

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS Y DOS SÓTANOS

Tesis para optar por el Título de INGENIERO CIVIL, que presenta el bachiller:

Gustavo Juan Franklin Loa Canales

ASESOR: Juan Antonio Tomás Blanco Blasco

Lima, marzo de 2017

RESUMEN

En el presente trabajo de Tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio para oficinas de seis pisos y dos sótanos, ubicado en el distrito de La Victoria, en el Departamento de Lima. Además el edificio consta de un cuarto de máquinas en la Azotea del mismo y de unas cisternas en el sótano 2.

El proyecto tiene un área aproximada de 960 m²., en un suelo gravoso con las características comunes del suelo típico de Lima, con una capacidad portante de 35 ton/m².

El sistema estructural utilizado en el proyecto es de muros estructurales, combinados con pórticos de concreto armado. El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas. En los sótanos se consta con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir los empujes laterales de tierras. El sistema de cimentación utilizado fue de zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas.

Para realizar el análisis a cargas de gravedad y sísmicas del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Como consecuencia del análisis sísmico se han obtenido los desplazamientos y derivas máximas del edificio, encontrándose dichos valores dentro de los márgenes admisibles. Todo el análisis y cálculos de diseño se realizaron siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones y a las distintas normas que lo componen.

El presente trabajo incluye criterios de estructuración y predimensionamiento, metrado de cargas, análisis y diseño de los diversos elementos estructurales y diseño de los tipos de cimentación mencionados.

CONTENIDO

CONTENIDO	i
CAPÍTULO 1:.....	1
ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Características principales.....	1
1.2. Características del sistema estructural	3
CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	4
2.1. Criterios de estructuración	4
2.2. Estructuración	5
2.3. Criterios de predimensionamiento	6
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES	12
3.1. Generalidades.....	12
3.2. Análisis de losa aligerada.....	13
3.3. Metrado de escaleras	13
3.4. Análisis tridimensional del edificio	14
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	17
4.1. Introducción	17
4.2. Análisis dinámico del edificio.....	17
4.3. Análisis por superposición espectral.....	18
4.3.1. Espectro de diseño.....	18
4.3.2. Respuesta de desplazamientos	19
4.3.3. Cortante de diseño.....	20
4.4. Distribución de fuerzas internas.....	21
4.5. Junta de separación sísmica y estabilidad del edificio	24
CAPITULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	25
5.1. Criterios de diseño según norma E-060	25
5.1.1. Diseño por resistencia	25
5.1.2. Condiciones de servicio	26
5.1.3. Diseño para comportamiento dúctil	27
5.2. Diseño por flexión.....	27
5.2.1. Hipótesis de Diseño	27
5.2.2. Consideraciones de diseño	29
5.3. Diseño por cortante	29

5.4. Diseño por flexocompresión	30
5.5. Detalles de refuerzo.....	31
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS	36
6.1. Consideraciones adicionales para el diseño de losas	36
6.2. Ejemplo de diseño de losa aligerada	37
6.3. Ejemplo de diseño de losa maciza	38
6.4. Consideraciones adicionales para el diseño de vigas	40
6.5. Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	41
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES.....	45
7.1. Consideraciones adicionales para el diseño de placas	45
7.2. Ejemplo de diseño de placa.....	45
7.3. Consideraciones adicionales para diseño de columnas.....	49
7.4. Ejemplo de diseño de columnas.....	49
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN	52
8.1. Consideraciones para el diseño de cimentaciones	52
8.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada	55
8.3. Ejemplo de diseño de zapata combinada	56
8.4. Ejemplo de diseño de zapata conectada.....	59
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	61
9.1. Diseño de escaleras	61
9.2. Diseño de muros de contención	63
CAPITULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	66
10.1. Predimensionamiento del sistema estructural	66
10.2. Análisis estructural.....	66
10.3. Diseño estructural.....	67
BIBLIOGRAFÍA	68

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Características principales

El edificio que se analiza y diseña en la presente tesis, está destinado a oficinas y se ubica en el distrito de La Victoria. Esta edificación está limitada lateralmente por 3 edificaciones vecinas y por el frente con la Calle Tangüis; el proyecto cuenta con dos sótanos, seis pisos y una azotea. En los sótanos, de área aproximada de 960 m², se dispone de treinta y dos estacionamientos, dos cisternas de agua y además un cuarto de bombas. En el piso típico de 870 m² encontramos seis oficinas por piso, mientras que en la azotea se accede al cuarto de máquinas. En las figuras 1.1 y 1.2 se muestran la planta de arquitectura del 1er sótano y del piso típico, respectivamente.

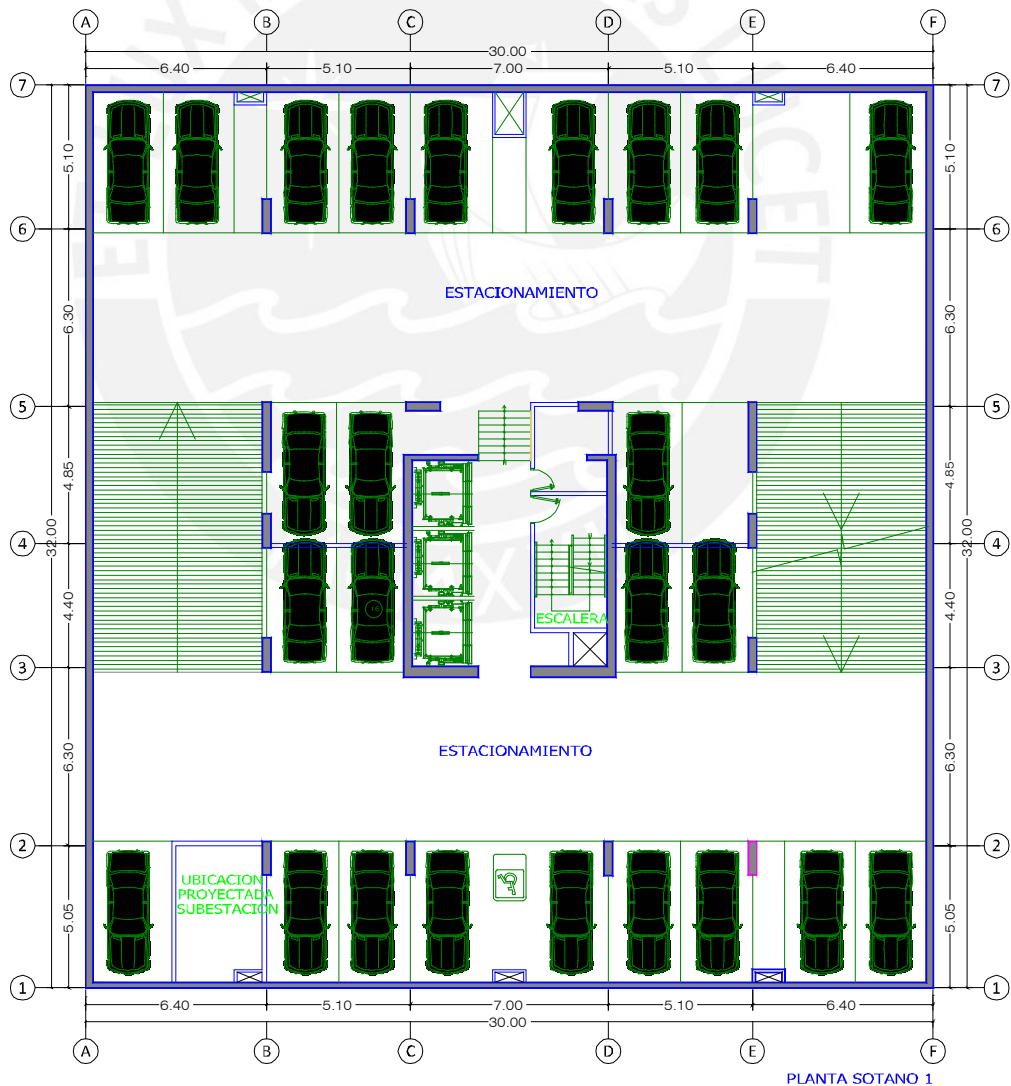


Figura 1.1 Planta de arquitectura del 1er. sótano.

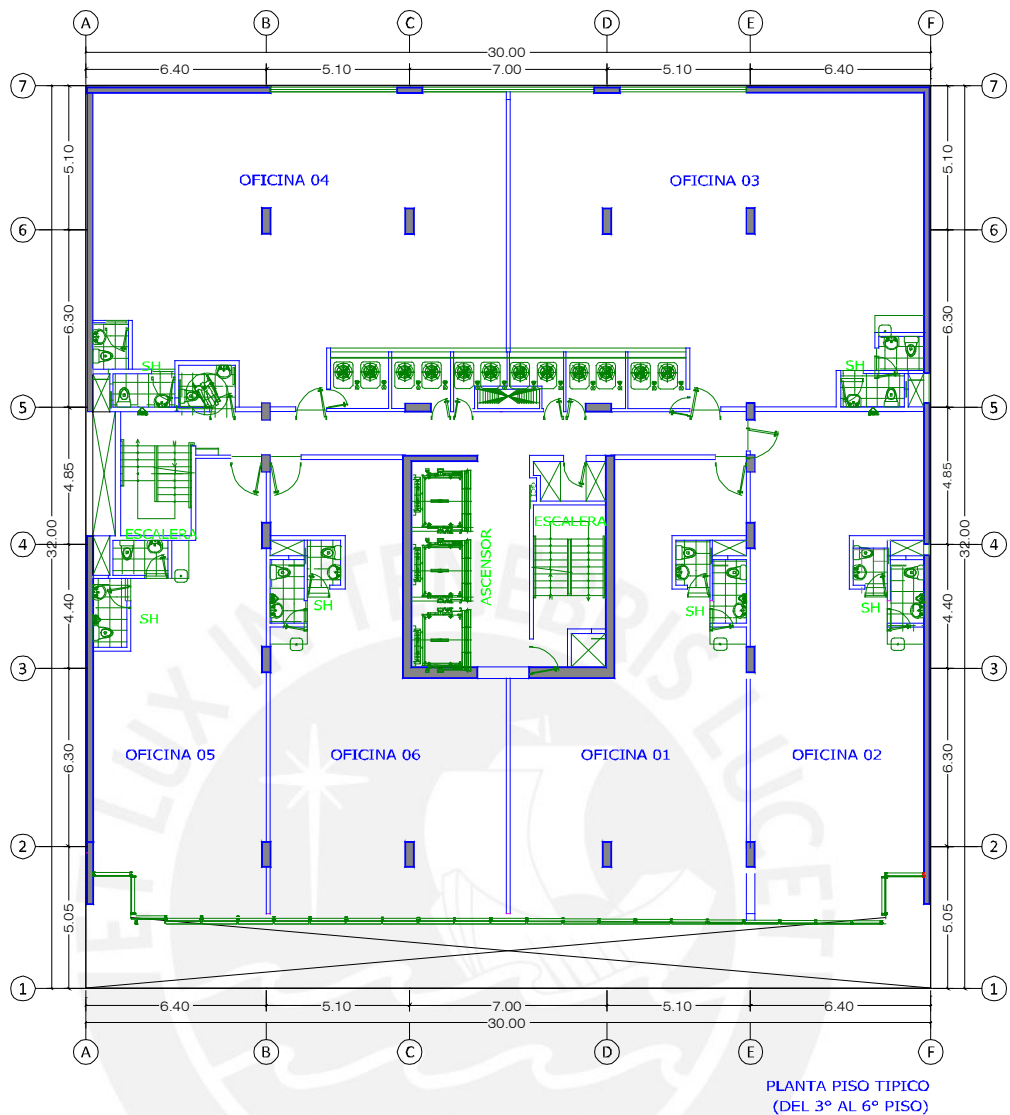


Figura 1.2 Planta de arquitectura de piso típico.

El edificio presenta dos accesos: uno vehicular, a través de una rampa que conduce al semisótano, y otro peatonal que conducen a un hall de ingreso en el primer piso. La circulación en todos los pisos es por medio de corredores. La circulación vertical entre los ocho niveles se facilita por un ascensor que se ubica en el mencionado hall, además de una escalera principal al frente de éste y una secundaria en la parte izquierda del edificio. En la figura 1.3 se muestra el corte 2-2 donde se muestra la distribución vertical del edificio.

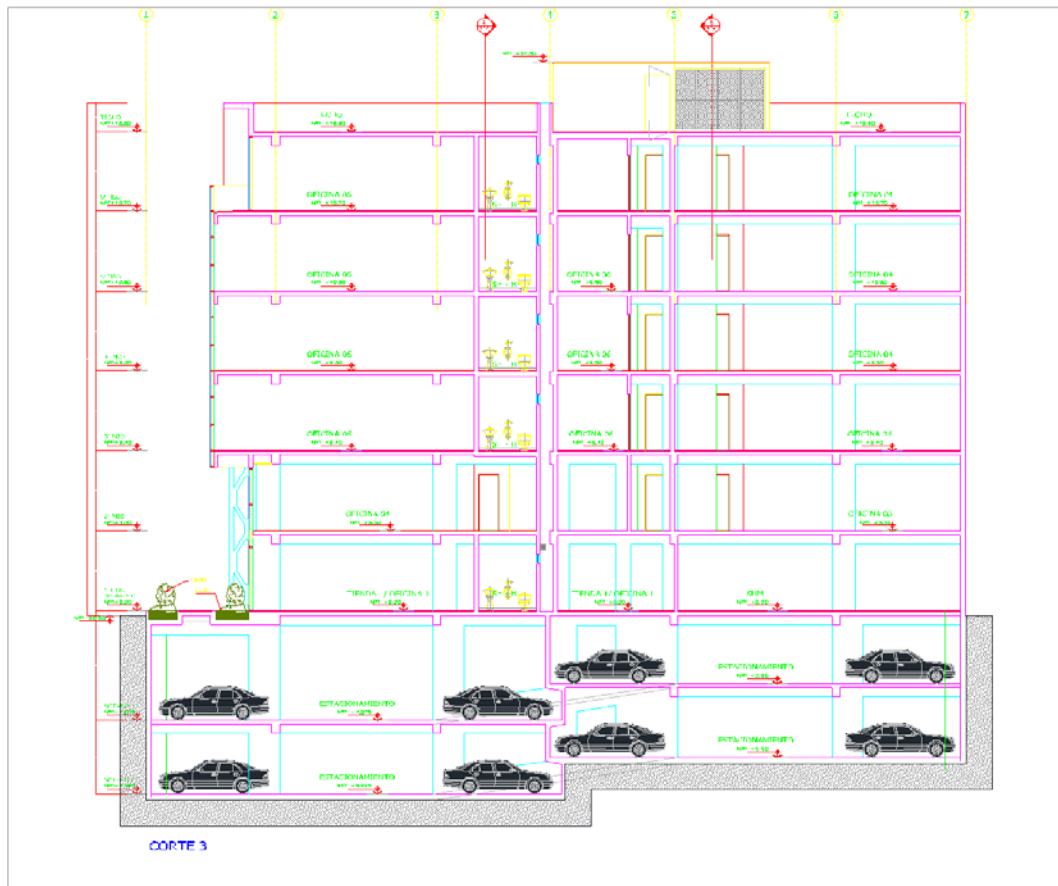


Figura 1.3 Corte 2-2 de Arquitectura.

1.2. Características del sistema estructural

La estructura de concreto armado, tiene $f'c$ nominal de 210 kg/cm^2 en todos los elementos estructurales como son las zapatas, placas, columnas, vigas y losas. El sistema estructural usado es el de Muros Estructurales, combinados con pórticos de columnas y vigas en las cuales se apoya la losa aligerada. El acero de refuerzo en el concreto armado es de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia mínimo es de 4200 kg/cm^2 , de acuerdo a la norma ASTM A-615.

En los sótanos 1 y 2 se cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir el empuje de tierras (muros de contención). Para el proceso constructivo se hará uso de calzaduras. La capacidad portante del suelo considerada es de 35 ton/m^2 y se utilizarán zapatas superficiales cuadradas, conectadas, combinadas y cimientos corridos.

Los tabiques son de albañilería de arcilla cocida KK 18 huecos. Para realizar el análisis y diseño del edificio, se ha empleado el Reglamento Nacional de Edificaciones (Normas E-020, E-030, E-050, E-060 y E-070).

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de estructuración

Se requiere un criterio sismo-resistente para estructurar una edificación que se encuentra en una de las zonas de más alta sismicidad en el Perú, buscando que la estructura tenga un comportamiento elástico para sismos leves frecuentes y un comportamiento inelástico aceptable para sismos raros. Con el fin de lograr los comportamientos mencionados se siguió los siguientes criterios en la estructuración:

a. Simplicidad y simetría

Se debe tener estructuras lo más simétricas y simples posibles, tal que se puede predecir más fácilmente el comportamiento ante cargas sísmicas y gravitacionales. Además, en estructuras simétricas se hacen despreciables los efectos de torsión.

b. Resistencia y ductilidad

El sistema estructural de cualquier edificación debe tener una buena cantidad de muros estructurales y columnas que proporcionen una adecuada resistencia y ductilidad. Con una adecuada resistencia se disminuye la posibilidad que en un sismo frecuente se alcance un estado inelástico, y con una alta ductilidad se tendrá una mayor disipación de energía por las rótulas plásticas generadas en un sismo severo. Es preferente que las rótulas se generen en las vigas y no en las columnas para tener un mecanismo de colapso con una buena ductilidad y un daño repartido en más zonas de la edificación.

c. Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad de un sistema estructural permite la producción de un conjunto de rótulas plásticas mejorando la disipación de energía sísmica y su capacidad resistente.

d. Uniformidad y continuidad de la estructura

Las estructuras deben ser continuas tanto en elevación como en planta para garantizar una adecuada distribución de cargas y evitar concentraciones de esfuerzos.

e. Rigidez lateral

Una buena cantidad de muros estructurales y columnas combinados con vigas de un peralte adecuado proporcionan una mayor rigidez lateral, reduciendo el desplazamiento lateral generado por las fuerzas horizontales y la cantidad de daño de los elementos estructurales.

f. Diafragma rígido

Una losa debe poseer una alta rigidez axial para ser considerada como un diafragma rígido, además de no contar con aberturas grandes. Es importante que la losa se comporte como un diafragma rígido, para poder asumir la distribución de fuerzas horizontales en base a las rigideces de las placas y columnas.

g. Elementos no estructurales

Un punto importante en la estructuración es considerar la influencia de los elementos no estructurales. Estos pueden producir un cambio en el centro de masas o en la distribución de esfuerzos si el peso de estos elementos no hubiese sido considerado en el análisis. Un aspecto positivo es que estos elementos pueden ayudar a disipar energía cuando se agrietan.

2.2. Estructuración

Se comenzó a estructurar en base a la arquitectura propuesta para el proyecto, buscando no alterarla y si fuera necesario realizar la mínima cantidad de cambios. Se respetó la ubicación de placas y columnas propuestas en la arquitectura con el fin de respetar el área de las oficinas.

En la dirección Y-Y (Figura 1.2: Ejes A – F) tendremos muros en los dos linderos y en la caja de los ascensores, y en el resto de ejes solo se tendrán pórticos. En la dirección X-X (Figura 1.2: Ejes 1 – 7) se tiene menos posibilidad de colocar placas, considerándolas solo a los lados del ascensor y de la escalera. Además, se tiene una buena cantidad de columnas y vigas peraltadas formando pórticos en esta dirección.

El frente posterior (Figura 1.2: Eje 7) es límite de propiedad y por tanto está cerrado, por lo cual usaremos dos paños de placas de concreto armado para conseguir mayor rigidez en la dirección X-X y verificaremos en el análisis sísmico los posibles efectos de torsión que puedan originar.

En los pisos y techo se emplean losas aligeradas orientadas en la dirección X-X por ser una solución económica y poder colocar las tuberías de desagüe. Además, se coloca vigas chatas para cargar tabiques que estén orientados en esta dirección.

Se emplean muros de contención para resistir el empuje de tierras en los dos sótanos. La tabiquería es considerada un elemento no estructural y solo se toma en cuenta su peso para el análisis de cargas de la estructura, con esto se comienza el diseño de los elementos estructurales.

2.3. Criterios de predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en dar dimensiones a los elementos estructurales basados en recomendaciones de la práctica de Ingeniería Civil y consideraciones de la Norma Técnica Peruana E-060. Estas consideraciones están basadas en sobrecargas moderadas como en el presente proyecto, cargas sísmicas, consideraciones de deflexiones, control de fisuración y dimensiones que proporcionen a la estructura una buena resistencia y rigidez lateral. Las dimensiones deben siempre respetar las dimensiones arquitectónicas y de otras especialidades, y serán analizadas también en el diseño final.

a. Vigas

Las vigas se predimensionan considerando un peralte que esté entre un décimo y un doceavo de la luz libre. Esta consideración mínima permite evitar deflexiones excesivas y ayudar a la rigidez lateral del edificio. Para el ancho se debe tomar entre el 30 y 50% del peralte, además la Norma E-060 recomienda que el ancho sea como mínimo 25 cm para vigas sísmicas. En nuestro edificio la mayor luz es de 7 metros, por tanto:

$$0.58m = \frac{7.00m}{12} \leq h \leq \frac{7.00m}{10} = 0.70m$$

Con estas condiciones y por detalles arquitectónicos se decidió colocar vigas de peralte 60 cm. Además, se consideró anchos de 30 cm por la cantidad de acero, teniendo vigas típicas de 30x60 cm. Además, se colocaron vigas no sísmicas de 15x60 cm y 20x60 cm de luces menores y con uno o dos tramos.

b. Losas

Los paños típicos son de 6x6 m, que por consideraciones económicas se optó por losas aligeradas excepto en la zona de jardines donde se colocó losa maciza para

evitar filtraciones de agua. El predimensionamiento de las losas aligeradas en una dirección se realizó dividiendo la longitud libre por 25. Por ende, se determinó colocar losas aligeradas de 25 cm en la dirección X-X. El predimensionamiento de las losas macizas se realizó dividiendo el perímetro del paño por 180, lo que nos dio una losa de 15cm de peralte.

c. Columnas

Las columnas con una carga axial mayor a $0.1f'cAg$ se predimensionan en base a las cargas de servicio. De tenerse una menor carga axial se considera como vigas y se predimensionan de tal forma. En esta estructura se posee una cantidad suficiente de muros de corte en los dos sentidos, encargándose de la responsabilidad sísmica por lo que no habría momentos. Entonces se consideró un esfuerzo máximo de $0.45 f'c$ para cargas de servicio:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Dónde:

$$P \text{ servicio} = (\text{Área Tributaria}) \times (\text{N}^\circ \text{ Pisos}) \times (\text{Carga Servicio asumida})$$

La carga unitaria asumida es de 0.90 ton/m^2 por carga muerta en todos los pisos, 0.30 ton/m^2 por carga viva en los pisos superiores y 0.25 ton/m^2 en los sótanos por ser estacionamientos.

Se coloca como ejemplo una columna típica (ver tabla 2.1). En base a la arquitectura y al área necesaria se colocó columnas típicas de $0.30 \times 1.20 \text{ m}$ en los sótanos y columnas de $0.30 \times 0.90 \text{ m}$ en los pisos superiores.

Tabla 2.1. Predimensionamiento de columnas típicas por carga axial.

Piso	Ps (ton)	Pu (ton)	Área mín. (cm ²)	Área col. (cm ²)
SOT. 2	305	447	3222	3600
SOT. 1	264	388	2796	3600
PISO 1	224	329	2370	2700
PISO 2	186	272	1964	2700
PISO 3	147	216	1558	2700
PISO 4	109	159	1151	2700
PISO 5	70	102	745	2700
PISO 6	32	46	339	2700

Después de predimensionar las columnas por carga axial, se procedió a verificar si las columnas cumplían por pandeo según la norma. Los casos críticos son el primer

sótano donde las columnas tienen una sección de 0.3m x 1.20m con una altura libre de 3.70m y en el primer piso donde la sección cambia sus dimensiones a 0.30m x 0.90m con una altura libre de 2.50m.

Para evitar el pandeo, como se deducen en las siguientes fórmulas, el cociente de la carga última entre la carga crítica tiene que ser menor que 0.6.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh} \right)^2 EI_{ef} \quad k = 1.0$$

$$\text{Se debe procurar que: } \phi P_{cr} > 1.6 P_U \quad \phi = 0.7$$

$$\delta \ell = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi P_{cr}}} \approx 1, \quad \text{con } C_m \approx 0.4$$

$$\text{Tenemos } \frac{P_U}{\phi P_{cr}} \approx 0.6 \quad \text{ó} \quad \phi P_{cr} \geq 1.6 P_U$$

La tabla 2.2 muestra la verificación que se realizó para la columna en todos los pisos, se debió verificar que $\frac{\phi P_{cr}}{P_U} \geq 1.6$ con lo que se cumpliría los requisitos por pandeo exigidos por la norma.

Tabla 2.2 Predimensionamiento de Columnas por pandeo.

Piso	Pu (ton)	Altura (m)	Base (m)	Peralte (m)	Φ Pcr/Pu
SOT. 2	447	2.60	0.30	1.20	3.09
SOT. 1	388	3.70	0.30	1.20	1.76
PIS. 1	329	2.50	0.30	0.90	3.41
PIS. 2	272	2.50	0.30	0.90	4.11
PIS. 3	216	2.50	0.30	0.90	5.16
PIS. 4	159	2.50	0.30	0.90	6.95
PIS. 5	102	2.50	0.30	0.90	10.63
PIS. 6	46	2.50	0.30	0.90	22.61

Las dimensiones obtenidas por carga cumplían con los requisitos por pandeo quedándose con columnas de 0.30x1.20 m en los sótanos y 0.30x0.90 m en los pisos superiores.

d. Muros de corte

El edificio se estructuró con la condición de que el sistema estructural sea de muros, por lo cual según norma estos se tendrían que llevar el 80% del cortante basal

sísmico. Se ha considerado muros de 20 cm en los linderos para tener una junta sísmica de 5cm a partir del primer piso, de modo que los muros de sótano sean de 25cm (luego se verificará con el análisis sísmico).

Para los muros de las cajas de los ascensores y escaleras se ha considerado un espesor de 30 cm. Luego del análisis sísmico se verificará si estos espesores son adecuados para control de deformaciones laterales y esfuerzos.

e. Escaleras

El Reglamento Nacional de Edificaciones especifica que el ancho mínimo de una escalera debe ser de 1.20 m, esto sin incluir los pasamanos. Además, los descansos intermedios deben tener en las líneas de paso una longitud mínima de 0.90 m. También se debe asegurar que la suma del paso y dos veces el contra-paso no sea mayor a 64 cm. Analizando esto tendremos:

Altura de piso: 3.10 m.

Nro. de contra-pasos: 16

Altura de contra-pasos (CP): $3.10\text{m}/16 = 0.19\text{ m}$.

Ancho de paso (P): 0.25 m.

Por lo tanto: $P+2*CP = 25+2*19 = 63\text{ cm} < 64\text{ cm}$ ¡CUMPLE!

Una recomendación práctica para predimensionar el ancho de la garganta es tomar 1/30 de la longitud de la escalera, esto es analizarla como una losa armada en una dirección. Por lo cual se tendría una garganta de: $t = 3.85\text{m} / 30 = 0.13\text{ m}$. Entonces se toma los 0.15 m de espesor de garganta de escalera propuesto en los planos de arquitectura.

f. Muros de Contención y Muros de Cisterna

En nuestro caso tenemos muros de contención para contener el empuje de tierras sobre los dos sótanos que tiene el edificio. Una forma práctica de predimensionar el espesor de los muros es colocar 25 cm, pero se podría dimensionar haciendo cálculos por esfuerzo cortante con el empuje pasivo y activo de los suelos, y comparándolo con la resistencia del concreto que es el único elemento que ejerce resistencia.

En el caso de los muros de cisterna, se coloca de forma práctica un espesor de 25cm ya que son muros que van a contener y estar en contacto con agua todo el tiempo.

Como se explicó, estos muros de 25cm en los sótanos, pero en los pisos superiores pasan a ser de placas de 20cm, dejando una junta de 5cm.

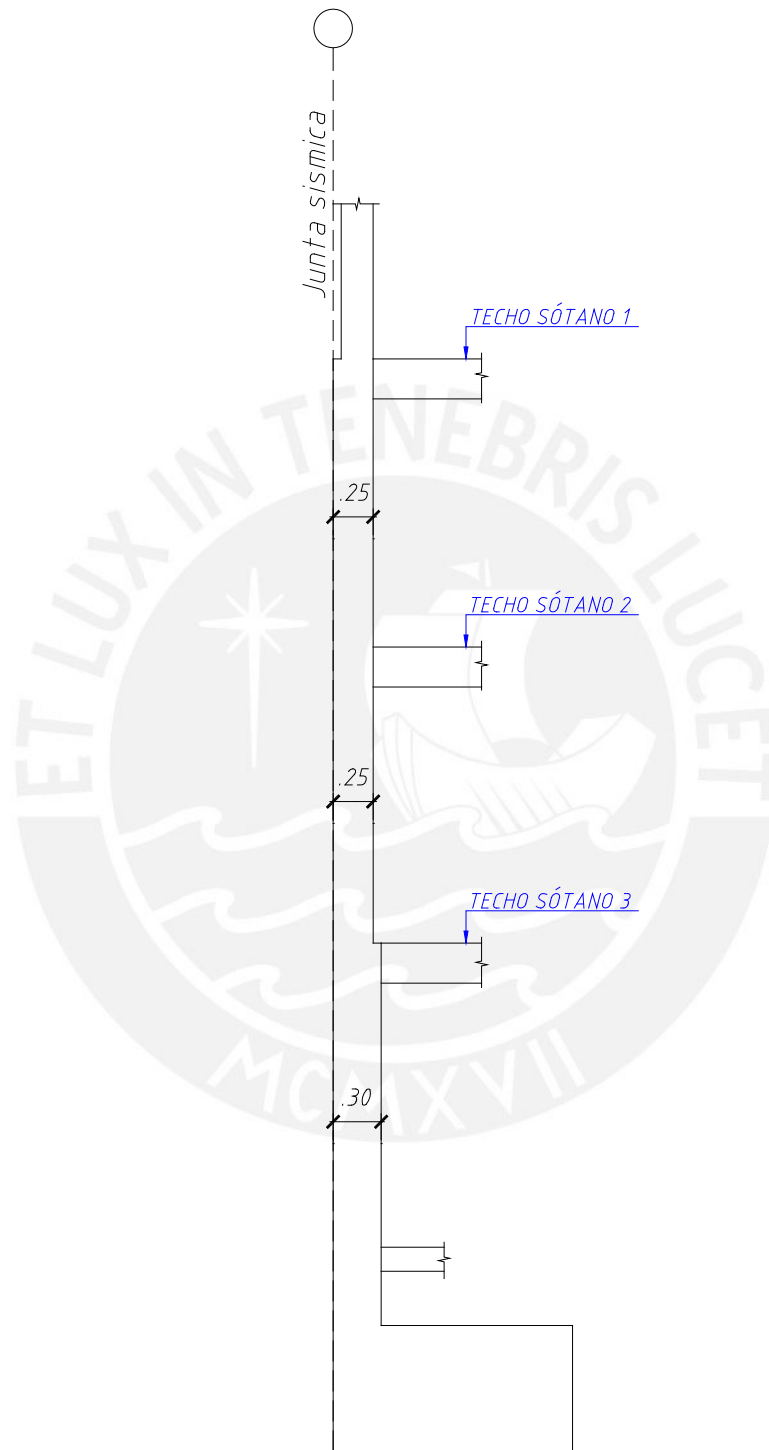


Figura 2.1 Cambio en espesor de muro debido a junta sísmica.

En base a los pre-dimensionamientos realizados se comenzó a estructurar el edificio propuesto. En las figuras 2.2 y 2.3 se muestran las plantas de encofrados del sótano y del piso típico superior.

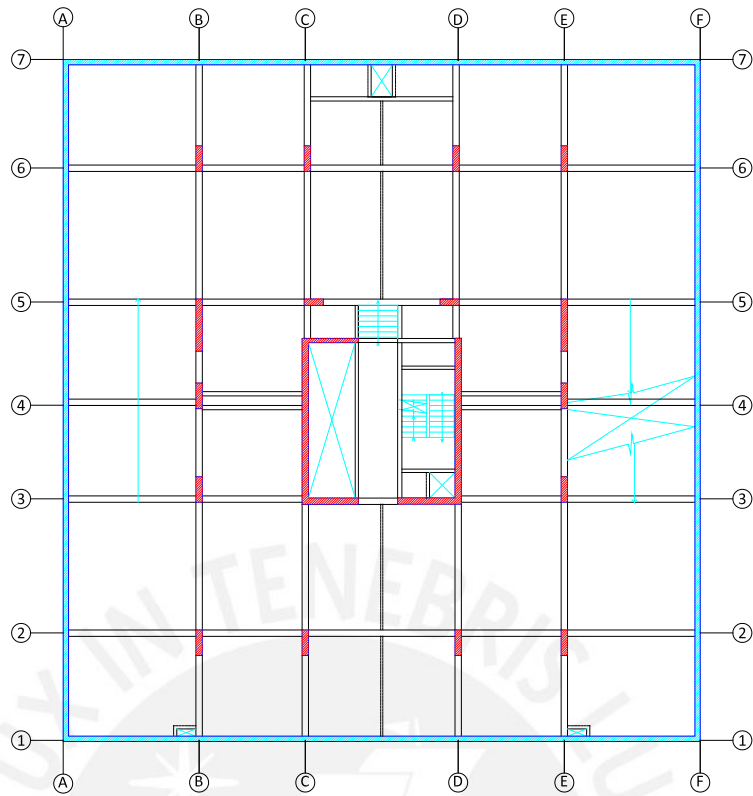


Figura 2.2 Planta de encofrados de sótano típico.

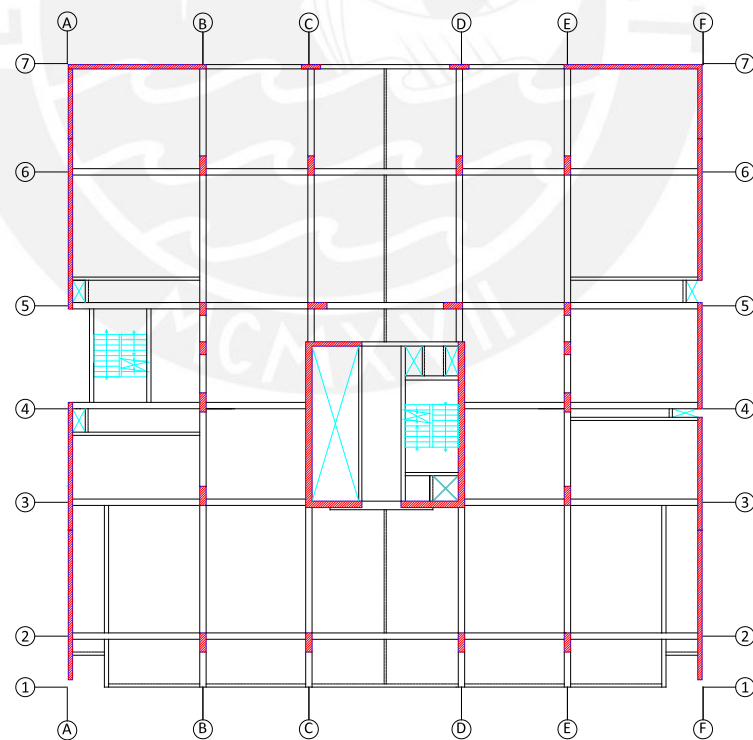


Figura 2.3 Planta de encofrados de piso típico.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES

3.1. Generalidades

a. Definición de carga muerta

Son las cargas gravitatorias que actúan sobre la vida útil de la estructura, tales como el peso de los materiales que conforman el sistema estructural de la edificación, peso de los acabados, peso de los tabiques y de otros equipos que quedarán fijos en toda la vida útil de la estructura.

b. Definición de carga viva

Son las cargas gravitatorias movibles que no actúan de manera permanente sobre la estructura, tales como el peso de los ocupantes, materiales o equipos movibles.

Los pesos unitarios de los diferentes materiales empleados, así como las sobrecargas utilizadas en el análisis se sacaron de la Norma de Cargas E-020 y se resumen en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Cargas muertas y cargas vivas

Carga muerta	
material	Peso
losa aligerada	350 kg/m ²
unidades de albañilería de arcilla cocida sólidas	1800 kg/m ³
concreto armado	2400 kg/m ³
agua	1000 kg/m ³
Carga viva	
ocupación o uso	S/C
oficinas	250 kg/m ²
corredores y escaleras	400 kg/m ²
azotea	100 kg/m ²

Además, se consideró tabiquería móvil en las oficinas, aumentando la sobrecarga en 50 kg/m². Para los acabados se considera que hay 5 cm de piso terminado con un peso de 100 kg/m², en base a estos pesos se comenzó a analizar los elementos estructurales.

3.2. Análisis de losa aligerada

Las losas aligeradas trabajan en una sola dirección, por lo que se idealizan y modelan como elementos unidireccionales con un ancho correspondiente al de la vigueta y asignándole las cargas propias de la losa como distribuidas. Estos elementos se consideran simplemente apoyados sobre las vigas porque estas no restringen la rotación, pero se consideran empotradas en placas que tengan un ancho suficiente para desarrollar momento (anclaje de fierro). Por tanto, en placas de 20 cm se considera solo un apoyo simple ya que en ese ancho ninguno de los fierros comerciales es capaz de anclar.

En la Tabla 3.2 se muestra el metrado realizado para las viguetas, y en la figura 3.1 se analiza una vigueta de un piso típico.

Tabla 3.2 Metrado de cargas muertas y cargas vivas en losa aligerada

Carga muerta distribuida		
Peso propio aligerado 25cm	0.35 ton/m ² x 0.40 m	0.14 ton/m
Peso piso terminado	0.10 ton/m ² x 0.40 m	0.04 ton/m
$W_{cm} = 0.18 \text{ ton/m}$		
Carga viva distribuida		
Aligerado	0.25 ton/m ² x 0.40 m	0.10 ton/m
Tabiquería móvil	0.05 ton/m ² x 0.40 m	0.02 ton/m
$W_{cv} = 0.12 \text{ ton/m}$		

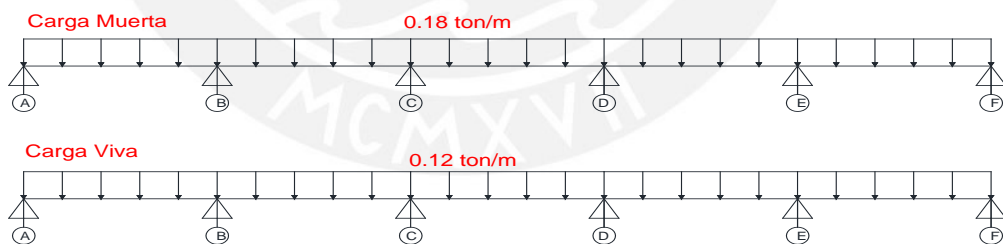


Figura 3.1. Distribución de cargas en la vigueta.

3.3. Metrado de escaleras

En el edificio hay varias escaleras, las que podemos separar en dos tipos, las primeras son las que conectan dos niveles y las segundas son las de un solo tramo que conecta un nivel en un mismo sótano. A continuación, se presenta el metrado de la escalera típica del edificio que son las que conectan dos pisos diferentes.

Paso = 25cm

Contrapaso = 19cm

Espesor de garganta = 15cm

Angulo de inclinación = $\text{Arctan}(cp/p) = 38^\circ$

Se distinguen dos tramos, un tramo inclinado y un tramo horizontal. En el tramo horizontal solo se tiene una losa maciza de 15 cm, y en el tramo inclinado se tiene un mayor peso resultante del peso del paso y del contrapaso. En la Tabla 3.3 se aprecia el procedimiento utilizado y el resultado del metrado de cargas de la escalera.

Con el fin de hallar luego la carga muerta repartida se utilizo la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 0.69 \text{ ton/m}$$

Tabla 3.2. Metrado de Cargas muertas y cargas vivas en escalera típica.

Metrado de cargas en tramo de escaleras (por metro de ancho)		
Carga muerta distribuida:		
Peso propio	0.69 ton/m ²	0.69 ton/m
Peso piso terminado	0.10 ton/m ²	0.10 ton/m
W _{cm} = 0.79 ton/m		
Carga viva distribuida:		
Carga viva distribuida:	0.40 ton/m ² x 1 m	0.40 ton/m
W _{cv} = 0.40 ton/m		
Metrado de cargas en descanso de escaleras (por metro de ancho)		
Carga muerta distribuida:		
Peso propio	2.40 ton/m ² x 0.15 m	0.36 ton/m
Peso piso terminado	0.10 ton/m ² x 1 m	0.10 ton/m
W _{cm} = 0.580 ton/m		
Carga viva distribuida:		
Carga viva distribuida:	0.40 ton/m ² x 1 m	0.40 ton/m
W _{cv} = 0.40 ton/m		

3.4. Análisis tridimensional del edificio

Para realizar el análisis y diseño del sistema estructural se realizó un modelo tridimensional del edificio en el programa Etabs. El programa fue usado por su mayor facilidad en análisis de edificios representando los diferentes elementos estructurales tales como vigas, columnas, placas y losas.

Para este modelo, las vigas y columnas se modelaron como elementos unidireccionales. En el caso de las vigas se consideró poca rigidez torsional debido a que solo se trata de torsión de compatibilidad. Las placas se consideraron como elementos bidireccionales; mientras que las losas macizas y las losas aligeradas no se modelan como elementos finitos planos, sino como áreas cargadas (tipo membrana en Etabs), que se encargan de transmitir dichas cargas hacia las vigas y placas.

La figura 3.2 muestra el modelo tridimensional del edificio y la figura 3.3 muestra el modelo de una planta típica y de una planta de sótano.

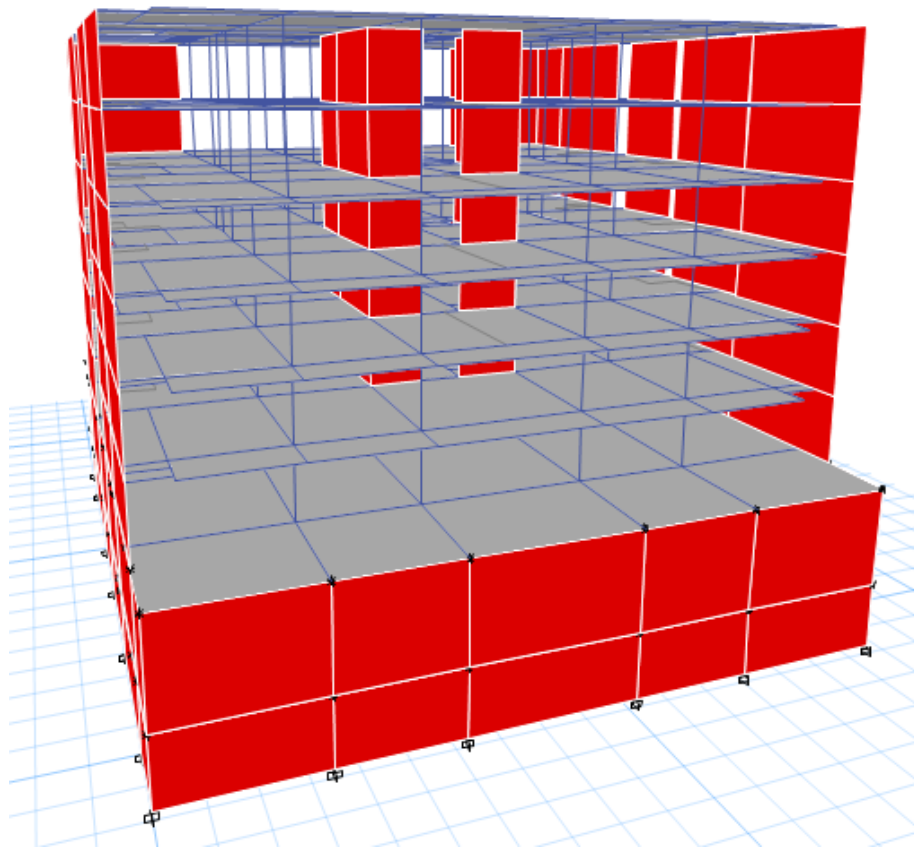


Figura 3.2. Modelo estructural del edificio.

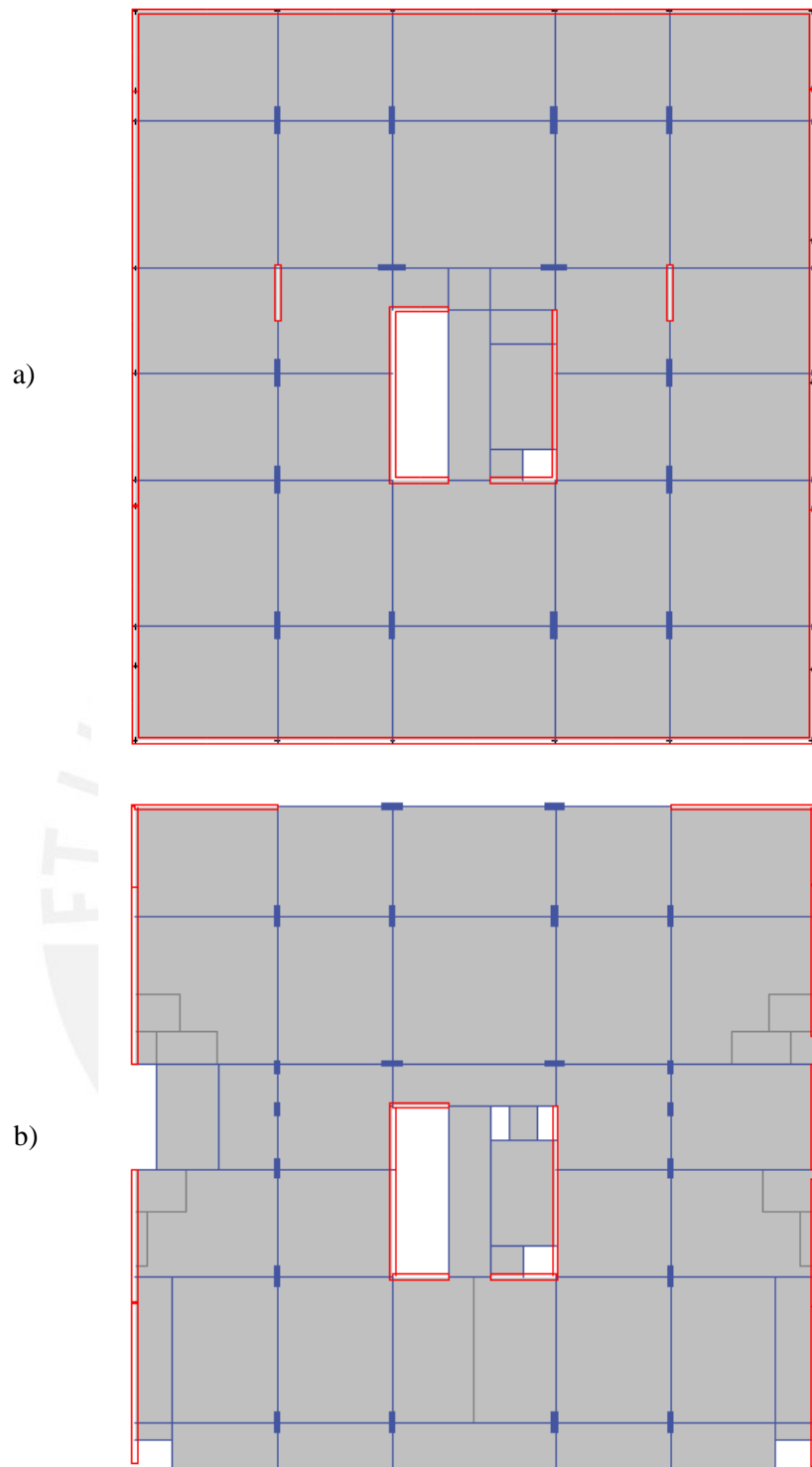


Figura 3.3. Planta estructural: (a) sótano; y (b) piso superior.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Introducción

El análisis sísmico permite estimar el posible comportamiento de una edificación ante un evento sísmico. Este análisis se realiza de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, la cual pide dos tipos de análisis: estático y dinámico. Primero se verificará cumplir con los requisitos establecidos por la norma, y en caso no cumplirlos se aumentará anchos o peraltes de los elementos. En base al análisis realizado se obtendrán las fuerzas internas de los elementos. Ambos análisis se hacen para las dos direcciones principales X e Y.

La norma nos exige que el edificio cumpla algunos requisitos, el primero es controlar la deriva máxima por lo cual el edificio debe tener una adecuada rigidez en las dos direcciones. Además, nos pide calcular la junta separación sísmica con el fin de disminuir la probabilidad de choque con una edificación vecina.

El modelo tridimensional del programa Etabs considera la rigidez y propiedades inerciales del edificio. Todo se realiza en el estado elástico, por lo cual se toman rigideces e inercias brutas. Se consideran diafragmas en cada piso con tres grados de libertad, los que corresponden a dos traslacionales y uno rotacional. Mediante el programa se obtiene el peso de la edificación en base a las cargas aplicadas y el peso de los elementos estructurales y no estructurales.

4.2. Análisis dinámico del edificio

El análisis dinámico permite hallar los modos o frecuencias naturales de vibración de la edificación, basándose en la distribución de la rigideces y masas del edificio.

En el caso del edificio se tienen 18 modos (tres por cada nivel). En la Tabla 4.1 se muestran los modos de vibración más importantes en la dirección X e Y. Se muestra que el período fundamental es 0.50 y 0.30 segundos, para la dirección X e Y, respectivamente. Además, solo se ha considerado para los análisis los tres primeros modos de cada dirección, ya que estos suman más del 90% de la masa participante.

Tabla 4.1 Modos principales de la estructura

Modos de vibración X			Modos de vibración Y		
Modo	T (seg.)	ux	Modo	T (seg.)	uy
1	0.49	0.73	5	0.30	0.66
7	0.10	0.09	8	0.09	0.24
6	0.26	0.04	4	0.32	0.02
12	0.06	0.02	9	0.09	0.01
2	0.48	0.02	7	0.10	0.01
Masa participativa		0.90	Masa participativa		0.94

4.3. Análisis por superposición espectral

La Norma E-030 pide un análisis por superposición espectral o por tiempo-historia. Se usará el primero, que consiste en representar las solicitaciones sísmicas con un espectro de diseño (espectro elástico de pseudo-aceleraciones), en donde los parámetros cambian dependiendo de las características de la estructura. Además, la respuesta de los diferentes modos se combinó usando el criterio de combinación cuadrática (CQC).

4.3.1. Espectro de diseño

La norma sismorresistente proporciona un espectro con la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Los parámetros empleados fueron los siguientes:

- Factor de Zona: $Z = 0.45$ (El edificio se ubica en la ciudad de Lima, correspondiente a la zona sísmica 4)
- Factor de Uso: $U = 1$ (La categoría del edificio corresponde a una edificación común tipo C)
- Factor de Amplificación Sísmica: C (El factor de amplificación de la estructura respecto a la aceleración en el suelo depende del periodo fundamental de la estructura). El mayor valor que puede tomar C es 2.5 y el mínimo 0.125 R .
- Parámetro de Suelo: $S = 1$ (Suelo rígido típico de lima: tipo S1)
- Coeficiente de Reducción: $R_{xx} = 6$ y $R_{yy} = 6$ (Depende del tipo de sistema estructural usado, en nuestro caso el edificio es de muros estructurales en las dos direcciones, y como se trata de una estructura regular no se tuvo que disminuir el factor)
- Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

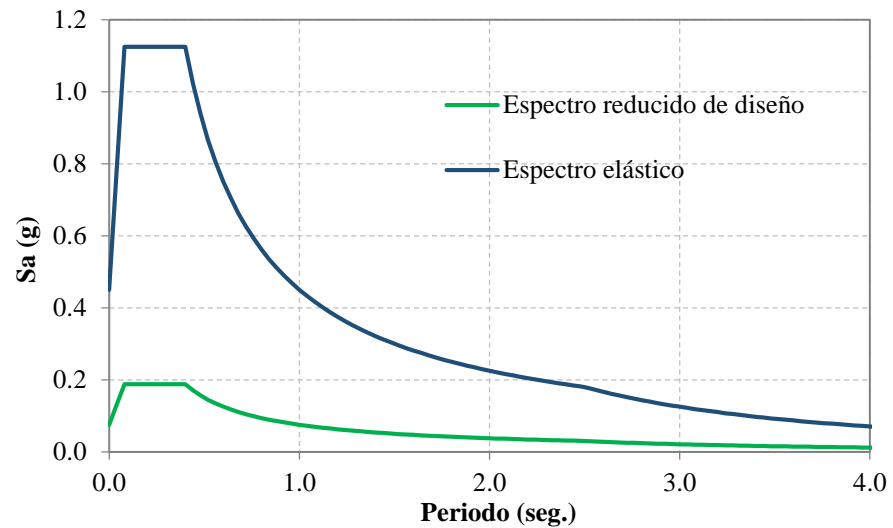


Figura 4.1 Espectro de diseño para la estructura.

Además, al tratarse de un edificio de oficinas (edificación de Categoría C) se consideró un peso sísmico igual a la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.3.2. Respuesta de desplazamientos

Con el fin de simular los desplazamientos debido a un sismo raro dentro de un rango inelástico se multiplicaron los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño por $0.75R$. Como se observa los desplazamientos no van a ser afectados por el factor de reducción R . En la tabla 4.3 se presenta los desplazamientos laterales esperados para la estructura analizada.

Tabla 4.3. Desplazamientos laterales máximos.

Nivel	Desp. X (m)	Desp. Y (m)	Deriva X	Deriva Y
PISO 0	0.000	0.000	0.0000	0.0000
PISO 1	0.010	0.002	0.0031	0.0019
PISO 2	0.023	0.006	0.0043	0.0012
PISO 3	0.036	0.010	0.0044	0.0012
PISO 4	0.050	0.013	0.0044	0.0013
PISO 5	0.062	0.017	0.0041	0.0012
PISO 6	0.074	0.020	0.0037	0.0011

Se presentan los gráficos de desplazamientos (ver Figura 4.2). La norma peruana limita la deriva máxima a 7 %. En el presente caso, las derivas máximas obtenidas fueron de 4.4 ‰ y 1.9 ‰ en la dirección X e Y, respectivamente, cumpliendo el requisito mencionado. Además, estos resultados nos dicen en la dirección Y se tiene

una mayor rigidez que en la dirección X, lo que era de esperarse por la mayor cantidad de elementos verticales en esta dirección.

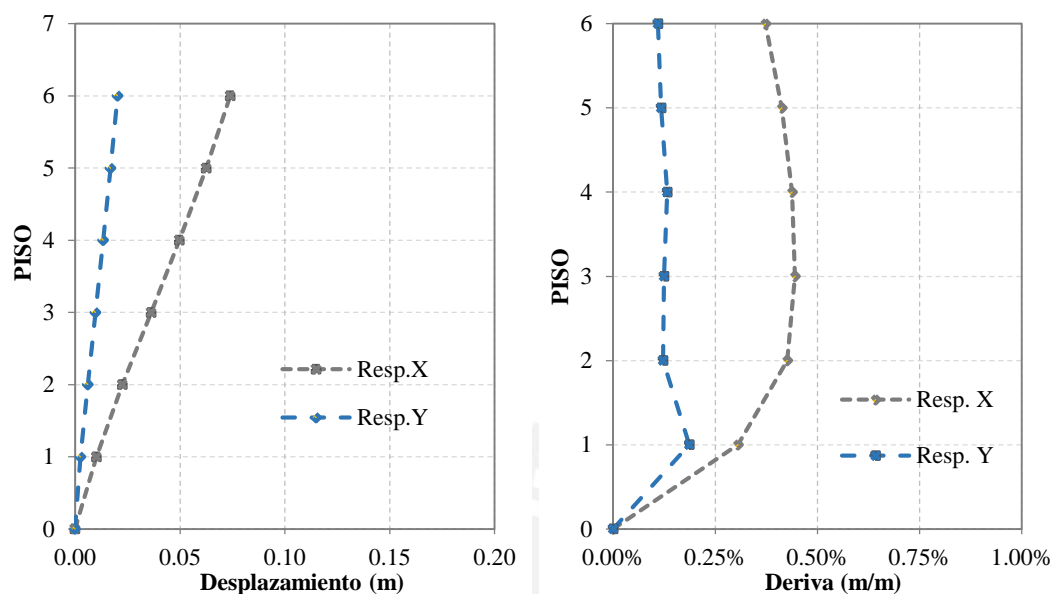


Figura 4.2 Desplazamientos inelásticos según norma

4.3.3. Cortante de diseño

Según la Norma E-030, la fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico se deberá escalar al 80% de la calculada para el análisis estático si se trata de una estructura regular, por otra parte, para una estructura irregular se debe escalar al 90%, cumpliendo que en ningún caso el factor de amplificación sea menor a 1. Los desplazamientos no son escalados a los resultados del análisis estático ya que estos se calculan de la forma presentada anteriormente.

El cortante basal estático se estima de acuerdo a la siguiente expresión.

$$V_{ESTÁTICO} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

El valor de C es diferente para cada dirección del análisis ya que depende del periodo fundamental de cada dirección, los valores de C considerados fueron de 1.51 y 2.50 para la dirección X e Y respectivamente. Además, el peso estimado de la edificación fue de 4531 Ton. Para la determinación del sistema estructural del edificio, según lo estipulado en la norma E-030, se analizó la distribución de fuerza cortante en las placas y columnas. En la tabla 4.4 se presenta la forma con la que se obtuvo el factor de amplificación.

Tabla 4.4 Deducción del factor de amplificación

Dirección X			Dirección Y		
V estático	701 Ton		V estático	850 Ton	
V dinámico	514 Ton		V dinámico	626 Ton	
Placas	478 Ton	93%	Placas	601 Ton	96%
Columnas	36 Ton	7%	Columnas	25 Ton	4%
Sistema de muros estructurales			Sistema de muros estructurales		
Factor de amplificación	1.09		Factor de amplificación	1.09	

La tabla 4.4 muestra la distribución de fuerzas en muros y columnas en las dos direcciones observándose que en las dos direcciones los muros se encargan de resistir más del 80% del cortante en la base por lo que el sistema estructural era el ya supuesto de Muros estructurales.

La estructura cumple con los requisitos de regularidad que establece la norma, por lo cual, se trata de una estructura regular en las dos direcciones y el factor de reducción es 6. Además, se calcula el factor de escalamiento del cortante dinámico para ser igual al 80% del cortante estático, el cuál es 1.09 en ambas direcciones.

4.4. Distribución de fuerzas internas

Como se explicó en la tabla 4.4, los muros son los responsables de soportar más del 80% de la carga sísmica, mientras que las columnas cumplen la función de básicamente soportar cargas de gravedad. En la figura 4.2 se presenta los Se muestran diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores en ambas direcciones de análisis del Eje 9 y el Eje F.

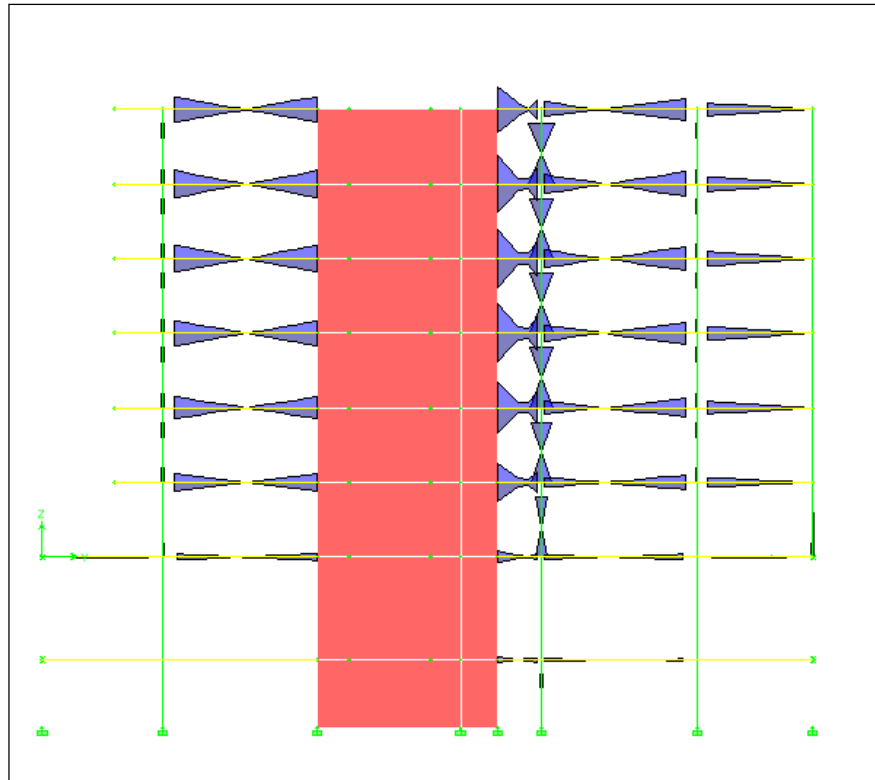


Figura 4.3 Diagrama de Momentos flectores del Eje G, correspondiente al Sismo en la dirección Y-Y

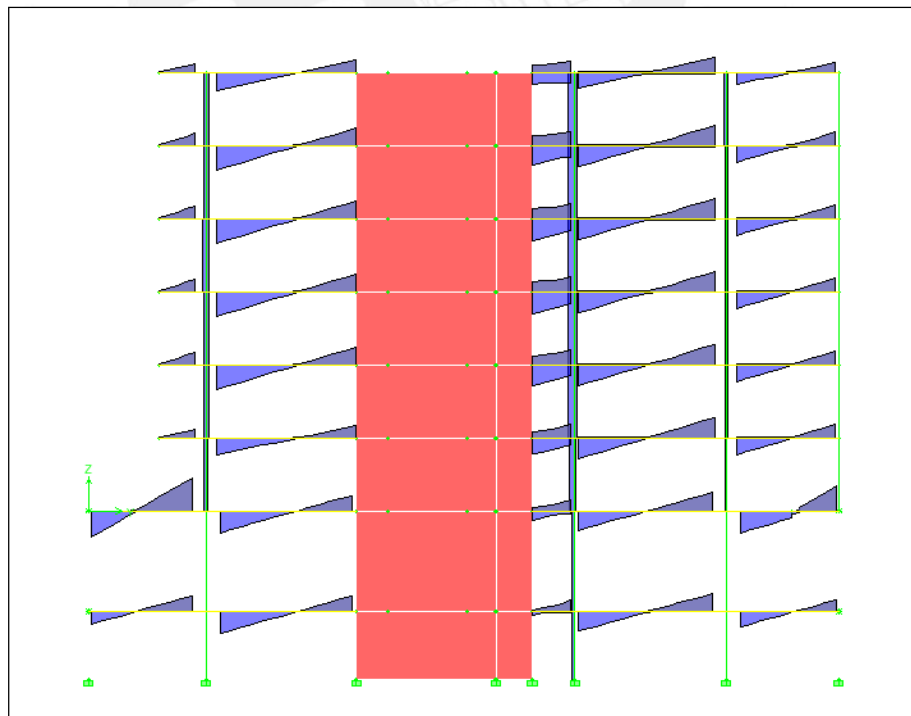


Figura 4.4 Diagrama de Fuerzas Cortantes del Eje G, correspondiente al Sismo en la dirección Y-Y

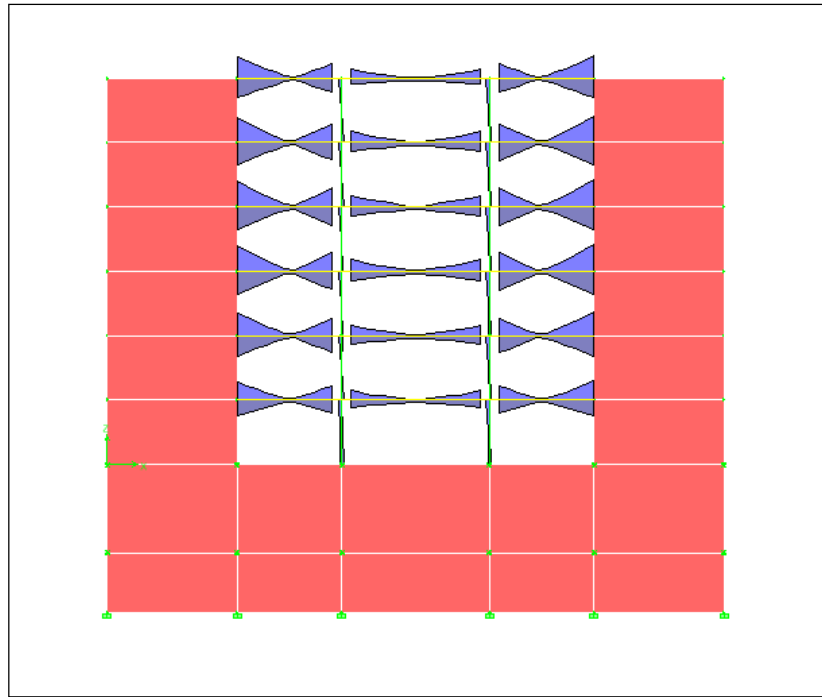


Figura 4.5 Diagrama de Momentos flectores del Eje 9, correspondiente al Sismo en la dirección X-X

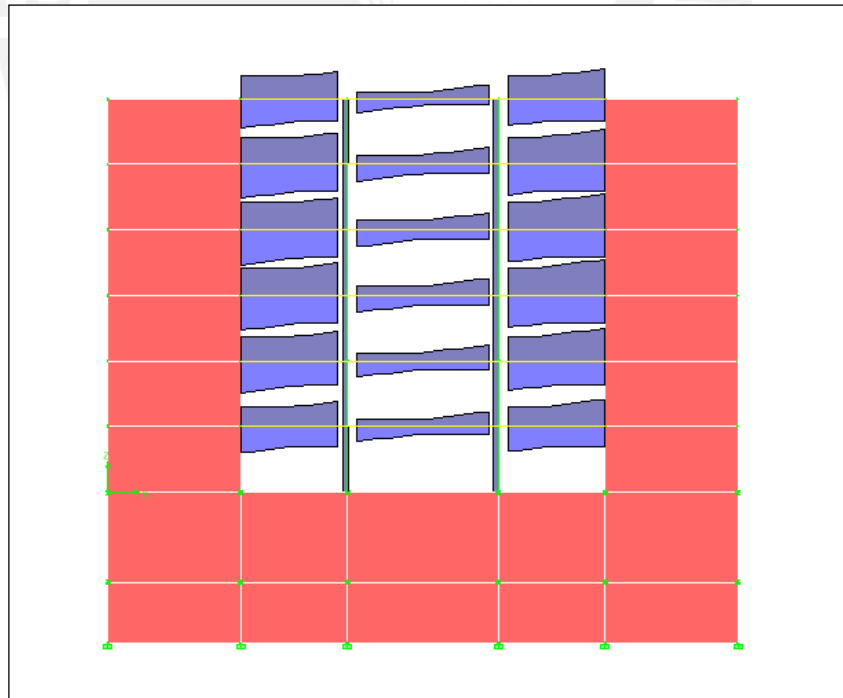


Figura 4.6 Diagrama de Fuerzas Cortantes del Eje 9, correspondiente al Sismo en la dirección X-X.

4.5. Junta de separación sísmica y estabilidad del edificio

La Norma Peruana Sismorresistente E.030 indica también que se debe considerar una junta de separación sísmica “s” entre dos estructuras vecinas con el fin de evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico. La norma nos pide considerar “s” como el máximo de los siguientes valores de s:

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

Se debe retirar de los límites de propiedad una distancia no menor que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado en el último techo ni menor que $s/2$.

El desplazamiento máximo calculado en el sexto piso fue de 7.4 cm en la dirección X-X y de 2.4 cm en la dirección Y-Y, por lo que se decide una junta de 5 cm en el perímetro.

En nuestro caso no analizamos fenómeno de volteo ya que contamos con sótanos que lo impiden.

CAPITULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

5.1. Criterios de diseño según norma E-060

5.1.1. Diseño por resistencia

La Norma E-060 exige que los elementos de Concreto Armado este basado se diseñen bajo el criterio de resistencia, el cual consiste en que la resistencia de diseño (Capacidad) sea mayor o igual que la resistencia requerida (Demanda). Establece de forma indirecta un factor demanda/capacidad mayor a 1.

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (D/C} \leq 1)$$

Resistencia de diseño: Es la resistencia nominal de los elementos, pero modificada por los factores de reducción de resistencia. Se puede expresar los de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \text{Factor de Reducción } (\phi) \times \text{Resistencia Nominal}$$

Se puede plasmar el Diseño por Resistencia de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \text{Para flexión:} & \quad \phi M_n \geq M_u \\ \text{Para cortante:} & \quad \phi V_n \geq V_u \\ \text{Para axial:} & \quad \phi P_n \geq P_u \end{aligned}$$

En la Tabla 5.1 se presenta los factores de reducción descritos en la norma dependiendo del tipo de sollicitación.

Tabla 5.1 Factores de reducción de resistencias nominales

Solicitaciones en la sección	Factor de reducción (Φ)
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexo-compresión y compresión en elementos con estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

Resistencia requerida: Se obtiene amplificando las cargas que actúan sobre la estructura. El análisis de la estructura actual solo involucra Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga Sísmica (CS). Cada tipo de carga se asocia a un factor de amplificación por cada combinación de la siguiente manera: Resistencia Requerida =

Σ (Factores de carga \times Solicitaciones provocadas por un estado de cargas de servicio).

Por lo tanto las combinaciones a usar son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

El diseño por resistencia se basa en los estados límites establecidos para fuerza, deformación, fisuración y aplastamiento, y concuerdan con resultados experimentales para cada tipo de acción estructural en el Perú y Estados Unidos.

En los cálculos se plantean situaciones ideales como las dimensiones exactas y las propiedades de los materiales, distintas a la realidad donde existe una gran variabilidad. Esta es la razón del uso de los factores de reducción. Estos factores toman en cuenta las siguientes variables:

- La variabilidad de la resistencia de los materiales.
- La variabilidad de la resistencia in situ vs. la resistencia de una probeta.
- Los efectos de las tensiones residuales de contracción.
- Los efectos de la velocidad de aplicación de cargas.
- Las tolerancias y errores en las dimensiones de la sección transversal.
- Las tolerancias y errores en la colocación de las armaduras.
- Las tolerancias de fabricación y laminación de las barras de armadura.
- Las hipótesis y simplificaciones usadas en las ecuaciones de diseño.
- El tipo de falla que podría producirse. Esto se debe a que algunos tipos de falla son muchos más peligrosos y más consecuentes que otras. Se deben evitar las fallas frágiles o las que ocurran sin ninguna señal de ocurrencia ya que son las que generan más pérdidas de vidas humanas.

Además del diseño por resistencia, se deben tener en cuenta otros aspectos importantes, como el buen funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio y además que la estructura debe tener un buen comportamiento ante fallas frágiles.

5.1.2. Condiciones de servicio

Las Condiciones de servicio no implican el mismo peligro a la pérdida de vidas humanas que pueden originar las condiciones de cargas últimas, por lo cual la norma

E-060 da una mayor de probabilidad de ocurrencia. Se analizan cuatro casos para estructuras de Concreto Armado, que son los siguientes:

- Deflexiones excesivas
- Fisuraciones excesivas
- Vibraciones Indeseables
- Corrosión de las armaduras de refuerzo

Las deflexiones y Fisuraciones deben ser menores a las permisibles en la noma E-060. Estas podrían generar un deterioro de los elementos no estructurales y también podrían generar miedo en las personas lo que interrumpiría su normal funcionamiento.

5.1.3. Diseño para comportamiento dúctil

En la Norma E-060 se le nombra como diseño por capacidad. La finalidad de este criterio es evitar cualquier tipo de falla frágil de la estructura, en especial la falla por corte. Entonces el criterio específico es que los elementos fallen primero por flexión en vez de por corte (caso de las placas, vigas y columnas), permitiendo alcanzar una mayor ductilidad. Otro falla a evitar se encuentra en el nudo columna-viga, donde se prefiere que las columnas no fallen y conservar la estabilidad de la estructura..

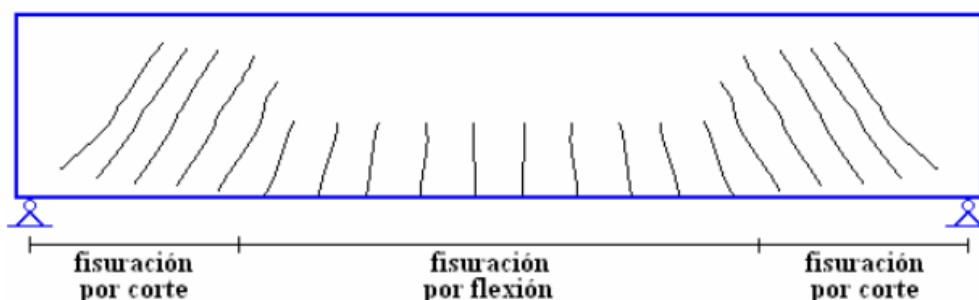


Figura 5.1 Grietas por flexión y cortante de una viga

5.2. Diseño por flexión

5.2.1. Hipótesis de Diseño

Se debe cumplir con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

- Hipótesis de Navier: Las secciones planas permanecen planas. Esta hipótesis es válida en todas las vigas excepto en vigas pared.

- b) Adherencia entre el acero y el concreto que lo rodea.
- c) Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- d) Los esfuerzos en el concreto y el acero pueden ser calculados a partir de las deformaciones (relaciones constitutivas, σ - ϵ).
- e) La deformación máxima unitaria en la fibra extrema sometida a compresión del concreto reforzado (ϵ_{cu}) es 0.003.

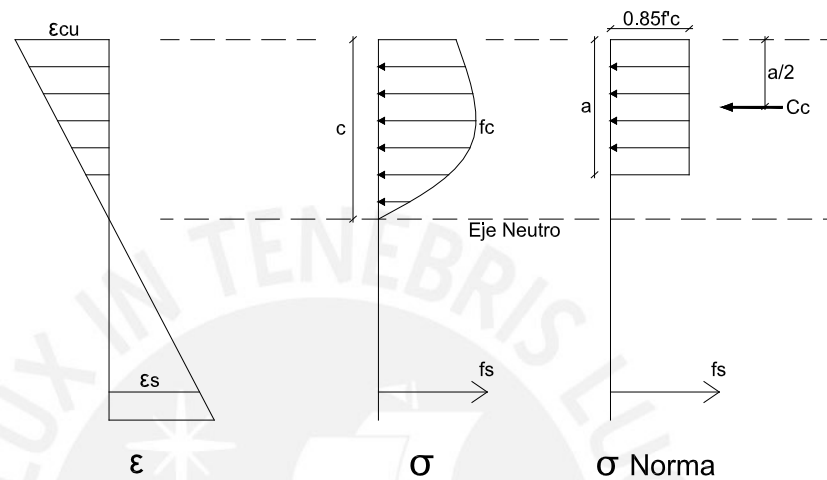


Figura 5.2 Bloque de compresiones

En la Figura 5.2 se observa un diagrama esfuerzo-deformación real y el bloque equivalente propuesto por la norma peruana, en donde el esfuerzo es uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85f'_c$. Este esfuerzo va desde el borde de compresiones hasta una distancia de $a = \beta_1 c$, donde c es la distancia al eje neutro desde el borde del bloque de compresiones. Para la estructura en análisis se usó $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, por lo que $\beta_1 = 0.85$.

Se puede calcular la resistencia nominal de la sección usando las siguientes expresiones que se deducen del equilibrio:

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

donde :

ρ : cuantía de acero = A_s/bd

A_s : área de acero

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo

- f) El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.

g) Según Norma se puede reemplazar el diagrama “real” de esfuerzos por un bloque equivalente de compresiones.

5.2.2. Consideraciones de diseño

Acero máximo: La Norma E-060 limita la cantidad de acero máximo de un elemento en flexión simple con el 75% de Acero balanceado (Asb). El acero balanceado se produce cuando el concreto llega a su deformación última al mismo tiempo que el acero llega a su esfuerzo de fluencia produciendo una falla frágil.

Se puede calcular la cuantía balanceada y el acero máximo de una sección de la siguiente manera:

$$p_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} E_{cu}}{\epsilon_{cu} E_{cu} + f_y}, \quad A_s \text{ máx} = 0.75 p_b b d$$

Acero mínimo: La Norma E-060 exige una cantidad mínima de acero con la finalidad de tener una mayor resistencia luego de la primera fisuración. Esta cuantía mínima está relacionada a un momento igual a 1.2 el momento de agrietamiento (Mcr). Se obtiene de la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}, \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

5.3. Diseño por cortante

En el diseño por cortante, la resistencia a corte de la sección (Vn) está determinada por el aporte en conjunto del concreto (Vc) y del refuerzo (Vs). Entonces se resume en la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

El diseño por cortante se realiza a “d” de la cara, a excepto que se tengan cargas cercas a la cara.

Cuando solo se tenga corte y flexión se debe considerar: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} .bw.d$

Para un análisis más refinado, cuando exista, además de las fuerzas cortantes, la acción de fuerzas axiales de compresión, se debe considerar la expresión modificada:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{Nu}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} .bw.d$$

La resistencia del acero viene dada por:

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

Donde: Av: área del estribo

s: separación entre estribos

La norma E-060 pide un refuerzo transversal mínimo y un espaciamiento máximo para el caso de vigas:

$$A_{vmin} = 3.5 b_w s / f_y, \quad s \leq 0.5d \text{ ó } 60\text{cm},$$

La Norma E-060 también limita la cantidad máxima de acero transversal con la siguiente expresión:

$$\phi V_{nm\acute{a}x} = 2.60 \sqrt{f'_c} . b_w . d$$

5.4. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión se basa en la creaci3n de una curva de capacidad estructural, denominada diagrama de interacci3n, que resulta del análisis de la secci3n a fuerza axial y momento flector con su distribuci3n de fierros longitudinales. Esta curva se obtiene variando el eje neutro obteniendo combinaciones de momento flector y fuerza axial.

Además, se debe realizar un diagrama de interacci3n considerando los factores de reducci3n que establece la Norma (ϕ). Además se limita la carga axial a $0.8 \phi P_o$ para columnas con estribos y de $0.85 \phi P$ para columnas con espirales. Tambi3n se deben obtener los puntos (M_u, P_u) con las combinaciones de carga. Estos puntos deben estar dentro de la gráfca del Diagrama de Interacci3n, caso contrario se debe aumentar la cantidad de acero hasta lograr una capacidad mayor a la demanda.

Cuando la carga axial sea baja ($P_u < 0.1 f'_c A_g$), se debe diseñar el elemento por flexi3n simple. En la figura 5.3 se muestra el diagrama de interacci3n de análisis y de diseño ($\phi M_n, \phi P_n$).

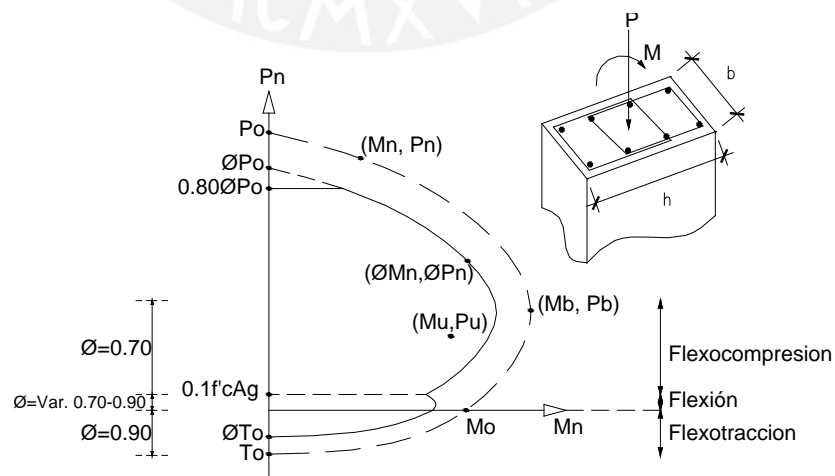


Figura 5.3 Diagrama de interacci3n de diseño

5.5. Detalles de refuerzo

Recubrimientos: Dependiendo del elemento estructural, se debe considerar distintos recubrimientos.

En la Figura 5.5 se presenta los recubrimientos necesarios según norma para los elementos de la estructura en análisis.

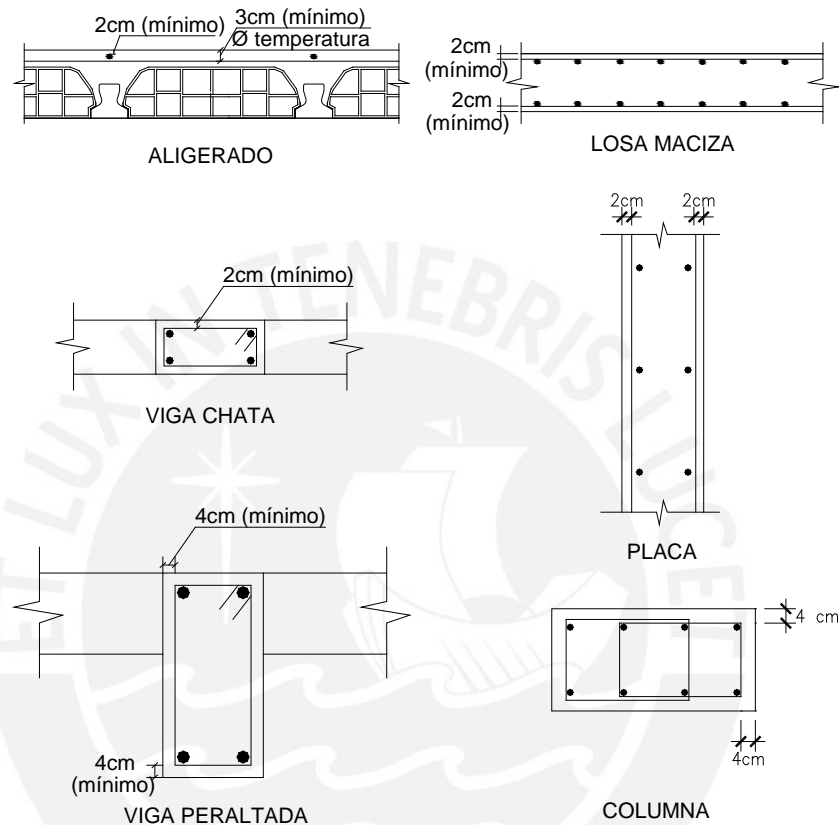


Figura 5.4 Recubrimientos exigidos por norma E-060

Anclajes de fierro: La resistencia de concreto ($f'c$) en toda la estructura es de 210kg/cm². En la tabla 5.2 se muestran los anclajes de fierro exigidos por la Norma de Concreto Armado E-060.

Tabla 5.2 Anclajes de fierro

$f'c = 210\text{kg/cm}^2$						
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8mm	0.8	0.5	20	28	19	18
3/8"	0.95	0.71	24	34	22	21
1/2"	1.27	1.29	32	45	29	28
5/8"	1.59	2	40	56	37	35
3/4"	1.91	2.84	49	69	44	42
1"	2.54	5.1	89	124	59	56

En donde las longitudes expresadas son las siguientes:

Ld: Longitudes de anclaje en tracción en barras inferiores

L'd: Longitudes de anclaje en tracción en barras superiores

Ldc: Longitudes de anclaje en compresión

Ldg: Anclaje con gancho estándar

En la figura 5.5 se muestra el detalle de gancho estándar en el plano estructural.

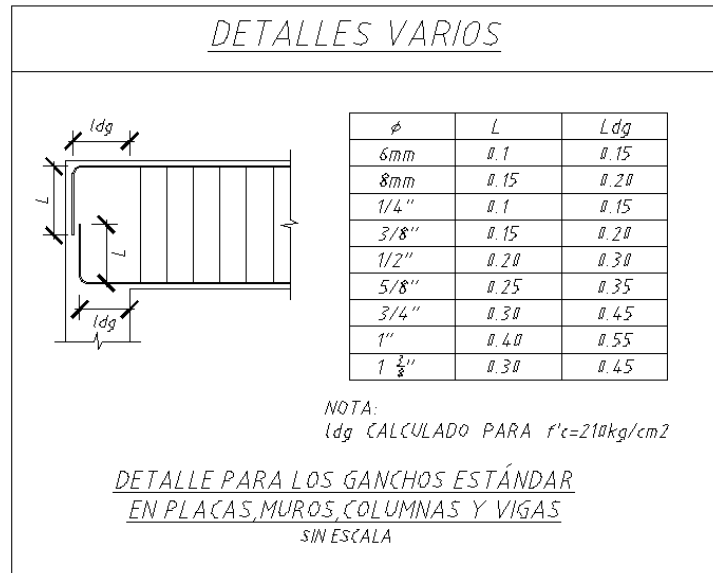


Figura 5.5 Detalle de gancho estándar

En la figura 5.6 se muestra el detalle de doblado de estribo en el plano estructural. Además, en la figura 5.7 se muestra el detalle de anclaje en un zapata.

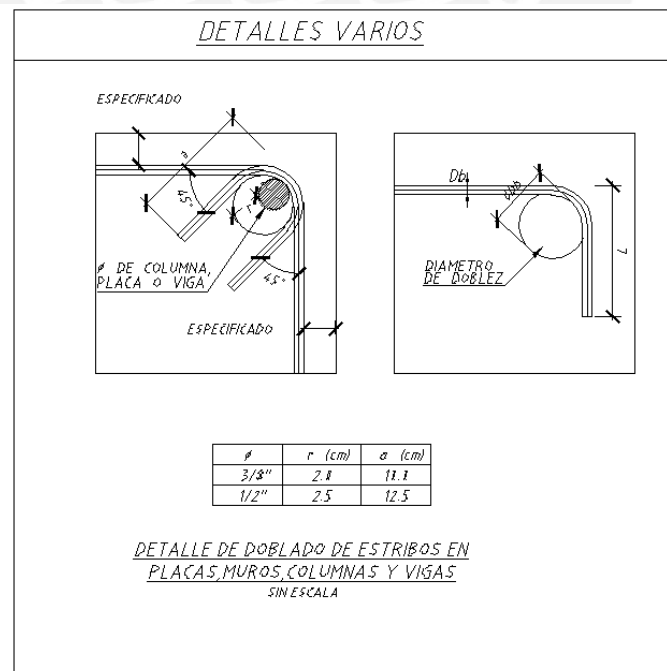


Figura 5.6 Detalle de doblado de estribo

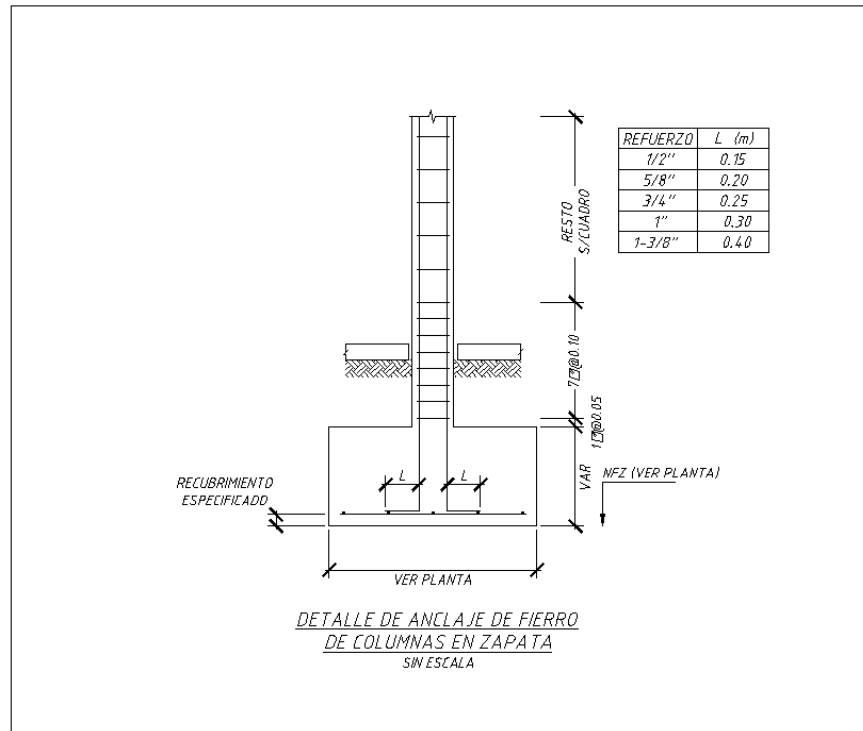


Figura 5.7 Detalle de anclaje en zapatas

Empalmes: La discontinuidad del refuerzo atenta contra la capacidad resistente de la estructura, por lo que la norma E-060 pide algunos requisitos al momento de realizarse el traslape. Se pide que el traslape se realice en zonas de esfuerzos bajos. Además de debe considerar una longitud de empalme de $1.3 l_d$ y no se debe empalmar más del 50% del área total del refuerzo en una misma sección.

En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran el detalle de empalme en vigas y columnas, respectivamente.

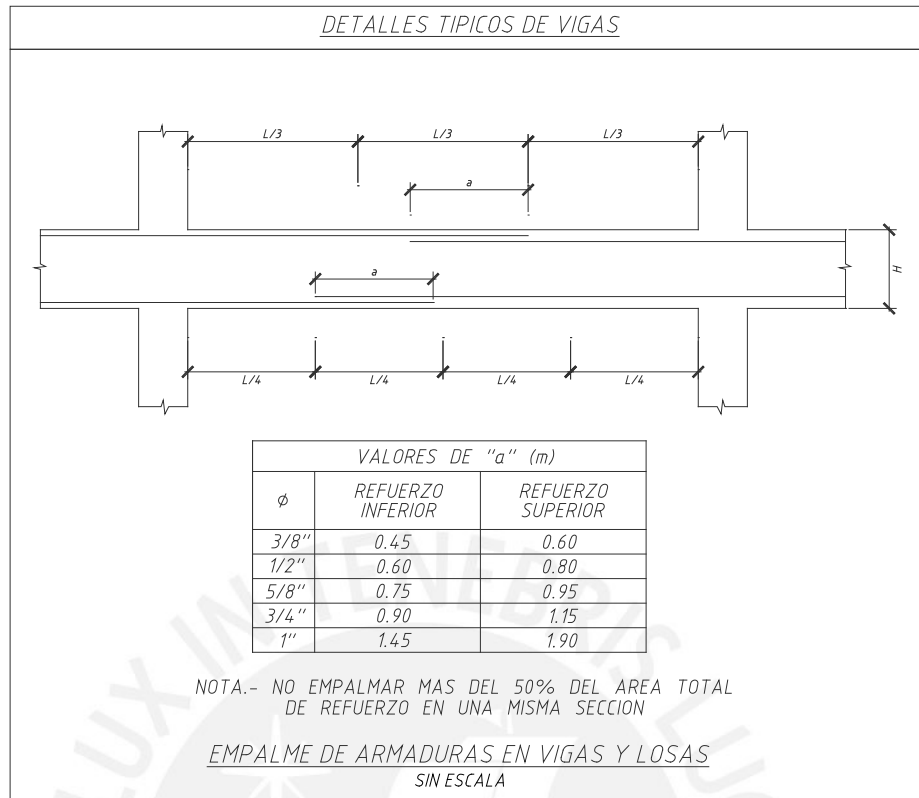


Figura 5.8 Empalmes en vigas

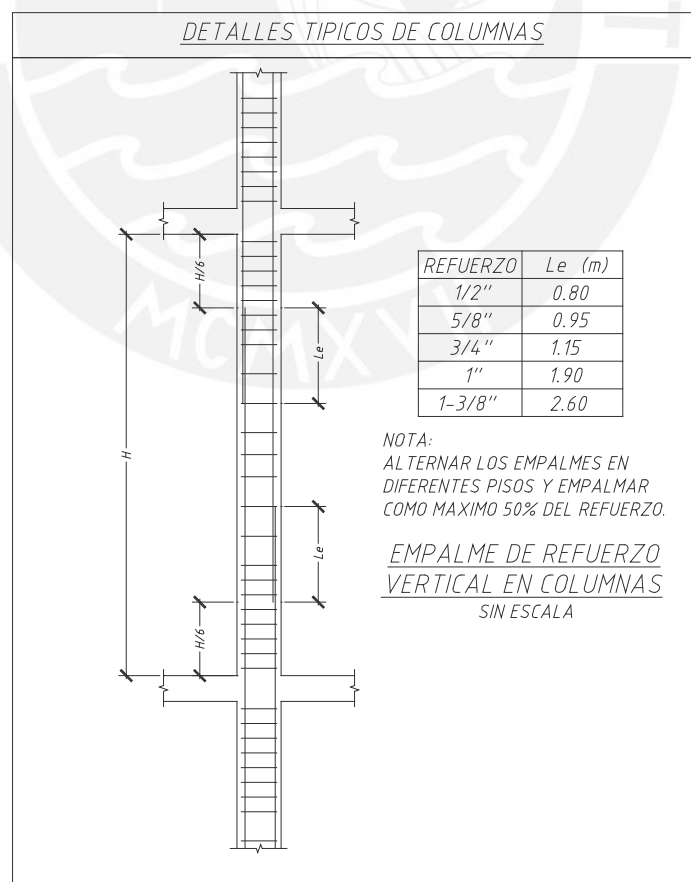


Figura 5.9 Empalmes en columnas

Corte de fierro: La norma E-060 pide que que el refuerzo se extienda más allá de la sección en análisis, una distancia igual al mayor valor de:

El peralte efectivo del elemento “d”

12 veces el diámetro de la barra

La longitud de anclaje l_d

Espaciamientos mínimos y máximos de barras: También se pide separaciones mínimas y máximas del refuerzo con la finalidad de evitar problemas en el vaciado.

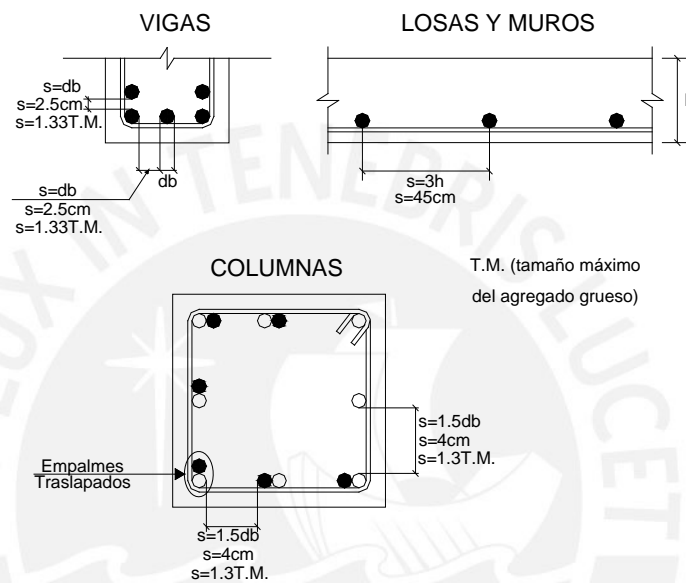


Figura 5.10 Espaciamientos mínimos y máximos de barras

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

6.1. Consideraciones adicionales para el diseño de losas

Además de los criterios generales de diseño como la flexión simple, el corte y el espaciamiento de los fierros, se debe tener en cuenta algunas consideraciones adicionales para el diseño de losas aligeradas en una dirección y losas macizas.

Consideraciones de diseño de losa maciza:

La norma E-060 pide un refuerzo mínimo por contracción y temperatura correspondiente a una cuantía de 0.0018, del mismo modo el refuerzo debe colocarse a un espaciamiento no mayor que tres veces el espesor de la losa o 45 cm.

Consideraciones de diseño de losa aligerada:

Las viguetas de la losa aligerada están espaciadas 40 cm, realizándose un metro de cargas en un ancho efectivo igual a esta medida. En el análisis se considera la losa aligerada como una sección tipo T, pero se consideran secciones rectangulares ya que el ancho en el ala es sólo de 5 cm y en el diseño por flexión esto no generará ningún cambio. Por tal para el caso de momentos positivos se considera una sección con un ancho efectivo igual a 40 cm y para el caso de momento negativo este es igual a 10 cm.

En la tabla 6.1 se muestra las propiedades de la vigueta del aligerado de 25cm. Características de la losa aligerada:

$$h = 25 \text{ cm}, t_w = 11 \text{ cm}, b_f = 40 \text{ cm}, t_f = 5 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}$$

Tabla 6.1 Propiedades de losas aligeradas

d (m)	h (m)	Peso (kg/m ³)	I _g (cm ⁴)	M ⁺ (kg-m)	M ⁻ (kg-m)	As ⁺ min (cm ²)	As ⁻ min (cm ²)	As ⁺ b (cm ²)	As ⁻ b (cm ²)
0.17	0.14	280	7275	185	370	0.34	0.91	9.35	2.97
0.20	0.17	300	11800	260	505	0.41	1.01	10	3.61
0.25	0.22	350	22700	405	750	0.53	1.15	11.05	4.67
0.30	0.27	420	38430	580	1030	0.65	1.28	12.11	5.74

En losas macizas y aligeradas no se pueden colocar estribos, siendo el concreto el único que resiste a la fuerza cortante.

En el caso de losas macizas, la resistencia corte del concreto está dada por:

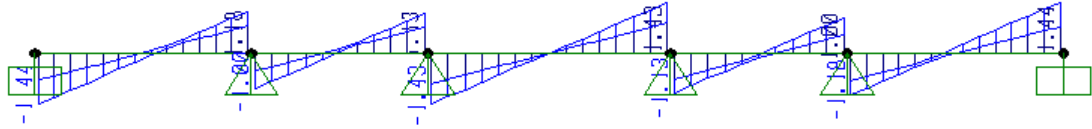


Figura 6.3 Envolventes de cortantes últimos

Se diseña el tercer tramo.

El aligerado de 25 cm de peralte con viguetas espaciadas cada 40 cm.

Para $M_u^- = 1.38$ ton-m, se requiere: $A_s = 1.84$ cm² se coloca 1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8".

Para $M_u^+ = 1.38$ ton-m, se requiere: $A_s = 1.70$ cm² se coloca 1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8".

Para $V_u = 1.44$ ton no es necesario ningún tipo de ensanche ya que $\phi V_c = 1.58$ ton.

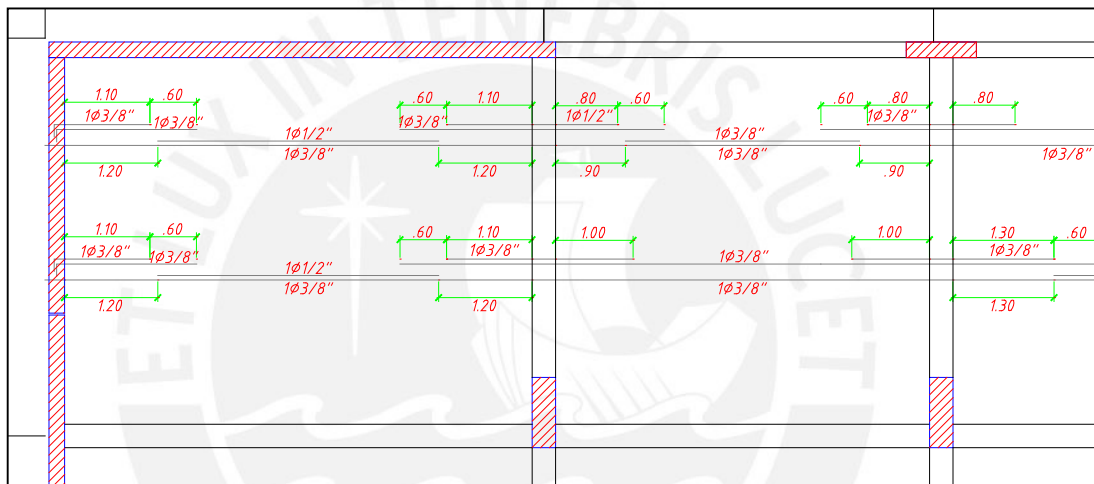


Figura 6.4 Losa aligerada en plano de encofrados

6.3. Ejemplo de diseño de losa maciza

Se usa losa maciza en dos zonas, en la losa de las cisternas y la de los jardines, por lo cual la malla usada para la losa maciza fue la mínima necesaria para losas en contacto con agua (0.003). Para el caso de la losa de los jardines de 17 cm se usa una malla de $\phi 8\text{mm} @ 0.20$ (inf.) y $\phi 8\text{mm} @ 0.20$ (sup.).

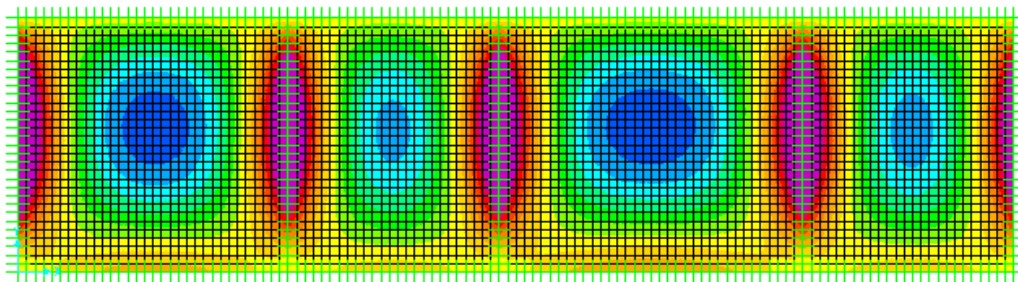


Figura 6.5 Diagrama de Momentos en la dirección XX

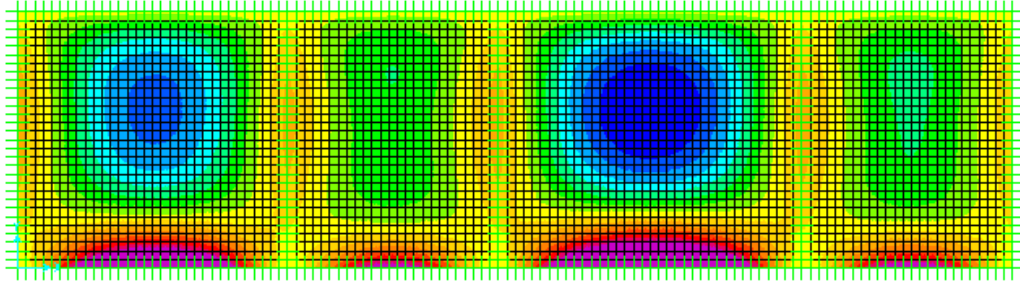


Figura 6.6 Diagrama de Momentos en la dirección YY

El diseño por flexión y corte se realiza para un metro de ancho. Los máximos momentos en la dirección X-X y Y-Y se obtienen en el paño de 7.2 m x 6 m.

En el caso del diseño por cortante la losa da un ϕV_c de 9.47 ton y el máximo cortante en todos los paños de la losa es de V_u de 4.30 ton, por lo cual no hay problemas por corte y la losa de 17 cm es adecuada.

Para $M_u^- = 4.20$ ton-m, por lo cual con dos bastón de $\Phi 8\text{mm} @ 0.25\text{m}$ bastaría ya que da un ΦM_n de 3.54 ton-m y se podría redistribuir un 15 %.

Para $M_u^+ = 2.20$ ton-m, por lo cual con un bastón de $\Phi 3/8'' @ 0.25\text{m}$ bastaría ya que da un ΦM_n de 2.43 ton-m.

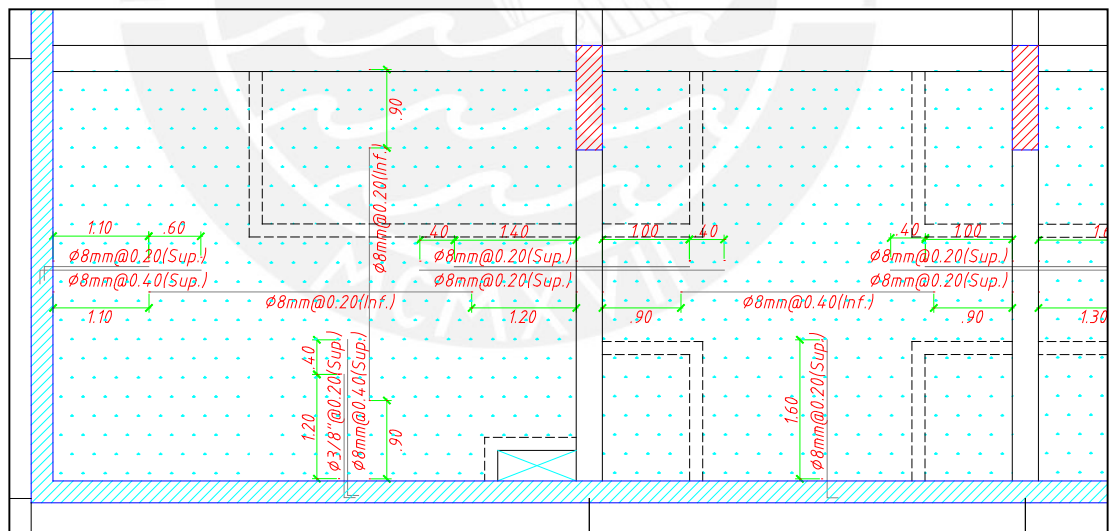


Figura 6.7 Losa maciza en plano de encofrados

6.4. Consideraciones adicionales para el diseño de vigas

Para cualquier viga rectangular, el acero mínimo es igual a:
$$A_{s \min} = \frac{0.7\sqrt{f'c} \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y}$$

(Trabajando en unidades de kgf y cm)

Además, las vigas sísmicas deben cumplir los requisitos establecidos en el Capítulo 21 de la norma E-060. En cualquier sección de la viga se debe cumplir que el momento nominal (M_n), positivo o negativo, sea siempre mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo negativo ($M_{n\max}$). Además en cada extremo, el M_n^+ debe ser por lo menos igual a la tercera parte del M_n^- en ese extremo.

Además se exige un diseño por capacidad en los elementos con responsabilidad sísmica: vigas, placas y columnas. La finalidad es prevenir la falla por cortante (falla frágil) y obtener una falla que permita una mayor ductilidad del sistema (falla dúctil por flexión). El procedimiento para el diseño por capacidad consiste en estimar una fuerza cortante asociada a la suma de un cortante isostático más el cortante hiperestático producido por la suma de momentos nominales entre la longitud libre de la viga (Figura 6.8).

Otras disposiciones especiales de la norma E-060 para vigas sísmicas en estructuras de muros o pórticos son las siguientes:

- La resistencia especificada del concreto ($f'c$) no será menor a 210 kg/cm².
- La calidad del acero de refuerzo no excederá del grado 60 (4200 kg/cm²).
- La relación ancho a peralte de las vigas no será menor a 0.3.
- El ancho de las vigas no será menor a 25 cm.
- No deberá hacerse empalmes a una distancia “d” o menor de la cara de los nudos.
- El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados con gancho estándar a 135° y con un diámetro mínimo de 3/8”.
- Distribución mínima de estribos cerrados:

Se pide estribos desde ambos extremos de la viga, además se debe considerar una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte. El primero debe estar a 5 cm, en la zona de confinamiento los estribos deben estar a un espaciamiento S_0 que no exceda de la cuarta parte del peralte efectivo, 8 veces el diámetro de

la barra longitudinal o 30 cm. Y fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá exceder la mitad del peralte efectivo de la viga.

6.5. Ejemplo de diseño de viga peraltada

Se presenta el análisis y diseño de dos vigas, una con mayores solicitaciones por cargas de gravedad, y la otra por cargas de gravedad. La primera viga a analizar es la viga VT-09 (0.30x0.60) que se encuentra en el eje C y entre los ejes 1 y 3. La segunda es la viga de acoplamiento VT-02 (0.40x0.60) que se encuentra en el eje 3 entre los ejes C y D.

VIGA VT-09 (0.30x0.60)

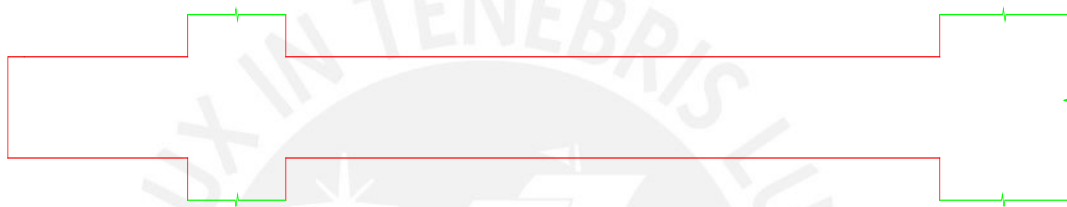


Figura 6.8 Viga de ejemplo VT-09

La viga VT-09 (0.30x0.60) requiere un acero mínimo de 3.91 cm² y se corre 2 ϕ 3/4", además los estribos de confinamiento según lo visto por la Norma E-060 es:

$$1 \nabla \phi 3/8"; 1 @ .05, 10 @ .125, Rto. @ .25c/ext.$$

A continuación se muestra las solicitaciones de la viga obtenidas del modelo tridimensional del programa Etabs.

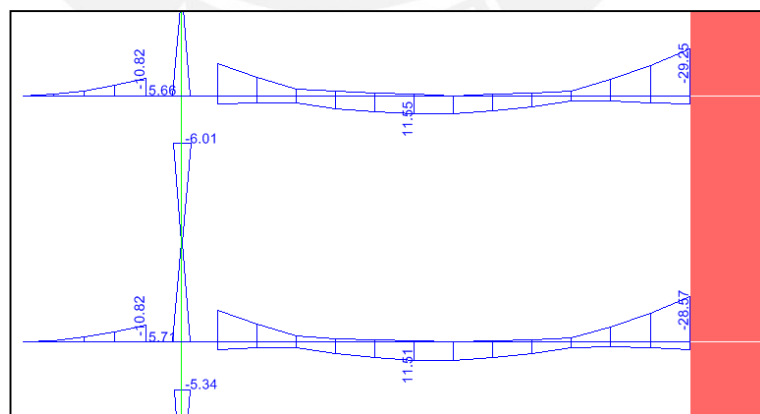


Figura 6.9 Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m)

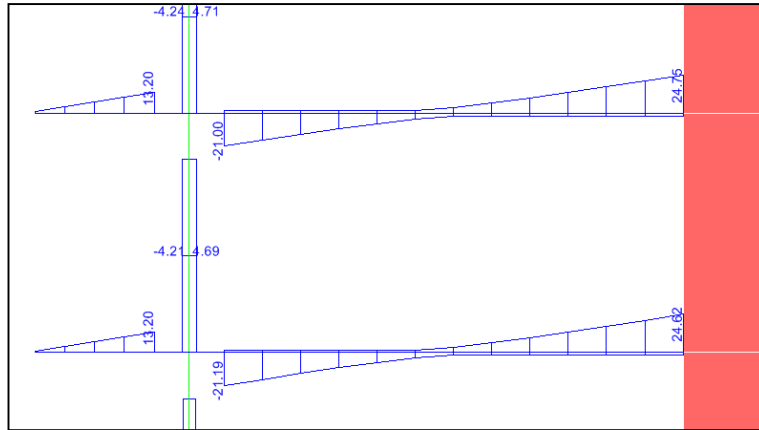


Figura 6.10 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (ton)

En la tabla 6.2 se muestra los cálculos para el diseño de las el diseño por flexión de la viga VT-09. Para este caso solo se usa Φ 5/8" y Φ 3/4".

	Momento (Ton-m)	As. Necesario (cm ²)	As. Colocado (cm ²)
Mu-	29.25	16.37	4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"
Mu+	11.55	5.52	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"
Mu-	20.13	9.98	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"

Tabla 6.2 Resumen del diseño por flexión

En el diseño por corte, se tiene una distribución mínima de estribos, que proporciona un ϕV_n de 32.48 ton en la zona de confinamiento y de 21.53 ton fuera de esta. Para este caso, el V_u máximo es 22.18 ton en la zona de confinamiento y de 16.76 ton fuera de esta zona. Por tanto no es necesario cambiar la distribución de los estribos mínimos.

En la figura 6.11 se muestra el diseño hecho para viga VT-09.

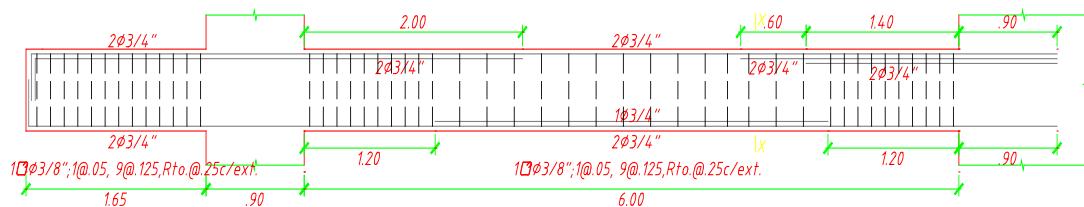


Figura 6.11 Elevación de viga VT-09

VIGA VT-02 (0.40x0.60)

La viga VT-02 representa una viga con alta responsabilidad sísmica. Se debe diseñar considerando correctamente el efecto de corte.

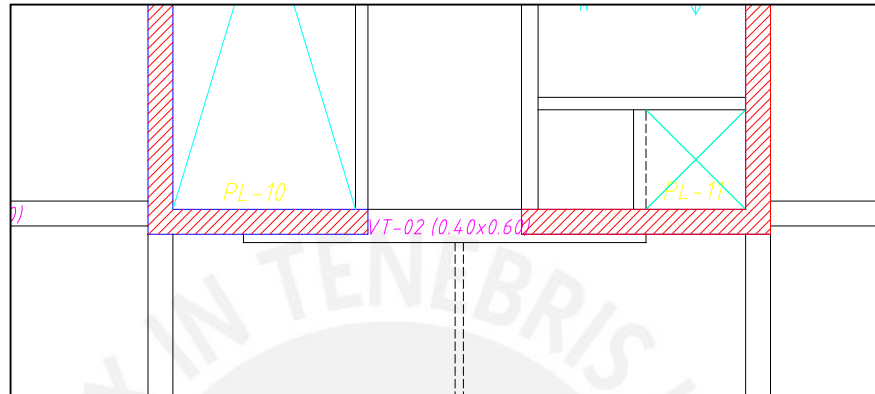


Figura 6.12 Viga VT-02 en plano de encofrados

En las figuras 6.13 se muestra los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes en la viga. Al tener un solo tramo corto se tendrá solo fierros corridos y estribos espaciados a la misma longitud.

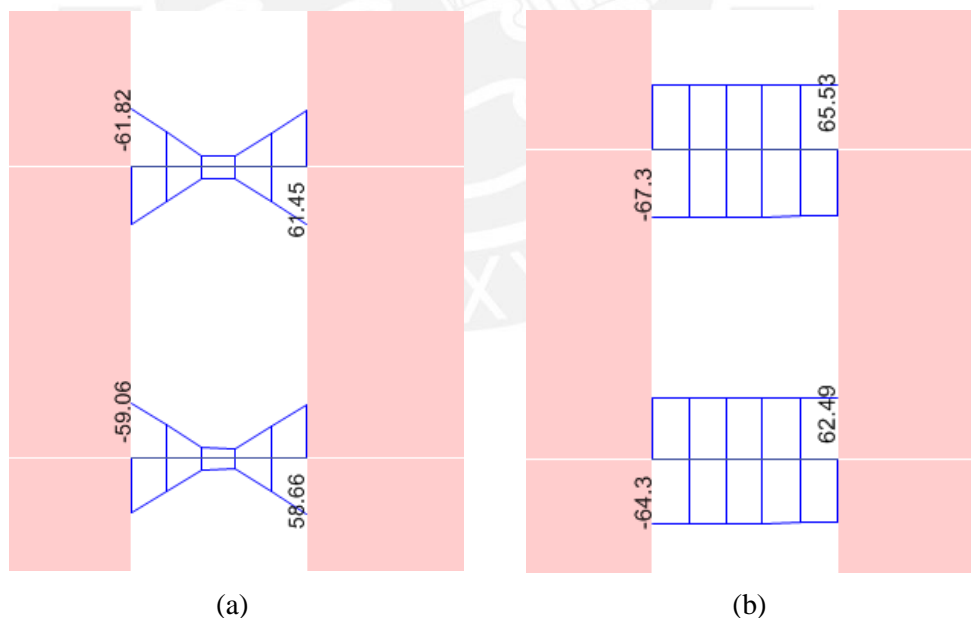


Figura 6.13 Diagrama de fuerzas internas: (a) Momentos flectores (Ton-m), y (b) Fuerzas cortantes (Ton)

La Tabla 6.3 resume el diseño por flexión, como se muestra el acero requerido es de 36.5 cm^2 , que sería mayor al acero máximo permitido, por lo que se cambio la viga

de 0.30x0.60 m por una viga de 0.40x0.60 m. Al realizar esto, la viga toma mucho más momento, por lo cual es necesario usar 39.2 cm², decidiéndose usar 8φ1". El cortante último obtenido por la envolvente es de 62 Ton. Entonces el espaciamiento necesario es de:

$$2 \square \phi 1/2"; 1 @ .05, \text{Rto.} @ .15 \text{ c/ext.}$$

Además diseñando por capacidad se tendría

Tabla 6.3 Análisis por capacidad de la viga VT-02

Carga sísmica		Carga de gravedad		Resultados	
As	Mn	wcm:	0.43 ton/m	Longitud	1.85 m
40.80 cm ²	66.77 ton.m	wcv:	0.24 ton/m	V sismo	72.18 ton
40.80 cm ²	66.77 ton.m	wu	0.84 ton/m	V gravedad	0.97 ton

Como se muestra el Vu es casi de 72 Ton, por lo que se usa el Vn máximo de una viga de 0.40x0.60 m, para esto es necesario el siguiente estribaje:

$$2 \square \phi 3/8"; 1 @ .05, \text{Rto.} @ .10 \text{ c/ext.}$$

En la figura 6.14 se presenta el diseño final de la viga.

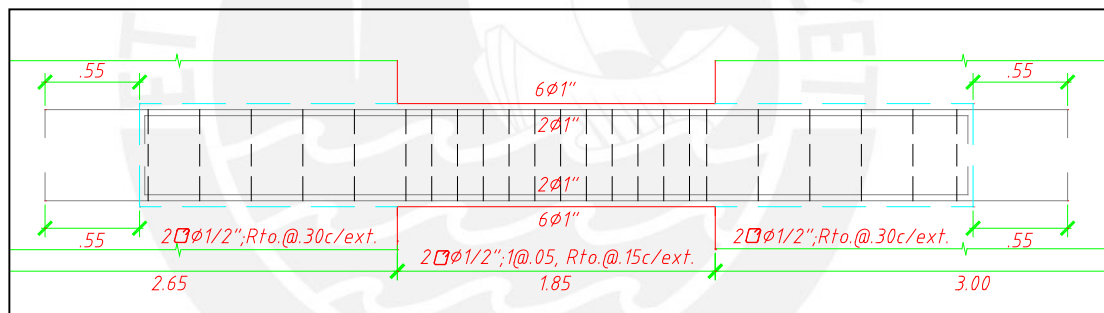


Figura 6.14 Elevación de viga VT-02

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

7.1. Consideraciones adicionales para el diseño de placas

a) El espesor mínimo de una placa será 10 cm, y en caso coincida con un muro de contención en el sótano, entonces el espesor será de 20 cm como mínimo.

b) Para el diseño por fuerza cortante se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Si $V_u > \phi V_c$ se deberá colocar refuerzo horizontal por corte usando la siguiente

$$\text{fórmula: } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Como mínimo se considera una cuantía, tanto horizontal como vertical, igual a 0.0025.

- Si $V_u \leq \phi V_c$, las cuantías mínimas horizontal y vertical se podrán reducir a: $\rho_h > 0.0020$, $\rho_v > 0.0015$.

c) Diseño por capacidad en placas: Para garantizar que la falla no se produzca por corte, se amplificará la fuerza cortante del análisis: $V_u \text{ diseño} = V_u \text{ análisis} * M_n/M_u$. El diseño por capacidad se debe cumplir en una altura igual al mayor valor de $M_u/4V_u$ y la longitud de la placa.

7.2. Ejemplo de diseño de placa

Como ejemplo se procede a diseñar la placa PL-10 a nivel del primer piso.

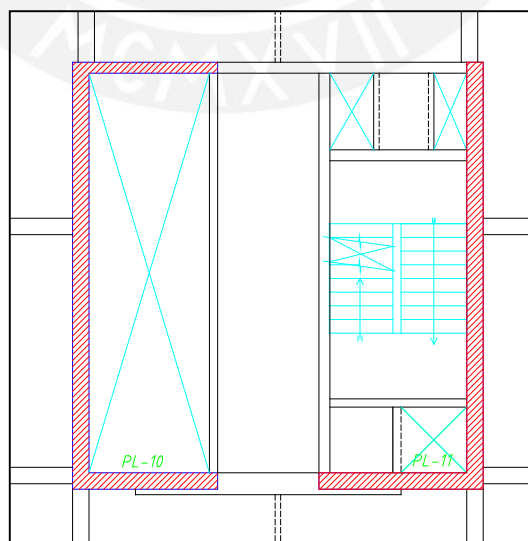


Figura 7.1 Esquema de la placa PL-10 en planta

En la Tabla 7.1 se presenta las cargas resultantes del análisis, y en la Tabla 2 están las combinaciones resultantes, en unidades de Ton y m.

Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3
T1	P10	DEAD	-346	-3	4	27	-15	30
T1	P10	LIVE	-107	-2	2	13	0	33
T1	P10	SISX	271	54	106	192	533	296
T1	P10	SISY	47	69	8	56	57	1581

Tabla 7.1 Cargas de diseño de PL10 en el primer piso

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-47	51.5	109.9	519.5	324
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-589	-56.1	-102.9	-546.6	-269
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-271	67.0	11.1	43.5	1609
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-365	-71.6	-4.1	-70.7	-1554
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAX	-311	47.6	113.9	513.7	376
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-853	-59.9	-99.0	-552.4	-217
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAX	-535	63.2	15.0	37.7	1661
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-629	-75.5	-0.1	-76.5	-1501
1.4CM+1.7CV	MV	-685	-7.6	8.9	-21.8	100

Tabla 7.2 Combinaciones de cargas de la placa PL10 en el primer piso

Se continúa colocando acero en los nudos confinados y en los lados de las placas para crear el diagrama de interacción que debería abarcar las solicitaciones resultantes.

Dirección X:

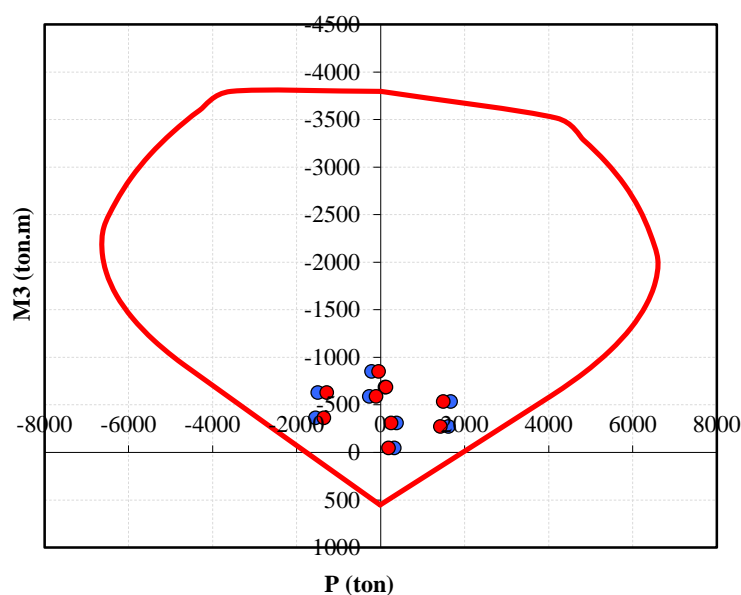


Figura 7.2 Diagrama de interacción de la placa PL-10: dirección X

Dirección Y:

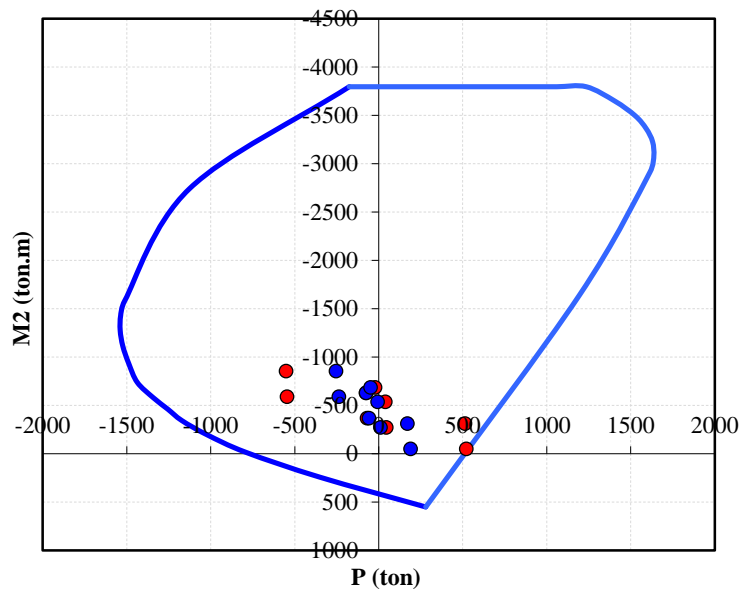


Figura 7.3 Diagrama de interacción de la placa PL-10: dirección Y

Diseño por Cortante (Diseño por capacidad):

Dirección XX1:

$b=30\text{cm}, \quad L=265\text{cm}$

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f_c} b d = 51.90 \text{ ton}$

$V_u = (68.40\text{ton}) (714.3 \text{ ton-m}) / (500 \text{ ton-m}) = 97.80 \text{ ton} > \Phi V_c$

Entonces:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 265}{97.80 / 0.85 - 51.90} = 25\text{cm}$$

$A_{smin} = 0.0025 \times 30 \times 100 / 2 = 3.75\text{cm}^2/\text{m}/\text{cara} \quad \Phi 3/8'' @ .175 /\text{cara}$

Dirección XX2:

$b=20\text{cm}, \quad L=265\text{cm}$

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f_c} b d = 34.60 \text{ ton}$

$V_u = (45.60\text{ton}) (714.3 \text{ ton-m}) / (500 \text{ ton-m}) = 65.20 \text{ ton} > \Phi V_c$

Entonces:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 265}{65.20 / 0.85 - 34.60} = 38\text{cm}$$

$A_{smin} = 0.0025 \times 20 \times 100 / 2 = 2.50\text{cm}^2/\text{m}/\text{cara} \quad \Phi 8\text{mm} @ .20 /\text{cara}$

Dirección YY

$b=30 \text{ cm}, \quad L=780 \text{ cm},$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 152.80 \text{ ton}$$

$$V_u = (76.00 \text{ ton}) (3571.4 \text{ ton-m}) / (1500 \text{ ton-m}) = 180.90 \text{ ton} > \Phi V_c$$

Entonces:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 780}{180.90 / 0.85 - 152.80} = 78 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.0025 \times 30 \times 100 / 2 = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{cara} \quad \Phi 3/8'' @ .175 / \text{cara}$$

Con el análisis hecho se llega a la conclusión de que la siguiente sección (Figura 7.4) es la que cumple con los requisitos.

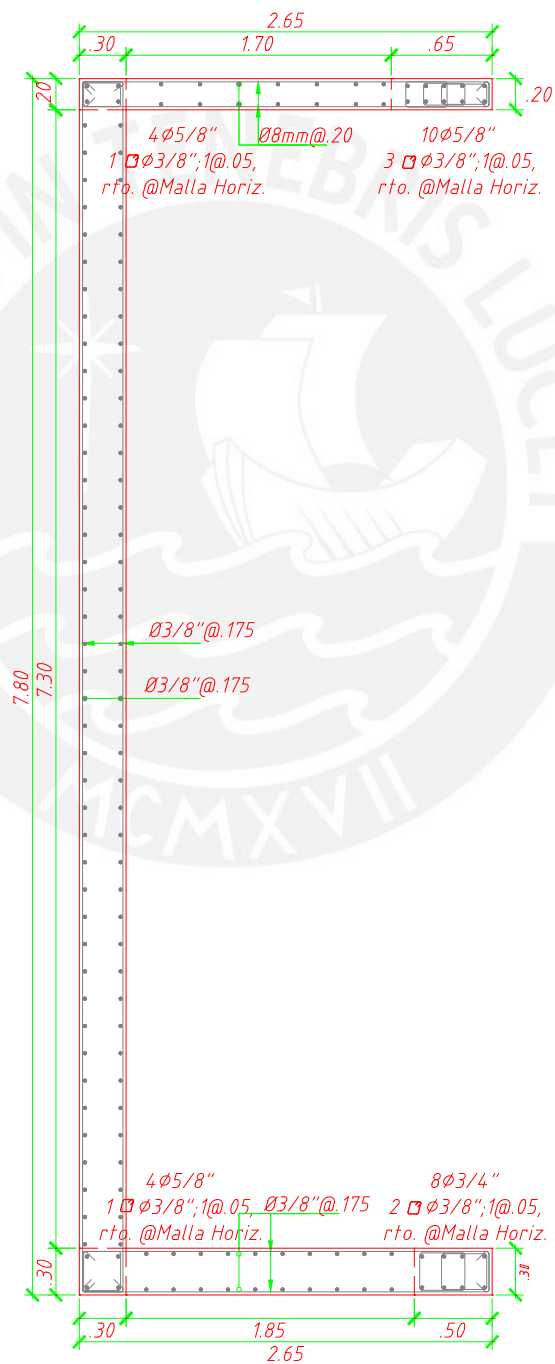


Figura 7.4 Refuerzo de placa PL-10: primer piso

7.3. Consideraciones adicionales para diseño de columnas

Al igual que para las vigas, el capítulo 21 de la Norma E-060 da disposiciones especiales para estructuras tipo Pórticos y para Muros Estructurales.

- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200kg/cm².
- El ancho mínimo de la columna será 25cm.
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal de la columna no debe ser menor a 0.4.
- La cuantía mínima es de 1% y la máxima de 6%, pero si es mayor a 4% se debe hacer un detalle especial de la colocación de los fierros.
- En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas de pórticos debe de ser como mínimo igual a $1.4\sum M_{nv}$ (M_{nc} : Momentos nominales de las columnas que llegan al nudo, M_{nv} : momentos nominales de las vigas que llegan al nudo).

La norma plantea una distribución mínima de estribos cerrados considerando una zona de confinamiento desde la cara de la columna igual al mayor valor de entre $L/6$, máxima dimensión de la sección transversal y 45 cm. El primer estribo debe estar a 5 cm, y en la zona de confinamiento los estribos se separan como máximo la mitad de la menor dimensión de la sección transversal ó 10 cm, y fuera de la zona de confinamiento los estribos se separan como máximo 16 veces el diámetro de la barra, la menor dimensión ó 30cm.

En el nudo se debe tener un $A_{vmin} = \frac{0.7 \cdot b \cdot s}{f_y}$, además el espaciamiento “s” debe ser menor a 15 cm.

Las columnas se diseñan por capacidad de la misma forma que las viga, siendo el cortante de diseño por capacidad igual a: $V_{pr} = (M_{prA} + M_{prB})/H$. En donde los momentos probables de la columna M_{prA} y M_{prB} son iguales a los Momentos Nominales amplificados por 1.25.

7.4. Ejemplo de diseño de columnas

Como ejemplo se diseña la columna C-01 (0.30x0.90 m) a nivel del primer piso.

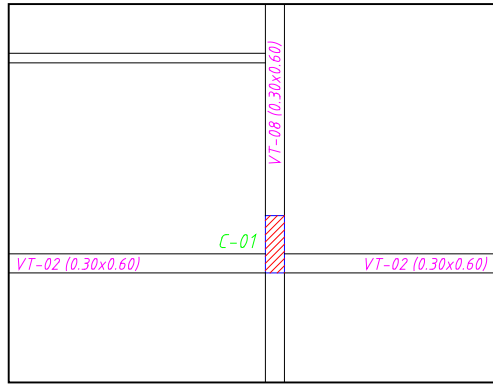


Figura 7.5 Esquema de columna C-01 en el primer piso

En la Tabla 7.3 se presenta las cargas resultantes del análisis, y en la Tabla 4 están las combinaciones resultantes, en unidades de Ton y m.

Tabla 7.3 Cargas de diseño de C-01 en el primer piso

Story	Pier	Load	P	V2	V3	T	M2	M3
T1	C6	DEAD	-188.7	0.6	1.0	0.0	0.8	0.6
T1	C6	LIVE	-61.2	0.2	0.7	0.0	1.0	0.2
T1	C6	SISX	1.4	1.5	1.0	0.1	2.4	2.6
T1	C6	SISY	6.2	0.2	2.3	0.0	5.5	0.2

Tabla 7.4 Combinaciones de cargas de la columna C-01 en el primer piso

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-168	2.0	1.9	3.2	3.2
0.9CM+SISXX	MSX MIN	-171	-0.9	-0.1	-1.7	-2.0
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-164	0.7	3.2	6.3	0.8
0.9CM+SISYY	MSY MIN	-176	0.4	-1.4	-4.8	0.3
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAX	-311	2.6	3.1	4.7	3.7
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-314	-0.4	1.1	-0.2	-1.5
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAX	-306	1.2	4.4	7.8	1.3
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-319	0.9	-0.2	-3.3	0.9
1.4CM+1.7CV	MV	-368	1.3	2.5	2.8	1.3

Como se ve en las tablas de las combinaciones, las solicitaciones por sismo son muy pocas, por lo que la columna va a actuar básicamente por compresión. Por lo que se comienza la iteración con la cuantía de 1.62% que es la cuantía por compresión.

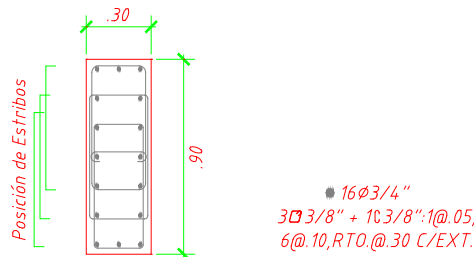


Figura 7.6 Columna C-01 reforzada

Dirección X:

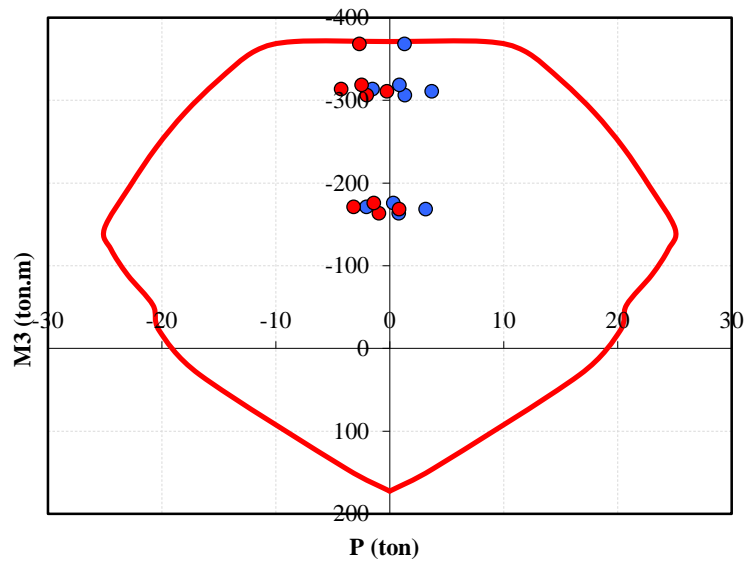


Figura 7.7 Diagrama de interacción de la columna C-01: dirección transversal

Dirección Y:

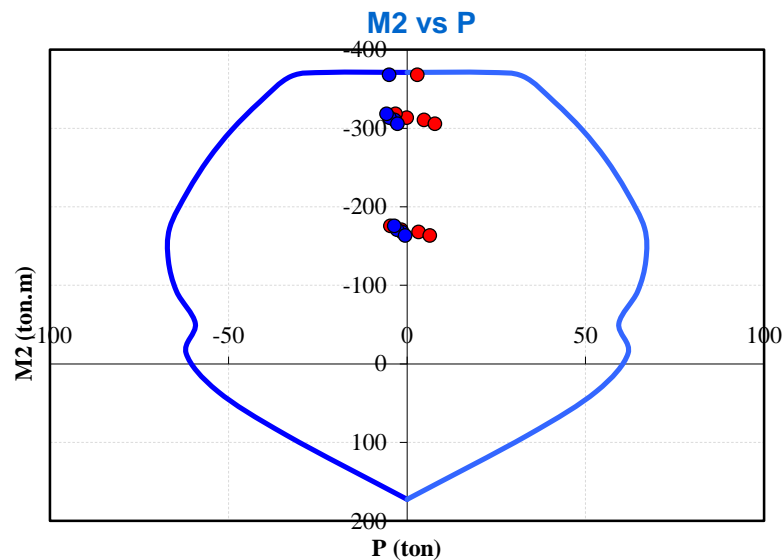


Figura 7.8 Diagrama de interacción de la columna C-01: dirección longitudinal

Diseño por cortante:

$$b_w = 30\text{cm}, \quad d = 90\text{cm}, \quad A_g = 30 \times 90 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 33.3 \text{ ton}$$

En el primer piso, el V_u máximo es igual a 4.4 ton, por lo que basta solo con los estribos mínimos de confinamiento, los cuales son 3 estribos y una grapa de 3/8" 1@.05, 9@.10, rto@.25. Mientras que el espaciamiento en los nudos es de 15 cm.

Además se verifica el cortante por capacidad, con las momentos $M_{prA} = M_{prB} = 1.25 \times 5 \text{ ton-m} = 6.25 \text{ ton-m}$ y $H=2.65\text{m}$ se obtiene $V_{pr} = 4.72 \text{ ton}$.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1. Consideraciones para el diseño de cimentaciones

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo. El objetivo es que los esfuerzos generados por la edificación nueva no excedan al esfuerzo admisible del suelo y se tenga un factor de seguridad adecuado en la estructura.

La edificación se encuentra en el Agustino y cuenta con el suelo típico de lima, la cimentación es superficial. Se tiene una capacidad admisible según estudio de suelos de 3.5 kg/cm^2 para zapatas aisladas con una profundidad de cimentación de 1.30 m. Por ser una cimentación superficial se usa zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Los tres tipos de zapatas tienen ciertas consideraciones a tomar en cuenta.

Predimensionamiento de zapatas:

Para cualquier tipo de zapata se debe lograr que los esfuerzos en el suelo en base a las cargas de servicio sea menor que el esfuerzo admisible del suelo. El análisis se realiza bajo cargas de servicio, ya que el Ingeniero de Suelos usa un factor de seguridad en el valor de esfuerzo admisible del suelo: $\sigma_s \leq \sigma_{ad}$

Para el cálculo de esfuerzos se debe evaluar las cargas axiales y momentos flectores, estos últimos originan que los esfuerzos no sean constantes, sino variables.

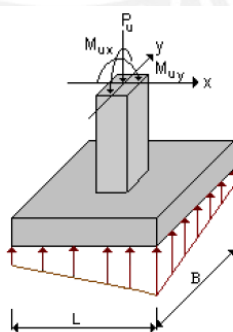


Figura 8.1 Zapata sometida a flexocompresión

Análisis por punzonamiento:

El peralte de la zapata debe ser capaz de evitar una falla por punzonamiento. Esta falla ocurre a “d/2” de la cara, por lo que se debe proporcionar una resistencia al área a alrededor de “d/2” de la columna o placa con el fin de soportar la fuerza generada.

Este análisis se realiza bajo cargas últimas como todo elemento de concreto armado. Además, σ_u viene dado por σ_{ad} amplificado por 1.6.

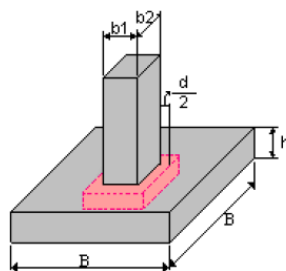


Figura 8.2 Zona de punzonamiento en zapatas

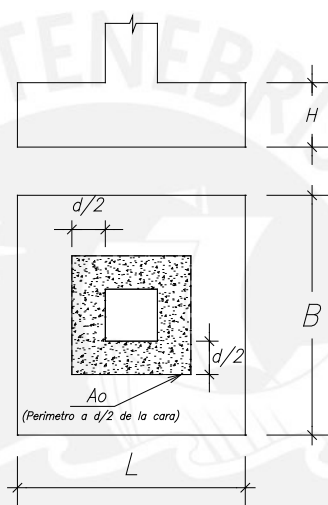


Figura 8.3 Análisis de punzonamiento en zapatas

De la figura 8.3 se puede deducir el cortante último para una zapata centrada viene dada por:

$$Vu = \sigma_u \cdot (A - A_o)$$

La resistencia del concreto viene dada por la menor de las siguientes resistencias que son dadas en la Norma E-060:

$$\phi Vc = \phi(0.53) \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi Vc = \phi(0.27) \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi Vc = \phi(1.06) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Análisis por fuerza cortante:

En cualquier elemento estructural se debe cumplir que la fuerza cortante a “d” de la cara debe ser menor que la resistencia proporcionada por el concreto.

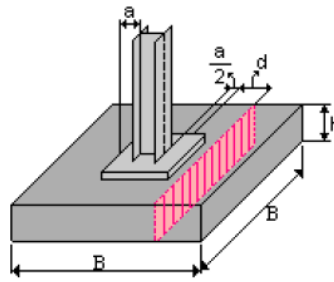


Figura 8.4 Zona de falla por esfuerzo cortante

Zapatas conectadas:

Las zapatas conectadas tienen la finalidad de contrarrestar la excentricidad de una zapata. En el edificio se usarán para conectar las zapatas excéntricas de las placas con zapatas que están en el centro del edificio. Las vigas de cimentación deben ser diseñadas como una viga cualquiera, mientras que las zapatas como las zapatas aisladas. El predimensionamiento de estas vigas es $H/8$.

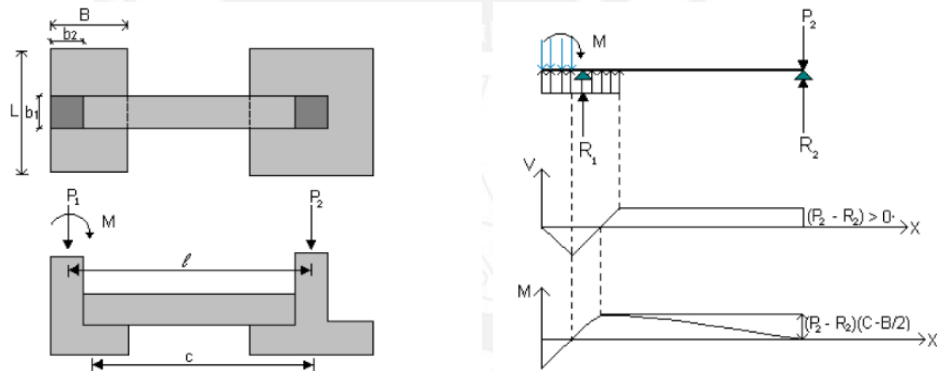


Figura 8.5 Análisis de una viga de Cimentación

Zapatas combinadas:

Las zapatas combinadas se encargan de recibir dos o más columnas. Esto sucede cuando al calcular las zapatas aisladas, estas se superponen o quedan muy juntas. Luego para el análisis se hace las mismas verificaciones que una zapata aislada

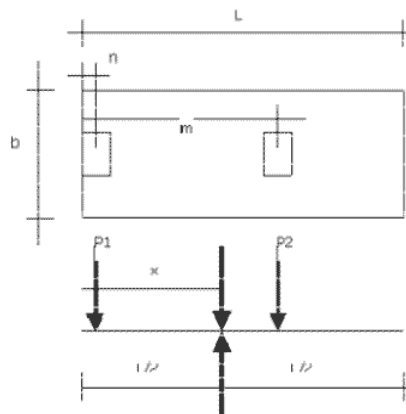


Figura 8.6 Análisis de una viga conectada

8.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada

Se desarrolla el diseño de la columna C-01 de 0.30 x 1.20m ubicada entre los ejes B y 6. Las cargas de servicio son las siguientes $P_{CM} = 246 \text{ ton}$ y $P_{CV} = 78 \text{ ton}$ y momentos despreciables.

Se procede a calcular el área de la zapata. Para esto se debe saber el $P_{servicio}$ el cual se puede estimar como un 110% del peso que llega a la base de la columna, esto es por el peso propio de la zapata y la tierra encima.

$$A = \frac{1.10 \times (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma} = \frac{1.10 \times (246 + 78)}{35} = 10.18 \text{ m}^2$$

Se usa una zapata de 2.40 x 3.30, de lo que resulta un peso total de:

$$P_{SERVICIO}: P_{CM} + P_{CV} + \text{peso propio} + \text{peso tierra} = 246 + 78 + 21 + 15 = 360 \text{ ton}$$

Con el que finalmente obtenemos un esfuerzo constante sobre la zapata de:

$$\sigma = \frac{P_T}{A} = \frac{360 \text{ ton}}{2.90 \text{ m} \times 3.80 \text{ m}} = 32.66 \text{ ton/m}^2 < 35 \text{ ok}$$

Luego se amplifica el esfuerzo admisible del suelo para poder hallar el σ_U .

$$\sigma_U = 35 \times 1.6 = 56 \text{ ton/m}^2$$

En la Figura 8.7 se muestra las secciones críticas para el diseño de una zapata aislada.

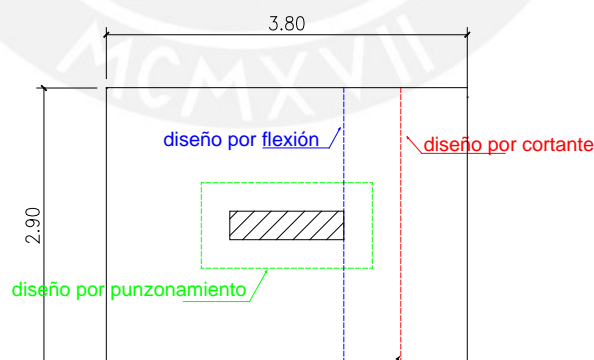


Figura 8.7 Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada

Ahora procedemos con el diseño en concreto armado con el valor de σ_U , se comienza con un peralte de 80cm.

Punzonamiento:

$$V_u = \sigma_U \times (A_T - (.30+d) (1.20+d)) = 505.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \text{ min} = 564.3 \text{ ton} \geq V_u$$

Corte:

$$V_u = \sigma_u \times (1.05-d) \times B = 43.7 \times .60 = 121.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot B \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 181.1 \text{ ton} \geq V_u$$

Diseño por flexión

$$M_u = 56 \text{ ton/m}^2 \times ((1.2 \text{ m})^2 / 2) \times 1 \text{ m} = 47.3 \text{ ton.m}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 17.7 \text{ cm}^2 \text{ por cada metro lineal}$$

$$\text{Acero colocado} = \Phi 3/4'' @ 0.15 \text{ (Inf.)}$$

8.3. Ejemplo de diseño de zapata combinada

Se desarrolla el diseño de la zapata combinada que soporta a dos columnas C-01 y a una columna C-04, todo esto está en el eje B.

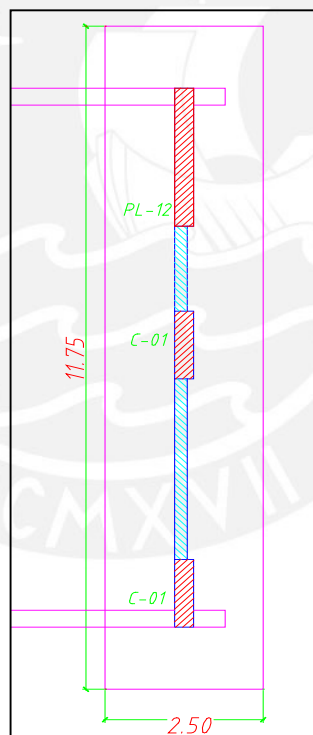


Figura 8.8 Esquema de zapata combinada

Las cargas en las bases de las columnas son las siguientes:

$$\text{C-04: } P_{CM} = 238.0 \text{ ton, } P_{CV} = 73.5 \text{ ton, } P_{CSX} = 11.3 \text{ ton, } P_{CSY} = 15.4 \text{ ton,}$$

$$M_{CSX} = 0.1 \text{ ton.m, } M_{CSY} = 1.1 \text{ ton.m}$$

$$\text{C-01: } P_{CM} = 136.0 \text{ ton, } P_{CV} = 42.0 \text{ ton, } P_{CSX} = 1.6 \text{ ton, } P_{CSY} = 8.2 \text{ ton,}$$

$$M_{CSX} = 0.1 \text{ ton.m, } M_{CSY} = 0.2 \text{ ton.m}$$

$$C-01: P_{CM} = 224.4 \text{ ton}, \quad P_{CV} = 69.3 \text{ ton}, \quad P_{CSX} = 1.5 \text{ ton}, \quad P_{CSY} = 6.6 \text{ ton},$$

$$M_{CSX} = 0.3 \text{ ton.m}, \quad M_{CSY} = 0.1 \text{ ton.m}$$

Sumando las cargas axiales totales se obtiene la dimensión mínima de la zapata para la cual las presiones admisibles en el suelo son menores que el esfuerzo admisible del suelo, el área sería de 24.2 m^2 . Para tener esta área son necesario volados iguales en las direcciones X e Y de 0.85 m , obteniendo dimensiones de la zapata de $2 \text{ m} \times 11.25 \text{ m}$. Para esto se está asumiendo a los muros de contención como vigas de cimentación que permiten asumir un gran elemento (columnas y muros) como una sola columna teniendo el caso de una zapata aislada.

Luego se tuvo que verificar los esfuerzos con las acciones de momentos por sismo y gravedad. Por eso se tuvo que trasladar las cargas al centroide de la zapata, obteniendo las siguientes cargas en el centro de la zapata:

$$P_{SERVICIO} = 847.1 \text{ ton}, \quad M_{SERVICIOX} = 0.6 \text{ ton.m}, \quad M_{CSY} = -77.5 \text{ ton.m}$$

Con esto la excentricidad en la dirección X sería de 0.001 m y en la dirección Y de 0.09 m . En ambos casos la excentricidad es menor que $L/6$, por lo que se supone una distribución trapezoidal de presiones. Además el esfuerzo admisible se amplifica por el factor $3/2.5$ al considerar cargas sísmicas, por lo tanto para calcular esfuerzo admisible amplificamos el esfuerzo por 1.25 .

$$\sigma_{ad} = 35 \times 1.25 = 43.75 \text{ ton/m}^2$$

Considerando las distribuciones se tiene $\sigma_{\text{máx}} = 36 \text{ ton/m}^2$, entonces quedándonos con las dimensiones de las zapatas asumida desde el principio.

El diseño en concreto armado es similar al de una zapata aislada. Por cortante y por punzonamiento es necesario un peralte de 0.60 m al tratarse de un volado pequeño.

Mientras por flexión:

$$M_{U2} = 23.1 \text{ ton.m} \quad A_s = 11.9 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ colocado: } \Phi 3/4" @ .25 \text{ m}$$

En la Figura 8.9 se presenta el diseño final de la zapata.

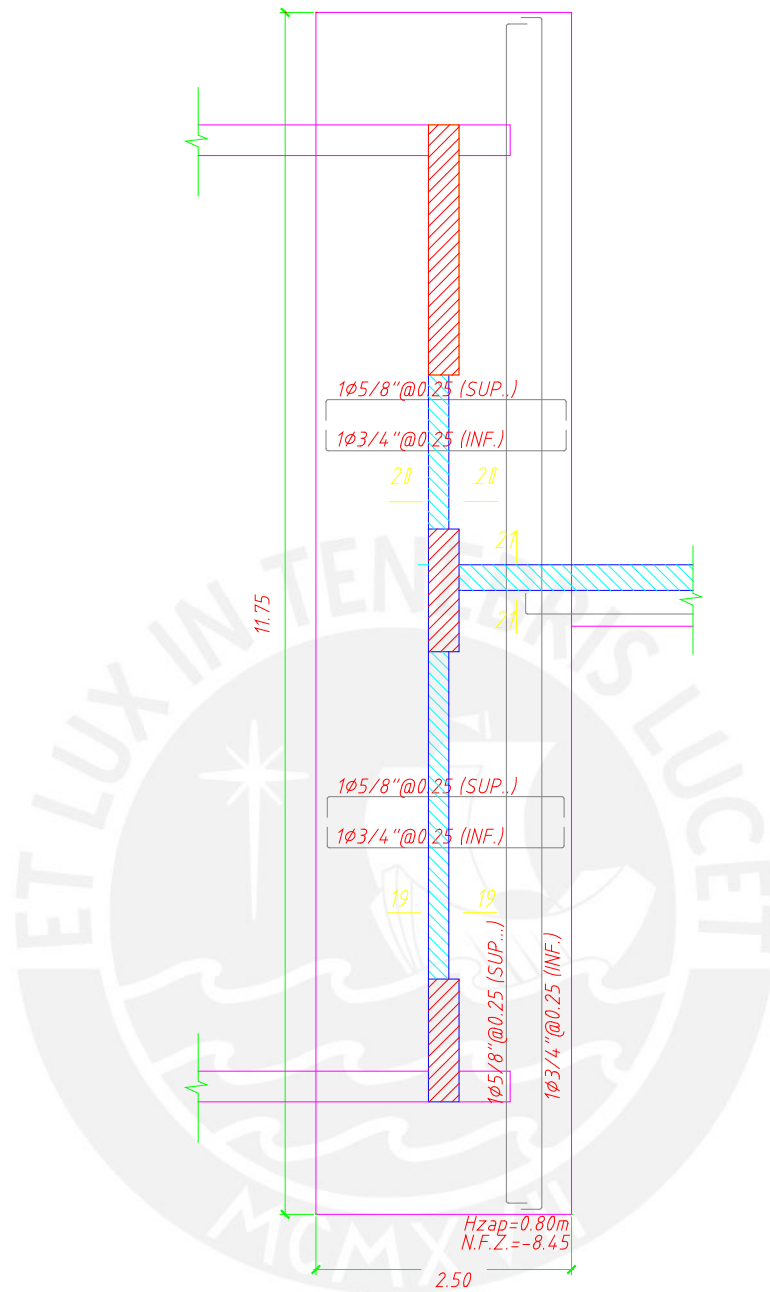


Figura 8.9 Zapata combinada de la zapata en planta de cimentación

8.4. Ejemplo de diseño de zapata conectada

El problema de la cimentación de muros perimetrales es que cuentan con cargas excéntricas que generan esfuerzos mayores a los admisibles en la zona cercana al borde externo. Por lo cual es mejor conectar el cimiento por medio de vigas de cimentación a las zapatas de columnas interiores, ya sean zapatas aisladas o combinadas. Con esto las vigas de cimentación absorben las excentricidades y hacen que los esfuerzos generados por los momentos se reduzcan en los cimientos de las zapatas.

El dimensionamiento de la zapata del muro se realiza considerando una distribución uniforme de esfuerzos. Se analiza el caso del frente izquierdo, El área cargada por metro lineal de muro sería de 3 m^2 , entonces: $P_{CM} = 20.4 \text{ ton}$, $P_{CV} = 6.3 \text{ ton}$

Con las cargas se obtiene que el área mínima es de 0.72 m^2 , entonces el volado inicial necesario es de 0.50 m , obteniendo un ancho total de 0.75 m .

Con estas dimensiones se procedió a analizar la cimentación con las dimensiones ya halladas.

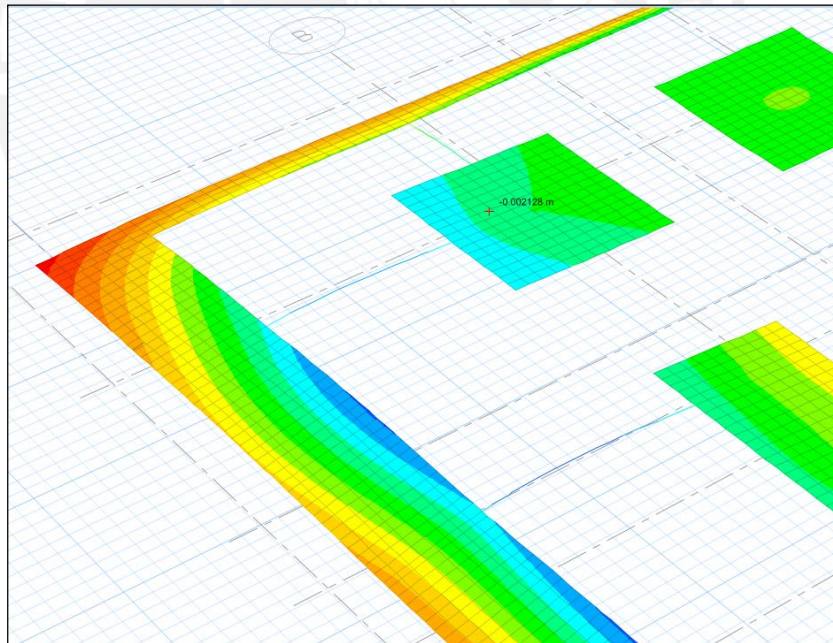


Figura 8.10 Desplazamientos en la cimentación debido a las solicitaciones

Luego se obtiene el diagrama de momentos de la viga en la dirección XX, se presenta el diagrama en la figura 8.11.

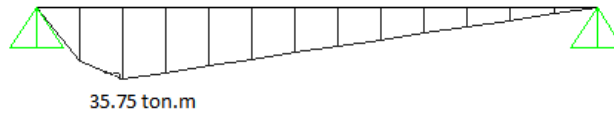


Figura 8.11 Diagrama de Momento Flector de la Viga VC-05 (ton-m)

En nuestro caso el peralte asumido es de 80cm, resultado a un predimensionamiento de $L/8$, pero se opta por un peralte de 1 m para que sea más peraltada que las zapatas. Entonces se diseña la viga como una viga normal y el resultado se muestra en la figura 8.12.

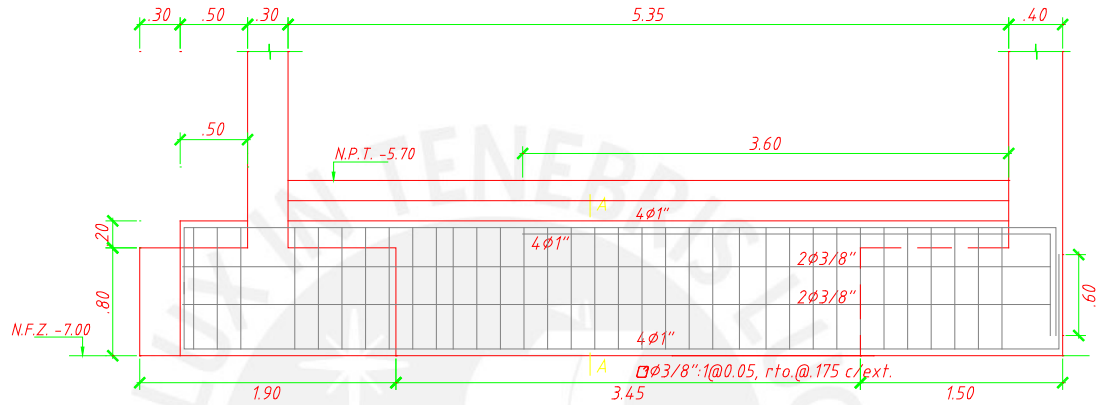


Figura 8.12 Elevación de viga de cimentación VC-05

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

9.1. Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que se analizan y diseñan como losas inclinadas. A manera de ejemplo se diseñará el tramo 1 de la escalera típica.

El predimensionamiento hecho indica que el espesor de garganta (t) como mínimo es de 15 cm. Las características de la escalera son las siguientes:

Altura de piso: 3.10 m.

Nro. de contra pasos: 16

Altura de contra-pasos (cp): $3.10 \text{ m} / 16 = 0.19 \text{ m}$.

Ancho de paso (p): 0.25 m.

En la siguiente tabla se indica el metrado hecho en la escalera tomando en cuenta que en el tramo inclinado de la escalera el peso propio se calcula con la siguiente fórmula.

$$\omega_{PP} = \gamma_{CONCRETO} \times \left[\frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

Entonces el metrado por metro de escalera se muestra en la Figura 9.1.

Tabla 9.1 Metrado de escalera

TRAMO INCLINADO (Ton/m)		TRAMO PLANO (Ton/m)	
s/c	0.40	s/c	0.40
pp	0.68	pp	0.36
pt	0.10	pt	0.10
wu:	1.77	wu	1.32

La escalera en análisis se puede tomar un elemento en una sola dirección ya que solo se apoya en dos extremos. El modelo para analizar se muestra en la siguiente figura 9.2.

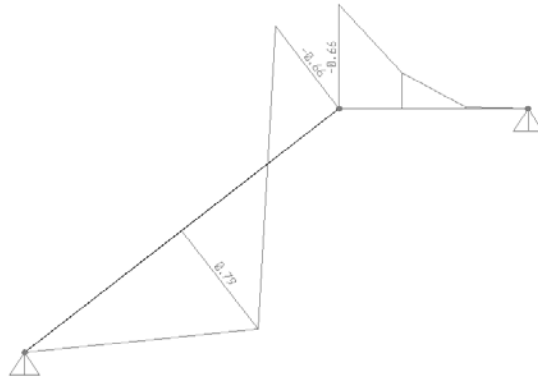


Figura 9.1 Diagrama de momentos flectores del tramo 2 de la Escalera 03

Luego se diseña como si se tratara de una losa maciza con peralte igual al ancho de la garganta.

Mu+ = 0.79 ton.m As = 1.77 cm² As colocado = $\phi 3/8'' @ .20$ m

Mu- = 0.79 ton.m As = 1.48 cm² As colocado = $\phi 3/8'' @ .40$ m

El acero colocado en el positivo es igual al acero mínimo, para el momento negativo se coloca un bastón.

En la Figura 9.2 se muestra el acero colocado por flexión en el tramo 2 de la escalera E- 03.

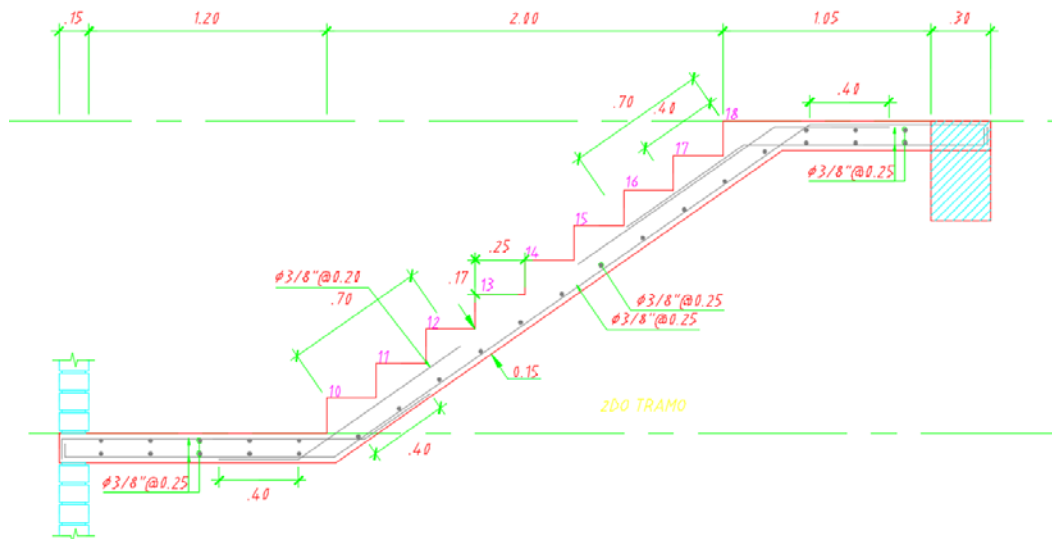


Figura 9.2 Elevación de escalera E-01

9.2. Diseño de muros de contención

El edificio cuenta con muros de contención para soportar empujes laterales y presiones laterales originadas por el terreno debido al empuje de las edificaciones vecinas. También se cuenta con una cisterna por lo cual los muros deben soportar empujes de tierra y también de agua.

En ambos casos los muros tienen apoyo en los cimientos y también en los muros de techo lo que impide que se volteen. Los muros son de 25 cm, la malla mínima para un muro en contacto por tierra es 0.002 y para un muro de cisterna al estar en contacto con el agua se considera como 0.003. Entonces las mallas consideradas fueron las siguientes:

$\Phi 8\text{mm} @ .20\text{ m}$ Muro de sótano

$\Phi 3/8'' @ .20\text{ m}$ Muro de cisterna

Para analizar el empuje de suelos se toma los datos del estudio de suelos:

$$\Phi = 36^\circ$$

$$\text{Empuje activo (K}_a) = 0.26$$

$$\text{Empuje pasivo (K}_p) = 3.85$$

$$\text{Peso específico } (\gamma) = 1.80 \text{ Ton/m}^3$$

Para el caso de un muro de contención (Corte 1-1) cuya edificación vecina cuenta con dos pisos se tendrá las siguientes presiones:

Tabla 9.2 Distribución de presiones en muro de contención

Z (m)	$\gamma * h * K_a$ (Ton/m)	s/c (Ton/m ²)	$K_a * s/c$ (Ton/m)	Presión (Ton/m)
0.00 m	0.00	2.00	0.52	0.52
2.85 m	1.48	2.00	0.52	2.00
2.85 m	2.96	2.00	0.52	3.48

Un muro que no tenga ningún contrafuerte se comporta en solamente una dirección, por lo que se puede analizar como un elemento lineal. En la figura 9.3 se muestra la distribución de presiones en un muro considerándolo un elemento de unidireccional.

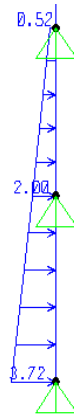


Figura 9.3 Distribución de presiones en muro de contención

A partir del modelo realizado, se obtienen los momentos flectores y fuerzas cortantes que se muestran en la figura 9.4.

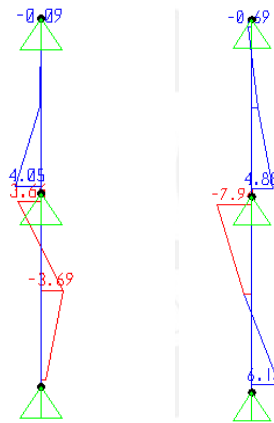


Figura 9.4 Diagrama de momentos flectores (Ton-m) y fuerzas cortantes en el muro de contención

Se observa que el cortante máximo en los muros es de 6.5 ton, lo cual es menor al ϕV_c es igual a 15.02 ton. El diseño por flexión fue el siguiente:

$M_{u+} = 3.69$ ton.m	$A_s = 4.44$ cm ²	Bastón = $\phi 8$ mm @ .20 m
$M_{u-} = 4.05$ ton.m	$A_s = 5.39$ cm ²	Bastón = $\phi 3/8$ " @ .20 m

En la siguiente figura 9.5 se muestra un corte de muro de contención de la parte frontal del edificio.

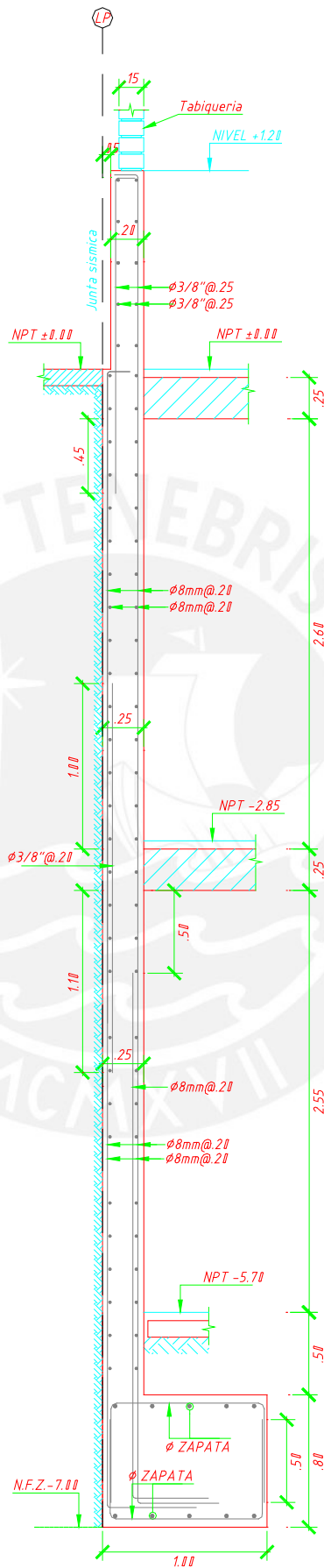


Figura 9.5 Corte de muro de contención

CAPITULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

10.1. Predimensionamiento del sistema estructural

Por temas relacionados a otras especialidades, se obtuvo una estructura con una gran cantidad de elementos verticales en los extremos derecho e izquierdo con dirección perpendicular a la fachada (dirección Y-Y). En la dirección perpendicular a la fachada (dirección X-X) solo se pudo colocar muros estructurales en el centro y parte posterior de la estructura, además de una gran cantidad de pórticos. Esta distribución permitió obtener una estructura muy rígida en ambas direcciones.

Se usó como criterio de predimensionamiento del peralte de las vigas valores que van entre $L/10$ y $L/12$, lo que permitió obtener vigas no muy congestionadas de acero, y adecuadas para evitar problemas de deflexión y fisuración.

El criterio para predimensionar las columnas considerando solo la carga axial, asumiendo 1 ton/m^2 de área tributaria, nos condujo a secciones de columnas bastante razonables, donde la cuantía de acero fue menor al 2%. Además el análisis de la cuantías no cambio mucho por el acero no cambio mucho por flexocompresión ya que las placas son las que cogen la mayor parte de la fuerza horizontal generada por el sismo y las columnas funcionan básicamente.

10.2 Análisis estructural

En el análisis global del edificio se usó el Programa Etabs. Este programa permite desarrollar rápidamente el análisis sísmico. Para modelos simples como el diseño de losas se utilizó el SAP.

Además, el proceso constructivo del programa Etabs ayuda a mejorar el comportamiento de los elementos estructurales que por motivo de las deformaciones de las columnas generan una distribución incorrecta de fuerzas internas. Como se sabe las diferencias debido a las deformaciones por cargas axiales en las columnas se arreglan con el vaciado en la construcción, por lo que siempre se debe tratar de mejorar el comportamiento.

Para realizar el análisis sísmico del edificio, se asumió que el sistema estructural era de Muros Estructurales, luego se corroboró con la distribución de las fuerzas por los espectros de la norma, también se comprobó que la estructura era regular. También se confirmó que no existieran problemas de torsión en la estructura por la colocación de placas en la dirección X-X lejos del centro de rigidez.

La estructura fue apropiada para obtener derivas menores a las permisibles. Las derivas fueron de 4.4 ‰ para la dirección X-X y 1.9 ‰ para la dirección Y-Y, siendo en ambos casos menores a los límites permisibles por la norma de 7‰.

Luego de realizar el análisis espectral se tuvo que escalar los resultados de cortante dinámico al 80% del cortante estático en la base por tratarse de una estructura regular. Dichos factores fueron de 1.09 en ambas direcciones.

10.3. Diseño estructural

La losa usada en casi toda la estructura es losa aligerada dado a que las luces no eran muy grandes. La losa aligerada de 25cm es capaz de cumplir con las solicitaciones por cargas de gravedad. Por un tema de jardines se tuvo que usar una losa maciza de 17 cm en la parte delantera y posterior del edificio en el techo del primer sótano.

En las vigas sísmicas se usa como mínimo la distribución de los estribos de confinamiento que recomiendo la Norma E-060. En vigas de gravedad también se tiene una distribución típica y mínima, recomendación de algunos Ingenieros Estructurales. Además de cuenta con una viga de acople donde el cortante es muy alto y se tiene que revisar con el cortante máximo que puede resistir la sección según la norma. Esta viga además es la única donde la fuerza cortante por capacidad es mayor que la fuerza cortante última.

Las columnas sólo soportan fuerzas por gravedad, incluso al realizar el diseño por capacidad no se generaron fuerzas cortantes altas. Para el diseño de las placas, la cortante se escaló solo por el cociente M_n/M_u , pero incluso escalando en varias placas no se tuvo refuerzo elevado.

En las zapatas de las placas perimétricas se requirió el uso de vigas de cimentación, porque se presentaban esfuerzos muy elevados que excedían los permisibles.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05), ACI, Farmington Hills 2005.
- [2] **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da Edición.
- [3] **HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, TEODORO**, Diseño de estructuras de concreto armado, Lima 2003, 3ra Edición.
- [4] **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO**, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima 2006.
- [5] **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Apuntes del Curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007.
- [6] **Carrillo de la Cruz, Rainer & Barriga Falcón, Yan**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Centro Comercial en la Ciudad de Ayacucho, PUCP, Lima 2004.