

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS EN CONCRETO ARMADO DE
SEIS PISOS CONSIDERANDO DOS TIPOS DE SUELOS**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

FRANZ ESTRADA PORRAS

BENAZIR ORIHUELA GONZALES

ASESOR: DANIEL QUIUN WONG

Lima, Mayo del 2016

RESUMEN

El siguiente proyecto tiene como objetivo analizar, diseñar en concreto armado y comparar dos edificios de oficinas de 6 pisos con la misma arquitectura y ubicado en suelos con diferentes capacidades portantes, 20Ton/m² y 40Ton/m².

El terreno del proyecto tiene una geometría rectangular de 475m² de área, con 15.80m de fachada y 30.0m de fondo.

El sistema estructural de ambos edificios está compuesto por placas, columnas y vigas de concreto armado. El sistema de techado consta de losas macizas de 0.15m de espesor.

La cimentación se desarrolló con zapatas aisladas, conectadas y combinadas con una profundidad de cimentación de -1.20 m. a partir del nivel de piso terminado del primer nivel.

Con los planos de arquitectura se hizo el predimensionamiento estructural y se definió la estructura consistente en un sistema de muros estructurales.

El análisis sísmico se trabajó bajo las exigencias y estipulaciones que se indica en la Norma Técnica E.030, de diseño sismorresistente. El modelo sísmico se realizó con el programa ETABS, obteniéndose mediante este análisis la respuesta de la estructura ante el espectro de pseudo-aceleraciones de donde se obtuvieron las solicitaciones sísmicas y gravitatorias bajo las que se encuentra cada elemento.

Para losas, vigas y columnas el diseño en concreto armado se realizó por el método de resistencia última, a excepción de algunos elementos que se diseñaron por capacidad por ejemplo algunas vigas y las placas.

Los criterios de predimensionamiento para vigas y columnas, permitieron tener valores de cuantías moderados, lográndose así evitar la congestión de acero de refuerzo. El criterio para predimensionar los muros permitió controlar la deriva lateral y dotar a la edificación de una rigidez adecuada.

Finalizado el diseño se procedió con el metrado de volumen de concreto y peso de acero, para cada edificio, después se compararon estos valores.

A mi mamá Teófila por haberme dado lo mejor de su vida y una excelente familia, a mi mamá Norca por toda la confianza, amor y valor que siempre me da, a mi padre por estar pendiente de todo y no parar de apoyarme, a mi tío Aníbal por todas las lecciones de vida que siempre me da y a Gabriela por ser el amor de mi vida.

Franz Estrada



A mi padre por creer siempre en mí y ayudarme en todo lo que podía, a mi madre por el apoyo incondicional durante toda mi vida, a mi abuela por las fuerzas y las alegrías que me brinda a diario, a Fortu por quererme y cuidarme desde que nací, a mi tío Napoleón por el ejemplo que me brinda y a mi abuelo que me cuida desde arriba gracias por todo familia.

Benazir Orihuela

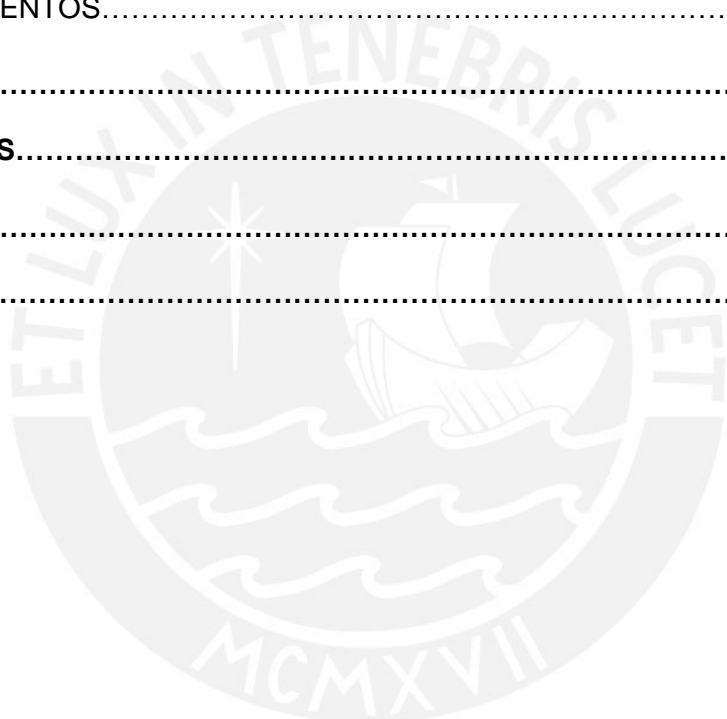
ÍNDICE

CAPÍTULO 1.....	1
ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1. OBJETIVO DEL PROYECTO.....	1
1.2. ARQUITECTURA DEL PROYECTO.....	1
CAPÍTULO 2.....	3
ESTRUCTURACIÓN.....	3
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	3
2.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	4
CAPÍTULO 3.....	6
PREDIMENSIONAMIENTO.....	6
3.1. LOSAS MACIZAS.....	6
3.2. VIGAS.....	6
3.3. COLUMNAS.....	7
3.4. MUROS DE CORTE.....	9
3.5. ESCALERAS.....	9
CAPÍTULO 4.....	11
ANÁLISIS Y METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD.....	11
4.1. METRADO DE CARGAS EN LOSAS MACIZAS.....	12
4.2. METRADO DE CARGAS EN VIGAS.....	12
4.3. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS.....	15
4.4. METRADO DE CARGAS EN PLACAS.....	17
CAPÍTULO 5.....	19
ANÁLISIS SÍSMICO.....	19
5.1 GENERALIDADES.....	19
5.2 MODELO ESTRUCTURAL.....	22
5.3 PARÁMETROS SÍSMICOS.....	22
5.3.1 PARÁMETROS DE SITIO.....	22

5.3.2	PARÁMETROS ESTRUCTURALES.....	23
5.4	PESO DE LA EDIFICACIÓN.....	24
5.5	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	25
5.5.1	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	25
5.6	ANÁLISIS DINÁMICO.....	26
5.6.1	FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACIÓN.....	26
5.6.2	ANÁLISIS ESPECTRAL.....	27
5.6.3	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	28
5.6.4	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.....	28
5.6.5	CORTANTE DE DISEÑO.....	30
5.6.6	FUERZAS INTERNAS.....	33
5.6.7	JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.....	37
5.6.8	VERIFICACIÓN DEL COEFICIENTE R.....	37
CAPÍTULO 6.....		38
FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....		38
6.1	DISEÑO POR FLEXIÓN	39
6.2	DISEÑO POR CORTANTE.....	41
6.3	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	42
6.3.1	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	42
6.3.2	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	43
6.4	DISEÑO POR CAPACIDAD.....	44
CAPÍTULO 7.....		45
DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....		45
7.1	CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE LOSAS.....	45
7.2	DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE.....	45
7.3	DISEÑO FINAL.....	48
CAPÍTULO 8.....		49
DISEÑO DE VIGAS.....		49
8.1	CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS.....	49
8.2	DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE.....	50
8.3	DISEÑO POR CAPACIDAD.....	52
8.4	CONTROL DE DEFLEXIONES Y FISURACIÓN.....	54

8.5 DISEÑO FINAL.....	58
CAPÍTULO 9.....	60
DISEÑO DE COLUMNAS.....	60
9.1 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.....	60
9.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN Y CORTANTE.....	61
9.3 DISEÑO POR CAPACIDAD.....	65
9.4 DISEÑO FINAL.....	66
CAPÍTULO 10.....	67
DISEÑO DE PLACAS.....	67
10.1 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE PLACAS.....	67
10.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	67
10.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	68
10.4 DISEÑO FINAL.....	72
CAPÍTULO 11.....	73
DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y ELEMENTOS ADICIONALES.....	73
11.1 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES	73
11.1.1 DISEÑO POR CORTE.....	74
11.1.2 DISEÑO POR FLEXIÓN.....	75
11.2 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA.....	75
11.2.1 DIMENSIONAMIENTO DEL ELEMENTO.....	75
11.2.2 DISEÑO POR CORTE SIMPLE Y PUNZONAMIENTO.....	75
11.2.3 DISEÑO POR FLEXIÓN	77
11.3 DISEÑO DE ZAPATA EXCÉNTRICA.....	78
11.3.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA EXCÉNTRICA.....	78
11.3.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	79
11.3.3 DISEÑO POR FLEXIÓN	80
11.3.4 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	81
11.3.5 DISEÑO FINAL DE VIGA DE CIMENTACIÓN	82
11.4 DISEÑO DE ESCALERAS	83
CAPÍTULO 12.....	85
METRADO DE MATERIALES.....	85
12.1 METRADO DE ELEMENTOS.....	86
12.1.1 METRADO EN VIGAS.....	86

12.1.2	METRADO EN PLACAS.....	86
12.1.3	METRADO EN ZAPATAS.....	87
12.1.4	METRADO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	88
 CAPÍTULO 13.....		90
COMPARACIONES ESTRUCTURALES ENTRE LOS EDIFICIOS CON SUELO S1 Y S2.....		90
13.1	DESPLAZAMIENTOS.....	90
13.2	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN.....	90
13.3	ELEMENTOS.....	91
 CAPÍTULO 14.....		93
CONCLUSIONES.....		93
 CAPÍTULO 15.....		95
BIBLIOGRAFÍA.....		95



1. ASPECTOS GENERALES

1.1. Objetivo del proyecto

Se realizó los diseños estructurales de dos edificios con la misma arquitectura, ubicados en suelos de diferente capacidad en la ciudad de Lima. Además, se comparan los resultados sísmicos, los metrados de materiales y se presentan los resultados en planos estructurales. Ambos edificios tienen la misma arquitectura y estructuración.

1.2. Arquitectura del proyecto

El presente proyecto es un edificio que tiene 475 m² de área techada, consta de 6 niveles, hay 3 estacionamientos en la parte frontal y un total de 14 oficinas. La altura de entrepiso en los pisos típicos es de 3.2 metros con lo que se obtiene una altura de piso terminado a fondo de viga de 2.65m.

El edificio se encuentra ubicado en un centro empresarial el cual consta de estacionamientos, la provisión de agua será brindada por cisternas y bombas hidroneumáticas ubicadas en edificaciones aledañas independientes.

Las áreas comunes constan de un lobby, una sala de usos múltiples ubicada en el primer piso y un baño para visitantes en todos los pisos. Además, hay un ascensor y 2 escaleras para circulación vertical.

En el primer nivel se proyectaron dos oficinas que cuentan con baño propio. En el piso típico, (ver figura 1.1), se tienen 3 oficinas las cuales tienen un área de trabajo, una sala de reuniones y una oficina de gerencia.

La edificación fue diseñada respetando el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E) y los parámetros urbanísticos del lote.

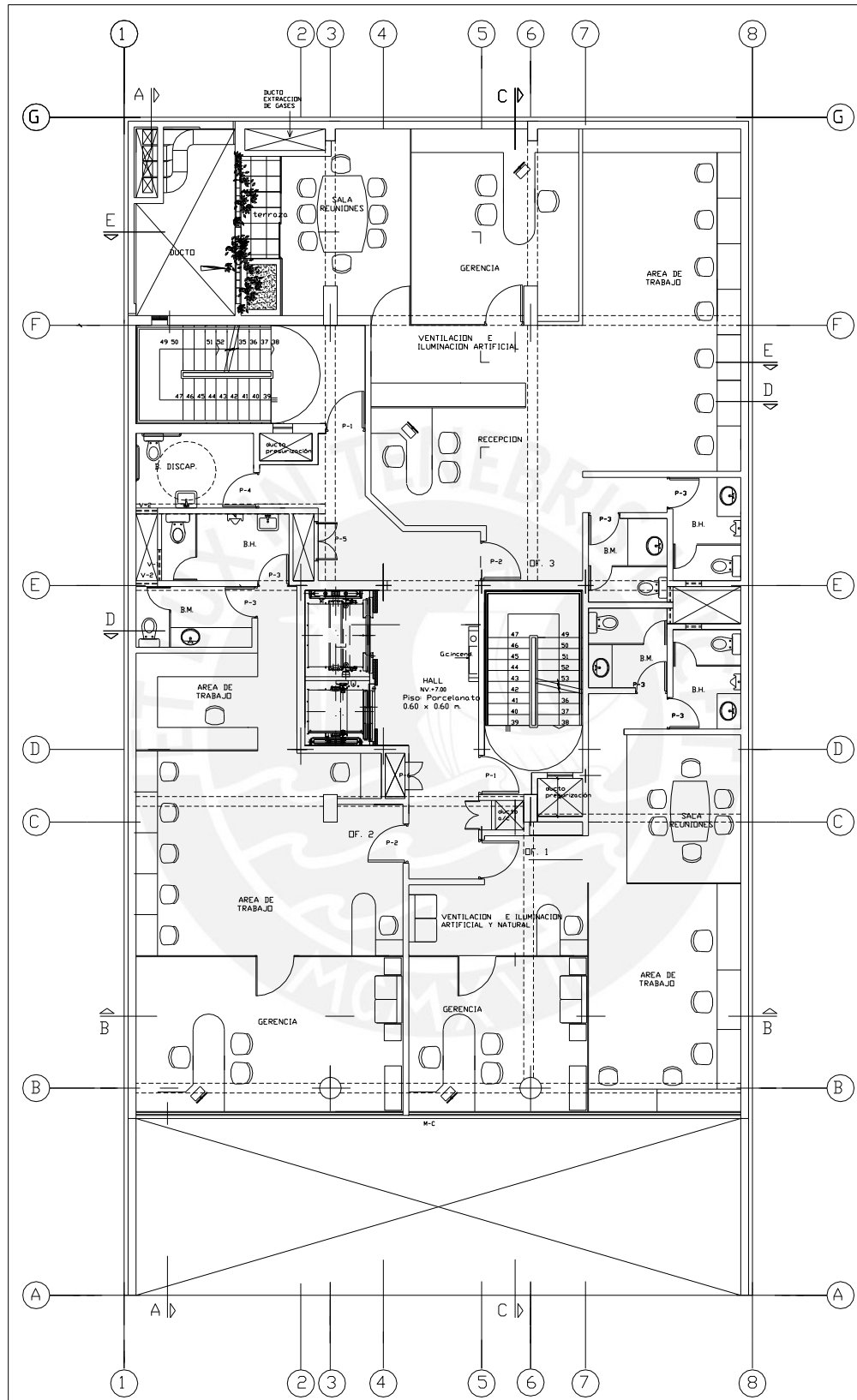


Figura 1.1 Arquitectura de planta típica

2. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de este edificio debe satisfacer las solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas. Los elementos verticales deben ser capaces de transmitir las cargas de gravedad adecuadamente a las cimentaciones; además de resistir las cargas sísmicas laterales con el objetivo de tener un buen comportamiento en la vida útil del edificio.

Para iniciar con la estructuración es necesario contar con los planos de arquitectura definidos, se debe plantear sobre cada planta la distribución de elementos estructurales respetando la distribución de ambientes.

2.1. Criterios de estructuración

Debido a las solicitaciones de cargas a las que estará sometida la estructura, se deben cumplir los siguientes criterios para tener una adecuada estructuración.

- **Simplicidad y simetría.**
Cuando se plantea una estructura simple, es más fácil predecir su comportamiento ante un evento sísmico; además el análisis estructural se hace más confiable. La simetría en planta se debe intentar en las dos direcciones para evitar fallas debido a efectos torsionales.
- **Resistencia y ductilidad.**
Los elementos que componen a la estructura deben ser de materiales resistentes que puedan garantizar la estabilidad. Además se deben considerar los criterios de ductilidad al momento de distribuir y diseñar los elementos. Estos deben tener mayor resistencia por corte que por flexión, para así evitar fallas frágiles que llevan al colapso de la estructura.
- **Hiperestaticidad.**
Al tener una estructura hiperestática se logra mayor capacidad de resistencia, grado de seguridad y mejor forma de disipar energía sísmica.
- **Continuidad.**
La estructura que en este caso es clasificada como común, debe ser continua en planta y elevación, para evitar las irregularidades.

- **Rigidez lateral.**

Se deben proveer elementos verticales que resistan fuerzas horizontales en las direcciones principales, que ayuden a la estructura a desarrollar desplazamientos menores a los máximos permitidos de acuerdo a la norma E.030.

- **Diafragma rígido.**

Cada planta de la estructura se puede idealizar como un diafragma mediante una losa rígida en su plano que garantice desplazamientos uniformes y se puedan distribuir las cargas de gravedad a los elementos estructurales.

2.2. Descripción de la estructura

Se tiene una arquitectura de planta rectangular que plantea la distribución de tres oficinas por cada nivel y se definen las dos direcciones principales, X-X' o transversal, paralela a la fachada y Y-Y' o longitudinal, perpendicular a la fachada.

Se usarán losas macizas que se apoyarán en vigas peraltadas en su perímetro. A su vez, estas vigas se apoyarán en columnas o muros y estos elementos transmitirán las cargas de gravedad a su respectiva cimentación.

El sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección será de muros estructurales, ya que tomarán más del 80% de la fuerza cortante. Este sistema deberá dar una rigidez lateral suficiente al edificio.

Las dimensiones de los muros de corte en cada dirección se dieron a partir de un proceso iterativo de control de desplazamientos en un análisis sísmico con los parámetros adecuados para este tipo de edificio.

En la figura 2.1 se muestra la distribución de elementos estructurales en la planta típica de la edificación. Se ha tratado de buscar una estructura simple de pórticos y placas. Si bien no hay simetría en ninguna de la dos direcciones, se ha tratado de balancear la cantidad y área de placas a cada lado de los ejes centroidales de la planta.

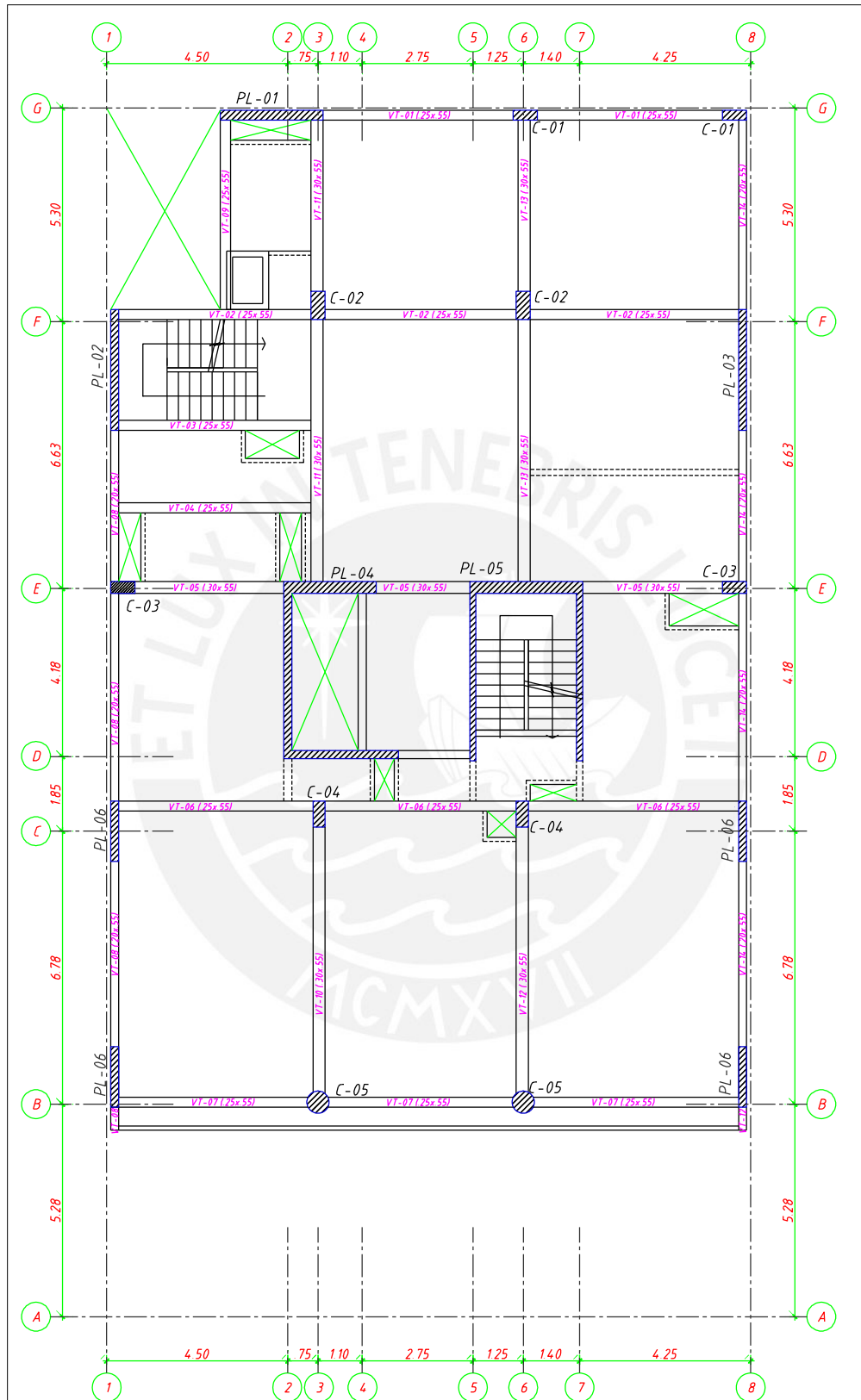


Figura 2.1 Estructuración de planta típica

3. PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. Losas macizas

Para el predimensionamiento del espesor del elemento, se siguen las recomendaciones de la Norma E.060 de concreto armado. Con el propósito de evitar la verificación de deflexiones, se aplica la siguiente fórmula para el peralte h .

- $$h = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

En este caso se tomará el paño de mayor perímetro que se encuentra ubicado en la intersección de los ejes B y C, y los ejes 1 y 3, que se muestran en la figura 2.1. Entonces el espesor será $h > 23.95/180 = 0.13\text{m}$. Para uniformizar el espesor de losas en todo el proyecto se decidió utilizar un espesor de 0.15m.

3.2. Vigas

El predimensionamiento de estos elementos se hace con el fin de evitar deflexiones excesivas en la estructura. Se usó la relación de $L/12$ para vigas de gravedad y $L/14$ para vigas sísmicas o que se encuentren formando pórticos, donde “L” es la luz libre entre apoyos de cada elemento. Estos criterios están descritos en Blanco (1992). Para el ancho de viga se recomienda dimensionarlo entre 0.3 a 0.5 veces la altura del elemento y se recomienda usar un ancho mínimo de 25cm para vigas que reciban sollicitación sísmica.

La viga de mayor luz libre se encuentra entre los ejes B y C, con un valor de 6.55m, entonces el peralte mínimo será $6.55/12 = 0.47\text{m}$. Para tener un peralte constante se eligió un valor de 0.55m en todas las vigas.

La Norma E.060 de Concreto Armado indica que no es necesario realizar verificación de deflexiones si el peralte de las vigas es mayor a $L/16$. Para la viga mencionada previamente se tiene $L/16 = 0.41\text{m}$, como se cuenta con un peralte de 0.55m, se cumple con ese criterio y no es necesario verificar deflexiones en las vigas.

3.3. Columnas

Las columnas se predimensionan considerando solo carga axial porque el edificio posee muros de corte que absorberán las fuerzas laterales en las dos direcciones de análisis. Además, el ancho mínimo debe ser de 0.25m y el cociente entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal no debe ser menor a 0.40.

El área mínima requerida por columna será:

$$Area_{requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

Dónde:

$$P_{servicio} = \text{Carga unitaria asumida} \times \# \text{ pisos} \times \text{Área tributaria}$$

La carga asumida será 1 Ton/m² que es aproximadamente el total de la carga muerta más el 25% de la carga viva, ver tabla 3.1.

Tabla 3.1 Predimensionamiento de Columnas por carga axial.

Columna	Área tributaria (m ²)	# pisos	Carga Unitaria (Ton/m ²)	Pservicio (Ton)	Área requerida (cm ²)	Sección elegida (cm ²)
C - 01	12.50	6	1.00	75.00	793.65	25x60 = 1500
C - 02	32.65	6	1.00	195.90	2073.02	35x70 = 2450
C - 03	10.68	6	1.00	64.08	678.10	30x60 = 1800
C - 04	22.80	6	1.00	136.80	1447.62	30x65 = 1950
C - 05	21.44	6	1.00	128.64	1361.27	φ55cm = 2376

Se puede observar que las secciones de las columnas son mayores al mínimo requerido. Para las columnas rectangulares se optó por estas dimensiones debido al planteamiento arquitectónico, en el caso de la columna circular, se definió esa dimensión para poder anclar el acero de refuerzo de las vigas.

Después de predimensionar las columnas por carga axial se debe verificar por pandeo. Esta verificación se hará en el primer piso ya que presenta las condiciones más desfavorables al tener mayor altura libre y mayor carga axial.

La longitud de pandeo en el primer piso se considerará desde la cara superior de la zapata hasta el nivel de fondo de viga.

Para evitar amplificar momentos debido a efectos de curvatura en las columnas se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{P_U}{\phi P_{cr}}} \cong 1$$

Se asume $Cm = 0.4$ y se obtiene:

$$\phi P_{critico} \geq 1.6 P_U$$

$$P_U \cong 1.5 P_{servicio}$$

$$\phi P_{critico} = 0.7 \left(\frac{\pi}{kh} \right)^2 EI_{ef}$$

Dónde:

$k = 1.0$

$E =$ Módulo de elasticidad del concreto ($2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$)

$I_{ef} =$ Inercia efectiva $\approx 0.2 \times I_{real}$ crítica

Se puede observar en la tabla 3.2 que con las dimensiones asignadas a las columnas se cumplen los requisitos de carga axial y pandeo, entonces estas serán las definitivas para el proyecto.

Tabla 3.2 Verificación por pandeo en el primer piso.

Columna	Área Sección (m ²)	Carga Ultima Pu (Ton)	Inercia crítica (m ⁴)	Inercia efectiva (m ⁴)	H entrepiso (m)	ϕP_{cr} (Col)	$\phi P_{cr}/P_u$	Cumple
C - 01	0.150	112.50	0.0011	0.0002	3.55	267.7	2.38	SI
C - 02	0.245	293.85	0.0025	0.0005	3.55	595.0	2.03	SI
C - 03	0.180	96.12	0.0014	0.0003	3.55	321.2	3.34	SI
C - 04	0.195	205.20	0.0015	0.0003	3.55	348.0	1.70	SI
C - 05	0.238	192.96	0.0045	0.0009	3.55	1068.7	5.54	SI

3.4. Muros de corte

La función principal de los muros de corte es dar rigidez lateral a la estructura y absorber las fuerzas laterales producidas por los eventos sísmicos.

Para el predimensionamiento de los muros se usaron las recomendaciones del capítulo 14 de la norma E.060 de concreto armado.

Para definir las longitudes y anchos definitivos se realizó un proceso iterativo que consistía en generar un modelo tridimensional en el que se distribuían todos los elementos estructurales en el programa ETABS.

Cada modelo fue sometido a un análisis dinámico en el que se consideraban las recomendaciones de la norma E.030. Finalmente se seleccionó la estructuración que cumplía con los requisitos mínimos de rigidez. Estos conceptos serán mencionados a detalle en el capítulo 5.

3.5. Escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que sirven para conectar diferentes pisos de una edificación y que se analizan como losas armadas en una dirección, la de mayor longitud. Se componen de pasos, contrapasos y el peralte de la losa la cual se denomina garganta.

El paso mínimo debe ser 25 cm y el contrapaso varía de 17 a 18 cm. Además, se debe cumplir que,

$$2C + P = 60 \text{ a } 64 \text{ cm.}$$

donde:

C= contrapaso

P= paso

En este se tiene una altura de piso a piso de 3.5 m en el primer nivel; y en el piso típico de 3.2 m. Según el plano de arquitectura hay 19 escalones y los pasos son de 25 cm.

Las alturas de los contrapisos son:

$$\text{Primer piso } \frac{3.5}{19} = 0.18 \text{ m.}$$

$$\text{Piso típico } \frac{3.2}{19} = 0.17 \text{ m.}$$

Se verifica la ecuación en ambo casos:

$$\text{Primer piso: } 2(18) + 28 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{Piso típico: } 2(17) + 28 = 62 \text{ cm.}$$

Para el espesor de la garganta se consideró una luz libre de 2.94 m., dado que se asumió que los descansos sirven como apoyo a la escalera.

$$\text{garganta } (h) = \frac{\text{luz libre}}{25} = \frac{2.94}{25} = 0.12 \text{ m.}$$

Debido a la alta sobrecarga de carga viva (400 kg/m^2) para este tipo de edificios, oficinas, se decidió trabajar con un espesor de garganta de 0.17m.

4. Análisis y metrado de cargas de gravedad

En toda edificación existen elementos que trabajan bajo cargas de gravedad, en este caso las losas aligeradas y vigas, que transmiten las fuerzas a los muros. El objetivo de este capítulo es determinar la magnitud de las cargas a las que son sometidos los elementos estructurales en el edificio a diseñar.

Se tomarán como referencia las especificaciones de la Norma Técnica de Edificaciones E.020 de cargas.

En el artículo 2 de esta norma se define el concepto de cargas de gravedad y que tiene dos tipos. La carga muerta que consiste en el peso de todos los materiales y elementos que componen la edificación, en la que se incluye el peso propio; y la carga viva que representa el peso de los ocupantes, muebles, equipos y elementos móviles que pertenecen a la edificación.

Los siguientes valores fueron obtenidos de la norma de cargas E020. Para determinar las magnitudes de carga viva se consideró que será una edificación destinada a oficinas.

Carga muerta

- Concreto armado: $2.4\text{Ton}/\text{m}^3$
- Piso terminado ($e=0.05\text{m}$): $0.1\text{Ton}/\text{m}^3$
- Albañilería solida: $1.8\text{Ton}/\text{m}^3$
- Albañilería hueca: $1.35\text{Ton}/\text{m}^3$

Carga viva

- Oficinas: $0.25\text{Ton}/\text{m}^2$
- Corredores y escaleras: $0.40\text{Ton}/\text{m}^2$
- Azotea: $0.10\text{Ton}/\text{m}^2$

Según el artículo 3.1.3 de la norma E.020, para considerar tabiquería móvil como carga adicional al diseño se deberá colocar una nota en los planos de estructuras. Como no se encontró esa recomendación, se asume que la ubicación de los tabiques será permanente.

El metrado de cargas consiste en determinar cuantitativamente las cargas vivas y muertas que serán aplicadas sobre cada elemento estructural

4.1. Metrado de cargas en losas macizas

Las losas macizas trabajan en dos direcciones, transfieren sus cargas presentes hacia los elementos que sirven de apoyo como placas o vigas.

Para el análisis se creó un modelo bidimensional de elementos finitos en el programa SAP2000 y las cargas se asignan distribuidas por metro cuadrado. Las condiciones de borde y continuidad determinan el tipo de apoyo en el borde del elemento.

Se realiza un metrado de cargas en la losa maciza para obtener el valor a asignar al modelo.

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.40 \text{ Ton}/\text{m}^3 \times 0.15\text{m} = 0.36 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Se obtiene una carga distribuida $CM = 0.46 \text{ Ton}/\text{m}^2$

Carga viva:

Se obtiene una carga distribuida $CV = 0.25 \text{ Ton}/\text{m}^2$ en oficinas

A partir de las cargas mostradas se usa la combinación de diseño para obtener el valor de la carga última por metro cuadrado que será aplicada al modelo.

$$w_u = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV = 1.4 \times 0.46 + 1.7 \times 0.25 = 1.069 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

4.2. Metrado de cargas en vigas

Las vigas sirven de apoyo a las losas, por eso reciben directamente la carga de estos elementos. Para el metrado de cargas se asigna el peso propio y parte de la losa maciza que está soportando como carga.

Para calcular la carga de la losa maciza sobre la viga se deben trazar líneas de 45° en el encuentro de éstas, así se traza el área tributaria de la losa sobre la viga. Esta distribución de cargas repartidas por unidad de área hacia las vigas de borde es llamada el método del sobre.

A manera de ejemplo se hará el metrado de cargas de la viga VT-10(0.30x0.55) ubicada en el eje 3 ente los ejes B y C. En la figura 4.1 se muestra sombreada el área tributaria de losa para la viga en análisis.

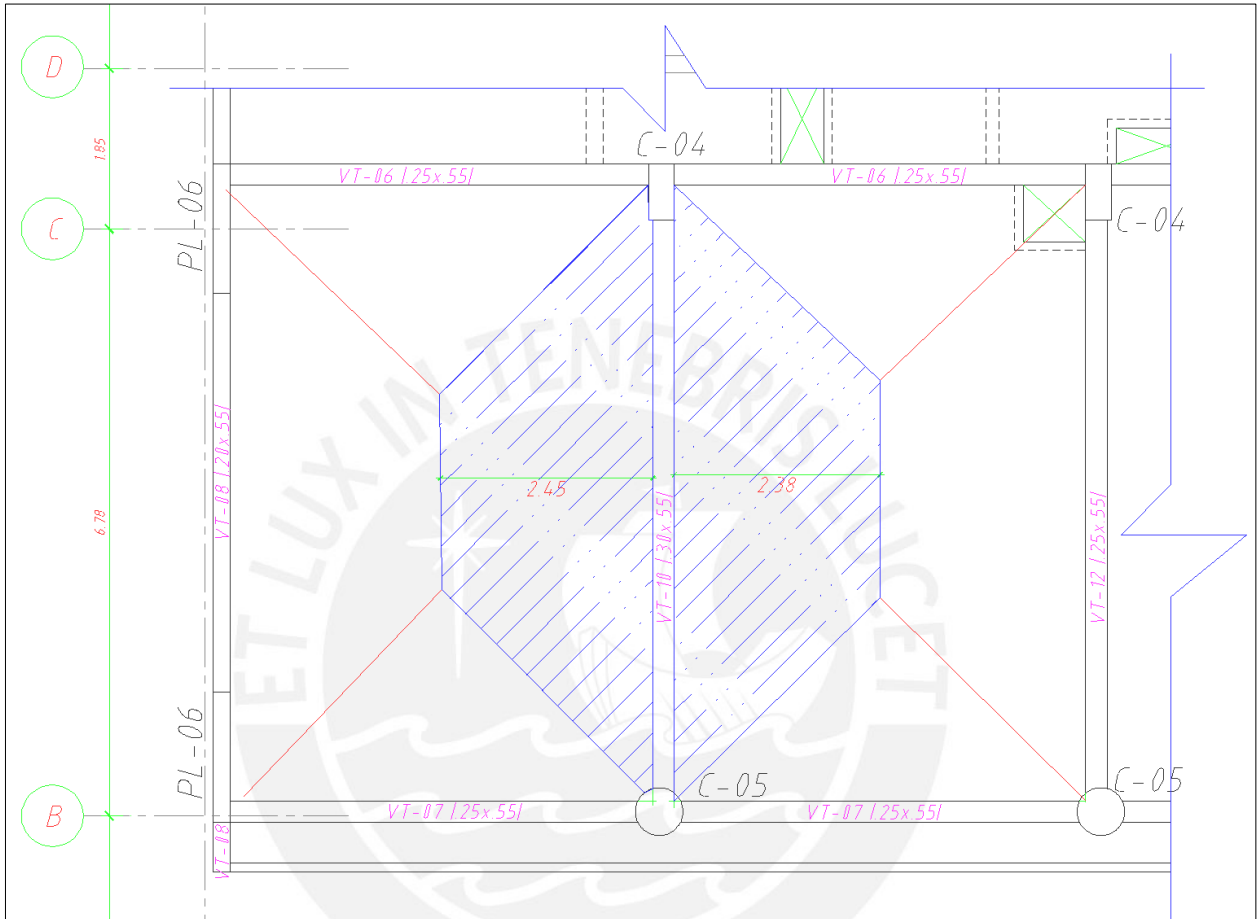


Figura 4.1. Área tributaria de losa sobre la viga VT-10

Viga VT-10 (0.25x0.55)**Carga muerta:**

Losa maciza: $w = 2.40 \text{ Ton}/\text{m}^3 \times 0.15\text{m} = 0.36 \text{ Ton}/\text{m}^2$

Piso terminado: $w = 0.10 \text{ Ton}/\text{m}^2$

Losa sobre viga: $w = (0.36 + 0.10) \text{ Ton}/\text{m}^2 \times (2.45 + 2.38)\text{m} = 2.22 \text{ Ton}/\text{m}$

Peso propio: $w = 2.40 \text{ Ton}/\text{m}^3 \times 0.30\text{m} \times 0.55\text{m} = 0.40 \text{ Ton}/\text{m}$

Carga viva:

S/C: $w = 0.25 \text{ Ton}/\text{m}^2$

Losa sobre viga: $w = 0.25 \text{ Ton}/\text{m}^2 \times (2.45 + 2.38)\text{m} = 1.21 \text{ Ton}/\text{m}$

En la figura 4.2 se muestra la distribución de cargas sobre la viga.

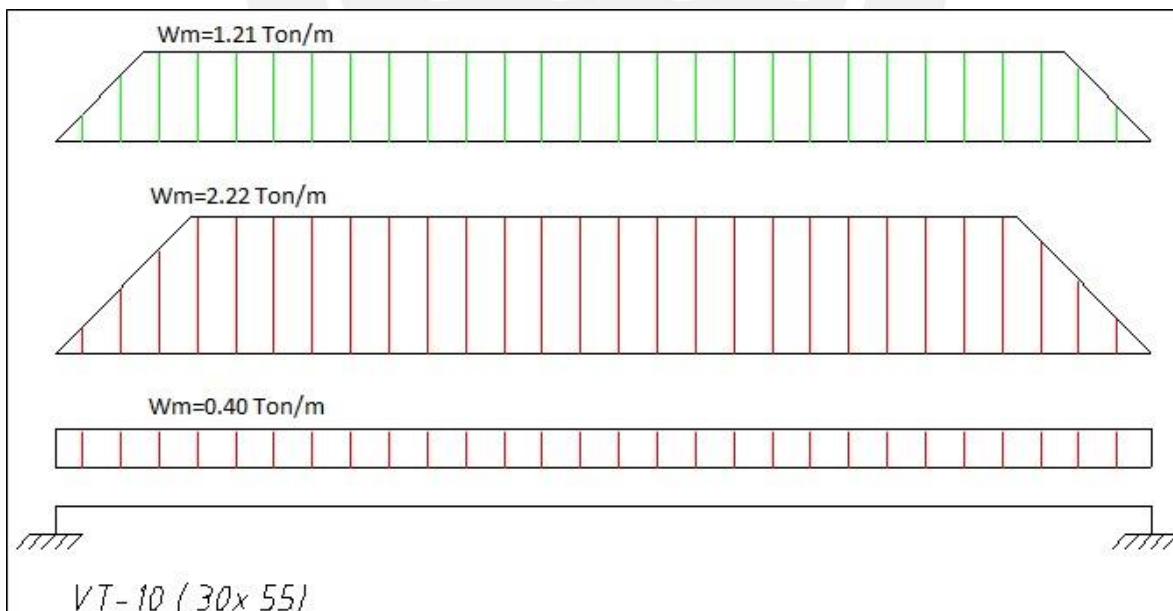


Figura 4.2 Distribución de cargas de gravedad sobre viga VT-10

4.3. Metrado de cargas en columnas

Las columnas transmiten las cargas de las vigas y losas hacia la cimentación del edificio. Para el metrado se optó por utilizar el método de área tributaria hallando los valores de las cargas actuantes en ella. Como ejemplo se eligió la columna más cargada C-02 ubicada entre los ejes 6 y F. Ver figura 4.3.

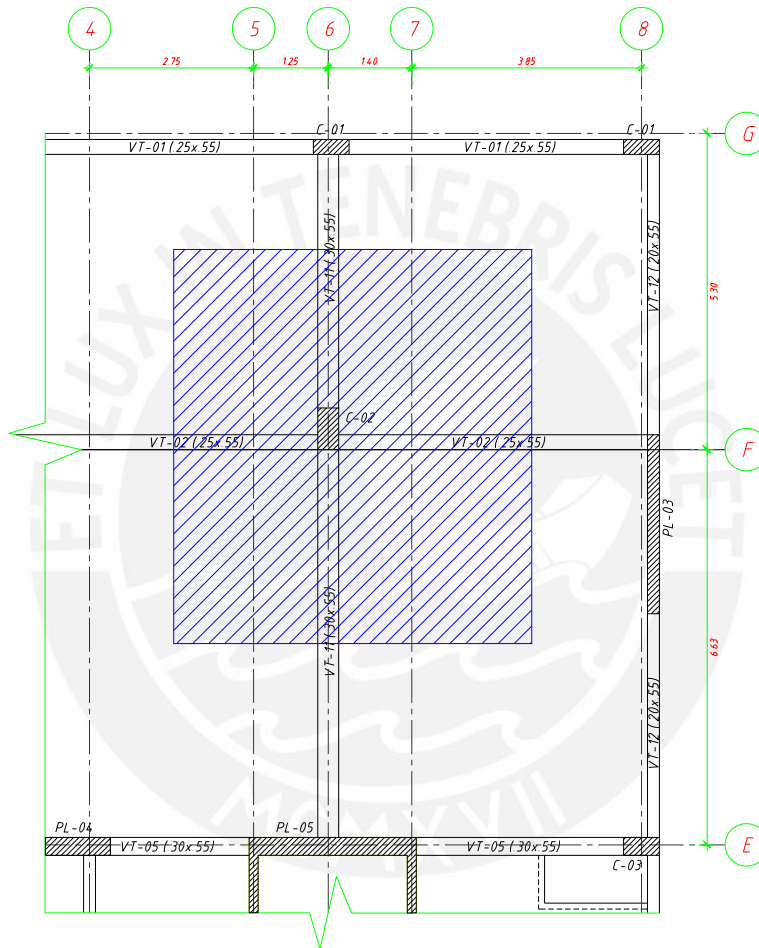


Figura 4.3 Área tributaria de la columna C-02

El área tributaria de la columna a metrar es de 39.63 m². Se procede a hacer un metrado de carga muerta.

- Losa maciza ($h = 0.15 \text{ m}$) = $(2.4 \times 0.15) \times 39.63 = 14.27 \text{ Ton}$.
- Piso terminado = $0.1 \times 39.63 = 3.93 \text{ Ton}$.
- Viga (0.25x0.55)m = $2.4 \times 0.55 \times 0.25(2.41 + 3.23) = 1.86 \text{ Ton}$.
- Viga (0.30x0.55)m = $2.4 \times 0.3 \times 0.55(3.25 + 2.66) = 2.34 \text{ Ton}$.

La carga muerta total sin peso propio es de 22.4 Ton.

El metrado de la carga viva

- *Carga viva piso tipico* $\left(0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) = 0.25 \times 39.63 = 9.91 \text{ Ton.}$
- *Carga viva azotea* $\left(0.1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) = 0.1 \times 39.63 = 3.96 \text{ Ton.}$

En la tabla 4.1 se muestra el peso propio de la columna por piso

Tabla 4.1 Geometría y peso propio de la columna

Nivel	B (m)	L (m)	Altura por piso (m)	Peso propio (Ton.)
Primer Piso	0.35	0.70	3.50	2.06
Piso Tipico	0.35	0.70	3.20	1.88

En la tabla 4.2 se muestra la carga en servicio y la carga última a la que es sometida la columna.

Tabla 4.2 Carga última de la columna analizada (ton)

Nivel	P. Serv.	P. Serv. Acumulado	Pu(1.4 CM+ 1.7 CV)	P. último Acumulado
Azotea	26.36	26.36	38.09	38.09
5to. Piso	32.31	58.67	48.21	86.30
4to. Piso	32.31	90.98	48.21	134.51
3er. Piso	32.31	123.29	48.21	182.72
2do. Piso	32.31	155.60	48.21	230.93
1er. Piso	32.31	187.91	48.21	279.14

4.4. Metrado de cargas en placas

Las placas transmiten las cargas de las vigas y losas hacia la cimentación del edificio. Para el metrado se optó por utilizar el método de área tributaria y se hallan los valores de las cargas actuantes en ella. Como muestra se eligió la placa PL-03 ubicada entre los ejes 8 y F.

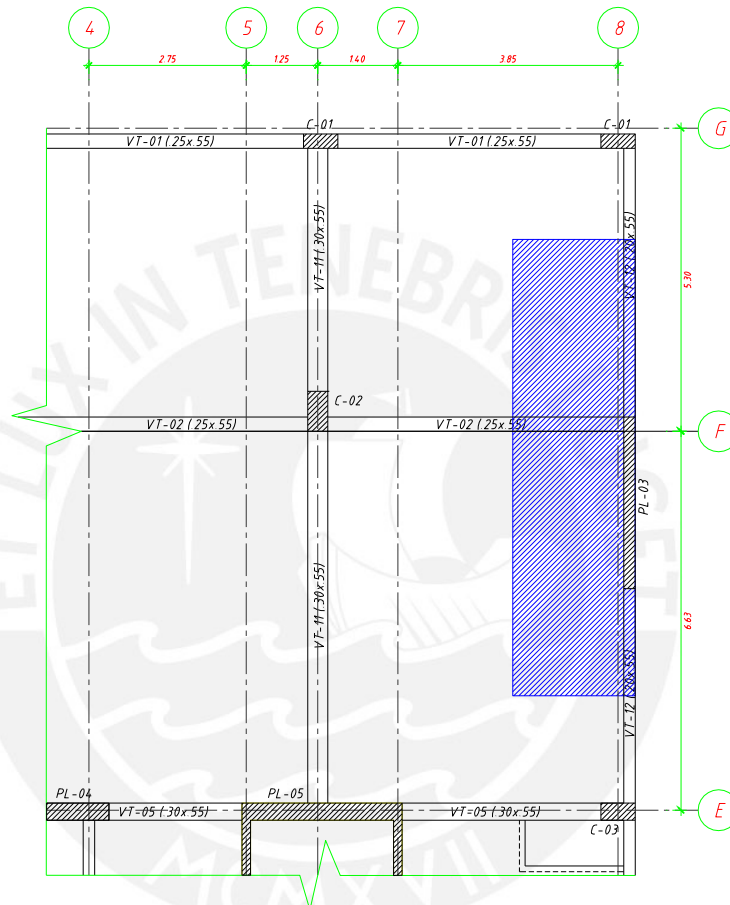


Figura 4.4 Área tributaria de la placa PL-03

El área tributaria de la placa a metrar es de 17.06 m². Se procede a hacer un metrado de carga muerta.

- *Losa maciza* ($h = 0.15\text{ m}$) = $(2.4 \times 0.15) \times 17.06 = 6.14\text{ Ton}$.
- *Piso terminado* = $0.1 \times 17.06 = 1.71\text{ Ton}$.
- *Viga VT02* (0.25x0.55)m = $2.4 \times 0.55 \times 0.25(1.94) = 0.64\text{Ton}$.
- *Viga VT12* (0.20x0.55)m = $2.4 \times 0.20 \times 0.55(1.88 + 3.10) = 1.31\text{ Ton}$.

La carga muerta sin peso propio asciende a 9.8 Ton.

El metrado de la carga viva

- *Carga viva piso típico* $\left(0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) = 0.25 \times 17.06 = 4.27 \text{ Ton.}$
- *Carga viva azotea* $\left(0.1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) = 0.1 \times 17.06 = 1.71 \text{ Ton.}$

En la tabla 4.3 se muestra el peso propio de la columna por piso

Tabla 4.3 Geometría y peso propio de la placa

Nivel	B (m)	L (m)	Altura por piso (m)	Peso propio (Ton.)
Primer Piso	0.20	3.00	3.50	5.04
Piso Típico	0.20	3.00	3.20	4.61

En la tabla 4.4 se muestra la carga en servicio y la carga última a la que es sometida la placa.

Tabla 4.4 Cargas de la placa analizada (Ton)

Nivel	P. Serv.	P. Serv. Acumulado	Pu(1.4 CM+ 1.7 CV)	P. último Acumulado
Azotea	11.51	11.51	16.63	16.63
5to. Piso	14.07	25.58	20.98	37.61
4to. Piso	14.07	39.65	20.98	58.59
3er. Piso	14.07	53.72	20.98	79.56
2do. Piso	14.07	67.79	20.98	100.54
1er. Piso	14.07	81.86	20.98	121.52

5. Análisis sísmico

5.1. Generalidades

En este capítulo se trabajará bajo las consideraciones de la Norma Técnica de Diseño Sismo Resistente E.030 2003, que no es la norma vigente ya que en enero del 2016 se promulgó la nueva versión de esta norma que se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas.

En esta norma se establecen los criterios de diseño que sirven para garantizar que las edificaciones tengan un comportamiento sísmico que cumpla el objetivo principal de evitar la pérdida de vidas, así como asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños en las propiedades.

Se reconoce que es muy complicado dar protección completa a una estructura frente a todos los sismos, por eso en el diseño se acepta que la estructura pueda tener incursión en el régimen inelástico frente a sollicitaciones severas, pero evitando el colapso.

5.2. Modelo estructural

Para realizar el análisis sísmico de esta estructura se utilizó el programa ETABS Nonlinear v9.5.0.

Las características del modelo son las siguientes:

- Se definió el material, concreto armado, con sus respectivas propiedades mecánicas: $f'c=210\text{kg/cm}^2$, $E=2.17 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ y módulo de Poisson =0.15.
- Para modelar las vigas y columnas se usó el comando FRAME, en el que se definieron todas las secciones necesarias.
- La losa maciza se modeló como elemento tipo MEMBRANE, que es el adecuado para elementos que reciben cargas perpendiculares a su plano.
- Los muros se modelaron como elementos tipo SHELL, que es para elementos que reciben cargas coplanares.
- Para definir el peso de la estructura se definieron los casos de carga muerta (CM) y viva (CV).

- Se asignaron los valores de las cargas de gravedad definidos en el capítulo 4 a las losas.
- Luego se definieron los casos de carga sísmica en cada dirección y las combinaciones en las que se amplificaron las cargas.
- La masa de la edificación se definió con base en las cargas de gravedad. Se tomaron las consideraciones de la norma, que indica tomar la carga muerta al 100% con la viva al 25%.
- Cada piso fue considerado como un diafragma rígido, ya que se tenía una configuración de losa continua apoyada en todos los lados con elementos rígidos que permitiría una compatibilidad de deformaciones entre extremos. Cada diafragma tenía tres grados de libertad, dos que eran de traslación en cada dirección y otro de rotación en el plano.
- Para iniciar el análisis modal se definieron tres grados de libertad por nivel.
- Para el cálculo de la fuerza sísmica estática en la base se consideraron los parámetros de la norma E.030.
- El espectro de aceleraciones para el análisis dinámico fue definido aparte usando el espectro de la norma.
- Se definieron dos casos sísmicos, uno para cada dirección, además se consideró una excentricidad accidental del 5%.
- Antes de analizar el modelo se revisó que exista una adecuada unión entre los elementos, que los elementos verticales estén empotrados en la base y se rotularon las vigas que no tendrían continuidad para desarrollar momento flector.
- Se compararon las fuerzas cortantes en la base de los análisis estático y dinámico, luego se amplificaron las cargas dinámicas hasta llegar a los valores mínimos solicitados por la norma.
- Finalmente se definieron las cargas de diseño para cada elemento, para las vigas se definió una envolvente de cargas.

En las figuras 5.1 y 5.2 se muestran dos vistas del modelo pseudo tridimensional.

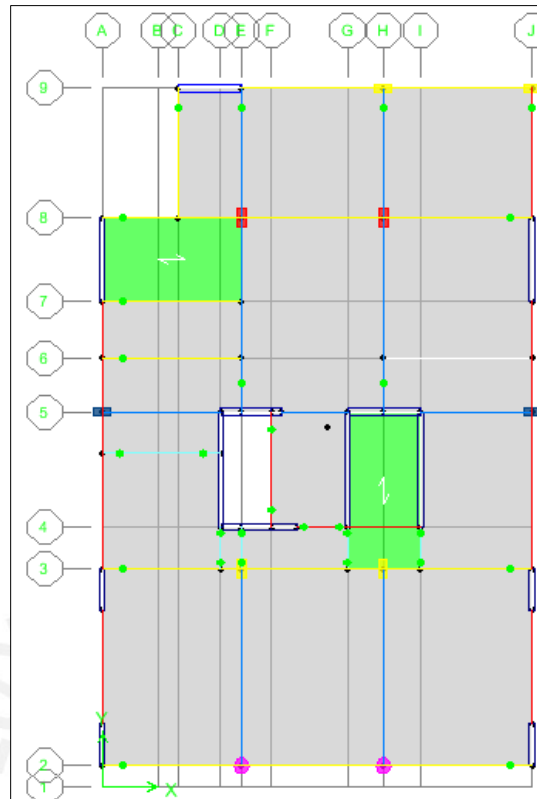


Figura 5.1 Planta típica del modelo

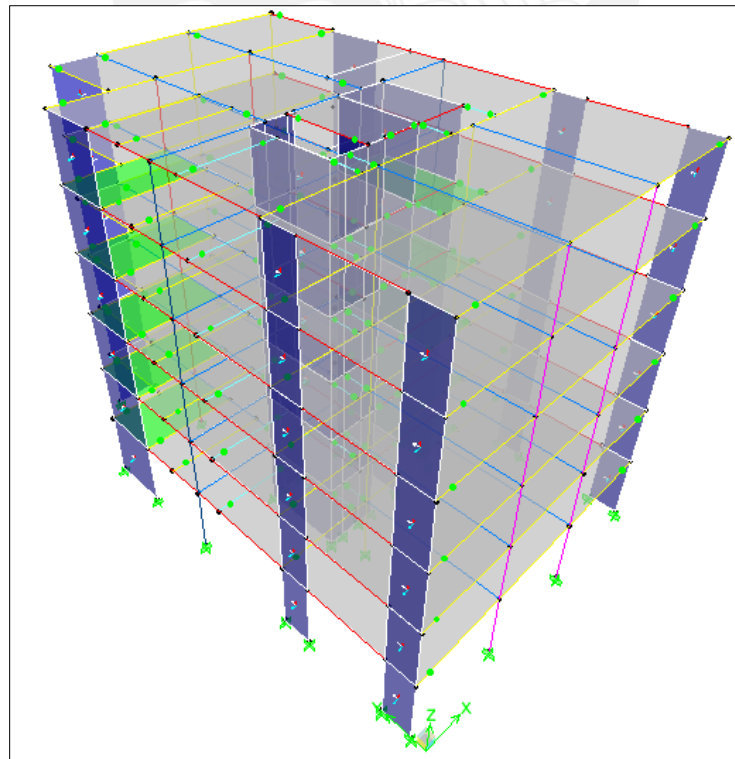


Figura 5.2 Modelo en 3D

5.3. Parámetros sísmicos

Estos parámetros son usados para calcular la fuerza cortante en la base de la edificación en el análisis sísmico y también para obtener el espectro del análisis dinámico. Estos valores deben ser definidos en cada dirección y pueden ser diferentes.

5.3.1. Parámetros de sitio

5.3.1.1. Zonificación sísmica, Z

Según la norma el territorio nacional está dividido en tres zonas que fueron separadas a partir de la sismicidad observada en la historia. Para cada zona existe un factor de zona Z, que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de ser excedida del 10% en 50 años.

El terreno se encuentra en la costa peruana, en la ciudad de Lima, (zona 3), entonces el valor será $Z=0.4$.

5.3.1.2. Condiciones geotécnicas, S y T_p

En el artículo 6.2 de la norma se encuentra una clasificación de cuatro perfiles típicos de suelo que se realiza considerando las propiedades mecánicas del suelo, espesor de estrato, periodo fundamental de vibración y velocidad de propagación de las ondas de corte.

Por cada perfil se puede obtener el factor "S" que representa la amplificación de aceleraciones por efectos del suelo y " T_p " que es el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

Se analizará y comparará el edificio con dos tipos diferentes de suelo. El tipo de suelos donde se realizará la construcción de esta estructura será rígido e intermedio; que se clasifican como perfiles S1 y S2.

El proyecto comprende el diseño en dos tipos de suelos. Por lo tanto, en el perfil S1 tendrá un factor de $S=1$ y $T_p=0.4$ s. En cambio, en el perfil S2 se obtienen los valores de $S=1.2$ y $T_p=0.6$ s.

5.3.1.3. Factor de amplificación sísmica, C

Este factor se define como la amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, depende de las características de la estructura, toma en cuenta el periodo fundamental de vibración (T) y las condiciones geotécnicas.

Según el artículo 7 de la norma se puede calcular este factor mediante la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T}; C \leq 2.5$$

Para hallar el periodo fundamental en la dirección X se restringió el desplazamiento en la dirección Y, se analizó la estructura con 6 modos de vibración. De forma análoga se realizó el procedimiento para la dirección Y. Ver tabla 5.1.

Tabla 5.1. Factor de amplificación sísmica por cada dirección.

Suelo	Txx (s)	Tyy(s)	Cxx	Cyy
S1	0.53	0.40	1.90	2.50
S2	0.53	0.40	2.50	2.50

En el suelo S1 el periodo fundamental en la dirección X es mayor a T_p por lo que se usa la ecuación antes mencionada para calcular C.

5.3.2. Parámetros estructurales

5.3.2.1. Categoría de edificación y coeficiente de uso e importancia, U

Según el artículo 10 de la norma, las estructuras se clasifican en cuatro categorías, que dependen de su importancia, a cada una se le asigna un factor de uso U.

En este caso se diseñará un edificio de oficinas, que es clasificado como edificación común, entonces se le asigna un factor de uso $U=1.0$.

5.3.2.2. Configuración estructural

En el artículo 11 de la norma se clasifica a las estructuras como regulares o irregulares para determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores del factor de reducción de fuerza sísmica.

Se podría clasificar a la estructura como regular ya que no presenta discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales. Pero se deben revisar adecuadamente las tablas de irregularidades de la norma.

La única irregularidad a la que esta estructura podría estar sometida es la torsional, debido a la forma de la planta. Al momento de estructurar los muros se tomó en cuenta esta consideración y se dio al sistema una rigidez que garantice tener una estructura regular.

5.3.2.3. Coeficiente de reducción sísmica, R

La norma clasifica a los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema sismo resistente predominante en cada dirección.

El factor de reducción de fuerza sísmica “R” depende de la configuración estructural. En esta edificación el sistema sismo resistente las dos direcciones de análisis es de muros de concreto armado. Por ese motivo se trabajará con un factor de reducción de $R=6$ en ambas direcciones, al usar este valor se asume que las fuerzas cortantes en los muros de concreto armado será mayor al 80% de la fuerza cortante en la base, se deber realizar una verificación con las fuerzas en los elementos, si el porcentaje es menor se cambiará el valor de R.

5.4. Peso de la edificación

La norma indica que el peso de la estructura para el análisis debe considerarse como la suma de la carga permanente total más un porcentaje de carga viva, que depende de la importancia del edificio. Esta estructura es considerada como edificación común, por lo que se considera el 25% de la carga viva, además tiene un área de 386.57 m^2 . El modelo computacional toma en cuenta esta consideración para hallar el peso total de la edificación. Ver tabla 5.1.

Tabla 5.1. Resumen del cálculo del peso de la estructura.

Nivel	Masa (Ton.s ² /m)	Peso (Ton)	P/A (ton/m ²)
Piso 1	39.176	384.314	1.00
Piso 2	38.827	380.889	1.00
Piso 3	38.827	380.889	1.00
Piso 4	38.827	380.889	1.00
Piso 5	38.827	380.889	1.00
Piso 6	23.263	228.205	0.60
Total	217.745	2136.075	

5.5. Análisis Estático

Según la norma este método consiste en representar las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúen en cada nivel de la edificación.

En este caso sólo se calculará la fuerza cortante del análisis estático para poder comparar y amplificar los valores del análisis dinámico.

5.5.1 Fuerza cortante en la base

En el artículo 17.3 de la norma se encuentra la expresión para el cálculo de la fuerza cortante total en la base de la estructura (V), en la que se usarán los valores de los parámetros definidos previamente.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times P, \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

En cada dirección para suelo S1:

$$V_{xx} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.90 \times 1.0}{6} \times 2136.08 \text{Ton} = 270.6 \text{Ton} = 13\%P; \quad \frac{C}{R} = 0.317$$

$$V_{yy} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.0}{6} \times 2136.08 \text{Ton} = 356.01 \text{Ton} = 16\%P; \quad \frac{C}{R} = 0.417$$

En ambas direcciones para suelo S2:

$$V_{xx} = V_{yy} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.2}{6} \times 2136.08 \text{Ton} = 427.22 \text{Ton} = 20\%P; \quad \frac{C}{R} = 0.417$$

5.6. Análisis Dinámico

El análisis dinámico puede hacerse con procedimientos de combinación espectral o mediante un análisis de tiempo historia. En este caso se trabajará con un procedimiento de combinación espectral.

5.6.1. Frecuencias y modos de vibración

En el modelo dado los parámetros de análisis dinámico, los modos de vibración de la estructura, se calculan en el análisis considerando las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Se trabajará con los 18 modos, tres por nivel. Los periodos y porcentajes de masa se dan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Modos de vibración con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante

Modo	Periodo	% en X-X'	% en Y-Y'
1	0.6139	17.7496	2.9927
2	0.4915	55.1124	3.3543
3	0.4210	0.6156	64.3629
4	0.1522	4.2743	0.3685
5	0.1251	12.8278	0.1744
6	0.0956	0.0001	19.3692
7	0.0680	1.6500	0.1341
8	0.0574	4.0195	0.0317
9	0.0432	0.0015	5.5680
10	0.0409	0.9722	0.0690
11	0.0348	1.5179	0.0089
12	0.0292	0.5086	0.0014
13	0.0272	0.0005	2.2695
14	0.0242	0.6384	0.0019
15	0.0238	0.0065	0.0013
16	0.0200	0.0001	0.9691
17	0.0189	0.1048	0.0008
18	0.0163	0.0001	0.3222
	Total	100.00	100.00

Para poder calcular la respuesta del análisis dinámico, el programa toma en cuenta la contribución de cada modo de vibración en cada dirección, hasta que se sume al menos el 90% de la masa participante.

5.6.2. Análisis espectral

Este tipo de análisis se realiza por superposición espectral donde se representan las sollicitaciones sísmicas con un espectro de pseudo-aceleraciones, que se aplica en cada dirección. Se trabaja con un método que combina los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones, conocido como combinación cuadrática completa CQC.

Para definir el espectro de pseudo-aceleraciones se utilizan los valores de los parámetros definidos previamente, mediante la siguiente expresión.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times g; \text{ donde } g \text{ es la aceleración de la gravedad}$$

Se muestra en la figura 5.3 el espectro de pseudo-aceleraciones que será aplicado a la estructura en el modelo para cada tipo de suelo. A partir de este espectro en cada dirección se generarán las fuerzas sísmicas para el análisis dinámico.

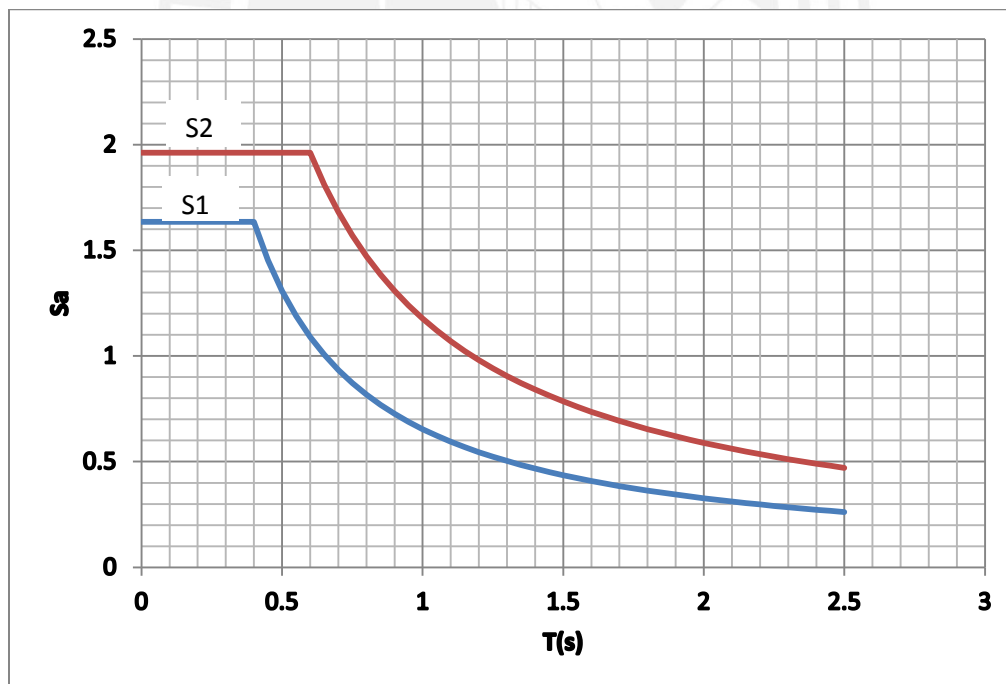


Figura 5.3 Espectro de Pseudo aceleraciones

5.6.3. Fuerza cortante en la base

Se creó un caso de carga sísmica en cada dirección (ESPECTROXX y ESPECTROY), para cada tipo de suelo, ver tabla 5.3.

Tabla 5.3. Resumen de fuerzas cortantes en la base de la estructura.

Suelo	Nivel	Carga	Ubicación	P (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)
S1	PISO 1	ESPECTROXX	Base	0	201.17	42.78
	PISO 1	ESPECTROY	Base	0	42.78	242.88
S2	PISO 1	ESPECTROXX	Base	0	267.82	60.73
	PISO 1	ESPECTROY	Base	0	60.73	294.39

5.6.4. Control de desplazamientos

En el artículo 16.4 de la norma se menciona que los desplazamientos laterales, obtenidos en el análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas, se deben multiplicar por 0.75R.

Además en el artículo 15.1 se define el concepto de deriva, que es valor obtenido del cociente del máximo desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura de entrepiso debido a solicitaciones sísmicas.

Se limita el valor de la deriva a un máximo que depende del material predominante en la dirección del análisis. En este caso en ambas direcciones el material predominante es concreto armado, entonces la deriva debería ser menor a 0.007.

En las tablas 5.4 y 5.5 se muestran los resultados de desplazamientos obtenidos por el análisis estático y el cálculo de la deriva de entrepiso.

H: Altura de entrepiso, 3.50 m para el primer piso y 3.20 m para los demás pisos.

Deriva: $0.75 \times R \times \Delta_{ent} / H$

Tabla 5.4. Resumen del cálculo de deriva de entrepiso en la dirección X-X'

Suelo	Nivel	Carga	Desp XX (m)	$\Delta_{ent X}$ (m)	ΔX (cm)	$0.75 \cdot R \cdot \Delta X$	Deriva
S1	PISO 6	ESPECTROXX	0.010	0.002	0.263	1.185	0.0037
	PISO 5	ESPECTROXX	0.008	0.002	0.294	1.323	0.0041
	PISO 4	ESPECTROXX	0.006	0.002	0.314	1.411	0.0044
	PISO 3	ESPECTROXX	0.004	0.002	0.305	1.374	0.0043
	PISO 2	ESPECTROXX	0.003	0.002	0.255	1.148	0.0036
	PISO 1	ESPECTROXX	0.001	0.001	0.132	0.592	0.0017
S2	PISO 6	ESPECTROXX	0.023	0.004	0.392	1.764	0.0055
	PISO 5	ESPECTROXX	0.019	0.004	0.434	1.954	0.0061
	PISO 4	ESPECTROXX	0.015	0.005	0.460	2.071	0.0065
	PISO 3	ESPECTROXX	0.01	0.005	0.451	2.028	0.0063
	PISO 2	ESPECTROXX	0.006	0.004	0.377	1.696	0.0053
	PISO 1	ESPECTROXX	0.002	0.002	0.195	0.877	0.0025

Tabla 5.5. Resumen del cálculo de deriva de entrepiso en la dirección Y-Y'

Suelo	Nivel	Carga	Desp YY (m)	$\Delta_{ent Y}$ (m)	ΔY (cm)	$0.75 \cdot R \cdot \Delta Y$	Deriva
S1	PISO 6	ESPECTROY Y	0.0098	0.002	0.225	1.014	0.0032
	PISO 5	ESPECTROY Y	0.0078	0.002	0.236	1.064	0.0033
	PISO 4	ESPECTROY Y	0.0058	0.002	0.236	1.061	0.0033
	PISO 3	ESPECTROY Y	0.0038	0.0017	0.216	0.972	0.0030
	PISO 2	ESPECTROY Y	0.0021	0.0014	0.172	0.776	0.0024
	PISO 1	ESPECTROY Y	0.0007	0.0007	0.082	0.367	0.0011
S2	PISO 6	ESPECTROY Y	0.015	0.003	0.283	1.272	0.004
	PISO 5	ESPECTROY Y	0.012	0.003	0.298	1.342	0.0042
	PISO 4	ESPECTROY Y	0.009	0.003	0.299	1.344	0.0042
	PISO 3	ESPECTROY Y	0.006	0.003	0.275	1.237	0.0039
	PISO 2	ESPECTROY Y	0.003	0.002	0.22	0.992	0.0031
	PISO 1	ESPECTROY Y	0.001	0.001	0.115	0.517	0.0015

Para el suelo S1

Deriva máxima en X-X'=0.0044 < 0.007

Deriva máxima en Y-Y'=0.0033 < 0.007

Para el suelo S2

Deriva máxima en X-X'=0.0065 < 0.007

Deriva máxima en Y-Y'=0.0042 < 0.007

Se puede observar que se cumple con las exigencias de desplazamientos de entrepiso permisibles.

5.6.5. Cortante de diseño

En el artículo 18.2 se menciona que el valor de fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico no debe ser menor del 80% de la fuerza obtenida en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor del 90% para estructuras irregulares.

En el siguiente cuadro se comparan los valores de fuerza cortante en la base obtenidos en el análisis estático y dinámico en ambas direcciones de la estructura.

Tabla 5.6. Resumen de comparación de fuerzas en X-X'.

Dirección X-X'	
Periodo	0.53
Suelo S1	
C	1.90
V _{estática} (Ton)	270.60
V _{dinámica} (Ton)	201.17
V _{din} /V _{est}	0.74
Suelo S2	
C	2.50
V _{estática} (Ton)	427.22
V _{dinámica} (Ton)	267.82
V _{din} /V _{est}	0.62

Tabla 5.7. Resumen de comparación de fuerzas en Y-Y'.

Dirección Y-Y'	
Periodo	0.45
C	2.50
Suelo S1	
V _{estática} (Ton)	356.01
V _{dinámica} (Ton)	242.88
V _{din} /V _{est}	0.68
Suelo S2	
V _{estática} (Ton)	427.22
V _{dinámica} (Ton)	294.39
V _{din} /V _{est}	0.68

En el artículo 11 de la norma se definen los tipos de irregularidades que se pueden presentar en las estructuras en planta como en altura.

En esta estructura no se presentan características para calificarla como irregular en altura, sin embargo en planta se verificará si existe irregularidad por torsión, por lo que se procederá a hacer los cálculos necesarios de desplazamientos laterales.

Se define:

- Δ_{min} : Desplazamiento mínimo relativo
- Δ_{max} : Desplazamiento máximo relativo
- Δ_{prom} : Desplazamiento promedio relativo
- Δ_{perm} : $0.007 \cdot H$

Tabla 5.8. Cálculo de irregularidad torsional en la dirección X

Suelo	Δ_{min} (relativo) (m)	Δ_{max} (relativo) (m)	Δ_{prom} (relativo) (m)	Δ_{perm} (relativo) (m)	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Irregular si $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$ y $\Delta_{prom} > 0.5 \Delta_{perm}$
S1	0.0105	0.0119	0.0112	0.0224	1.0585	Regular
	0.0115	0.0132	0.0124	0.0224	1.0692	Regular
	0.0120	0.0141	0.0130	0.0224	1.0829	Regular
	0.0114	0.0137	0.0126	0.0224	1.0940	Regular
	0.0093	0.0115	0.0104	0.0224	1.1054	Regular
	0.0048	0.0059	0.0054	0.0245	1.1043	Regular
S2	0.0149	0.0180	0.0164	0.0224	1.0942	Regular
	0.0165	0.0200	0.0183	0.0224	1.0959	Regular
	0.0175	0.0213	0.0194	0.0224	1.0979	Regular
	0.0171	0.0207	0.0189	0.0224	1.0952	Regular
	0.0143	0.0172	0.0157	0.0224	1.0921	Regular
	0.0093	0.0111	0.0102	0.0245	1.0882	Regular

Tabla 5.9. Cálculo de irregularidad torsional en la dirección Y

Suelo	$\Delta_{min x}$ (relativo) (m)	$\Delta_{max x}$ (relativo) (m)	Δ_{prom} (relativo) (m)	Δ_{perm} (relativo) (m)	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Irregular si $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$ y $\Delta_{prom} > 0.5 \Delta_{perm}$
S1	0.0081	0.0101	0.0091	0.0224	1.1113	Regular
	0.0083	0.0106	0.0095	0.0224	1.1257	Regular
	0.0079	0.0106	0.0093	0.0224	1.1435	Regular
	0.0070	0.0097	0.0084	0.0224	1.1628	Regular
	0.0053	0.0078	0.0065	0.0224	1.1912	Regular
	0.0026	0.0040	0.0033	0.0245	1.2230	Regular

S2	0.0102	0.0107	0.0105	0.0224	1.0232	Regular
	0.0106	0.0113	0.011	0.0224	1.031	Regular
	0.0105	0.0113	0.0109	0.0224	1.0361	Regular
	0.0096	0.0104	0.01	0.0224	1.0412	Regular
	0.0076	0.0084	0.008	0.0224	1.0511	Regular
	0.0048	0.0055	0.0051	0.0245	1.0615	Regular

Se concluye que la estructura es regular en ambas direcciones para el análisis con los dos tipos de suelos.

Se menciona que la fuerza cortante del análisis dinámico debe ser al menos el 80% de la fuerza del estático para estructuras regulares, en este caso para las dos direcciones el cociente de fuerza dinámica entre estática es menor a 0.8 por lo que se deberá amplificar hasta llegar al valor mínimo.

Los factores de amplificación se pueden calcular de la siguiente manera:

Para S1:

$$F_{xx} = \frac{0.8}{0.74} = 1.08 \quad F_{yy} = \frac{0.8}{0.68} = 1.18$$

Para S2:

$$F_{xx} = \frac{0.8}{0.62} = 1.29 \quad F_{yy} = \frac{0.8}{0.68} = 1.18$$

Finalmente en el modelo se amplifican los casos de carga espectral y se crean los casos SISXX y SISYY, que serán los casos de los que se obtendrán las fuerzas internas para el diseño sísmico.

5.6.6. Fuerzas internas

Como ejemplo presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector en los ejes 5 y A del modelo, que son el resultado del análisis sísmico dinámico en cada dirección.

Figuras 5.4 a 5.7 para S1 y 5.8 a 5.11 para S2

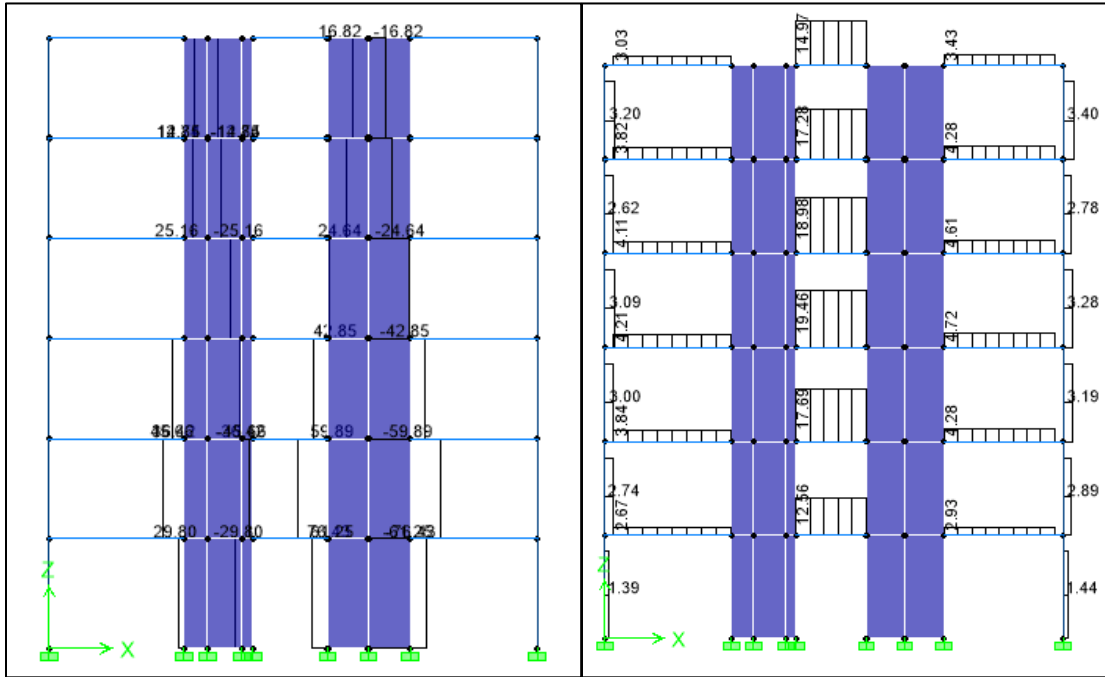


Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en el eje 5 por Sismo en X – S1.

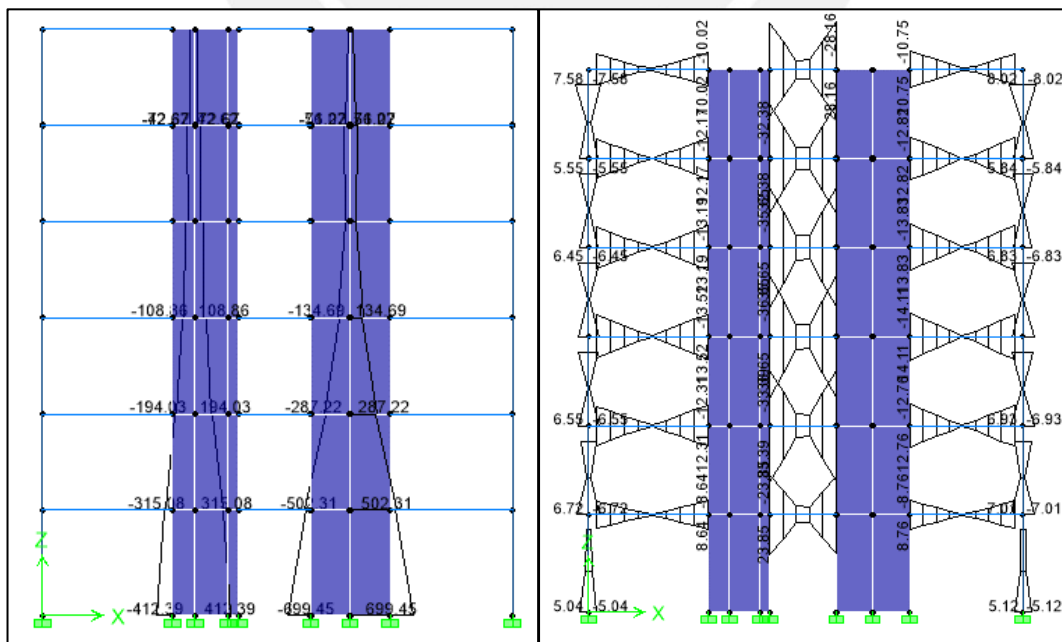


Figura 5.5 Diagrama de momento flector (Ton.m) en el eje 5 por Sismo en X – S1.

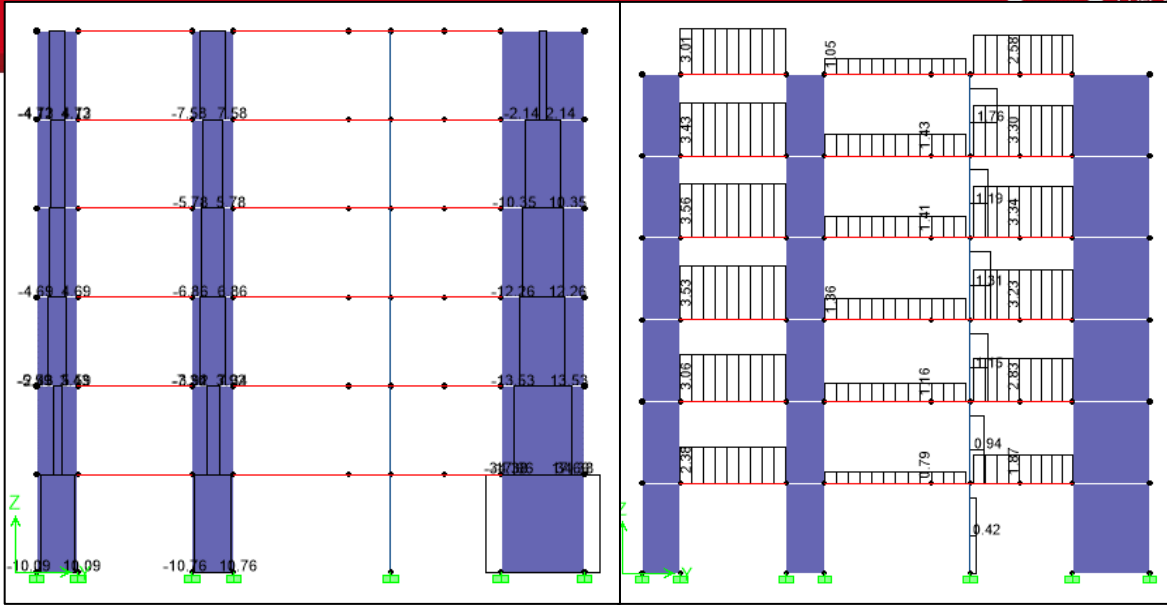


Figura 5.6 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en el eje A por Sismo en Y – S1.

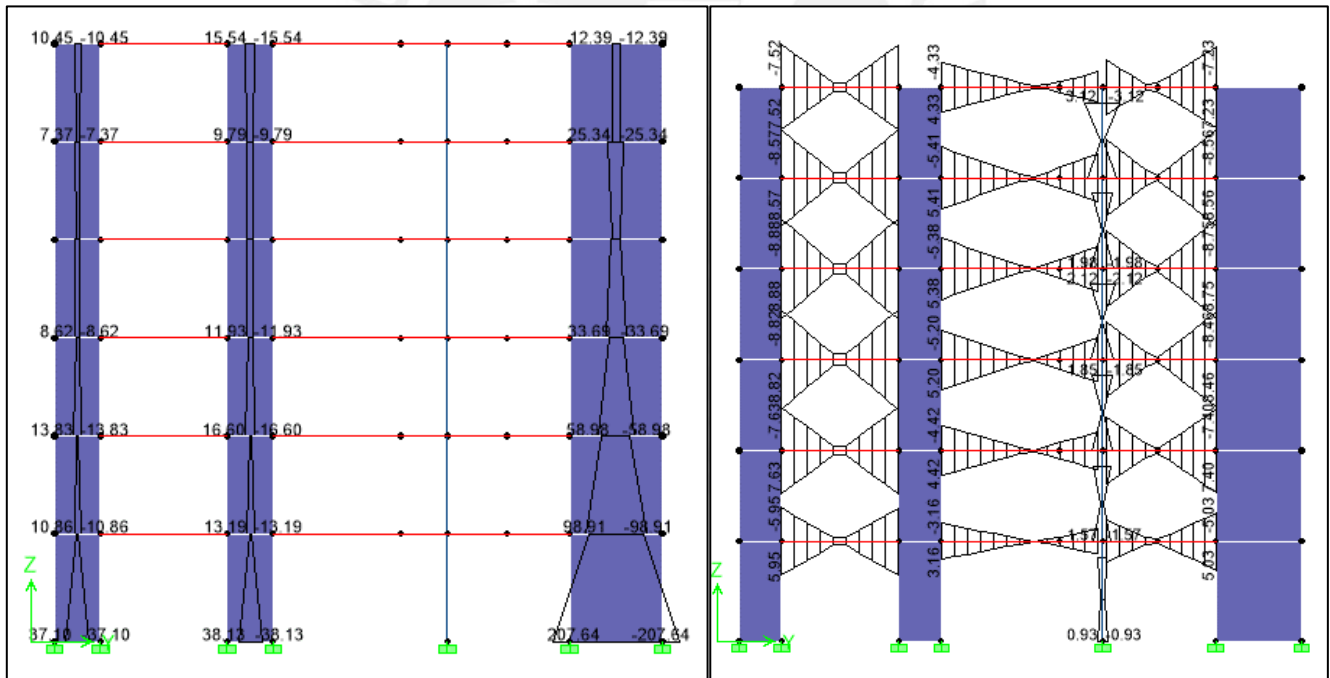


Figura 5.7 Diagrama de momento flector (Ton.m) en el eje A por Sismo en Y – S1.

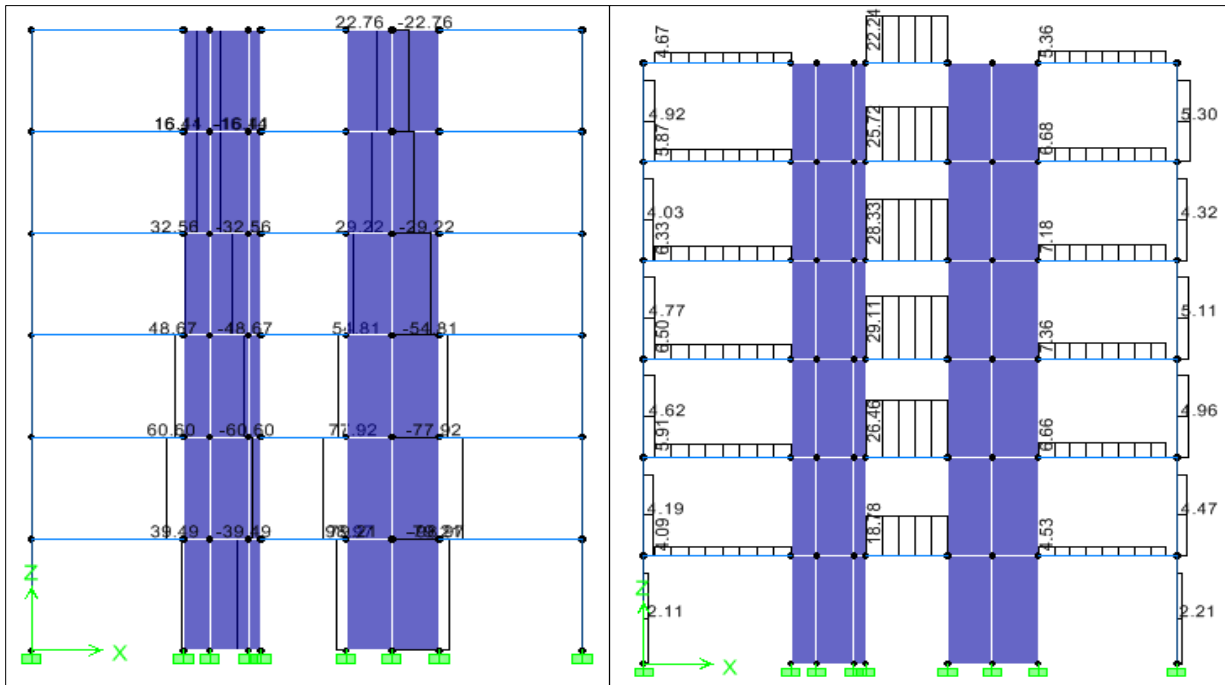


Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en el eje 5 por Sismo en X – S2.

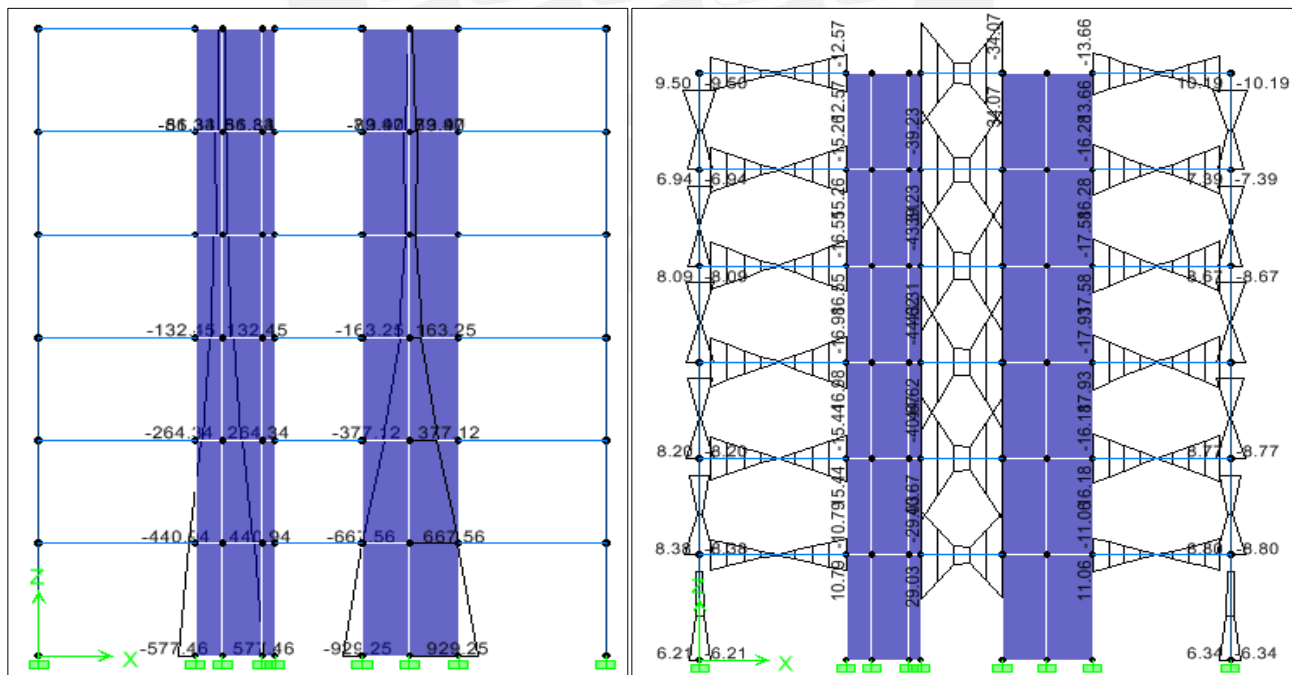


Figura 5.9 Diagrama de momento flector (Ton.m) en el eje 5 por Sismo en X – S2.

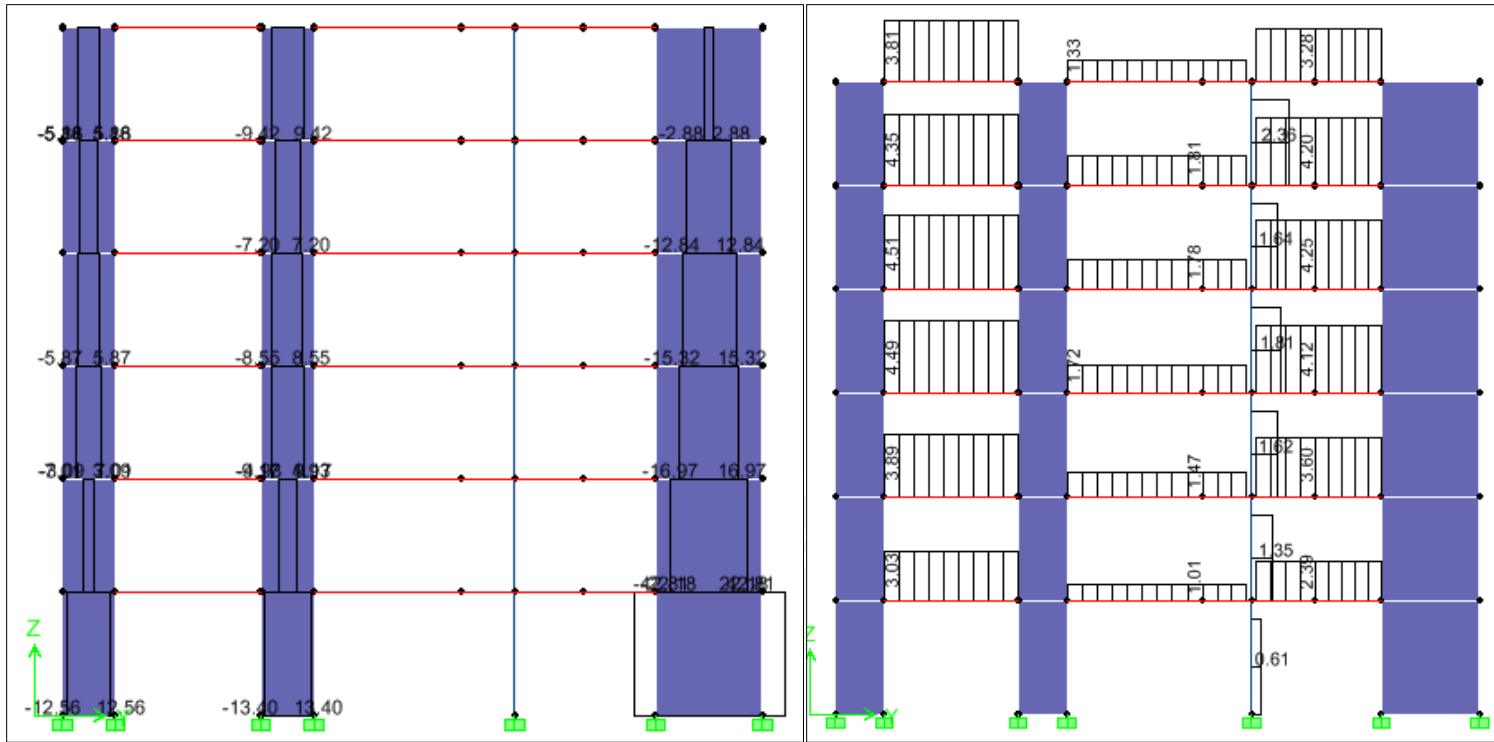


Figura 5.10 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en el eje A por Sismo en Y – S2.

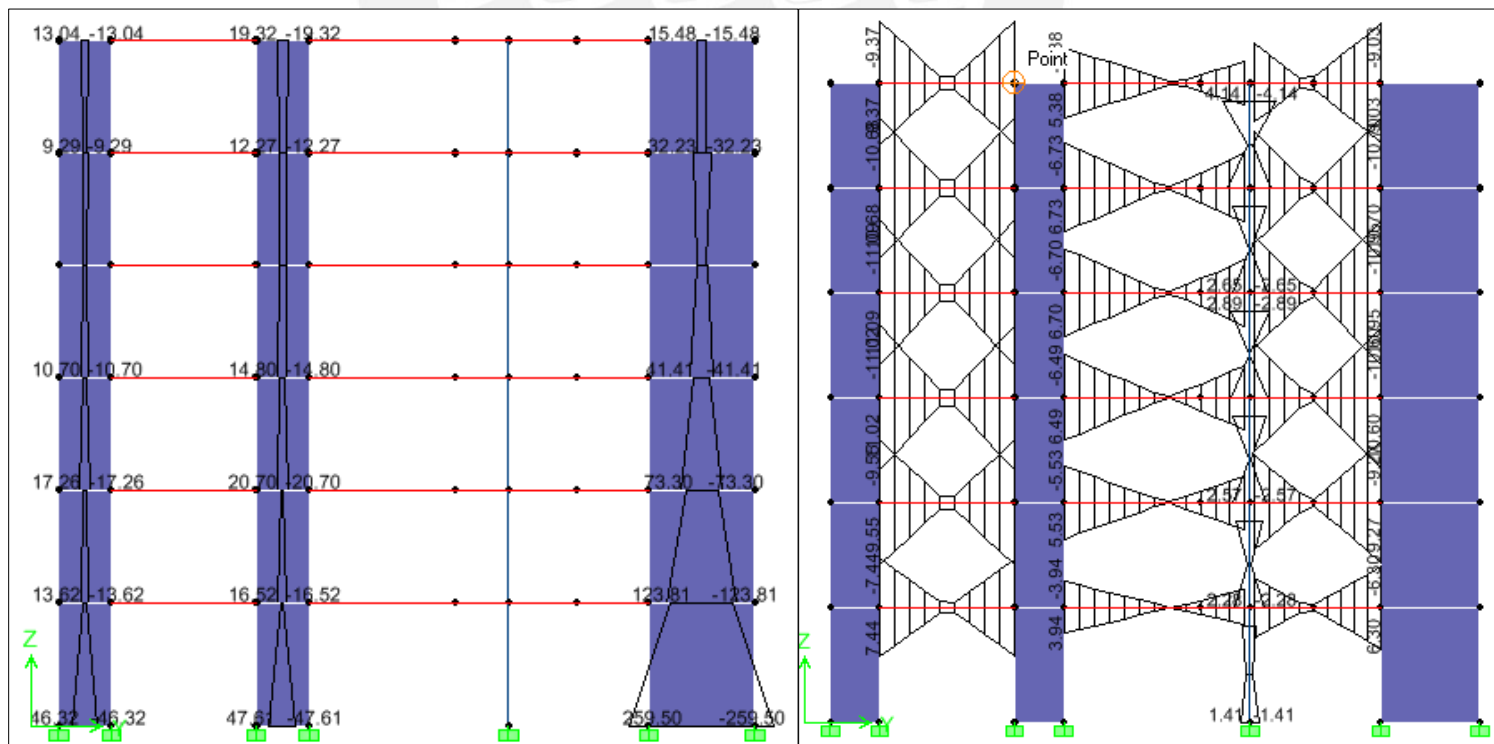


Figura 5.11 Diagrama de momento flector (Ton.m) en el eje A por Sismo en Y – S2.

5.6.7. Junta de separación sísmica

En el artículo 15.2 se indica que toda estructura debe estar separada de las colindantes una distancia mínima “s” con el fin de evitar un contacto durante el evento sísmico.

$$s > 3\text{cm}$$

$$s > 2/3 \text{ de la suma de los desplazamientos máximos adyacentes.}$$

$$s = 3 + 0.004(h-500) \text{ (h y s en centímetros)}$$

Se tomará el mayor de estos valores.

Asimismo se indica que el edificio se debe separar de los límites de propiedad adyacentes de edificios construidos o por construir distancias no menores a 2/3 del desplazamiento máximo o s/2.

En la dirección X se obtuvo un desplazamiento inelástico máximo de 10.39cm, de donde se obtiene $s=2/3(10.39)= 6.93\text{cm}$; mientras que en Y el desplazamiento inelástico máximo es 6.70cm. y se obtiene $s=2/3(6.7)= 4.46\text{cm}$.

El edificio tiene una altura de 1950cm, usando la formula anterior $s= 0.5*(3+0.004(1950-500)) = 4.4\text{cm}$.

Entonces el valor de la junta será 7cm, y se retirará a $s/2=3.5\text{cm}$.

5.6.8. Verificación del coeficiente R

En la tabla 5.10 se hace una sumatoria de las fuerzas cortantes en las placas para el sismo en cada dirección, y se compara con el cortante total en la base.

Tabla 5.10 comparación de fuerzas cortantes en las placas con la cortante basal

	SUELO			
	S1		S2	
DIRECCION	X-X (ton)	Y-Y (ton)	X-X (ton)	Y-Y (ton)
PL-01	27.98461538		32.04	
PL-02		19.68		22.37
PL-03		24.53		28.65
PL-04	73.32307692	63.04	101.35	83.46
PL-05	66.73076923	73.032	95.75	92.07
PL-06		46.44		55.1
Sumatoria de cortante	168.0384615	226.7253333	229.14	281.65
Cortante dinamica	201.17	242.88	267.82	294.39
Porcentaje	83.53	93.35	85.56	95.67

Se puede verificar que para cada caso el porcentaje de fuerza cortante que toman las placas es mayor al 80% por lo que es adecuado usar el coeficiente R=6.

6. Fundamentos de diseño en concreto armado

A partir de este capítulo se trabajará con las disposiciones de la Norma E.060 de concreto armado. El método empleado para el diseño de estructuras de concreto armado es el de Diseño por Resistencia.

Se puede entender la filosofía del Diseño por Resistencia a partir de los artículos 9.1.1 y 9.1.2 de la Norma E.060 en los que se indica lo siguiente respecto a los elementos estructurales.

- Estos deben ser diseñados para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), que son calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en combinaciones que se estipulan en esta Norma.
- También se deben cumplir con todos los requisitos que puedan garantizar un comportamiento adecuado bajo las cargas de servicio.

Las tablas 6.1 y 6.2 muestran los valores que se utilizan para los factores de reducción de resistencia y de carga (resistencia mínima requerida).

Tabla 6.1 Factores de reducción de resistencia

Solicitud	Factor de Reducción ϕ (E.060)
Flexión	0.90
Tracción y Tracción con Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Concreto Simple	0.65

Tabla 6.2 Factores de amplificación de carga y combinaciones

Tipo de carga	Combinación de carga última (U)
Cargas Muerta y Viva	$U = 1.4CM + 1.7CV$
Cargas de Sismo	$U = 1.25(CM+CV) \pm CS$ $U = 0.9CM \pm CS$

Dónde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva

CS = Carga de sismo

Se puede observar que la cargas sísmicas, de acuerdo a la Norma E.030, están al nivel de resistencia, por eso no requieren factores de amplificación.

6.1. Diseño por flexión

Las disposiciones para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos por flexión se encuentran en el capítulo 10 de la Norma E.060.

Una sección de concreto armado, sin acero en compresión, sometida a flexión y llevada hasta la falla puede experimentar tres tipos de fallas que son de tracción, balanceada y de compresión. Estas fallas dependen de la cantidad de refuerzo en tracción que se coloque en la sección transversal.

La falla por tracción es dúctil y se produce cuando el acero entra en fluencia antes de que el concreto alcance su deformación máxima ϵ_{cu} . La Norma establece una cantidad máxima de acero por flexión para que garantizar que se produzca una falla dúctil.

La falla balanceada se produce cuando el concreto llega a su deformación unitaria última (ϵ_{cu}) al mismo tiempo que el acero llega a su deformación por fluencia (ϵ_y)

Se define cuantía como: $\rho = As/bd$.

La cuantía balanceada (ρ_b) es aquella que genera la falla balanceada y se define de la siguiente manera:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$

La cantidad máxima de acero que se puede colocar en una sección se da en función del acero de refuerzo que produce la falla balanceada. Se busca que la falla de la sección sea por tracción. La cantidad máxima de acero no debe ser mayor que:

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

$$As_{max} = 0.75\rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el artículo 10.5.1 de la norma E060, en los elementos sometidos a flexión donde se requiera acero en tracción, la cantidad de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño sea por lo menos 1.2 veces el momento flector que causa el agrietamiento de la sección bruta (M_{cr}), es decir:

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$As_{min} = 0.708 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Dónde:

- fr: módulo de ruptura del concreto
- Ig: momento de inercia de la sección bruta sin considerar el acero de refuerzo
- Yt: distancia desde el eje centroidal de la sección a la fibra extrema en tracción sin considerar el acero de refuerzo.

6.2. Diseño por cortante

Para el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante se deben cumplir las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

- V_u: fuerza cortante amplificada en la sección
- V_n: resistencia nominal de la sección al corte
- V_c: resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto en la sección
- V_s: resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante en la sección

En el artículo 11.3 de la norma E.060 se indican las ecuaciones para calcular la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

- Para elementos sometidos a cortante y flexión se aplicará:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

- Para elementos sometidos a compresión axial se aplicará:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Dónde:

- b_w: ancho del alma
- N_u: Carga axial amplificada en la sección transversal

En el artículo 11.5 de la norma E0.60 se encuentran las ecuaciones para el cálculo de la resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante.

El refuerzo por cortante se utiliza de forma perpendicular al eje del elemento y se calcula con la siguiente ecuación:

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

Donde:

- A_v: área transversal total del acero que soporta el corte
- s: espaciamiento entre estribos

Para el cálculo del cortante máximo se usa la siguiente expresión:

$$V_{u_{max}} = \phi \left(V_c + 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right) \approx 2.63 \phi \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

6.3. Diseño por flexocompresión

Este diseño se aplica para elementos que soportan la combinación de cargas axiales y flexión en simultáneo. Normalmente estos elementos son los verticales como columnas y placas.

6.3.1. Diagrama de interacción

Se define el diagrama de interacción como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flector que agotan la capacidad de la sección transversal del elemento. Para construir este diagrama se usan las hipótesis básicas del análisis de una sección en flexión.

El diagrama de interacción se construye variando sucesivamente la ubicación del eje neutro “ c_i ” de tal manera que se obtiene una resistencia nominal de la sección ($Pn_i - Mn_i$) que corresponde a cada iteración.

Se debe aplicar el factor de reducción ϕ al diagrama de interacción, además la resistencia a carga axial se debe limitar al 80% de la resistencia a compresión pura multiplicada por ϕ .

En la siguiente figura se muestra el diagrama de interacción de una sección con las consideraciones mencionadas previamente.

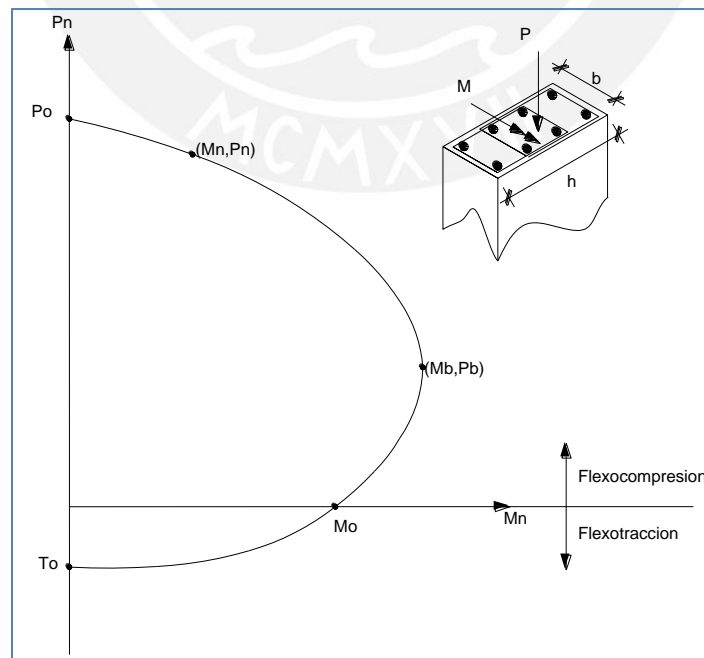


Figura 6.2 Diagrama de interacción.

6.3.2. Procedimiento de diseño

Para el diseño en flexocompresión se deben obtener los pares (P_u y M_u) a partir de las combinaciones de los casos de cargas. Luego, se genera el diagrama de interacción en base a la cantidad de refuerzo transversal distribuido en la sección de diseño.

Finalmente se dibujan los puntos de pares de resistencias requeridas sobre el diagrama de interacción, para garantizar que se tenga un buen diseño los puntos graficados deben quedar dentro del diagrama de interacción.

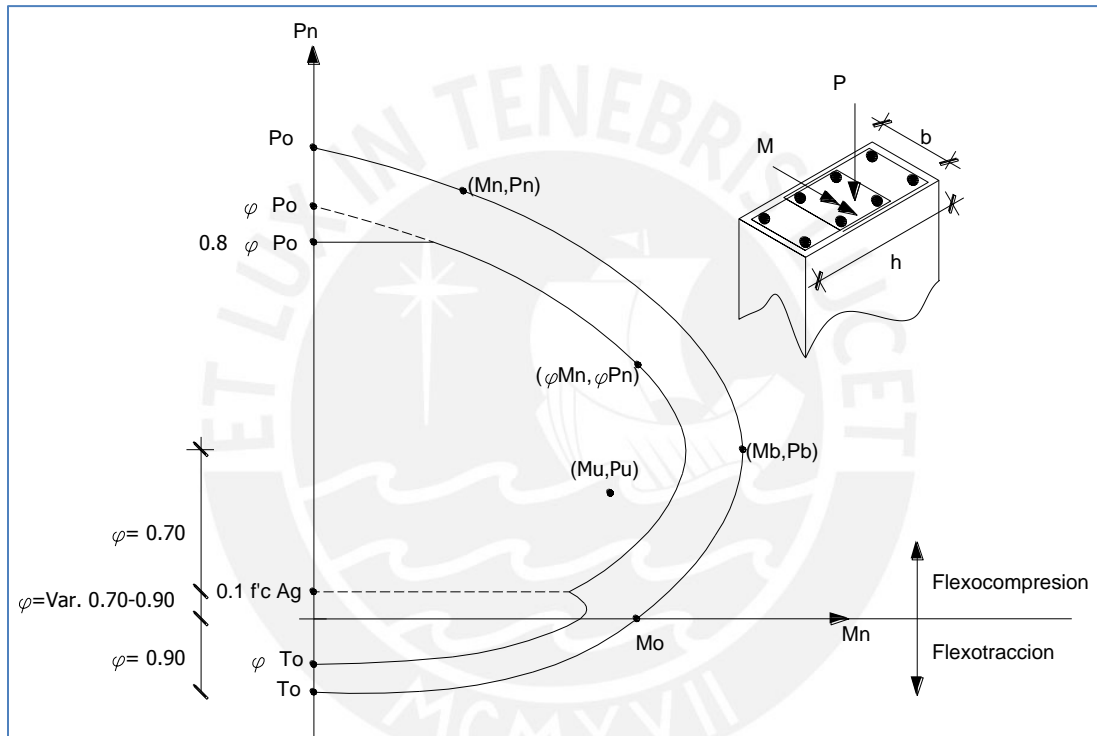


Figura 6.3. Diagrama de interacción de Diseño de flexocompresión

Si $P_u < 0.1f'cA_g$, se diseña como flexión simple.

6.4. Diseño por capacidad

Este diseño es usado en elementos estructurales específicos con el fin de prevenir fallas indeseables. Si se trata solo de un elemento se busca que este tenga una falla dúctil, por flexión, antes que una frágil, por cortante; en el caso de nudos donde concurren vigas y columnas, se busca que los elementos verticales tengan mayor resistencia a flexión que los horizontales.

Para el diseño por capacidad se debería seguir la siguiente secuencia:

- Seleccionar el mecanismo de falla deseado, inducir al elemento a que tenga una falla dúctil.
- Del paso anterior se obtienen unas cargas amplificadas, que luego serán consideradas cargas de demanda y se diseña el refuerzo por resistencia.
- Con el refuerzo asignado se calcula el valor de resistencia probable en las secciones críticas, es normal que los valores de resistencia probable sean mayores a los de resistencia nominal.
- Luego se determina una carga externa que generaría la resistencia probable.
- Finalmente se hace el diseño que induce a la carga frágil, por cortante, con el valor de carga externa que genera la resistencia probable. Así se garantiza que el elemento tendrá una falla dúctil.

7 Diseño de losas macizas

7.1. Consideraciones adicionales para el diseño de losas

Para el diseño de losas se deben tener las siguientes consideraciones:

- El espesor de las losas debe dimensionarse para no requerir refuerzo por cortante, el concreto debe resistir la fuerza cortante sin contribución de acero de refuerzo en forma de estribos.
- No se colocará refuerzo corrido en la parte superior, a menos que sea necesario por motivos especiales como zonas en voladizo.
- El área mínima de refuerzo debe cumplir con los requisitos de contracción y temperatura, $0.0018bh$, en las dos direcciones de armado.
- El refuerzo para el momento flector negativo en la losas debe consistir de bastones con barras de a lo sumo dos diámetros iguales o distintos.
- El refuerzo para el momento flector positivo consiste del acero corrido y bastones adicionales. Al eje del apoyo debe llegar por lo menos la tercera parte del acero necesario en la sección de máximo momento positivo.

7.2. Diseño por flexión y cortante

Se definió previamente que el ancho de las losas macizas será de 0.15m, entonces la cantidad mínima de refuerzo a colocar será:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 15 \cdot 100 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

La armadura será de barras de $\phi 3/8"$, entonces el espaciamiento será:

$$S = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{2.7 \text{ cm}^2/m} = 0.263m, \quad S_{max} \leq 3h, \quad S_{max} \leq 0.40m \rightarrow S = 25 \text{ cm}$$

A continuación, en las figuras 7.1 y 7.2, se muestran gráficos que indican los valores de momento flector por metro lineal en cada dirección de un paño típico de losas del proyecto, obtenidos con el programa SAP 2000 v. 14.

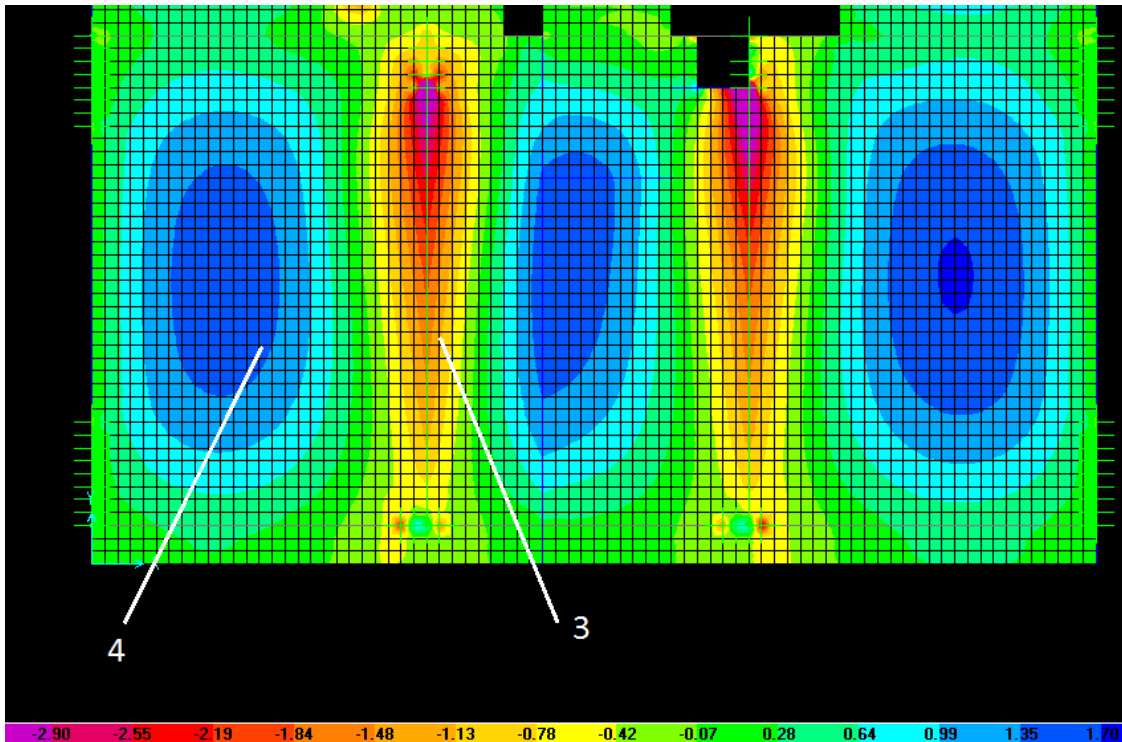


Figura 7.1 Diagrama de Momentos en la dirección XX (ton.m)

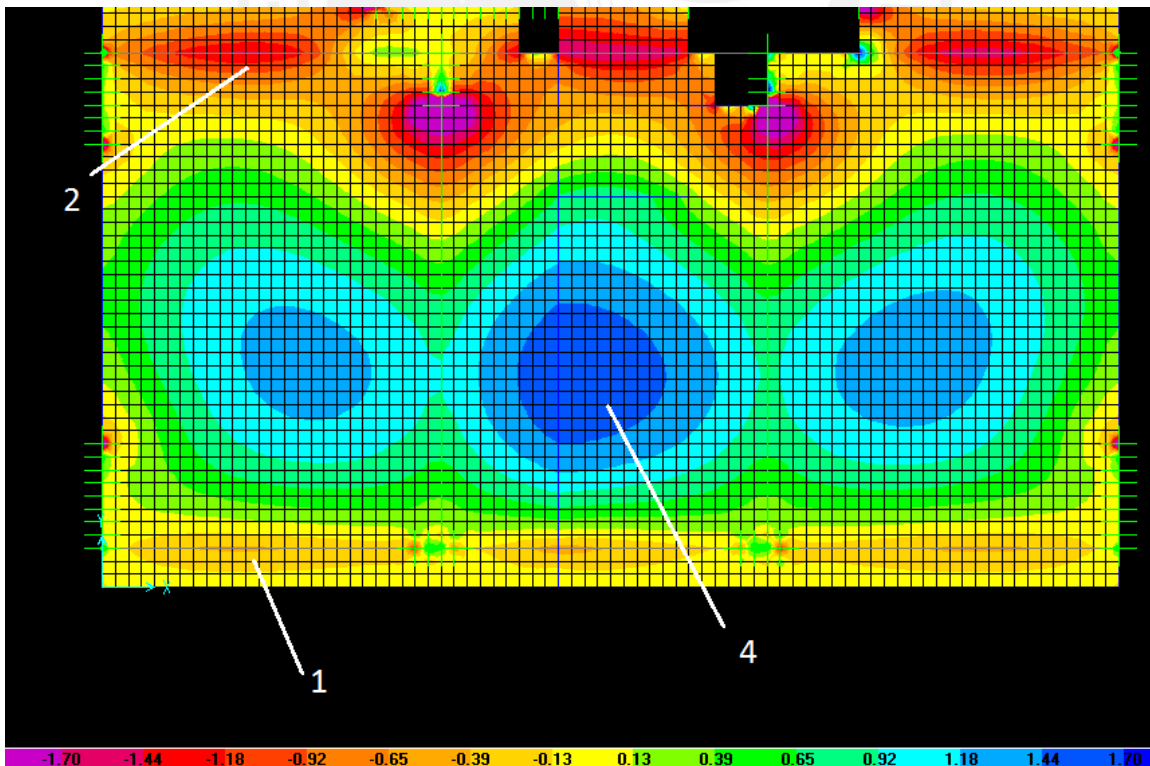


Figura 7.2 Diagrama de Momentos en la dirección YY (ton.m)

Se realiza la verificación por cortante que consiste en calcular la capacidad de corte de solo el concreto en una sección de 1m de largo y verificar que ésta sea mayor al cortante de demanda en todos los paños.

Para realizar el diseño por flexión en cada paño, se obtienen los valores de los máximos momentos de demanda en cada dirección, luego se calcula la cantidad de acero necesaria para cumplir con las condiciones del diseño por resistencia. Después se realiza la distribución de armadura de acero, el área de la armadura distribuida debe ser mayor a la calculada.

En las tablas 7.1 y 7.2 se muestra el resumen del diseño por cortante y flexión para un paño de losa maciza en las dos direcciones de análisis.

Tabla 7.1. Diseño por flexión losa maciza

	Diseño por flexión			
	Refuerzo superior			Refuerzo inferior
Sección	1	2	3	4
Mu (ton.m)	-0.60	-1.90	-3.00	1.72
As requerido (cm ²)	1.34	4.38	7.11	3.94
Refuerzo colocado	3/8" @ 0.40m	1/2" @ 0.25m	(3/8" + 1/2") @ 0.25m	3/8" @ 0.25m + 3/8" @ 0.40m
As colocado (cm ²)	1.78	5.08	7.92	4.62

Tabla 7.2. Diseño por corte losa maciza

	Diseño por corte
Vu (Kg)	3300
ϕVc (Kg)	$0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7834$

7.3. Diseño final

En la figura 7.3 se muestra el refuerzo colocado en un paño típico del proyecto. Hay una malla corrida inferior de $\phi 3/8" @ 0.25m$ en ambas direcciones, solo se muestran los bastones inferiores y las barras superiores para momento flector negativo.

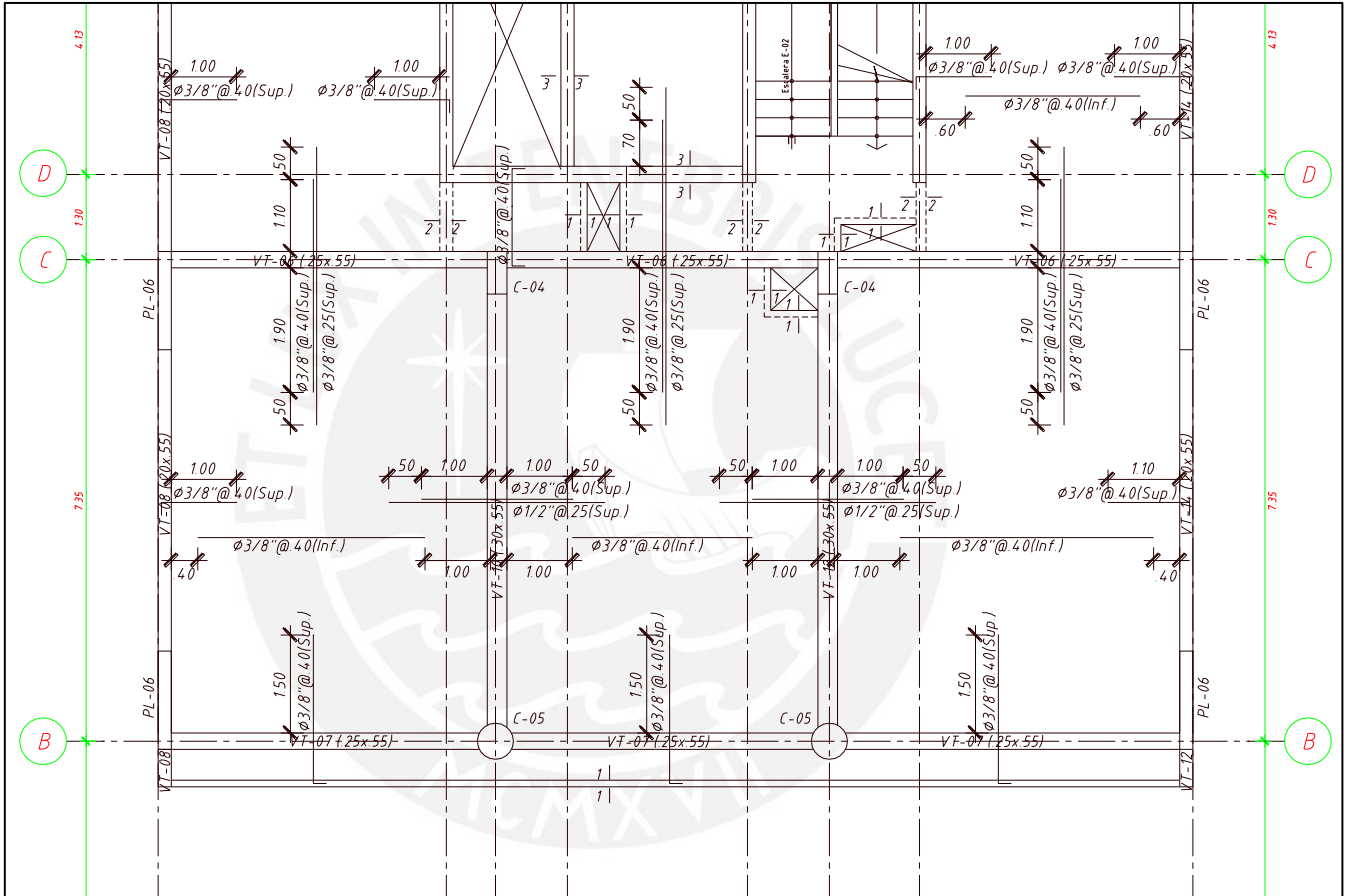


Figura 7.3 Refuerzo colocado en la losa maciza

8 Diseño de vigas

8.1. Consideraciones adicionales para el diseño de vigas

Para el diseño de vigas se deben tener las siguientes consideraciones:

- Se debe colocar varillas de refuerzo corrido en la zona inferior y superior de la viga para permitir el armado de estribos cerrados. El área total de las varillas colocadas no debería ser menor que la mínima indicada en el capítulo 6 de este trabajo.
- El número de barras corridas debe guardar relación con el ancho de la viga. Se sugiere que para anchos mayores a 0.35m se coloquen 3 varillas de refuerzo.
- La sección para el diseño por cortante en los apoyos se encuentra a una distancia “d”, peralte efectivo, desde el extremo libre.
- La armadura para el momento flector positivo debe consistir en las barras corridas y de ser necesario en bastones adicionales. Al apoyo debe llegar por lo menos la tercera parte del acero positivo calculado en la sección de máxima demanda.
- Las vigas que tomen carga sísmica considerable deben tener un ancho mínimo de 25cm y un peralte efectivo menor a la cuarta parte de la luz libre. Cuando se tiene vigas de peralte mayor, el diseño debe ser el que corresponde a una viga pared.
- Todas las varillas que anclen en columnas extremas deben terminar en un gancho estándar a 90° o 180°.
- El número de varillas que se coloque en cada capa debe estar de acuerdo con el ancho de la viga y espaciamiento mínimo entre barras, se recomienda que exista una distancia de 1” entre barras. Además se debe considerar que las vigas pueden anclar dentro de elementos verticales como placas o columnas.
- En las secciones ubicadas en los extremos la resistencia a momento flector positivo no debe ser menor a la tercera parte de la resistencia a momento flector negativo.
- Por el punto de inflexión debe pasar al menos la tercera parte del acero calculado para el apoyo, y este debe extenderse más allá de ese punto una distancia no menor a $12l_d$, d ni $l_n/16$.

- Cuando se tengan vigas de poca longitud ubicadas entre dos elementos verticales que absorben alta carga sísmica, el diseño por flexión y cortante será por capacidad, donde se debe brindar a la viga una resistencia que evite la fallar primero por cortante.
- Las vigas sometidas a carga sísmica deben tener zonas de confinamiento con estribos poco espaciados en las zonas cercanas a los nudos con las columnas o placas, ya que ahí se tendrán los máximos momentos sísmicos, que generan compresiones elevadas hacia las caras, la longitud de confinamiento es dos veces el peralte de la viga.
- La distribución de estribos en la longitud de confinamiento tendrá un espaciamiento que no será mayor a la cuarta parte del peralte efectivo, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 30cm, fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no debe exceder la mitad del peralte efectivo de la viga.
- El primer estribo se debe colocar a 5 cm de la cara del nudo.

8.2. Diseño por flexión y cortante

Se presentará el diseño de la viga VT-10(0.30x0.55) ubicada en el eje 3 ente los ejes B y C. En la figura 8.1 se observa el desarrollo de este elemento; mientras que en las 8.2 y 8.3 se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector de la envolvente de demanda que considera todas las combinaciones de cargas de diseño, que fueron definidas previamente en el modelo tridimensional y la tabla 8.1 resume.

En la tabla 8.1 se presenta el diseño de las secciones A, B y C.

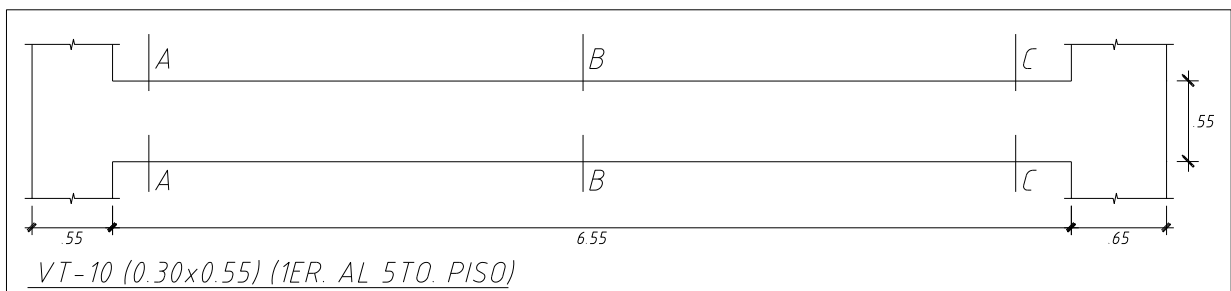


Figura 8.1 Desarrollo viga VT-10 (0.30x0.55)

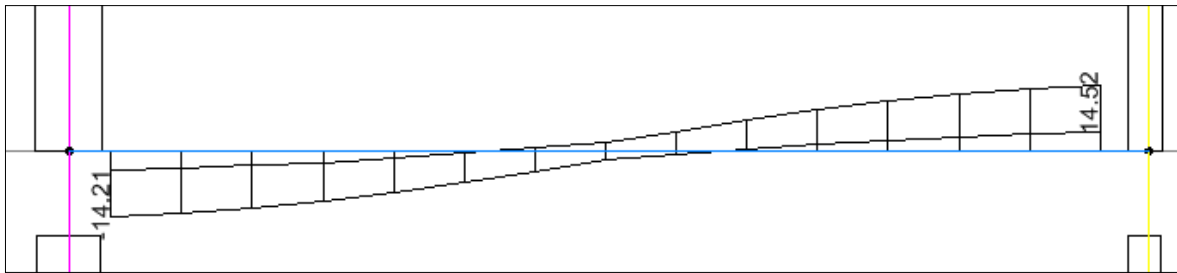


Figura 8.2 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (Ton)

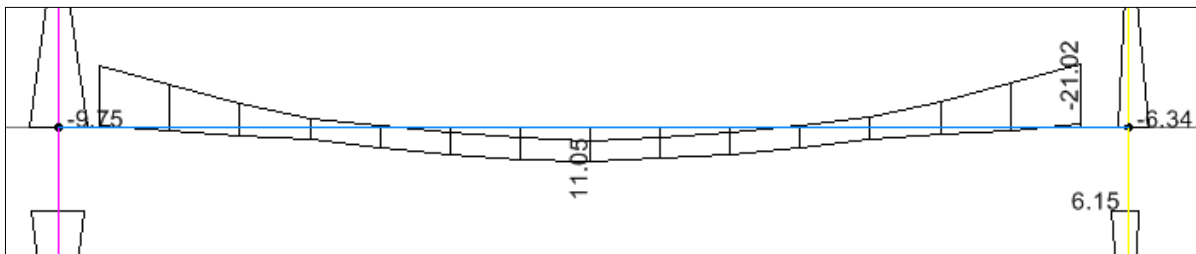


Figura 8.3 Diagrama de envolvente de momento flector (Ton.m)

Tabla 8.1 Resumen de diseño por cortante y flexión, viga VT-10.

Diseño por cortante			
	Sección A	Sección B	Sección C
Vu (Kg)	13775	5480	13932
Vc (Kg)	11290	11290	11290
Vs (Kg)	2485	-5810	2642
S (cm)	117.6	0	110.61
d/2, d/4 (cm)	25, 12.5	25, 12.5	25, 12.5
Distribución	1@5, 8@0.125, rto@25 c/ext.		
Diseño por flexion			
As min (cm ²)	2.99	2.99	2.99
As max (cm ²)	19.52	19.52	19.52
As corrido	2 φ 5/8"	2 φ 5/8"	2 φ 5/8"
Mu (Ton.m)	20.47	11.05	21.02
As req. (cm ²)	12.25	6.28	12.62
As colocado	4φ5/8"+2φ3/4"	2φ5/8"+1φ3/4"	4φ5/8"+2φ3/4"

8.3. Diseño por capacidad

En este proyecto el segundo tramo de la viga VT-05 (0.30x0.55) debe diseñarse por capacidad. Se muestra el desarrollo de este tramo, los diagramas de fuerza cortante y momento flector que se obtuvieron del modelo tridimensional para los dos casos de suelo; S1 y S2 (Figura 8.5 y 8.7). El diseño se resume en la tabla 8.2.

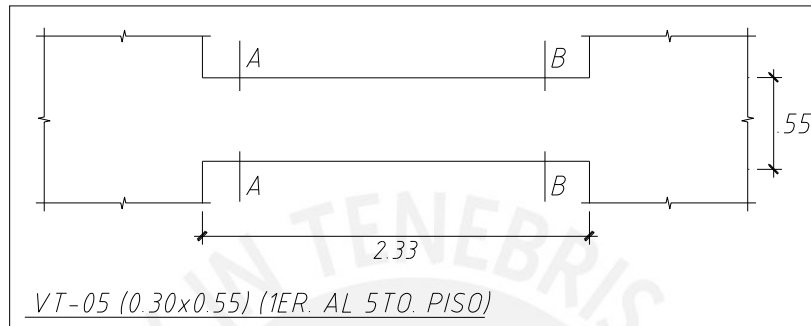


Figura 8.4 Desarrollo viga VT-05 (0.30x0.55)

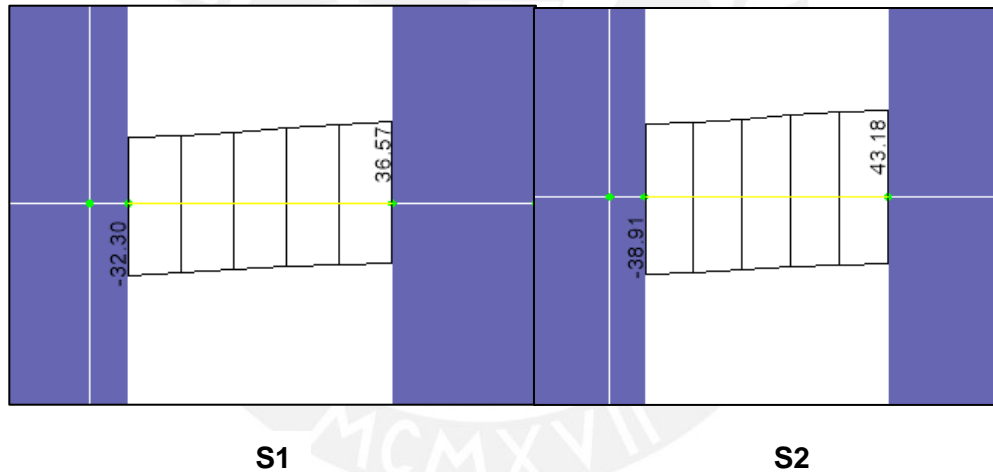


Figura 8.5 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (Ton)

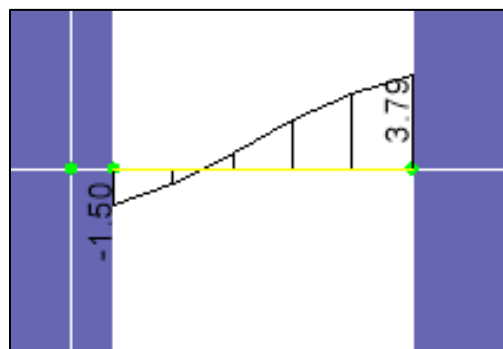


Figura 8.6 Diagrama de fuerza isostático 1.25(CM+ CV) (Ton)

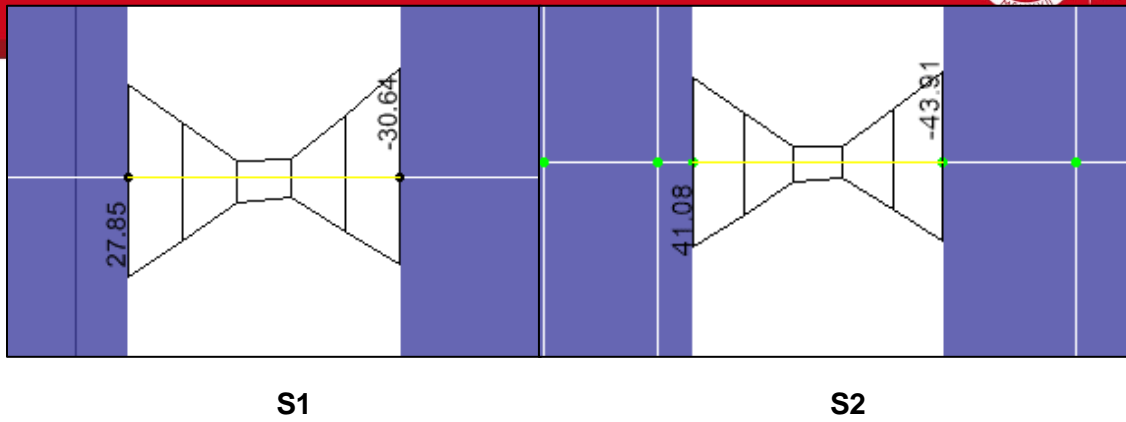


Figura 8.7 Diagrama de envolvente de momento flector (Ton.m)

Tabla 8.2 Resumen de diseño por flexión, viga VT-05.

Diseño por flexion				
Tipo de suelo	S1		S2	
	M+ A	M- B	M+ A	M- B
As min (cm ²)	3.59	3.59	3.59	3.59
As max (cm ²)	23.43	23.43	23.43	23.43
As corrido	2 φ 1"	2 φ 1"	2 φ 1"	2 φ 1"
Mu (Ton.m)	27.85	30.64	41.08	43.91
As req. (cm ²)	17.5	19.6	27.28	29.16
As compresión	3.85	5.73	3.85	5.73
As colocado	4φ1"	4φ1"	6φ1"	6φ1"
φMn (Ton.m)	31.6	31.6	45.28	45.28

El valor de la fuerza cortante de diseño por capacidad deberá determinarse a partir de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre de la viga, ver tabla 8.3. y figura 8.8.

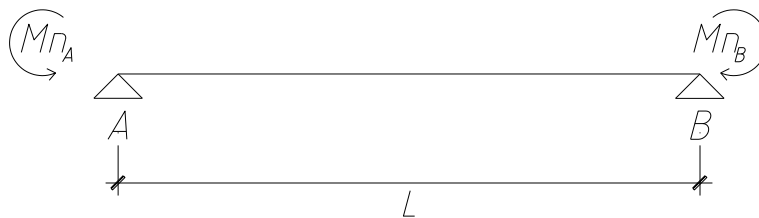


Figura 8.8 Momentos nominales en los extremos de viga

Tabla 8.3 Resumen de diseño por cortante

Tipo de suelo	S1	S2
$Vu(ton) = Vu_{isostático} + \frac{Mn_A + Mn_B}{L}$	$3.79 + \frac{(31.6 + 31.6) \div 0.9}{2.33} = 33.93$	$3.79 + \frac{(45.28 + 45.28) \div 0.9}{2.33} = 46.98$
$Vu_{max}(ton) = 2.63 \phi \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$	$2.63(0.85)\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49 = 47.62$	$2.63(0.85)\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49 = 47.62$
$Vc(ton) = 0.53\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$	$0.53\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49 = 11.29$	$0.53\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49 = 11.29$
$Vs(ton) = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	$\frac{33.93}{0.85} - 11.29 = 28.63$	$\frac{46.98}{0.85} - 11.29 = 43.98$
$s(cm) = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs}$	$\frac{2 \cdot 1.29 \cdot 4200 \cdot 49}{28630} = 18.54$ Se elige trabajar con estribos de $\phi 1/2''$ distribuidos cada 12cm, dado que $0.25d=12.3$ cm.	$\frac{2 \cdot 1.29 \cdot 4200 \cdot 49}{43980} = 12.07$ Se elige trabajar con estribos de $\phi 1/2''$ distribuidos cada 12cm
$\phi Vn(ton) = \phi (Vc + Vs)$	$0.85 \cdot (11.29 + 35.40) = 39.70$	$0.85 \cdot (11.29 + 44.25) = 47.21$

Finalmente, se puede comprobar que este elemento tendrá mayor resistencia a cortante que a flexión.

8.4. Control de deflexiones y fisuración

En el capítulo 9 de la norma E.060 se da unos peraltes mínimos para no verificar deflexiones en vigas, ver tabla 8.4.

Tabla 8.4 Peraltes mínimos de vigas

Elementos	Espesor o peralte mínimo h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (2300 kg/m^3) y refuerzo con $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Como ya se mencionó en la sección 3.2 la luz más larga que se tiene en el proyecto es de 6.55 por lo tanto:

$$h_{min} = \frac{ln}{18.5} = \frac{6.55}{18.5} = 0.35 \text{ m}$$

La viga analizada tiene un peralte $h = 0.55 \text{ m}$ por lo tanto cumple con los requerimientos de la norma y no necesita ser verificada por deflexiones.

Los elementos que trabajan a flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas, si la distribución es la adecuada estas fisuras son pequeñas. El control de los anchos de las fisuras debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo. Por esa razón, la norma presenta un parámetro Z que no mide directamente el ancho de las fisuras pero se usa como referencia siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. El valor de " Z " debe ser menor a 26000 kg/cm buscando una buena distribución del acero y es representada por la siguiente fórmula:

$$Z = fs^3 \sqrt{dc Act} \qquad fs = \frac{Ms}{0.9d As} \qquad Act = \frac{2ysb}{\# \text{ barras}}$$

Donde (Ver figura 8.9):

fs = esfuerzo en el acero en kg/cm^2

dc = espesor del recubrimiento medido desde la fibra

extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cerca a esa fibra en cm

Act = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras en cm^2

Ms = Momento flector en condiciones de servicio en ton. m

d = Peralte efectivo de la sección en cm

As = área total del refuerzo principal de tracción por flexión en cm^2

Ys = centroide del refuerzo principal de tracción por flexión en cm

b = ancho de la sección en cm

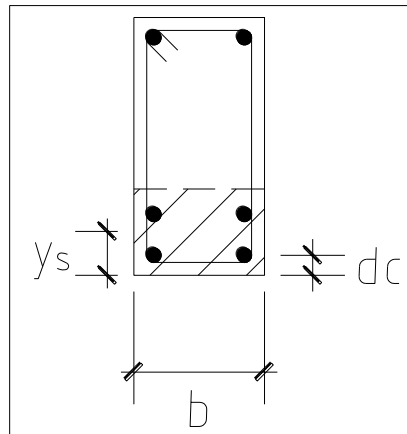


Figura 8.9. Control de fisuración

Se realizará el control de fisuración de la viga VT-10 ubicada entre los ejes B y C.

En la figura 8.10 se muestra el diagrama de momentos flectores en condiciones de servicio.

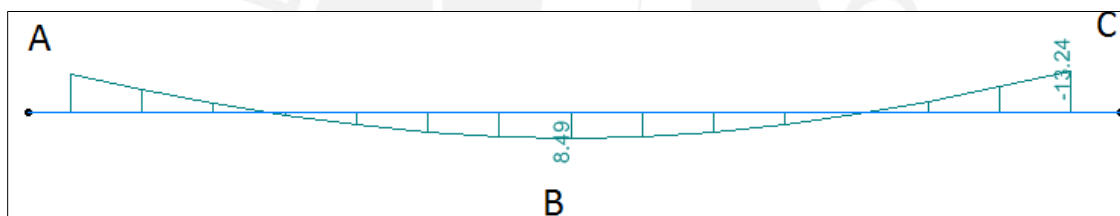


Figura 8.10. Diagrama de momentos flectores en condiciones de servicio para la viga VT-10

En la tabla 8.5 se realiza el cálculo del parámetro Z y se compara con el valor máximo que indica la norma

Tabla 8.5. Cálculo del parámetro Z

	SECCIÓN		
	A	B	C
b (cm)	30.00	30.00	30.00
h (cm)	55.00	55.00	55.00
d (cm)	49.00	49.00	49.00
As (cm ²)	13.70	6.85	13.70
Ms (ton.m)	11.67	8.49	13.00

y_s (cm)	8.41	5.59	8.41
Nº barras	6	3	6
$f_s = M_s / 0.9dA_s$ (kg/cm ²)	1931.58	2810.47	2151.71
$A_{ct} = 2y_s b / N^{\circ}$ barras (cm ²)	84.05	111.80	84.05
dc (cm)	5.59	5.59	5.59
$Z = f_s (dc A_{ct})^{1/3}$ (kg/cm)	15016	24028	16727

Los valores de Z son menores que 26000 kg/cm por lo que se cumple con lo que indica la norma.



8.5. Diseño final

En las figuras 8.11. a 8.13. se muestran las vigas que se diseñaron en este capítulo con su respectivo acero de refuerzo para flexión y cortante.

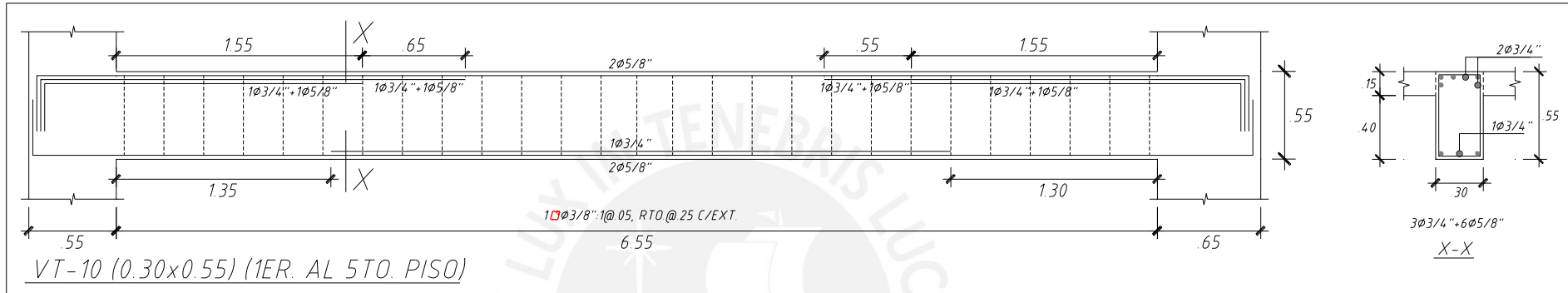


Figura 8.11: Viga VT-10

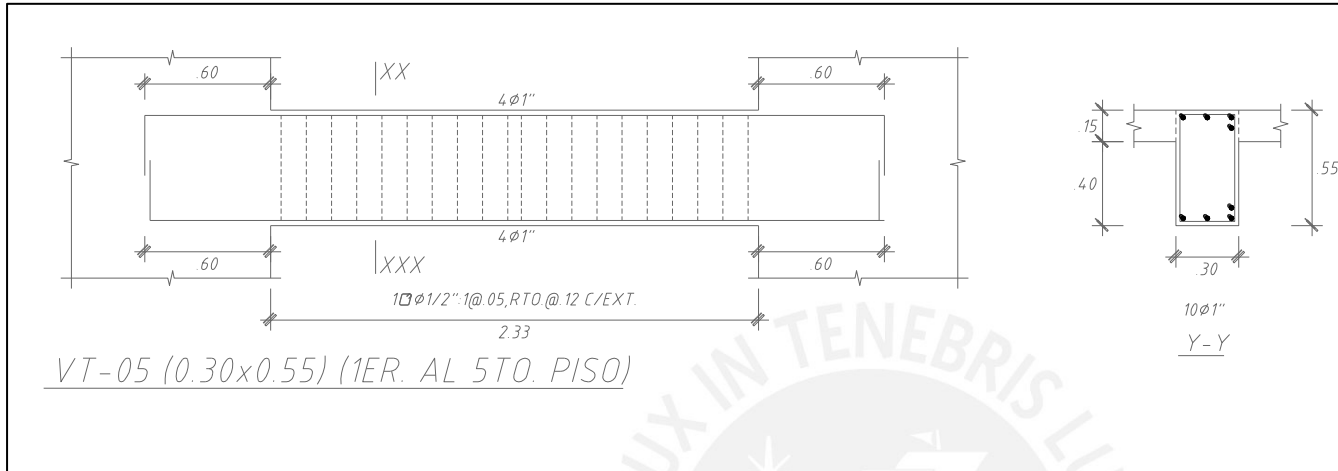


Figura 8.12: Segundo tramo viga VT-05 S1

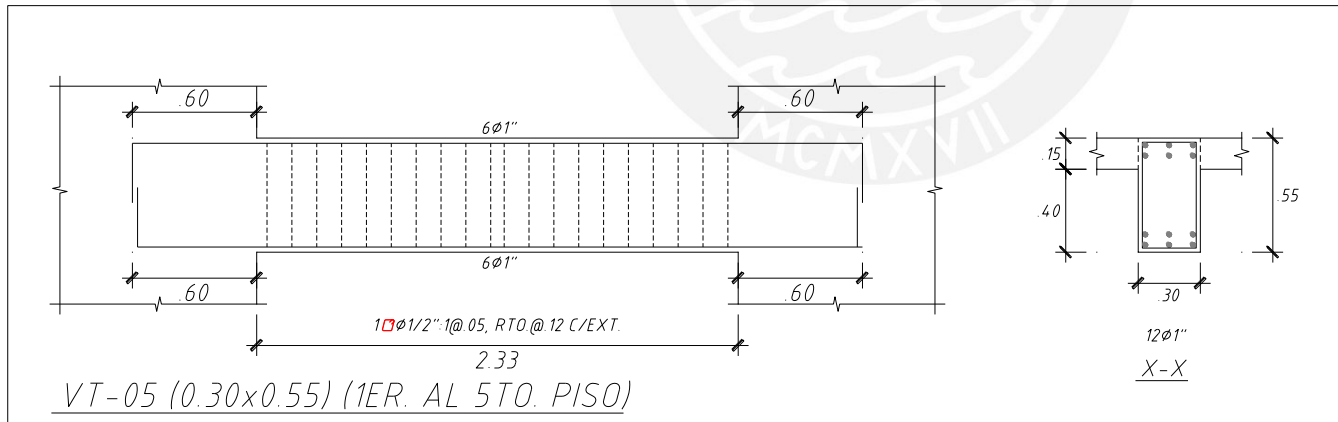


Figura 8.13: Segundo tramo viga VT-05 S2

9. Diseño de columnas

9.1. Consideraciones adicionales para el diseño de columnas

Para el diseño de columnas se deben tener las siguientes consideraciones:

- La cuantía mínima de acero debe ser 1%, se debe respetar ese valor ya que así se puede controlar mejor el flujo plástico del concreto comprimido.
- Para evitar el congestionamiento del refuerzo y tener una mejor calidad de construcción, se debe diseñar las columnas con cuantías comprendidas entre 1% y 4%.
- Según la Norma E.060 la cuantía máxima a colocar es de 6%, además se especifica que si se supera el valor del 4% se debe hacer un detallado del cruce de refuerzos de las columnas y vigas en cada nudo.
- Si se tienen limitaciones con respecto al tamaño de las secciones transversales, es conveniente usar concretos de mayores resistencias en los primeros niveles de edificios altos, luego se puede cambiar a concretos de menor resistencia en los niveles superiores.
- En edificios que tienen placas de concreto armado, por lo general, el diseño de columnas queda controlado por las cargas de gravedad, ya que las placas absorben un gran porcentaje del cortante sísmico, y en consecuencia las columnas tienen solicitaciones sísmicas muy bajas.
- Cuando la cantidad de placas en el edificio es baja, las columnas absorben mayor carga sísmica, entonces las combinaciones de carga que consideran fuerzas sísmicas son las que gobiernan el diseño.
- En los nudos, las columnas deben tener mayor resistencia que las vigas. Así se garantiza que ante solicitaciones límite, las rótulas plásticas se formen en los extremos de los elementos horizontales y se evita el colapso de la estructura.
- La suma de los momentos nominales de las columnas concurrentes en un nudo debe ser mayor o igual a 1.4 veces la suma de los momentos nominales de las vigas que concurren en el mismo nudo.
- Las columnas deben tener zonas de confinamiento con estribos poco espaciados en las zonas cercanas a los nudos con las vigas, ya que ahí se tendrán los máximos momentos sísmicos, y por ende, compresiones elevadas hacia las caras. Según la norma la longitud de confinamiento no será menor a $1/6$ de la luz libre, 45cm o la máxima dimensión de la sección transversal.

- La distribución de estribos en la zona de confinamiento tendrá un espaciamiento que no será menor a 10 cm o la mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal, a menos que las exigencias de diseño por cortante sean mayores.
- El primer estribo se debe colocar a 5 cm de la cara del nudo.
- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá exceder a 16db de la barra longitudinal de menor diámetro, 30 cm o a la menor dimensión de la sección transversal del elemento, a menos que las exigencias de diseño por cortante sean mayores.

9.2. Diseño por flexocompresión y cortante

Se hará el diseño de la columna C-02 (0.35x0.70) ubicada en la intersección de los ejes 3 y F. En la figura 9.1 se muestra la sección del elemento con las direcciones de ejes locales que considera el programa ETABS. Las cargas y combinaciones se dan de la tabla 9.1 a 9.4.

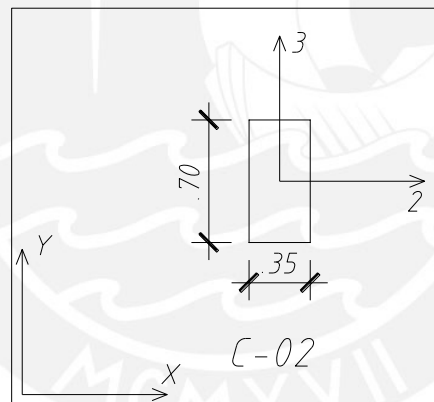


Figura 9.1 Sección Columna C-02

. Tabla 9.1 Cargas en la base de la columna C-02 S1

Carga	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
Muerta	169.45	0.37	1.88	3.23	-0.46
Viva	53.28	0.12	0.54	0.98	-0.17
Sismo XX	7.68	0.96	0.43	1.52	2.16
Sismo YY	2.13	0.30	1.23	4.25	0.70

Tabla 9.2 Cargas en la base de la columna C-02 S2

Carga	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
Muerta	169.45	0.37	1.88	3.23	-0.46
Viva	53.28	0.12	0.54	0.98	-0.17
Sismo XX	16.02	2.52	0.83	3.14	4.05
Sismo YY	3.92	0.52	1.41	5.10	1.09

Tabla 9.3. Combinaciones de diseño y resistencia a cortante de la columna C-02 S1

Combinación	PU (Ton)	VU 2 (Ton)	VU 3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)	ϕVc 2 (Ton)	ϕVc 3 (Ton)
U=1.4CM+1.7CV	327.81	0.72	3.55	6.19	-0.93	33.65	31.54
U=1.25(CM+CV)+SISXX	286.09	1.57	3.46	6.78	1.37	31.55	29.58
U=1.25(CM+CV)-SISXX	270.73	-0.35	2.60	3.74	-2.95	30.78	28.86
U=0.9CM+SISXX	160.19	1.29	2.12	4.43	1.75	25.24	23.66
U=0.9CM-SISXX	144.83	-0.63	1.26	1.39	-2.57	24.47	22.94
U=1.25(CM+CV)+SISYY	280.54	0.91	4.26	9.51	-0.09	31.28	29.32
U=1.25(CM+CV)-SISYY	276.28	0.31	1.80	1.01	-1.49	31.06	29.12
U=0.9CM+SISYY	154.64	0.63	2.92	7.16	0.29	24.96	23.40
U=0.9CM-SISYY	150.38	0.03	0.46	-1.34	-1.11	24.75	23.20

Tabla 9.4 Combinaciones de diseño y resistencia a cortante de la columna C-02 S2

Combinación	PU (Ton)	VU 2 (Ton)	VU 3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)	ϕVc 2 (Ton)	ϕVc 3 (Ton)
U=1.4CM+1.7CV	327.81	0.72	3.55	6.19	-0.93	33.65	31.54
U=1.25(CM+CV)+SISXX	294.43	3.13	3.86	8.40	3.26	31.97	29.97
U=1.25(CM+CV)-SISXX	262.39	-1.91	2.20	2.12	-4.84	30.37	28.47
U=0.9CM+SISXX	168.53	2.85	2.52	6.05	3.64	25.66	24.05
U=0.9CM-SISXX	136.49	-2.19	0.86	-0.23	-4.46	24.05	22.55
U=1.25(CM+CV)+SISYY	282.33	1.13	4.44	10.36	0.30	31.37	29.41
U=1.25(CM+CV)-SISYY	274.49	0.09	1.62	0.16	-1.88	30.97	29.04
U=0.9CM+SISYY	156.43	0.85	3.10	8.01	0.68	25.05	23.48
U=0.9CM-SISYY	148.59	-0.19	0.28	-2.19	-1.50	24.66	23.12

Para el diseño por flexocompresión se debe asociar la fuerza axial con la de flexión por cada combinación y dirección.

En la figura 9.2 se muestra la sección de análisis, la armadura se obtuvo probando diferentes barras. En las figuras 9.3 y 9.4 se muestran los diagramas de interacción para

cada dirección del suelo S1 y en las figuras 9.5 y 9.6 se muestran los diagramas de interacción para el suelo S2. Se puede verificar que las combinaciones de diseño se encuentran dentro de los diagramas.

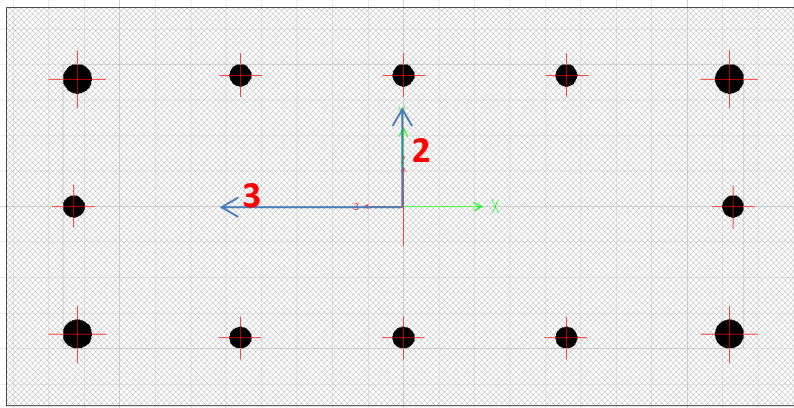


Figura 9.2: Sección columna C-02 ($4\phi 1''+8\phi 3/4''$)

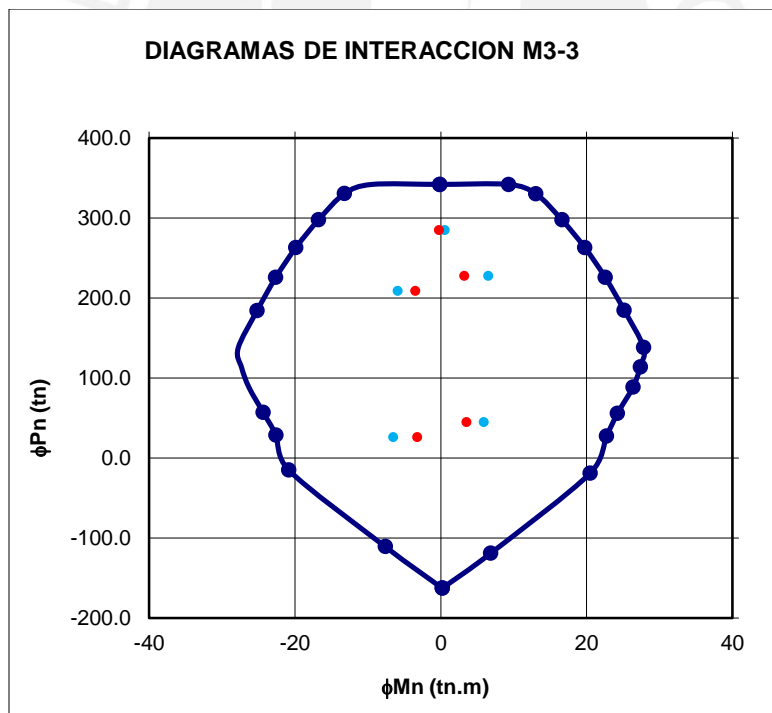


Figura 9.3: Diagrama de interacción dirección (Pu-M3) Suelo S1

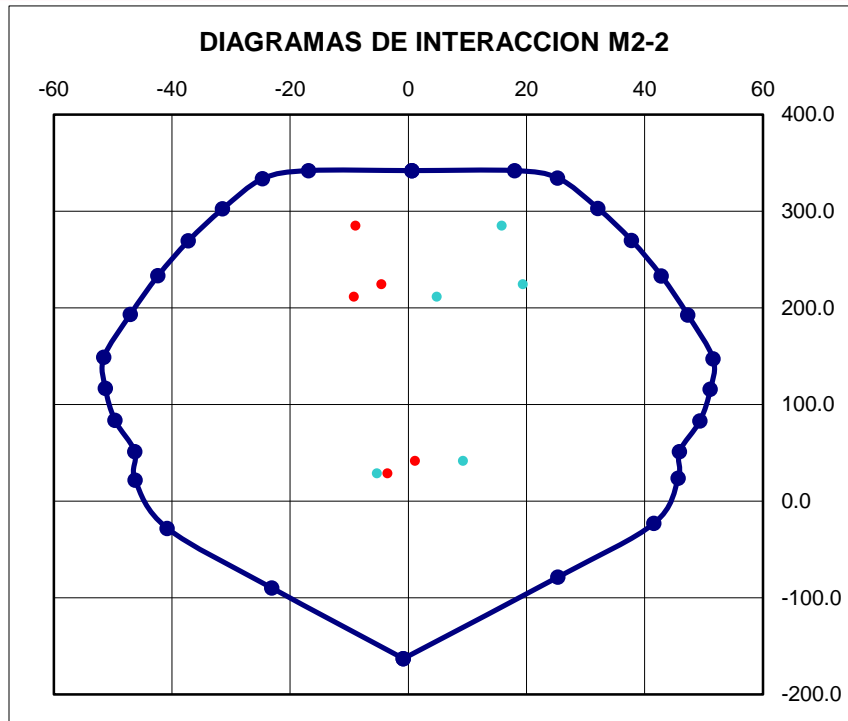


Figura 9.4: Diagrama de interacción dirección (Pu-M2) Suelo S1

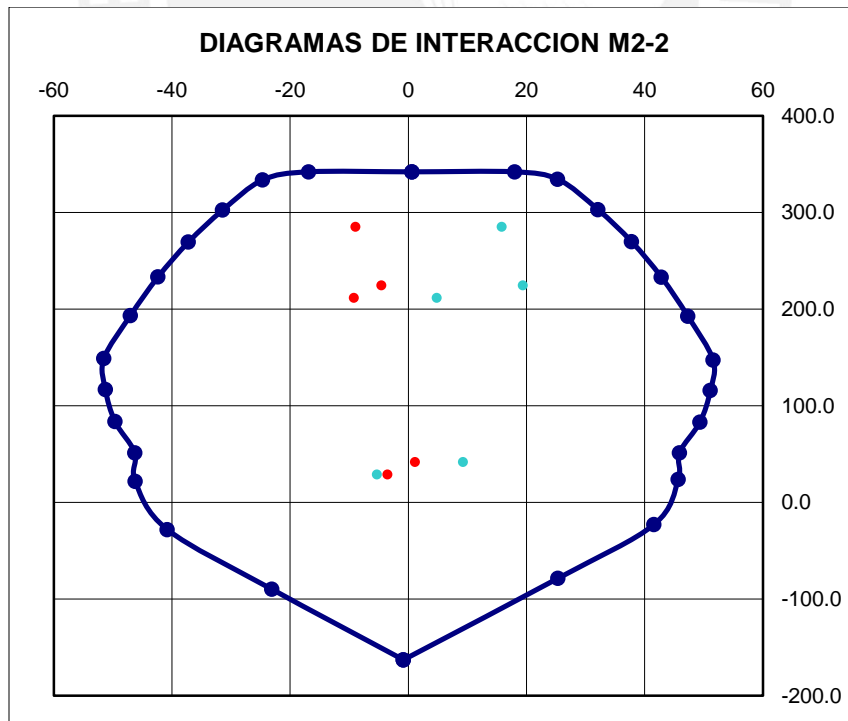


Figura 9.5: Diagrama de interacción dirección (Pu-M2) Suelo S2

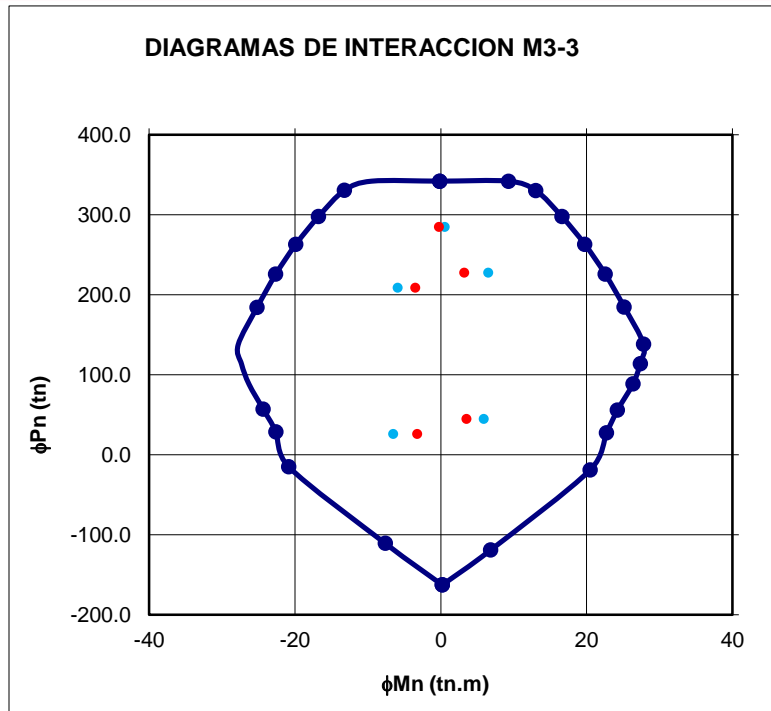


Figura 9.6: Diagrama de interacción dirección (Pu-M3) Suelo S2

La resistencia a cortante en elementos sometidos a carga axial se calcula con la siguiente formula:

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

Se puede observar en la tabla 9.2 que la resistencia a cortante es mayor que las cargas de demanda, entonces la distribución de estribos se hará de acuerdo a las consideraciones mínimas mencionadas previamente.

9.3. Diseño por capacidad

Se puede observar que en esta estructura las fuerzas cortantes de demanda en las columnas son de valores menores a los de la resistencia que aporta el concreto, esto se da porque las fuerzas de demanda sísmica son tomadas por los muros estructurales.

Dada esta observación se puede considerar que no es necesario realizar el diseño por capacidad para las columnas, ya que las probabilidades de que se produzcan fallas frágiles son muy bajas ya que más del 80% de las cargas sísmicas las toman las placas. Para la distribución final de estribos de la columna C-02 se usarán 2 estribos de 3/8", 1@.05, 7@.10, rto@.30. En los nudos se colocará la misma cantidad de estribos distribuidos cada 0.15 m

9.4. Diseño final

En la figura 9.7 se muestra la columna que se diseñó en este capítulo con su respectivo acero de refuerzo para flexocompresión y cortante.

SUELO	SUELO S1	SUELO S2
COLUMNA PISO	C-02	
1ER. Y 2DO PISO	<p>$(f'c = 210 \text{ kg/cm}^2)$</p> <p>4 #3/4 + 8 #5/8" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>	<p>4 #1 + 8 #3/4" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>
3ER. Y 4TO PISO	<p>$(f'c = 210 \text{ kg/cm}^2)$</p> <p>12 #5/8" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>	<p>10 #3/4 + 2 #5/8" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>
5TO. Y 6TO PISO	<p>$(f'c = 210 \text{ kg/cm}^2)$</p> <p>12 #5/8" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>	<p>4 #3/4 + 6 #5/8" 2 #3/8": 1 @ 05, 6 @ 10, Rto @ 25 desde c/ext.</p>

Figura 9.7: Diseño final columna C-02 Suelo S1 y S2

10. Diseño de placas o muros de corte

En el capítulo 14 de la norma E.060 se muestran las pautas para el diseño de este tipo de elementos.

10.1. Consideraciones adicionales para el diseño de placas

El acero vertical se debe armar de tal manera que se tengan núcleos reforzados y confinados en los extremos y una cantidad mínima en el interior.

- El espesor mínimo para un muro de corte será de 0.10m.
- Si el espesor del muro es menor 0.15m se debe usar una malla ubicada en el centro o eje del muro, y si el espesor de mayor a 0.20m se emplearan dos mallas que estarán ubicadas hacia las caras del muro a una mayor o igual del recubrimiento mínimo requerido.
- El espaciamiento máximo para el refuerzo vertical y horizontal no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni a 0.40m.

10.2. Diseño por cortante

Según el artículo 14.3.1 de la norma las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal y vertical son las siguientes:

$$\text{Si: } V_U \leq 0.5 \phi V_c$$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

$$\text{Si: } V_U \geq 0.5 \phi V_c$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0015$$

Dónde:

h_m : Altura del muro

l_m : Longitud del muro

La resistencia a corte de los muros se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'c})$$

Dónde: $\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_m}{l_m} < 1.5$
 $\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_m}{l_m} > 2.0$
 α_c varía linealmente entre 0.53 y 0.80 para $\frac{h_m}{l_m} \in]1.5; 2.0[$
 $A_{cw} = b \cdot d$

Se puede considerar en muros de corte que el peralte efectivo (d) como $0.80l_m$

La resistencia al corte del refuerzo y espaciamiento se calcula de acuerdo a lo mencionado en el capítulo 6.2 de este documento.

En el diseño de estos elementos se debe garantizar que primero se produzca la falla dúctil, por flexión, antes que una frágil, por cortante. Entonces el cortante último debe ser amplificado. En el artículo 21.9.5.3 se encuentra la expresión para determinar la fuerza cortante de diseño.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son las fuerzas amplificadas provenientes del análisis y M_n el momento nominal del muro. Además el coeficiente $\frac{M_n}{M_{ua}}$ no debe ser mayor al coeficiente de reducción R usado para determinar las cargas sísmicas.

10.3. Diseño por flexocompresión

Para este tipo de diseño se debe generar un diagrama de interacción a partir de una sección transversal del muro que se arma con las cantidades de acero vertical calculadas por corte y núcleos confinados en los extremos y en zonas que reciban cargas puntuales provenientes de vigas.

Para completar el diseño se realiza un procedimiento similar al de las columnas, se asocian las cargas axiales y de flexión, se genera un punto por cada combinación y se ubica en el diagrama de interacción. Todos los puntos generados deben estar dentro de la curva nominal de interacción.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la placa PL-01 del primer piso ubicada en el eje G. Ver figura 10.1 y tablas 10.1 a 10.3.

$$l = 2.60m \quad b = 0.25m$$

$$d = 0.8L = 2.08m$$

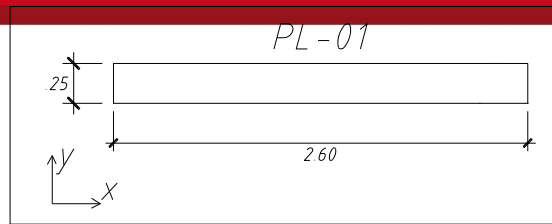


Figura 10.1: Sección placa PL-01

Tabla 10.1 Cargas en la base de la placa PL-01 S1

Nivel	Placa	Carga	Ubicación	P (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Myy (Ton.m)	Mxx (Ton.m)
PISO 1	PL - 01	MUERTA	Base	78.52	1.71	0	0.42	0
PISO 1	PL - 01	VIVA	Base	13.92	0.38	0	0.13	0
PISO 1	PL - 01	SISMO XX	Base	32.92	46.86	0.07	241.54	0.34
PISO 1	PL - 01	SISMO YY	Base	7.32	14.21	0.24	70.89	1.32

Tabla 10.2 Cargas en la base de la placa PL-01 S2

Nivel	Placa	Carga	Ubicación	P (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Myy (Ton.m)	Mxx (Ton.m)
PISO 1	PL - 01	MUERTA	Base	78.52	1.71	0.00	0.42	0.00
PISO 1	PL - 01	VIVA	Base	13.92	0.38	0.00	0.13	0.00
PISO 1	PL - 01	SISMO XX	Base	39.41	58.33	0.09	288.25	0.47
PISO 1	PL - 01	SISMO YY	Base	11.45	19.44	0.29	99.08	1.63

Tabla 10.3 Combinaciones de diseño y resistencia a cortante de la placa PL-01

Tipo de suelo	S1			S2		
	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)
U1 = 1.4CM + 1.7CV	133.59	3.04	0.81	133.59	3.04	0.81
U2 = 1.25(CM+CV) + SISX	148.47	49.47	242.23	154.96	60.91	288.94
U3 = 1.25(CM+CV) - SISX	82.63	-44.25	-240.85	76.14	-55.74	-287.56
U4 = 0.9CM + SISX	103.59	48.40	241.92	110.08	56.85	288.62
U5 = 0.9CM - SISX	37.75	-45.32	-241.16	31.26	-53.81	-287.87
U6 = 1.25(CM+CV) + SISY	122.87	16.82	71.58	127.00	22.03	99.77
U7 = 1.25(CM+CV) - SISY	108.23	-11.60	-70.20	104.10	-16.85	-98.39
U8 = 0.9CM + SISY	77.99	15.75	71.27	82.12	20.96	99.46
U9 = 0.9CM - SISY	63.35	-12.67	-70.51	59.22	-17.92	-98.70

Diseño por cortante:

Dirección X-X

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{3.5}{2.6} = 1.35 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) = 25 \cdot 208 \cdot 0.80 \cdot \sqrt{210} = 60.28 \text{ Ton} \rightarrow \phi V_c = 51.24 \text{ Ton}$$

Tabla 10.4 Diseño por cortante

Nivel	S1	S2
Vu (Ton)	49.47	60.91
Vs (Ton)	-2.08	11.38
Sh (cm)	-	60.75
As min	0.0025x25x1000=6.25cm ² → ϕ 3/8"@20cm	ϕ 3/8"@20cm

Diseño por flexocompresión

S1 Dirección X-X

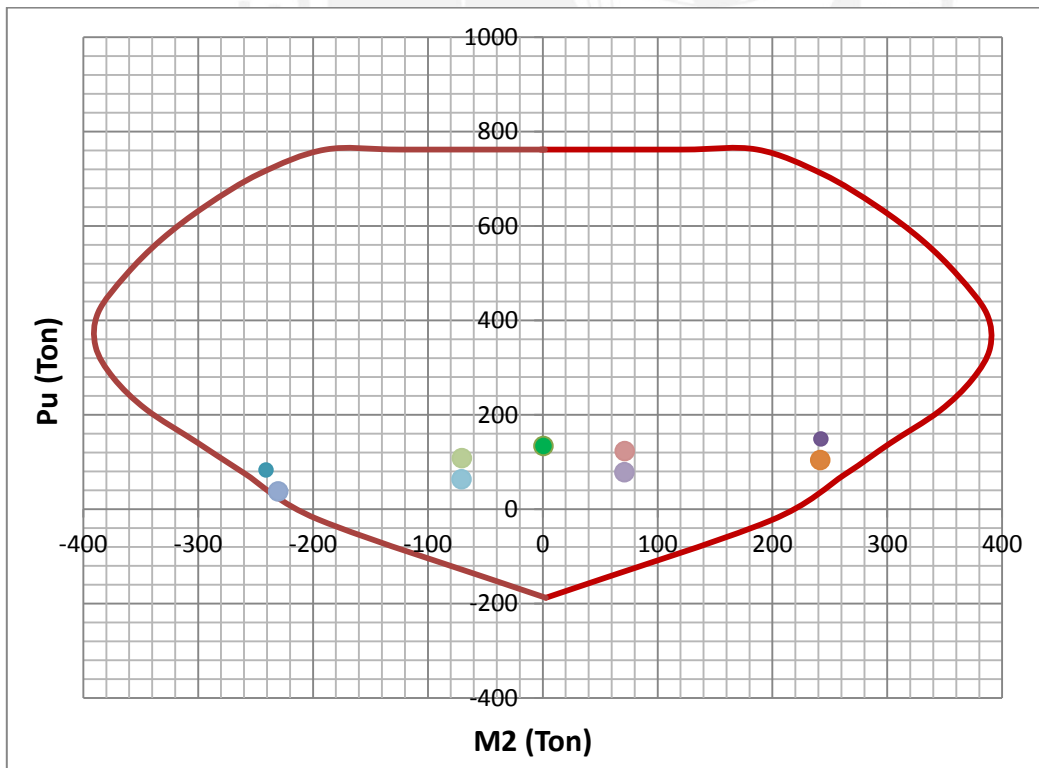


Figura 10.2: Diagrama de interacción dirección (Pu-M3). Suelo S1

S2 Dirección X-X

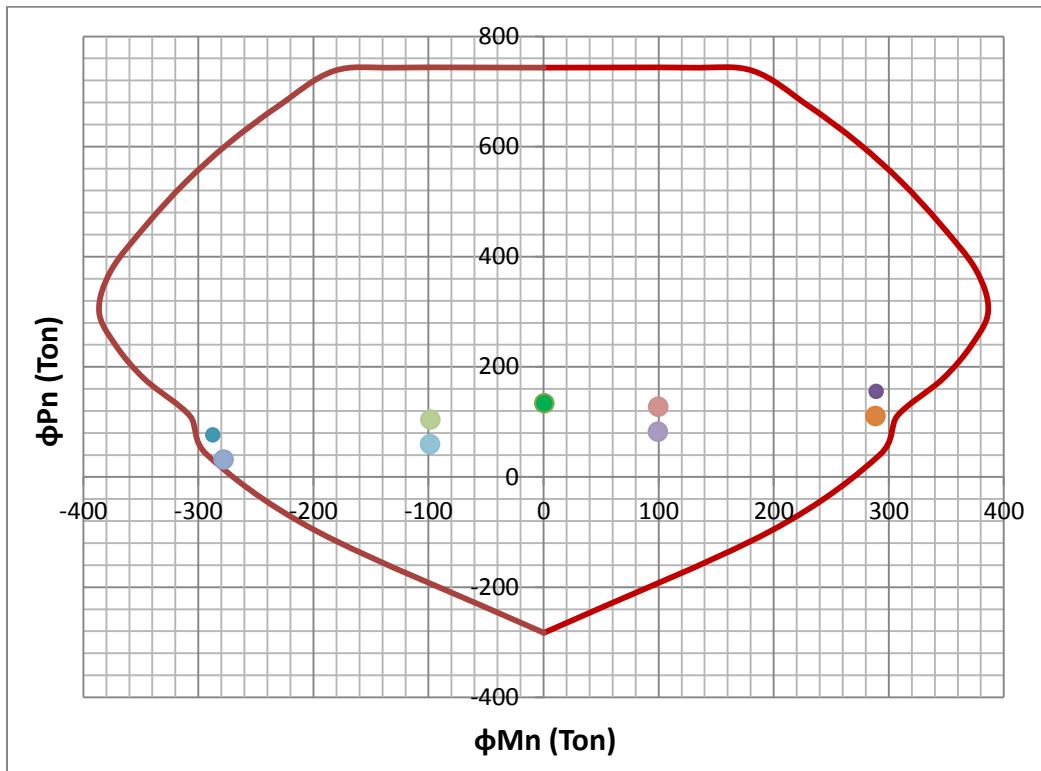


Figura 10.3: Diagrama de interacción dirección (Pu-M3). Suelo S2

Se realiza el diseño por capacidad para el cortante en la dirección X

Tabla 10.4 Diseño por capacidad

Nivel	S1	S2
Vu (Mn/Mua) (Ton)	49.47(266.7/242.23)=54.47	60.91(324.44/287.44)=68.64
Vs (Ton)	3.80	20.47
Sh (cm)	310	60.60
As min	0.0025x25x1000=6.25cm ² → ϕ 3/8"@20cm	ϕ 3/8"@20cm

Entonces, se mantiene la distribución mínima de acero por cortante.

10.4. Diseño final

En la siguiente figura se muestra la distribución de acero en la placa PL-01 del primer piso

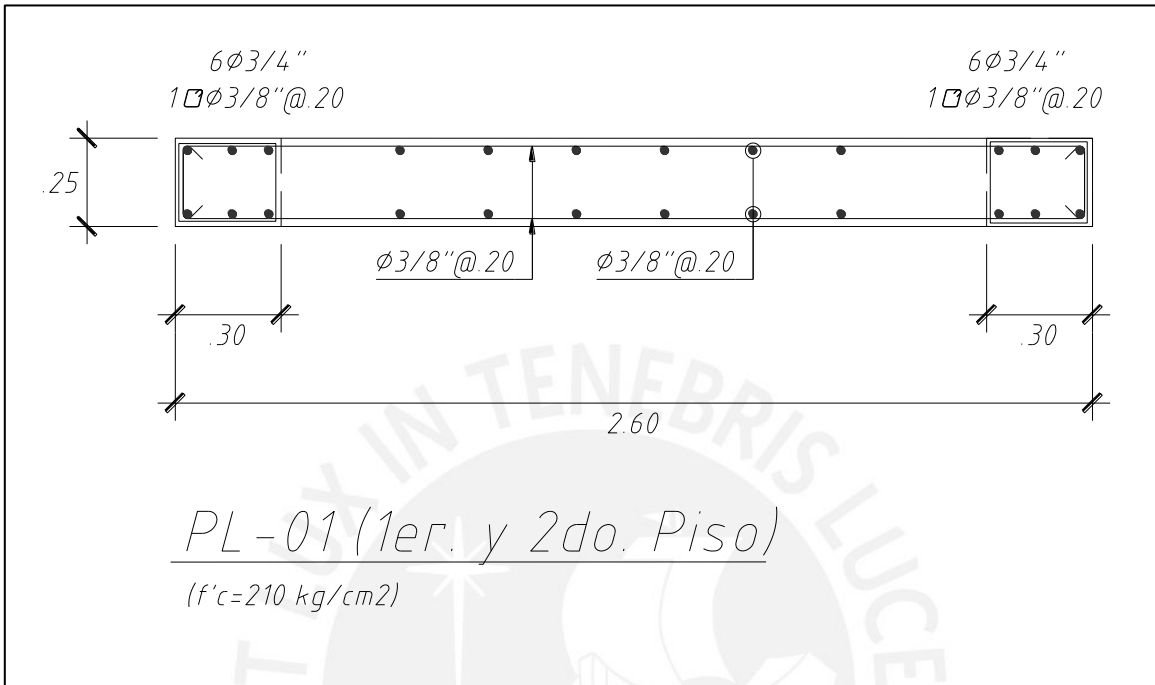


Figura 10.4: Distribución de acero en la sección transversal placa PL-01. Suelo S1

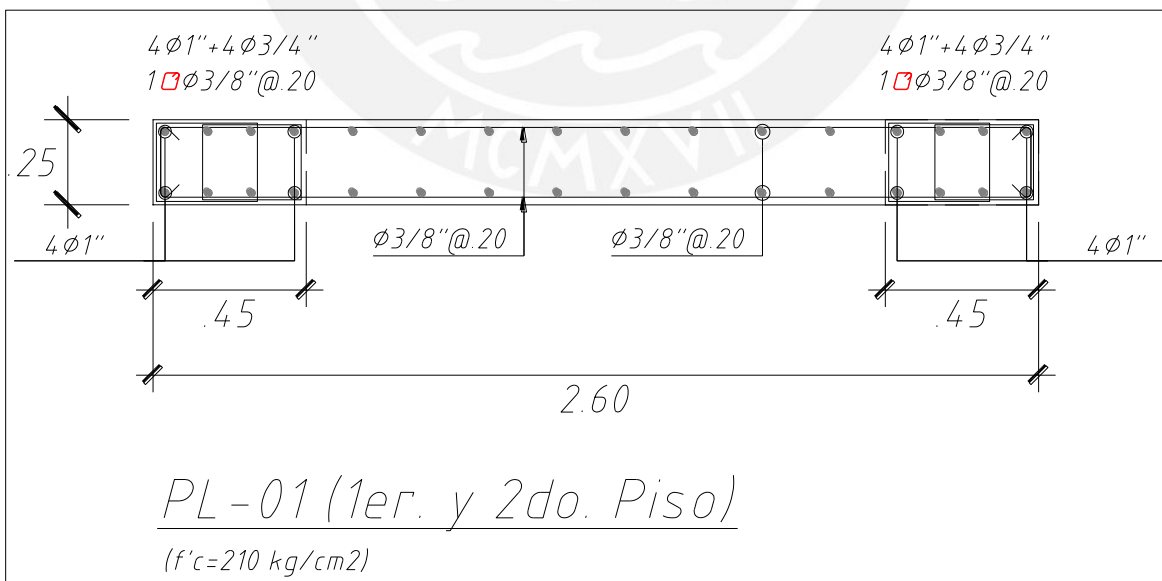


Figura 10.5: Distribución de acero en la sección transversal placa PL-01. Suelo S2

11. Diseño de cimentación y elementos adicionales

En el capítulo 15 de la norma E060 se muestran las pautas para el diseño de este tipo de elementos. Las cimentaciones son elementos estructurales que desempeñan la función de repartir la carga de los elementos verticales (placas y columnas) en una determinada área, de modo tal de transmitir al suelo una presión menor a la que el terreno pueda resistir.

Para iniciar el diseño de cimentaciones se debe obtener la presión admisible del suelo mediante el estudio de mecánica de suelos (EMS). En este caso, para el suelo S1 se consideró una presión admisible de 4 kg/cm² y para el suelo S2 2 kg/cm². En el proyecto por la distribución de columnas y placas se tiene zapatas aisladas (columnas centrales), zapatas conectadas (columnas y placas ubicadas en el perímetro del terreno) y zapatas combinadas (en la zona del ascensor y la escalera)

11.1. Consideraciones adicionales para el diseño de cimentaciones

El cálculo de las presiones en el suelo se puede realizar de dos formas como una distribución lineal o como una distribución uniforme. Si se tienen solo cargas axiales o momentos que generan una excentricidad muy baja se puede asumir una distribución lineal de esfuerzos que se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

En el caso contrario se puede asumir una distribución uniforme de esfuerzos que se calcula con la ecuación planteada por Meyerhoff.

$$\sigma = \frac{P}{2L \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Donde para ambas expresiones:

- σ : Esfuerzo en el suelo
- P: Carga axial total en la base de la zapata
- M: Momento flector en la base de la zapata
- y: Distancia desde a partir del centro de gravedad para el cálculo del esfuerzo
- I: Momento de Inercia
- B: Ancho de la zapata
- L: Largo de la zapata
- e: Excentricidad

El área de las zapatas debe calcularse con cargas y momentos en servicio, si se trabaja con una distribución lineal no se deben considerar tracciones. La resistencia admisible del suelo puede amplificarse en un 30% para los estados de carga en donde intervenga un sismo. Además, en la norma se menciona que los valores de las cargas sísmicas provenientes del análisis pueden reducirse al 80%, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 se encuentran al nivel de resistencia de la estructura.

Para el dimensionamiento de zapatas en este proyecto se usará la primera expresión para las zapatas de columnas y la segunda para las zapatas de placas o combinadas. En este proyecto las columnas resisten solo cargas de gravedad ya que las placas son las que están tomando las cargas sísmicas, entonces, el dimensionamiento se hará con la expresión de distribución lineal de presiones.

11.1.1 Diseño por corte

Se debe calcular el peralte de la zapata para que el concreto pueda resistir las fuerzas cortantes generadas por las presiones del suelo. Se deben analizar dos tipos de corte: el corte simple y el de punzonamiento.

Corte simple

La resistencia a cortante del concreto se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde el peralte efectivo es igual al real menos 10 cm. de recubrimiento.

Punzonamiento

La falla por punzonamiento es similar a la de cortante pero que se puede presentar cuando se tiene al elemento trabajando en las dos direcciones. Esta falla suele presentarse a una distancia $d/2$ de la cara de la columna. La resistencia a cortante por punzonamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde b_o es el perímetro de la sección ubicada a $d/2$ de la cara de la columna.

En ambos casos se trabaja con fuerzas últimas.

11.1.2 Diseño por flexión

Se debe calcular el momento último a la cara de las columnas considerando una franja de un metro de ancho y un volado desde el extremo. Finalmente, se calcula el acero necesario para el momento de diseño, este debe ser mayor a la cantidad mínima que es $0.0018bh$.

11.2. Diseño de zapata aislada

Se trabajará la columna C-02 (0.35 x 0.70 m) entre los ejes 3 y F.

11.2.1 Dimensionamiento del elemento

$$\frac{P_{servicio} + \text{Peso propio zapata}}{\sigma_{adm}} \leq A$$

Se asumirá para el peso propio de la zapata para el suelo S1, 5% de P_s y para el S2, 10% de P_s . Las dimensiones finales serán obtenidas para tener volados iguales en los dos sentidos. En la tabla 11.1 se muestran las dimensiones finales de la zapata de la columna C-02

Tabla 11.1 Dimensionamiento de zapata

Suelo	P_s (Ton)	PPZ (Ton)	σ (Ton/m ²)	A (m ²)	Dimensiones Zapata
S1	222.73	11.14	40	5.85	2.25x2.60=5.85 m ²
S2	222.73	22.27	20	12.25	3.35x3.70=12.40 m ²

11.2.2 Diseño por corte simple y punzonamiento

Para calcular el esfuerzo último amplificamos ponderando la carga viva y la carga muerta, obteniendo un factor de amplificación de 1.46. Asumimos un valor de "d".

$$\text{Suelo S1} = \sigma_u = 40 \times 1.46 = 58.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Suelo S2} = \sigma_u = 20 \times 1.46 = 29.2 \text{ Ton/m}^2$$

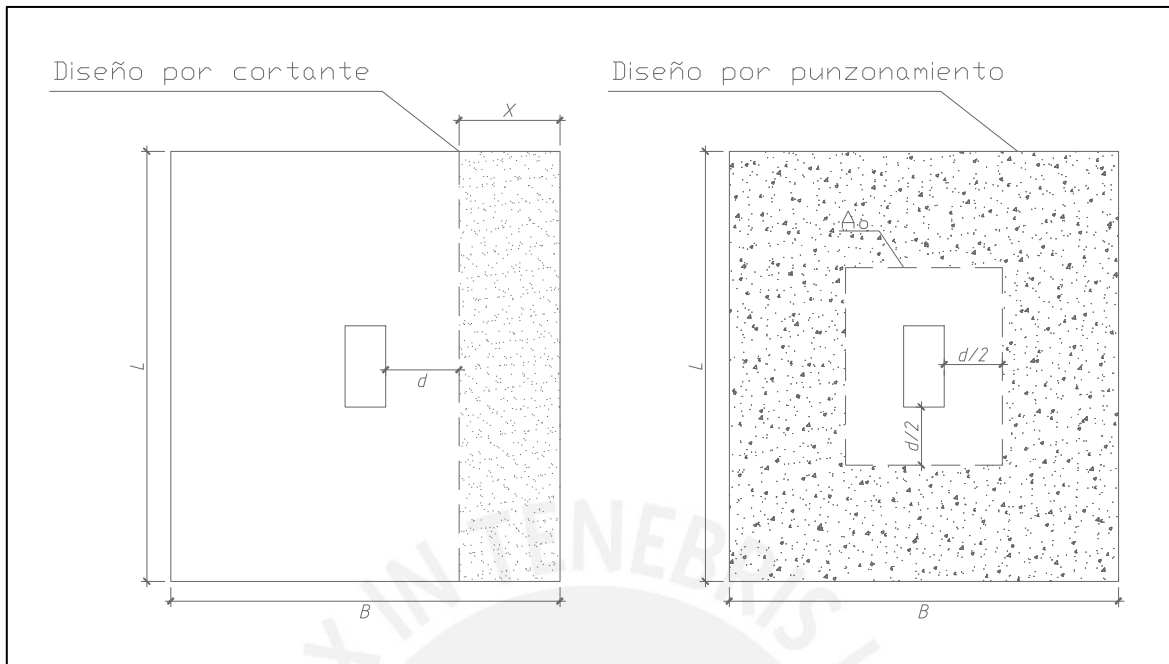


Figura 11.1: Esquematación del diseño por cortante y punzonamiento

Se realiza el análisis por cortante simple y por punzonamiento para los dos tipos de suelos para hallar el d que satisfaga la ecuación. Se presentan el análisis en la tabla 11.2. La zapata con un peralte de 70 cm cumple con los requisitos establecidos por la norma

Tabla 11.2 Dimensionamiento del peralte de zapata

	Suelo S1	Suelo S2
$d(m)$	0.6	0.6
$V_u=(\sigma_u \cdot P_{pu}) \cdot XL$ (Ton)	$(58.4-2.89) \cdot (0.95-0.6) = 19.43$	$(29.2-2.89) \cdot (1.50-0.60) = 23.68$
$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 100 \cdot x \cdot d$ (Ton)	$0.85 \cdot 0.53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 100 \cdot 60 = 39.17$	$0.85 \cdot 0.53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 100 \cdot 60 = 39.17$
$V_u = (\sigma_u \cdot P_{pu}) \cdot (A - A_o)$ (Ton)	$(58.4-2.89) \cdot (5.85 - (0.35+0.6) \cdot (0.70+0.6)) = 256.18$	$(29.2-2.89) \cdot (12.40 - (0.35+0.6) \cdot (0.70+0.6)) = 293.75$
$\phi V_c = \phi \cdot 1.06 \cdot (210)^{1/2} \cdot x \cdot b_o \cdot x \cdot d$ (Ton)	$0.85 \cdot 1.06 \cdot (210)^{1/2} \cdot 450 \cdot 60 = 352.53$	$0.85 \cdot 1.06 \cdot (210)^{1/2} \cdot 450 \cdot 60 = 352.53$

11.2.3 Diseño por flexión.

La sección crítica para el diseño por flexión se presenta en la cara de la columna. El momento se calculará como si fuera un volado con carga repartida uniformemente, dado que los volados son iguales se calculará solo para una dirección y por metro de ancho. Ver figura 11.2.

$$M_u = (\sigma_u - P_{pu}) \cdot B \cdot \frac{x^2}{2}$$

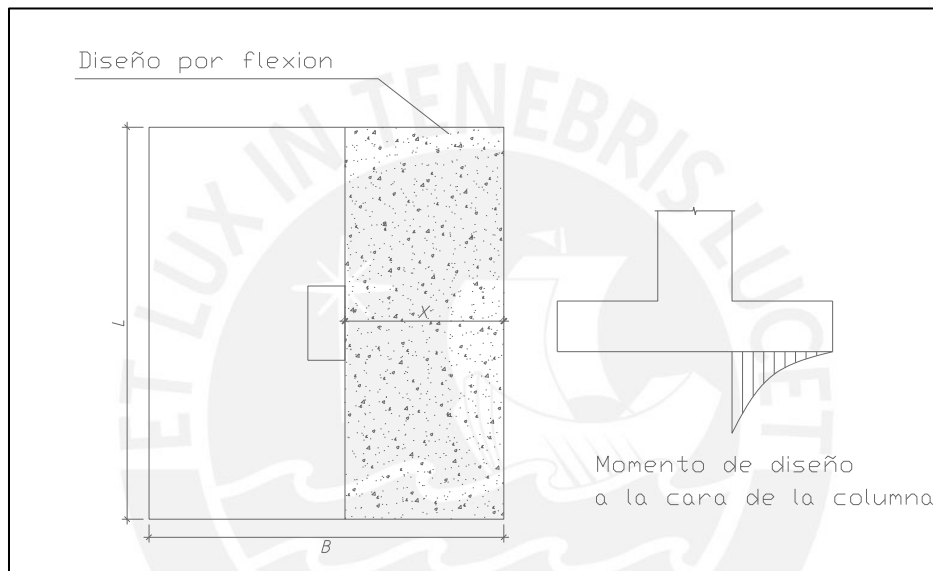


Figura 11.2: Esquematización del diseño por flexión.

$$\text{As minimo} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Suelo S1:

$$M_u = (58.4 - 2.89) \times \left(\frac{0.952^2}{2} \right) = 25.05 \text{ Ton.m}$$

$$\text{As calculado} = 11.5 \text{ cm}^2 \text{ (5/8" @ 0.15m)}$$

Suelo S2:

$$M_u = (29.2 - 2.89) \times \left(\frac{1.50^2}{2} \right) = 29.60 \text{ Ton.m}$$

$$\text{As calculado} = 13.6 \text{ cm}^2 \text{ (5/8" @ 0.15m)}$$

11.3 Diseño de zapata excéntrica

Las columnas o placas ubicadas en el límite de propiedad originan zapatas excéntricas dado que no se puede invadir el terreno ajeno, se generan presiones mayores a las admisibles por lo que se conectan por vigas de cimentación a zapatas interiores. Son las vigas de cimentación las que finalmente absorberán los momentos generados por la excentricidad de carga por lo que deben ser rígidas. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga de cimentación y de la zapata excéntrica de la placa PL-06 ubicada entre los ejes B y 8.

11.3.1 Dimensionamiento de la zapata excéntrica

Luego de realizar el análisis estructural se presentan las cargas en condiciones de servicio por cada tipo de suelo en la tabla 11.4 y 11.5 para proceder con el diseño.

Tabla 11.3 Cargas en la base de la placa PL-06 S1

Nivel	Placa	Carga	Ubicación	P (Ton)	Mxx (Ton.m)
PISO 1	PL - 06	MUERTA	Base	53.18	0.00
PISO 1	PL - 06	VIVA	Base	11.79	0.00
PISO 1	PL - 06	SISMO XX	Base	10.86	19.02
PISO 1	PL - 06	SISMO YY	Base	15.77	22.98

Tabla 11.4 Cargas en la base de la placa PL-06 S2

Nivel	Placa	Carga	Ubicación	P (Ton)	Mxx (Ton.m)
PISO 1	PL - 06	MUERTA	Base	53.18	0.00
PISO 1	PL - 06	VIVA	Base	11.79	0.00
PISO 1	PL - 06	SISMO XX	Base	23.54	37.78
PISO 1	PL - 06	SISMO YY	Base	21.61	32.14

En este caso, se tienen momentos de sismo considerables por lo que los esfuerzos actuantes se calcularán mediante la ecuación de Meyerhof. Se deben considerar tres escenarios posibles, solo cargas de gravedad, cargas de gravedad más sismo en la dirección X-X y por ultimo cargas de gravedad más sismo en la dirección Y-Y. Se considerará como mínimo un volado de 0.60 m, en el caso que actúen fuerzas de sismo el esfuerzo admisible será para el suelo S1 52 Ton/m² y para el suelo S2 26 Ton/m². En la tabla 11.6 se muestra un análisis por cada combinación de carga que existe en cada suelo.

Tabla 11.5 Esfuerzos actuantes por combinación de carga

Suelo	L (m)	B (m)	Ptotal (Ton)	Mx-x (Ton.m)	e (m)	σ act(Ton/m ²)
S1	0.80	2.7	68.22	-	-	31.58
S1 X-X	0.80	2.7	79.08	19.02	0.24	44.55
S1 Y-Y	0.80	2.7	83.99	22.98	0.27	48.77
S2	1.3	3.7	71.47	-	-	14.86
S2 X-X	1.3	3.7	95.01	37.78	0.40	25.16
S2 Y-Y	1.3	3.7	93.08	22.98	0.25	22.33

Se observa que se el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible por lo que las dimensiones de la zapata son las correctas.

11.3.2 Diseño por cortante

Para calcular el esfuerzo último se amplifica el esfuerzo admisible por 1.25 dado que la combinación que predomina es la de sismo. El peralte para los dos tipos de suelo será h= 0.60m

Tabla 11.6 Dimensionamiento del peralte de la zapata

	Suelo S1	Suelo S2
d(m)	0.50	0.50
$V_{ux} = V_{uy} = (\sigma_u \cdot P_{pu}) \cdot XL$ (Ton)	$(50-2.60) \times (0.60-0.50) = 4.74$	$(25-2.60) \times (1.10-0.50) = 13.44$
$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times (210)^{1/2} \times 100 \times d$ (Ton)	$0.85 \times 0.53 \times (210)^{1/2} \times 100 \times 50 = 32.64$	$0.85 \times 0.53 \times (210)^{1/2} \times 100 \times 50 = 32.64$
$V_u = (\sigma_u \cdot P_{pu}) \cdot (A - A_o)$ (Ton)	$(50-2.60) \times (2.16 - (1.50+0.5)) \times (0.20+0.25) = 59.72$	$(25-2.60) \times (4.81 - (1.50+0.5)) \times (0.20+0.25) = 87.58$
$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times (210)^{1/2} \times b_o \times d$ (Ton)	$0.85 \times 1.06 \times (210)^{1/2} \times 290 \times 50 = 189.32$	$0.85 \times 1.06 \times (210)^{1/2} \times 290 \times 50 = 189.32$

11.3.3 Diseño por flexión

$$As \text{ minimo} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Suelo S1:

$$Mu = (58.4 - 2.89) \times \left(\frac{0.952^2}{2} \right) = 25.05 \text{ Ton. m}$$

$$As \text{ calculado} = 11.5 \text{ cm}^2 \text{ (5/8" @ 0.15m)}$$

Suelo S2:

$$Mu = (29.2 - 2.89) \times \left(\frac{1.50^2}{2} \right) = 29.60 \text{ Ton. m}$$

$$As \text{ calculado} = 13.6 \text{ cm}^2 \text{ (5/8" @ 0.15m)}$$

Al ser una zapata excéntrica la carga axial de la placa no cae en el centro de gravedad de la zapata por lo que se genera un My-y, ver figura 11.3. La excentricidad que se genera es grande y las presiones actuantes exceden la capacidad del terreno, por esa razón se buscó como alternativa una viga de gran peralte de tal manera que con esa rigidez se pueda controlar el giro de la zapata exterior y permitiendo que sea una presión uniforme ejercida sobre toda el área de la zapata.

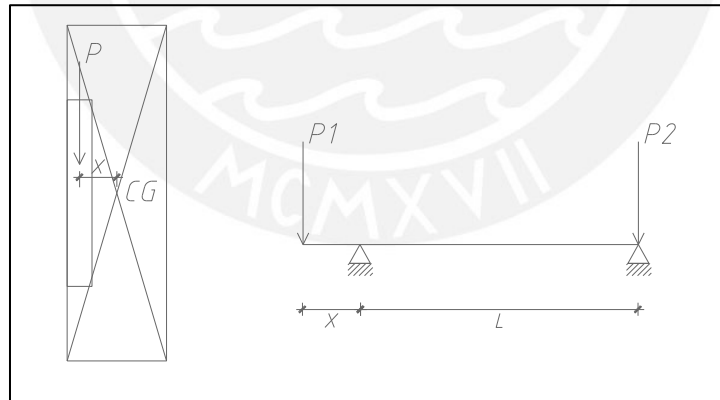


Figura 11.3: Esquematización de la viga de cimentación.

La zapata exterior además de las cargas actuantes sentirá una carga adicional

$$P' = \frac{P_1 \cdot X}{L}$$

Se realizará el análisis solo para el escenario más crítico, para el suelo S1 (gravedad + sismo en YY) y para el suelo S2 (gravedad+ sismo en XX). Ver tabla 11.7.

Tabla 11.7 Verificación del área de la zapata

	Suelo S1 (gravedad+ sismoYY)	Suelo S2(gravedad+ sismoXX)
X (m)	0.3	0.55
L(m)	5.15	5.15
P' (Ton)	4.89	10.14
Ptotal (Ton)	88.88	105.15
Mxx(Ton.m)	22.98	37.78
σ act(Ton/m ²)	50.89	25.88

El esfuerzo actuante aun con el incremento de P' sigue siendo menor que el esfuerzo admisible por lo que las dimensiones de la zapata se conservan.

11.3.4. Diseño de viga de cimentación.

La combinación de diseño será 1.25 (CM+CV) +Sismo. Para obtener el momento último multiplicamos la carga axial última por la excentricidad. Se escogerá una viga de cimentación de 0.30x1.20 m.

Suelo S1:

$$Pu = 1.25(53.18 + 11.79 + 4.89 + 3.11) + 15.77 = 107.00 \text{ Ton}$$

$$Mu = 0.3 \times 107.00 = 32.10 \text{ Ton.m}$$

Suelo S2:

$$Pu = 1.25(53.18 + 11.79 + 10.14 + 6.93) + 23.54 = 126.10 \text{ Ton}$$

$$Mu = 0.55 \times 126.10 = 69.36 \text{ Ton.m}$$

$$\text{As minimo} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Suelo S1:

$$\text{As calculado} = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ (} 3\phi 3/4 \text{")}$$

Suelo S2:

$$A_s \text{ calculado} = 18.8\text{cm}^2 (4\phi 1")$$

Se corre por lo menos 1/3 del área requerida en el extremo crítico en toda la viga en la parte superior e inferior

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión no debe ser menor a $0.0025 bws$, s no debe exceder de 30 cm.

$$A_s = 2x0.71 = 0.0025 x30xS, \quad S = 18.9 \text{ cm}$$

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión no debe ser menor a $0.0015 bws$, s no debe exceder de 30 cm.

$$A_s = 2x0.71 = 0.0015 x30xS, \quad S = 30 \text{ cm}$$

11.3.5. Diseño final de viga de cimentación.

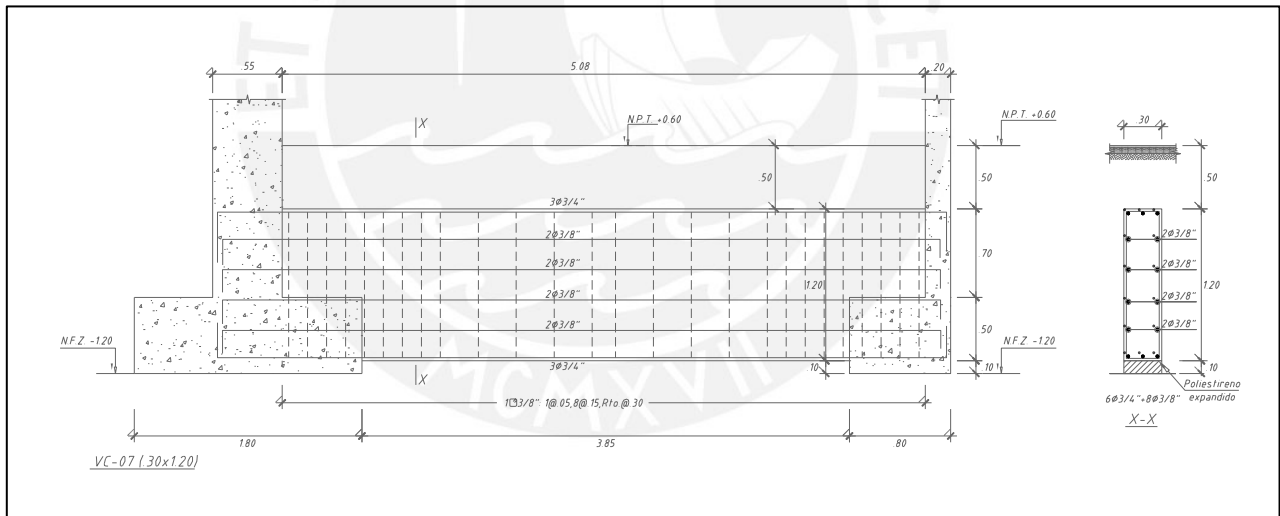


Figura 11.4: Diseño final VC-07 (0.3x1.20)m Suelo S1

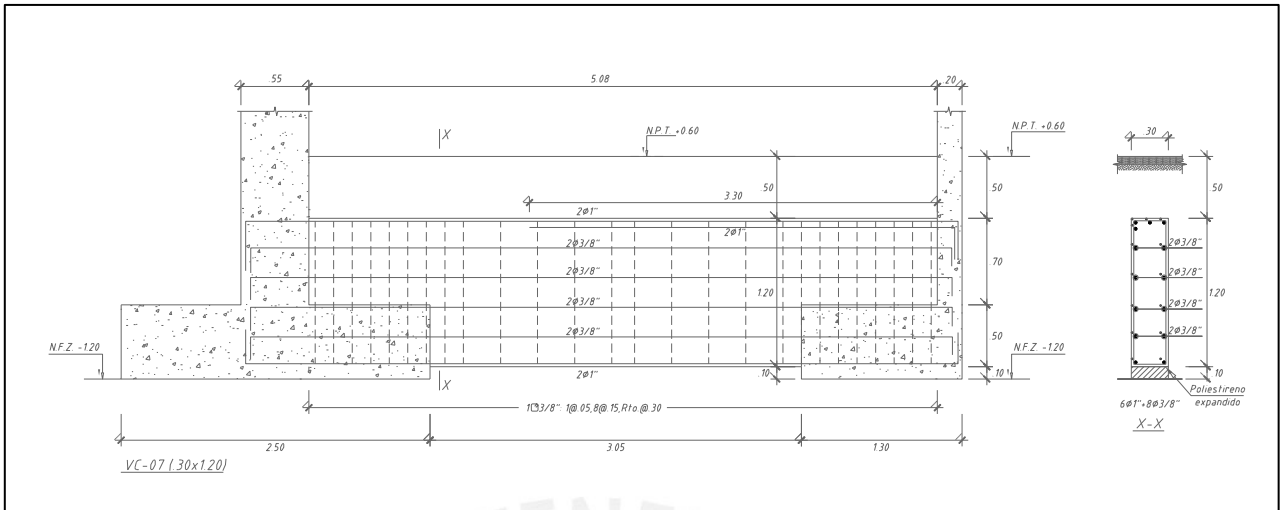


Figura 11.5: Diseño final VC-07 (0.3x1.20)m Suelo S1

11.4 Diseño de escaleras

En el presente proyecto se tiene dos escaleras de varios tramos apoyadas en descansos. El análisis se realiza considerando losas macizas simplemente apoyadas armadas en una dirección. En el diseño se considera cargas de gravedad. A manera de ejemplo se diseñará el tramo típico de la escalera E-01.

Para calcular el peso propio se usará la siguiente fórmula:

$$\omega_{pp} = \gamma_{concreto} * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) = 677.4 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

Cp: contrapaso= 0.168 m

p: paso= 0.28 m

t: espesor garganta= 0.17 m

Realizando un metrado por metro de ancho:

Tramo inclinado

Peso propio: 677.4kg/m²

Piso terminado: 100 kg/m²

Sobrecarga: 400 kg/m²

CMV: 1768.37 kg/m²

Descanso

Peso propio: 360 kg/m²

Piso terminado: 100 kg/m²

Sobrecarga: 400 kg/m²

CMV: 1324 kg/m²

Con las cargas últimas se obtiene el siguiente diagrama de momentos flectores y diagrama de fuerzas cortantes. Ver figura 11.6. y figura 11.7.

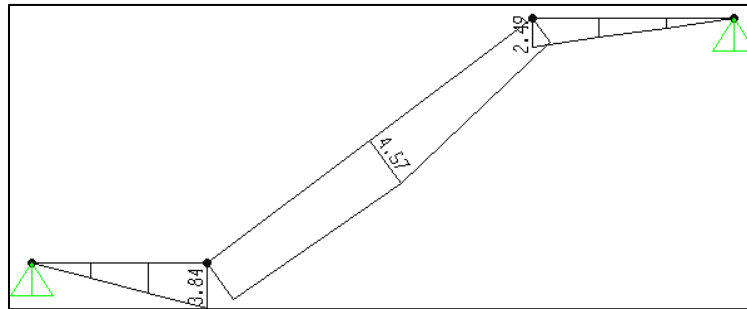


Figura 11.6 Diagrama de momento flector último del tramo típico de la escalera E-01

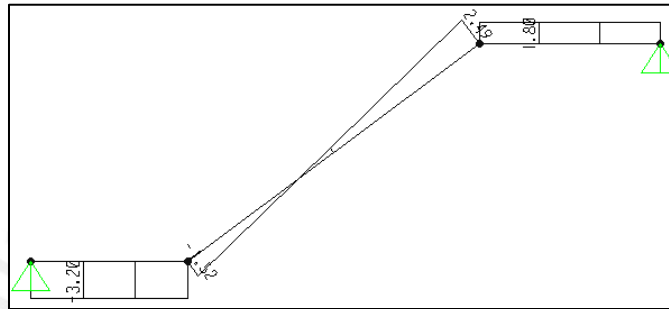


Figura 11.7 Diagrama de fuerza cortante del tramo típico de la escalera E-01

Se comprueba que el corte en la sección con mayor demanda de fuerza cortante será suficiente

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton.}$$

Se realiza el diseño por flexión

$$M_u = 4.57 \text{ ton.m, } A_s = 8.65 \text{ cm}^2$$

Se decidió colocar $\phi 1/2'' @ 0.15 \text{ m}$ y en la dirección transversal cumpliendo el acero mínimo por temperatura $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$, Ver figura 11.8.

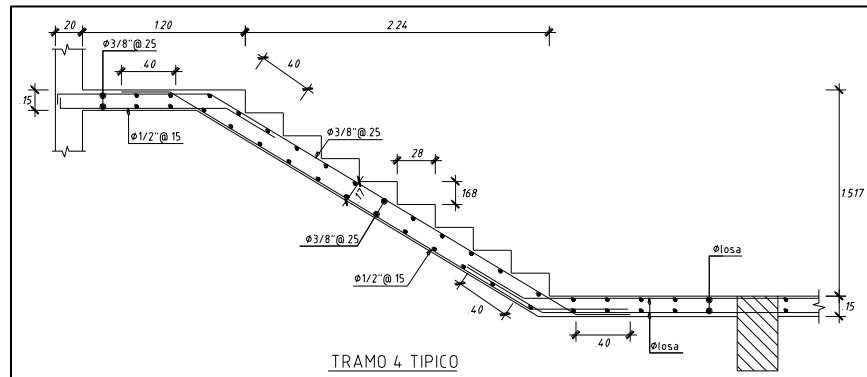


Figura 11.8 Disposición del acero colocado en el tramo típico de la escalera E-01

12 Medrado de materiales

Finalizado el proceso de diseño en concreto armado se procederá a hacer un análisis comparativo de la cantidad de material necesario en cada suelo. Se metrarán los elementos estructurales que reciban demanda sísmica como vigas, placas, zapatas y vigas de cimentación; los otros elementos contarán con la misma cantidad de materiales porque se usó igual estructuración en los dos edificios. En las zapatas y vigas de cimentación se metró adicionalmente el volumen de concreto ya que las dimensiones de las zapatas y vigas de cimentación son diferentes al depender del tipo de suelo.

12.1 Medrado en elementos

12.1.1 Medrado en vigas

Tipo		Suelo S1	Suelo S2
Numeración	Dirección	Acero (kg)	Acero (kg)
V-1	X-X	952.02	1,256.32
V-2	X-X	1,269.00	1030.91
V-3	X-X	335.34	335.34
V-4	X-X	364.99	364.99
V-5	X-X	2,369.41	2957.17
V-6	X-X	1,219.72	1,022.31
V-7	X-X	1,178.43	1,256.16
V-8	Y-Y	1,445.79	1,533.83
V-9	Y-Y	326.62	326.62
V-10	Y-Y	795.32	795.32
V-11	Y-Y	1697.11	1,909.85
V-12	Y-Y	795.32	795.32
V-13	Y-Y	1,660.06	1,859.78
V-14	Y-Y	1,734.68	1,946.35
Total		16,143.81	17,390.13

12.1.2 Metrado en placas

Tipo		Suelo S1	Suelo S2
Numeración	Cantidad	Acero (kg)	Acero (kg)
PL-1	1	1,015.16	1,221.65
PL -2	1	708.25	1,099.22
PL -3	1	708.25	1,080.44
PL -4	1	4,175.12	5,287.22
PL -5	1	3,943.28	5,841.99
PL -6	4	1,808.53	1,925.87
Total		12,358.59	16,456.39

12.1.3 Metrado en zapatas.

Tipo		Suelo S1	Suelo S2
Numeración	Cantidad	Concreto (m3)	Concreto (m3)
Z-1	1	2.20	3.10
Z-2	1	1.33	2.61
Z-3	1	1.04	1.98
Z-4	2	4.22	9.57
Z-5	2	8.19	17.35
Z-6	2	3.48	5.83
Z-7	2	3.84	5.77
Z-8	2	2.59	5.77
Z-9	2	4.56	7.2
Z-10	1	61.98	71.02
Total		93.43	130.22

Tipo		Suelo S1	Suelo S2
Numeración	Cantidad	Acero (kg)	Acero (kg)
Z-1	1	67.76	81.48
Z-2	1	50.39	75.12
Z-3	1	39.95	57.66
Z-4	2	120.75	290.07
Z-5	2	260.00	420.59
Z-6	2	102.56	185.46
Z-7	2	108.95	267.56
Z-8	2	76.54	267.56
Z-9	2	129.13	201.76
Z-10	1	2220.23	2742.26
Total		3176.24	4589.53

12.1.4 Metrado en vigas de cimentación

Numeración	Suelo S1	Suelo S2
VC1	Sísmica	Sísmica
VC2	Excéntrica	Excéntrica
VC3	Excéntrica	Excéntrica
VC4	Excéntrica	Excéntrica
VC5	Excéntrica	Excéntrica
VC6	Excéntrica	Excéntrica
VC7	Excéntrica	Excéntrica
VC8	Sísmica	Sísmica
VC9	Excéntrica	Sísmica
VC10	Excéntrica	Excéntrica
VC11	Excéntrica	Sísmica
VC12	-	Sísmica
VC13	-	Excéntrica
VC14	-	Excéntrica / Sísmica

Tipo de Suelo	S1	S2
Numeración	Acero (kg)	Acero (kg)
VC1	450.70	518.92
VC2	249.19	243.53
VC3	247.60	250.78
VC4	371.29	360.33
VC5	505.27	462.89
VC6	149.42	193.79
VC7	157.06	201.44
VC8	208.23	224.59
VC9	146.57	353.93
VC10	142.11	144.40
VC11	138.16	576.32

VC12	-	358.53
VC13	-	142.24
VC14	-	145.36/301.16
TOTAL	2,765.60	4,477.70

Tipo de Suelo	S1	S2
Numeración	Concreto (m3)	Concreto (m3)
VC1	2.78	3.49
VC2	1.80	1.81
VC3	1.80	1.95
VC4	3.42	3.42
VC5	5.34	5.34
VC6	1.70	1.70
VC7	1.83	1.84
VC8	0.90	1.13
VC9	1.58	2.55
VC10	1.53	1.58
VC11	1.13	5.11
VC12	-	2.55
VC13	-	1.53
VC14	-	1.13/1.41
Total	23.98	36.53

13 Comparaciones estructurales entre los edificios con suelo S1 y S2

13.1 Desplazamientos

Se verificó que en ambas direcciones la deriva sea menor a la permisible en ambos suelos. Además, se observa que los desplazamientos en la dirección Y-Y se incrementa en 27% mientras que en la dirección X-X se nota un incremento cerca al 47% del suelo S1 al suelo S2. Ver tabla 13.1.

Tabla 13.1 Derivas y desplazamientos máximos inelásticos.

Suelo	Deriva máxima X-X	Deriva máxima Y-Y	Desplazamiento máximo X-X (cm)	Desplazamiento Y-Y máximo (cm)
S1	0.0044	0.0033	7.03	5.25
S2	0.0065	0.0042	10.39	6.70

13.2 Factores de amplificación

Los factores de amplificación dependen del V estático, V dinámico y de la regularidad de la estructura. En el capítulo 5, se demostró que la estructura es regular en ambos suelos. El período fundamental del suelo S1 en la dirección X-X es mayor al T_p de 0.40 s, por lo que el C se reduce y la cortante estática no es igual en ambas direcciones. Por la cantidad de placas que se tienen en la dirección Y-Y es coherente que el factor de amplificación sea la misma en ambos suelos. En la tabla 13.2 se muestra un cuadro comparativo entre ambos suelos.

Tabla 13.2 Factor de amplificación por cada dirección

Suelo	Txx (s)	Tyy(s)	Cxx	Cyy	Vestxx(Ton)	Vestyy(Ton)	Vdinxx(Ton)	Vdinyy(Ton)	Fxx	Fyy
S1	0.53	0.40	1.90	2.50	270.60	356.01	201.17	242.88	1.08	1.18
S2	0.53	0.40	2.50	2.50	427.22	427.22	267.82	294.39	1.29	1.18

13.3 Elementos

Se realiza un análisis comparando los dos tipos de suelos y se calculó el incremento de materiales del suelo S1 al suelo S2.

13.3.1 Acero

13.3.1.1 Vigas

Dirección X-X:

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{8223.2}{7688.91} = 1.07 \therefore 7\% \text{ mayor}$$

Dirección Y-Y:

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{9167.07}{8454.90} = 1.08 \therefore 8\% \text{ mayor}$$

Total:

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{17178.6}{16143.81} = 1.06 \therefore 6\% \text{ mayor}$$

13.3.1.2 Placas

$$\frac{\text{Acero Placas S2}}{\text{Acero Placas S1}} = \frac{16456.39}{12358.59} = 1.33 \therefore 33\% \text{ mayor}$$

13.3.1.3 Zapatas

$$\frac{\text{Acero Zapatas S2}}{\text{Acero Zapatas S1}} = \frac{4589.53}{3176.24} = 1.44 \therefore 44\% \text{ mayor}$$

13.3.1.4 Vigas de cimentación

Vigas por excentricidad:

$$\frac{\text{Acero Vigas de cimentacion S2}}{\text{Acero Vigas de cimentacion S1}} = \frac{2144.76}{2106.67} = 1.02 \therefore 2\% \text{ mayor}$$

Vigas sísmicas:

$$\frac{\text{Acero Vigas de cimentacion S2}}{\text{Acero Vigas de cimentacion S1}} = \frac{2334.28}{658.93} = 3.54 \therefore 354\% \text{ mayor}$$

Total:

$$\frac{\text{Acero Vigas de cimentacion S2}}{\text{Acero Vigas de cimentacion S1}} = \frac{4477.70}{2765.60} = 1.62 \therefore 62\% \text{ mayor}$$

13.3.2 Concreto

13.3.2.1 Zapatas

$$\frac{\text{Concreto Zapatas S2}}{\text{Concreto Zapatas S1}} = \frac{130.22}{93.43} = 1.39 \therefore 39\% \text{ mayor}$$

13.3.2.2 Vigas de cimentación

Vigas por excentricidad:

$$\frac{\text{Concreto Vigas de cimentacion S2}}{\text{Concreto Vigas de cimentacion S1}} = \frac{20.3}{20.3} = 1 \therefore \text{Iguales}$$

Vigas sísmicas:

$$\frac{\text{Concreto Vigas de cimentacion S2}}{\text{Concreto Vigas de cimentacion S1}} = \frac{16.23}{3.68} = 4.41 \therefore 441\% \text{ mayor}$$

Total:

$$\frac{\text{Concreto Vigas de cimentacion S2}}{\text{Concreto Vigas de cimentacion S1}} = \frac{36.53}{23.98} = 1.52 \therefore 52\% \text{ mayor}$$

14 Conclusiones

- La arquitectura no facilitaba la colocación proporcionada de elementos que den rigidez lateral en la dirección más corta. La rigidez lateral se concentró en las placas de las escaleras y ascensor, y para evitar la irregularidad de torsión en planta se colocaron pórticos resistentes a momentos en los ejes paralelos.
- El período fundamental depende de la masa y de la rigidez de la estructura, es independiente del tipo de suelo donde se encuentre. Con el modelo del programa ETABS, en la dirección X-X se tiene un período fundamental de 0.53 segundos y en la dirección Y-Y se tiene un período fundamental de 0.40 segundos.
- El factor de amplificación sísmica C depende de las características del sitio y es el que controla el espectro de respuesta, ya que tiene variables que dependen del período de la estructura cuando el periodo es mayor a T_p . En la dirección X-X para el suelo S1 el periodo fundamental es mayor a T_p , mientras que para el suelo S2 es menor, en consecuencia el cortante estático del suelo S1, es diferente para cada dirección.
- En los dos suelos, la estructura es regular y la deriva es menor a la permisible. En la dirección X-X, el edificio del suelo S2 se desplaza 50% más que el edificio del suelo S1. En la dirección Y-Y la relación es alrededor de 25%.
- Los factores de amplificación para llevar la fuerza dinámica al 80% de la fuerza estática en la dirección X-X para el suelo S1 es 1.08 y para el suelo S2 es 1.29. En la dirección Y-Y ambos suelos tienen el factor 1.18. Los valores son lógicos dado que en la dirección X-X el suelo S2 tiene un cortante estático mayor al S1, en la dirección Y-Y por la cantidad de placas la rigidez es mayor, los periodos son bajos por lo que el cociente entre el cortante estático y dinámico se mantienen iguales.
- Al ser la arquitectura igual, el diseño de losas macizas y escaleras es el mismo en ambos suelos dado que solo se diseña con cargas de gravedad.

- Las columnas reciben principalmente cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas bajas. El predimensionamiento de los elementos ha sido adecuado ya que se requiere cuantía mínima lo que genera poca congestión de acero. La diferencia de cantidad de acero a utilizar en columnas entre los dos suelos es prescindible.
- Se realizó una comparación de la cantidad de acero a utilizar entre los dos tipos suelos. En las placas el suelo S2 es 33% mayor al S1 y en las vigas es 6% mayor. Además, se hizo un análisis de acero en vigas por dirección, en la dirección X-X el suelo S2 tiene 7% más acero que el S1 y en la dirección Y-Y, el suelo S2 tiene 8% más acero que el S1.
- La resistencia del suelo S1 es 4 kg/cm^2 y del suelo S2 es 2 kg/cm^2 . Al tener capacidad de resistencia distinta, los volúmenes de concreto de la zapata en el suelo S2 fueron 39% más que en el suelo S1. El suelo con menor resistencia necesita más área de compresión, por lo tanto volados mayores, lo que implica más cantidad de acero para cumplir con los momentos últimos. El S2 requiere 44% más cantidad de acero que el suelo S1.
- El suelo S2 necesita 62% más acero y 52% más volumen de concreto en las vigas de cimentación que el suelo S1. Las vigas de cimentación se separaron en dos grupos, las vigas de cimentación excéntricas que unen columnas o placas ubicadas en el límite de propiedad con columnas internas y las vigas sísmicas que ayudan a reducir el momento que recibe la placa para que el área de la zapata no resulte demasiado grande. La distribución de elementos verticales es igual en los dos suelos por lo tanto se necesitan las mismas vigas de cimentación excéntricas por lo tanto el mismo volumen de concreto. El suelo S2 necesita 2% más acero que el suelo S1 en las vigas de cimentación excéntricas, esto se debe a que en algunos elementos la combinación predominante fue $1.25 (CM+CV) + \text{Sismo}$.
- Las placas PL-4 y PL5 fueron los elementos que más solicitaciones sísmicas recibieron, por la resistencia tan baja del suelo S2 se tuvieron que añadir 4 vigas de cimentación sísmicas para reducir el momento en las zapatas. El suelo S2 necesita 354% más acero y 441% más volumen de concreto. en las vigas de cimentación sísmica que el suelo S1.

15 Bibliografía

1. HARMSSEN, Teodoro E., Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 2005, Cuarta edición.
2. BLANCO BLASCO, Antonio, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 2da. Ed., Colegio de ingenieros del Perú, Lima, 1994.
3. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima, 2009.
4. OTAZZI PASINO, Gianfranco, Apuntes del curso de Concreto Armado 1, PUCP Facultad de ciencias e ingeniería, Lima, 2011.
5. MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2011.