

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES

Tesis para optar el Título de **Ingeniera Civil**, que presenta el bachiller:

Nancy Susana Tan Nozawa

ASESOR: Alejandro Muñoz Peláez

Lima, marzo del 2012

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES

RESUMEN

El presente tema de Tesis consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de Concreto Armado de cinco pisos y un semisótano para estacionamientos.

Con los planos de arquitectura, se hizo el predimensionamiento estructural y se definió la estructura consistente en un sistema dual de pórticos y placas de concreto armado. Para los techos se usaron losas aligeradas, y losas macizas en zonas de mayor concentración de tabiquería.

Se desarrolló un modelo en 3D del edificio tanto para cargas de gravedad como de sismo. El análisis por cargas de gravedad permitió simular el procedimiento constructivo.

Los resultados del análisis modal, mostraron que el edificio tiene periodos fundamentales de 0.25seg y 0.66seg en las direcciones principales.

Se efectuó el análisis sísmico y se obtuvieron los desplazamientos y fuerzas internas. La distorsión angular fue 1.4 ‰ y 6.1 ‰ , cumpliendo así lo exigido por la NTE E-030.

El sistema dual permitió que las placas absorban los momentos de sismo en valores del orden de 100 a 200 ton-m y que las columnas absorban momentos flectores mínimos del orden de 1 ton-m.

El diseño estructural fue realizado por el método de diseño a la rotura, en la cual la resistencia de diseño es mayor o igual a las sollicitaciones amplificadas.

Se comprobó que los criterios de predimensionamiento empleados permitieron controlar las derivas y armar los elementos de manera sencilla y sin congestión de acero.

ÍNDICE

1. Introducción.....	4
1.1. Objetivos del trabajo.....	4
1.2. Organización del documento.....	4
2. Arquitectura del Edificio diseñado.....	5
2.1. Descripción general.....	5
2.2. Distribución y circulación.....	5
3. Estructuración y predimensionamiento.....	7
4. Análisis estructural por carga vertical.....	11
4.1. Análisis de Viguetas.....	11
4.2. Análisis estructural del edificio.....	13
4.2.1. Modelo.....	13
4.2.2. Cargas.....	14
4.3. Corrección por proceso constructivo.....	17
5. Análisis sísmico.....	20
5.1. Representación de las propiedades inerciales.....	20
5.2. Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño.....	21
5.3. Resultados del Análisis Sísmico.....	22
5.3.1. Modos de vibración.....	22
5.3.2. Desplazamientos laterales.....	23
5.3.3. Fuerza cortante.....	24
5.3.4. Estabilidad del edificio.....	25
5.3.5. Junta de separación.....	25
6. Diseño en concreto armado.....	26
6.1. Procedimiento general de diseño a la rotura.....	26
6.2. Combinaciones de carga.....	27
6.3. Diseño de losas y vigas.....	27
6.3.1. Fundamentos para el diseño por flexión.....	28
6.3.2. Fundamentos para el diseño por corte.....	29

6.3.3. Ejemplo de diseño de viga.....	30
6.3.4. Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	32
6.4. Diseño de columnas y placas.....	35
6.4.1. Diseño de columnas por flexo compresión.....	35
6.4.2. Diseño de columnas por corte.....	35
6.4.3. Ejemplo de diseño de una columna.....	36
6.4.4. Diseño de placas	39
6.4.5. Ejemplo de diseño de una placa	40
6.5. Diseño de muros de sótano.....	42
6.5.1. Muros de sótano.....	43
6.5.2. Ejemplo de diseño de muro de sótano.....	43
6.6. Diseño de cimentación.....	46
6.6.1. Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	47
6.6.2. Ejemplo de diseño de viga de cimentación.....	52
7. Conclusiones y recomendaciones	57
Referencias.....	58
Anexos	
Anexo 1: Planos de arquitectura	
Anexo 2: Planos de estructuras	

1. INTRODUCCION

1.1. Objetivos del trabajo

El objetivo de la Tesis es desarrollar el análisis y diseño de un edificio de vivienda de 5 pisos y un semisótano, cuya estructura consiste en un sistema dual conformado por pórticos y muros de concreto armado, ubicado sobre un suelo de 30 ton/m² de capacidad portante.

1.2. Organización del Documento

La arquitectura del proyecto se presenta en el capítulo 3, y la estructuración y el predimensionamiento estructural en el capítulo 4.

El capítulo 5 corresponde al análisis del edificio por carga vertical y el capítulo 6, el análisis sísmico de la estructura.

El diseño de los elementos estructurales se desarrolló en el capítulo 7. El capítulo 8 corresponde a las conclusiones de este trabajo.

Los Planos de arquitectura y los planos de estructuras se encuentran en los anexos 1 y 2 respectivamente.

2. ARQUITECTURA DEL EDIFICIO DISEÑADO

2.1. Descripción General

El edificio multifamiliar de 4 niveles, una azotea y un semisótano, consta de 80 departamentos, 15 estacionamientos y un total de 1416 m² de Área construida. El proyecto se desarrolla sobre un terreno de forma rectangular de 392.50m².

2.2. Distribución y Circulación

En el sótano se encuentran la cisterna, cuarto de bombas y cuarto de máquinas bajo. En el 0 semisótano se encuentran los estacionamientos, cuatro depósitos y un cuarto de basura.

Cada planta del segundo y tercer nivel cuenta con dos departamentos por piso. Cada departamento tiene tres dormitorios, cuatro baños, sala, comedor, cocina, área de servicio y depósito. La figura 2.1 muestra la distribución de una planta típica.

En el primer nivel se tiene dos departamentos, estos cuentan además con terrazas y patio posterior. Los Planos de Arquitectura se muestran en el Anexo.

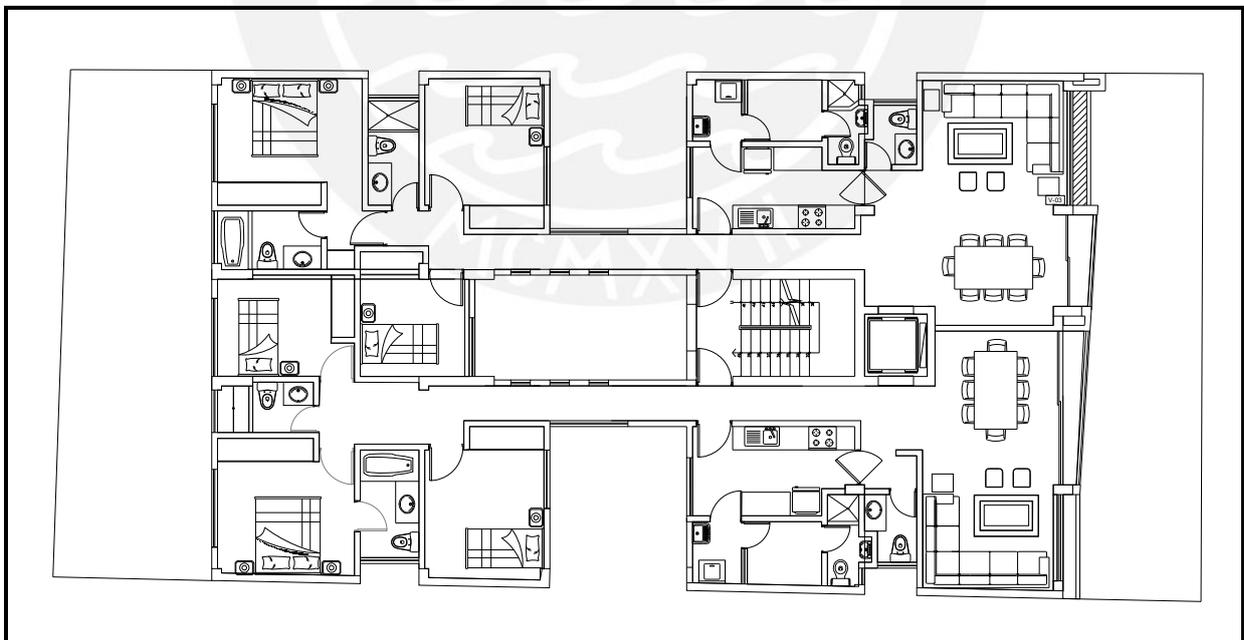


Fig. 2.1 Planta de Arquitectura de un piso típico

Los departamentos del cuarto piso cuentan adicionalmente con salas de estar, jacuzzi y zona de parrilla, baño, lavandería más un cuarto de servicio ubicados en el quinto nivel. En la zona de áreas comunes de la azotea (quinto nivel) se encuentra el tanque elevado y un área destinada para tanque de gas. La tabla 2.1 muestra el cuadro de áreas construidas.

Tabla 2.1 Cuadro de Áreas construidas

Nivel	Área construida (m ²)
Sótano	19.12
Semisótano	353.54
Primer Piso	250.97
Segundo Piso	250.97
Tercer Piso	250.97
Cuarto Piso	250.97
Quinto Piso	39.00
Total Área Construida	1,416 m²

La circulación vertical es a través de las escaleras y ascensor, estos comunican desde los estacionamientos y hall de ingreso del semisótano hacia cada departamento de los pisos 1 al 4. La circulación hacia la azotea, donde se ubican el tanque elevado y el área de gas, es a través de una escalera de gato ubicado en el último nivel de la caja de escaleras.

En la figura 2.2 se muestra un corte perpendicular a la fachada donde se observa el ascensor y las escaleras.

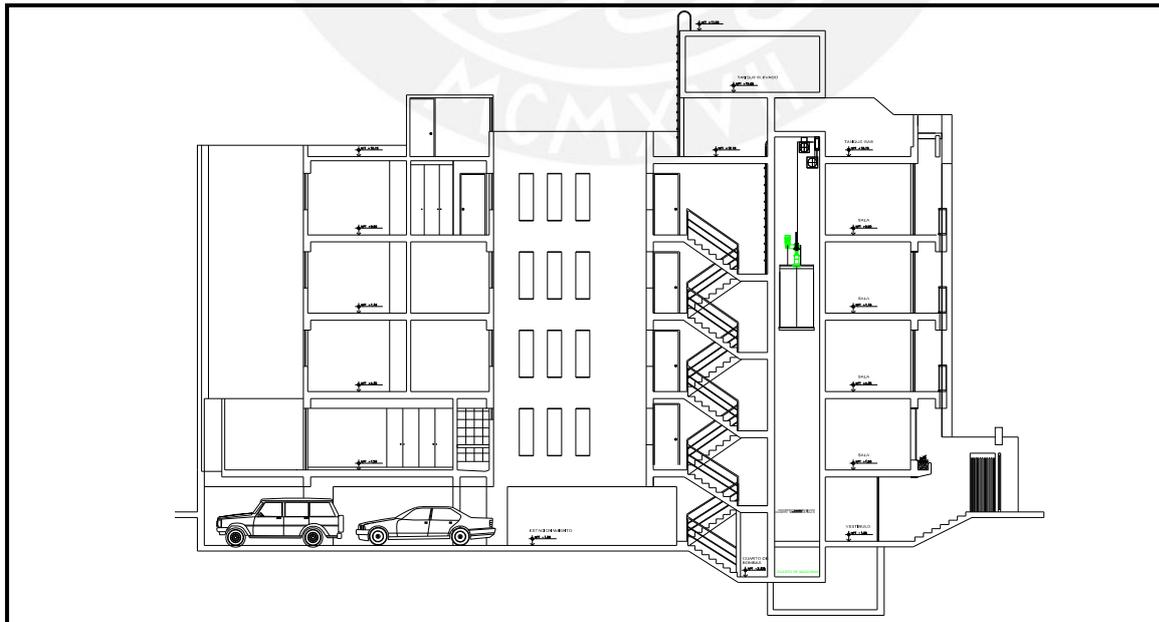


Fig. 2.2 Corte perpendicular a la Fachada.

3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Los techos son aligerados unidireccionales de 20cm de espesor, en la figura 2.1 se muestra el sentido del encofrado de un piso típico con luces pequeñas de 5m, los techos descansan sobre vigas de 25 x 50 y estos se apoyan sobre columnas y placas. Los elementos verticales transmiten las cargas al suelo por medio de la cimentación.

El sistema estructural es Dual conformado por pórticos y muros de concreto armado. La figura 3.1 muestra el encofrado de techo de un piso típico.

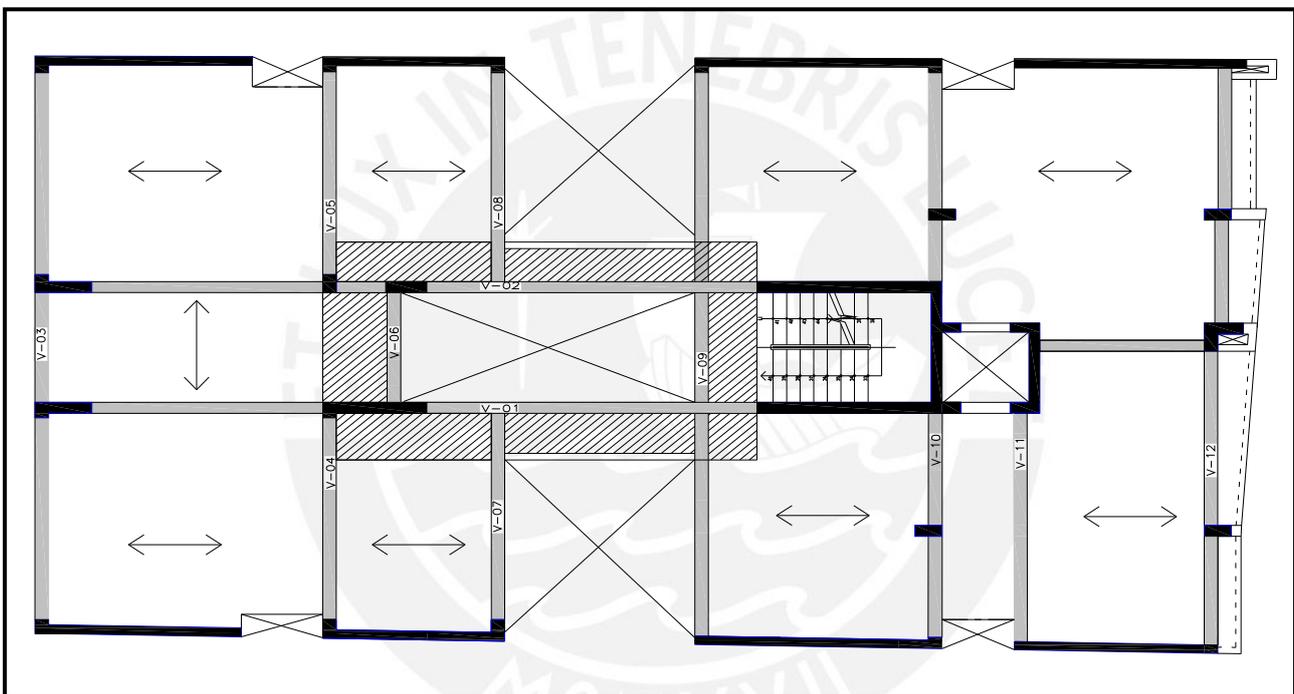


Fig. 3.1 Encofrado de techo del 2do al 4to Nivel (Piso Típico)

Se estima el espesor de la losa aligada como $\text{peralte} = \text{luz}/25$, luego el peralte de la losa aligerada es 20cm. Se estima también el peralte de las vigas como: $\text{peralte} = \text{luz}/10 @ \text{luz}/12$, luego obtenemos peralte igual a 0.50m y el ancho = $0.3h @ 0.5h$, luego obtenemos las dimensiones de las Vigas: 25 x 50

Para predimensionar la sección de las columnas, se ha considerado que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f_c$ y de $0.35 f_c$ para las columnas ubicadas en el perímetro. (Referencia: *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* – Antonio Blanco)

Para la columna 1 por ejemplo, se tiene un área de influencia de 12.55m^2 en cada piso típico, el peso total sobre la columna se estima como $\text{Peso} = 12.55 \text{ m}^2 \times 6 \text{ pisos} \times 1 \text{ ton/m}^2 = 75.30 \text{ ton}$. El área requerida será: $\text{Área} = \text{Peso} / (0.45 \text{ f'c}) = 753 \text{ cm}^2$. Se verifica que el área colocada en base a la arquitectura preliminar es 1250 cm^2 mayor al área requerida como predimensionamiento.

La Fig. 3.2 muestra la distribución de áreas tributarias y la Tabla 3.1 muestra el predimensionamiento y verificación de las columnas.

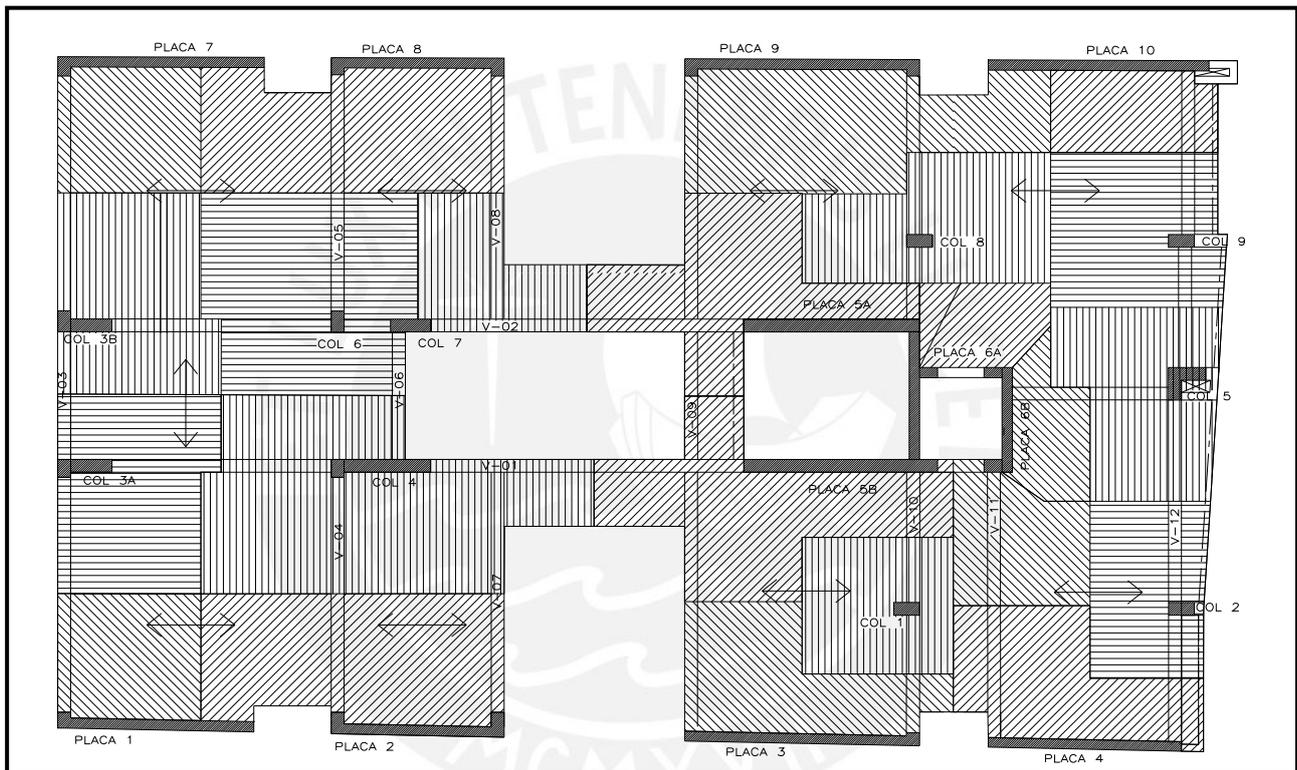


Fig. 3.2 Áreas Tributarias

Tabla 3.1 Predimensionamiento de Columnas

Columna	Área influencia	Núm. pisos	Peso por piso	P (kg)	$P/(0,35f'c)=P/(0.35x210)$	$P/(0,45f'c)=P/(0.45x210)$	Área Colocada cm^2
	m^2		ton/m^2		Área requerida cm^2	Área requerida cm^2	
1	12.55	6	1	75,300		797	1250
2	10.95	5	1	54,750	745		1250
3	12.35	5	1	61,750	840		3019
4	12.65	5	1	63,250		669	3019
5	9.24	5	1	46,200	629		2886
6	11.21	5	1	56,050		593	1025
7	11.96	5	1	59,800		633	1950
8	12.66	6	1	75,960		804	1250
9	7.7	5	1	38,500	524		1250

El sistema resistente a fuerzas laterales en la dirección larga esta conformado por placas que van desde el sótano hasta el cuarto y quinto nivel.

La dirección corta esta conformado por pórticos y placas, además las placas que van a lo largo de la dirección perpendicular, tienen muros de corte en sus extremos los cuales junto a las columnas refuerzan los pórticos.

Se ha definido el Área de los Muros de Corte, de tal forma de cumplir que el 80% del esfuerzo cortante en la base sea menor al esfuerzo resistente del concreto:

$$0.80 V / \text{Área} \leq 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c}$$

De donde se obtiene que la suma de Áreas de los elementos de corte deben ser: $\text{Área} >$

$$0.8 V / (0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c}) \dots (1)$$

Donde $V = (ZUSC / R) P$.

Se estima el peso de la edificación: $P = \text{Área en planta} \times \text{numero de pisos} \times 1 \text{ ton}/m^2$

Luego $P = 1416 \text{ ton}$

Se considera en el eje X que el edificio es irregular con sistema de placas por lo que el coeficiente de reducción es $R = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$, en el eje Y el edificio es irregular con sistema de pórticos y muros, el coeficiente de reducción es de $R = \frac{3}{4} \times 7 = 5.25$

En la dirección larga:

Se estima $V = (0.4 \times 1 \times 1 \times 2.5 / 4.5) \times 1416 \text{ ton} = 315 \text{ ton}$

Reemplazando valores en (1): $20 L = 0.8 \times 315000 / (0.85 \times 0.53 \sqrt{210})$

Luego, se requiere $L = 19.40$ ml de placas de 20cm de espesor.

En la dirección larga se tienen 45 ml de placas y columnas, lo cual es adecuado.

En la dirección corta:

Se estima $V = (0.4 \times 1 \times 1 \times 2.5 / 5.5) \times 1416 \text{ ton} = 270 \text{ ton}$

Reemplazando valores en (1): $20 L = 0.8 \times 270000 / (0.85 \times 0.53 \sqrt{210})$

Luego, se requiere $L = 16.60$ ml de placas.

En la dirección corta se tienen 16 ml de placas y columnas; valor que se acepta.

El sótano requiere de muros perimetrales que resistan el empuje del suelo apoyándose en los techos. Se predimensiona el espesor de los muros en 20cm.



4. ANALISIS ESTRUCTURAL POR CARGA VERTICAL

Para el análisis estructural se utilizó el programa SAP 2000 que en este caso realiza un análisis lineal y elástico. Se desarrolló el modelo tridimensional del edificio y se asignaron las cargas actuantes (carga muerta y carga viva), el programa calcula los desplazamientos y los esfuerzos internos.

Mediante modelos independientes se analizan las losas aligeradas, macizas y muros de sótano.

4.1. Análisis de viguetas

El análisis se realiza para cada vigueta típica del aligerado correspondiente a un paño de losa. Como ejemplo se desarrolla el análisis del paño mostrado en la figura 4.1

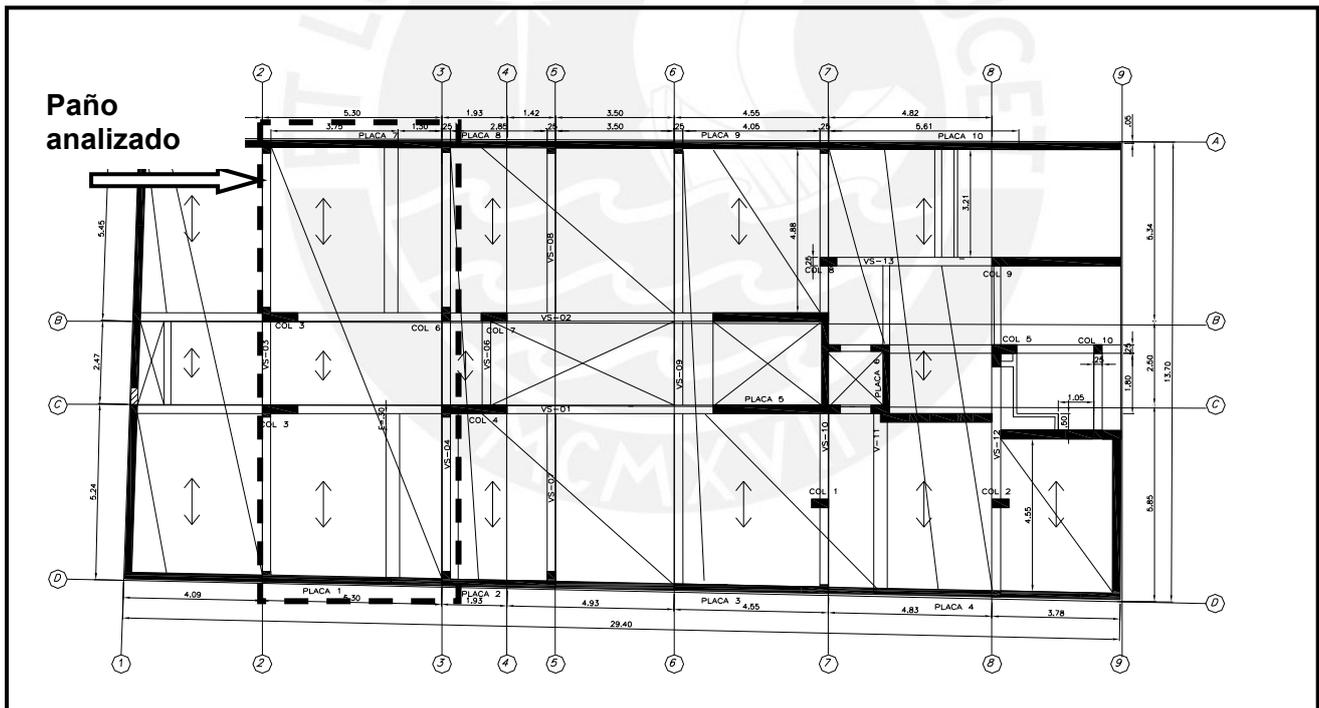


Fig. 4.1 Paño de vigueta del Techo de Semisótano analizado

La figura 4.2 muestra el modelo y el diagrama de cargas de la vigueta analizada. Las cargas consisten en una carga distribuida $\omega_u = 1.5 \omega_D + 1.8 \omega_L$, donde ω_D y ω_L son las

cargas muerta y viva distribuidas, y dos cargas puntuales P_u que corresponden al peso de tabiquería.

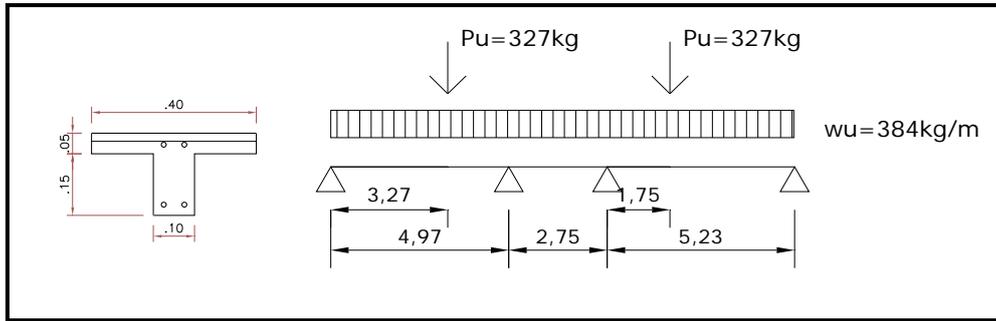


Fig. 4.2 Modelo de viga

Cargas sobre viga:

$$P_D = 546 \text{ kg/m} \times 0.40\text{m} = 218 \text{ kg (Peso de tabique)}$$

$$P_u = 1.5 \times P_D = 327 \text{ kg}$$

$$\omega_D = 400 \times 0.40 = 160 \text{ kg/m}; \quad \omega_L = 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m},$$

$$\omega_u = 1.5 \omega_D + 1.8 \omega_L = 384 \text{ kg / m}$$

La figura 4.3 muestra los diagramas de momento flector y fuerza cortante obtenidos:

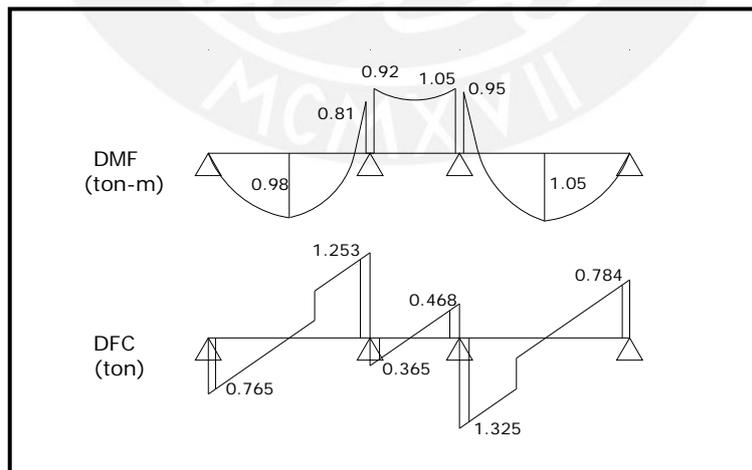


Fig. 4.3 Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante en Viga

4.2. Análisis Estructural del edificio

4.2.1. Modelo

Para el análisis del edificio se usó un modelo 3D empleando elementos unidimensionales.

Las vigas y Columnas son idealizadas como líneas a las que se asigna un material elástico lineal y propiedades geométricas de sección transversal. Las Placas son idealizadas como elementos lineales verticales unidos mediante brazos rígidos horizontales.

Se ingresaron las propiedades de los materiales: $f'c=210\text{kg/cm}^2$, Modulo de Elasticidad $E=15000\sqrt{f'c}$ y módulo de poisson $\nu=0.15$

Todos los nudos correspondientes a cada nivel son asignados a un diafragma rígido con tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional, que representa a la losa del techo.

Se ha efectuado las siguientes consideraciones en los apoyos:

- Los puntos de apoyo en la cimentación, se consideran empotrados.
- Los desplazamientos horizontales en el techo del sótano se restringieron horizontalmente.

La figura 4.4 muestra el modelamiento del edificio mediante el Programa SAP 2000:

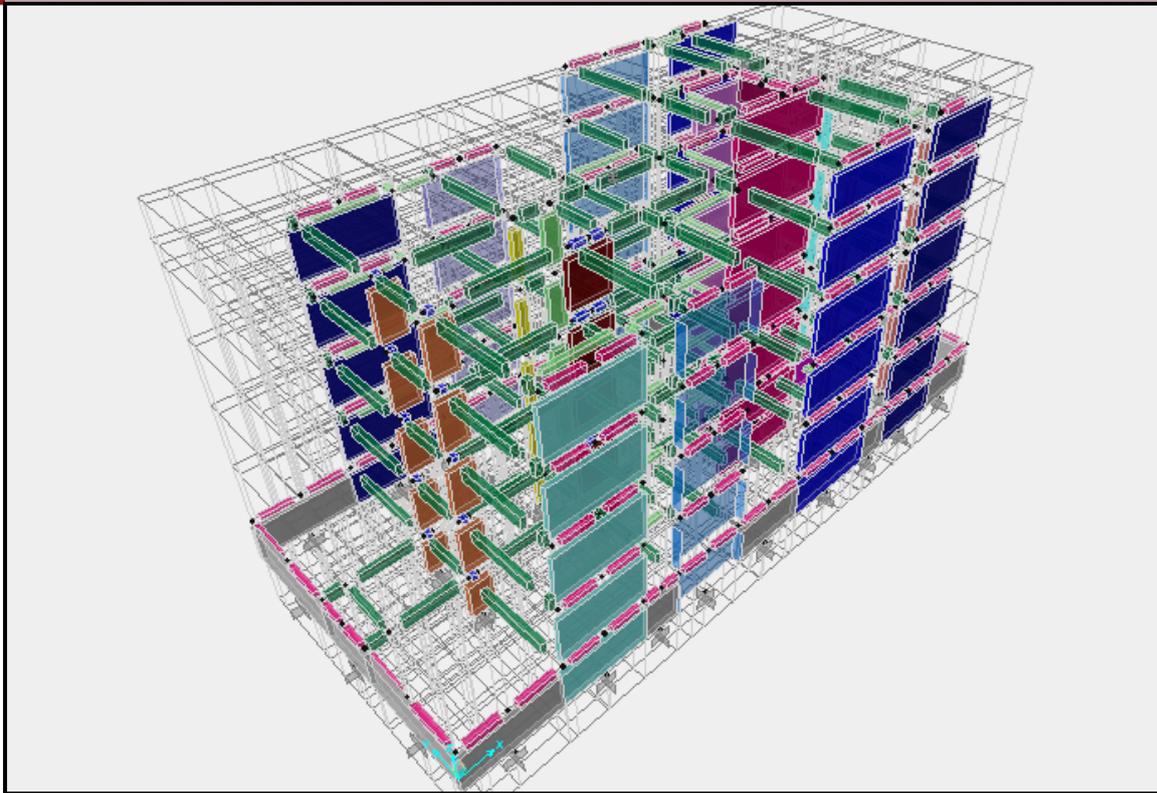


Fig.4.4 Modelamiento del edificio en SAP 2000

4.2.2. Cargas

El cálculo de cargas se realizó con el criterio de área de influencia. Las vigas, según el área de influencia correspondiente, soportan las cargas de losa y tabiquería. En el caso de vigas paralelas a la dirección de armado del aligerado, soportan parte de la carga existente en la losa, y se ha considerado un ancho tributario de cuatro veces el espesor del aligerado $4t = 4 \times 20\text{cm} = 80\text{cm}$ para el metrado de cargas.

Los brazos rígidos de las placas, según el área de influencia correspondiente, soportan las cargas de losa, vigas y tabiquería.

Las cargas de peso propio se incluyeron como cargas distribuidas en las vigas y como cargas puntuales en los elementos verticales.

Ejemplo de Metrado de cargas en la Viga V-09 del segundo nivel

La figura 4.5 muestra el área tributaria correspondiente a la viga V-09

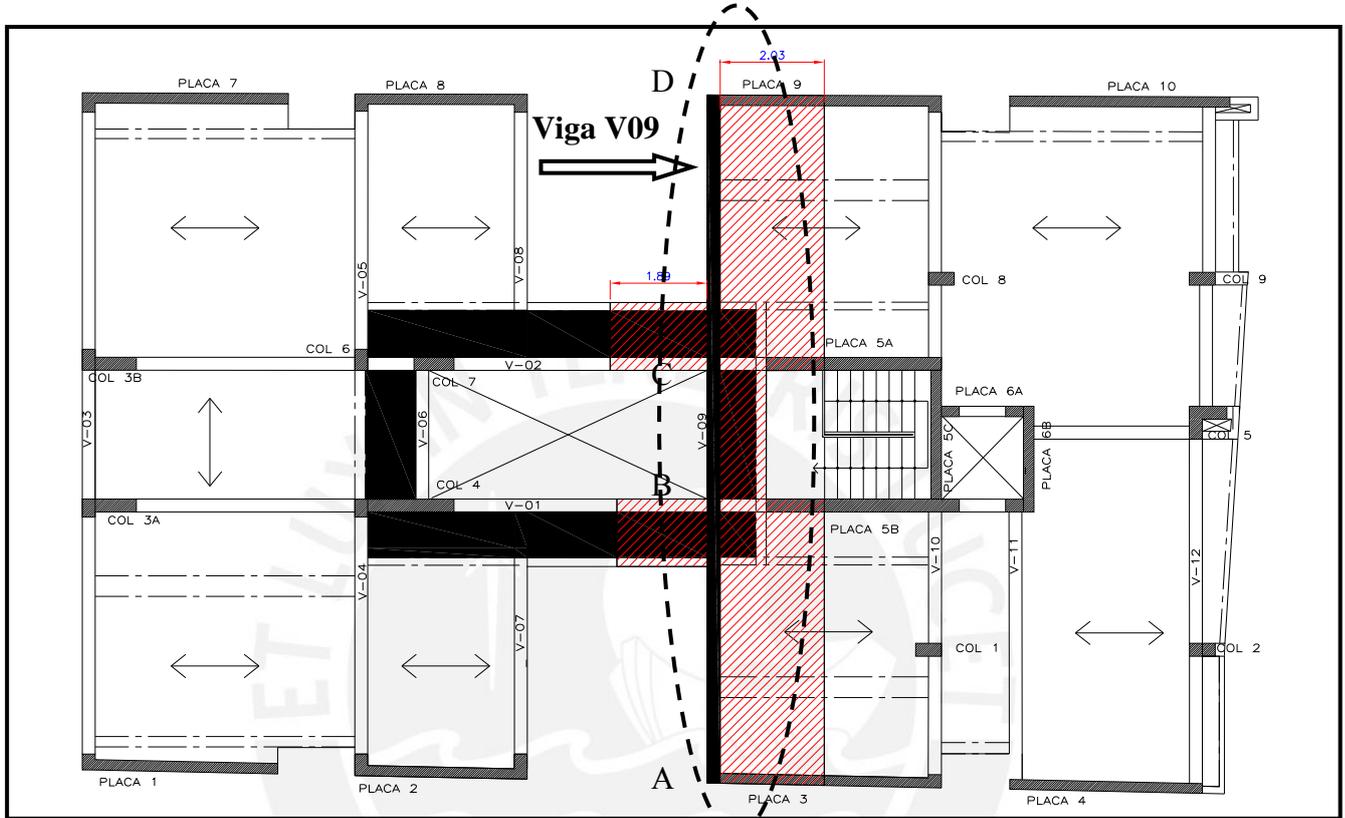


Fig. 4.5 Área Tributaria de la viga V-09

Esquema de cargas:

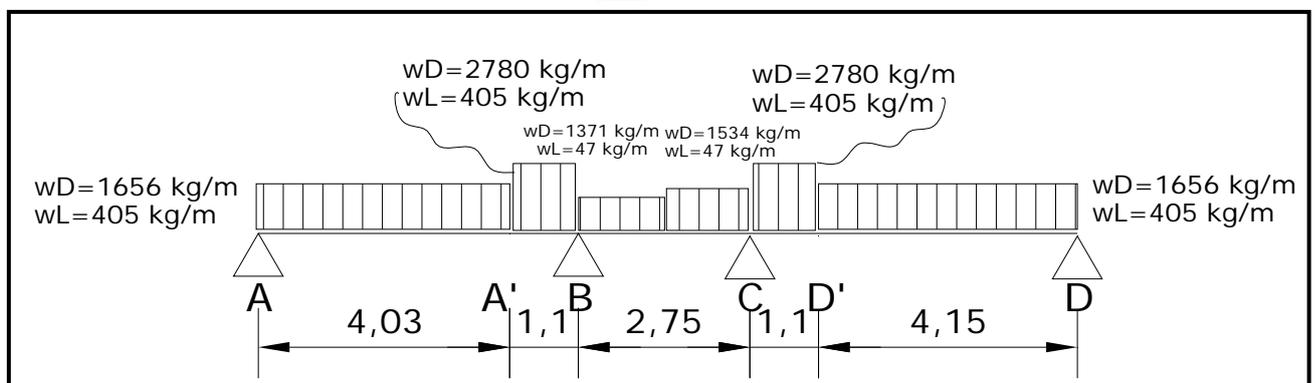


Fig. 4.6 Cargas sobre viga V-09 (Segundo piso)

Las cargas provenientes de la escalera, han sido consideradas como cargas puntuales, su valor corresponde a la reacción generada por el apoyo de la escalera sobre la viga. A continuación se presenta el metrado de cargas:

Tabla 4.1 Metrado de Viga V-09 de Piso Típico

V-09 (Tramos A-A' , D'-D)					
Aligerado (h=0,20m)	300	kg/m ²	x 2.025	m	= 608
Tabique sobre viga	546	kg/m			= 546
pp viga	2400	kg/m ³	x 0.25	m x 0.5	m = 300
Piso Terminado	100	kg/m ²	x 2.025	m	= 203
ω_D					1656
ω_L	200	kg/m ²	x 2.025	m	= 405
V-09 (Tramos A'-B , C-D') Tramo con losa maciza					
Aligerado (h=0,20m)	300	kg/m ²	x 2.025	m	= 608
Losa	2400	kg/m ³	x 0.2	m x 1.89	m = 907
Tabique sobre viga	546	kg/m			= 546
pp viga	2400	kg/m ³	x 0.25	m x 0.5	m = 300
Piso Terminado	100	kg/m ²	x 4.165	m	= 417
ω_D					2777
ω_L	200	kg/m ²	x 2.025	m	= 405
V-09 (Tramo B-B')					
Losa	2400	kg/m ³	x 0.2	m x 0.9	m = 432
Tabique sobre viga	546	kg/m			= 546
pp viga	2400	kg/m ³	x 0.25	m x 0.5	m = 300
Escalera	73	kg/m			= 73
Piso Terminado	100	kg/m ²	x 0.2	m	= 20
ω_D					1371
Escalera	7	kg/m			= 7
S/C	200	kg/m ²	x 0.2	m	= 40
ω_L					47
V-09 (Tramo B'-C)					
Losa	2400	kg/m ³	x 0.2	m x 0.9	m = 432
Tabique sobre viga	546	kg/m			= 546
pp viga	2400	kg/m ³	x 0.25	m x 0.5	m = 300
Escalera	236	kg/m			= 236
Piso Terminado	100	kg/m ²	x 0.2	m	= 20
ω_D					1534
Escalera	7	kg/m			= 7
S/C	200	kg/m ²	x 0.2	m	= 40
ω_L					47

4.3. Corrección por Proceso Constructivo

En el análisis estructural por medio del programa SAP 2000, se debe efectuar una corrección por proceso constructivo, esto consiste en corregir las deformaciones axiales que se producen en las columnas dado que la computadora aplica las cargas instantáneamente y con el pórtico completo, pero debido a que la construcción se da por etapas, la diferencia en el acortamiento de columnas se va corrigiendo.

La figura 4.7a muestra el pórtico del eje 7 sin corrección, se observa el achatamiento importante que se produce en las columnas. La figura 4.8a muestra los falsos momentos que se producen en las vigas debido a que aún no está corregido el efecto del proceso constructivo.

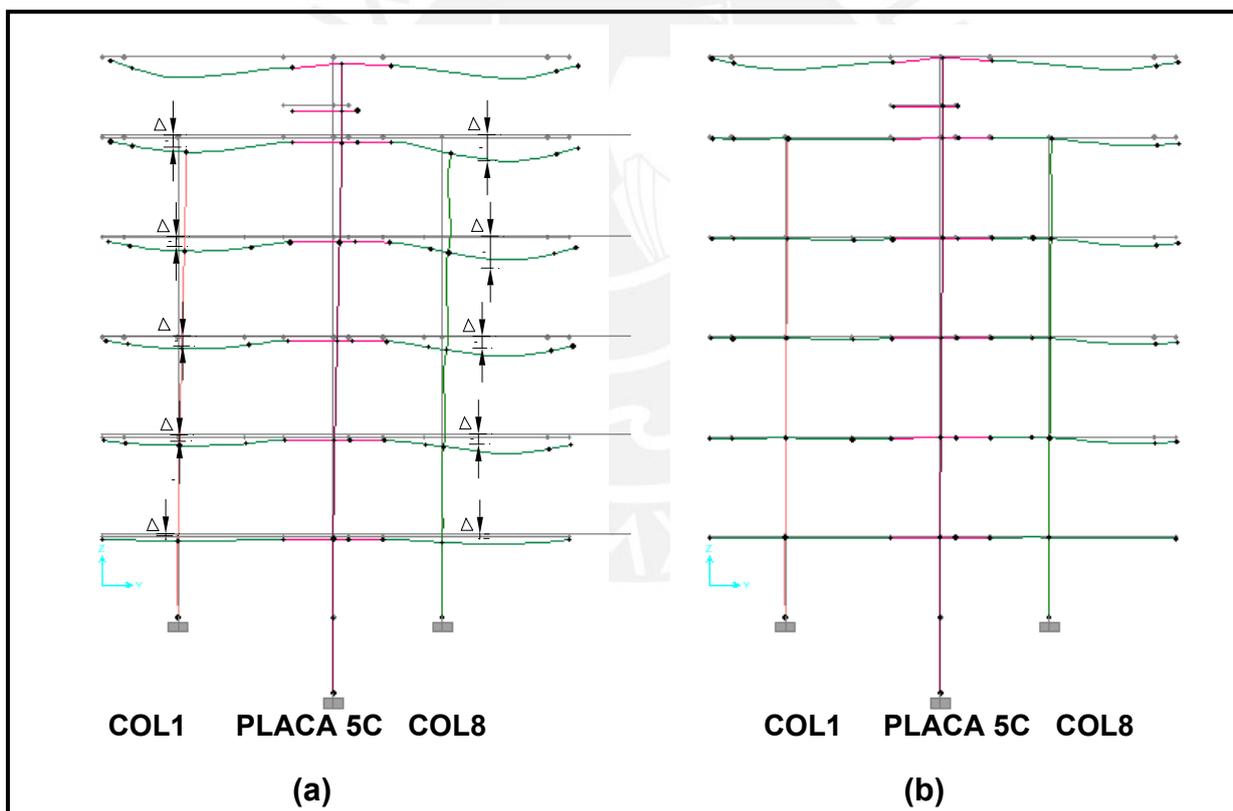


Fig. 4.7a: Deformaciones en Columnas sin corrección de proceso constructivo

Fig. 4.7b: Deformaciones en Columnas con corrección de proceso constructivo

Para corregir este efecto se añade un factor de incremento de área a las secciones requeridas. La figura 4.7b muestra el pórtico 7 con corrección, se observa que las columnas

ya no presentan deformación. La figura 4.8b muestra los momentos reales producidos en la viga.

La tabla 4.2 muestra los valores de desplazamiento vertical para los casos sin corrección y con corrección de procedimiento constructivo, se observa que la corrección introducida, genera desplazamientos verticales minimizados y uniformes.

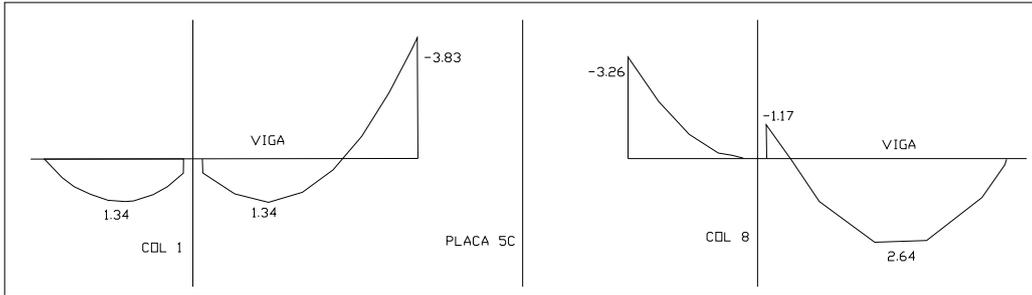
Tabla 4.2 Desplazamientos Verticales

	Sin Corrección por Procedimiento Constructivo (mm)	Con Corrección por Procedimiento Constructivo (mm)
Columna 1	-0.7	-0.1
Placa 5C	-0.3	-0.1
Columna 8	-0.75	-0.1

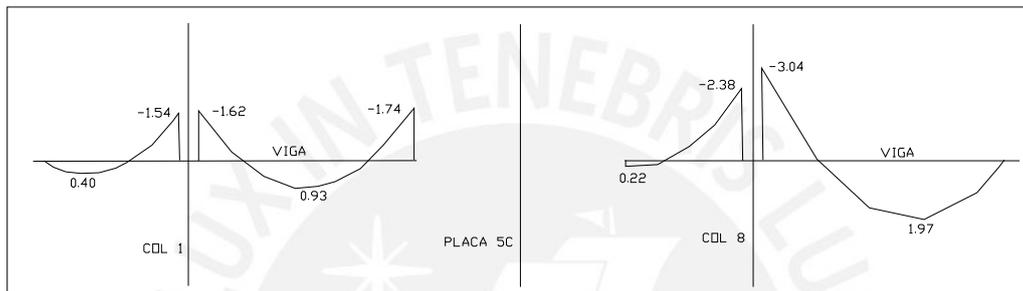
La tabla 4.3 muestra los valores de los momentos en las vigas obtenidos a la cara de las columnas o placas para los casos sin corrección y con corrección de procedimiento constructivo, los diagramas se muestran en las figuras 4.8a y 4.8b respectivamente.

Tabla 4.3 Momentos en Viga a cara de la columna o placa

	Sin Corrección por Procedimiento Constructivo (ton-m)	Con Corrección por Procedimiento Constructivo (ton-m)
Columna 1	-0.45	-1.54
Columna 1	-0.40	-1.62
Placa 5C	-3.83	-1.74
Placa 5C	-3.26	0.22
Columna 8	-0.00	-2.38
Columna 8	-1.0	-3.04



(a)



(b)

Fig. 4.8a Momentos sin corrección por proceso constructivo

Fig. 4.8b Momentos con proceso constructivo corregido

De la misma forma se procedió con la corrección de las columnas 5, 6, 7 y 8.

5. ANÁLISIS SISMICO

El análisis sísmico desarrollado es un análisis espectral. Un análisis espectral utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural total aproximada, en este caso se utilizó la combinación cuadrática completa permitido por la NTE E-030.

5.1. Representación de las propiedades inerciales

Se representan la masa traslacional y la inercia rotacional aplicada en nudos ubicados en los centros de gravedad de cada piso más una excentricidad de 0.05 de la longitud en planta perpendicular a la dirección de análisis. La tabla 5.1 muestra las masas e inercias correspondientes a cada nivel.

Tabla 5.1 Propiedades Inerciales de los diafragmas

Nivel	Masa(Ton seg^2/m)	Inercia Rotacional (Ton $\text{seg}^2 \text{ m}$)
Techo Sótano	32,548	1,879,633
Techo Nivel 1	31,995	1,800,578
Techo Nivel 2	31,995	1,800,578
Techo Nivel 3	31,995	1,800,578
Techo Nivel 4	31,995	1,800,578
Techo Nivel 5	11,743	231,243

5.2. Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño

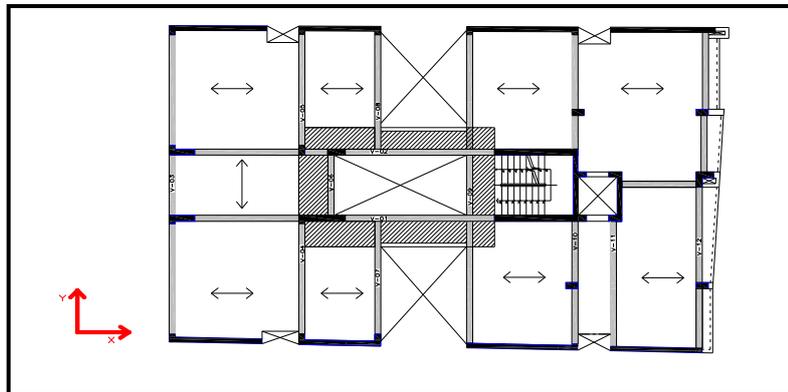


Fig. 5.1 Ejes principales de la edificación

Los parámetros sísmicos se toman de la Norma peruana, según la ubicación de la edificación.

- Parámetro Z, se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.
 $Z = 0.4$ (parámetro de zonificación, Lima pertenece a zona 3)
- Parámetro de Suelo tipo S1, corresponde a rocas o suelos muy rígidos. De la tabla N°2 (Cap 2, NTE- E.030): $S=1, T_p=0.4$
- Factor de amplificación sísmica C, se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.
 $C = 2.5 \times (T_p / T)^1, C \leq 2.5$
- Factor de Uso, en este caso se tiene uso de vivienda o uso común, por lo que: $U = 1$
- Configuración estructural: Se verifica que la estructura en estudio tiene Irregularidad de rigidez por presentar diferencia mayor al 85% en la suma de áreas secciones de elementos verticales de corte entre el piso 4 y el piso 5 y porque presenta esquinas entrantes en Planta.
- Coeficiente de Reducción R, Se considera en el eje X que el edificio es irregular con sistema de placas por lo que el coeficiente de reducción es $R = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$, en el eje Y el edificio es irregular con sistema de pórticos y muros, el coeficiente de reducción es de $R = \frac{3}{4} \times 7 = 5.25$

Para las dos direcciones analizadas, se utilizó un espectro de pseudo aceleraciones definido por $S_a = (ZUCS/R) \times g$. La figura 5.2 muestra los espectros de diseño utilizados.

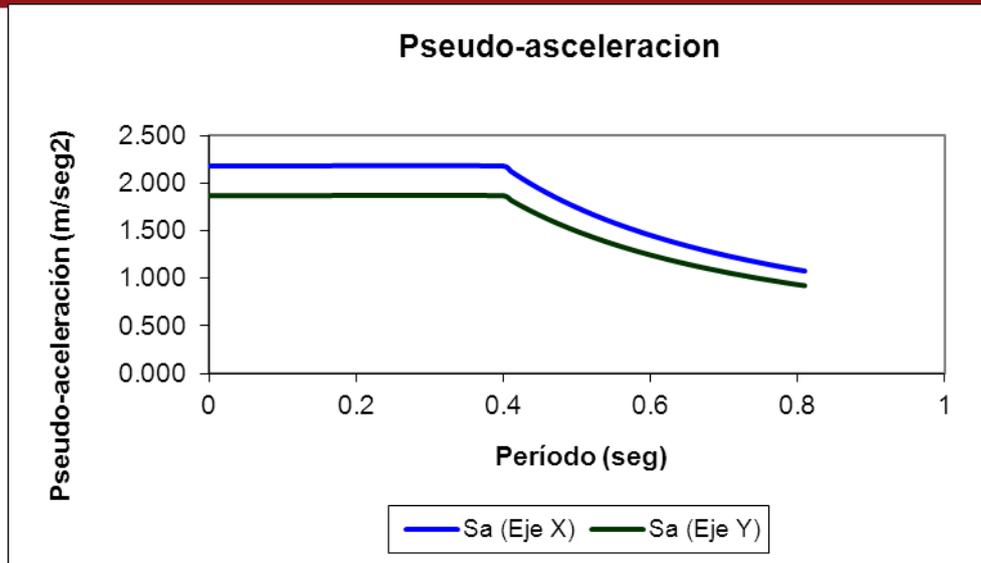


Fig.5.2. Pseudo-aceleración espectral

5.3. Resultados del Análisis Sísmico

5.3.1. Modos de Vibración

La tabla 5.2 muestra los resultados del periodo de vibración y porcentaje de masa participante para los 15 modos de vibración del edificio.

Tabla 5.2. Periodos y Masa Participante

Modo	T (seg)	% Masa participante eje x-x	% Masa participante eje y-y
1	0.658383	0.07%	65.58%
2	0.318231	10.44%	1.49%
3	0.249169	54.58%	0.01%
4	0.168604	0.09%	13.01%
5	0.082923	0.02%	2.82%
6	0.067476	1.62%	2.68%
7	0.055233	15.40%	0.32%
8	0.048806	3.10%	0.41%
9	0.044201	0.27%	1.30%
10	0.032091	0.13%	11.23%
11	0.027315	3.17%	0.88%
12	0.02358	3.55%	0.15%
13	0.019389	1.38%	0.04%
14	0.016481	1.22%	0.01%
15	0.016184	1.44%	0.01%

De la tabla 5.2 se observa que en el eje Y el periodo predominante es de $T = 0.66$ seg correspondiente al Modo 1 ya que tiene el mayor porcentaje de masa participante 65.6%; en el eje X, se tiene $T = 0.25$ como periodo predominante que corresponde al modo 3 de vibración, con 54.6% de masa participante.

Los resultados muestran que el edificio es mas rígido en la dirección X con sistema de Placas con un periodo más corto $T = 0.25$ y en relación a la dirección Y, $T = 0.66$.

5.3.2. Desplazamientos Laterales

La tabla 4.3 muestra los desplazamientos elásticos e Inelásticos obtenidos. El desplazamiento inelástico se obtiene multiplicando $\frac{3}{4} R$ (coeficiente de reducción) el desplazamiento elástico:

Tabla 4.3. Distorsión angular

Desplazamientos Laterales en eje X				
Piso	Despl Relativo al suelo (cm)	Despl Inelástico Relativo al suelo (cm)	Desplazamiento de entrepiso D1 (cm)	Distorsión angular Di/he (0/00)
Semisótano	0.0163	0.06		
1	0.0781	0.26	0.209	0.74
2	0.1706	0.58	0.312	1.11
3	0.2800	0.95	0.369	1.32
4	0.3934	1.33	0.383	1.37
4'	0.4001	1.35		
5	0.4827	1.63	0.301	1.08
Desplazamientos Laterales en eje Y				
Piso	Despl. Relativo al suelo (cm)	Despl Inelástico Relativo al suelo (cm)	Desplazamiento de entrepiso D1 (cm)	Distorsión angular Di/he (0/00)
Semisótano	0.0248	0.10		
1	0.3395	1.34	1.239	4.43
2	0.7690	3.03	1.691	6.04
3	1.2032	4.74	1.710	6.11
4	1.5706	6.18	1.447	5.17
5'	1.7080	6.73	0.541	1.93

Se cumple en todos los casos que la distorsión angular es menor a la permitida para concreto armado 7(%) .

5.3.3. Fuerza Cortante

Cálculo del cortante Basal Estático

Z=	0,4	(Zona 3 Tabla 1)
U=	1	(Edificación Común)
S=	1	(Roca o suelo muy rígido, $T_p=0.4$)
Tx=	0.25 (55%)	Eje X: C= 2.50 MODO 3
Ty=	0.66 (66%)	Eje Y : C= 1.52 MODO 1
R (EJE X)=	4,5	Edificio irregular con sistema de placas
R (EJE Y)=	5,25	Edificio irregular con sistema de pórticos y muros
P=	1694.5	ton
V=	$\frac{ZXUXSXC \times P}{R}$	

Vx estático=	377	ton	90% V est =	339	ton
Vy estático=	196	ton	90% V est=	176	ton

Cortante basal para el diseño:

Vx dinámico= 226 ton
Vy dinámico=141 ton

De acuerdo a la NTE E-0.30, para estructuras irregulares la Fuerza cortante no puede ser menor del 90% de la Fuerza Cortante estática. Luego igualando el 90% del cortante basal estático y el cortante basal obtenido de la superposición espectral, se obtiene que las fuerzas internas deben ser escaladas con un factor "f", donde

$$f = 0.9 V_{\text{estático}} / V_{\text{dinámico}}, f \geq 1$$

por lo tanto, los factores para los ejes X e Y son:

Factor "fx" = $339 / 226 = 1.50$
Factor "fy"= $176 / 141 = 1.25$

5.3.4. Estabilidad del Edificio

La NTE E-030 indica que la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual al 1.5

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento volcante ≥ 1.5

El Momento estabilizante se calcula como el momento que se opone al volteo desde un extremo de la base del edificio, de tal forma que es igual al peso total multiplicado por la mitad de la longitud en planta de la dirección de análisis.

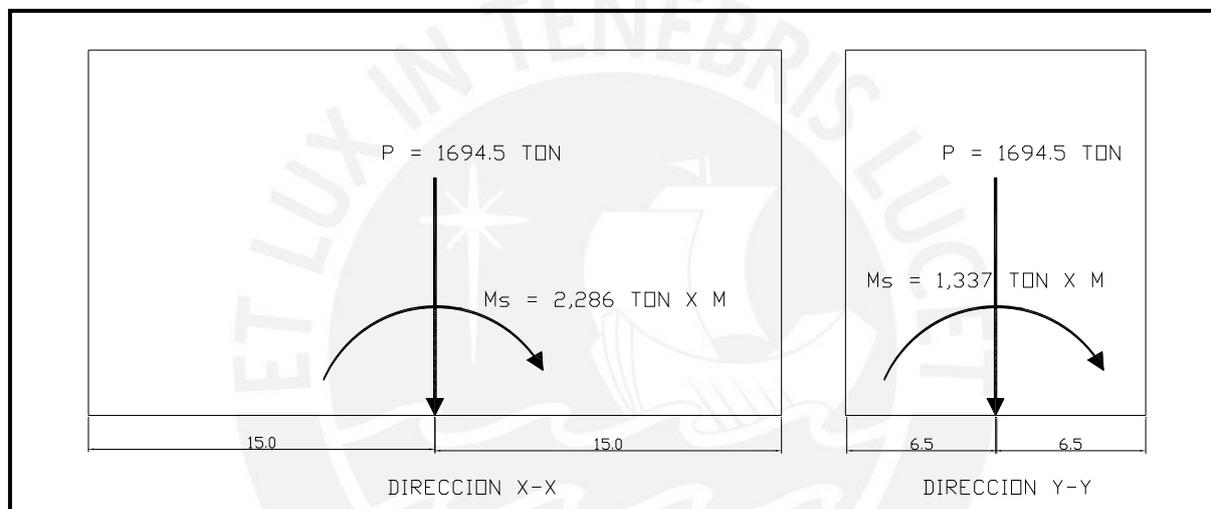


Fig.4.5. Desplazamientos Y Cortantes de entresijos.

Para Eje X-X: $FS = 1679\text{TON} \times 15.0 \text{ M} / 2286 \text{ TON} \times \text{M} = 11.1$

Para Eje Y-Y: $FS = 1679\text{TON} \times 6.5 \text{ M} / 1337 \text{ TON} \times \text{M} = 8.2$

Los factores obtenidos son mayores a 1.5, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio.

5.3.5. Junta de Separación

La NTE E0.30 señala que la estructura se debe separar del límite de propiedad al menos 2/3 del desplazamiento máximo del edificio y como mínimo $s/2$; $s = 3 + 0.004 (h - 500)$.

En la dirección XX:

Dist. del Limite de Propiedad $\geq 2/3 (1.6\text{cm}) = 1.1 \text{ cm}$; y

Dist. del Limite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (1495 - 500)) / 2 = 3.50$ cm.

En la dirección YY:

Distancia del Limite de Propiedad $\geq 2/3 (6.7\text{cm}) = 4.5$ cm; y

Distancia del Limite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (1495 - 500)) / 2 = 3.50$ cm.

Luego, Tomamos junta de 5 cm en ambas direcciones.

6. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El diseño de los muros de concreto armado, placas, vigas, losas y demás elementos estructurales, fue realizado por el método de resistencia última de acuerdo a la Norma Peruana de Concreto Armado E-060.

6.1. Procedimiento general de diseño a la rotura

En el diseño de los elementos estructurales, se busca que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la sollicitación última. La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción Φ , la resistencia nominal depende de la calidad del concreto, de la cantidad de acero colocado y de las dimensiones de la sección, mientras que la sollicitación última que se obtiene de las cargas amplificadas mediante combinaciones de los diferentes casos de análisis.

Así se tiene:

Flexión:	$\Phi Mn \geq Mu$
Corte:	$\Phi Vn \geq Vu$
Axial:	$\Phi Pn \geq Pu$

Los factores de reducción de reducción Φ , son los indicados en la Norma Peruana E-030. A continuación se muestra los valores de los factores de reducción.

Tabla 6.1. Factores de Reducción

FUERZA DE SECCIÓN	FACTOR DE REDUCCIÓN (Φ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Compresión y Flexo compresión Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

6.2. Combinaciones de Carga

A continuación se muestra las cinco combinaciones de carga. Los factores para sismo en X e Y, son los valores que se obtuvieron para que dicho factor multiplicado por el cortante basal dinámico sea igual al 90% del cortante basal estático (ver Cap. 5.3.3).

MV: 1.5 Muerta + 1.8 Viva

MVSX1: 1.25 (Muerta + Viva) + **1.50** (SISXX)

MVSY1: 1.25 (Muerta + Viva) + **1.25** (SISYY)

MSX1: 0.90 Muerta + **1.50** SISXX

MSY1: 0.90 Muerta + **1.25** SISYY

6.3. DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS

6.3.1. Fundamentos para el Diseño por Flexión

Las consideraciones previas para el diseño son:

- 1) Acero de refuerzo tiene comportamiento elastoplástico
- 2) Concreto tiene deformación unitaria última igual a 0.003
- 3) Para una sección sometida a flexión, se tiene la distribución de esfuerzos de compresión de forma rectangular propuesto por Whitney.

La figura 6.1 muestra la los esfuerzos de compresión propuesto por Whitney, donde: $C = 0.85 f'c a$, $T = A_s f_y$, $a = \beta c$, $\beta = 0.85$ para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

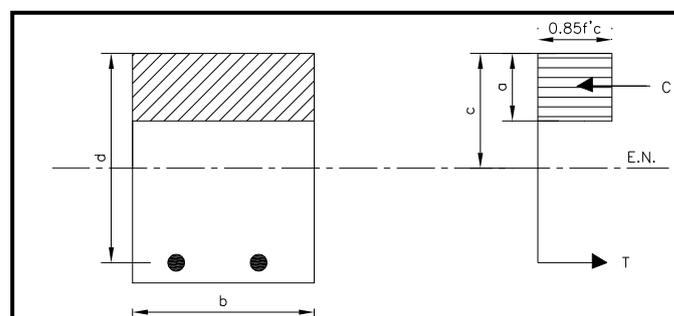


Figura 6.1. Distribución de esfuerzos propuesto por Whitney

Procedimiento para el Diseño de un elemento sujeto a flexión:

1) Calculo del Acero:

Se calcula K_u :

$$K_u = M_u / (b \times d^2),$$

Donde: b y d son datos de la sección y M_u son los momentos actuantes máximos

Se calcula el Acero A_s :

Se calcula la cuantía ρ y el Acero $A_s = \rho \times b \times d$, conociendo la ecuación

$$K_u = \Phi \rho f_y (1 - 0.59 \rho f_y / f'_c) \text{ y los valores tabulados de } K_u.$$

2) Verificación de la Fluencia del Acero

Se calcula "a":

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b),$$

donde: A_s ya fue calculado, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c=210\text{kg/cm}^2$, b es dato de la sección

Se calcula "c":

$$c = a/\beta,$$

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

Se calcula la fluencia del acero: ϵ_s

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} (d-c)/c,$$

Donde, $\epsilon_{cu} = 0.003$

Se verifica que la fluencia sea mayor a la fluencia del acero: $\epsilon_s > \epsilon_y = 0.0021$

3) Verificación del Acero Máximo y Mínimo

Se calcula A_s máx.:

$$\rho \text{ máx.} = 0.75 \times \rho_b; \rho_b = 0.85 \times \beta \times f'_c / (f_y \times (6000 / (6000 + f_y))); \text{ donde } f'_c=210, \beta=0.85$$

$$A_s \text{ max} = \rho \text{ max} \times b \times d$$

Se verifica que $A_s < A_s \text{ máx.}$

Se calcula A_s min:

$$A_s \text{ min} = 0.7 \times \sqrt{f'_c} / f_y \times b \times d$$

Se verifica que $A_s > A_s \text{ min}$

6.3.2. Fundamentos para el Diseño por Corte

Se debe satisfacer que:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Donde: V_u es la resistencia requerida tomada en la sección crítica (a "d" de la cara) del elemento y V_n es la resistencia nominal.

La Resistencia nominal es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

La Resistencia del concreto a la fuerza cortante es $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$

La Resistencia al corte aportada por el acero transversal es: $V_s = A_v f_y d / s$

Donde: A_v : Área de acero transversal provisto para resistir corte

s : Separación del refuerzo transversal; d : Peralte de Viga; f_y : 4200kg/cm²

Se utilizan estribos cerrados con gancho estándar a 135° con acero no mayor a 4200 kg/cm², como refuerzo transversal debido a que la edificación esta ubicada en zona sísmica.

Procedimiento de diseño por corte:

Valores de V_u

1. En el diagrama V_u actuante se ubican las secciones críticas

Espaciamiento de Estribos

2. Si $V_u \leq 0.85V_c$; $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$. => Colocar Estribos mínimos: $S_{m\acute{a}x} = A_v f_y / (3.5b)$
3. Si $V_u < 0.5 \Phi V_c$ => No se requiere colocar estribos, salvo requisitos de diseño sismo resistente.
4. Si $V_u > \Phi V_c$ => Requiere estribos: $V_s = V_u / \Phi - V_c$
 Si $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b d$ => Diseñar estribo: $S = A_v f_y d / V_s$
 Si $V_s > 2.1 \sqrt{f'_c} b d$ => Se debe cambiar la sección.
5. V_s limite = $1.1 \sqrt{f'_c} b d$
 Si $V_s < V_s$ limite => $S_{m\acute{a}x} = 60\text{cm}$ o $d/2$
 Si $V_s > V_s$ limite => $S_{m\acute{a}x} = 30\text{cm}$ o $d/4$

Requerimiento Sísmico para el espaciamiento de estribos:

6. En una longitud 2 h medidos desde la cara de la viga se encuentra la zona de confinamiento, donde el primer estribo esta a no más de 10cm, el espaciamiento, no deberá exceder de: $d/4$ y mayor a 15cm, 10 db, 24 dv, 30cm

La zona central deberá tener un espaciamiento de: 0,5 d o el requerido por la fuerza cortante.

6.3.3. Ejemplo de diseño de Viga V-09 del Segundo nivel

Se presenta el diseño de la viga V-09 del segundo nivel cuyo esquema de cargas se encuentra en el capítulo 4.2.2. La figura 6.2 muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

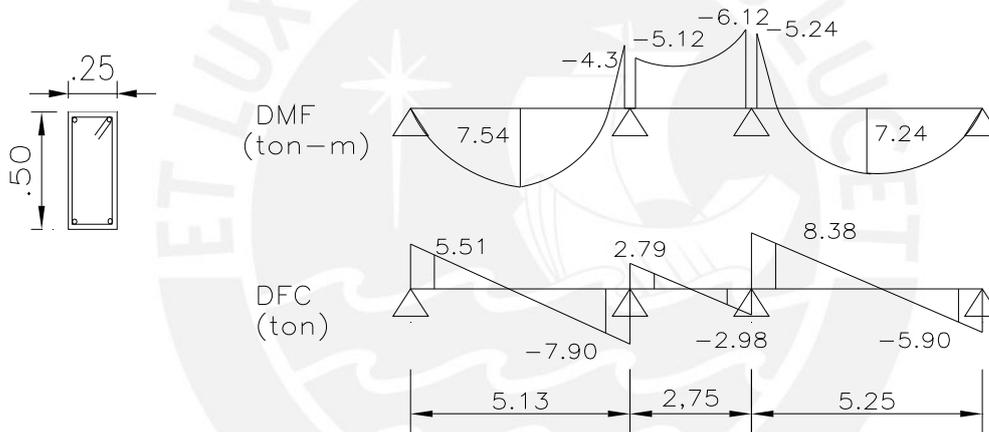


Fig.6.2 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector de Viga V-09

Diseño de Viga por Flexión:

1) Calculo del Acero

Mact (t-m)	b (cm)	d(cm)	Ku	ρ	As (cm ²)
+7.54	25	44	15.58	0.00435	4.79
-5.12	25	44	10.58	0.00290	3.19
+6.12	25	44	12.64	0.00350	3.85
-7.24	25	44	14.96	0.00415	4.57

2) Verificación del Acero máximo y mínimo

Se cumple que $A_s < A_{s \max}$, donde $A_{s \max} = 17.5 \text{ cm}^2$

$A_{s \min} = 2.66 \text{ cm}^2$

As (cm ²)	
4.79	3 Φ 1/2" + 2 Φ 3/8"
3.19	2 Φ 1/2" + 1 Φ 3/8"
3.85	2 Φ 1/2" + 2 Φ 3/8"
4.57	2 Φ 1/2" + 3 Φ 3/8"

Diseño de Viga por corte:

1) Valores de Vu y Φ Vc:

Vu (Ton)	Ln(m)	bw (cm)	d (cm)	Φ Vc (Ton)
5.51	5.13	25	44	7.18
7.9	5.13	25	44	7.18
2.7	2.75	25	44	7.18
2.98	2.75	25	44	7.18
8.38	5.25	25	44	7.18
5.9	5.25	25	44	7.18

2) Espaciamientos máximos de Estribos "s":

Φ Vu < Φ Vc?	s_{\max} (cm)	Vs (ton)	Φ Vs $\leq 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$?	s (cm)
Sí. Colocar estribos mínimos	68.16			
No. Calcular Vs		0.8	Si. Calcular "s"	310
Sí. Colocar estribos mínimos	68.16			
Sí. Colocar estribos mínimos	68.16			
No. Calcular Vs		1.4	Si. Calcular "s"	186
Sí. Colocar estribos mínimos	68.16			

Vs limite (ton)	s_{\max} (cm)	Espaciamientos máximos de estribos "s"
		68.16
17.53	22.00	22.00
		68.16
		68.16
17.53	22.00	22.00
		68.16

3) Requerimiento Sísmico para el espaciamiento de estribos:

En una longitud 2 h medidos desde la cara de la viga el espaciamiento, no deberá exceder de: $d/4$ y mayor a 15cm, 10 db, 24 dv, 30cm. La zona central deberá tener un espaciamiento de: 0,5 d o el requerido por la fuerza cortante. Así, se obtienen, los siguientes estribos: 1@5, 8@10, R@20

La figura 6.3 muestra la Armadura de la Viga V-09

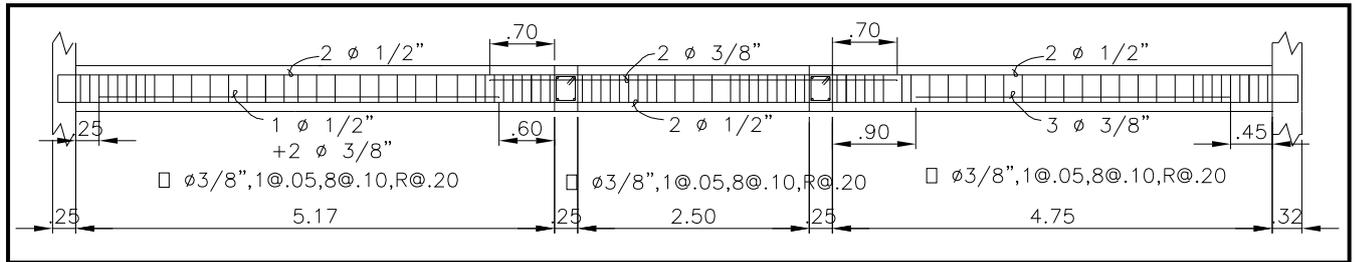


Fig.6.3 Armadura en Viga de Sótano VS-09

6.3.4. Ejemplo de diseño de Losa Aligerada

Diseño de Vigueta del techo de Sótano, ejes 2 – 3 / A – D:

La figura 6.4 muestra las dimensiones de la vigueta.

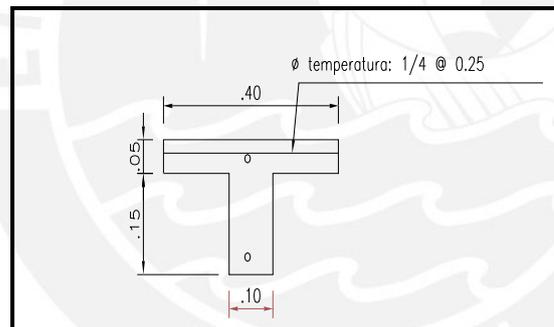


Fig. 6.4. Sección de Vigueta

Del análisis de fuerzas internas presentado en el acápite 4.1, se obtuvieron los momentos últimos que aparecen en la primera columna de la tabla 6.2.

Diseño de vigueta por flexión:

En el caso de Momentos Negativos el ancho del alma es $b_w = 10\text{cm}$ y en el caso de Momentos positivos $b_w = 40\text{cm}$. Así se tiene,

Para $M_u = 1.05\text{ ton-m}$, $K_u = M_u / (b \times d^2) = 1.05 \times 10^5 / (10 \times 17^2) = 36.33$, de Tablas, se obtiene $\rho = 0.0115$, por tanto $A_s = \rho \times b \times d = 0.0115 \times 10 \times 17 = 1.955\text{ cm}^2$, se ha colocado $A_s = 1\Phi 1/2" + 1\Phi 3/8"$

De la misma forma se obtienen el resto de acero por flexión, a continuación se muestra la tabla 6.2 con los resultados.

Tabla 6.2. Calculo de Fierro para Aligerado

Mu (ton-m)	Ku	ρ	As (cm ²)	As colocado
-0.92	31.83	0.00949	1.61	1Φ1/2" + 1 Φ 3/8"
-1.05	36.33	0.0115	1.955	1Φ1/2" + 1 Φ 3/8"
+0.98	8.48	0.00231	1.57	1Φ1/2" + 1 Φ 3/8"
+1.05	9.08	0.00249	1.69	1Φ1/2" + 1 Φ 3/8"

Refuerzo de contracción y temperatura:

$$As_{temp} = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 5\text{cm} = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m} \approx \frac{1}{4}'' @ 33\text{cm}. \quad As_{temp} = \frac{1}{4}'' @ 25\text{cm}.$$

Diseño por Corte de Vigueta:

La Capacidad por Corte de la Vigueta, para $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ es de:

$$\Phi V_c = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 1.1) = 7.18 \text{ kg}/\text{cm}^2,$$

Para $b_w = 10\text{cm}$, se tiene: $\Phi V_c = 7.18 \times 10 \times 17 = 1,220 \text{ kg}$

El Diagrama de Fuerza Cortante DFC de la figura 6.5, muestra los valores de V_u a una distancia "d = 17cm" de la cara por ser puntos de sección crítica. Se tiene dos casos donde no se cumple $V_u < \Phi V_c$, que son $(V_u=1,253\text{kg}) > (\Phi V_c = 1,220\text{kg})$ y $(V_u=1,325\text{kg}) > (\Phi V_c = 1,220\text{kg})$.

Se ha efectuado un ensanche de losa de 25cm y 44cm, el ancho del ensanche es de $25 + 17 = 42\text{cm}$ y $44 + 17 = 61\text{cm}$, para ambos casos el ancho corresponde a dos ladrillos o 60cm (ver figura 6.6), la longitud de ensanche fue determinado en los puntos donde $V_u \geq 1,220\text{kg}$. La zona de ensanche tendrá una capacidad por corte de $\Phi V_c = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 1.1) \times 50 \times 17 = 6,100 \text{ kg}$ y se cumple que $V_u < \Phi V_c$.

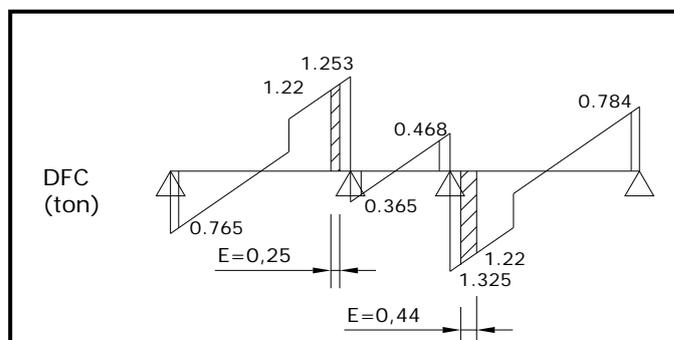


Fig.6.5. Diagrama de Fuerza Cortante y Ensanche de Aligerado

La figura 6.6 muestra el diseño del aligerado en estudio:

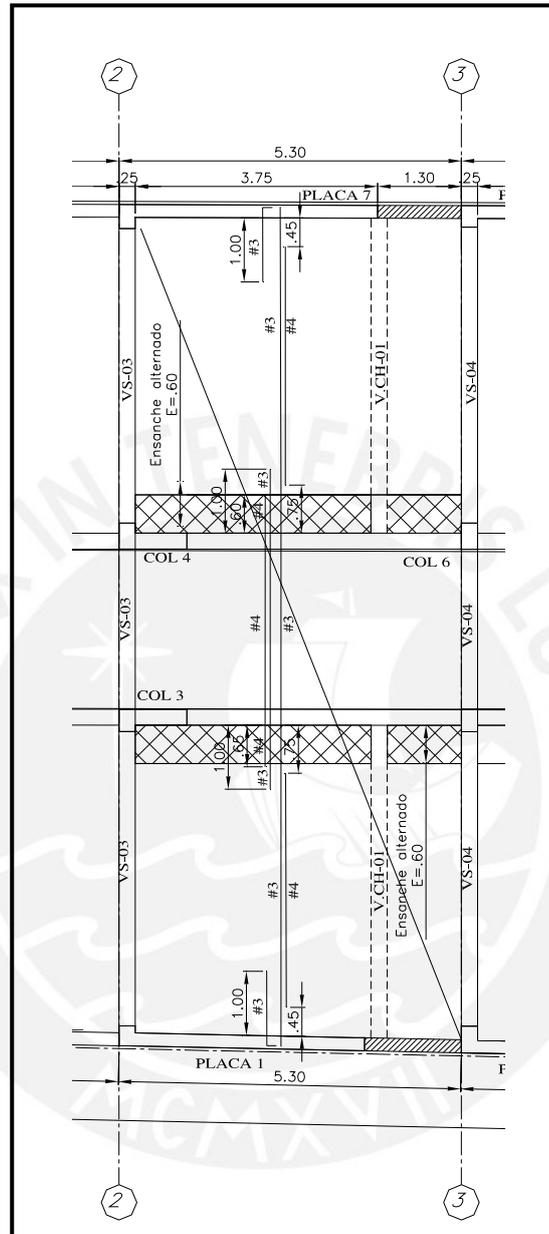


Fig.6.6. Distribución del Acero del aligerado ubicado entre los ejes 2 y 3

6.4. DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS

6.4.1. Diseño de columnas por Flexo compresión

Para el diseño de una columna sometida a Flexo compresión, teniendo ya el área estimada del predimensionamiento, se estima una distribución del refuerzo y se obtiene el diagrama de interacción $\Phi P_u - \Phi M_u$. Los diagramas de interacción representan las combinaciones de carga axial y momentos flectores últimos de diseño que resiste la sección.

Junto al diagrama de Interacción se grafican las combinaciones de carga actuantes, estas deben encontrarse dentro del diagrama de interacción. Para optimizar el diseño, se puede repetir el proceso con otras distribuciones de refuerzo, evaluando las cuantías en cada caso y finalmente se elige la sección más eficiente o sea la que requiera menos refuerzo.

6.4.2. Diseño de Columnas por Corte

1) Procedimiento

Para el diseño por corte se pueden seguir los siguientes pasos:

- Se obtiene V_u del análisis estructural.
- Se calcula el aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times (1 + N_u / (140 \times A_g))$$
 Donde, $A_g = b \times d$ (sección de la columna).
 N_u = carga axial P_u máxima de las combinaciones de carga (valores SAP)
- Se calcula el aporte del acero:
 $V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi$, donde V_s es la fuerza cortante absorbida por el acero
- Se calcula la separación de estribos:

$$s = A_v f_y d / V_s$$

Luego, Si $V_u < \Phi V_c$, no se requerirá estribos, y se colocaran estribos por requerimiento sísmico en las vigas que lo requieran.

2) Requisitos por diseño Sismo resistente

- La zona de confinamiento es la mayor de

{	1/6 de luz libre de la columna,
	Máxima dimensión de la sección transversal de la columna,
	45cm.

- Estos estribos tendrán un espaciamiento que no exceda de 10cm o la mitad de la dimensión más pequeña de la sección.
- El primer estribo se coloca a 5cm de la cara superior o inferior de la viga.
- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no deberá exceder de 16db de la menor barra longitudinal, la menor dimensión de la columna (b ó t) ó 30cm, a menos que las exigencias del diseño indiquen espaciamientos más pequeños.
- El Refuerzo transversal dentro del nudo columna-viga, se puede calcular con la siguiente formula: $A_v \geq 7 \cdot b \cdot s / f_y$; donde: b: Ancho del nudo en la dirección analizada; s: Espaciamiento, debe ser menor a 15cm.

6.4.3. Ejemplo de Diseño de una Columna (COL 1)

Se trata de una columna de 25cm x 50cm con $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$

2) Valores de Momento y Cortantes para las Combinaciones de Cargas:

En la base del primer nivel se tienen los siguientes esfuerzos y combinaciones:

CARGA	P (ton)	MOM 3-3 (ton-m)	V 2-2 (ton)
MUERTA	-29	-0.1	-0
VIVA	-8	-0	-0
SISMO XX	8	0.5	0.1
1 1,5M+1,8V	58	0.2	-0
2 1,25(M+V)+1,50S	57	0.9	0.1
3 1,25(M+V)-1,50S	35	-0.6	-0.1
4 0,9M+1,50S	14	-0.6	0.1
5 0,9M-1,50S	37	0.8	-0.1

CARGA	P (ton)	MOM 2-2 (ton-m)	V 3-3 (ton)
MUERTA	-29	-0.1	-0
VIVA	-8	-0	-0
SISMO YY	24	0.3	0.1
1 1,5M+1,8V	58	0.2	-0
2 1,25(M+V)+1,25S	76	0.6	0.1
3 1,25(M+V)-1,25S	16	-0.3	-0.1
4 0,9M+1,25S	-4	-0.3	0.1
5 0,9M-1,25S	56	0.5	-0.1

3) Estimación de cuantía:

Se estima la cuantía: $\rho = 0.01$, Luego $A_s = 12.5\text{cm}^2 \approx 8 \text{ var } 5/8''$ y se distribuye como indica la figura 6.7

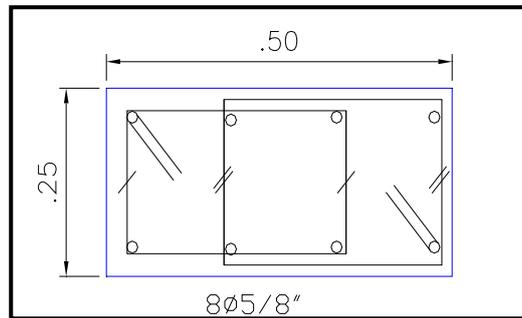


Fig. 6.7. Armadura de Columna 1

4) Diagrama de Interacción:

La figura 6.8 muestra el diagrama de interacción donde se verifica que todos los puntos de las combinaciones se encuentran en el interior del diagrama.

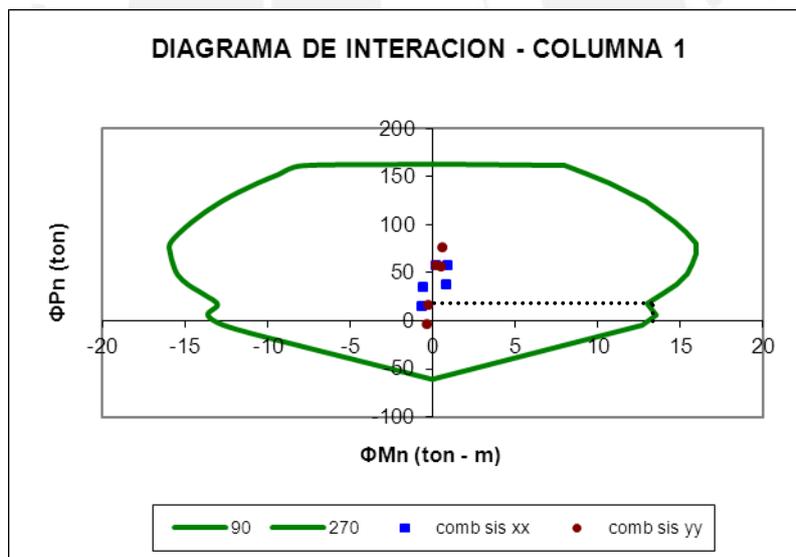


Fig. 6.8. Diagrama de Interacción de Columna 1

Diseño por Corte de Columna COL 1:

1) Valores de V_u y ΦV_c :

Se calcula el máximo valor de V_u de las combinaciones de carga: $V_u = 136 \text{ kg}$

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times (1 + P_u / (140 \times A_g)) = 7,175 \text{ kg}$, donde $b=25\text{cm}$, $d=45\text{cm}$, $A_g=25 \times 50=1250\text{cm}^2$, $P_u=4,000\text{kg}$.

2) Espaciamientos máximos de Estribos "s":

$V_u < \Phi V_c$, Luego solo requiere estribos mínimos, pero se colocara estribos por requerimiento sísmico.

3) Requerimiento Sísmico para el espaciamiento de estribos:

$2 \square 3/8$ " : $1@5, 7@10, R@15$

La figura 6.9 muestra la armadura final de la columna 1

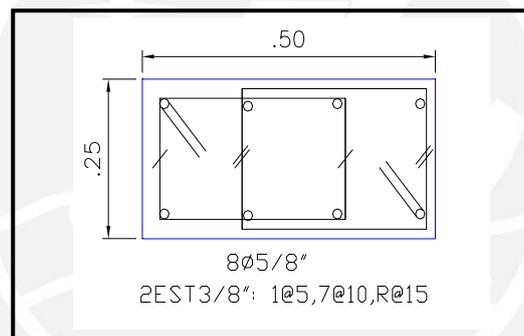


Fig. 6.9. Armadura de Columna 1

Para la carga de $P=16\text{ton}$, el momento resistente leído del diagrama de Interacción es $M_u=14\text{ton-m}$, por tanto la capacidad requerida de cortante sería $V_u=(14+14)/2.8=10\text{ton}$, para este valor correspondería $V_s=(10,000-7,512)\text{kg}/0.85 = 2927\text{kg}$ y por tanto, el espaciamiento de estribos es

$s = (4 \times 0.71\text{cm}^2) \times 4200\text{kg}/\text{cm}^2 \times (45\text{cm}) / 2927\text{kg} = 183\text{cm}$, espaciamiento que es superior al mínimo colocado.

6.4.4. Diseño de Placas

Para el diseño por Flexo compresión,

1) Acero en Núcleos extremos:

Se estima la fuerza actuante en las Núcleos extremos como el momento máximo (obtenido de la combinaciones de cargas), dividido entre la longitud de la placa; luego la cantidad de Acero requerido sería igual a la fuerza obtenida dividida entre $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

2) Acero distribuido en la Placa:

- Se determina $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times t \times d$, donde t = espesor de la placa, $d=0.8L$, L es la longitud de la sección de la placa.
- Se obtiene V_u del análisis estructural.
- Se calcula $V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi$
- Determinamos el espaciamiento del fierro horizontal despejando s de la ecuación: $V_s = A_v f_y d / s$, donde A_v =Área de la sesión total de fierro horizontal, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- La cuantía de fierro horizontal es $\rho_H = A_{SH} / (100t)$, donde A_{SH} es el área de acero en un metro de franja horizontal y en el espesor "t" de la placa.
- Teniendo la cuantía del fierro horizontal se calcula la cuantía del refuerzo vertical mediante la siguiente formula:

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

3) Diagrama de Interacción:

Con la sección predefinida, se calcula el diagrama de interacción correspondiente y se grafican los puntos resultantes de las cinco combinaciones de carga. Si los puntos están lejos del diagrama de interacción se cambia el acero (generalmente en los extremos) y se recalcula el diagrama de interacción. Este proceso se repite hasta que todos los puntos estén en el interior, lo más cercano al diagrama.

6.4.5. Ejemplo de Diseño de Placa (Placa 1)

Diseño de Placa 1 del primer nivel:

1) Datos: Placa de 3.8 x 0.2. $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

2) Valores de Momento y Cortante para las Combinaciones de Carga:

CARGA	P (ton)	MOM 3-3 (ton-m)	V (ton)
MUERTA	-38	-38	2
VIVA	-4	-8	0.4
SISMO X-X	0.7	115	26
1,5M+1,8V	64	71	4
1,25(M+V)+1,50S	53	230	43
1,25(M+V)-1,50S	51	-115	-37
0,9M+1,50S	33	-138	41
0,9M-1,50S	35	207	-38

En la Base del Nivel 1: (Datos del SAP)

(SIS Y-Y)

CARGA	P (ton)	MOM 3-3 (ton-m)	V (ton)
MUERTA	-38	-38	2
VIVA	-4	-8	0.4
SISMO Y-Y	3	66	14
1,5M+1,8V	64	71	4
1,25(M+V)+1,25S	55	140	21
1,25(M+V)-1,25S	49	-25	-15
0,9M+1,25S	31	-48	20
0,9M-1,25S	37	117	-16

3) Acero en Núcleos extremos:

Fuerza actuante en cada uno de los dos núcleos extremos F

$F = \text{Momento máximo de las combinaciones} / \text{longitud de placa} = 230\text{ton-m} / 3.8\text{m}$

$F = 60.47 \text{ ton}$

Acero en cada uno de los dos núcleos extremos $A_s = F / f_y = 12.74 \text{ cm}^2$

Luego, tomamos $A_s = 6 \Phi 3/4''$ en cada núcleo.

4) Acero distribuido en Placa:

El Cortante absorbido por el acero es $V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi \approx 0$ Por lo tanto se tomara Fierro horizontal mínimo:

$\rho_H \text{ distribuido min} = 0.0025$

$\rho_H \text{ distribuido} = A_s / (100 \text{ t})$

Igualando las dos expresiones se tiene: $0.0025 = A_s / (100 \times 20)$, luego **$A_s = 5 \text{ cm}^2 / \text{m}$**

El espaciamiento máximo “s” será el menor de: $L/5 = 3.8\text{m} / 5 = 0.76\text{m}$; $3t=3 \times 0.20\text{m} = 0.60\text{m}$; 0.45m . Luego el espaciamiento máximo es $s = 45\text{cm}$. Luego,

As horizontal = 2 capas de 3/8” @ 25cm.

Fierro Vertical: $\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (\rho_H - 0.0025) = 0.0025$

As vertical = 5 cm² / m (2 capas de 3/8” @ 25cm)

5) Diagrama de Interacción:

Se grafica el diagrama de Interacción para la sección y acero definidos, luego se verifica que todos los puntos de las combinaciones se encuentran dentro del diagrama. La figura 6.9 muestra el diagrama correspondiente a la placa 1.

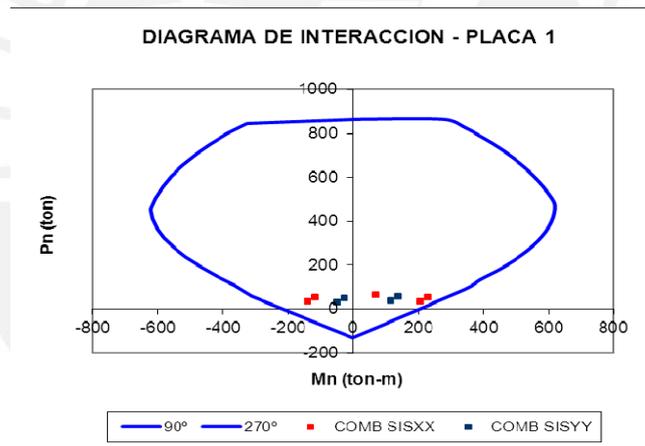


Fig. 6.9 Diagrama de interacción de Placa 1

6) Acero de Placa 1: La figura 6.10 muestra el acero calculado para la placa 1

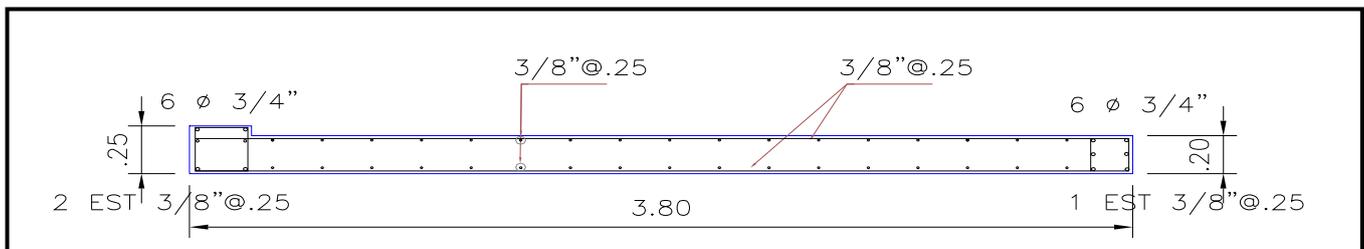


Fig. 6.10 Armadura de Placa 1

6.5. DISEÑO DE MUROS DE SOTANO

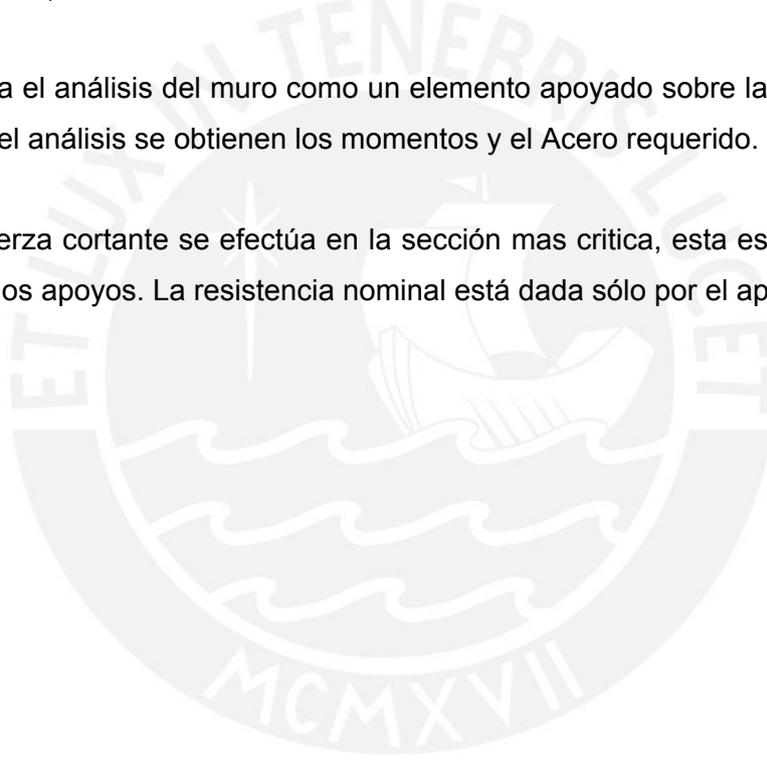
6.5.1. Diseño de Muros de Sótano

En los muros de Sótano las fuerzas de empuje de suelos son las fuerzas más importantes. Estos elementos trabajan a flexión y cortante.

Con los datos del estudio de suelos (densidad δ , Capacidad resistente ot , coeficiente de fricción μ , ángulo de fricción interna Φ), se calcula el empuje E_o que ejerce el terreno sobre el muro $E_o = k_a \delta H$, donde H es la altura del muro.

Luego se efectúa el análisis del muro como un elemento apoyado sobre las losas con carga distribuida E_o , del análisis se obtienen los momentos y el Acero requerido.

El diseño por fuerza cortante se efectúa en la sección mas critica, esta es la ubicada a una distancia "d" de los apoyos. La resistencia nominal está dada sólo por el aporte del concreto.



6.5.2. Ejemplo de Diseño de Muros de Sótano

La figura 6.11 muestra un caso de muro de sótano analizado, se modela el muro como un tramo simplemente apoyado en dos puntos y bajo carga constante E_o del empuje del terreno

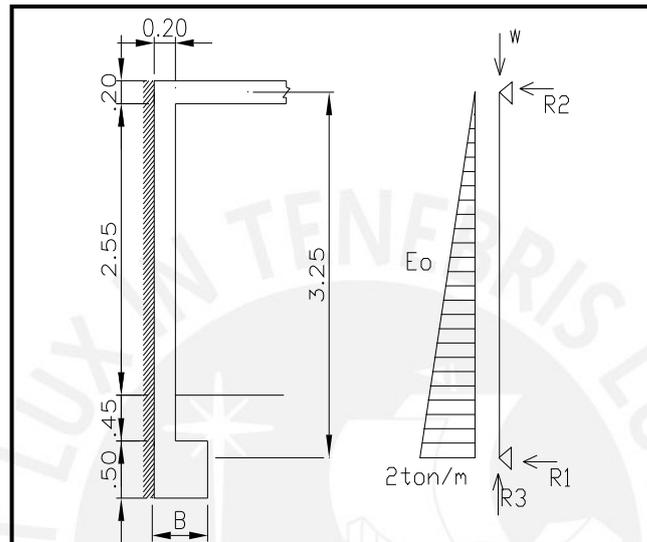


Fig.6.11. Empuje de Terreno sobre Muro Perimetral

Datos del estudio de suelos: $\Phi = 30^\circ$, $\delta = 1.9 \text{ ton/m}^3$ (Grava), $\sigma_t = 30 \text{ ton / m}^2$. $\mu = 0.5$

Datos del Muro de Sótano: $b=100\text{cm}$, $d=20-8=12\text{cm}$, $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Calculo de E_o :

$E_o = k_a \delta H$. Donde: $k_a = \tan^2 (45 - \Phi/2) = 0.33$, $H = 3.25\text{m}$.

Luego, $E_{o_{\max}} = 2 \text{ ton/m}^2$, para 1metro de ancho de muro: $E_{o_{\max}} = 2 \text{ ton/m}$

Resultados del análisis:

Se muestra el Diagrama de Momento Flector y Diagrama de Fuerza Cortante:

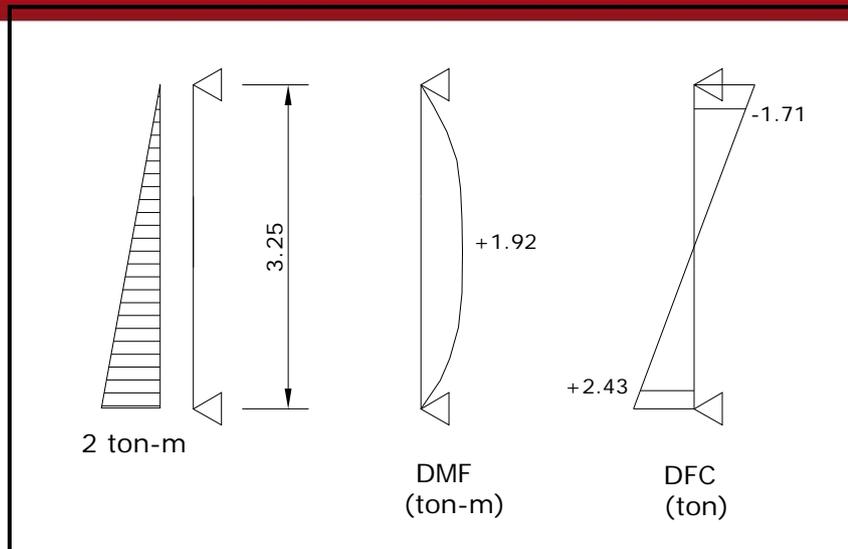


Fig.6.12. Diagramas de Momento Flector y Fuerza cortante en Muro de Sótano

Verificación por Corte:

Se debe verificar que se cumpla que $V_u < \Phi V_c$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d = 20 - 8 = 12\text{cm}$ y $b = 100\text{cm}$

Luego, $\Phi V_c = 7.83 \text{ ton}$

De la figura 6.12 se verifica que el valor mayor del cortante último 2.43 ton, es menor al cortante resistente 7.83 ton.

Diseño por Flexión:

Acero Horizontal:

$$A_{s_H} = A_{s \text{ min}} = 0,0018 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_{s_H} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{mt} \text{ (2 capas } 3/8''@35)$$

Acero Vertical:

$$M_u = +1.92 \text{ ton-m, luego se obtiene } A_{s_V} = 3.82 \text{ cm}^2/\text{mt} \text{ (} 3/8''@35 + 3/8''@35)$$

La figura 6.13 muestra la armadura calculada para el muro de Sótano.

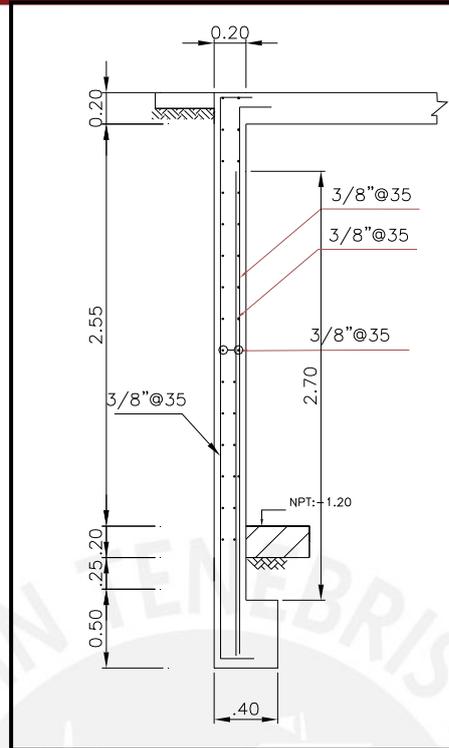
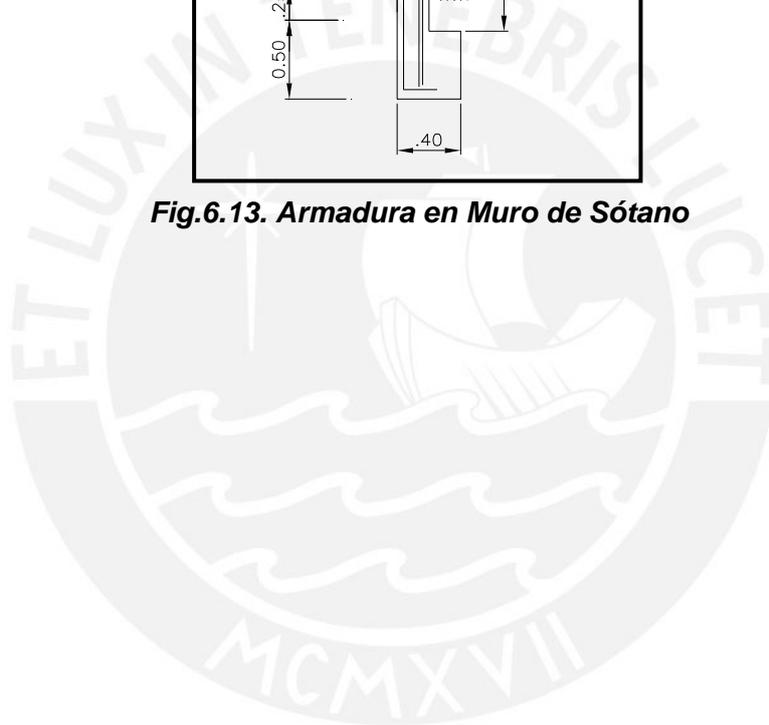


Fig.6.13. Armadura en Muro de Sótano



6.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La figura 6.14 corresponde a la planta de cimentaciones, donde se muestra:

- Zapatas aisladas para las columnas interiores
- Zapata conectada para un caso de dos columnas interiores cercanas
- Cimientos corridos para muros de albañilería correspondientes a depósitos
- Zapata perimetral para los muros de sótano y Placas perimetrales
- Vigas de Cimentación que unen la zapata perimetral y las zapatas aisladas.
- Zapata de dos niveles con forma similar a los elementos que carga correspondientes una a la caja de escaleras y la otra a la caja del ascensor y cisterna.

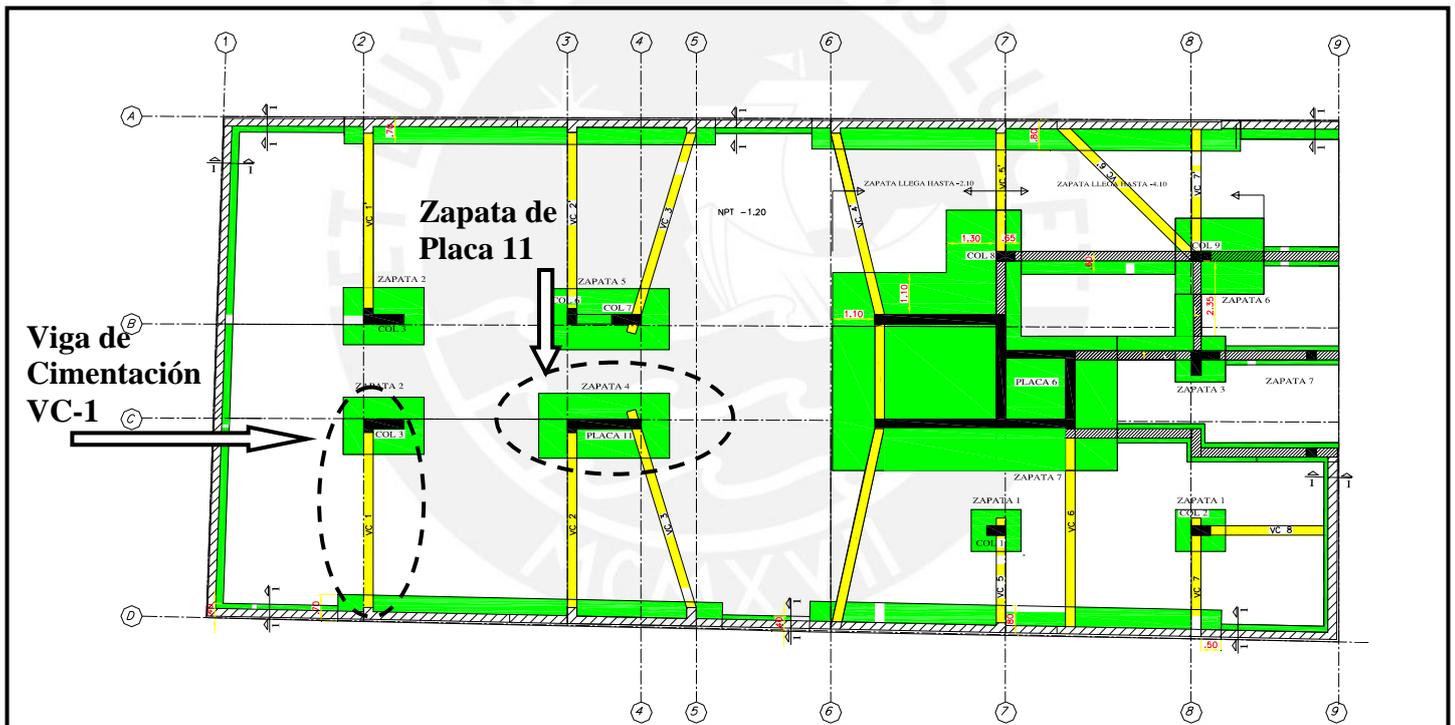


Fig.6.14. Planta de Cimentaciones

6.6.1. Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada

La figura 6.14 muestra la ubicación de la Zapata 4 desarrollada como ejemplo.

Cargas Actuantes:

Del Análisis Sísmico se obtienen los valores de Carga Axial y Momentos de Sismo, los cuales son divididos entre 1.25 para quitar el efecto de amplificación de carga por sismo. La tabla 6.3 muestra los valores:

Tabla 6.3. Cargas Actuantes en la Zapata

CARGA	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
MUERTA	-111.4	-2.6	0.3
VIVA	-20.9	-0.5	0.1
SISXX	2.3	16.9	---
SISYY	3.1	---	0.2

La figura 6.15 muestra la vista en planta de la zapata 4:

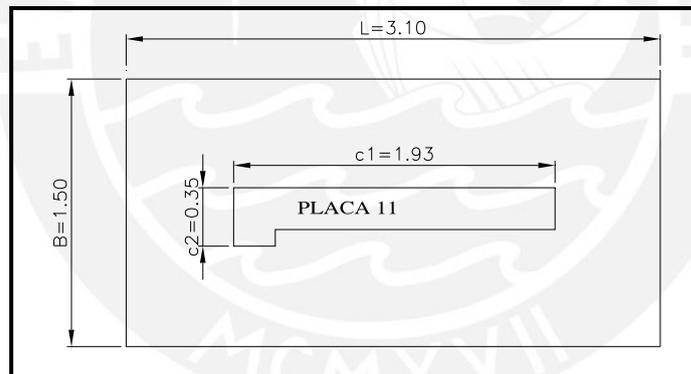


Fig. 6.15 Dimensiones de Zapata 4

Calculo de las dimensiones de la Cimentación B y L

La zapata estará resistiendo las cargas P (carga muerta + carga viva)

Para $\sigma = 28 \text{ ton/m}^2 = (P + P_p) / (B \times L)$, y asumiendo que el peso propio (P_p) es el 7% de P.

Se tiene: $B \times L \geq 5.1 \text{ m}^2$

Además, se debe cumplir que: $L - B = c_1 - c_2 = 1.93 - 0.35 = 1.6 \text{ m}$

Luego, de las dos ecuaciones se obtiene **L = 3.1m y B = 1.5m**

Calculamos el P_p (Peso propio) = 8.9 ton y $P_p / P = 6.3 \%$

Calculo del Esfuerzo actuante sobre la Cimentación (σ):

Para Sismo en XX: $\sigma = (P + P_p) / (BL) \pm 6M_x / BL^2$

Para Sismo en YY: $\sigma = (P + P_p) / (BL) \pm 6M_y / LB^2$

Analizando los resultados de las Combinaciones indicadas se obtienen los esfuerzos actuantes sobre la cimentación σ , para los siguientes casos:

Carga Muerta + Carga Viva: $\sigma = 29.7 \text{ ton / m}^2$

Carga Muerta + Carga Viva + Carga de Sismo XX: $\sigma = 38.5 \text{ ton / m}^2$

Carga Muerta + Carga Viva + Carga de Sismo YY: $\sigma = 30.9 \text{ ton / m}^2$

Amplificación por sismo del Esfuerzo del terreno: $\sigma_t = 1.30 \times (30 \text{ ton/m}^2) = 39 \text{ ton/m}^2$

Se verifica que: $\sigma_{\text{terreno amplificado}} \geq \sigma_{\text{actuante}}$

Calculo del Esfuerzo actuante máximo amplificado

CASO	P amplificado	M amplificado	σ amplificado (ton/m ²)	
1,5M+1,8V:	205		42.8	
1,25(M+V)+1.50SX:	168	21	43.4	26.2
1,25(M+V)+1.50SY:	169	0.7	35.6	34.3
0,9M+1.50SX:	103	19	28.8	12.8
0,9M+1.50SY:	103	0.5	21.2	20.8

Tomamos el Esfuerzo máximo actuante amplificado σ mayor= 43 ton/m²

El esfuerzo actuante máximo sin peso propio es: σ mayor= 42 ton/m²

Verificación de las Dimensiones de Cimentación por Corte:

La verificación por Corte se efectúa en una sección ubicada a "d" de la cara tal como se observa en la figura 6.16

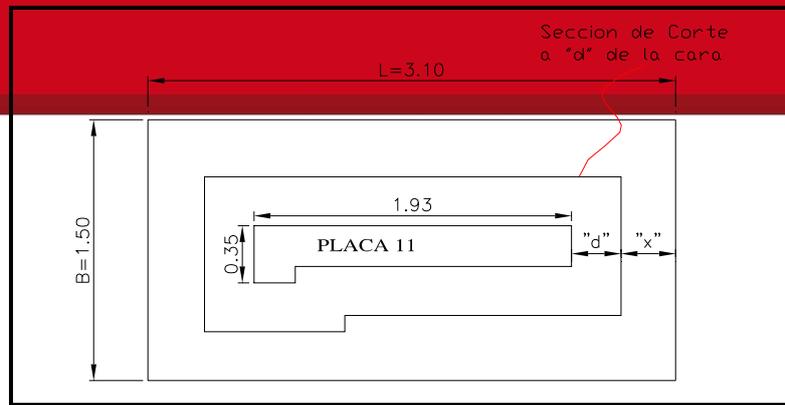


Fig. 6.16 Sección de Corte a "d" de la cara

Asumimos $H = 50\text{cm}$

Luego, $d = 50 - 10 = 40\text{cm}$

Se calcula en XX: $x_1 = 18.5\text{cm}$ ("x" en la figura 6.16) y en YY: $x_2 = 22.5\text{cm}$.

Para el Valor asumido de H se efectúa la verificación por corte, se debe cumplir que:

$$V_u = \sigma_u B x \leq \Phi V_c = 0,85 \times 0,53 \sqrt{f_c} B d; \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_u = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

En la dirección XX, se verifica que $V_u < \Phi V_c$: $11,655\text{kg} < 39,194\text{kg}$

En la dirección YY, se verifica que $V_u < \Phi V_c$: $29,295\text{kg} < 80,999\text{kg}$

La verificación de estos valores refleja que no hay falla por Cortante para $H=50\text{cm}$

Verificación de las Dimensiones de Cimentación por Punzonamiento:

La verificación por punzonamiento se efectúa en un área ubicada a " $d/2$ " de la cara; en la figura 6.17 se observa la Sección de Punzonamiento, de donde se calcula el Área de punzonamiento A_o y el perímetro de punzonamiento b_o

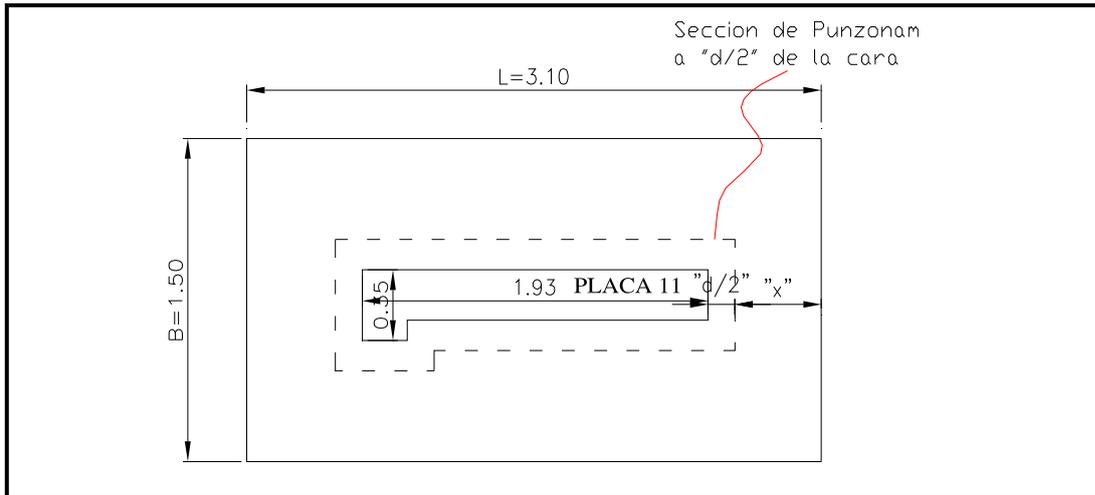


Fig. 6.17 Sección de Punzonamiento a “d/2” de la cara

Calculo del Cortante Resistente (Punzonamiento):

$$V'c = (0.53 + 1.1 / (c2/c1)) \sqrt{f'c} b_o d = 3,117 \text{ ton}$$

De la figura 6.17 se observa que $c1=193\text{cm}$ y $c2=25\text{cm}$

Donde b_o = perímetro de punzonamiento = 696cm , $d=50-10=40\text{cm}$

Calculo del Cortante ultimo actuante (Punzonamiento): $V'u = \sigma u (A - A_o) = 189 \text{ ton}$

Donde $\sigma u = 4.2 \text{ kg/cm}^2$; $A = B \times L = 310\text{cm} \times 150\text{cm} = 46,500 \text{ cm}^2$; $A_o = 1,500 \text{ cm}^2$

Luego verificamos que $V'u < \Phi V'c$, por lo tanto no hay falla por punzonamiento para $H=50\text{cm}$

Diseño por Flexión:

Se efectúa el diseño por flexión a la cara del elemento con el momento último:

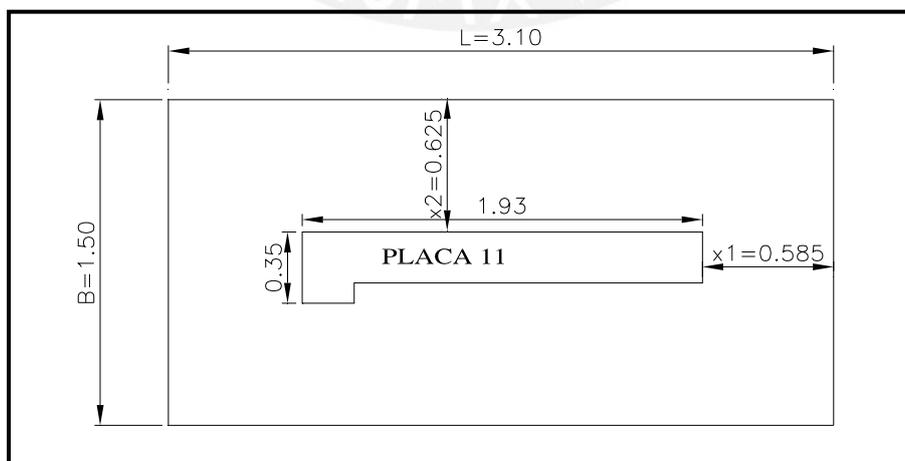


Fig. 6.18 Momentos actuantes en la cimentación

Calculo del Momento último actuante:

Se analiza la zapata independientemente en cada dirección, como un volado, calculamos el momento a la cara del elemento: $M_u = \sigma_u B X^2/2$

En eje XX:

Para $B=1\text{m}$ y $X_1=0.585\text{m}$, $\sigma_u = 4.2 \text{ kg/cm}^2$, se calcula $M_u=7.32 \text{ ton-m}$

Luego, $K_u = 2.03$, $\rho = 0.00055$

Cuantía mínima $\rho = 0.0018$

Acero: $A_s = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9.00\text{cm}^2$. **(5/8" @ .20)**

En eje YY:

Para $B=1\text{m}$ y $X_2=0.625\text{m}$, $\sigma_u = 4.2 \text{ kg/cm}^2$, se calcula $M_u=7.09 \text{ ton-m}$

Luego, $K_u = 1.97$, $\rho = 0.00054$

Cuantía mínima $\rho = 0.0018$

Acero: $A_s = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9.00\text{cm}^2$. **(5/8" @ .20)**

La figura 6.19 muestra el diseño de la zapata:

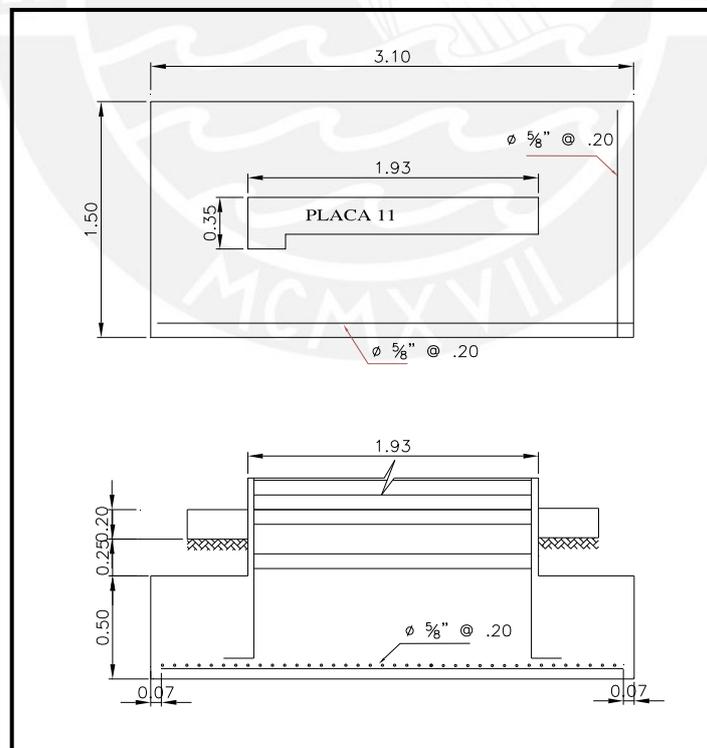


Fig. 6.19 Armadura de Cimentación

6.6.2. Ejemplo de Viga de Cimentación

La figura 6.14 muestra la ubicación de la Viga de Cimentación VC-1 el cual une la cimentación del muro perimetral y la Zapata 2. La figura 6.20 muestra la vista en planta de la viga de cimentación VC-1, y la figura 6.21 muestra la vista de corte de la Viga de Cimentación VC-1 y las dimensiones de su sección:

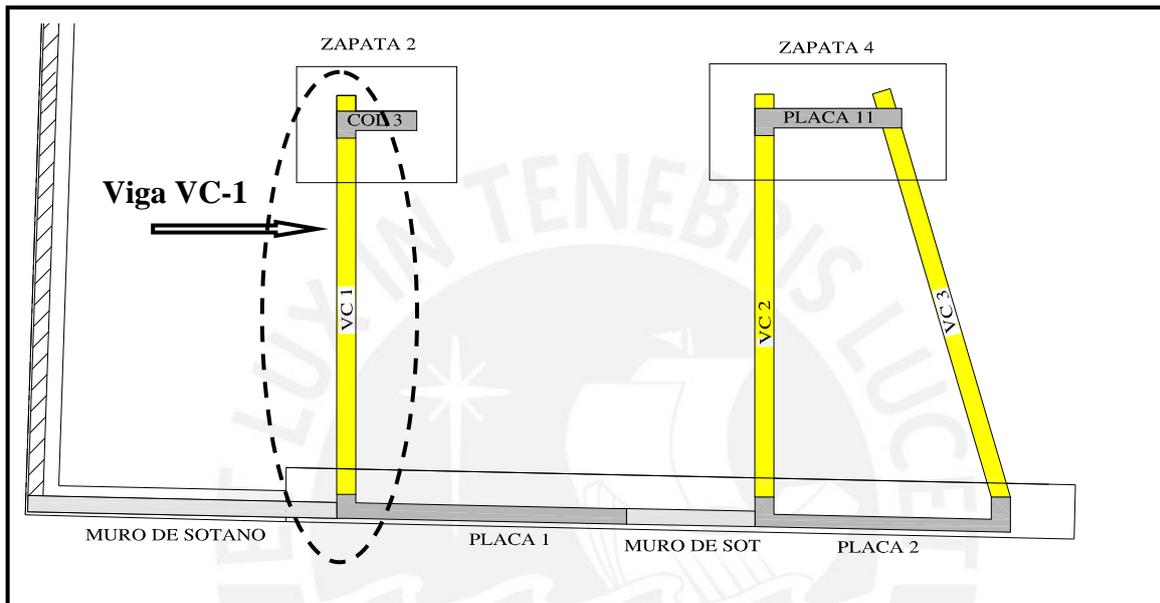


Fig.6.20. Vista en Planta de Cimentación VC-1

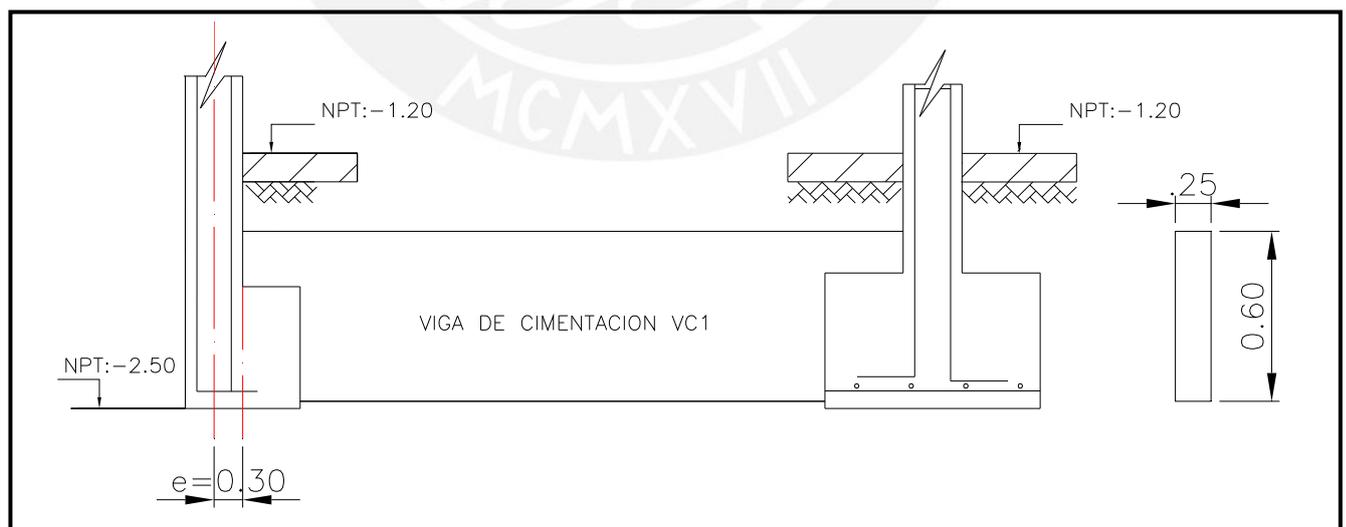


Fig.6.21. Viga de Corte de Cimentación VC-1

La tabla 6.3 muestra los valores de carga actuantes sobre la zapata de las Placas 1 y 2; las cargas de sismo han sido divididos entre 1.25 para quitar el efecto del sismo.

Tabla 6.3. Cargas Actuantes en la Zapata de las Placas 1 y 2

CARGA	P_{PLACA1} (ton)	P_{PLACA2} (ton)
	(a)	(b)
MUERTA	46.5	79.4
VIVA	5.5	12.8
MUERTA+VIVA	52	92

CARGA	M_{PLACA1} (ton-m)	M_{PLACA2} (ton-m)
	(a)	(b)
SISXX	98	102

El Momento se Sismo actuante sobre la Zapata es de $122.3 + 127.6 = 249.9$ ton-m La cual es equivalente a la Carga Resultante de $52 + 92 = 144$ ton aplicada a una distancia de 1.38m respecto del centro de la misma. Ver fig. 6.22

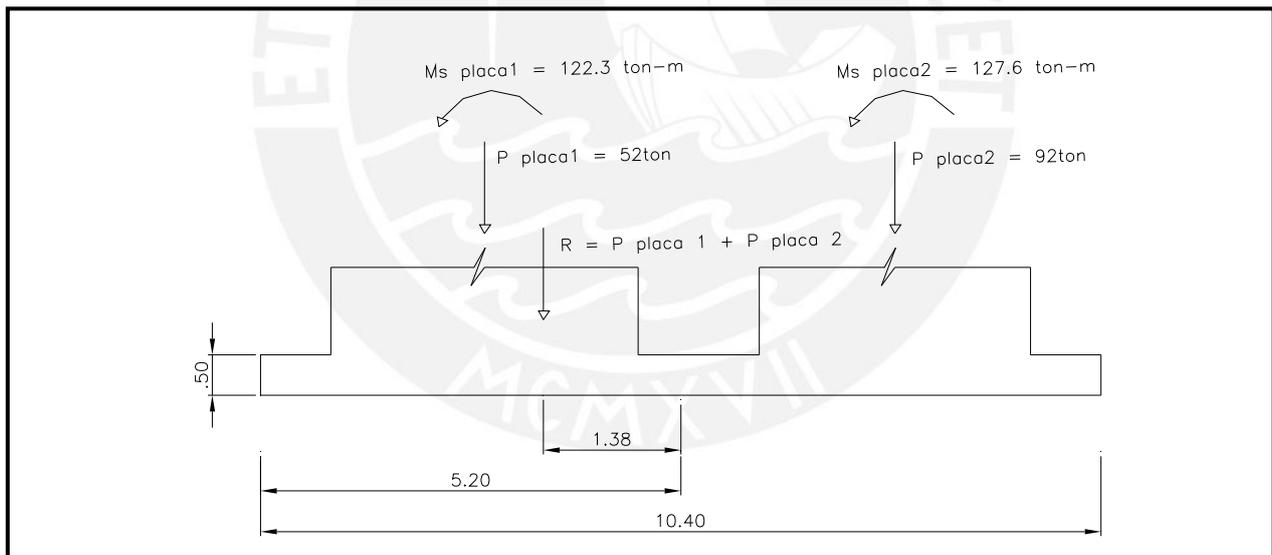


Fig.6.22. Cargas actuantes sobre Zapata de Placa 1 y Placa 2

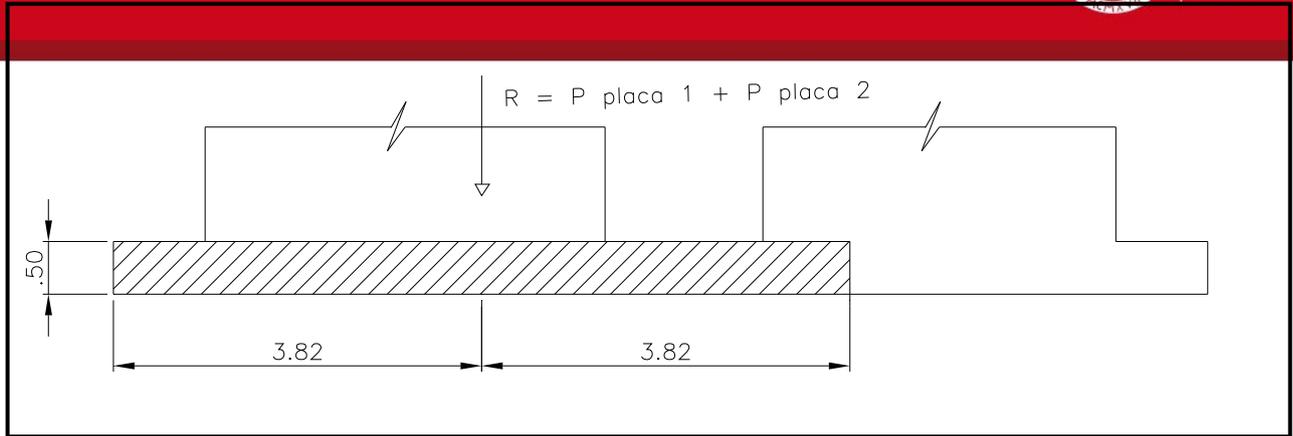


Fig.6.23. Carga Resultante actuante sobre Zapata de Placa 1 y Placa 2

La fig. 6.23 muestra la carga resultante R excéntrica. Por Meyerhof consideramos que la presión en el suelo obra solo en parte de la base, en una longitud de $3.82\text{m} + 3.82\text{m} = 7.64\text{m}$ y en el ancho de la zapata 0.8m , luego el esfuerzo actuante es de $144\text{ ton} / (0.8\text{m} \times 7.64\text{m}) = 23.6\text{ ton/m}^2$ y el esfuerzo último es de $23.6 \times 1.25 = 30\text{ ton/m}^2$

Para el caso de VC1, le corresponde la proporción de 3.6m de 10.4m de longitud de la zapata total.

La Carga ultima actuante sobre VC1 es $P_u = 60\text{ton/m}^2 \times 3.6\text{m} \times 0.8\text{m} = 86.4\text{ ton}$ y la distancia entre los centros de la placa y zapata es $e = 0.30\text{m}$

La figura 6.24 muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector actuantes

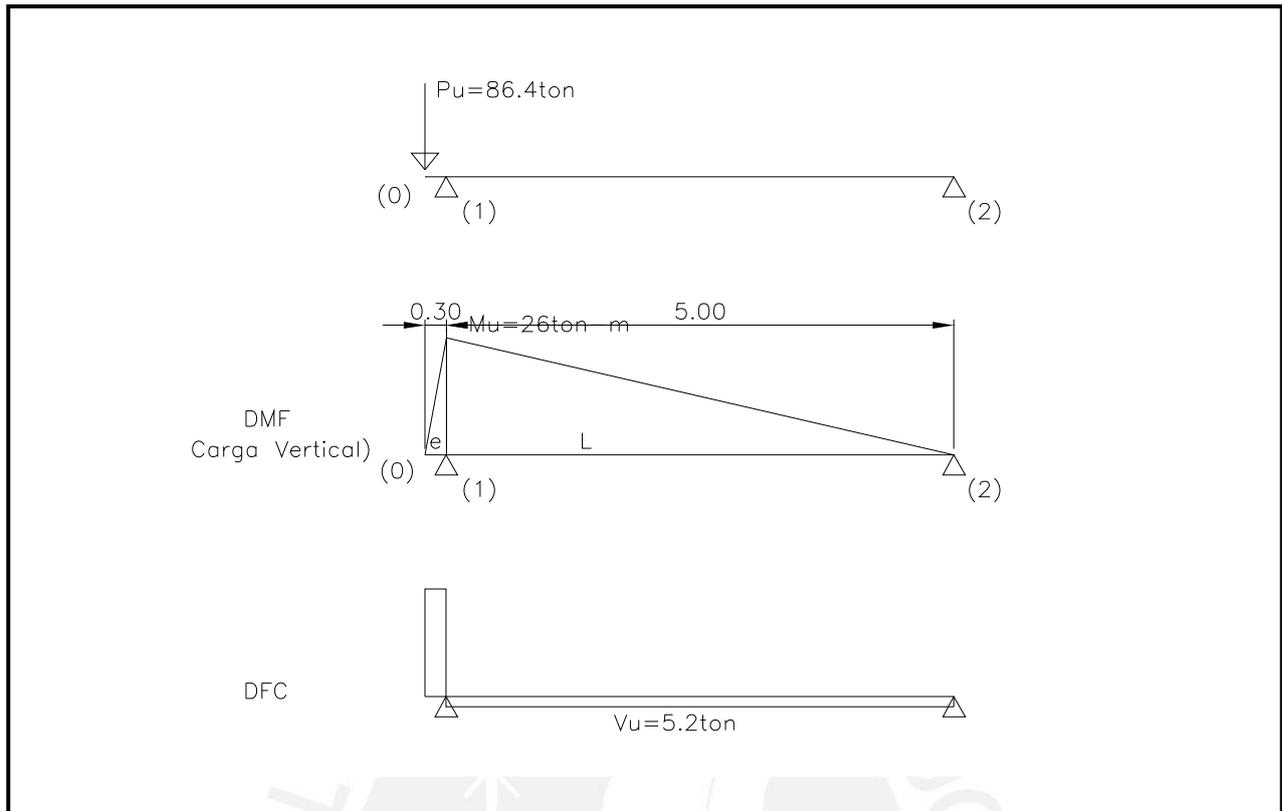


Fig.6.24. Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante de VC-1

El momento máximo sobre la viga es $M_u = P_u \times e = 26 \text{ ton-m}$

El acero para este momento es 6Φ de $\frac{3}{4}$ ".

La resistencia al corte aportado por el concreto es:

$\Phi V_c = 0,85 \times 0,53 \sqrt{f_c} B d = 8.16 \text{ ton}$, donde $B=25\text{cm}$, $d=60-10=50\text{cm}$

El Cortante actuante es $V_u = M_u / L = 26 / 5 = 5.2 \text{ ton}$

El cortante resistente es mayor que el cortante actuante, se colocaran solo estribos mínimos, con espaciamiento igual a la mitad del peralte de la viga.

Luego, Estribos: $\frac{3}{8}$ " : $1@5$, $R@30$.

La figura 6.25 muestra la armadura de la viga de cimentación:

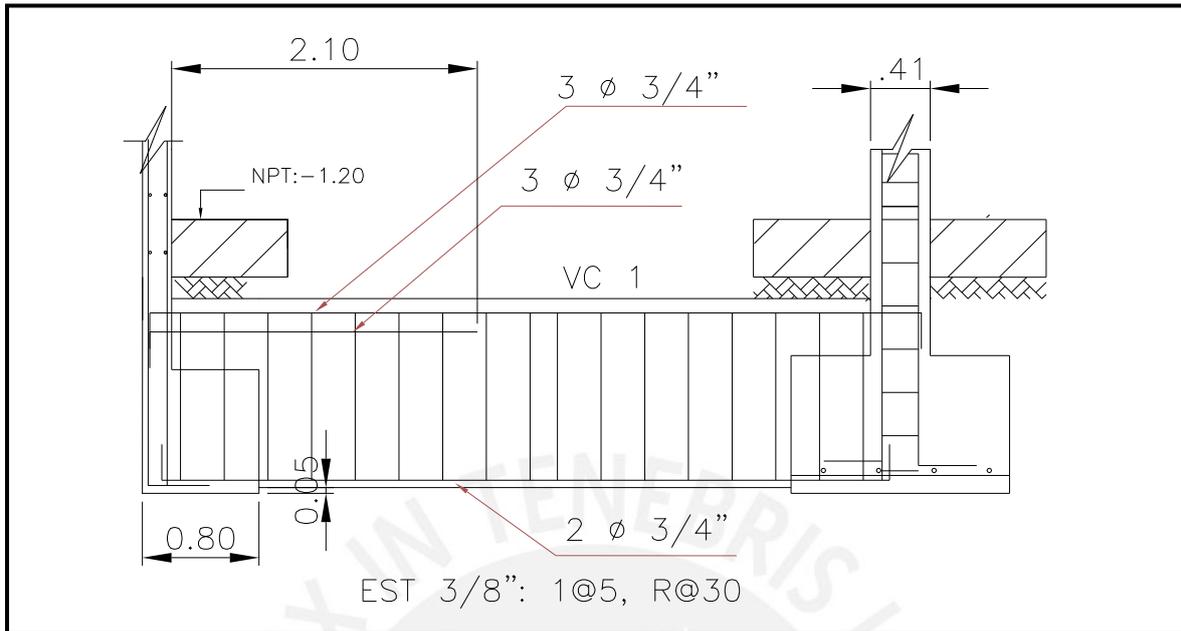


Fig.6.25. Armadura de Viga de Cementación de VC-1

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los procedimientos de predimensionamiento permitieron el diseño de los elementos sin tener concentración de acero.
- Es necesario efectuar la corrección por proceso constructivo en el programa SAP 2000, corrigiendo las falsas deformaciones axiales de las columnas que lo requieran, ya que los valores de momentos generados en las vigas, pueden diferir incluso hasta en el signo de los momentos.
- El ingreso del modelo de un edificio y sus cargas a un programa de análisis sísmico requiere que se realice verificaciones en los resultados, de tal forma que estos se encuentren dentro de los valores esperados.
- Los resultados del análisis modal, mostraron que el edificio tiene un periodo de 0.25 en la dirección X (dirección rígida con mayor presencia de placas), y un periodo de 0.66 en la dirección de pórticos.
- En la dirección X los muros fueron suficientes para reducir la deriva máxima a $1.4 \text{ }^{\circ}/_{00}$ y en la dirección Y de pórticos a $6 \text{ }^{\circ}/_{00}$.
- Los momentos de sismo han sido absorbidos principalmente por las placas de la estructura, los cuales han tomado valores entre 100 y 200 ton-m, a diferencia de las columnas que han tomado valores de 1 ton-m.
- En la cimentación, la existencia de muros perimetrales y la línea del límite de propiedad genero cimentaciones excéntricas, estos, a su vez generaron la inclusión de vigas de cimentación que absorban los momentos generados por cargas excéntricas.

8. REFERENCIAS

- 1.1. TEODORO E., HARMSEN, Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2000, 2da edición.
- 1.2. BLANCO BLASCO, ANTONIO Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da edición.
- 1.3. BLANCO BLASCO, ANTONIO, Apuntes del curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 1999
- 1.4. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ANGEL, Análisis de Edificios. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 1999.
- 1.5. OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Apuntes del curso Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2000
- 1.6. MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 1999

