s$  ) = 0.6  $f_y$

- A = área de concreto concéntrica que envuelve a la barra de acero

-  $d_c$  = distancia del fondo de la viga al eje de barra de acero

Para el caso de nuestra estructura el caso más desfavorable:

$$f_s = 0.6 ( 4200 ) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm.}$$

$$A = 12.5 \times 12 = 150 \text{ cm}^2$$

Donde el valor de Z = 24330 kg./cm.

De esta manera se puede concluir que todas las vigas de nuestra estructura cumplen con el parámetro Z especificado por la Norma E-060 de Concreto Armado.

### 7.3.5 Control de Deflexiones

La Norma Peruana E-060 de Concreto Armado nos indica que no será necesaria la verificación de deflexiones si se cumple con el siguiente criterio:

$$h \geq l_n / 16$$

Para nuestra estructura verificando la viga de mayor longitud,  $50 \geq 520 / 16 = 32.5$  se cumple con este criterio por lo tanto no será necesaria la verificación de deflexiones en ninguna viga.

## CAPITULO 8

### DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que soportan carga axial y flexión (flexocompresión), en la estructura analizada las columnas están sometidas a sollicitaciones por gravedad y sismo muy bajas.

#### 8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para poder diseñar una columna en flexocompresión se debe verificar que se satisfaga la siguiente expresión.

$$P_u > 0.1 f'_c A_g$$

Para el diseño a flexocompresión se deberá comprobar que la combinación de las cargas axiales y momentos actuantes sobre la columna no excedan el rango dado por el diagrama de interacción, en ambas direcciones de análisis.

Para esta verificación se elaboró una hoja de cálculo que permite construir el diagrama de interacción con los siguientes puntos:

- Punto 1: Falla en compresión pura

La resistencia última de un elemento a compresión pura no deberá ser mayor que:

$$\Phi P_n (\text{máx.}) = 0.80 \Phi ( 0.85 f'_c ( A_g - A_{st} ) + A_{st} f_y )$$

Donde:  $P_n$  (máx) : Resistencia nominal en compresión pura

$\Phi$  : Factor de Reducción de Resistencia ( $\Phi = 0.7$ )

$A_g$  : Área bruta de la sección del elemento

$A_{st}$  : Área total de acero de refuerzo

- Punto 2: En este punto se desprecia la resistencia a tracción del concreto, considerando este punto como el límite a partir del cual la sección se agrieta. A partir de este punto la sección se comporta como parcialmente fisurada.

- Punto 3: Corresponde a una deformación nula en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión.

- Punto 4: Corresponde a un esfuerzo en el refuerzo en tracción mas alejado del borde en compresión equivalente al 50% del de fluencia ( $\epsilon_s = 0.5 \epsilon_y$ ,  $f_s = 0.5 f_y$ ).

- Punto 5: Punto de falla balanceada, este punto se puede definir con precisión y marca el transito entre la falla por compresión y la falla por tracción, además en este punto el refuerzo en tracción mas alejado del borde en compresión alcanza la fluencia ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ,  $f_s = f_y$ ).

- Punto 6: Punto de cambio del valor de factor de reducción de 0.7 a 0.9.

- Punto 7: Corresponde a la falla en flexión pura, es decir cuando la carga axial es nula.

## 8.2 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se debe verificar que cumpla con la siguiente expresión:

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d (1 + 0.0071 N_u / A_g)$$

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

Donde  $\Phi = 0.85$

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal

$V_c$  = Resistencia al corte del concreto

$N_u$  = Carga Axial actuante en la columna

$A_g$  = Área bruta de la sección

$V_s$  = Resistencia al corte del acero de refuerzo

$A_v$  = Área de las ramas de los estribos de refuerzo

$s$  = Espaciamiento de los estribos

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) debe ser hallada a partir del mayor valor del momento nominal que resista la sección obtenido en el diagrama de iteración.

$$V_u = \frac{2 M_n}{h_n}$$

Para la distribución de estribos la norma recomienda lo siguiente:

- En ambos extremos de la columna se debe tener zonas de confinamiento que debe tener el mayor valor de las siguientes condiciones:

$$L_o = l_n / 6$$

$$L_o = h$$

$$L_o = 45 \text{ cm.}$$

- En la zona de confinamiento los estribos estarán separados una distancia que sea el menor de los siguientes valores:

$$s = b / 2$$

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

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que:

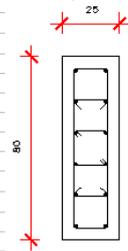
$$s \text{ máx.} = 16 \text{ db de menor diámetro}$$

$$s \text{ max} = b$$

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

A continuación mostraremos el diseño de la columna rectangular 80 x 25 que se encuentra en la intersección del eje D con los ejes 2 y 3, en el ejemplo se contempla el diseño las solicitaciones en ambas direcciones de análisis.

Diseño de Columnas															
<b>Predimensionamiento</b>															
Columna interior						Columna exterior									
Carga Servicio = 183480 kg						h viga=            cm									
Areq = 1942 cm <sup>2</sup>						b viga=            cm									
						h =            0 cm									
						b =            0 cm									
<b>Sección de peralte mayor</b>															
<b>Datos de la columna</b>															
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>	h=	80	cm	1° capa	As=	3.98	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	6.00	cm.	dist.centro.	34.00	cm.
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	b=	25	cm	2° capa	As=	3.98	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	19.60	cm.	dist.centro.	20.40	cm.
Ec=	217371	kg/cm <sup>2</sup>	Atotal=	2000	cm <sup>2</sup>	3° capa	As=	2.58	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	33.20	cm.	dist.centro.	6.80	cm.
Es=	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	Ast=	21.08	cm <sup>2</sup>	4° capa	As=	2.58	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	46.80	cm.	dist.centro.	-6.80	cm.
Φ=	0.7		rcu=	0.003		5° capa	As=	3.98	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	60.40	cm.	dist.centro.	-20.40	cm.
						6° capa	As=	3.98	cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	74.00	cm.	dist.centro.	-34.00	cm.
Centroide de la sección			ty=	0.0021							74.00				
Xc=	12.5	cm.	p.e (d)=	74		cm	Amin=	20		cm <sup>2</sup>	OK				
Yc=	40	cm.	rec=	6		cm	Amax=	120		cm <sup>2</sup>	OK				
long.libre columna =			2.45		m.										
<b>Punto de carga máxima a compresión</b>															
Po=	441773.22	kg.													
Po=	441.77	Ton.													
ΦPo=	309.24	Ton.													
0.8Po=	353.42	Ton.													
Φ0.8Po=	247.39	Ton.													
<b>Punto de Fisuración insipiente</b>															
α=	0														
c=	74.00	cm.													
εs1=	0.0028		fs1=	4200		Fs1=	16716.00	kg.		16.72	Ton.				
εs2=	0.0022		fs2=	4200		Fs2=	16716.00	kg.		16.72	Ton.				
εs3=	0.0017		fs3=	3308		Fs3=	8534.92	kg.		8.53	Ton.				
εs4=	0.0011		fs4=	2205		Fs4=	5689.95	kg.		5.69	Ton.				
εs5=	0.0006		fs5=	1103		Fs5=	4388.76	kg.		4.39	Ton.				
εs6=	0.0000		fs6=	0		Fs6=	0.00	kg.		0.00	Ton.				
Cc=	280691.25	kg.	Pn=	332.74	Ton.	Mn=	32.39	Ton.xm.							
Cc=	280.69	Ton.	ΦPn=	232.92	Ton.	ΦMn=	22.67	Ton.xm.							
<b>Punto de α=0.5</b>															
α=	-0.5														
c=	54.81	cm.													
εs1=	0.0027		fs1=	4200		Fs1=	16716.00	kg.		16.72	Ton.				
εs2=	0.0019		fs2=	3855		Fs2=	15341.29	kg.		15.34	Ton.				
εs3=	0.0012		fs3=	2366		Fs3=	6104.14	kg.		6.10	Ton.				
εs4=	0.0004		fs4=	877		Fs4=	2263.43	kg.		2.26	Ton.				
εs5=	-0.0003		fs5=	-611		Fs5=	-2433.18	kg.		-2.43	Ton.				
εs6=	-0.0011		fs6=	-2100		Fs6=	-8358.00	kg.		-8.36	Ton.				
Cc=	207919.44	kg.	Pn=	237.55	Ton.	Mn=	47.14	Ton.xm.							
Cc=	207.92	Ton.	ΦPn=	166.29	Ton.	ΦMn=	33.00	Ton.xm.							
<b>Punto de Falla Balanceada</b>															
α=	-1														
c=	43.53	cm.													
εs1=	0.0026		fs1=	4200		Fs1=	16716.00	kg.		16.72	Ton.				
εs2=	0.0016		fs2=	3298		Fs2=	13127.55	kg.		13.13	Ton.				
εs3=	0.0007		fs3=	1424		Fs3=	3673.36	kg.		3.67	Ton.				
εs4=	-0.0002		fs4=	-451		Fs4=	-1163.09	kg.		-1.16	Ton.				
εs5=	-0.0012		fs5=	-2325		Fs5=	-9255.11	kg.		-9.26	Ton.				
εs6=	-0.0021		fs6=	-4200		Fs6=	-16716.00	kg.		-16.72	Ton.				
Cc=	165112.50	kg.	Pn=	171.50	Ton.	Mn=	51.76	Ton.xm.							
Cc=	165.11	Ton.	ΦPn=	120.05	Ton.	ΦMn=	36.23	Ton.xm.							
<b>Punto de Cambio de Φ</b>															
ΦPn=	42.00	Ton.	*nota: iterar hasta hallar el valor de Pn												
Pn=	60.00	Ton.													
α=	-3.04														
c=	23.65	cm.													
εs1=	0.0022		fs1=	4200		Fs1=	16716.00	kg.		16.72	Ton.				
εs2=	0.0005		fs2=	1028		Fs2=	4090.31	kg.		4.09	Ton.				
εs3=	-0.0012		fs3=	-2422		Fs3=	-6249.90	kg.		-6.25	Ton.				
εs4=	-0.0029		fs4=	-4200		Fs4=	-10836.00	kg.		-10.84	Ton.				
εs5=	-0.0047		fs5=	-4200		Fs5=	-16716.00	kg.		-16.72	Ton.				
εs6=	-0.0064		fs6=	-4200		Fs6=	-16716.00	kg.		-16.72	Ton.				
Cc=	89711.59	kg.	Pn=	60.00	Ton.	Mn=	42.79	Ton.xm.							
Cc=	89.71	Ton.	ΦPn=	42.00	Ton.	ΦMn=	29.95	Ton.xm.							



Punto intermedio de $\Phi=0.9$					
$\alpha=$	-4.66				
$c=$	17.35 cm.				
$\epsilon s1=$	0.0020	$fs1=$	3925	$Fs1=$	15621.80 kg.
$\epsilon s2=$	-0.0004	$fs2=$	-778	$Fs2=$	-3096.77 kg.
$\epsilon s3=$	-0.0027	$fs3=$	-4200	$Fs3=$	-10836.00 kg.
$\epsilon s4=$	-0.0051	$fs4=$	-4200	$Fs4=$	-10836.00 kg.
$\epsilon s5=$	-0.0074	$fs5=$	-4200	$Fs5=$	-16716.00 kg.
$\epsilon s6=$	-0.0098	$fs6=$	-4200	$Fs6=$	-16716.00 kg.
$Cc=$	65810.86 kg.	$Pn=$	23.23 Ton.	$Mn=$	35.24 Ton.xm.
$Cc=$	65.81 Ton.	$\Phi Pn=$	20.91 Ton.	$\Phi Mn=$	31.72 Ton.xm.

Punto Carga Axial nula o Flexión Pura					
$\Phi Pn=$	0.00 Ton.	*nota: iterar hasta hallar el valor de $Pn=0$			
$Pn=$	0.00 Ton.				
$\alpha=$	-6.29				
$c=$	13.70 cm.				
$\epsilon s1=$	0.0017	$fs1=$	3372	$Fs1=$	13421.68 kg.
$\epsilon s2=$	-0.0013	$fs2=$	-2584	$Fs2=$	-10283.85 kg.
$\epsilon s3=$	-0.0043	$fs3=$	-4200	$Fs3=$	-10836.00 kg.
$\epsilon s4=$	-0.0072	$fs4=$	-4200	$Fs4=$	-10836.00 kg.
$\epsilon s5=$	-0.0102	$fs5=$	-4200	$Fs5=$	-16716.00 kg.
$\epsilon s6=$	-0.0132	$fs6=$	-4200	$Fs6=$	-16716.00 kg.
$Cc=$	51966.17 kg.	$Pn=$	0.00 Ton.	$Mn=$	29.32 Ton.xm.
$Cc=$	51.97 Ton.	$\Phi Pn=$	0.00 Ton.	$\Phi Mn=$	26.39 Ton.xm.

TABLA RESUMEN	$Pn$	$\Phi Pn$	$Mn$	$\Phi Mn$
Punto de carga máxima a compresión	353.42	247.39	0.00	0.00
Punto de Fisuración insipiente	332.74	232.92	32.39	22.67
Punto de $\alpha=0.5$	237.55	166.29	47.14	33.00
Punto de Falla Balanceada	171.50	120.05	51.76	36.23
Punto de Cambio de $\Phi$	60.00	42.00	42.79	29.95
Punto intermedio de $\Phi=0.9$	23.23	20.91	35.24	31.72
Punto Carga Axial nula o Flexión Pura	0.00	0.00	29.32	26.39

Cargas actuantes en la columna	C.Muerta	C.Viva	C. Sismo
Carga Axial	108.44	16.97	1.50
Momento Actuante	1.84	0.88	8.34
Fuerza Cortante	0.00	0.00	5.45

Combinaciones de Carga	$Pu$	$Mu$	$Vu$	$Mn$	$Vul$
1.5CM+1.8CV	193.21	4.34	0.00		0.00
1.25(CM+CV)+CS	158.26	11.74	5.45	51.8	42.29
1.25(CM+CV)-CS	155.26	4.94	-5.45		0.00
0.9CM+CS	99.10	10.00	5.45		0.00
0.9CM-CS	96.10	6.68	-5.45		0.00

Diseño por Cortante	
$V_{ultimo}=$	42290 kg
$V_c=$	14208.8 kg
$\Phi V_c=$	12077.5 kg
$V_s=$	35544.1 kg
Separación de estribos	
$\Phi_{estribos}=$	0.71 cm <sup>2</sup>
Nº de estribos=	3
$s_{max}=$	37 cm
$s_{max}=$	37 cm

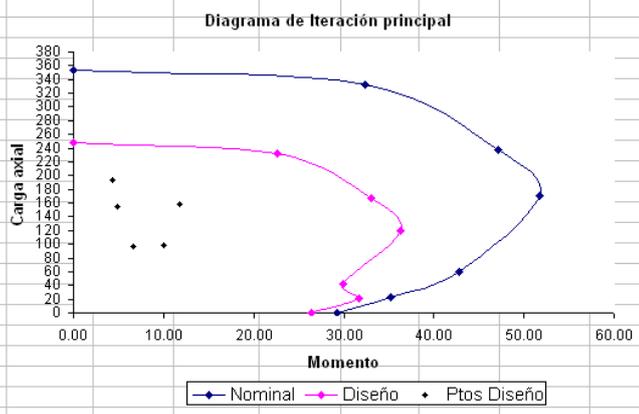
Longitud de confinamiento	
$Lo=$	40.8 cm.
$Lo=$	80 cm.
$Lo=$	45 cm.

\*el mayor de estos valores

espaciamiento en sección de confinamiento	
$s=$	12.5 cm
$s=$	10 cm

\*el menor de estos valores

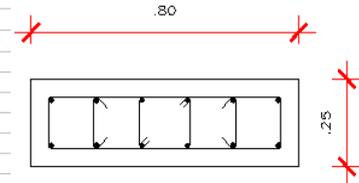


**Sección transversal peralte menor**

**Datos de la columna**

$f'c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$h =$	80 cm	1° capa	$As =$	10.54 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	6.00 cm.	dist.centro.	6.50 cm.
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$b =$	25 cm	2° capa	$As =$	10.54 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	19.00 cm.	dist.centro.	-6.50 cm.
$E_c =$	217371 kg/cm <sup>2</sup>	$A_{total} =$	2000 cm <sup>2</sup>	3° capa	$As =$	0 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	12.50 cm.
$E_s =$	2000000 kg/cm <sup>2</sup>	$A_{st} =$	21.08 cm <sup>2</sup>	4° capa	$As =$	0 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	12.50 cm.
$\Phi =$	0.7	$\epsilon_{cu} =$	0.003	5° capa	$As =$	0 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	12.50 cm.
Centroide de la sección		$\epsilon_y =$	0.0021					19.00		
$Y_c =$	40 cm.	$p.e (d) =$	19 cm							
$X_c =$	12.5 cm.	$rec =$	6 cm							
			long.libre columna =							2.45 m.

TABLA RESUMEN	$P_n$	$\Phi P_n$	$M_n$	$\Phi M_n$
Punto de carga máxima a compresión	353.42	247.39	0.00	0.00
Punto de Fisuración insipiente	273.89	191.72	13.02	9.11
Punto de $\alpha = 0.5$	184.98	129.48	14.93	10.45
Punto de Falla Balanceada	120.68	84.48	15.29	10.71
Punto de Cambio de $\Phi$	60.00	42.00	12.21	8.55
Punto intermedio de $\Phi = 0.9$	26.52	23.87	9.98	8.98
Punto Carga Axial nula o Flexión Pura	0.00	0.00	8.08	7.27



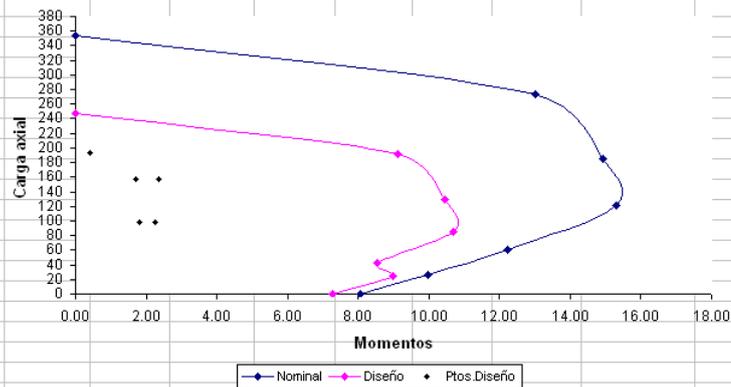
Cargas actuantes en la columna	C.Muerta	C.Viva	C. Sismo
Carga Axial	108.44	16.97	0.09
Momento Actuante	0.24	0.02	2.04
Fuerza Cortante	0.00	0.00	1.47

Combinaciones de Carga	$P_u$	$M_u$	$V_u$	$M_n$	$V_u$
1.5CM+1.8CV	193.21	0.40	0.00		0.00
1.25(CM+CV)+CS	156.85	2.37	1.47	15.3	12.49
1.25(CM+CV)-CS	156.67	1.72	-1.47		0.00
0.9CM+CS	97.69	2.26	1.47		0.00
0.9CM-CS	97.51	1.82	-1.47		0.00

**Diseño por Cortante**

$V_{ultimo} =$	12490 kg	<b>Longitud de confinamiento</b>	
$V_c =$	3648.2 kg	$L_o =$	40.8 cm.
$\Phi V_c =$	3100.97 kg	$L_o =$	80 cm. *el mayor de estos valores
$V_s =$	11045.9 kg	$L_o =$	45 cm.
<b>Serparacion de estribos</b>		<b>espaciamiento en sección de confinamiento</b>	
$\Phi_{estribos} =$	0.71 cm <sup>2</sup>	$s =$	12.5 cm *el menor de estos valores
<b>N° de estribos =</b>	1	$s =$	10 cm
$s_{max} =$	10 cm		

**Diagrama de Iteración Transversal**



## CAPITULO 9

### DISEÑO DE PLACAS O MUROS DE CORTE

Las placas o muros de corte son llamados así por el gran porcentaje del cortante basal que absorben, los muros de corte están sujetas a cargas axiales, de corte y flexión por lo tanto deben ser diseñadas para la acción combinada de estas.

#### **9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

De acuerdo con lo estipulado en la Norma E-060 de Concreto Armado las placas que forman parte de la estructura analizada son muros esbeltos, por lo tanto serán diseñadas a flexocompresión.

El refuerzo vertical debe ser repartido a todo lo largo de la longitud del muro, cumpliendo con el acero mínimo de refuerzo vertical; además se debe tener refuerzo concentrado en los extremos de los muros, debiendo de confinarse estos núcleos con estribos.

Cumpliendo con estos requisitos se debe elaborar un diagrama de iteración, con el cual se pueda comprobar que debido a las cargas actuantes sobre el muro no se supere la resistencia de éste.

El diagrama de iteración deberá contar como mínimo con los siguientes puntos:

- Punto 1: Falla en compresión pura

La resistencia última de un elemento a compresión pura no deberá ser mayor que:

$$\Phi P_n (\text{máx.}) = 0.80 \Phi ( 0.85 f'_c ( A_g - A_{st} ) + A_{st} f_y )$$

Donde:  $P_n$  (máx) : Resistencia nominal en compresión pura

$\Phi$  : Factor de Reducción de Resistencia ( $\Phi = 0.7$ )

$A_g$  : Área bruta de la sección del elemento

$A_{st}$  : Área total de acero de refuerzo

- Punto 2: En este punto se despreja la resistencia a tracción del concreto, considerando este punto como el límite a partir del cual la sección se agrieta. A partir de este punto la sección se comporta como parcialmente fisurada.

- Punto 3: Corresponde a una deformación nula en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión.

- Punto 4: Corresponde a un esfuerzo en el refuerzo en tracción mas alejado del borde en compresión equivalente al 50% del de fluencia ( $\epsilon_s = 0.5 \epsilon_y$ ,  $f_s = 0.5 f_y$ ).

- Punto 5: Punto de falla balanceada, este punto se puede definir con precisión y marca el transito entre la falla por compresión y la falla por tracción, además en este punto el refuerzo en tracción mas alejado del borde en compresión alcanza la fluencia ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ,  $f_s = f_y$ ).

- Punto 6: Punto de cambio del valor de factor de reducción de 0.7 a 0.9.

- Punto 7: Corresponde a la falla en flexión pura, es decir cuando la carga axial es nula.

## 9.2 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con las siguientes expresiones:

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi (V_c + V_s)$$

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

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

Donde  $\Phi = 0.85$

- $V_u$  = Resistencia requerida por corte
- $V_n$  = Resistencia nominal y  $V_n < 2.6 \sqrt{f'_c} t d$
- $V_c$  = Resistencia al corte del concreto
- $t$  = Espesor del muro
- $d$  = Peralte efectivo del muro =  $0.8 L$
- $V_s$  = Resistencia al corte del acero de refuerzo
- $A_v$  = Área de las ramas de los estribos de refuerzo
- $s$  = Espaciamiento de los estribos

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) se debe ser hallado a partir de la fuerza cortante proveniente del análisis ( $V_{ua}$ ), del momento flector proveniente del análisis ( $M_{ua}$ ) y de un momento flector teórico ( $M_{ur}$ ) que resiste la sección con el refuerzo realmente colocado y si considerar el factor de reducción  $\Phi$ , obtenido del diagrama de iteración.

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Para la distribución del refuerzo horizontal la Norma recomienda lo siguiente:

- La cuantía de acero horizontal ( $\rho_h$ ) será mayor o igual a 0.0025
- El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de los siguientes valores:

$$s_{\text{máx}} = L / 5$$

$$s_{\text{máx}} = 3 t$$

$$s_{\text{máx.}} = 45 \text{ cm.}$$

- El refuerzo deber estar anclado en los extremos de manera tal de poder desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Con respecto a la cuantía de refuerzo vertical (  $\rho_v$  ) la Norma establece que será mayor o igual a:

$$\rho_v = ( 0.0025 + 0.5 ( 2.5 - H/L ) ( \rho_h - 0.0025 ) ) \geq 0.0025$$

pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

### 9.3 DISEÑO DE NUCLEOS DE CONFINAMIENTO

Los núcleos de confinamiento serán diseñados para soportar las cargas y momentos actuantes sobre ellos, por lo tanto estos serán diseñados por flexocompresión.

El refuerzo por corte deberá cumplir de manera similar a lo estipulado para columnas debiendo confinarse con estribos cerrados siguiendo los siguientes parámetros.

- En ambos extremos del núcleo se debe tener zonas de confinamiento que debe tener el mayor valor de las siguientes condiciones:

$$L_o = l_n / 6$$

$$L_o = h$$

$$L_o = 45 \text{ cm.}$$

- En la zona de confinamiento los estribos estarán separados una distancia máxima de:

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

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento la separación de estribos no deberá ser mayor que:

$$s \text{ máx.} = 12 \text{ db de menor diámetro}$$

$$s \text{ máx.} = 20 \text{ cm.}$$

- Alternativamente se puede adoptar el espaciamiento del refuerzo vertical de las placas de manera que no se exceda el espaciamiento máximo.

A continuación a manera de ejemplo se muestra el diseño de la placa tipo L del eje C con intersección con los ejes 2 y 3

Diseño de Placa Tipo L 1.60 x 1.70 - Dirección X-X

Análisis en Sentido 1.60

Datos de la placa

f'c= 210 kg/cm <sup>2</sup>	h= 160 cm	1° capa	As= 14.41 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	4.00 cm.	dist.centro.	76.00 cm.
fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	b= 25 cm	2° capa	As= 14.41 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	21.50 cm.	dist.centro.	58.50 cm.
Ec= 217371 kg/cm <sup>2</sup>	Atotal= 4000 cm <sup>2</sup>	3° capa	As= 3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	39.00 cm.	dist.centro.	41.00 cm.
Es= 2000000 kg/cm <sup>2</sup>	Ast= 51.84 cm <sup>2</sup>	4° capa	As= 1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	54.00 cm.	dist.centro.	26.00 cm.
Φ= 0.7	εcu= 0.003	5° capa	As= 1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	69.00 cm.	dist.centro.	11.00 cm.
Centroide de la sección	εy= 0.002	6° capa	As= 1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	84.00 cm.	dist.centro.	-4.00 cm.
Xc= 12.5 cm.	p.e (d)= 128 cm	7° capa	As= 1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	99.00 cm.	dist.centro.	-19.00 cm.
Yc= 80 cm.	rec= 4 cm	8° capa	As= 1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	114.00 cm.	dist.centro.	-34.00 cm.
	long.libre muro = 2.45 m.	9° capa	As= 3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	121.00 cm.	dist.centro.	-41.00 cm.
		10° capa	As= 3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	138.50 cm.	dist.centro.	-58.50 cm.
refuerzo mínimo vertical = 6.00 cm <sup>2</sup>		11° capa	As= 3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	156.00 cm.	dist.centro.	-76.00 cm.
refuerzo mínimo horizontal = 15.31 cm <sup>2</sup>		12° capa	As= 0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	80.00 cm.
		13° capa	As= 0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	80.00 cm.
		14° capa	As= 0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	80.00 cm.
		15° capa	As= 0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	80.00 cm.

Punto de carga máxima a compresión

Po= 922474.56 kg.
ΦPo= 922.47 Ton.
0.8Po= 645.73 Ton.
Φ0.8Po= 737.98 Ton.
0.8Po= 516.59 Ton.

Punto de Fisuración insipiente

α= 0	
c= 128.00 cm.	
εs1= 0.0029 cm.	fs1= 4200
εs2= 0.0025 cm.	fs2= 4200
εs3= 0.0021 cm.	fs3= 4172
εs4= 0.0017 cm.	fs4= 3469
εs5= 0.0014 cm.	fs5= 2766
εs6= 0.0010 cm.	fs6= 2063
εs7= 0.0007 cm.	fs7= 1359
εs8= 0.0003 cm.	fs8= 656
εs9= 0.0002 cm.	fs9= 328
εs10= -0.0002 cm.	fs10= -492
εs11= -0.0007 cm.	fs11= -1313

Cc= 485520.00 kg.	Pn= 631.94 Ton.	Mn= 218.00 Ton.xm.
Cc= 485.52 Ton.	ΦPn= 442.35 Ton.	ΦMn= 152.60 Ton.xm.

Punto de α=0.5

α= 0.5	
c= 94.81 cm.	
εs1= 0.0029 cm.	fs1= 4200
εs2= 0.0023 cm.	fs2= 4200
εs3= 0.0018 cm.	fs3= 3532
εs4= 0.0013 cm.	fs4= 2583
εs5= 0.0008 cm.	fs5= 1634
εs6= 0.0003 cm.	fs6= 684
εs7= -0.0001 cm.	fs7= -265
εs8= -0.0006 cm.	fs8= -1214
εs9= -0.0008 cm.	fs9= -1657
εs10= -0.0014 cm.	fs10= -2764
εs11= -0.0019 cm.	fs11= -3872

Cc= 359644.44 kg.	Pn= 466.60 Ton.	Mn= 252.64 Ton.xm.
Cc= 359.64 Ton.	ΦPn= 326.62 Ton.	ΦMn= 176.85 Ton.xm.

Punto de Falla Balanceada

α= -1	
c= 75.29 cm.	
εs1= 0.0028 cm.	fs1= 4200
εs2= 0.0021 cm.	fs2= 4200
εs3= 0.0014 cm.	fs3= 2892
εs4= 0.0008 cm.	fs4= 1697
εs5= 0.0003 cm.	fs5= 502
εs6= -0.0003 cm.	fs6= -694
εs7= -0.0009 cm.	fs7= -1889
εs8= -0.0015 cm.	fs8= -3084
εs9= -0.0018 cm.	fs9= -3642
εs10= -0.0025 cm.	fs10= -4200
εs11= -0.0032 cm.	fs11= -4200

Cc= 285600.00 kg.	Pn= 365.30 Ton.	Mn= 254.38 Ton.xm.
Cc= 285.60 Ton.	ΦPn= 255.71 Ton.	ΦMn= 178.07 Ton.xm.

Punto de Cambio de Φ

ΦPn= 84.00 Ton.
Pn= 120.00 Ton.

\*nota: iterar hasta hallar el valor de Pn

α= 4.43

c= 31.23 cm.	
εs1= 0.0026	fs1= 4200
εs2= 0.0009	fs2= 1869
εs3= -0.0007	fs3= -1493
εs4= -0.0022	fs4= -4200
εs5= -0.0036	fs5= -4200
εs6= -0.0051	fs6= -4200
εs7= -0.0065	fs7= -4200
εs8= -0.0080	fs8= -4200
εs9= -0.0086	fs9= -4200
εs10= -0.0103	fs10= -4200
εs11= -0.0120	fs11= -4200

Fuerzas en cada capa			Momento en cada capa		
Fs1= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m			
Fs2= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	35.41 Ton x m			
Fs3= 16604.06 kg.	16.60 Ton.	6.81 Ton x m			
Fs4= 4925.63 kg.	4.93 Ton.	1.28 Ton x m			
Fs5= 3927.19 kg.	3.93 Ton.	0.43 Ton x m			
Fs6= 2928.75 kg.	2.93 Ton.	-0.12 Ton x m			
Fs7= 1930.31 kg.	1.93 Ton.	-0.37 Ton x m			
Fs8= 931.88 kg.	0.93 Ton.	-0.32 Ton x m			
Fs9= 1305.94 kg.	1.31 Ton.	-0.54 Ton x m			
Fs10= -1958.91 kg.	-1.96 Ton.	1.15 Ton x m			
Fs11= -5223.75 kg.	-5.22 Ton.	3.97 Ton x m			

Fuerzas en cada capa			Momento en cada capa		
Fs1= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m			
Fs2= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	35.41 Ton x m			
Fs3= 14057.48 kg.	14.06 Ton.	5.76 Ton x m			
Fs4= 3667.59 kg.	3.67 Ton.	0.95 Ton x m			
Fs5= 2319.70 kg.	2.32 Ton.	0.26 Ton x m			
Fs6= 971.81 kg.	0.97 Ton.	-0.04 Ton x m			
Fs7= -376.08 kg.	-0.38 Ton.	0.07 Ton x m			
Fs8= -1723.97 kg.	-1.72 Ton.	0.59 Ton x m			
Fs9= -6594.98 kg.	-6.59 Ton.	2.70 Ton x m			
Fs10= -11002.52 kg.	-11.00 Ton.	6.44 Ton x m			
Fs11= -15410.06 kg.	-15.41 Ton.	11.71 Ton x m			

Fuerzas en cada capa			Momento en cada capa		
Fs1= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m			
Fs2= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	35.41 Ton x m			
Fs3= 11510.91 kg.	11.51 Ton.	4.72 Ton x m			
Fs4= 2409.56 kg.	2.41 Ton.	0.63 Ton x m			
Fs5= 712.22 kg.	0.71 Ton.	0.08 Ton x m			
Fs6= -985.13 kg.	-0.99 Ton.	0.04 Ton x m			
Fs7= -2682.47 kg.	-2.68 Ton.	0.51 Ton x m			
Fs8= -4379.81 kg.	-4.38 Ton.	1.49 Ton x m			
Fs9= -14495.91 kg.	-14.50 Ton.	5.94 Ton x m			
Fs10= -16716.00 kg.	-16.72 Ton.	9.78 Ton x m			
Fs11= -16716.00 kg.	-16.72 Ton.	12.70 Ton x m			

Fuerzas en cada capa			Momento en cada capa		
Fs1= 60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m			
Fs2= 26934.73 kg.	26.93 Ton.	15.76 Ton x m			
Fs3= -5942.68 kg.	-5.94 Ton.	-2.44 Ton x m			
Fs4= -5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-1.55 Ton x m			
Fs5= -5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-0.66 Ton x m			
Fs6= -5964.00 kg.	-5.96 Ton.	0.24 Ton x m			
Fs7= -5964.00 kg.	-5.96 Ton.	1.13 Ton x m			
Fs8= -5964.00 kg.	-5.96 Ton.	2.03 Ton x m			
Fs9= -16716.00 kg.	-16.72 Ton.	6.85 Ton x m			
Fs10= -16716.00 kg.	-16.72 Ton.	9.78 Ton x m			
Fs11= -16716.00 kg.	-16.72 Ton.	12.70 Ton x m			

Cc= 118453.93 kg. Pn= 120.00 Ton. Mn= 168.89 Ton.xm.  
Cc= 118.45 Ton. ΦPn= 84.00 Ton. ΦMn= 118.22 Ton.xm.

**Punto intermedio cambio de Φ=0.9**

α= -7.05  
c= 21.57 cm.  
εs1= 0.0024  
εs2= 0.0000  
εs3= -0.0024  
εs4= -0.0045  
εs5= -0.0066  
εs6= -0.0087  
εs7= -0.0108  
εs8= -0.0129  
εs9= -0.0138  
εs10= -0.0163  
εs11= -0.0187

fs1= 4200  
fs2= 20  
fs3= -4200  
fs4= -4200  
fs5= -4200  
fs6= -4200  
fs7= -4200  
fs8= -4200  
fs9= -4200  
fs10= -4200  
fs11= -4200

Fuerzas en cada capa		Momento en cada capa	
Fs1=	60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m
Fs2=	295.15 kg.	0.30 Ton.	0.17 Ton x m
Fs3=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	-6.85 Ton x m
Fs4=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-1.55 Ton x m
Fs5=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-0.66 Ton x m
Fs6=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	0.24 Ton x m
Fs7=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	1.13 Ton x m
Fs8=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	2.03 Ton x m
Fs9=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	6.85 Ton x m
Fs10=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	9.78 Ton x m
Fs11=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	12.70 Ton x m

Cc= 81831.54 kg. Pn= 45.96 Ton. Mn= 127.81 Ton.xm.  
Cc= 81.83 Ton. ΦPn= 32.18 Ton. ΦMn= 115.03 Ton.xm.

**Punto Carga Axial nula o Flexión Pura**

ΦPn= 0.00 Ton. Pn= 0.00 Ton. \*nota: iterar hasta hallar el valor de Pn=0

α= -9.67  
c= 16.48 cm.  
εs1= 0.0023  
εs2= -0.0009  
εs3= -0.0041  
εs4= -0.0068  
εs5= -0.0096  
εs6= -0.0123  
εs7= -0.0150  
εs8= -0.0178  
εs9= -0.0190  
εs10= -0.0222  
εs11= -0.0254

fs1= 4200  
fs2= -1828  
fs3= -4200  
fs4= -4200  
fs5= -4200  
fs6= -4200  
fs7= -4200  
fs8= -4200  
fs9= -4200  
fs10= -4200  
fs11= -4200

Fuerzas en cada capa		Momento en cada capa	
Fs1=	60522.00 kg.	60.52 Ton.	46.00 Ton x m
Fs2=	-26344.43 kg.	-26.34 Ton.	-15.41 Ton x m
Fs3=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	-6.85 Ton x m
Fs4=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-1.55 Ton x m
Fs5=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	-0.66 Ton x m
Fs6=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	0.24 Ton x m
Fs7=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	1.13 Ton x m
Fs8=	-5964.00 kg.	-5.96 Ton.	2.03 Ton x m
Fs9=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	6.85 Ton x m
Fs10=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	9.78 Ton x m
Fs11=	-16716.00 kg.	-16.72 Ton.	12.70 Ton x m

Cc= 62506.43 kg. Pn= 0.00 Ton. Mn= 99.89 Ton.xm.  
Cc= 62.51 Ton. ΦPn= 0.00 Ton. ΦMn= 89.90 Ton.xm.

TABLA RESUMEN	Pn	ΦPn	Mn	ΦMn
Punto de carga máxima a compresión	737.98	516.59	0.00	0.00
Punto de Fisuración insipiente	631.94	442.35	218.00	152.60
Punto de α=0.5	466.60	326.62	252.64	176.05
Punto de Falla Balanceada	365.30	255.71	264.38	178.07
Punto de Cambio de Φ	120.00	84.00	168.89	118.22
Punto intermedio cambio de Φ=0.9	45.96	32.18	127.81	115.03
Punto Carga Axial nula o Flexión Pura	0.00	0.00	99.89	89.90

Cargas actuantes en la placa	C.Muerta	C.Viva	C. Sismo
Carga Axial	52.40	10.28	47.67
Momento Actuante	0.18	0.16	64.35
Fuerza Cortante	0.00	0.00	14.48

Verificación de diseño por flexocompresión  
Pu= 126.01 ≥ 84.00 Ton Se diseña por flexocompresión

Combinaciones de Carga	Pu	Mu	Vu	Φ	Pn	Mn	Mnu	Factor nom.
1.5CM+1.8CV	97.10	0.56	0.00	0.7	138.71	0.80		0.00
1.25(CM+CV)+CS	126.01	64.78	14.48	0.7	180.02	92.54	195	2.11
1.25(CM+CV)-CS	30.67	63.93	-14.48	0.7	43.82	91.32	130	1.42
0.9CM+CS	94.83	64.51	14.48	0.7	135.47	92.16	180	1.95
0.9CM-CS	-0.51	64.19	-14.48	0.7	-0.73	91.70	92	1.00

**Diseño por Cortante**

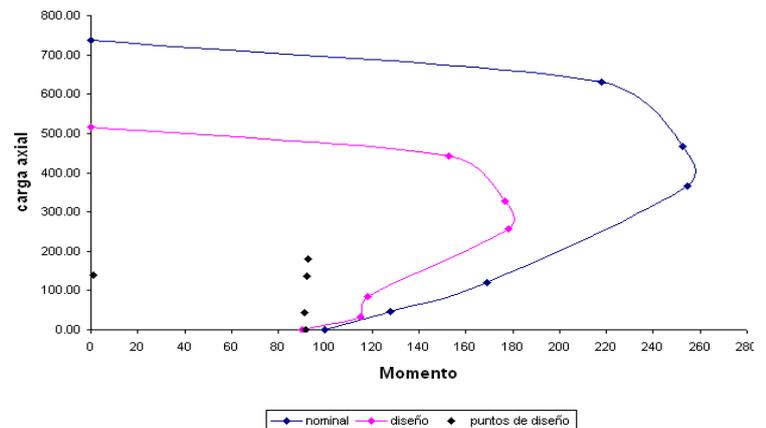
Vultimo= 30513.62 kg  
Vc= 24577.4 kg  
ΦVc= 20890.77 kg  
Vs= 11321.0 kg

**Serparación de estribos**

Φestribos= 0.71 cm2  
Nº de estribos= 2  
smax= 67 cm  
smax= 32 cm por L/5  
smax= 75 cm por 3t  
smax= 45 cm  
smax= 23 cm cuantía mínima

\* escoger el menor de estos valores

Diagrama de Iteración en la Dirección X-X



Diseño de Placa Tipo L 1.60 x 1.70 - Dirección Y-Y

Análisis en Sentido 1.70

Datos de la placa

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	$h =$	170 cm	1° capa	$A_s =$	3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	4.00 cm.	dist.centro.	81.00 cm.
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	$h =$	25 cm	2° capa	$A_s =$	3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	21.00 cm.	dist.centro.	64.00 cm.
$E_c =$	217371 kg/cm <sup>2</sup>	$A_{total} =$	4250 cm <sup>2</sup>	3° capa	$A_s =$	1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	41.00 cm.	dist.centro.	44.00 cm.
$E_s =$	2000000 kg/cm <sup>2</sup>	$A_{st} =$	23.02 cm <sup>2</sup>	4° capa	$A_s =$	1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	61.00 cm.	dist.centro.	24.00 cm.
$\Phi =$	0.7	$\epsilon_{cu} =$	0.003	5° capa	$A_s =$	1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	81.00 cm.	dist.centro.	4.00 cm.
Centroide de la sección		$\epsilon_y =$	0.0021	6° capa	$A_s =$	1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	101.00 cm.	dist.centro.	-16.00 cm.
$X_c =$	12.5 cm.	p.e (d) =	136 cm	7° capa	$A_s =$	1.42 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	121.00 cm.	dist.centro.	-36.00 cm.
$Y_c =$	85 cm.	rec =	6 cm	8° capa	$A_s =$	3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	141.00 cm.	dist.centro.	-56.00 cm.
		long.libre muro =	2.65 m.	9° capa	$A_s =$	3.98 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	166.00 cm.	dist.centro.	-81.00 cm.
				10° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
				11° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
				12° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
				13° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
				14° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
				15° capa	$A_s =$	0.00 cm <sup>2</sup>	dist.extr.sup.	0.00 cm.	dist.centro.	85.00 cm.
refuerzo mínimo vertical =	6.38 cm <sup>2</sup>									
refuerzo mínimo horizontal =	16.56 cm <sup>2</sup>									

TABLA RESUMEN	$P_u$	$\Phi P_u$	$M_n$	$\Phi M_n$
Punto de carga máxima a compresión	680.96	476.67	0.00	0.00
Punto de Fisuración insipiente	560.38	392.27	172.51	120.75
Punto de $\alpha=0.5$	398.89	279.22	207.03	144.92
Punto de Falla Balanceada	302.92	212.04	206.14	144.30
Punto de Cambio de $\Phi$	127.50	89.25	150.41	105.29
Punto intermedio cambio de $\Phi=0.9$	36.99	25.90	98.41	68.57
Punto Carga Axial nula o Flexión Pura	0.00	0.00	73.31	65.98

Cargas actuantes en la placa	C.Muerta	C.Viva	C. Sismo
Carga Axial	52.47	10.28	36.48
Momento Actuante	0.56	0.01	38.64
Fuerza Cortante	0.00	0.00	9.82

Verificación de diseño por flexocompresión  
 $P_u = 114.01 \geq 89.25 \text{ Ton}$  Se diseña por flexocompresión

Combinaciones de Carga	$P_u$	$M_u$	$V_u$	$\Phi$	$P_n$	$M_n$	$M_{nu}$	Factor nom.
1.5CM+1.8CV	97.20	0.86	0.00	0.7	138.86	1.23		
1.25(CM+CV)+CS	114.91	39.35	9.82	0.7	164.16	56.22	170	3.02
1.25(CM+CV)-CS	41.95	37.93	-9.82	0.7	59.93	54.18	125	2.31
0.9CM+CS	83.70	39.14	9.82	0.7	119.58	55.92	160	2.86
0.9CM-CS	10.74	38.14	-9.82	0.7	15.35	54.48	82	1.51

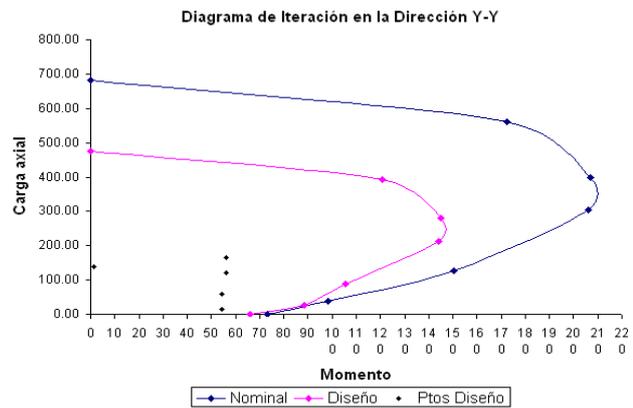
Diseño por Cortante

$V_{ultimo} = 29695.19 \text{ kg}$   
 $V_c = 26113.5 \text{ kg}$   
 $\Phi V_c = 22196.44 \text{ kg}$   
 $V_s = 8822.1 \text{ kg}$

Serparacion del refuerzo horizontal  
 $\Phi \text{ ref. horiz.} = 0.71 \text{ cm}^2$   
 N° varillas ref. horiz. = 2  
 $s_{max} = 92 \text{ cm}$   
 $s_{max} = 34 \text{ cm}$   
 $s_{max} = 75 \text{ cm}$   
 $s_{max} = 45 \text{ cm}$   
 $s_{max} = 23 \text{ cm}$

\* escoger el menor de estos valores

por corte  
 por L/5  
 por 3t  
 cuantia minima



## CAPITULO 10

### DISEÑO DE CIMENTACIONES

#### 10.1 INTRODUCCIÓN

Dado que la principal función de la cimentaciones es la de transmitir al terreno las cargas de gravedad y de sismo, el objetivo de este capítulo será, determinar un sistema de cimentación adecuado que transmita las cargas hacia el suelo de manera que no se supere la capacidad portante del terreno.

Este diseño se hará siguiendo lo establecido en las Normas E-050 de Suelos y Cimentaciones y E-060 de Concreto Armado.

#### 10.2 CALCULO DE LAS PRESIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO

- Para el caso de columnas y placas rectangulares, el cálculo de la presión transmitida al terreno se realizará mediante la distribución rectangular de presiones propuesta por Meyerhoff.

Con la cual para zapatas rectangulares de B x L (donde L > B) se obtiene la presión del terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{2 B (L/2 - e)}$$

- Para el caso de placas tipo L, el cálculo de presión transmitida al terreno se realizará mediante la distribución lineal de presiones.

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

Al utilizar esta expresión se debe verificar que no existan valores de esfuerzos negativos que significaría que la zapata trabaja a tracción lo cual no puede ser admitido

Estas dos expresiones están contempladas en la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones.

#### 10.3 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

En el caso de la estructura diseñada se utilizaran zapatas aisladas, zapatas conectas y cimientos corridos.

### 10.3.1 Zapatas Aisladas

Para el diseño de las zapatas aisladas se seguirán los siguientes pasos:

- Primeramente se realizará el predimensionamiento de la zapata por acción de las cargas verticales, para ello se consideraran las cargas obtenidas en el análisis sin amplificaciones, pero incrementándola en un 5 o 10 % dependiendo del suelo sobre el cual se va cimentar que representa el peso propio de la zapata.

$$A_{req.} = \frac{\sum \text{fuerzas}}{\sigma_t}$$

- Luego se procederá a verificar las presiones transmitidas al terreno dimensionando la zapata con el área antes hallada y teniendo cuidado en obtener volados igual en ambos sentidos de esta, esta verificación se realizará para ambos sentidos de la zapata.
- Luego se procederá a hallar la presión crítica de diseño que es el esfuerzo al cual esta sometida la zapata al estar en contacto con el suelo.

$$w_u = a \sigma_{max.}$$

Donde: "a" es un factor igual a 1.25 o 1.67 dependiendo si lo predomina en el diseño son las cargas de sismo o gravedad.

$\sigma_{max.}$  es el mayor valor de las presiones transmitidas al terreno

- A continuación se realiza la verificación por cortante, donde el cortante último se halla una distancia de la columna igual al peralte efectivo de la zapata (d), se deben verificar que se cumplan las siguientes expresiones:

$$V_u < \Phi V_c$$

$$V_u = w_u B x$$

$$\Phi V_c = 0.85 ( 0.53 \sqrt{f'_c} B d )$$

Donde: x = volado de la zapata – peralte efectivo

- Luego se debe realizar la verificación por punzonamiento, donde el cortante último por punzonamiento se debe hallar a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo alrededor de toda la columna.

$$V_u < \Phi V_c$$

$$V_u = w_u (A_{total} - A_o)$$

$$\Phi V_c = 0.85 ( 0.53 + 1.1/B_c ) \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde:  $B_c = L / B$

$b_o$  = perímetro resistente

$A_o$  = Área cercana a la columna

- Finalmente se realiza el diseño por flexión, donde le momento último actuante se halla en el borde la columna.

$$M_u = w_u B \frac{x^2}{2}$$

### 10.3.2 Zapatas Conectadas

Las zapatas conectas están conformadas por dos zapatas aisladas (excéntrica y central) unidas por una viga de cimentación.

El diseño de la zapata central es similar al de una zapata aislada.

Para el diseño de la zapata excéntrica no se toma en cuenta los momentos actuantes en la dirección perpendicular a su excentricidad ya que estos momentos serán tomados por la viga de cimentación, tomando este criterio las zapata se diseña de la misma manera que una zapata aislada.

La viga de cimentación se diseña para resistir flexiones provenientes de los momentos actuantes en la zapata excéntrica, que no fueron tomados en cuenta para el diseño de esta ultima; además se debe tomar en cuenta le momento producido por la carga axial (actuante en la zapata excéntrica) y la excentricidad de su punto de acción con el centroide de la zapata.

El refuerzo inferior de la viga de cimentación debe ser igual a la mitad del refuerzo superior necesario, debido a que estas vigas normalmente son de aproximadamente 90 cm. se debe colocar refuerzo horizontal cada 30 cm., los estribos deben cumplir con lo especificado para vigas sujetas a carga sísmica con una separación máxima de 30cm.

### 10.3.2 Diseño de Viga Invertida

En la cimentación se considera una viga invertida simplemente apoyada en las dos alas de la placa tipo Canal de 5.70 x 1.60 del eje E.

Esta viga se encuentra sometida al esfuerzo producido por la reacción del suelo, después del análisis se decide colocar la siguiente cantidad de acero positivo y negativo:

As positivo. = 59.26 cm<sup>2</sup> = 12  $\Phi$  1"

As negativo = 20.08 cm<sup>2</sup> = 4  $\Phi$  1"

Para la distribución de estribos se tomará en cuenta la recomendación de la Norma E-060 de Concreto Armado, por lo tanto se tendrá la siguiente distribución de estribos a cada lado de la viga:  $\square$  3/4" , 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 5 @ 0.15, resto @ 0.25 m., además por ser una viga de un peralte igual a 90 cm. se colocará refuerzo longitudinal en las paredes de la viga cada 30 cm.

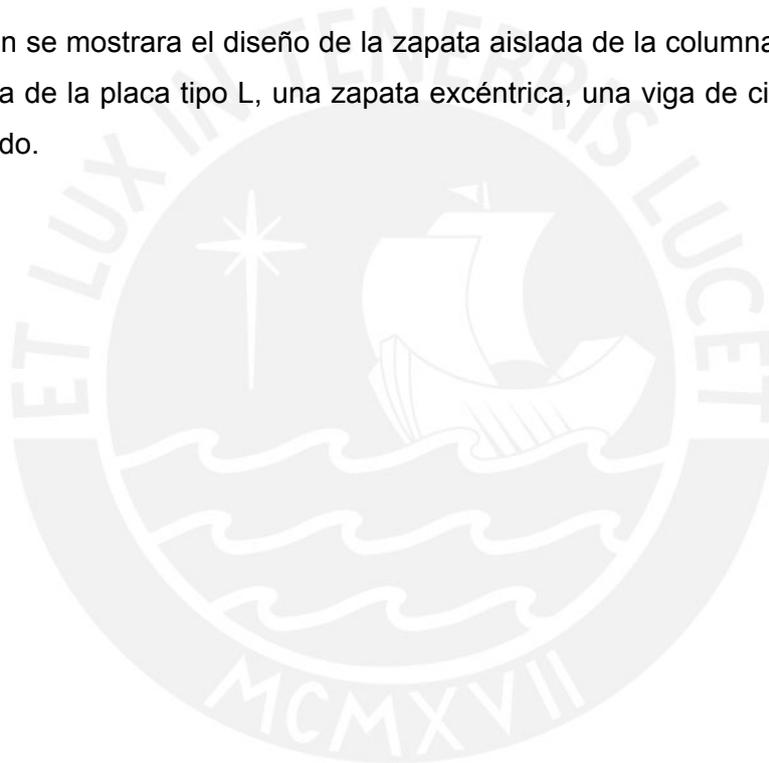
### 10.3.2 Cimientos Corridos

Debido a que las cargas que actúan sobre estos son muy bajas sus dimensiones serán las mínimas recomendadas.

De esta manera tomaremos 40 cm. como ancho del cimiento corrido, debido a ello las necesidades por flexión y por corte son mínimas, dado que el volado de este cimiento es muy pequeño.

Finalmente considerando una profundidad de cimentación de 1 m., tendremos un cimiento de 60cm. de alto y un sobrecimiento de 55 cm. de alto, de los cuales 15 cm. están sobre el nivel del piso terminado el cual servirá para proteger el ladrillo del contacto directo con el terreno.

A continuación se mostrara el diseño de la zapata aislada de la columna 80x25 cm., la zapata aislada de la placa tipo L, una zapata excéntrica, una viga de cimentación y el cimiento corrido.



Diseño de Zapata Columna 25 x 50

eje X= eje D  
eje Y= eje 1-4  
f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Cargas actuantes

Columna excéntrica	P (ton)	Mx (tonxm)	My (tonxm)
carga muerta	34.60	1.78	0.36
carga viva	6.79	0.41	0.01
carga sismo x	4.30	0.00	1.13
carga sismo y	6.47	2.89	0.00

resistencia del terreno(qa) = 4 kg/cm<sup>2</sup>  
40 ton/m<sup>2</sup>

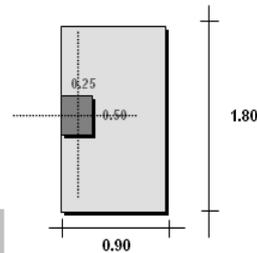
Factor de amplificación del p.p.= 0.05  
si qa ≥ 3kg/cm<sup>2</sup>= 0.05  
si qa < 3kg/cm<sup>2</sup>= 0.10

dimensionamiento por cargas de verticales

P (ton) = 52.51 Ton  
A req = 1.31 m<sup>2</sup>

b columna = 0.25 m  
h columna = 0.50 m  
delta = 0.25 m  
volado = 0.65 m

B = 0.90 m eje D  
L = 1.80 m eje 1-4  
area zapata = 1.62 m<sup>2</sup>



dimensionamiento con momentos en x

M(tonxm) = 4.50 Tonxm  
e = 0.09 m

\* verificar que los esfuerzos (σ) se menor que la resistencia del terreno (qa)

σ = 35.82 ton/m<sup>2</sup> OK

dimensionamiento con momentos en y

M (tonxm) = 1.27 Tonxm  
e = 0.02 m

σ = 34.26 ton/m<sup>2</sup> OK

esfuerzo maximo = 35.82 ton/m<sup>2</sup>

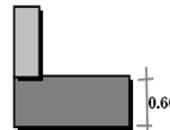
factor de amplificación del esfuerzo:

factor = 1.25  
esfuerzo critico = 44780.29 kg/m<sup>2</sup>

si predomina las cargas verticales = 1.67  
si predomina las cargas de sismo = 1.25

verificación por corte

altura de la zapata (h) = 0.60 m.  
peralte efectivo(d) = 0.50 m.  
volado = 0.65 m.  
Vu = 6717.04 kg  
ØVc = 32641.83 kg.



\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK

verificación por punzonamiento

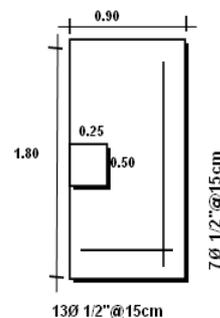
Vu = 50153.93 kg  
ØVc = 195850.96 kg.

\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK

diseño por flexión

Mu (kgxm) = 9459.84 kgxm  
b(cm) = 100 cm  
d(cm) = 50 cm  
b x d<sup>2</sup> = 250000  
Ku = 3.78  
pho = 0.0011  
As (cm<sup>2</sup>) / m = 5.50 cm<sup>2</sup>

As min= 9.00 cm<sup>2</sup>/m  
As min req. x= 16.2 cm<sup>2</sup>  
As min req. y= 8.1 cm<sup>2</sup>



Area de acero req. horizontal = 9.90 cm<sup>2</sup>  
Area de acero req. vertical = 4.95 cm<sup>2</sup>

diametro x = 1.29 cm<sup>2</sup>  
diametro y = 1.29 cm<sup>2</sup>

varillas de acero horizontal = 13 Ø 1/2"  
varillas de acero vertical = 7 Ø 1/2"  
espaciamiento horizontal = 15 cm  
espaciamiento vertical = 15 cm

Diseño de Zapata Columna 80 x 25

eje X= eje D  
eje Y= eje 2-3  
  
f<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

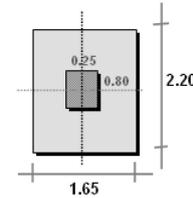
Cargas actuantes

Columna Central	P (ton)	Mx (tonxm)	My (tonxm)
carga muerta	95.68	1.84	0.24
carga viva	16.97	0.94	0.02
carga sismo x	0.54	0.00	2.04
carga sismo y	18.01	8.34	0.00

resistencia del terreno(qa) = 4 kg/cm<sup>2</sup>  
40 ton/m<sup>2</sup>  
Factor de amplificación del p.p.= 0.05  
si qa ≥ 3kg/cm<sup>2</sup>= 0.05  
si qa < 3kg/cm<sup>2</sup>= 0.10

dimensionamiento por cargas de verticales

P (ton) = 133.86 Ton  
A req = 3.35 m<sup>2</sup>  
  
b columna = 0.25 m  
h columna = 0.80 m  
delta = 0.55 m  
Volado = 0.70 m  
B = 1.65 m eje D  
L = 2.20 m eje 2-3  
area zapata = 3.63 m<sup>2</sup>



dimensionamiento con momentos en x

M(tonxm) = 9.45 Tonxm  
e = 0.07 m  
\* verificar que los esfuerzos (σ) se menor que la resistencia del terreno (qa)  
σ = 39.41 ton/m<sup>2</sup> OK

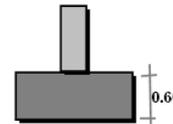
dimensionamiento con momentos en y

M (tonxm) = 1.89 Tonxm  
e = 0.01 m  
σ = 37.52 ton/m<sup>2</sup> OK

esfuerzo maximo = 39.41 ton/m<sup>2</sup>  
factor de amplificación del esfuerzo:  
factor = 1.67  
esfuerzo crítico = 65809.33 kg/m<sup>2</sup>  
si predomina las cargas verticales = 1.67  
si predomina las cargas de sismo = 1.25

verificación por corte

altura de la zapata (h) = 0.60 m.  
peralte efectivo(d) = 0.50 m.  
volado = 0.70 m.  
Vu = 13161.87 kg  
ØVc = 32641.83 kg.



\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK

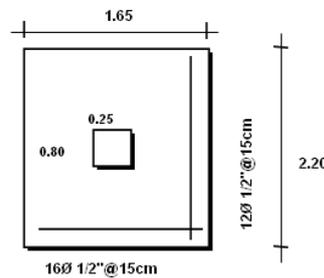
verificación por punzonamiento

Vu = 174723.77 kg  
ØVc = 267662.97 kg.

\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK

diseño por flexión

Mu (kgxm) = 16123.29 kgxm  
b(cm) = 100 cm  
d(cm) = 50 cm  
b x d<sup>2</sup> = 250000  
Ku = 6.45  
pho = 0.0018  
As (cm<sup>2</sup>) / m = 9.00 cm<sup>2</sup>  
Asmin = 9.00 cm<sup>2</sup>/m  
As min req. x = 19.80 cm<sup>2</sup>  
As min req. y = 14.85 cm<sup>2</sup>



Area de acero req. horizontal = 19.80 cm<sup>2</sup>  
Area de acero req. vertical = 14.85 cm<sup>2</sup>  
diametro x = 1.29 cm<sup>2</sup>  
diametro y = 1.29 cm<sup>2</sup>

varillas de acero horizontal = 16 Ø 1/2"  
varillas de acero vertical = 12 Ø 1/2"  
espaciamiento horizontal = 15 cm  
espaciamiento vertical = 15 cm

Diseño de Viga de Cimentación eje D

Predimensionamiento

longitud entre ejes= 4.65 m  
h= 0.66 m  
b= 0.33 m

Calculo de la Viga

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

seccion de la viga

h= 90 cm  
b= 30 cm

Columna excéntrica	P (ton)	Mx (tonxm)	My (tonxm)
carga muerta	34.60	1.78	0.36
carga viva	6.79	0.41	0.01
carga sismo x	4.30	0.00	1.13
carga sismo y	6.47	2.69	0.00

carga vertical zapata excéntrica = 64.12 Ton  
62.51 Ton  
excentricidad de la carga = 0.33 m  
longitud entre centro de zapatas = 4.33 m  
Cortante ultima (Vu) = 68.94 Ton  
Momento Ultimo (Mu) = 23.91 Ton x m

Diseño por flexion

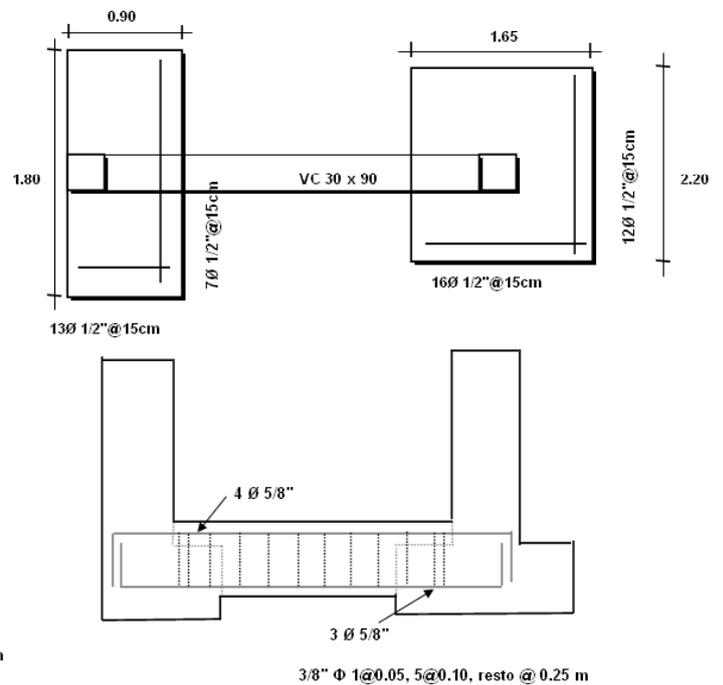
Momento ultimo (Mu) = 2390564 kg x cm  
seccion de la viga h = 90 cm  
b = 30 cm  
d = 84 cm  
b x d<sup>2</sup> = 211680  
Ku = 11.29  
pho = 0.0031  
As min = 6.09 cm<sup>2</sup>  
As req superior (cm<sup>2</sup>) = 7.81 cm<sup>2</sup>  
As req inferior (cm<sup>2</sup>) = 6.09 cm<sup>2</sup>  
As colocado superior = 4 Ø 5/8"  
As colocado inferior = 3 Ø 5/8"

Diseño por Cortante

Cortante ultima (Vu) = 4818.42 kg  
ΦVc = 16451.48 kg  
Vs = -13685.96 kg  
Φestribos = 0.71 cm<sup>2</sup>  
N° de estribos = 1  
separación de estribos (s) = 0 cm

distribucion minima = 3/8" Φ 1@0.05, 5@0.10, resto @ 0.25 m

\* Si el peralte de la viga h ≥ 90 cm se debe colocar refuerzo horizontal Φ 3/8" @ 30 cm.



Diseño de Zapata 1.70 X 1.60 de Sección General

eje X= eje C  
eje Y= eje 2-3  
  
f'c = 210 kg/cm2  
fy = 4200 kg/cm2

Cargas actuantes

	P (ton)	Mx (tonxm)	My (tonxm)
carga muerta	104.94	0.56	0.18
carga viva	20.55	0.01	0.16
carga sismo x	47.67	0.00	64.67
carga sismo y	36.48	38.64	0.00

resistencia del terreno(qa) = 4 kg/cm2  
40 ton/m2  
Factor de amplificación del p.p.= 0.05  
si qa ≥ 3kg/cm2= 0.05  
si qa < 3kg/cm3= 0.10

dimensionamiento por cargas de verticales

P (ton) = 202.45 Ton  
A req = 5.06 m2

sección	Lx (m)	Ly (m)	área (m2)	Xc (m)	Yc (m)	Xc x A	Yc x A
1	3.20	1.85	5.92	1.60	0.93	9.47	5.48
2	1.85	1.45	2.68	2.28	2.58	6.10	6.91
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Area de la Zapata			8.60	m2	Σ	15.57	12.38

Xc= 1.81 Yc= 1.44

sección	lxc	lcy	lx	ly
1	1.688	5.052	3.256	5.314
2	0.470	0.765	3.929	1.344
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			7.184	6.658

dimensionamiento con momentos en x

M(tonxm) = 31.48 Tonxm  
e = 6.22 m  
\* verificar que los esfuerzos (σ) se menor que la resistencia del terreno (qa)  
σmax = 29.84 ton/m2 OK  
σmin = 17.23 ton/m2 OK  
esfuerzo maximo = 37.69 ton/m2  
factor de amplificación del esfuerzo:  
factor = 1.67  
esfuerzo critico = 62950.57 kg/m2

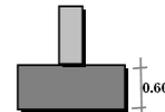
dimensionamiento con momentos en y

M (tonxm) = 52.08 Tonxm  
e = 0.26 m  
σmax = 37.69 ton/m2 OK  
σmin = 9.37 ton/m2 OK  
si predomina las cargas verticales = 1.67  
si predomina las cargas de sismo = 1.25

verificación por corte

altura de la zapata (h) = 0.60 m.  
peralte efectivo(d) = 0.50 m.  
volado = 0.80 m.  
Vu = 18885.17 kg  
ØVc = 32641.83 kg.

\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK



verificación por punzonamiento

perímetro resistente (bo) = 8.60 m  
area cercana a la columna (Ao) = 2.66 m2  
Vu = 374083.78 kg  
ØVc = 561439.41 kg.

\*perímetro y área medido a d/2 de la cara de la placa

\*verificar que ØVc ≥ Vu sino variar d  
OK

diseño por flexión

Mu (kgxm) = 20144.18 kgxm  
b(cm) = 100 cm  
d(cm) = 50 cm  
b x d² = 250000  
Ku = 8.06  
rho = 0.0022  
As (cm2) / m = 11.00 cm2

As min= 9.00 cm2/m  
Longitud de la zapata en x= 3.20 m  
Longitud de la zapata en y= 3.30 m  
As min req. x= 29.70 cm2  
As min req. y= 28.80 cm2

Area de acero req. horizontal = 36.30 cm2  
Area de acero req. vertical = 35.20 cm2  
diámetro x = 1.99 cm2  
diámetro y = 1.99 cm2

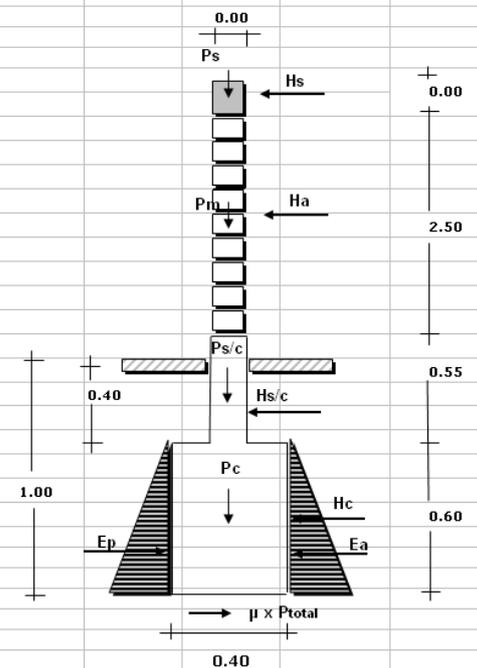
varillas de acero horizontal = 19 Ø 5/8"	horizontal : 19Ø 5/8"@18cm
varillas de acero vertical = 18 Ø 5/8"	vertical : 18Ø 5/8"@19cm
espaciamiento horizontal = 18 cm	
espaciamiento vertical = 19 cm	

**DISEÑO DE CIMIENTOS CORRIDOS**

TABLAS DE REFERENCIA :

CERCO PERIMETRICO			
<b>DATOS DEL SUELO :</b>			
Peso específico ( $\gamma$ )	2300	Kg/m3	
Angulo de fricción ( $\phi$ )	30	grados	
Coefficiente de fricción ( $\mu$ )	0.60		
Capacidad Portante ( $\sigma$ )	4.00	Kg/cm2	
<b>DATOS DEL MURO :</b>			
Espesor del muro ( t )	0.15	m	
Coefficiente Sismico ( C1 )	0.60		
Factor de zona ( Z )	0.40		
Factor de uso ( U )	1.00		
Altura del muro ( h )	2.50	m	
Ancho de la Viga Solera	0.00	m	
Peralte de la viga Solera	0.00	m	
Ancho del Sobrecimiento ( s/c )	0.15	m	
Peralte del Sobrecimiento	0.55	m	
Peso específico de la albañilería ( $\gamma_m$ )	1800	Kg/cm3	
Peso específico del concreto armado ( $\gamma_{CA}$ )	2400	Kg/cm3	
Peso específico del concreto simple ( $\gamma_{CS}$ )	2300	Kg/cm3	
<b>DATOS DEL CIMIENTO :</b>			
Ancho del cimiento ( a )	0.40	m	
Peralte del cimiento ( hc )	0.60	m	
Profundidad de cimentación ( hf )	1.00	m	
Altura de relleno ( hr )	0.40	m	
$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$	0.33		
$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$	3.00		
$E_a = 1/2 * K_a * \gamma_s * (hc)^2 * B$	138.00	Kg	
$E_p = 1/2 * K_p * \gamma_s * (hc)^2 * B$	3450.00	Kg	
<b>CALCULO DEL PESO TOTAL :</b>			
Psolera =	0.00	Kg	
Pmuro =	675.00	Kg	
Ps/c =	189.75	Kg	
Pcimiento =	552.00	Kg	
Prelleno =	230.00	Kg	
P TOTAL =	1646.75	Kg	
Empuje sismico sobre la solera (Hs) =	0.00	Kg	
Empuje sismico sobre la albañilería (Ha) =	162.00	Kg	
Empuje sismico sobre el s/c (Hs/c) =	45.54	Kg	
Empuje sismico sobre la cimentacion (Hc) =	132.48	Kg	
<b>FUERZA RESISTENTE (Fr)</b>			
$Fr = \mu * P_{total} + E_p =$	4438.05	Kg	
<b>FUERZA ACTUANTE (Fa)</b>			
$Fa = H_s + H_a + H_c + H_{s/c} =$	478.02	Kg	
<b>F.S.D. = Fr/Fa</b>	9.28	> 1.50 OK !!!	
<b>MOMENTO DE VOLTEO ( Mv )</b>			
$M_v = H_i * d_i + E_a * h_a$			
<b>Elemento</b>	<b>H (Kg)</b>	<b>d (m)</b>	<b>M (Kg-m)</b>
solera	0.00	3.65	0.00
muro de albañilería	162.00	2.40	388.80
sobrecimiento	45.54	0.88	39.85
cimiento	132.48	0.30	39.74
Empuje activo	138.00	0.20	27.60
		<b>Mv =</b>	<b>495.99 Kg x m</b>
<b>MOMENTO RESISTENTE ( Mr )</b>			
$Mr = P_{total} * a/2 + E_p * hc/3 =$	1019.35		
<b>F.S.V. = Mr/Ma</b>	2.06	> 2.00 OK !!!	
<b>ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO :</b>			
$X_o = (Mr - M_v) / P_{total} =$	0.318	m	
$e = X_o - a/2 =$	-0.118		
$\sigma_t = P_{total} / (2 * B * (a/2 - e)) =$	0.26	Kg/cm2	
		< 4 Kg/cm2	OK !!!

TERRENO DE CIMENTACION		Coefficiente de fricción para desplazamiento
Rocoso	Roca dura uniforme con pocas grietas	0.70
	Roca dura uniforme con muchas fisuras	0.70
Estrato de grava	Densa	0.60
	No densa	0.60
Terreno Arenoso	Densa	0.60
	Media	0.50
Terreno cohesivo	Muy dura	0.50
	Dura	0.45
	Media	0.45



## CAPITULO 11

### DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

#### 11.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo desarrollaremos el diseño de las escaleras, tanque elevado, cisterna, cuarto de maquinas, cuarto de bombas, parapetos, tabiques y cerco perimétrico.

#### 11.2 DISEÑO DE LA ESCALERA

Cada tramo de la escalera se diseñará como una losa maciza simplemente apoyada, para la escalera típica se asumirá que el 1º y 3º tramos estarán apoyadas sobre el hall de acceso y el segundo tramo de la escalera, para el segundo tramo asumiremos que se encuentra apoyada en la placa rectangular del eje 3 y la placa que conforma la caja del ascensor del eje 2.

El acero perpendicular será igual al mínimo establecido para losas macizas, obteniéndose la siguiente distribución:  $1\Phi 3/8" @ 25 \text{ cm.}$

#### 11.3 DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

Para el diseño del tanque elevado se debe considerar el diseño de los tres elementos que forman parte de este que son: la losa de fondo, losa superior y paredes laterales.

El tanque elevado al ser una estructura que va contener líquidos para su diseño se debe contemplar unas amplificaciones adicionales a las establecidas en la Norma de Concreto Armado, siendo estas:

- para diseño por flexión 1.3  $\mu$
- para diseño por corte 1.3  $\nu$

Siendo  $\mu$  y  $\nu$ , el momento último y cortante último determinados con las amplificaciones de carga de la Norma E-060 de Concreto Armado.

Adicionalmente el área de acero mínimo debe ser :  $A_s \text{ min.} = 0.0033 b h$

- **Diseño de la Losa Superior**

La losa superior será una losa maciza de 15 cm. armada en dos sentidos y se diseñará siguiendo el método de los coeficientes de la Norma de Concreto Armado y pudiéndose obviar los requisitos para estructuras que contienen líquidos, porque estas no estarán en contacto directo con el agua.

De acuerdo con el cálculo los requerimientos de esta losa son muy bajos por lo tanto solo será necesario colocar el área de acero mínimo:  $1 \text{ } \emptyset 3/8" @ 25 \text{ cm.}$

- **Diseño de la Losa Inferior**

La losa inferior será una losa maciza de 20 cm. armada en dos sentidos será diseñada por el método de los coeficientes de la Norma de Concreto Armado, tomando en cuenta los requisitos para elementos que contienen líquidos.

Esta losa estará sujeta a los esfuerzos producidos por su peso propio, el peso del agua y el acabado de la misma.

De acuerdo con el cálculo los requerimientos de esta losa son muy bajos por lo tanto solo será necesario colocar el área de acero mínimo para elementos que contienen líquidos:  $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2" @ 20\text{cm.}$

- **Diseño de las Paredes del Tanque Elevado**

Para el diseño de las paredes del tanque elevado se debe tomar en cuenta las dos sollicitaciones a las que se encuentran sometidas, por este motivo estas se diseñarán primero como muros en voladizo y luego como vigas simplemente apoyadas en las columnas que soportan el tanque elevado.

En el diseño de éstas se debe tener en cuenta los requerimientos para elementos que soportan líquidos.

#### 11.4 DISEÑO DE LA CISTERNA

La condición crítica para el diseño de la cisterna se presenta cuando esta se encuentra vacía, y se seguirá los requerimientos para estructuras que soportan líquidos y los de la Norma de Concreto Armado.

- **Diseño de la Losa Superior**

Esta será una losa maciza armada en dos sentidos de 20cm. y será diseñada siguiendo el método de los coeficientes recomendado en la Norma de Concreto Armado. De acuerdo con el calculo los requerimientos de esta losa son muy bajos por lo tanto solo será necesario colocar el área de acero mínimo:  $1 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8" @ 20\text{cm.}$

- **Diseño de la Losa Inferior**

La losa inferior será una losa maciza armada en dos sentidos de 20 cm. de espesor y será diseñada por el método de los coeficientes de la Norma de Concreto Armado, tomando en cuenta los requisitos para elementos que contienen líquidos.

De acuerdo con el cálculo los requerimientos de esta losa son muy bajos por lo tanto solo será necesario colocar el área de acero mínimo para elementos que contienen líquidos:  $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2" @ 20\text{cm.}$

- **Diseño de las Paredes de la Cisterna**

Para el diseño de las paredes de la cisterna se debe tomar en cuenta las solicitaciones a las que se encuentran sometidas que son empuje de la tierra y peso del agua y de las losas superior e inferior, por este motivo estas se diseñarán primero como muros en voladizo y luego como vigas simplemente apoyadas. Debiéndose tomar en cuenta los requerimientos para elementos que soportan líquidos.

- **Diseño de la Cimentación de la Cisterna**

La cisterna tendrá un cimiento corrido de 40 cm. de ancho, este ancho lo tomamos para asegurar que acero de refuerzo tenga una buena longitud de anclaje.

Para el cimiento será necesario verificar que el cimiento tenga un ancho de manera que sea capaz de soportar la acción de las cargas que actúan sobre el y que viene a través de las paredes de la cisterna, como son el peso de las losas, el peso del agua, peso de los muros, acabados y sobrecarga actuante sobre la losa superior, de manera que no se supere la resistencia del terreno.

## 11.5 DISEÑO DE PARAPETOS

En el edificio se tienen parapetos en los muros exteriores del edificio, estos servirán como alfeizars para las ventanas, también se ubican en todo el perímetro de la azotea, estos parapetos serán de albañilería y tendrán 1.00 de alto.

Estos parapetos se diseñarán de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 9 de la Norma E-070 de Albañilería, que establece los requisitos para el diseño por cargas ortogonales al plano del muro, para este diseño se toman en cuenta los siguientes factores de acuerdo con la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente:

**a) Factor de zona ( Z ):** los parapetos por estar ubicados en Lima y esta pertenecer a la Zona Sísmica 3, le corresponde para este factor un valor igual a  $Z = 0.4$ .

**b) Coeficiente de Uso ( U ):** los parapetos por estar destinados para viviendas y éstas estar contempladas como edificaciones comunes, le corresponde para este factor un valor igual a  $U = 1.0$ .

**c) Coeficiente Sísmico (C1):** los parapetos al ser elementos que pueden precipitarse fuera de la estructura, le corresponde para este factor un valor igual a  $C1 = 1.3$

Además para poder determinar la carga sísmica uniformemente repartida de acuerdo a lo establecido en la Norma E-070 de Albañilería, tomamos en cuenta los siguientes factores

$e$  = espesor bruto del muro (incluyendo tartajeo) en metros

$\gamma$  = peso volumétrico de albañilería

De esta manera se obtiene la carga sísmica ( $w$ ) con la siguiente ecuación:

$$w = 0.8 Z U C1 \gamma e$$

Luego obtendremos el momento flector distribuido por unidad de longitud con la siguiente ecuación:

$$M_s = m w a^2$$

Donde:  $m$  = coeficiente del momento indicado en la tabla 12 de la Norma E-070 de Albañilería.

$a$  = dimensión crítica del paño de albañilería según tabla 12 de la Norma E-070 de Albañilería.

También se debe verificar que el esfuerzo normal producido por el momento flector,  $f_m = 6 M_s / t^2$ , no sea mayor que  $f'_s = 1.5 \text{ Kg./cm}^2$ .

Finalmente los arriostres (columnetas y viguetas) serán diseñados, de acuerdo a la Norma E-060 de Concreto Armado, para soportar la carga sísmica “ $w$ ”

### 11.6 DISEÑO DEL CERCO PERIMETRICO

Al igual que los parapetos, el cerco perimétrico también se diseña para resistir cargas ortogonales al plano de estos.

Por lo tanto el diseño será el mismo que el establecido para tabiques y parapetos, siguiendo adecuadamente los requerimientos de la Norma E-070 de Albañilería.

Para el diseño del cerco perimétrico se asume un valor igual a 0.60 para el Coeficiente Sísmico ( $C1$ ).

Para la cimentación del cerco perimétrico se utilizarán cimientos corridos, y dado que las cargas que actúan sobre estos son muy bajas sus dimensiones serán las mínimas recomendadas, debiendo cumplirse que para fallas por deslizamiento y volteo no se tengan factores de seguridad menores a 1.5 y 2 respectivamente.

**DISEÑO DE CERCO PERIMETRICO**

**FACTORES DE ZONA**

Coefficiente Sismico ( C1)	0.60
Factor de zona ( Z)	0.40
Factor de uso ( U)	1.00

**DATOS DEL CERCO**

Peso específico de la albañilería ( $\gamma_m$ )	1.80	Ton/m3
Peso específico del concreto armado ( $\gamma_{CA}$ )	2.40	Ton/m3
Espesor del muro ( t )	0.15	m
Espesor efectivo del muro ( t )	0.13	m
Altura del muro ( h = a )	2.70	m
Ancho de la viga de solera ( bv )	0.15	m
Peralte de la viga solera ( hv )	0.15	m
Separación de columnas de arrioste ( L = b )	2.85	m
Ancho de la columna de arrioste ( bc )	0.15	m
Peralte de la columna de arrioste ( hc )	0.15	m
Resistencia admisible a tracción por flexión de la albañilería ( Ft )	15.00	Ton/m2

**VERIFICACION DEL ESPESOR DEL MURO**

Valor de " a "	2.70	
valor de b:	2.85	
b/a :	1.06	
valor de " m "	0.0523	* valor obtenido de la tabla 12 de la norma E-070
valor de " s " = 6 Z C1 $\gamma$ / ft	0.173	/ m
espesor minimo del muro " t " = 0.8 U s m a <sup>2</sup>	0.05	m OK

**CALCULO DE LA RESISTENCIA DE LAS VIGUETAS Y COLUMNAS DE ARRIOSTRE**

resistencia del concreto f <sub>c</sub>	175	kg/cm2
resistencia del acero f <sub>y</sub>	4200	kg/cm2
factor $\Phi$ para diseño por flexion	0.9	
factor $\Phi$ para diseño por corte	0.85	

**Calculo de la viga solera**

Ancho de la viga ( bv )	15.00	cm	
Alto de la viga ( hv )	15.00	cm	
peralte efectivo ( d )	12.00	cm	
Area de acero de refuerzo ( Asv )	1.42	cm2	2 $\Phi$ 3/8"
T = Asv f <sub>y</sub>	5964	kg	
Cc = 0.85 f <sub>c</sub> a bv	5964	kg	
valor " a "	2.67	cm	*variar el valor de a hasta T = Cc
Momento flector resistente MR = $\Phi$ T ( d - a/2 )	57238	kg x cm	
Resistencia a corte del concreto V <sub>c</sub> = $\Phi$ 0.53 $\sqrt{f_c}$ b d	1073	kg	

**Calculo de columna de arrioste**

Ancho de la columna ( bc )	15.00	cm	
Alto de la columna ( hc )	15.00	cm	
peralte efectivo ( d )	12.00	cm	
Area de acero de refuerzo ( Asc )	1.42	cm2	2 $\Phi$ 3/8"
T = Asc f <sub>y</sub>	5964	kg	
Cc = 0.85 f <sub>c</sub> a bv	5964	kg	
valor " a "	2.67	cm	*variar el valor de a hasta T = Cc
Momento flector resistente MR = $\Phi$ T ( d - a/2 )	57238	kg x cm	
Resistencia a corte del concreto V <sub>c</sub> = $\Phi$ 0.53 $\sqrt{f_c}$ b d	1073	kg	

**DISEÑO DEL CERCO PERIMETRICO**

**Revisión de la Albañilería (Norma E-070)**

Carga actuante en el muro w = 0.8 Z U C1 $\gamma$ t	51.84	kg/m2
Momento actuante en la albañilería Ms = m w a <sup>2</sup>	19.78	kg x m / m
Esfuerzo normal producido por el momento flector = $f_m = 6 Ms / t$	7022.48	kg/m2 OK

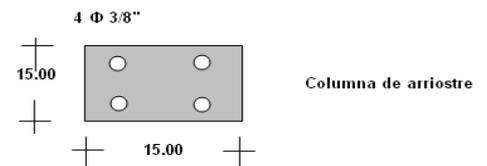
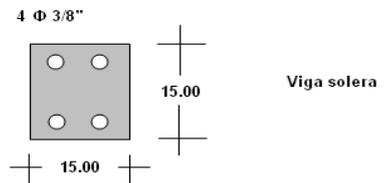
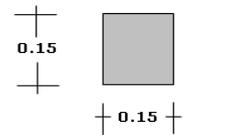
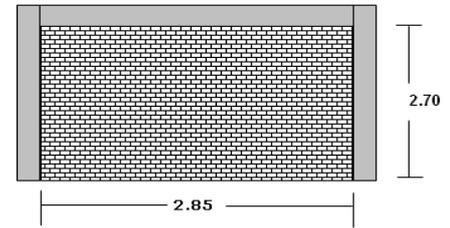
**Diseño de viga solera (Norma E-060)**

Longitud de la viga solera	2.85	m
longitud del tramo inclinado de carga distribuida	1.35	m
longitud del tramo recto de la carga distribuida	0.15	m
Carga ultima proveniente de la albañilería ( wu1 )	87.48	kg/m
Carga ultima proveniente de la viga solera ( wu2 )	12.96	kg/m
Momento ultimo ejercido en la viga	75.41	kg x m OK
Cortante ultimo ejercido en la viga	84.08	kg OK

**Diseño de columnas de arrioste (Norma E-060)**

longitud del tramo inclinado de carga distribuida	1.35	m
Carga ultima proveniente de la albañilería ( wu3 )	174.96	kg/m
Carga ultima proveniente de la columna de arrioste ( wu4 )	12.96	kg/m
Momento ultimo para el diseño de la columna de arrioste	345.11	kg x m OK
Fuerza cortante ultima para el diseño de la columna de arrioste	219.67	kg OK

Dimensiones del muro

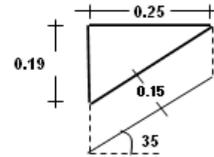




**DISEÑO DE ESCALERAS - TRAMO TIPICO DE ESCALERA**

**DATOS DE LA ESCALERA**

Peso específico del concreto ( $\gamma$ )	2400	kg/m <sup>3</sup>	
Longitud del paso ( p )	0.25	m	
Longitud del contrapaso ( cp )	0.19	m	
Espesor de la garganta ( t )	0.15	m	
Angulo de inclinación de la escalera ( $\theta$ )	35	°	
Ancho de la escalera ( a )	1.20	m	
Longitud horizontal de la escalera ( L )	3.50	m	
Espesor del tramo recto de la escalera ( t )	0.15	m	
Peralte efectivo de la viga ( d )	0.12	m	
longitud libre de la escalera ( ln )	3.25	m	
Espesor mínimo de la garganta ( tmin )	0.11	m	OK

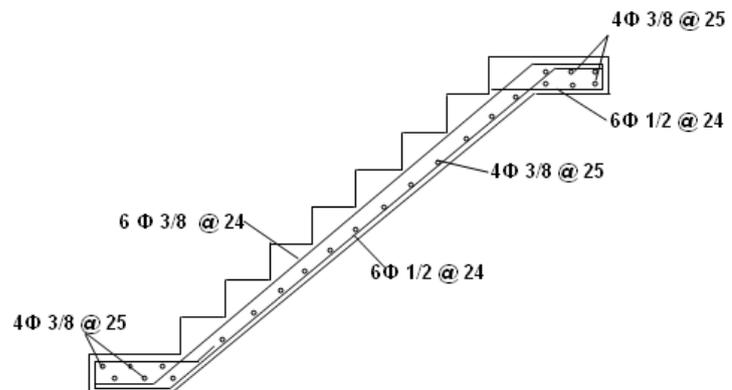


**METRADOS DE CARGAS**

Peso propio de la escalera : wpp	674	Kg/m <sup>2</sup>
Acabados	100	Kg/m <sup>2</sup>
sobrecarga	300	Kg/m <sup>2</sup>
carga ultima de la escalera ( wu )	2041	kg/m

**DISEÑO DE LA ESCALERA**

resistencia del concreto ( $f_c$ )	210	kg/cm <sup>2</sup>	
Cortante ultimo ( $V_u$ )	3572	kg	
Cortante a "d" de la cara de apoyo ( $V_{u1}$ )	3327	kg	
Resistencia al corte del concreto ( $\Phi V_c$ )	7834	kg	OK
Momento Ultimo ( $M_u$ )	3126	kg x m	
b(cm)	120	cm	
d(cm)	12	cm	
b x d <sup>2</sup>	17280		
Ku	18.09		
pho	0.0051		
As (cm <sup>2</sup> )	7.34	cm <sup>2</sup>	
Tipo de acero a utilizar	1.29	cm <sup>2</sup>	$\Phi$ 1/2
Número de varillas a utilizar	6		
Separación del acero	24	cm	
As min	2.70	cm <sup>2</sup>	
Tipo de acero a utilizar	0.71	cm <sup>2</sup>	$\Phi$ 3/8
Número de varillas a utilizar	4		
Separación del acero	25	cm	



## CAPITULO 12

### METRADO DE CONCRETO Y ACERO

Se realizó adicionalmente al diseño de la estructura, el metrado del concreto y acero de todos los elementos que forman parte de la estructura de manera de poder determinar la incidencia de estos en los distintos elementos estructurales del edificio.

Para ello se realiza el metrado de las losas (aligeradas y macizas), vigas (chatas y peraltadas), columnas, placas, cimentación (zapatas y vigas de cimentación).

A continuación se muestra el metrado total de concreto y acero de cada uno de los elementos estructurales que forman el edificio, así también la cantidad de kilogramos de acero por metro cúbico de concreto de cada uno de los elementos estructurales, adicionalmente se muestra la cantidad de metros cúbicos de concreto por metro cuadrado de área techada del edificio de cada uno de los elementos estructurales, finalmente se muestra la cantidad de kilogramos de acero por metro cuadrado de área techada del edificio de cada uno de los elementos estructurales, para hallar los dos últimos factores indicados se tomo en cuenta que cada piso tiene 300 m<sup>2</sup> de área techada haciendo un total de 2100 m<sup>2</sup> cuadrados de área techada para toda la edificación.

#### - Losas (Aligeradas y Macizas)

Concreto: 178.00 m<sup>3</sup>

Acero : 15171 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 85.4 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 7.2 Kg./m<sup>2</sup>

#### - Vigas (Peralgadas y Chatas)

Concreto: 105.00m<sup>3</sup>

Acero : 14470 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 137.9 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.05 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 6.9 Kg./m<sup>2</sup>

- Columnas

Concreto: 19.00 m<sup>3</sup>

Acero : 3044 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 164.7 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.01 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 1.5 Kg./m<sup>2</sup>

- Placas

Concreto: 203.00 m<sup>3</sup>

Acero : 15848 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 78.1 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.10 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 7.6 Kg./m<sup>2</sup>

- Cimentación

Concreto: 114.00m<sup>3</sup>

Acero : 6094 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 53.5 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.05 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 2.9 Kg./m<sup>2</sup>

Finalmente después de obtener los metrados por cada tipo de elemento estructural podemos obtener el total de metros cúbicos de concreto, la cantidad de acero necesaria en toda la edificación y además con el área total techada (2100 m<sup>2</sup>), podemos hallar los tres tipos de incidencia para toda la edificación.

- Para todo el edificio (Incluye Cisterna y Tanque elevado)

Concreto: 618.00 m<sup>3</sup>

Acero : 54626 Kg.

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>3</sup> de concreto: 88.4 Kg./m<sup>3</sup>

Incidencia de m<sup>3</sup> de concreto por m<sup>2</sup> de área techada: 0.29 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Incidencia de Kg. de acero por m<sup>2</sup> de área de techada: 26 Kg./m<sup>2</sup>

## CONCLUSIONES

- Siguiendo los adecuadamente los criterios de estructuración, los requisitos de la Norma de Diseño Sismorresistente y de la Norma de Concreto Armado se tiene una estructura suficientemente resistente y con la adecuada rigidez lateral.
- En el diseño de la cimentación de la estructura es necesario en algunos casos utilizar las denominadas zapatas falsas, esto se debe a que en algunos casos por la diferencia en la profundidad de cimentación se puede producir que una zapata quede dentro del bulbo de influencia de otra pudiendo producirse una falla en la cimentación.
- Del análisis sísmico se puede apreciar que para una adecuada cantidad de muros de corte y cimentando sobre un suelo de buena calidad, se obtienen fuerzas de corte muy bajas siendo en nuestro caso del orden del 16% de peso total de la estructura.
- Como se puede apreciar del análisis sísmico, debido a la adecuada cantidad de muros de corte se tienen desplazamientos pequeños e incluso muy por debajo de los permitidos por la norma, los cuales generan que los muros no estén sometidos a una elevada exigencia sísmica y por lo tanto al momento del diseño se obtendrá una cantidad de refuerzo liviano.
- Al realizar un modelo pseudo tridimensional a base de pórticos planos se puede tener una mejor aproximación de cual es el aporte en la rigidez lateral de los muros perpendiculares a la dirección de análisis, a diferencia del modelo tridimensional en el cual no se puede estimar con facilidad este aporte.
- Es necesario al momento de planear un edificio que los diseñadores de este (Arquitectos e Ingenieros), estén en constante comunicación para así poder tener una adecuada distribución de ambientes que permitan tener una adecuada distribución de elementos resistentes que no interfieran con la arquitectura, también para que no se tenga una mayor cantidad de muros de corte en un sentido que el otro o que estos estén concentrados a un lado de la estructura.
- En la estructura fue necesario colocar vigas de cimentación en todos los ejes de la dirección X-X, debido a los momentos que se producen por la excentricidad de las cargas verticales los cuales sumados a los momentos provenientes del análisis sísmico son importantes y deben ser resistidas por estas.

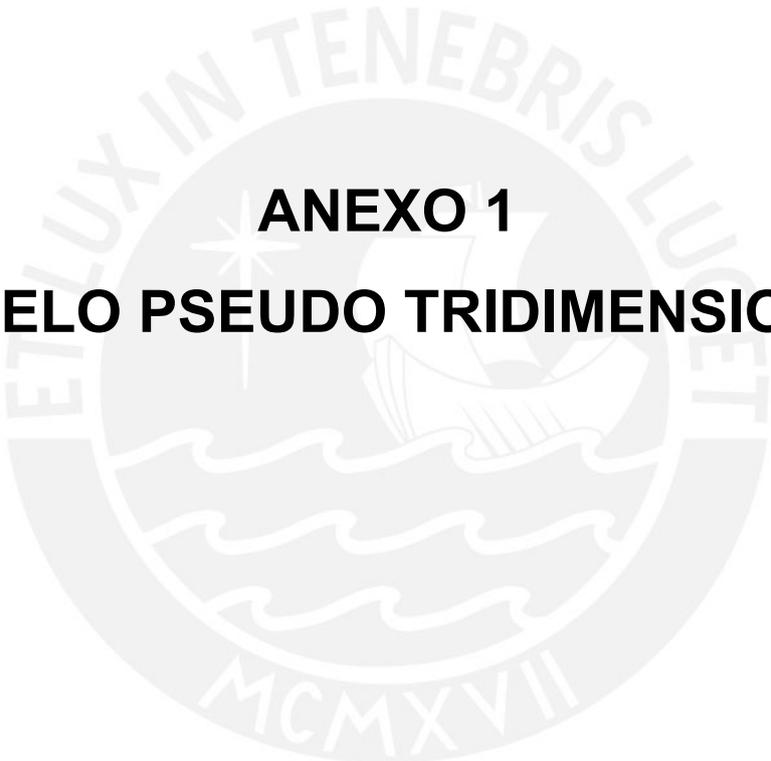
- De acuerdo con el metrado realizado la estructura necesita de 26 kg/m<sup>2</sup> de área techada, siendo este valor adecuado en comparación con edificios con características similares.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Norma Técnica de Edificación E020 – Cargas
2. Norma Técnica de Edificación E030 – Diseño Sismorresistente
3. Norma Técnica de Edificación E050 – Suelos y Cimentaciones
4. Norma Técnica de Edificación E060 – Concreto Armado
5. Norma Técnica de Edificación E070 – Albañilería
6. Blanco Blasco, Antonio  
Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado – Colegio de Ingenieros del Perú – 1997
7. Blanco Blasco, Antonio  
Diseño y Construcción de Cimentaciones – Colegio de Ingenieros del Perú – 1997
8. Harmsen, Teodoro  
Diseño de Estructuras de Concreto Armado – Fondo Editorial PUCP – 2005
9. San Bartolomé, Ángel  
Análisis de Edificios – Fondo Editorial PUCP – 1999
10. San Bartolomé, Ángel  
Construcciones de Albañilería – Fondo Editorial PUCP – 2001
11. Gianfranco Ottazzi Pasino  
Apuntes del Curso Concreto Armado 1 – Fondo Editorial PUCP – 2004
12. Muñoz Peláez, Alejandro  
Ingeniería Sismorresistente – Fondo Editorial PUCP -2004
13. Morales Morales, Roberto  
Diseño en Concreto Armado – Fondo Editorial ICG – 2006
14. Das, Braja M.  
Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Thomson Learning - 2004





**ANEXO 1**  
**MODELO PSEUDO TRIDIMENSIONAL**







**ANEXO 2**  
**MODELO TRIDIMENSIONAL**



