

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE DOS SÓTANOS Y SIETE PISOS, UBICADO EN
SAN ISIDRO Y DESTINADO A VIVIENDA”**

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

IGOR LAUREANO AGRADA CASAVARDE

ASESOR: JUAN ANTONIO BLANCO BLASCO

Lima, febrero del 2016

RESUMEN

El proyecto comprende el análisis y diseño de un edificio de concreto armado de 2 sótanos y 7 pisos, destinados a departamentos multifamiliares. Se ubica en la Calle Tucanes Mz F1-A Lote N°4, Urb. Limatambo, del distrito de San Isidro.

El terreno donde se edificará el edificio tiene un área de 635 m², el área del sótano 2 es de 635 m², el área del sótano 1 es de 592.2 m² y los pisos 1 al 7 tienen un área de 419.1 m², lo que en total da un área construida de 4160.9 m².

Para el diseño estructural del edificio se ha considerado lo siguiente:

- En la dirección longitudinal se cuenta con muros de corte y adicionalmente con pórticos de concreto armado, calificando como sistema de muros de corte.
- En la dirección transversal, perpendicular a la fachada, se cuenta con pórticos de concreto armado y una zona central de placas que forman la caja de ascensor y escalera, considerándose también como sistema de muros de corte.

Se trató de buscar en el diseño estructural la simplicidad, de tal forma que los resultados obtenidos sean más precisos al igual que se buscó que la estructura del edificio tuviera una adecuada rigidez en ambas direcciones con el fin de cumplir con las derivas máximas que admite la Norma de Diseño Sismoresistente (NTE E.030) y que los principales elementos sísmicos tengan una adecuada resistencia para soportar los esfuerzos a los que están sometidos.

Definido lo anterior se procedió a pre-dimensionar los elementos estructurales siguiendo los criterios planteados en los diversos libros de diseño de estructuras y recomendaciones de uso práctico.

Una vez realizado el pre-dimensionamiento de los diferentes elementos, se procedió al metrado de cargas verticales.

Con la estructuración ya definida, se procede a hacer el análisis sísmico definitivo de acuerdo a la Norma de Diseño Sismoresistente (NTE E.030).

Posteriormente, se procede al diseño final de todos los elementos estructurales del edificio de tal manera que cumpla con los lineamientos de la Norma Peruana de Estructuras E.060.

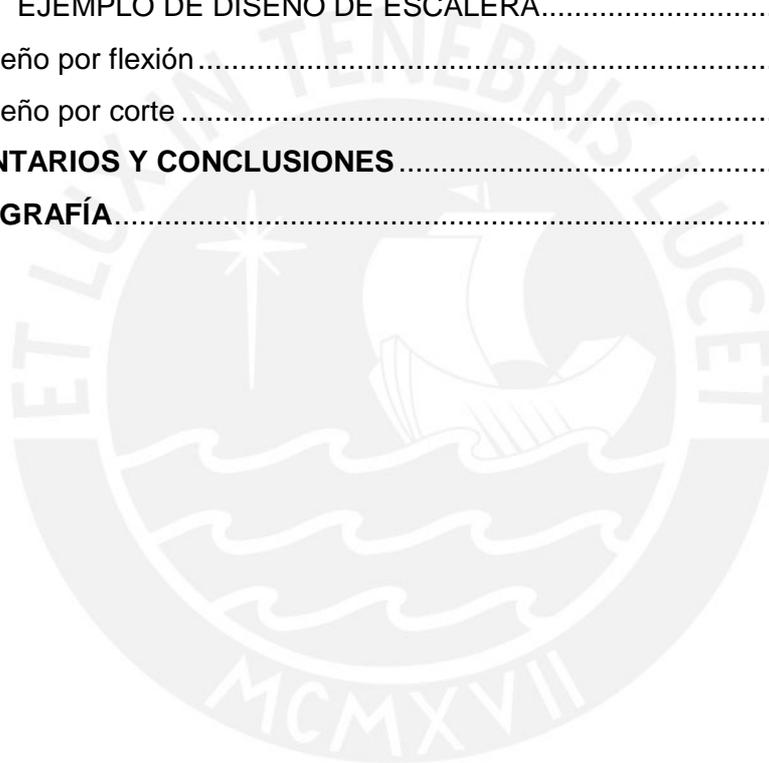


INDICE

CAPÍTULO 1: ESTRUCTURACIÓN	1
1.1 OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	1
1.2 ARQUITECTURA DEL EDIFICIO	1
1.3 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL	4
CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1 LOSAS ALIGERADAS.....	6
2.2 LOSAS MACIZAS.....	6
2.3 VIGAS	7
2.4 COLUMNAS	8
2.5 PLACAS	8
2.6 ESCALERAS.....	9
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD	10
3.1 CARGAS Y PESOS UNITARIOS EMPLEADOS.....	10
3.2 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS	11
3.3 METRADO DE LOSAS MACIZAS	12
3.4 METRADO DE VIGAS.....	13
3.5 METRADO DE COLUMNAS.....	14
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SISMICO	17
4.1 MODELO DEL EDIFICIO.....	17
4.2 PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	18
Condiciones Geotécnicas (S) y Tp:.....	18
Factor de amplificación sísmica (C):.....	18
Factor de uso e importancia (U):.....	18
Factor de reducción (R):	18
4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	18
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO.....	20
4.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	20
Modos y periodos resultantes	20
Desplazamientos laterales.....	21
Junta de separación sísmica	23
Determinación del valor de R.....	23
Determinación de la regularidad de la estructura.....	24
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS	25
5.1 DEFINICIÓN.....	25

5.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA ALIGERADA	25
	Diseño por flexión	29
	Diseño por cortante	30
	Condiciones de servicio	31
5.3	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA	32
	Diseño por flexión	33
	Diseño por Cortante.....	35
CAPÍTULO 6:	DISEÑO DE VIGAS.....	36
6.1	DEFINICIÓN.....	36
6.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA.....	36
	Diseño por flexión	39
	Diseño por cortante	40
CAPÍTULO 7:	DISEÑO DE COLUMNAS.....	42
7.1	DEFINICIÓN.....	42
7.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA	42
	Diseño por flexo-compresión	43
	Diseño por corte	45
	Verificación de Esbeltez.....	46
CAPÍTULO 8:	DISEÑO DE PLACAS.....	49
8.1	DEFINICIÓN.....	49
8.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PLACA	49
	Diseño por flexo-compresión	50
	Diseño por corte	52
CAPÍTULO 9:	DISEÑO DE CIMENTACIONES	54
9.1	DEFINICIÓN.....	54
9.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA	54
	Verificación por gravedad	55
	Verificación por sismo.....	55
	Reacción amplificada del suelo.....	56
	Diseño por corte	56
	Diseño por flexión	57
9.3	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA COMBINADA	57
	Verificación por gravedad	59
	Verificación por sismo.....	60
	Diseño por corte	61
	Diseño por flexión	63

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	64
10.1 DEFINICIÓN.....	64
10.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	64
Diseño por flexión.....	66
Diseño por corte	67
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CALZADURAS	68
11.1 DEFINICIÓN.....	68
11.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN	68
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ESCALERAS.....	72
12.1 DEFINICIÓN.....	72
12.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ESCALERA.....	72
Diseño por flexión.....	74
Diseño por corte	74
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	76
BIBLIOGRAFÍA.....	78



INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Planta Sótano 2	2
Figura 2: Planta Sótano 1	2
Figura 3: Planta 1° piso	3
Figura 4: Planta típica	3
Figura 5: Estructuración sótano 2	5
Figura 6: Estructuración de un piso típico	5
Figura 7: Aligerado típico	11
Figura 8: Tramo de viga	13
Figura 9: Área tributaria achurada	14
Figura 10: Columna para metrar	15
Figura 11: Área tributaria achurada	15
Figura 12: Modelo sísmico del edificio	17
Figura 13: Espectro de pseudo-aceleraciones	20
Figura 14: Losa aligerada de 20cm de espesor	25
Figura 15: Losa aligerada de 25cm de espesor	26
Figura 16: Losa aligerada de 30cm de espesor	26
Figura 17: Vigueta de aligerado de sección "T"	26
Figura 18: Tramo de aligerado para ejemplo, piso típico	27
Figura 19: Modelo de losa aligerada (Tonxm)	28
Figura 20: Diagrama de momento flector (Tonxm)	29
Figura 21: Diagrama de fuerza cortante (Ton)	29
Figura 22: Tramo de losa para ejemplo de diseño sótano 1	32
Figura 23: Viga V-2 para ejemplo de diseño de vigas	36
Figura 24: Modelo de viga V-2 (Tonxm)	37
Figura 25: Diagrama de momento flector (Tonxm)	38
Figura 26: Diagrama de fuerza cortante (Ton)	38
Figura 27: Columna para metrar	42
Figura 28: Distribución de acero en columna P1	44
Figura 29: Diagrama de iteración de columna P1, en piso 1	45
Figura 30: Placa 10, en encofrado típico	49
Figura 31: Distribución de acero en la placa 10	51
Figura 32: Diagrama de iteración de la placa 10, en la dirección X en piso 1	52
Figura 33: Zapata de la columna P1	54
Figura 34: Columnas P8, P9 y P11, para diseño de zapata combinada	57
Figura 35: Zapata combinada de las columnas P8, P9 y P11	59
Figura 36: Modelo de zapata	61
Figura 37: Diagrama de fuerzas cortantes	62
Figura 38: Modelo de zapata, lado transversal	62
Figura 39: Diagrama de fuerzas cortantes, lado transversal	62
Figura 40: Diagrama de momento flector	63
Figura 41: Diagrama de momento flector, lado transversal	63
Figura 42: Idealización de muro para diseño	65
Figura 43: Diagrama de momento flector	66
Figura 44: Diagrama de fuerza cortante	67
Figura 45: Cargas actuantes en calzaduras	68
Figura 46: Ejemplo de calzada para cálculo	70

Figura 47: Idealización de escalera para diseño _____	73
Figura 48: Diagrama de momento flector _____	74
Figura 49: Diagrama de fuerza cortante _____	75

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tabla de modos resultantes _____	21
Tabla 2: Desplazamientos laterales en X _____	22
Tabla 3: Desplazamientos laterales en Y _____	22
Tabla 4: Cargas acumuladas para la columna P1 (Ton) _____	43
Tabla 5: Cargas y momentos en la dirección X _____	43
Tabla 6: Cargas y momentos en la dirección Y _____	43
Tabla 7: Cargas y momentos amplificados en la dirección X _____	44
Tabla 8: Cargas y momentos amplificados en la dirección Y _____	44
Tabla 9: Efecto de esbeltez en la dirección X _____	48
Tabla 10: Efecto de esbeltez en la dirección Y _____	48
Tabla 11: Cargas acumuladas para la placa 10 (Ton) _____	50
Tabla 12: Cargas y momentos en la dirección X _____	50
Tabla 13: Cargas y momentos en la dirección Y _____	50
Tabla 14: Cargas y momentos amplificados en la dirección X _____	51
Tabla 15: Cargas y momentos amplificados en la dirección Y _____	51
Tabla 16: Cargas y momentos al nivel -5.90m _____	55
Tabla 17: Cargas y momentos columna P8 al nivel -5.90m _____	58
Tabla 18: Cargas y momentos columna P9 al nivel -5.90m _____	58
Tabla 19: Cargas y momentos columna P11 al nivel -5.90m _____	58
Tabla 20: Esfuerzos por combinación de cargas _____	60

CAPÍTULO 1: ESTRUCTURACIÓN

1.1 OBJETIVOS DEL PROYECTO

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de departamentos destinados a viviendas multifamiliares de 2 sótanos y 7 pisos.

El objetivo que se busca con la estructuración planteada es que los elementos estructurales al verse sometido por diferentes esfuerzos, cumplan con los parámetros de la Norma Peruana de Concreto Armado (E. 060). Así también se buscó una buena rigidez lateral, de tal modo que los desplazamientos laterales, fueran menores a los establecidos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (E.030).

Se trató de establecer la simplicidad en la estructura, uniformidad y continuidad de los elementos que proporcionan rigidez al edificio y así evitar cambios en la rigidez, por causa de concentración de esfuerzos.

Para el presente trabajo se emplearan los criterios aprendidos en los cursos a lo largo de la carrera de Ing. Civil, experiencia laboral y las diferentes Normas de Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2 ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

El terreno donde se edificará el edificio, cuenta con un área de 635m², se ubica en la Calle tucanes Mz F1-A Lote N°4, Urb. Limatambo, del distrito de San Isidro. El Edificio tiene 2 sótanos con un área de 1227.2 m² (**Figura 1 y Figura 2**), un primer 7 pisos con un área de 419.1 m² (**Figura 3**), lo que en total da un área construida de 4160.9 m².

En el sótano 2 se ubican los estacionamientos, el cuarto de bombas y las cisternas; el sótano 1 está destinado a estacionamientos, cuarto de depósito y cuartos de basura; en el primer piso se encuentra lobby, la recepción, la entrada a los estacionamientos y los departamentos; y en los pisos típicos se encuentran todos los departamentos con diferentes distribuciones y su hall.

La altura total del edificio es de 21.45m, con una altura de entrepiso de 2.85m para los pisos típicos.

Hay que resaltar que la arquitectura del edificio es irregular, esto es principalmente a la geometría de la misma que tiene dos bloques laterales unidos por un hall, escalera y ascensor al centro.

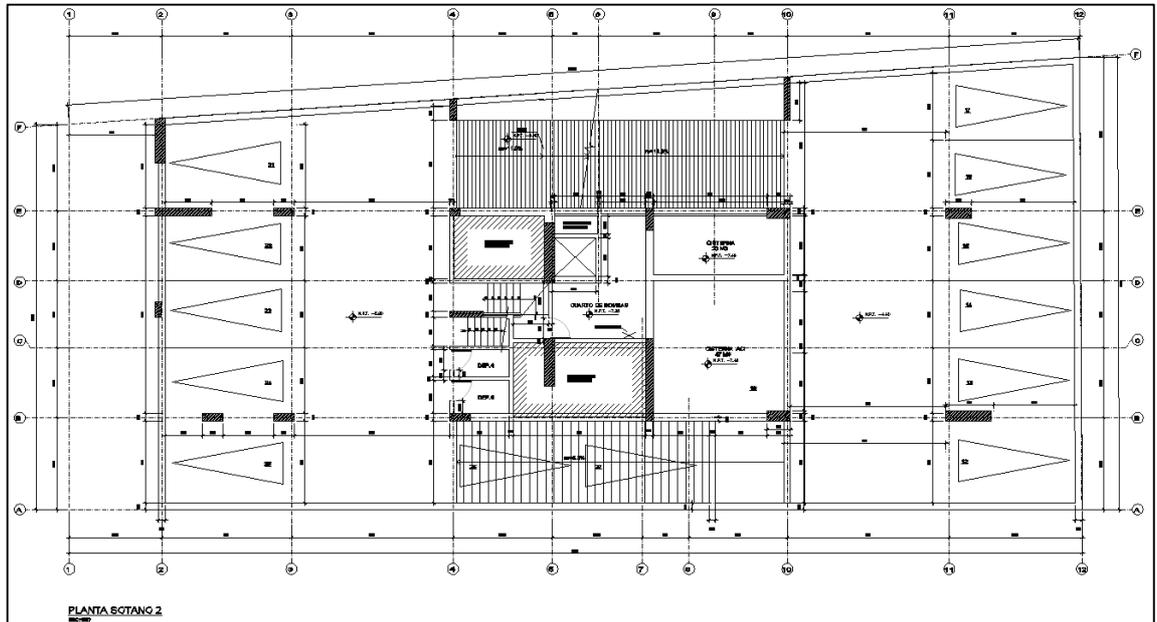


Figura 1: Planta Sótano 2

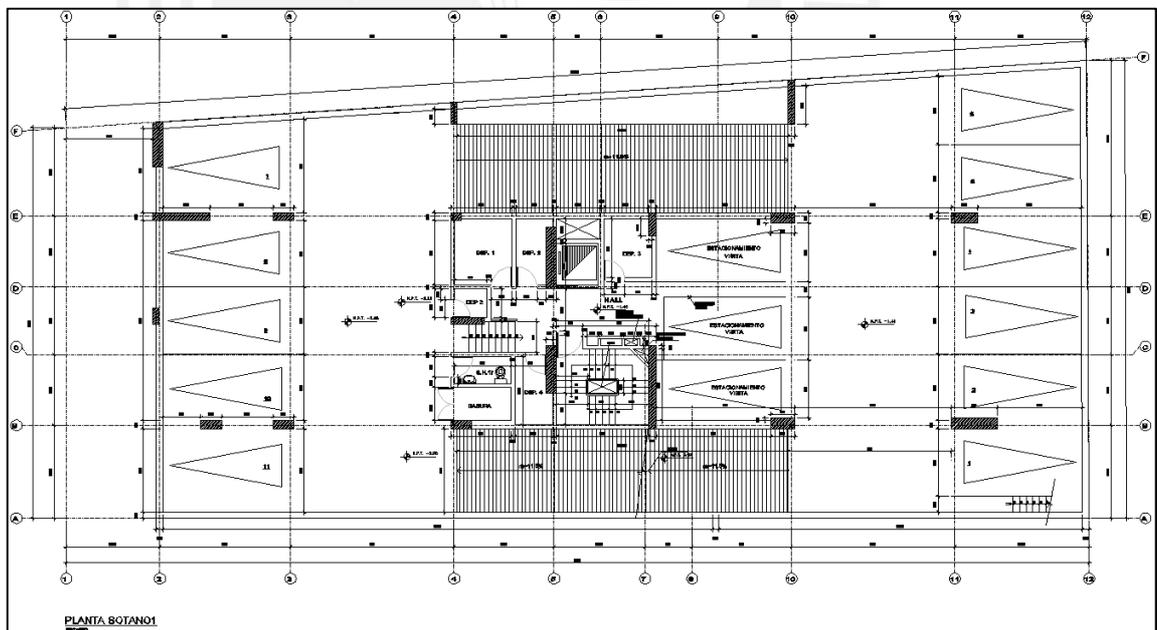


Figura 2: Planta Sótano 1

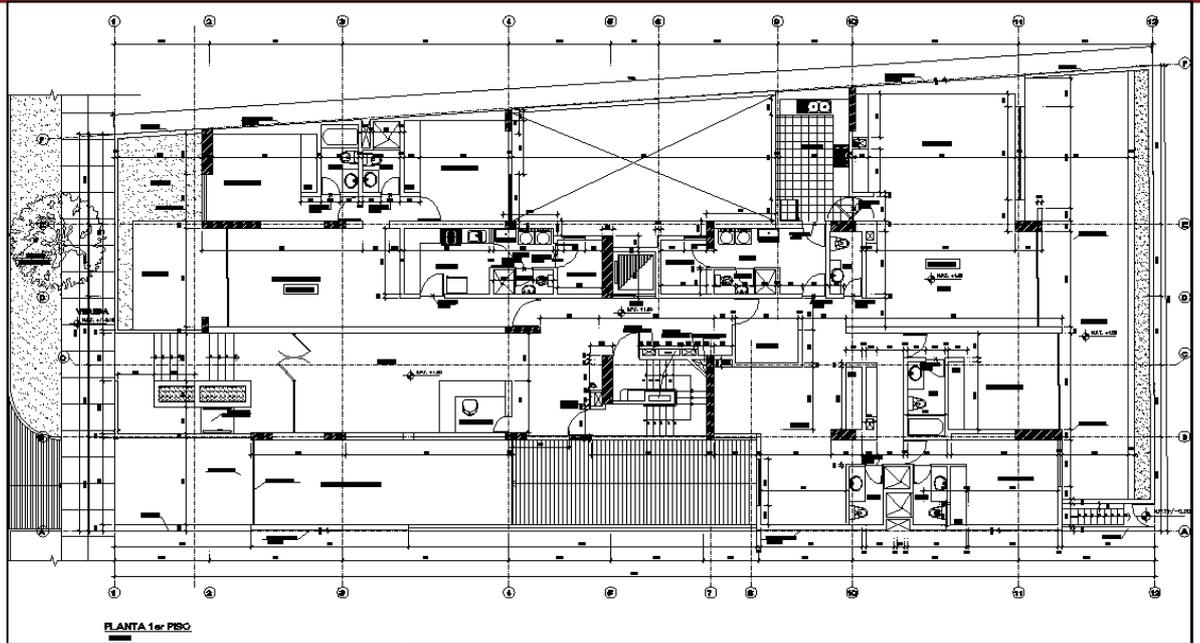


Figura 3: Planta 1° piso

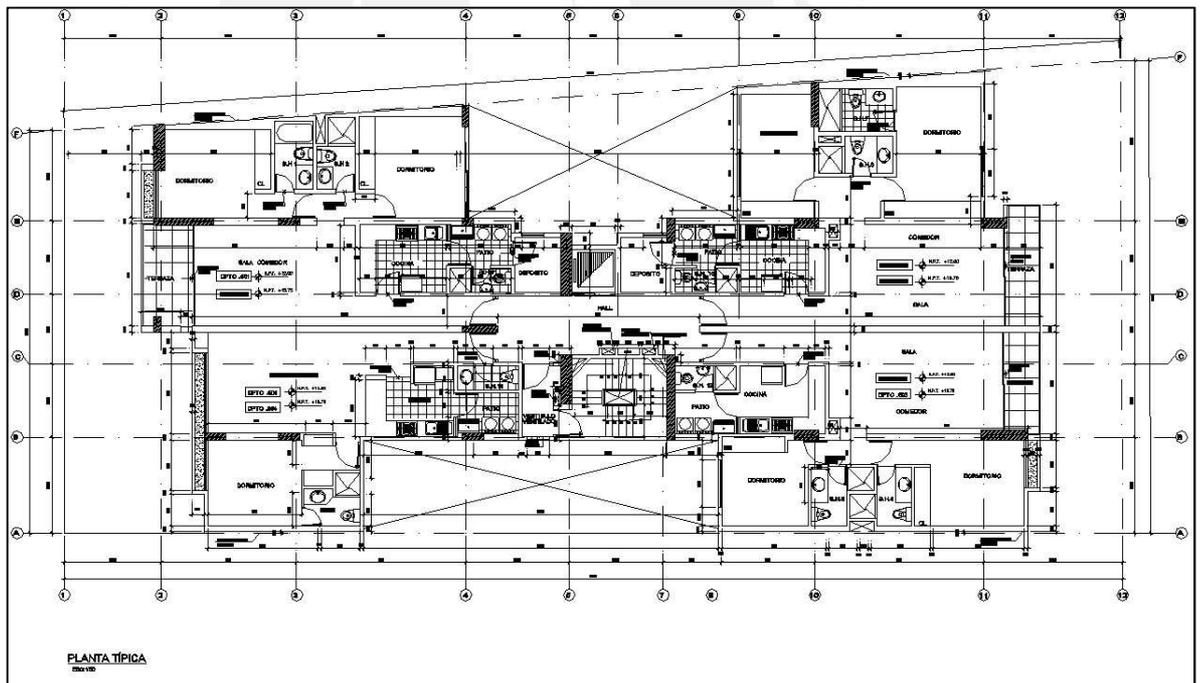


Figura 4: Planta típica

1.3 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El proyecto estructural comprende un edificio de 2 sótanos y 7 pisos ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de San Isidro. El suelo está conformado por una grava densa con una capacidad portante de 4.0 kg/cm².

Para los sótanos se plantearon losas macizas de 17cm de espesor para las rampas, losas macizas de 20cm para el núcleo del edificio (zona de ascensor y escalera), aligerados de 20 y 25cm para el resto de la planta. Los aligerados fueron techados en la distancia más corta de los paños.

Para los pisos típicos se plantearon losas macizas de 20cm para el núcleo del edificio (zona de ascensor y escaleras), con la finalidad de integrar las plantas laterales ya que se producirán grandes esfuerzos en dicha zona, para el resto de la planta se utilizaron aligerados de 30cm de espesor techados de la distancia corta del paño.

Las vigas de los sótanos fueron dimensionadas, en su mayoría, en 25x70cm, 30x70cm y 35x70cm. Hay casos especiales de vigas de 30x165cm, esto es debido a que dicha viga recibe 2 niveles diferentes por ambos lados. Los peraltes de las vigas se ajustaron a la luz libre solicitada por el arquitecto que es de 2.25m desde el piso a fondo de viga.

En los pisos típicos las vigas fueron dimensionadas, en su mayoría, en 30x70cm en dirección paralela a los ejes alfabéticos; y de 25x70cm en la dirección paralela a los ejes numéricos, así mismo paralelo a estos ejes numéricos también existen vigas de dimensiones de 40x70cm, 30x70cm y de 35x70cm. Al igual que en los sótanos el peralte de la vigas se ajustaron a la luz libre solicitada por el arquitecto que es de 2.10 desde el piso terminado a fondo de viga.

En la dirección paralela a los ejes alfabéticos se colocaron las placas principales en los ejes A y F, ya que la arquitectura y el tener un edificio contiguo por ambos lados lo permiten, los espesores de las placas son de 20cm, para los demás ejes se utilizaron pórticos con columnas que tienen la misma orientación de las placas mencionadas.

En la dirección paralela a los ejes numéricos se utilizó la ubicación de los ascensores y escalera del edificio para concentrar las placas que ayuden con la rigidez en la dirección mencionada, para los demás ejes se utilizó los pórticos formados por columnas y vigas que también aportan rigidez al edificio.

En las direcciones mencionadas todos los elementos colocados ayudan a tener un mejor comportamiento del edificio, logrando así que los desplazamientos en dichas direcciones sean controladas satisfactoriamente.

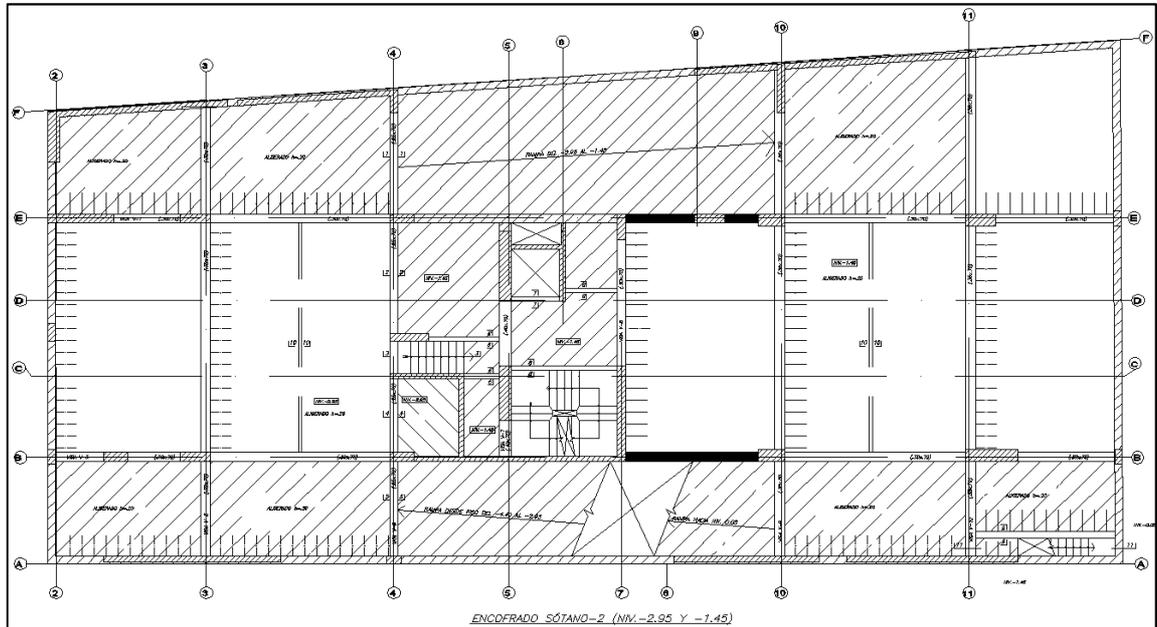


Figura 5: Estructuración sótano 2

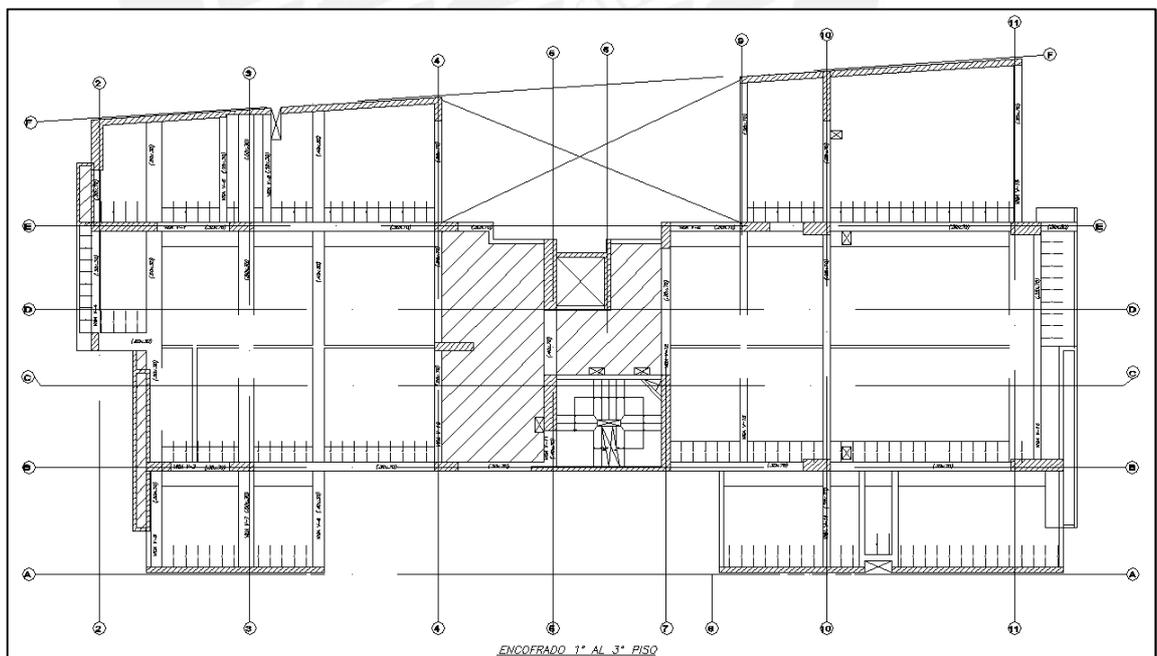


Figura 6: Estructuración de un piso típico

CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO

PREDIMENSIONAMIENTO

Los elementos estructurales fueron predimensionados, tomando en cuenta algunos criterios y recomendaciones, los cuales fueron:

2.1 LOSAS ALIGERADAS

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas tanto en los sótanos como en los pisos típicos se tomó el criterio de la luz libre entre apoyos entre apoyos.

- . H espesor de aligerado \geq luz libre / 25 \geq 5.2/25 \geq 0.20m
- . H espesor de aligerado \geq luz libre / 25 \geq 6.0/25 \geq 0.25m
- . H espesor de aligerado \geq luz libre / 25 \geq 7.7/25 \geq 0.30m

Obteniendo los siguientes aligerados por nivel:

- . Sótano 2 y sótano 1, aligerados de 20 y 25cm.
- . Del 1° al 3° piso, aligerados de 30cm.
- . Del 4° al 6° piso, aligerados de 20 y 30cm.
- . El 7° piso, aligerados de 30cm.

Una vez hecho el predimensionamiento de los aligerados, se procede a verificar que con el espesor del aligerado, se puedan resistir las fuerzas cortantes y colocar ensanches corridos o alternados. También hay que verificar que las cuantías de los fierros sean adecuadas para dichos aligerados.

2.2 LOSAS MACIZAS

Para el criterio de las losas macizas en las rampas de los sótanos que son techados en un solo sentido, se utiliza un el criterio de la luz libre entre apoyos.

- . H espesor de losa maciza en un sentido \geq luz libre / 30 \geq 4.8/30 \geq 0.16m

Se está considerando una losa de espesor de 20cm para la zona central de ascensores y escaleras, debido a que en esta zona se debe asegurar el comportamiento del diafragma rígido de toda la zona de entrepiso.

Obteniendo losas macizas de 17cm en las rampas de los sótanos y de 20cm en todos los niveles en la zona central de cada piso.

2.3 VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que trabajan a flexión y corte cuyo objetivo es formar pórticos para que reciban las cargas de gravedad de las losas y las transmiten a las columnas o muros de corte.

Para el predimensionamiento de las vigas se empleó el criterio de peraltes del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo el espesor de la losa de los encofrados, mientras que el acho debe estar en el orden de 3/10 a 1/2 del peralte de la viga.

La Norma Peruana recomienda que las vigas que formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes no deberán tener un ancho menor a 25cm, y que deben ser peraltadas. Se pueden tener vigas de espesores entre 15 a 20cm, siempre que estas no formen pórticos.

Se predimensionan las vigas tomando en cuenta las luces más desfavorables.

Para los sótanos se tiene como luz más desfavorable 7.70m, por lo tanto se considera un peralte de 70cm y con un espesor de viga de 35cm. No todos los tramos debieron tener dicho peralte, pero se optó por uniformizar la estructura y tener continuidad en los diferentes tramos de la viga.

Para los pisos del 1° a la azotea se tiene como luz más desfavorable 7.50m, por lo que se optó por tener un peralte de 70cm y con espesores para las vigas sismorresistente que varían entre 25 a 35cm. Al igual que en los sótanos se optó por uniformizar la estructura y tener continuidad en los diferentes tramos de la viga.

Para las **vigas chatas**, las cuales se usan generalmente para soportar tabiques que se apoyen paralelas a las viguetas de los aligerados y para confinar los huecos de los ductos en las losas aligeradas.

Se consideran “vigas chatas” para soportar los tabiques en los sótanos de 20x25cm y de 25x25cm en dirección a las viguetas de los aligerados.

Para los pisos típicos se tienen “vigas chatas” de 25x30cm y de 40x30cm, además en algunos ejes se está colocando “vigas chatas” de 50x30cm y 60x30cm uniendo

columnas formando un pórtico. Dado que esta viga no podía ser peraltada debido a la arquitectura.

2.4 COLUMNAS

Las columnas son elementos sometidos a flexo-compresión, carga axial y momento flector, estas son dos variables para tomar en cuenta en el predimensionamiento.

El efecto sísmico produce mayores momentos en las columnas, por tanto se debe buscar tener mayor peralte en la dirección donde el momento flector es mayor. Para el caso en donde la columna tiene mayor carga axial y no momentos, se busca una mayor sección.

En la actualidad la mayoría de los edificios se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir en gran medida los momentos en las columnas debido a los sismos. Es por ello que se suele colocar placas en ambas direcciones.

Para dimensionar las columnas se empleó el siguiente criterio, evaluando la carga axial de cada piso, considerando una carga axial en servicio de $1T_n/m^2$.

$$\text{Área requerida} = \text{Carga en servicio} / 0.45f'_c$$

La forma en que usa esta expresión es la siguiente: se asume un tamaño inicial para las columnas y se verifica que, para la carga actuante y el área asumida, la columna trabaje con un valor de esfuerzo de compresión menor o igual al 45% de f'_c .

Si las columnas tienen una carga axial menor a $200T_n$, el criterio mencionado anteriormente no es válido y se usa dimensiones que van de 1000cm^2 a 2000cm^2 .

2.5 PLACAS

La función principal de las placas es resistir en su propio plano un porcentaje importante de los esfuerzos cortantes importantes producto del sismo, así como brindar la suficiente rigidez lateral a la edificación controlando los desplazamientos horizontales.

Con las placas en la estructura se está mejorando la rigidez del edificio en el sentido en el que la placa esté orientada, aliviando así los esfuerzos en los pórticos tradicionales formado por columnas y vigas.

Para poder tener una idea de la densidad de placas, debemos considerar el esfuerzo cortante en un piso producido por el sismo, considerando el ancho mínimo en el artículo 15.4 de la norma E.060

El esfuerzo cortante del concreto es del orden de $0.53\sqrt{f'c}$

. Se colocaron placas en el sentido de los ejes alfabéticos, aprovechando los lados laterales colindantes con vecinos que en los sótanos tienen espesor de 25cm y el los pisos típicos son de espesor 20cm.

. Se aprovecha la caja del ascensor para colocar unas placas en ambos sentidos con espesores que varían entre 15, 20 y 40cm.

. También se aprovecha la caja de la escalera para colocar las placas en ambos sentidos cuyos espesores varían entre 15, 30 y 40cm.

Se colocaron las placas manteniendo una correcta simetría entre ellos para así evitar problemas de torsión en planta por cargas sísmicas.

2.6 ESCALERAS

Las escaleras tienen tramos pequeños típicos con contrapasos de 18cm y pasos de 25cm. Para la garganta se utilizó un espesor de 15cm, según el criterio basado en la luz libre entre apoyos para losas macizas, que es $L/30$.

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

Todos los elementos los elementos estructurales del edificio serán diseñados de manera que puedan resistir las cargas que se apliquen a los largo de su uso. La Norma de E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece valores mínimos de estas cargas.

3.1 CARGAS Y PESOS UNITARIOS EMPLEADOS

Las cargas a metrar son las cargas muertas y las cargas vivas. Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y los otros elementos soportados por el edificio, incluyendo el peso propio que son pesos permanentes; y como carga viva (CV) al peso de los ocupantes, materiales, equipo, muebles y elementos móviles que soporta el edificio.

Pesos unitarios de las cargas muertas (CM):

• Concreto armado	2400 kg/m ³
• Albañilería hueca	1400 kg/m ³
• Aligerado (h=20cm)	300 kg/m ²
• Aligerado (h=25cm)	350 kg/m ²
• Aligerado (h=30cm)	420 kg/m ²
• Losa maciza (h=17cm)	408 kg/m ²
• Losa maciza (h=20cm)	480 kg/m ²
• Acabados (piso terminado)	100 kg/m ²
• Tabiques de e=0.14	250 kg/m ²
• Tabiques de e=0.24	420 kg/m ²

Pesos unitarios de las cargas vivas (CV):

• Sobre carga viviendas (s/c)	200 kg/m ²
• Sobre carga escaleras y corredores	200 kg/m ²
• Sobre carga estacionamientos (s/c)	250 kg/m ²

3.2 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

Para el metrado de losas aligeradas se consideran viguetas típicas de 10cm de ancho, espaciadas cada 40cm que son medidos a eje de cada vigueta. La altura de las viguetas es según predimensionamiento, la figura muestra un ejemplo de losa aligerada.

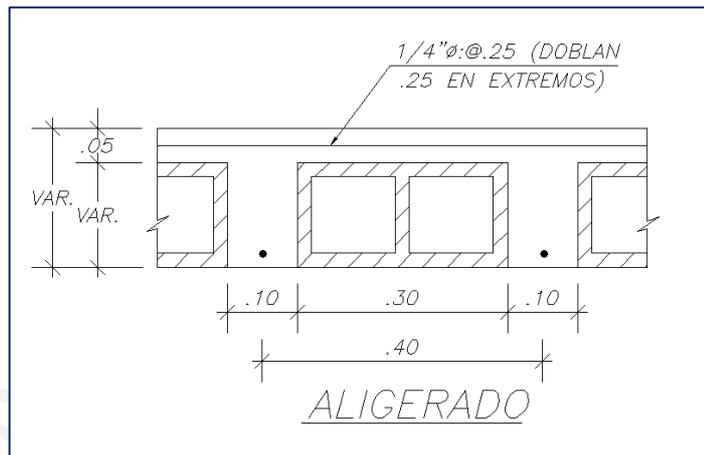


Figura 7: Aligerado típico

Para el metrado de la carga muerta en los aligerados, a veces interviene el peso de la tabiquería que se encuentra apoyada a lo largo de los tramos.

- Aligerado $h=20\text{cm}$

Peso propio = 0.30Tn/m^2

Piso terminado = 0.10Tn/m^2

S/C estacionamientos = 0.25Tn/m^2

O S/C viviendas = 0.20Tn/m^2

W_u pisos típicos /vigueta = $0.40 \cdot (1.4 \cdot (0.30 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20))$

W_u pisos típicos /vigueta = 0.36Tn/m

W_u sótanos /vigueta = $0.40 \cdot (1.4 \cdot (0.30 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.25))$

W_u sótanos /vigueta = 0.394Tn/m

- Aligerado $h=25\text{cm}$

Peso propio = 0.35Tn/m^2

Piso terminado = 0.10Tn/m^2

S/C estacionamientos	= 0.25Tn/m ²
Wu sótanos /vigüeta	= 0.40*(1.4*(0.35+0.10)+1.7*(0.25))
Wu sótanos /vigüeta	= 0.422Tn/m

- Aligerado h=30cm

Peso propio	= 0.42Tn/m ²
Piso terminado	= 0.10Tn/m ²
S/C viviendas	= 0.20Tn/m ²

Wu pisos típicos /vigüeta	= 0.40*(1.4*(0.42+0.10)+1.7*(0.20))
Wu pisos típicos /vigüeta	= 0.427Tn/m

3.3 METRADO DE LOSAS MACIZAS

Para el metrado de losas macizas se consideran espesores de 17 y 20cm.

- Losa maciza h=17cm

Peso propio	= 0.408Tn/m ²
Piso terminado	= 0.10Tn/m ²
S/C estacionamientos	= 0.25Tn/m ²

Wu sótanos /vigüeta	= 1.4*1*(0.408+0.10)+1.7*(0.25)
Wu sótanos /vigüeta	= 1.14Tn/m

- Losa maciza h=20cm

Peso propio	= 0.48Tn/m ²
Piso terminado	= 0.10Tn/m ²
S/C estacionamientos	= 0.25Tn/m ²
O S/C viviendas	= 0.20Tn/m ²

Wu sótanos /vigüeta	= 1.4*1*(0.48+0.10)+1.7*(0.25)
Wu sótanos /vigüeta	= 1.24Tn/m

$$\begin{aligned}
 W_u \text{ pisos típicos /vigueta} &= 1.4 \cdot 1 \cdot (0.48 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20) \\
 W_u \text{ pisos típicos /vigueta} &= 1.15 \text{ Tn/m}
 \end{aligned}$$

3.4 METRADO DE VIGAS

Para el metrado de cargas se debe determinar la porción de losa que va a cargar, esto es en base el método de áreas tributarias. Un ejemplo de metrado de viga se presenta a continuación.

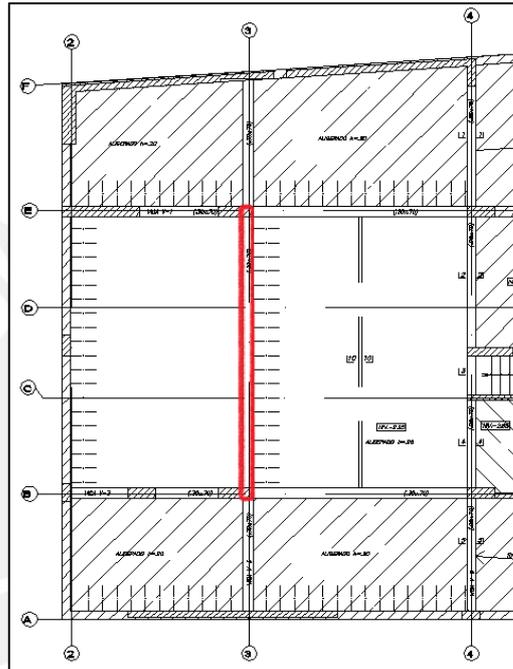


Figura 8: Tramo de viga

Se va a analizar el tramo de la viga V-5 (sótanos) que está cargando un aligerado de 25cm. El área tributaria de la viga corresponde a la mitad de la luz del paño a cada lado de la viga. (Ver el área achurada).

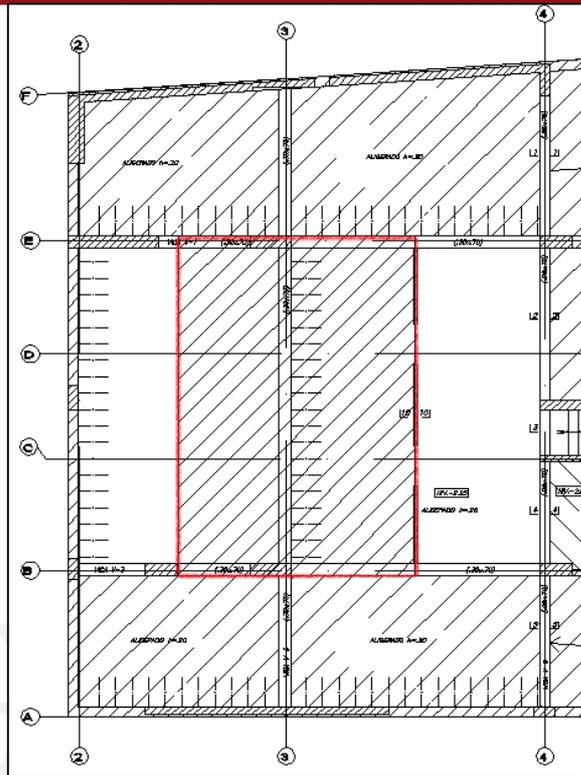


Figura 9: Área tributaria achurada

La longitud del área tributaria a ambos lados de la viga V-5 (sótanos) es de 5.73m, con lo que el metrado de la viga es:

- Viga de 0.30x0.70m

Peso propio = 0.504Tn/m

Piso terminado = 0.10Tn/m²

S/C estacionamientos = 0.25Tn/m²

Peso aligerado h=25cm = 0.35Tn/m²

W_u sótanos /viga = $1.4 \cdot 0.504 + 5.73 \cdot (1.4 \cdot (0.35 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.25))$

W_u sótanos /viga = 6.75Tn/m

3.5 METRADO DE COLUMNAS

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por lo tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. Utilizaremos el método de área tributaria de una columna. Un ejemplo de metrado de columna se presenta a continuación.

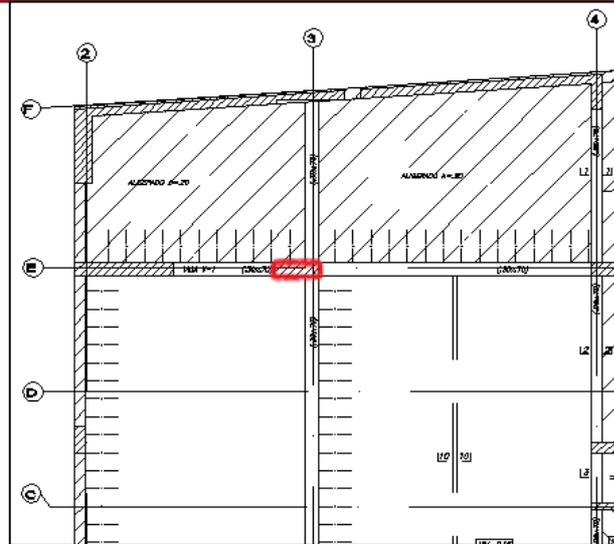


Figura 10: Columna para medir

Se tiene como área tributaria de la columna. (Ver figura).

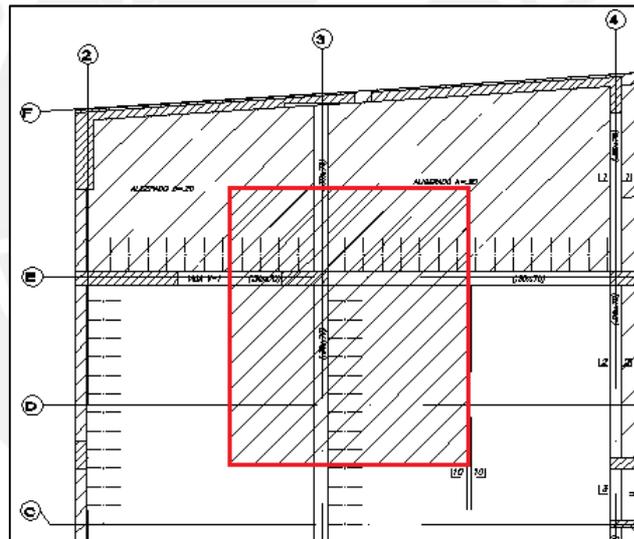


Figura 11: Área tributaria achurada

- Columna de 0.30x1.00m

Peso propio = 2.12Tn/m²

S/C estacionamientos = 0.25Tn/m²

Peso aligerado h=25cm = 0.35Tn/m²

Peso aligerado h=20cm = 0.30Tn/m²

Peso de viga 0.30x0.70m = 0.504Tn/m

$$\begin{aligned}W_u \text{ columna} &= 1.4 \cdot (2.12 + 18.48 \cdot 0.35 + 8.59 \cdot 0.30 + 9.74 \cdot 0.504) + \\ & 1.7 \cdot (30.3 \cdot 0.25) \\ W_u \text{ columna} &= 35.38 \text{Tn}\end{aligned}$$

NOTA: Para el metrado de la placas es de la misma manera que el metrado de las columnas.



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SISMICO

El objetivo de este análisis es determinar el comportamiento que tendrá el edificio sísmicamente según los requerimientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030, la cual establece como principios:

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

Una vez hecho el análisis sísmico del edificio se obtendrán los valores de fuerzas internas para cada uno de los elementos resistentes de nuestro edificio con fines de diseño y además se obtendrán desplazamientos laterales de entrepiso, los cuales serán verificados con los límites tolerables según la norma E.030.

4.1 MODELO DEL EDIFICIO

Para el análisis sísmico se utilizó el programa ETABS versión 9.7.4 en el cual se realiza el análisis tridimensional completo de la estructura.

El modelo sísmico del edificio cuenta con 7 pisos y parte del sótano 1 como se muestra en la imagen.

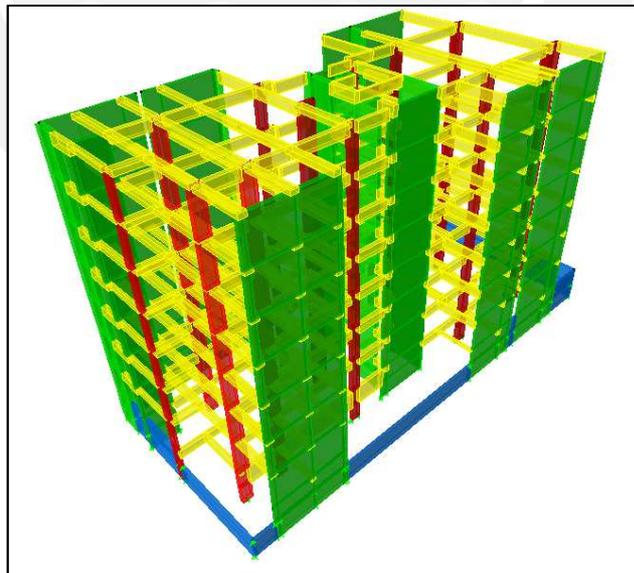


Figura 12: Modelo sísmico del edificio

4.2 PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Según la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

Factor de la zona (Z):

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro, ciudad de Lima.
De acuerdo a la norma.

$$Z=0.4$$

Condiciones Geotécnicas (S) y T_p :

El tipo de suelo para la ubicación mencionada y su respectivo periodo es:

$$S=1.0$$

$$T_p=0.4$$

Factor de amplificación sísmica (C):

Lo obtendremos una vez obtenido el periodo del edificio.

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

T_p : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

T : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

Factor de uso e importancia (U):

$$U=1.0 \text{ (Edificaciones comunes, vivienda)}$$

Factor de reducción (R):

Se considera un sistema de muros estructurales para los ejes X e Y ($R=6$), luego se verifica si dicho valor asumido es el correcto.

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para fines de comparación entre las cortantes con el método dinámico que se realizará ayudado del programa ETABS versión 9.7.4, se procederá a determinar la cortante estática a la cual será sometida la estructura.

Para el cálculo de la fuerza cortante en la base se aplicara la fórmula del artículo 17.3 de la norma antisísmica E030.

$V = (ZUCS/R) * P$, donde P es el peso total del edificio (CM+0.50CV)

El peso de total del edificio es $P=2347\text{Ton}$

Estimación del periodo con la fórmula del artículo 17.2 de la norma antisísmica E030.

$$T = h_n / C_T$$

h_n = Altura total del edificio

$C_T = 35, 45$ y 60 dependiendo de la estructuración en del edificio para cada eje.

	X	Y
C_T	60	45
h_n	21.45	21.45
T	0.36	0.48

$$C_x = 2.5 * (0.4 / 0.36) = 2.78, \text{ donde } C \geq 2.5, \text{ entonces } C = 2.5$$

$$C_y = 2.5 * (0.4 / 0.48) = 2.08, \text{ donde } C \leq 2.5$$

Por tanto la cortante basal actuante es:

$$V_x = 521.6\text{Ton}$$

$$V_y = 433.9\text{Ton}$$

Conocido los valores de las fuerzas cortantes en la base según el método estático, se calculó el 90% de ellos, y esos valores se escalaron los valores de las cortantes en la base del método dinámico.

$$V_x \text{ al } 90\% = 469.44 \text{ Ton}$$

$$V_y \text{ al } 90\% = 390.51 \text{ Ton}$$

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico del edificio se ha considerado un espectro de pseudo-aceleraciones en cada dirección.

$$S_a = ZUCS * g / R$$

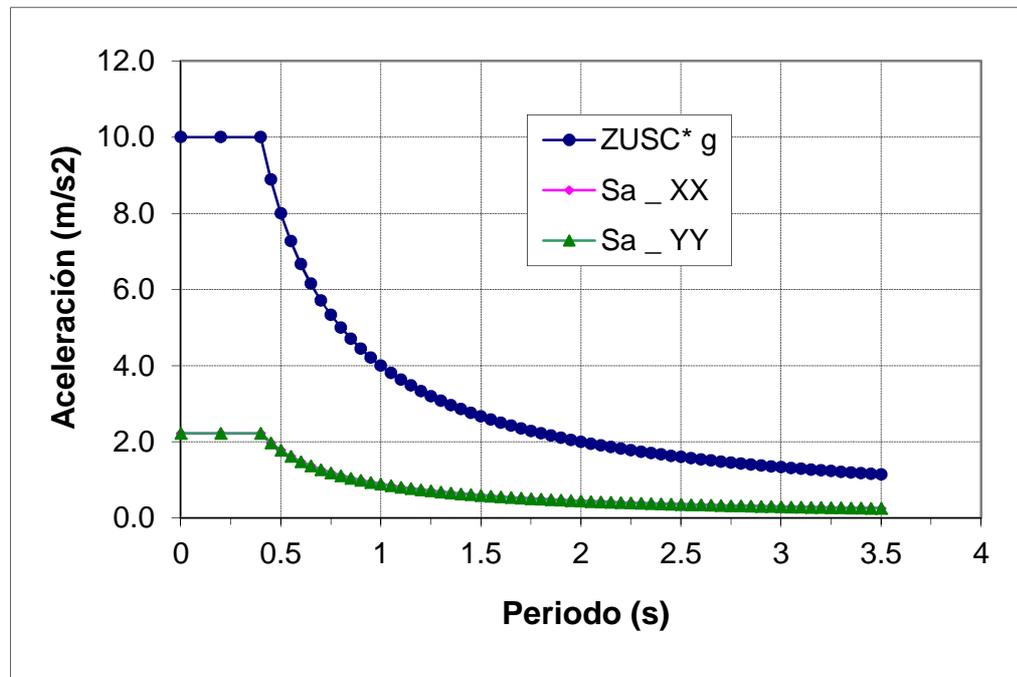


Figura 13: Espectro de pseudo-aceleraciones

El espectro fue aplicado en el programa ETABS, para simular el efecto del sismo en la dirección X e Y, sobre la edificación.

Según la norma se debe considerar como fuerza cortante mínima en la base para cada dirección de 80% si la edificación es regular y de 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con lo establecido

4.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Modos y periodos resultantes

Con el uso del programa ETABS versión 9.7.4, se efectuó el análisis de modos y periodos utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los defectos individuales de todos los modos.

Modos	Periodo	MASA PARTICIPACIONAL	
		UX (%)	UY(%)
1	0.465139	0.10	60.12
2	0.323496	8.96	3.67
3	0.250341	51.97	1.24
4	0.123067	0.07	12.55
5	0.077388	2.12	0.34
6	0.057572	9.97	3.36
7	0.05665	6.93	2.27
8	0.035344	0.80	1.09
9	0.03379	0.05	2.95
10	0.026664	7.36	0.09
11	0.023572	0.12	3.95
12	0.02195	0.29	0.00

Tabla 1: Tabla de modos resultantes

Para la dirección X:

- El periodo es el modo 3, donde el periodo es $T=0.25$, con un porcentaje de masa participativa de 51.97%.

Para la dirección Y:

- El periodo es el modo 1, donde el periodo es $T=0.47$, con un porcentaje de masa participativa de 60.12%.

Desplazamientos laterales

Del análisis dinámico y la superposición modal se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. Para hallar los desplazamientos máximos esperados se multiplican los resultados por el coeficiente de reducción sísmica (R) y además por 0.75 según indica la norma.

Para el caso de edificios de concreto armado, la Norma Peruana E030 establece que la deriva de entre piso debe ser menor a 0.007 (Artículo 15).

DESPLAZAMIENTO X - X								
NIVEL	h entrepiso cm	Dabs m	Drel cm	Drel / h elástico	0.75*R*Drel cm	(0.75*R*Drel) / h deriva entrepiso	Desp Abs Inelast cm	
PISO 7	285	0.00490	0.08	0.028%	0.27	0.09%	1.65	Cumple
PISO 6	285	0.00410	0.09	0.032%	0.30	0.11%	1.38	Cumple
PISO 5	285	0.00320	0.08	0.028%	0.27	0.09%	1.08	Cumple
PISO 4	285	0.00240	0.08	0.028%	0.27	0.09%	0.81	Cumple
PISO 3	285	0.00160	0.07	0.025%	0.24	0.08%	0.54	Cumple
PISO 2	285	0.00090	0.05	0.018%	0.17	0.06%	0.30	Cumple
PISO 1	285	0.00040	0.03	0.011%	0.10	0.04%	0.14	Cumple
P.SOTANO 1	150	0.00010	0.01	0.007%	0.03	0.02%	0.03	Cumple
NIVEL +0.00	0	0.00000	0.00	0.000%	0.00	0.00%	0.00	Cumple
Deriva Prom							0.07%	

Tabla 2: Desplazamientos laterales en X

DESPLAZAMIENTO Y - Y								
NIVEL	h entrepiso cm	Dabs m	Drel cm	Drel / h elástico	0.75*R*Drel cm	(0.75*R*Drel) / h deriva entrepiso	Desp Abs Inelast cm	
PISO 7	285	0.01610	0.21	0.074%	0.71	0.25%	5.43	Cumple
PISO 6	285	0.01400	0.23	0.081%	0.78	0.27%	4.73	Cumple
PISO 5	285	0.01170	0.25	0.088%	0.84	0.30%	3.95	Cumple
PISO 4	285	0.00920	0.27	0.095%	0.91	0.32%	3.11	Cumple
PISO 3	285	0.00650	0.26	0.091%	0.88	0.31%	2.19	Cumple
PISO 2	285	0.00390	0.22	0.077%	0.74	0.26%	1.32	Cumple
PISO 1	285	0.00170	0.15	0.053%	0.51	0.18%	0.57	Cumple
P.SOTANO 1	150	0.00020	0.02	0.013%	0.07	0.05%	0.07	Cumple
NIVEL +0.00	0	0.00000	0.00	0.000%	0.00	0.00%	0.00	Cumple
Deriva Prom							0.21%	

Tabla 3: Desplazamientos laterales en Y

Junta de separación sísmica

Se realiza con la finalidad de evitar contacto de la estructura con edificaciones adyacentes durante un sismo. La distancia mínima “s”, debe ser:

- $2/3$ de la suma de desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- 3cm
- $S = 3 + 0.004 * (h - 500) \text{cm}$

Dónde:

h: Es la altura del edificio medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel donde se va a evaluar la junta.

- $S = 3 + 0.004 * (2145 - 500) = 9.58 \text{cm}$

La norma especifica que la distancia de separación entre construcciones adyacentes no será menor que los $2/3$ del desplazamiento calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que $S/2$. Por lo tanto el valor mínimo de la junta debe ser:

- $2/3 * 5.43 = 3.62 \text{cm}$
- $9.58/2 = 4.79 \text{cm}$

Con lo que la junta de separación para ambos sentidos es de 5cm.

Determinación del valor de R

Al principio del análisis sísmico se asumen valores para R en ambos sentidos, según lo observado en la estructuración, asumiendo que los muros estructurales tomarían el 80% del cortante producido por el sismo.

Según el análisis final los muros se lleva:

$$V_x (\text{Total}) = 349.2 \text{Ton}$$

$$V_x (\text{Muros}) = 285.84 \text{Ton}, \text{ siendo el } 81.9\% \text{ de la cortante total.}$$

$$V_y (\text{Total}) = 294.9 \text{Ton}$$

$$V_y (\text{Muros}) = 276.3 \text{Ton}, \text{ siendo el } 93.7\% \text{ de la cortante total.}$$

Por lo tanto los valores asumidos en un principio son correctos.

Determinación de la regularidad de la estructura

La norma sismo resistente E030, indica que los coeficientes de reducción R , deben multiplicarse por 0.75 en caso la estructura califique como irregular. Para determinar la irregularidad se debe verificar que:

- Irregularidad de rigidez, no presenta irregularidad por piso blando.
- Irregularidad por masa, no presenta irregularidad por variación de masa.
- Irregularidad de la geometría vertical, no presenta variación geométrica vertical.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes, no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.
- Irregularidad torsional, no presenta irregularidad torsional.
- **Esquinas entrantes**, presenta irregularidad por esquinas entrantes, dimensiones en ambas direcciones mayores al 20% que la dimensión total en planta. Por lo que se tiene que multiplicar al R por 0.75.
- Discontinuidad en diafragma, no presenta discontinuidad de diafragma.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS

5.1 DEFINICIÓN

Las losas en general, aligeradas o macizas son elementos que forman los pisos y techos de las edificaciones, separando a dos niveles consecutivos las cuales se apoyan sobre vigas o muros estructurales. Estructuralmente tienen la función de transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados, otra función es unir la estructura uniformemente en cada piso ante la acción de los sismos, logrando que las columnas y muros sufran una deformación uniforme en cada nivel.

Las losas macizas tienen la función de proporcionar un diafragma rígido en planta en las zonas donde existen aberturas, como en nuestro caso que se colocaron en el núcleo de ascensores y escaleras, donde el diafragma pierde continuidad.

El análisis presentado corresponde a la aplicación de cargas de gravedad según las combinaciones de la norma E.060 concreto armado.

5.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA ALIGERADA

A continuación se muestran las secciones típicas de las losas aligeradas de 20, 25 y 30cm que se han utilizado en la estructura.

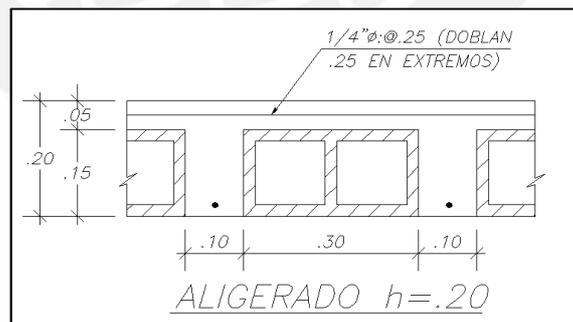


Figura 14: Losa aligerada de 20cm de espesor

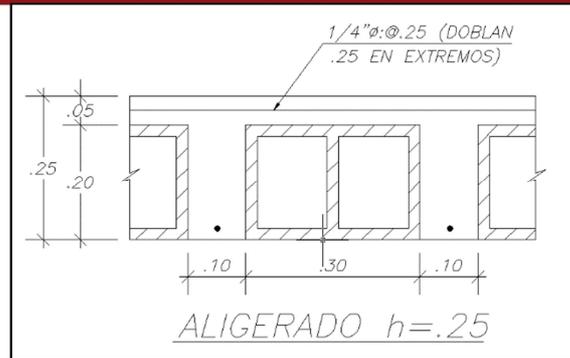


Figura 15: Losa aligerada de 25cm de espesor

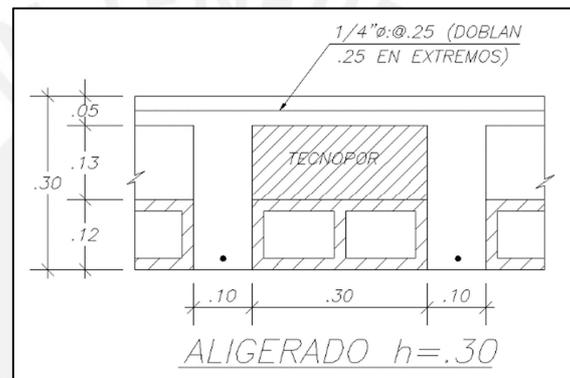


Figura 16: Losa aligerada de 30cm de espesor

Las viguetas trabajan como una viga de sección "T" con las dimensiones que se pueden apreciar en la siguiente figura.

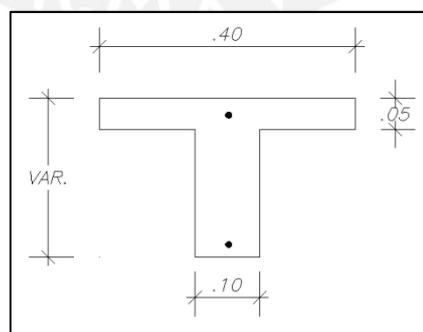


Figura 17: Vigueta de aligerado de sección "T"

En caso de sobrepasar la capacidad de la sección por corte o flexión, es posible mejorar la capacidad de las viguetas mediante ensanches alternados o corridos. Los cuales se ubican en zonas colindantes a los apoyos de los aligerados, para

generar los ensanches se procede a retirar los ladrillos y reemplazar por concreto vaciado en sitio.

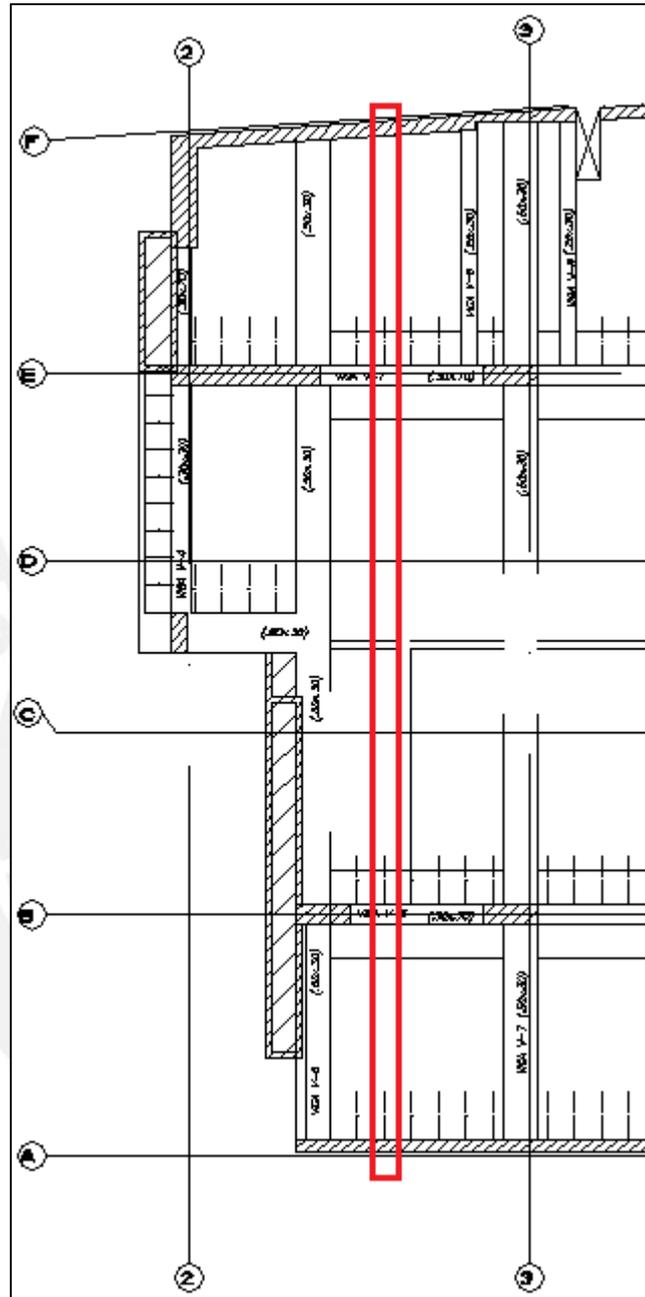


Figura 18: Tramo de aligerado para ejemplo, piso típico

Las cargas muertas:

- Peso losa aligerada 420 kg/m²
- Piso terminado 100 kg/m²
- Tabiques carga puntual 1211.3 kg/m

Las cargas vivas:

- Sobre cargas en viviendas 200 Kg/m²

Estas cargas deben ser multiplicadas por 0.40m que es el ancho tributario que carga cada vigueta.

Por tanto la carga última se hallará luego de considerar la combinación de:

1.4CM + 1.7 CV como crítica:

- CM = $0.4 \cdot (420 + 100) = 208 \text{ kg/m}$
- CV = $0.4 \cdot (200) = 80 \text{ kg/m}$
- CU = $1.4 \cdot 208 + 1.7 \cdot 80 = 427.2 \text{ kg/m}$

Se realizó un modelo en el programa SAP200 14.0.0 del tramo de losa aligerada, considerando apoyos articulados en las vigas. El análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de la vigueta.

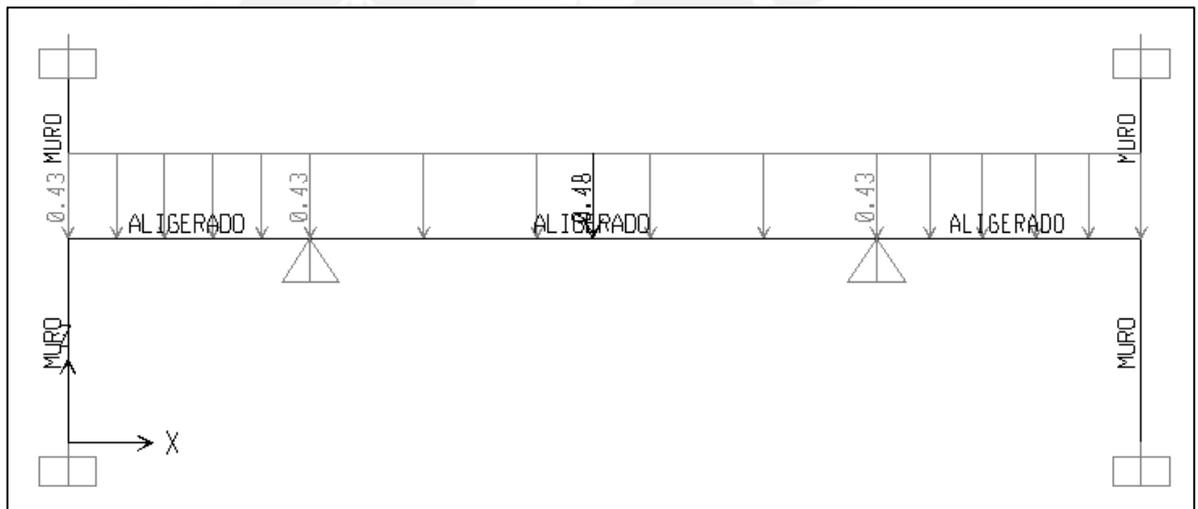


Figura 19: Modelo de losa aligerada (Tonxm)

Se muestran los resultados para los momentos flectores y fuerzas cortantes producidas por la carga última aplicada.

DMF: Diagrama de momento flector

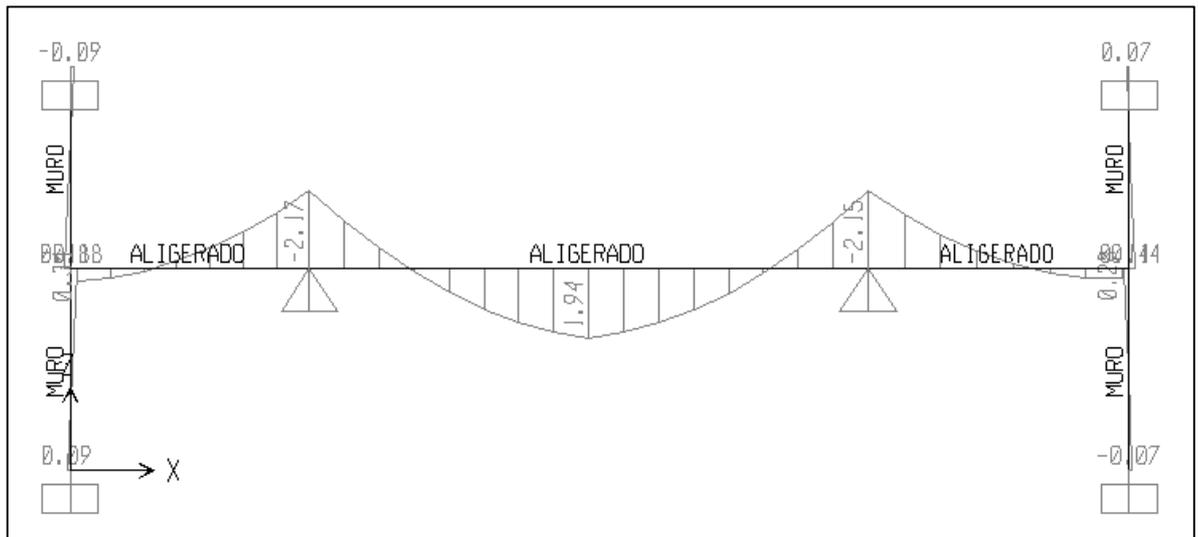


Figura 20: Diagrama de momento flector (Tonxm)

DFC: Diagrama fuerza cortante

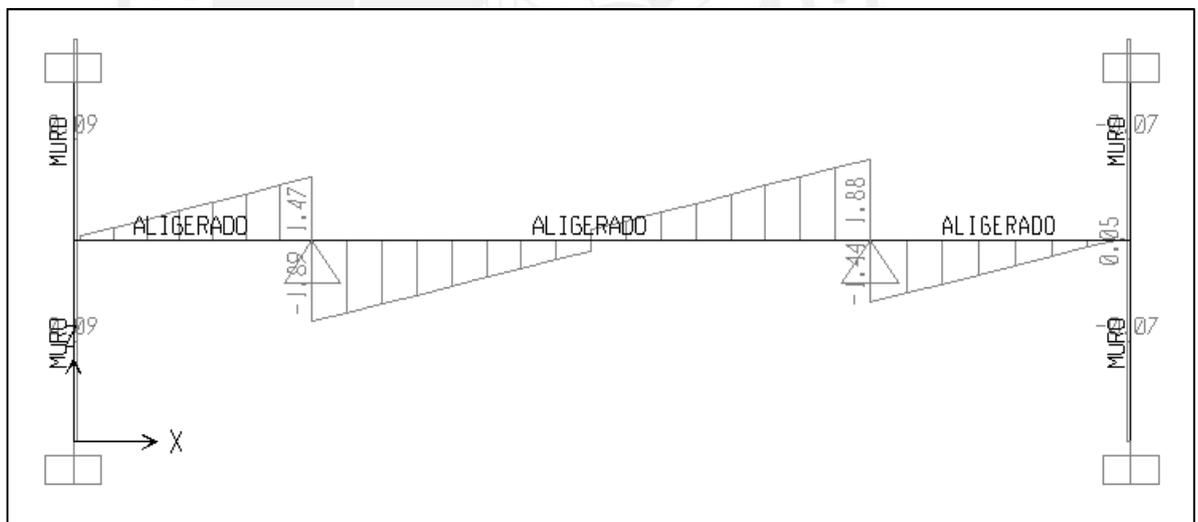


Figura 21: Diagrama de fuerza cortante (Ton)

Diseño por flexión

Si bien la vigueta es de sección “T”, esta se asume para momentos positivos como una sección de 40cm de base con un peralte efectivo de 27cm, y para secciones con momento negativo de tendrá 10cm de base y peralte efectivo 27cm.

Se analizaron las secciones por flexión utilizando un concreto de resistencia $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

Momento negativo crítico tramos 1 y 2:

- $M_u = 2.17 \text{ Tonxm}$
- $K_u = 29.77$
- $A_s = 2.4 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 1/2''$

Momento negativo crítico tramos 2 y 3:

- $M_u = 2.15 \text{ Tonxm}$
- $K_u = 29.49$
- $A_s = 2.3 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 1/2''$

Momento positivo crítico tramo 1 y 3:

- $M_u = 0.35 \text{ Tonxm}$
- $K_u = 1.2$
- $A_s = 0.3 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 3/8''$

Momento positivo crítico tramo 2:

- $M_u = 1.94 \text{ Tonxm}$
- $K_u = 6.65$
- $A_s = 2.0 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 1/2''$

Refuerzo mínimo por contracción:

- $A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2 = \emptyset 1/4'' @ .25$

Diseño por cortante

Para cumplir el diseño por corte de la losa aligerada solo se toma en cuenta el aporte del concreto, ya que no se colocan estribos.

- $\emptyset V_c = 1.1 * (0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d) = 1938.92 \text{ kg} = 1.94 \text{ Ton}$

Cortante a "d" de la cara, tramo 1 lado izquierdo:

- $V_u = 0.10 \text{ Ton}$, la sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 1 lado derecho:

- $V_u = 1.36$ Ton, la sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 2 lado izquierdo:

- $V_u = 1.78$ Ton, la sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 2 lado derecho:

- $V_u = 1.77$ Ton, la sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 3 lado izquierdo:

- $V_u = 1.33$ Ton, la sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 3 lado derecho:

- $V_u = 0.06$ Ton, la sección es adecuada.

Condiciones de servicio

Se hizo el control de fisuras y de las deflexiones en la parte central del tramo exterior de la vigueta (tramo 2)

Cálculo del parámetro Z en la zona de máximo momento positivo:

$Z_{max} < 26503.6$ kg/cm (exposición exterior)

$$Z = f_s \cdot (d_c \cdot A_{ct})^{1/3}$$

$M_s = 1,293$ Tonxm (en servicio)

$$f_s = M_s / (A_s \cdot 0.9 \cdot d) = 129300 / (2.54 \cdot 0.9 \cdot 27) = 2094.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 3 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = (10 \cdot 6) / 2 = 30 \text{ cm}^2$$

$$Z = 9388 \text{ kg/cm}$$

$Z < Z_{max}$, por lo tanto se cumple.

Calculo de deflexiones:

Límite de la norma:

$\Delta_i \text{ cv} < 1.60 \text{ cm}$ (L/480 tramo con tabique, deflexión inmediata debido a la carga viva)

$I_{ef} = 0.45 \cdot I_g$ (Conservadoramente podemos asumir la inercia efectiva como el 45% de la inercia bruta de la sección)

Cálculo de deflexión para el límite de la norma:

$\Delta_i cv = 0.96$ cm (Deflexión inmediata debido a la carga viva, calculada en el modelo del análisis)

$\Delta_i cv < L/480$, por lo tanto se cumple.

5.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA

Para el diseño de losas macizas se realizó un proceso distinto al de las losas aligeradas ya que las losas a diseñar trabajan en dos sentidos, mientras que las losas aligeradas sólo en uno.

Se usó el método de coeficientes para determinar los momentos flectores en la losa de concreto y luego realizar el diseño.

Método de los coeficientes

Como ejemplo se va a diseñar un tramo de losa maciza del encofrado del sótano 1

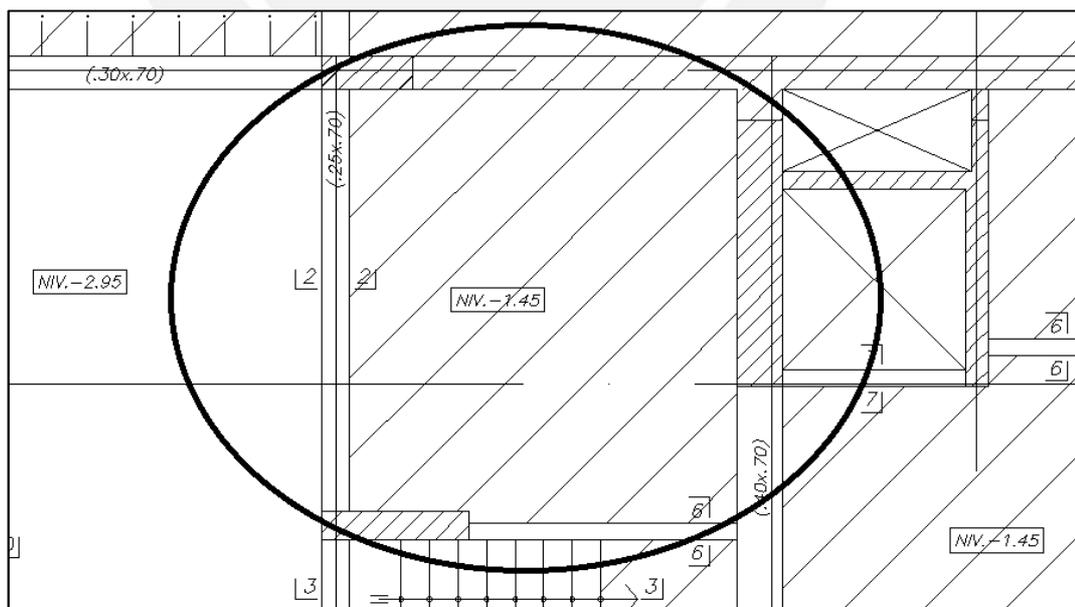


Figura 22: Tramo de losa para ejemplo de diseño sótano 1

- Losa maciza $h=20\text{cm}$

$$\text{Peso propio} = 0.48\text{Tn/m}^2$$

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

$$\text{S/C sótanos} = 0.25\text{Tn/m}^2$$

$$W_u \text{ sótanos /vigüeta} = 1.4 \cdot 1 \cdot (0.48 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.25)$$

$$W_u \text{ sótanos /vigüeta} = 1.24\text{Tn/m}$$

Definimos el parámetro m :

$$m = A/B = 3.4/3.83 = 0.888$$

Dónde:

A: Luz libre del tramo en la dirección corta.

B: Luz libre del tramo en la dirección larga.

El momento flector queda definido por:

$$M_a = C_a \cdot w_u \cdot A^2$$

$$M_b = C_b \cdot w_u \cdot B^2$$

Lado corto A:

$$M_{a_{\text{neg } i}} = 0 \cdot 1.24 \cdot 3.4^2 = 0 \text{ Tonxm}$$

$$M_{a_{\text{pos}}} = 0.025 \cdot 1.24 \cdot 3.4^2 = 0.36 \text{ Tonxm}$$

$$M_{a_{\text{neg } j}} = 0 \cdot 1.24 \cdot 3.4^2 = 0 \text{ Tonxm}$$

Lado largo B:

$$M_{b_{\text{neg } i}} = 0 \cdot 1.24 \cdot 3.83^2 = 0 \text{ Tonxm}$$

$$M_{b_{\text{pos}}} = 0.014 \cdot 1.24 \cdot 3.83^2 = 0.26 \text{ Tonxm}$$

$$M_{b_{\text{neg } j}} = 0 \cdot 1.24 \cdot 3.83^2 = 0 \text{ Tonxm}$$

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se trabaja con una sección rectangular de 100cm de lado y usando las siguientes fórmulas.

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

$$K_u = \phi \cdot f'_c \cdot w \cdot (1 - 0.59 \cdot w)$$

$$w = \rho \cdot f_y / f'_c$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

Se tiene en cuenta los límites establecidos por la norma E.060

$$A_{s+} \text{ max} = 0.75 \cdot (2.13\% \cdot b \cdot d) = 27.16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s-} \text{ max} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La norma también recomienda que se pueda considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre que:

$$A_s \text{ colocado} \geq 1.33 A_s \text{ necesario}$$

Una vez hecho mención de límites y recomendaciones, para la losa maciza se tiene:

- Para este caso solo se va a calcular el acero positivo en el lado corto y lado largo, debido a que los momentos negativos salieron 0.

Lado corto A:

$$M_u = 0.36 \text{ Tonxm}$$

$$K_u = 1.2$$

$$\rho = 0.000353$$

$$A_s = 0.6 \text{ cm}^2$$

Lado corto A:

$$M_u = 0.36 \text{ Tonxm}$$

$$K_u = 1.2$$

$$\rho = 0.000235$$

$$A_s = 0.4 \text{ cm}^2$$

El acero hallado es muy bajo, menos que la cuantía mínima por tanto se ha decidido colocar $\varnothing 3/8'' @ 0.20$ superior e inferior en ambos sentidos.

Diseño por Cortante

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia d (peralte efectivo) de la carga de apoyo.

La fuerza cortante para un ancho unitario es:

$$V = w \cdot (A/2 - d) \cdot (1 - 0.5 \cdot A/B)$$

De los datos:

$$W = 1.24 \text{ Tn/m}$$

$$A = 3.40 \text{ m}$$

$$B = 3.83 \text{ m}$$

Entonces:

$$V = 1.06 \text{ Ton}$$

Ya que no es posible colocar estribos para el refuerzo por corte en losas macizas, todo el esfuerzo debe ser absorbido por el concreto.

$$\varnothing V_{cx} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 100 \cdot 17 = 11.1 \text{ Ton}$$

Cumple con la cortante admisible.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

6.1 DEFINICIÓN

Las vigas son elementos estructurales que reciben las cargas de gravedad de las losas, tabiques y las transmiten a las columnas y muros de corte, apoyándose en ellas formando pórticos, al formar pórticos las vigas poseen rigidez lateral y son importantes en el sistema sismorresistente en la estructura, ya que absorben los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en el que se encuentran.

Las vigas deben ser diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y cortante considerando las cargas muertas, vivas y las cargas de sismo que absorben.

6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA

Se presenta como ejemplo el diseño del tercer tramo de la viga V-2 de sección .30x.70m de los encofrados típicos, por lo que es una viga sísmica.

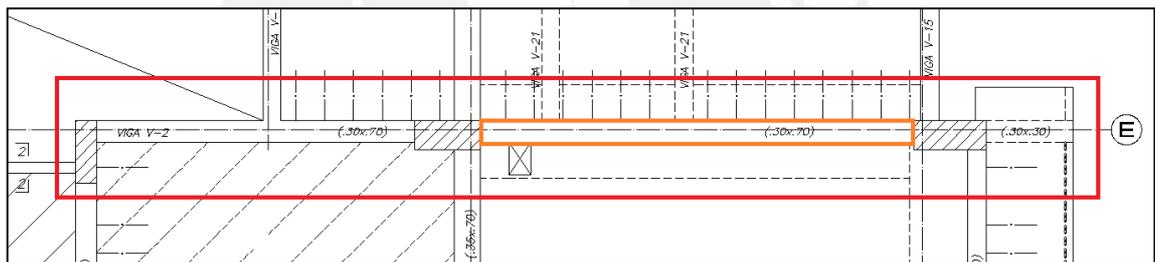


Figura 23: Viga V-2 para ejemplo de diseño de vigas

Las cargas muertas:

- Peso losa aligerada 420 kg/m²
- Piso terminado 100 kg/m²
- Tabiques carga 598.5 kg/m
- Carga puntuales de vigas chatas 2300 kg
- Peso propio de la viga (.30x.70) 504 kg/m
- Peso propio de la viga (.30x.30) 216 kg/m

Las cargas vivas:

- Sobre cargas en viviendas 200 Kg/m²

Las cargas de sismo:

- Momento de sismo izquierda 7.77 Tonxm
- Momento de sismo derecha 7.76 Tonxm
- Cortante de sismo izquierda 2.54 Ton
- Cortante de sismo derecha 2.54 Ton

Por tanto la carga última se hallará luego de considerar la combinación de:

1.4CM + 1.7 CV como crítica, multiplicado por el ancho tributario.

Se realizó un modelo en el programa SAP200 14.0.0 de la viga V-2. El análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de la viga.

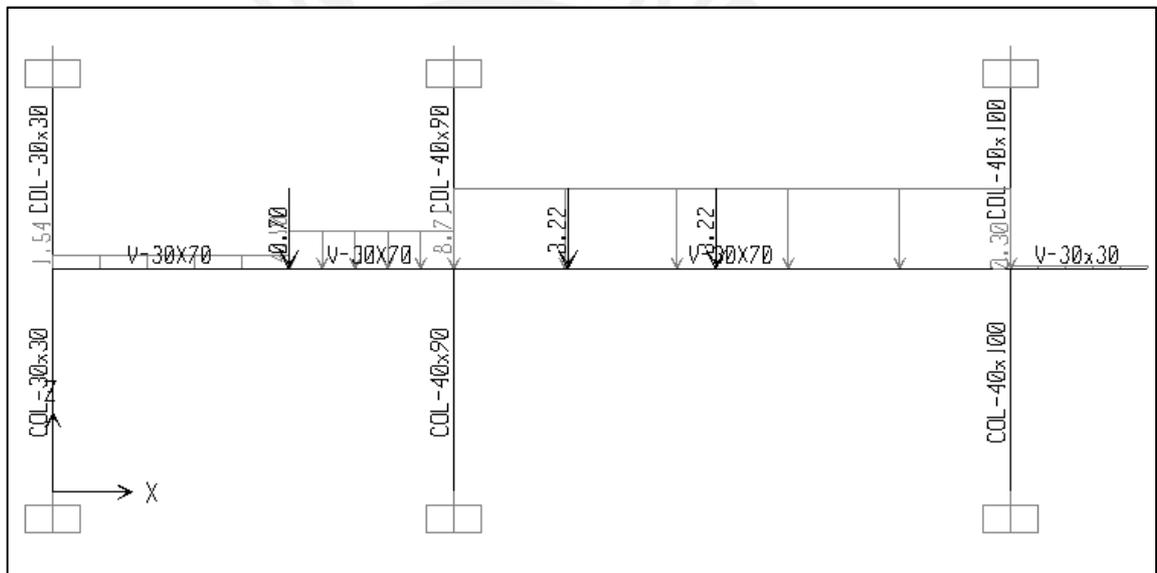


Figura 24: Modelo de viga V-2 (Tonxm)

Se muestran los resultados para los momentos flectores y fuerzas cortantes producidas por la carga última aplicada.

DMF: Diagrama de momento flector

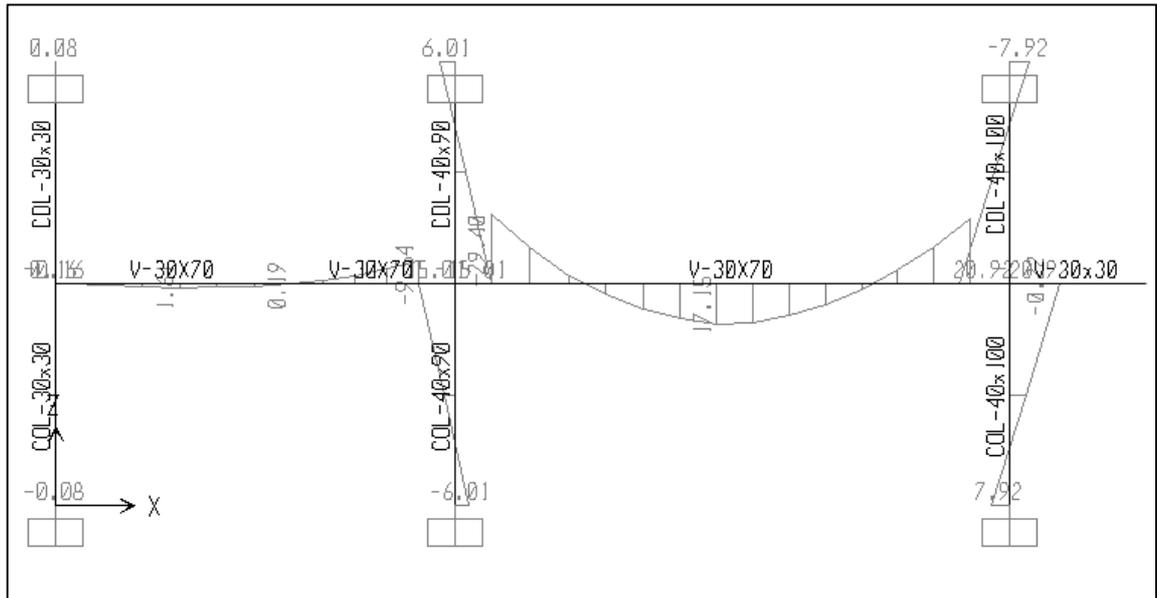


Figura 25: Diagrama de momento flector (Tonxm)

DFC: Diagrama fuerza cortante

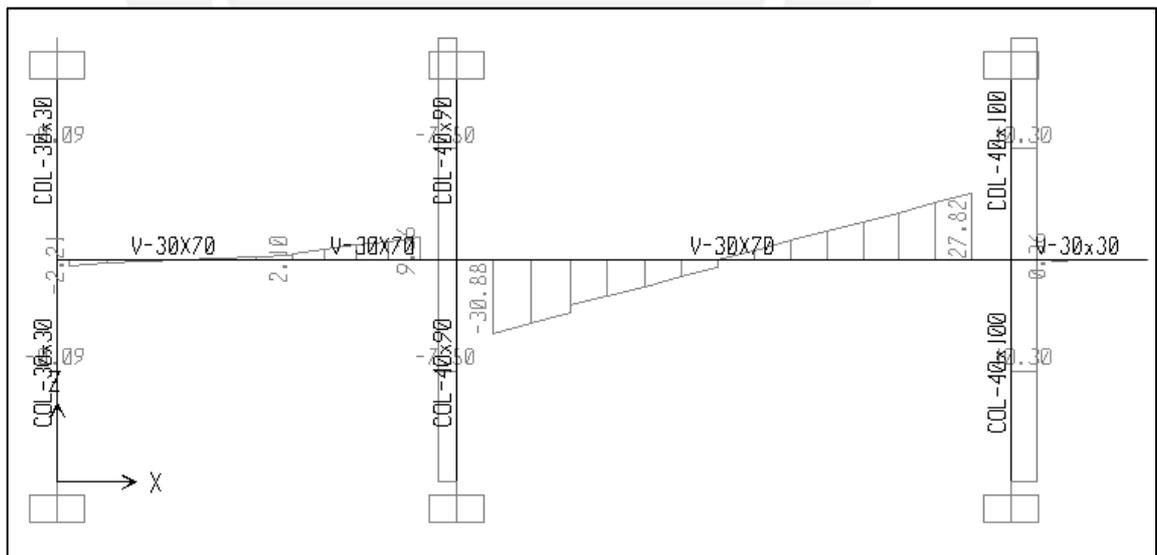


Figura 26: Diagrama de fuerza cortante (Ton)

Diseño por flexión

Para el tercer tramo de la viga, se analizaron las secciones críticas por flexión utilizando un concreto de resistencia $f'_c=210$ kg/cm² y un peralte efectivo "d" de 64cm para un refuerzo colocado en una capa y un "d" de 62cm para el refuerzo colocado en dos capas.

Se verifica que cumpla con el acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d / f_y = 0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 64 / 4200 = 4.64 \text{ cm}^2$$

Se verifica que cumpla con el acero máximo:

También se verifico que cumpliera con el área de acero máximo; es decir, que no se excediera del 75% de la cuantía balanceada.

$$A_{s \text{ 0.75}A_{sB}} = 0.75 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot 0.85 / f_y) \cdot (6000 / (6000 + f_y)) \cdot b \cdot d = 30.6 \text{ cm}^2$$

Para los momentos negativos, una vez conocido los momentos actuantes de gravedad y sismo se tiene que hacer las cinco combinaciones de diseño y se utilizará el que dé como resultante el momento mayor:

- Combinación 1: 1.4CM + 1.7CV
- Combinación 2: 1.25*(CM+CV) + CS
- Combinación 3: 1.25*(CM+CV) – CS
- Combinación 4: 0.9*CM + CS
- Combinación 5: 0.9+CM – CS

Donde CM es carga muerta, CV es carga viva y CS es carga de sismo.

Momento negativo lado izquierdo:

- $M_u = 31.54$ Tonxm (COMB.2)
- $K_u = 27.35$
- $A_s = 14.9 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 3/4" + 2\emptyset 1"$

Momento negativo lado derecho:

- $M_u = 29.73$ Tonxm (COMB.2)
- $K_u = 25.78$
- $A_s = 13.9 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 3/4" + 2\emptyset 1"$

Momento positivo al centro:

- $\mu = 17.15 \text{ tonxm}$
- $K_u = 14.85$
- $A_s = 7.7 \text{ cm}^2 = 2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}3/4"$

Diseño por cortante

Para cumplir el diseño por corte de la viga se analizan las secciones críticas utilizando un concreto de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un peralte efectivo "d" de 62cm.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 12142.76 \text{ kg} = 12.14 \text{ Ton}$$

Cortante máxima:

$$V_{s \text{ max}} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 56603.32 \text{ kg} = 56.60 \text{ Ton}$$

Resistencia nominal al corte máxima:

$$\phi V_n \text{ max} = \phi * (V_c + V_s) = 60255.58 \text{ kg} = 60.3 \text{ Ton}$$

Cortante a "d" de la cara:

- $V_u = 25.5 \text{ Ton (COMB.1)}$
- $V_s = V_u / \phi - V_c = 15.25 \text{ Ton}$
- $S = A_s * f_y * d / V_s = 25.03 \text{ cm}$ (considerando estribos de $\text{Ø}3/8"$)
- Hallando el $V_{s \text{ lim}} = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 29.65 \text{ Ton}$, $V_s < V_{s \text{ lim}}$, por lo tanto:
 $S_{\text{max}} = d/2 = 32 \text{ cm}$

Diseño por capacidad a "d" de la cara:

Se va a verificar que la fuerza cortante de diseño V_u de la viga no sea menor que el menor valor obtenido en las siguientes ecuaciones:

- $V_u = (M_{nd} + M_{ni}) / l_n + w_u * l_n / 2$
- $V_u = 1.25 * (w_{cm} + w_{cv}) * l_n / 2 + 2.5 * V_{\text{sis}}$

Donde M_{nd} (momento nominal derecha), M_{ni} (momento nominal izquierda) y l_n (luz libre).

- $M_{nd} (2\text{Ø}3/4" + 3\text{Ø}1") = M_{ni} = 43.0 \text{ Tonxm}$
- $l_n = 6 \text{ m}$
- $V_{\text{sis}} = 2.54 \text{ Ton}$
- $w_u = 8.71 \text{ Ton/m}$

- $w_{cm} = 4.6 \text{ Ton/m}$
- $w_{cv} = 1.34 \text{ Ton/m}$

Fuerzas cortantes:

- $V_u = (M_{nd} + M_{ni})/l_n + w_u \cdot l_n/2 = 40.46 \text{ Ton}$
- $V_u = 1.25 \cdot (w_{cm} + w_{cv}) \cdot l_n/2 + 2.5 \cdot V_{sis} = 28.63 \text{ Ton}$

Con $V_u = 28.63$, con el menor de ambos resultados, se tiene:

- $V_s = V_u/\phi - V_c = 19.4 \text{ Ton}$
- $S = A_s \cdot f_y \cdot d / V_s = 19.06 \text{ cm}$ (considerando estribos de $\phi 3/8''$)

Estribos de confinamiento: Se van a colocar los estribos de confinamiento a lo largo de la viga a una distancia no menor de:

- $d/4 = 15.5 \text{ cm}$
- $10d_b = 28.4 \text{ cm}$
- De 30 cm

La distribución de estribos final es:

- Estribos de $\phi 3/8''$: 1@.05, 8@.15, Rto. @.30

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 DEFINICIÓN

Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben las cargas de las vigas y las transmiten a la cimentación. Las columnas juntamente con las vigas forman pórticos proporcionando la rigidez lateral, por lo que son elementos muy importantes en el sistema sismorresistente de la estructura.

Para el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se denomina flexo-compresión. El diseño debe cumplir con la norma de concreto armado E.060.

7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA

Se presenta como ejemplo el diseño de la columna P1.

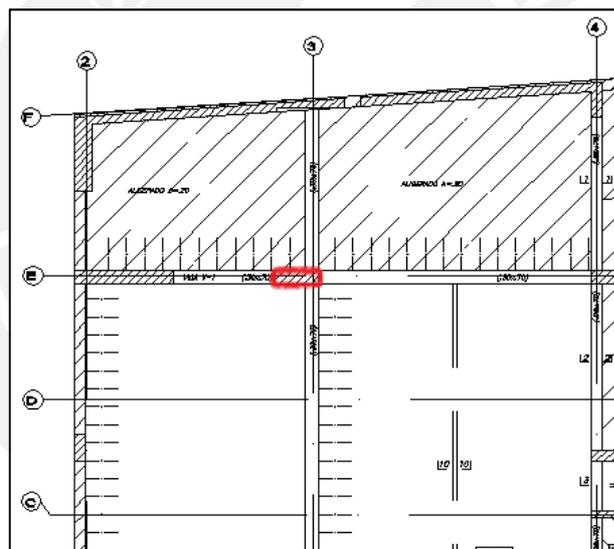


Figura 27: Columna para metrar

En el capítulo 2 (ítem 2.4) y capítulo 3 (ítem 3.5) se enseñó cómo se predimensionar y el metrado respectivo de las columnas por piso, teniendo en cuenta esto, se tiene una columna de 0.30x1.00m del sótano 1 al semisótano y de 0.30x0.80m el resto de pisos, con una resistencia de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD			
PISO	SECCIÓN (m)	CARGA MUERTA (Ton)	CARGA VIVA (Ton)
SOTANO 2	0.30x1.00	162.48	56.92
SOTANO 1	0.30x1.00	146.41	49.32
PISO 1	0.30x0.80	130.34	41.72
PISO 2	0.30x0.80	111.72	35.76
PISO 3	0.30x0.80	93.10	29.80
PISO 4	0.30x0.80	74.48	23.84
PISO 5	0.30x0.80	55.86	17.88
PISO 6	0.30x0.80	37.24	11.92
PISO 7	0.30x0.80	18.62	5.96

Tabla 4: Cargas acumuladas para la columna P1 (Ton)

Diseño por flexo-compresión

A continuación, se mostrarán las cargas y momento, en servicio y amplificados, actuantes en la columna P1 en el primer piso, tanto para la dirección X como para la dirección Y, así como los diagramas de iteración.

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P1 DIRECCIÓN X		
CARGA	P (Ton)	M (Tonxm)
MUERTA	130.34	10.43
VIVA	41.72	3.34
SISMO	22.47	4.57

Tabla 5: Cargas y momentos en la dirección X

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P1 DIRECCIÓN Y		
CARGA	P (Ton)	M (Tonxm)
MUERTA	130.34	3.91
VIVA	41.72	1.25
SISMO	22.75	2.62

Tabla 6: Cargas y momentos en la dirección Y

Diagrama de iteración en piso 1:

- Sección: 30x80cm con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y 10 \varnothing 1", distribuidos de la siguiente manera

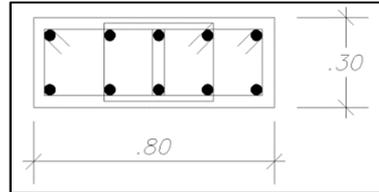


Figura 28: Distribución de acero en columna P1

- Casos de carga:

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P1 AMPLIFICADOS DIRECCIÓN X			
COMBINACIONES		PISO 1	
		$P_u(\text{Ton})$	$M_u(\text{Tonxm})$
(1)	$1.4*CM+1.7*CV$	253.49	20.28
(2)	$1.25*(CM+CV)+CS$	237.55	21.78
(3)	$1.25*(CM+CV)-CS$	192.61	12.64
(4)	$0.9*CM+CS$	140.06	13.96
(5)	$0.9*CM-CS$	94.56	4.82

Tabla 7: Cargas y momentos amplificados en la dirección X

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P1 AMPLIFICADOS DIRECCIÓN Y			
COMBINACIONES		PISO 1	
		$P_u(\text{Ton})$	$M_u(\text{Tonxm})$
(1)	$1.4*CM+1.7*CV$	253.49	7.60
(2)	$1.25*(CM+CV)+CS$	237.83	9.07
(3)	$1.25*(CM+CV)-CS$	192.33	3.83
(4)	$0.9*CM+CS$	140.08	6.14
(5)	$0.9*CM-CS$	94.58	0.90

Tabla 8: Cargas y momentos amplificados en la dirección Y

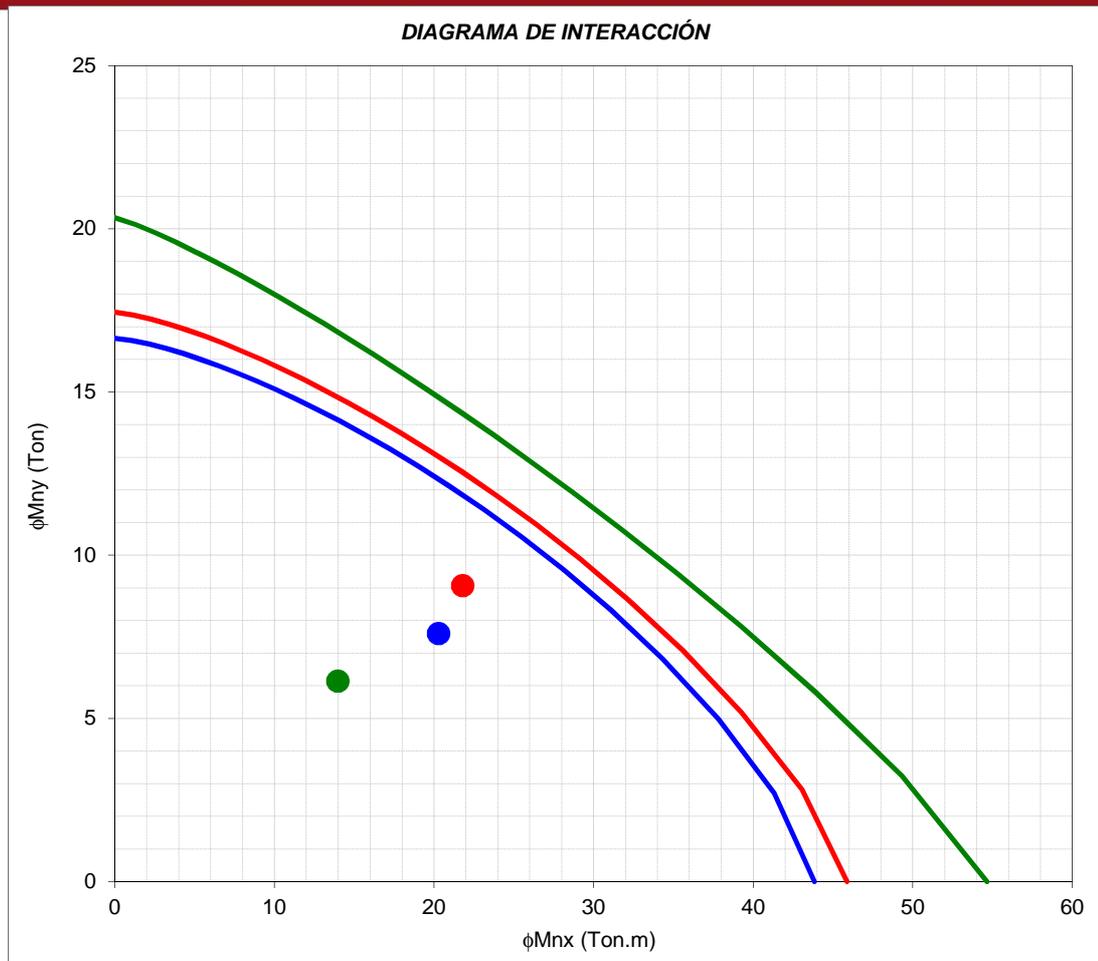


Figura 29: Diagrama de iteración de columna P1, en piso 1

Diseño por corte

La fuerza cortante V_u debe determinarse a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado mayor momento nominal posible.

El mayor momento nominal es de 54.8 Tonxm del diagrama de iteración.

Por lo tanto:

$$- V_u = (1/l_n) * (M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}}) = (1/2.15) * (2 * 54.8) = 50.98 \text{ Ton}$$

La contribución del concreto para miembros sujetos a compresión es:

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * (1 + 0.0071 * (N_u / A_g)) = 24.18 \text{ Ton}$$

Dónde:

N_u : es la carga axial última y se expresa en kg.

A_g : es el área bruta de la sección expresada en cm^2

Es necesario calcular la contribución del acero de refuerzo:

$$V_s = (V_u/\phi) - V_c = (50.98/0.85) - 24.18 = 35.80 \text{ Ton}$$

Por lo tanto es espaciamiento del refuerzo será:

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 36.98 \text{ cm}$$

Estribos de confinamiento:

Se disponen estribos de confinamiento en ambos extremos de la columna medida desde la cara de cada nudo a distancia "Lo" no menor de:

- $L_n/6 = 36\text{cm}$
- La máxima dimensión de la columna = 80cm
- 50 cm

Los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- $8d_b = 20.3\text{cm} (\phi 1")$
- La mitad de la menor dimensión de la columna = 15cm
- 10cm

Fuera de la zona de confinamiento se van a colocar los estribos separados a 25cm.

Verificación de Esbeltez

7.2.3.1 Efecto local

Previamente para la verificación del efecto local de esbeltez, se tomara en cuenta un criterio que establece que si se cumple la siguiente desigualdad, el efecto de esbeltez se puede despreciar:

- $L_n/r < 34 - M_1/M_2$

Revisando los valores de los momentos en las columnas, siempre se presenta curvatura doble, por lo que en la desigualdad, el segundo miembro será positivo. Por lo tanto, bastará con verificar que:

$$- \quad L_n/r < 34$$

La luz libre de la columna e ambas direcciones: $2.85 - 0.70 = 2.15\text{m}$

Por otro lado los radios correspondientes a cada dirección para secciones rectangulares son:

$$- \quad r_x = 0.3 \cdot h = 0.30 \cdot 0.30 = 0.09$$

$$- \quad r_y = 0.3 \cdot h = 0.30 \cdot 0.80 = 0.24$$

Por lo tanto se tendrá:

$$- \quad 2.15/0.09 = 23.89 < 34$$

$$- \quad 2.15/0.24 = 8.96 < 34$$

Con lo que se concluye que los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar. Este mismo proceso se hizo para todas las columnas y resulta lo mismo, efecto de esbeltez despreciable.

7.2.3.2 Efecto global

El efecto global de esbeltez (δ_g) se evalúa, si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, mediante la siguiente formula:

$$- \quad \delta_g = 1 / (1 - Q)$$

Dónde:

Q: es el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante la siguiente formula:

$$- \quad Q = (\Sigma P_u) \cdot u / (V_u \cdot h)$$

ΣP_u : Suma de cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u: Deformación relativa entre el nivel superior e inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, "u" debe ser multiplicada por $0.75 \cdot R$ (R=coeficiente de reducción).

V_u : Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

H: Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se puede despreciar. En este caso δ_g es igual a 1 y solo se amplificará el momento por δ_g .

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse, y se calcularán δ_g con el valor de Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, se debe cambiar la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

Se procede a hacer las verificaciones respectivas en cada nivel del edificio de la columna P1, para ambas direcciones.

	ΣPu (Ton)	u (cm)	Vu (Ton)	h (cm)	$(\Sigma Pu)*u/(Vu*h)$
Piso 7	428.03	0.27	187.55	285	0.0022
Piso 6	856.06	0.30	350.30	285	0.0026
Piso 5	1284.09	0.27	488.25	285	0.0025
Piso 4	1712.12	0.27	599.85	285	0.0027
Piso 3	2140.15	0.24	688.20	285	0.0026
Piso 2	2568.18	0.17	750.20	285	0.0020
Piso 1	2996.21	0.10	788.95	285	0.0013

Tabla 9: Efecto de esbeltez en la dirección X

	ΣPu (Ton)	u (cm)	Vu (Ton)	h (cm)	$(\Sigma Pu)*u/(Vu*h)$
Piso 7	428.03	0.84	161.20	285	0.0079
Piso 6	856.06	0.95	301.01	285	0.0094
Piso 5	1284.09	1.01	419.43	285	0.0109
Piso 4	1712.12	1.01	516.31	285	0.0118
Piso 3	2140.15	1.01	591.79	285	0.0128
Piso 2	2568.18	0.88	645.89	285	0.0122
Piso 1	2996.21	0.57	678.59	285	0.0089

Tabla 10: Efecto de esbeltez en la dirección Y

Se puede concluir que los efectos globales de segundo orden se puede despreciar, ya que los índices Q cumplen con ser menores que 0.06.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1 DEFINICIÓN

Las placas o muros de corte, son elementos estructurales que poseen gran rigidez lateral y resistencia, estas toman la mayor parte de las fuerzas sísmicas en la estructura y controlan los desplazamientos laterales. Geométricamente las placas tienen una dimensión mucho mayor a su ancho. Se caracterizan por tener carga vertical, mucho cortante y momento flector, sobre todo en los primeros pisos.

8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PLACA

Se presenta como ejemplo el diseño de la placa 10.

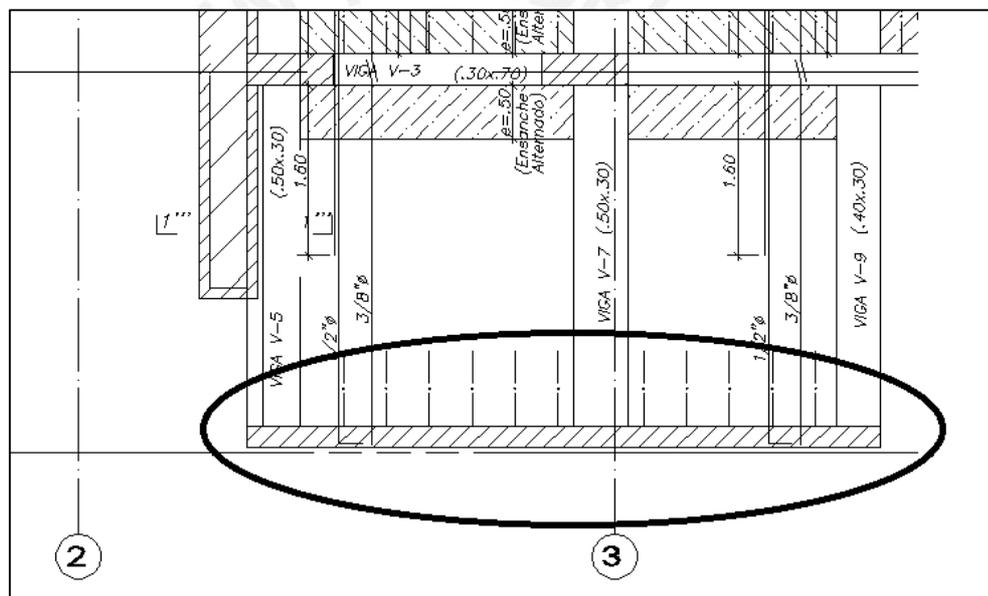


Figura 30: Placa 10, en encofrado típico

Para el metrado de placas se utiliza el capítulo 3 (ítem 3.5) se enseñó cómo es el metrado respectivo de las placas por piso, teniendo en cuenta esto, se tiene una placa de 0.25x5.90m del sótano 2 al sótano 1 y de 0.20x5.90m el resto de pisos, con una resistencia de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

Se realizó un metrado de cargas de gravedad dando como resultado lo siguiente:

CARGAS DE GRAVEDAD			
PISO	SECCIÓN (m)	CARGA MUERTA (Ton)	CARGA VIVA (Ton)
SOTANO 2	0.25x5.90	52.89	18.83
SOTANO 1	0.25x5.90	52.89	18.83
PISO 1	0.20x5.90	44.59	14.91
PISO 2	0.20x5.90	38.22	12.78
PISO 3	0.20x5.90	31.85	10.65
PISO 4	0.20x5.90	25.48	8.52
PISO 5	0.20x5.90	19.11	6.39
PISO 6	0.20x5.90	12.74	4.26
PISO 7	0.20x5.90	6.37	2.13

Tabla 11: Cargas acumuladas para la placa 10 (Ton)

Diseño por flexo-compresión

A continuación, se mostrarán las cargas y momento, en servicio y amplificados, actuantes en la placa 10 en el primer piso, tanto para la dirección X como para la dirección Y, así como los diagramas de iteración.

CARGAS ACTUANTES EN LA PLACA 10					
NIVEL	CARGA MUERTA (Ton)	CARGA VIVA (Ton)	AXIAL SISMO (Ton)	CORTANTE SISMO (Ton)	MOMENTO SISMO (Tonxm)
PISO 1	44.59	14.91	9.91	31.15	361.59

Tabla 12: Cargas y momentos en la dirección X

CARGAS ACTUANTES EN LA PLACA 10					
NIVEL	CARGA MUERTA (Ton)	CARGA VIVA (Ton)	AXIAL SISMO (Ton)	CORTANTE SISMO (Ton)	MOMENTO SISMO (Tonxm)
PISO 1	44.59	14.91	21.62	1.48	2.69

Tabla 13: Cargas y momentos en la dirección Y

Diagrama de iteración en piso 1:

- Sección: 20x590cm con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y con núcleos en extremo de 8 \emptyset 3/4", el fierro distribuido en la parte central es de 3/8" @ 0.25 vertical y horizontal, distribuidos de la siguiente manera

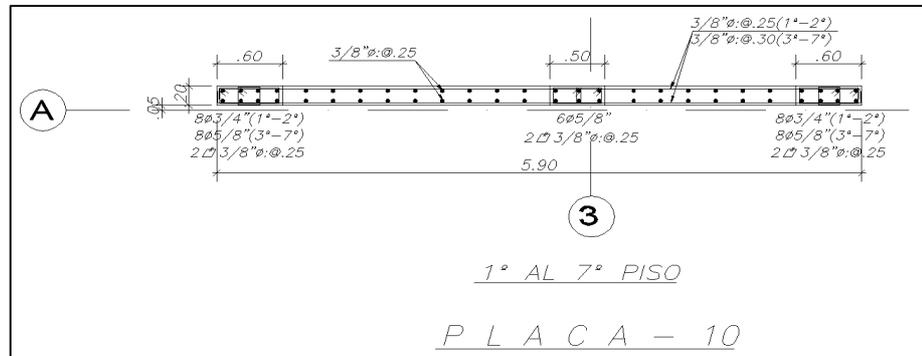


Figura 31: Distribución de acero en la placa 10

- Casos de carga:

CARGAS Y MOMENTOS DE LA PLACA - 10 AMPLIFICADOS			
DIRECCIÓN X, PISO 1			
COMBINACIONES		PISO 1	
		Pu(Ton)	Mu(Tonxm)
(1)	1.4*CM+1.7*CV	87.77	361.59
(2)	1.25*(CM+CV)+CS	84.29	361.59
(3)	1.25*(CM+CV)-CS	64.47	361.59
(4)	0.9*CM+CS	50.04	361.59
(5)	0.9*CM-CS	30.22	361.59

Tabla 14: Cargas y momentos amplificados en la dirección X

CARGAS Y MOMENTOS DE LA PLACA - 10 AMPLIFICADOS			
DIRECCIÓN Y, PISO 1			
COMBINACIONES		PISO 1	
		Pu(Ton)	Mu(Tonxm)
(1)	1.4*CM+1.7*CV	87.77	2.69
(2)	1.25*(CM+CV)+CS	96.00	2.69
(3)	1.25*(CM+CV)-CS	52.76	2.69
(4)	0.9*CM+CS	61.75	2.69
(5)	0.9*CM-CS	18.51	2.69

Tabla 15: Cargas y momentos amplificados en la dirección Y

El análisis de la placa, será el sentido X, debido a que para el sentido Y, tanto el momento como la cortante son despreciables.

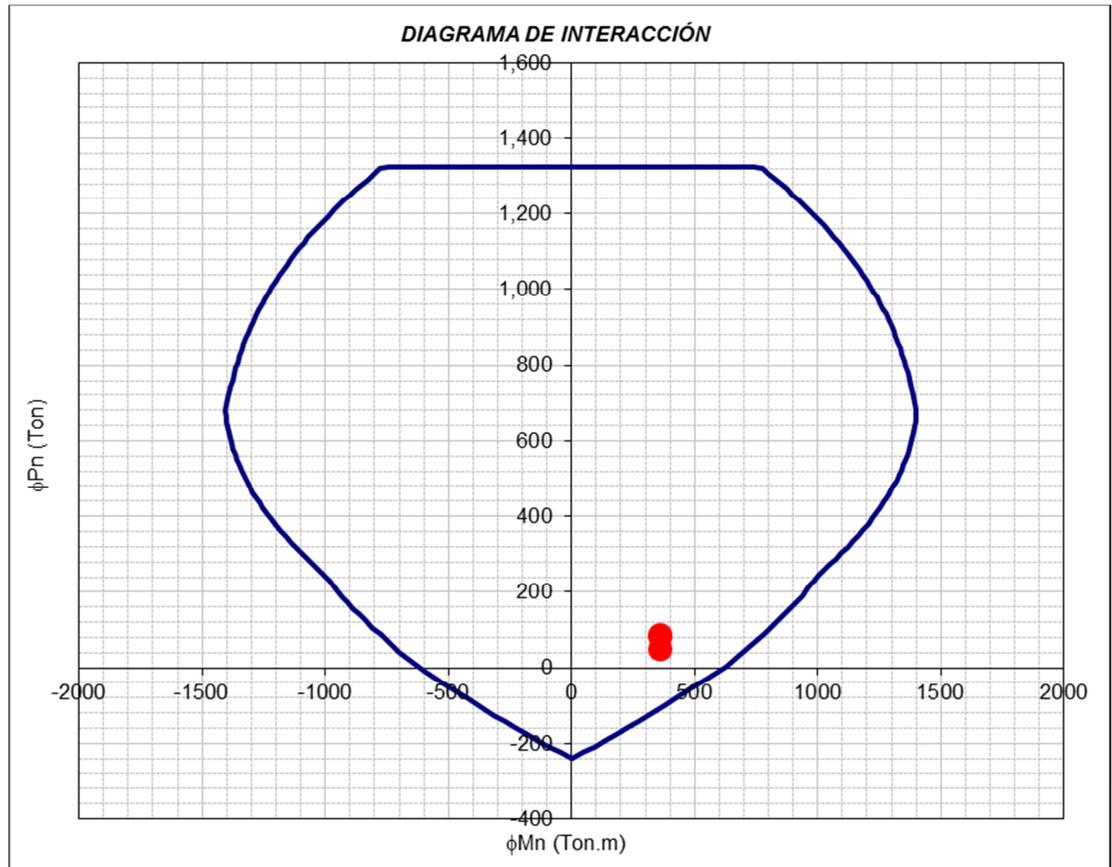


Figura 32: Diagrama de iteración de la placa 10, en la dirección X en piso 1

Diseño por corte

Las placas se diseñarán pro cortante de acuerdo a:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 472 = 72.50 \text{ Ton}$
- Y V_n no debe exceder de: $2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 472 = 355.68 \text{ Ton}$

La fuerza cortante de diseño deberá cumplir con lo siguiente:

$$V_u \geq V_{u_{\text{análisis}}} \cdot (M_{u_{\text{teórico}}} / M_{u_{\text{análisis}}}) \cdot W_y$$

$Mu_{teórico}$: Momento flector teórico asociado a P_u , que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

W_y : Es el factor de amplificación dinámica, según:

- $W_y = 0.90 + n/10$, si $n \leq 6$
- $W_y = 1.3 + n/30$, si $6 \leq n \leq 15$

Si: $n \geq 15$ se usara $n=15$, siendo “n” el número de pisos

Si se evalúa la resistencia al corte considerando el factor de amplificación dinámica, los resultados serían demasiado elevados al incrementarse las fuerzas del edificio. Por lo tanto se ha considerado el factor $W_y=1$.

$$- Vu \geq Vu_{análisis} * (Mu_{teórico} / Mu_{análisis}) * W_y = 31.15 * (911.1 / 361.59) = 78.5 \text{ Ton}$$

Calculamos V_s de acuerdo a la siguiente expresión:

- $V_s = Vu / \phi - V_c = (78.5 / 0.85) - 72.50 = 19.85 \text{ Ton}$
- $S = A_s * f_y * d / V_s = 2 * 0.71 * 4200 * 472 / 19852.94 = 141.8 \text{ cm}$

Refuerzo mínimo:

Tanto para el refuerzo vertical como para el refuerzo horizontal la cuantía mínima es:

$$- \rho = 0.0025$$

Cuando V_u sea menor que $0.50 * \phi V_c$, las cuantías mínimas de acero horizontal y vertical se podrían reducir a.

- $\rho \geq 0.002$, horizontal
- $\rho \geq 0.0015$, vertical

Por un 1m de ancho las cuantías mínimas serían:

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro o 45cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en 2 caras.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

9.1 DEFINICIÓN

Son elementos estructurales que transmiten las cargas y momentos de las columnas y placas al terreno. Siendo la resistencia del terreno menor a la resistencia del concreto, la cimentación tiene un área mayor con respecto a las columnas o placas, para que así pueda reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Para el diseño de las cimentaciones se debe tener los resultados de un estudio de suelos, donde se indique todas sus propiedades. Según el estudio de suelos la capacidad admisible del suelo es de 4kg/cm^2 .

Principalmente se tienen zapatas aisladas y zapatas combinadas.

9.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

Se presenta como ejemplo el diseño de la zapata aislada de la columna P1.

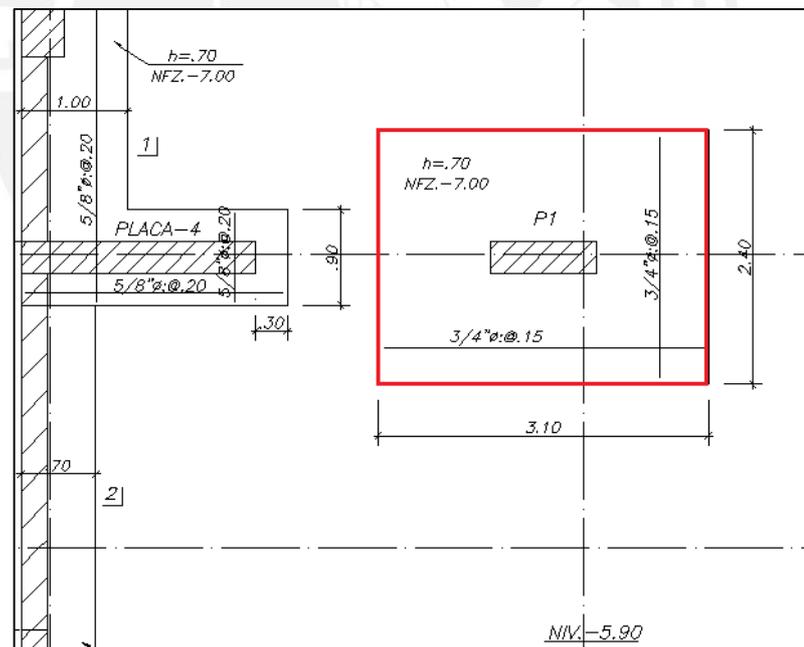


Figura 33: Zapata de la columna P1

De la **Tabla 3**, se tiene que:

- Carga Muerta = 162.48 Ton
- Carga Viva = 56.92 Ton

	<i>P_x</i> (Ton)	<i>P_y</i> (Ton)	<i>M_x</i> (Tonxm)	<i>M_y</i> (Tonxm)
CARGA MUERTA	162.48	162.48	0	4.54
CARGA VIVA	56.92	56.92	0	1.63
CARGA SISMO	22.54	22.75	1.09	0.55

Tabla 16: Cargas y momentos al nivel -5.90m

Verificación por gravedad

Para las cargas en servicio, sin amplificar:

$$\sigma = P/(B*L) + 6*M/(B*L^2)$$

Dónde:

P: Carga axial en servicio (carga muerta + carga viva)

B: Lado mayor de la zapata

L: Lado menor de la zapata

M: Momento flector en servicio

Para una zapata asumida de 2.40x3.10m, se tiene:

$$\sigma = P/(B*L) + 6*M/(B*L^2) = (162.42+56.92)/(3.1 \times 2.4) + 6*(4.54+1.63)/(3.1 \times 2.4^2) = 31.56 \text{ Ton/m}^2$$

Las dimensiones asumidas cumplen con las verificaciones por carga de gravedad.

Verificación por sismo

Para las cargas en servicio y cargas de sismo, sin amplificar:

Sismo X:

$$\sigma = P/(B*L) + 6*M/(B*L^2) = (162.42+56.92+22.54)/(2.4 \times 3.1) + 6*1.09/(2.4 \times 3.1^2) = 32.8 \text{ Ton/m}^2$$

Sismo Y:

$$\sigma = P/(B*L) + 6*M/(B*L^2) = (162.42+56.92+22.75)/(3.1 \times 2.4) + 6*0.55/(3.1 \times 2.4^2) = 32.72 \text{ Ton/m}^2$$

Las dimensiones asumidas siguen cumpliendo con las verificaciones por carga de gravedad.

Reacción amplificada del suelo

Por simplificación en los cálculos se ha considerado un factor de amplificación de 1.55 para la condición de esfuerzo crítico, siendo este esfuerzo 62Ton/m².

Diseño por corte

En el diseño por corte se tiene en cuenta que éste podría producirse debido a la fuerza cortante y al punzonamiento de la zapata.

Por corte:

- $V_u \leq \phi V_c$
- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

Dónde:

V_u : Es la fuerza actuante a “d” de la cara de la columna en todo el ancho de la zapata.

V_c : Es la fuerza de resistencia del área de corte de la zapata.

- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 240 \cdot 60 = 110.6 \text{ Ton}$
- $V_u = 6.2 \cdot 240 \cdot 45 = 66.96 \text{ Ton}$

Con lo que: $V_u \leq 0.85 \cdot 110.6 = 94.01 \text{ Ton}$, cumple.

Por punzonamiento:

- $V_u \leq \phi V_c$
- $V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Dónde:

b_o : Es el perímetro de la sección de corte por punzonamiento, delimitada por un rectángulo a d/2 de la cara de la columna.

- $V_c = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 500 \cdot 60 = 460.83 \text{ Ton}$
- $V_u = 6.2 \cdot (240 \cdot 310 - 160 \cdot 90) = 372 \text{ Ton}$

Con lo que: $V_u \leq 0.85 \cdot 460.83 = 391.71 \text{ Ton}$, cumple.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se evaluó el momento flector en la cara del volado.

$$- \quad Mu = \sigma u * c^2 / 2$$

Dónde:

Mu: Momento último en la cara del volado.

σu : Esfuerzo amplificado del suelo.

C: Es la longitud de volado de la zapata.

$$- \quad Mu = 62 * 1.05^2 / 2 = 34.18 \text{ Tonxm}$$

El análisis en 1m de ancho de zapata

$$- \quad Ku = 9.49$$

$$- \quad As = 15.5 \text{ cm}^2$$

El acero que se va a colocar en la zapata es $\varnothing 3/4" @ 0.15 \text{ m}$ en ambas direcciones y únicamente en la cara inferior en contacto con el terreno.

9.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA COMBINADA

Se presenta como ejemplo el diseño de la zapata combinada para las columnas P8, P9 y P11.

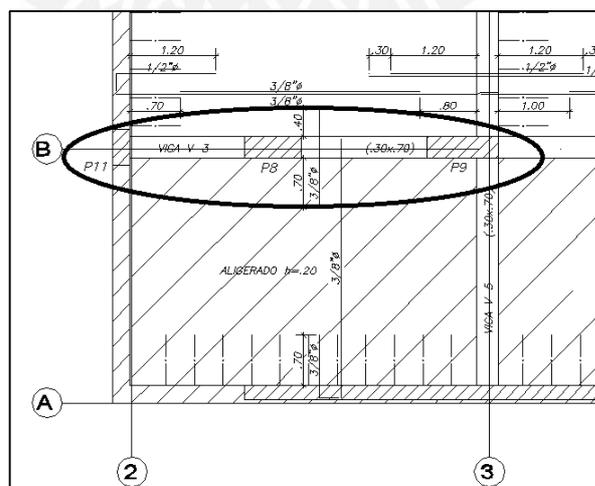


Figura 34: Columnas P8, P9 y P11, para diseño de zapata combinada

Las cargas de gravedad y momento para las columnas son:

- Columna P8(0.30x0.80m):

	<i>P_x (Ton)</i>	<i>P_y (Ton)</i>	<i>M_x (Tonxm)</i>	<i>M_y (Tonxm)</i>
CARGA MUERTA	78.65	78.65	3.15	1.18
CARGA VIVA	25.02	25.02	1.00	0.75
CARGA SISMO	21.63	8.86	0.62	0.32

Tabla 17: Cargas y momentos columna P8 al nivel -5.90m

- Columna P9(0.30x1.00m):

	<i>P_x (Ton)</i>	<i>P_y (Ton)</i>	<i>M_x (Tonxm)</i>	<i>M_y (Tonxm)</i>
CARGA MUERTA	161.02	161.02	8.05	2.42
CARGA VIVA	51.00	51.00	2.55	0.77
CARGA SISMO	3.14	2.10	1.49	0.49

Tabla 18: Cargas y momentos columna P9 al nivel -5.90m

- Columna P11(0.25x0.50):

	<i>P_x (Ton)</i>	<i>P_y (Ton)</i>	<i>M_x (Tonxm)</i>	<i>M_y (Tonxm)</i>
CARGA MUERTA	6.40	6.40	0	0
CARGA VIVA	3.02	3.02	0	0
CARGA SISMO	0.13	0.34	0	0

Tabla 19: Cargas y momentos columna P11 al nivel -5.90m

Luego de realizar algunas iteraciones, se llegó a conclusión de que las dimensiones adecuadas para la zapata eran 2.10x6.40m.

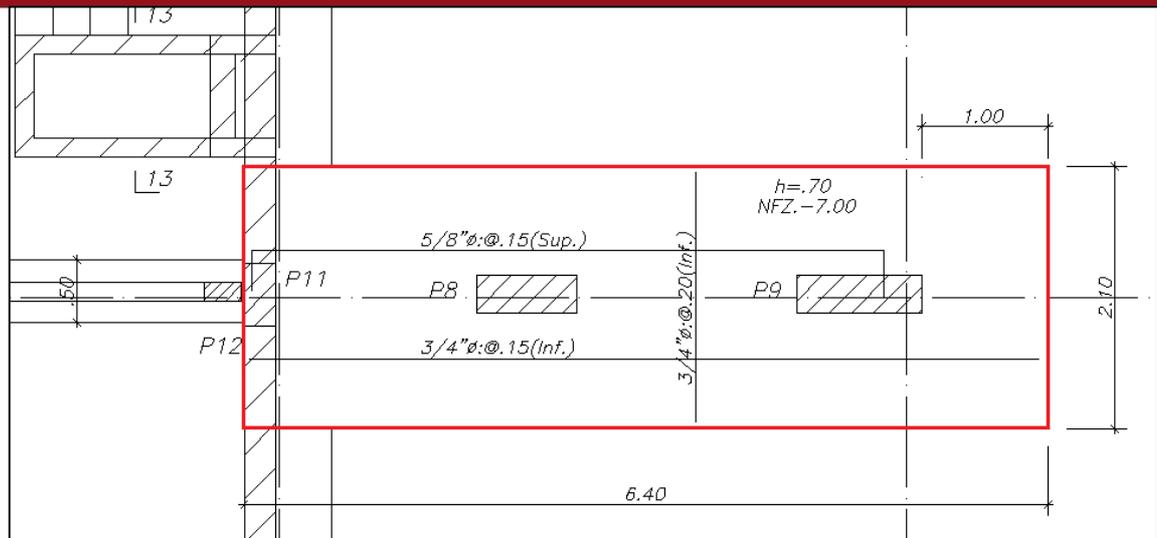


Figura 35: Zapata combinada de las columnas P8, P9 y P11

La dirección para la verificación fue la X, ya que esa es la dirección crítica, donde se producen los mayores esfuerzos.

Verificación por gravedad

Para las cargas en servicio, sin amplificar y sin considerar peso propio de la zapata:

$$\sigma = P/(B*L) \pm 6*M/(B*L^2)$$

Dónde:

P: Carga axial en servicio (carga muerta + carga viva)

B: Lado menor de la zapata

L: Lado mayor de la zapata

M: Momento flector en servicio

Para una zapata de 2.10x6.40m, se tiene:

$$P_s = (78.65+25.02)+(161.02+51)+(6.4+3.02) = 325.11 \text{ Ton}$$

$$M_s = (3.15+1)+(8.05+2.55)+(0) = 14.75 \text{ Tonxm}$$

$$\sigma = P/(B*L) \pm 6*M/(B*L^2) = (325.11)/(2.1 \times 6.4) \pm 6*(14.75)/(2.1*6.4^2)$$

$$\sigma_1 = 25.21 \text{ Tonxm}^2 \leq 40 \text{ Tonxm}^2, \text{ satisface la condición.}$$

$\sigma_2 = 23.16 \text{ Tonxm}^2 \leq 40 \text{ Tonxm}^2$, satisface la condición.

Verificación por sismo

Se realiza la verificación de sismo, considerando las cargas axiales de sismo y los momentos generados por sismo en las columnas analizadas.

$$Cs = Cs1 + Cs2 + Cs3$$

$$Ms = Ms1 + Ms2 + Ms3$$

Dónde:

Cs: Carga axial total producida por el sismo en la dirección analizada.

Ms: Momento de sismo total en la dirección analizada.

$$Cs = 21.63 + 3.14 + 0.13 = 24.9 \text{ Ton}$$

$$Ms = 0.62 + 1.49 + 0 = 2.11 \text{ Tonxm}$$

La capacidad del suelo puede amplificarse en un 20% al considerar el efecto del sismo, por lo tanto será de 48Ton/m²

$$\sigma = P/(B*L) \pm 6*M/(B*L^2) = (325.11+24.9)/(2.1*6.4) \pm 6*(14.75+2.11)/(2.1*6.4^2)$$

$$\sigma = P/(B*L) \pm 6*M/(B*L^2) = (350.01)/(2.1*6.4) \pm 6*(16.86)/(2.1*6.4^2)$$

$\sigma_1 = 27.22 \text{ Tonxm}^2 \leq 48 \text{ Tonxm}^2$, satisface la condición.

$\sigma_2 = 24.87 \text{ Tonxm}^2 \leq 48 \text{ Tonxm}^2$, satisface la condición.

Por combinación de carga obtenemos:

	COMBINACIONES	P8	M8	P9	M9	P11	M11	σ
(1)	1.4*CM+1.7*CV	152.64	6.11	312.13	15.61	14.09	0	37.14
(2)	1.25*(CM+CV)+CS	151.22	5.81	268.17	14.74	11.91	0	33.52
(3)	1.25*(CM+CV)-CS	107.96	4.57	261.89	11.76	11.65	0	29.52
(4)	0.9*CM+CS	92.42	3.46	148.06	8.74	5.89	0	19.18
(5)	0.9*CM-CS	49.16	2.22	141.78	5.76	5.63	0	15.18

Tabla 20: Esfuerzos por combinación de cargas

Todos los valores obtenidos cumplen con la condición de ser menores o iguales que 48Ton/m².

También obtenemos el esfuerzo crítico, $\sigma_{cr} = 37.14\text{Ton/m}^2$.

Diseño por corte

En el diseño por corte se tiene en cuenta que éste podría producirse debido a la fuerza cortante y al punzonamiento de la zapata.

Por punzonamiento:

Trabajamos con la columna P9

- Con $d=0.60\text{m}$
- $B_o=1+d = 1+0.6 = 1.6\text{m}$
- $L_o=0.3+d = 0.3+0.6 = 0.9\text{m}$
- $b_o= 2*(1.6+0.9) = 5\text{m}$
- $V_u = P_u - \sigma*B_o*L_o$
- $V_c = 1.06*\sqrt{f'_c}*b_o*d$

Dónde:

b_o : Es el perímetro de la sección de corte por punzonamiento, delimitada por un rectángulo a $d/2$ de la cara de la columna.

- $V_c = 1.06*\sqrt{210}*500*60 = 460.83 \text{ Ton}$
- $V_u = 312.13 - 37.14*1.6*0.9 = 258.65 \text{ Ton}$

Con lo que: $V_u \leq 0.85*460.83 = 391.71 \text{ Ton}$, cumple.

Por corte:

Modelamos la zapata para obtener las cortantes a “d” de la cara.

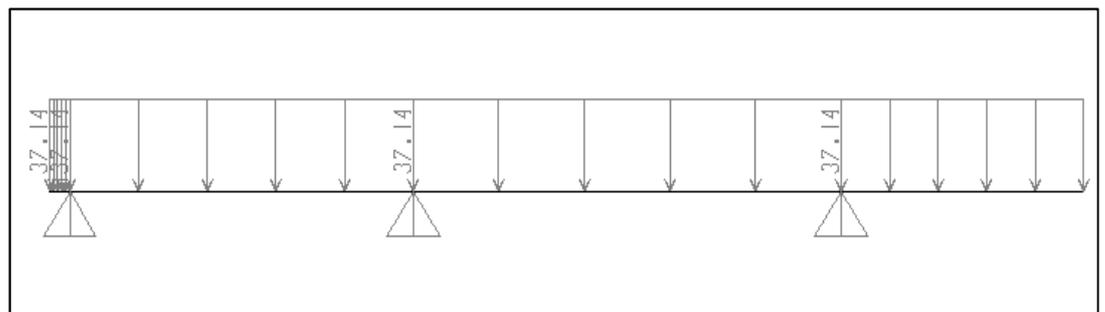


Figura 36: Modelo de zapata

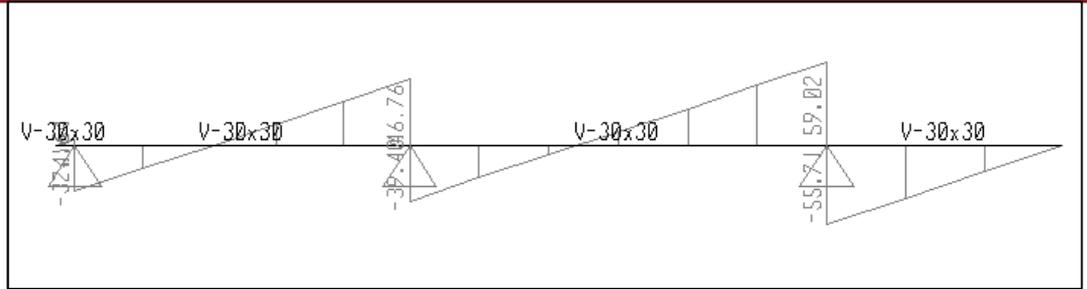


Figura 37: Diagrama de fuerzas cortantes

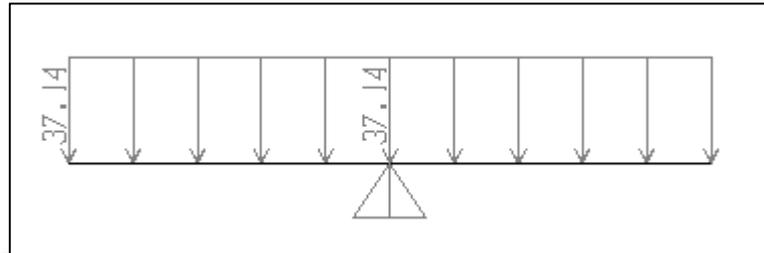


Figura 38: Modelo de zapata, lado transversal

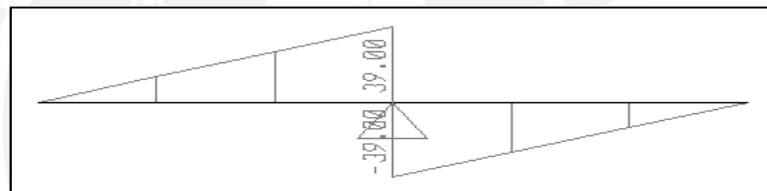


Figura 39: Diagrama de fuerzas cortantes, lado transversal

- $V_u \leq \phi V_c$
- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

Dónde:

V_u : Es la fuerza actuante a "d" de la cara de la columna en todo el ancho de la zapata.

V_c : Es la fuerza de resistencia del área de corte de la zapata.

- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 210 \cdot 60 = 96.77 \text{ Ton}$
- $V_{u_{\text{máx}}} = 18.16 \text{ Ton}$

Con lo que: $V_u \leq 0.85 \cdot 96.77 = 82.25 \text{ Ton}$, cumple.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utiliza el diagrama de momento flector resultante.

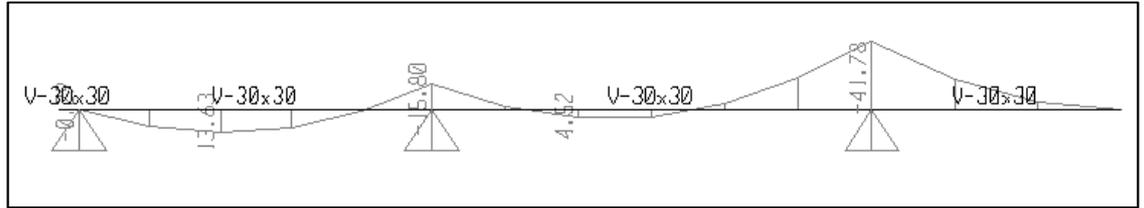


Figura 40: Diagrama de momento flector

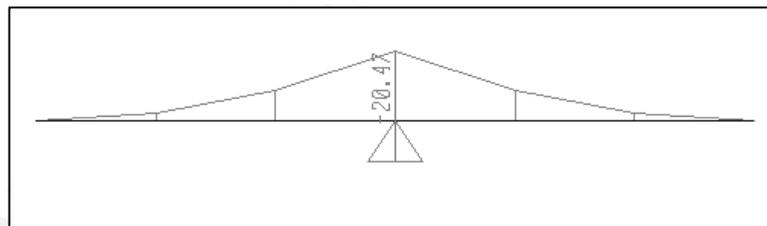


Figura 41: Diagrama de momento flector, lado transversal

Dónde:

Mu: Momento último a la cara.

En X:

- $Mu -_{máx} = 30.18 \text{ Tonxm}$
- $Mu +_{máx} = 13.63 \text{ Tonxm}$

En Y:

- $Mu -_{máx} = 15.60 \text{ Tonxm}$

El análisis en 1m de ancho de zapata

- $Mu -_{máx} = 30.18 \text{ Tonxm}$, $Ku = 8.38$, $As = 13.7\text{cm}^2$, $\text{Ø}3/4''@0.20\text{m}$
- $Mu +_{máx} = 13.63 \text{ Tonxm}$, $Ku = 3.79$, $As = 6.1\text{cm}^2$, $\text{Ø}5/8''@0.30\text{m}$
- $Mu -_{máx} = 15.60 \text{ Tonxm}$, $ku = 4.33$, $As = 7.0 \text{ cm}^2$, $\text{Ø}5/8''@0.25\text{m}$

As min por temperatura:

$$As = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$As = 0.0018 \cdot 100 \cdot 70 = 12.6\text{cm}^2, \text{Ø}3/4''@0.20\text{m}$$

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

10.1 DEFINICIÓN

Son elementos estructurales verticales que se diseñan para resistir los empujes naturales del terreno, sirven para contener el terreno u otro material en desnivel.

Los muros de contención tienen un apoyo lateral con la losa del techo de los sótanos. Gracias a la existencia del techo del sótano el muro ya no se voltea, con dos apoyos constituidos por el techo del sótano y el cimiento de dicho muro.

10.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN

Se idealizan con apoyos simples en cada losa de los sótanos y en la cimentación, para casos prácticos se diseña para 1m de ancho de muro. Se tomó como ejemplo el diseño del muro del corte 4.

La presión que ejerce el suelo, se asume como:

$$E_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Dónde:

K_a : Es el coeficiente de empuje activo ($K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$).

γ : Es el peso específico del suelo.

h : Es la altura enterrada del muro.

Φ : Ángulo de fricción interna del suelo.

Para el muro asumido:

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) = \tan^2(45 - 37/2) = 0.25$$

$$E_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.65 \cdot 0.25 \cdot 2 \cdot 6.3 = 2.05 \text{ Ton/m}$$

Se amplifica la carga por el factor de carga viva: $2.05 \cdot 1.7 = 3.49 \text{ Ton/m}$

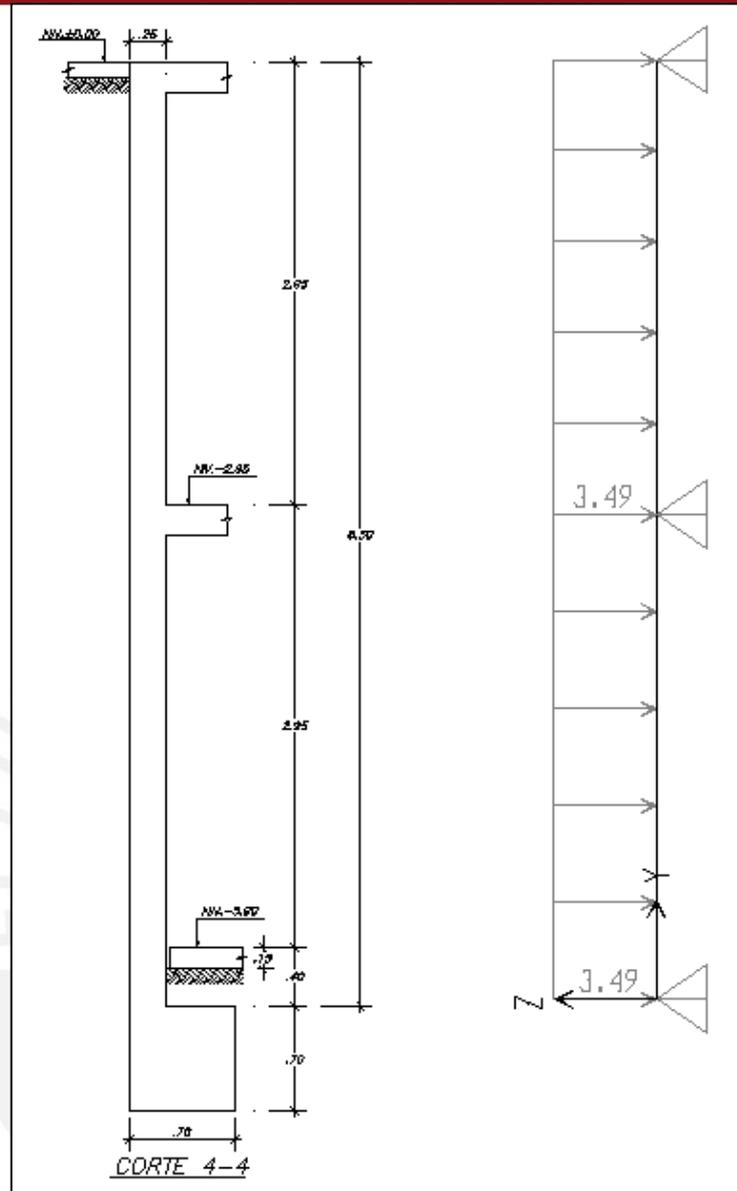


Figura 42: Idealización de muro para diseño

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se determinó el diagrama de momento flector.

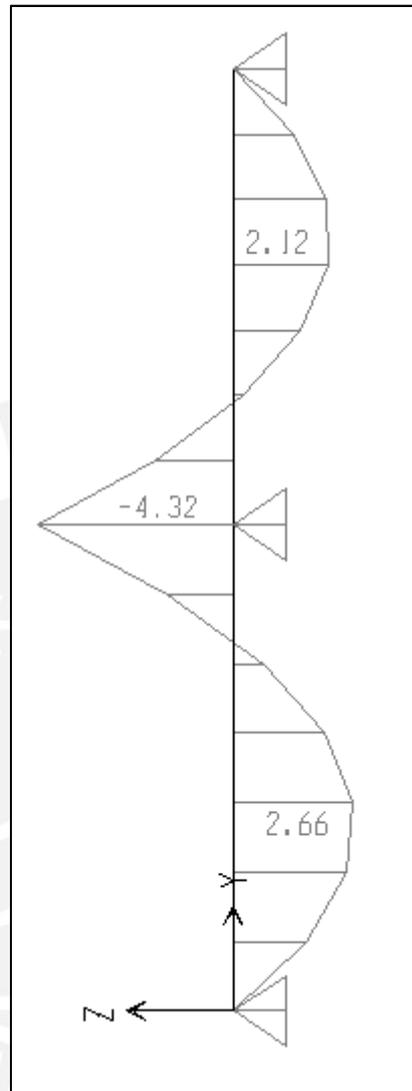


Figura 43: Diagrama de momento flector

Diseño para los momentos:

- $Mu+ = 2.66 \text{ Tonxm}$, $Ku = 6.65$, $As = 3.6\text{cm}^2$, $\text{Ø}3/8'' @ 0.20\text{m}$
- $Mu- = 4.32 \text{ Tonxm}$, $Ku = 10.80$, $As = 5.9\text{cm}^2$, $\text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m} + \text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m}$
- $Mu+ = 2.12 \text{ Tonxm}$, $Ku = 5.30$, $As = 2.9\text{cm}^2$, $\text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m}$
- $As_{\min} \text{ vertical} = 0.0015 \cdot b \cdot t = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3.75\text{cm}^2$, cara exterior e interior: 1.875cm^2 , $\text{Ø}3/8'' @ 0.35\text{m}$
- $As_{\min} \text{ horizontal} = 0.002 \cdot b \cdot t = 0.002 \cdot 100 \cdot 25 = 5.00\text{cm}^2$, cara exterior e interior: 2.5cm^2 , $\text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m}$

Diseño por corte

Al no llevar estribos, el muro de contención se diseña para que el concreto sea el que resista íntegramente los esfuerzos de corte producidos por el muro. Para el diseño por cortante se determinó el diagrama de fuerza cortante.

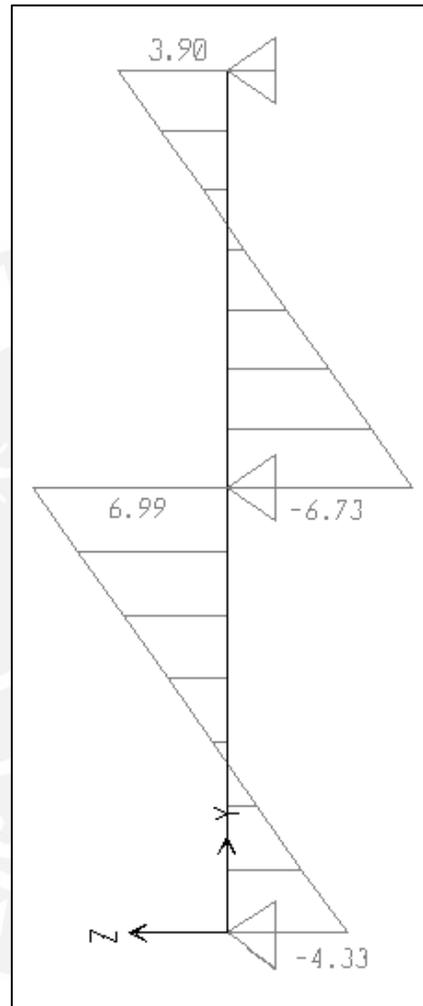


Figura 44: Diagrama de fuerza cortante

La fuerza que resiste el concreto es:

$$- \quad \emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 20 = 13.06 \text{ Ton}$$

Como se puede observar, la resistencia al corte del muro es mayor a la fuerza resultante debido al empuje del suelo.

$$- \quad V_u \leq \emptyset V_c, \text{ cumple.}$$

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CALZADURAS

11.1 DEFINICIÓN

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Su función es prevenir fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, mientras se lleva a cabo las obras de sostenimiento definitivas.

11.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN

Se tomó como ejemplo el diseño de calzadura de muro de cortes 7 y 8, para los cortes de calzadura sería el corte 4.

Antes de calcular las cargas actuantes, primero se definieron los pesos específicos:

- Para el concreto: 2.4 Ton/m³
- Para el concreto ciclópeo: 2.3 Ton/m³
- Para la tierra: 2.0 Ton/m³

Se deben calcular el ancho de los escalones, con la finalidad de que el peso propio contrarreste los efectos del empuje del suelo. Verificando los factores de seguridad por deslizamiento y volteo, que para obras provisionales están en el orden de 1.2.

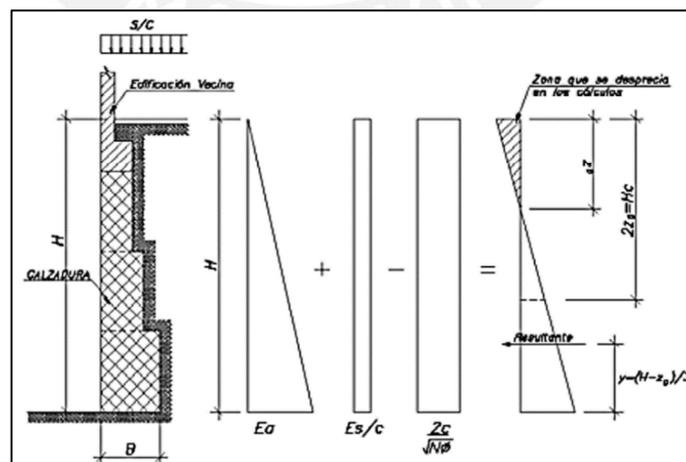


Figura 45: Cargas actuantes en calzaduras

Dónde:

K_a : Es el coeficiente de empuje activo ($K_a = \tan^2(45-\Phi/2)$).

γ : Es el peso específico del suelo.

h : Es la altura enterrada del muro.

Φ : Ángulo de fricción interna del suelo.

c : Cohesión del suelo

E_a : Empuje activo del suelo

$E_{s/c}$: Empuje de la sobrecarga

z_0 : Longitud de la zona de aparentes tracciones que se desprecia en los cálculos

Calculo de la fuerza y momento actuante, suponiendo que no existe cohesión:

- $F_{Ea} = K_a \cdot \gamma \cdot h^2 / 2 = 0.25 \cdot 2 \cdot 7^2 / 2 = 12.25 \text{ Ton}$
- $F_{Es/c} = K_a \cdot w_{s/c} \cdot h = 0.25 \cdot 0.25 \cdot 7 = 0.44 \text{ Ton}$
- $M_{Ea} = F_{Ea} \cdot h / 3 = 12.25 \cdot 7 / 3 = 28.58 \text{ Tonxm}$
- $M_{Es/c} = F_{Es/c} \cdot h / 2 = 0.44 \cdot 7 / 2 = 1.54 \text{ Tonxm}$

La suma de las fuerzas y momento actuantes:

- $\Sigma F_{act} = 12.25 + 0.44 = 12.69 \text{ Ton}$
- $\Sigma M_{act} = 28.58 + 1.54 = 30.12 \text{ Tonxm}$

Las dimensiones de los escalones deben contrarrestar los efectos de empuje del suelo, para nuestro ejemplo se tomará 1m de ancho de muro para diseño. Se muestra un esquema de los escalones que servirán para hacer lo cálculos respectivos.

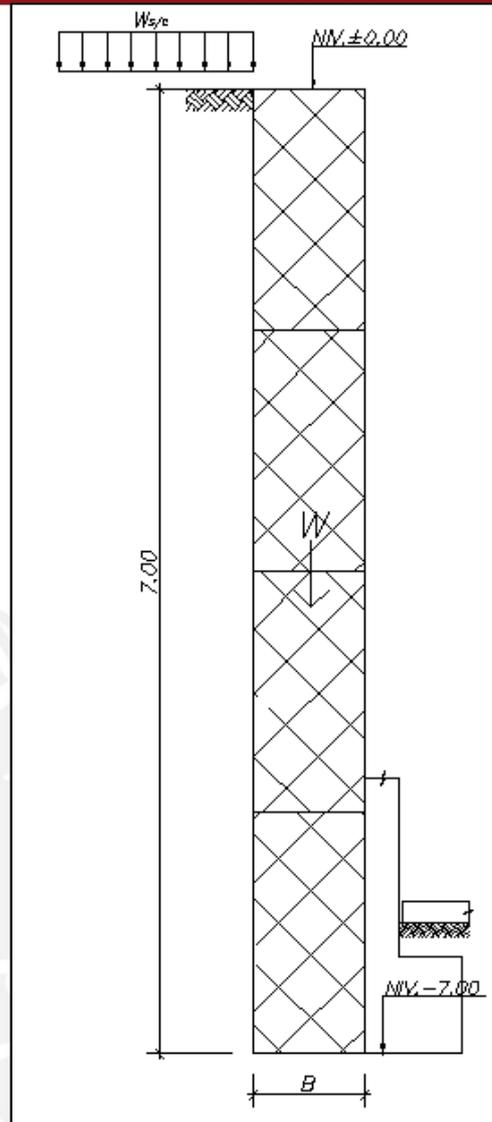


Figura 46: Ejemplo de calzadura para cálculo

Calculo de los pesos y momento resistentes:

- $W = \gamma \cdot h \cdot B \cdot e = 2.3 \cdot 7.0 \cdot B \cdot 1 = 16.10B \text{ Ton}$
- $M_w = W \cdot B / 2 = 16.10 \cdot B \cdot B / 2 = 8.05B^2 \text{ Ton}$

La suma de las fuerzas y momento actuantes, considerando $\mu=0.45$:

- $\Sigma F_{res} = 0.45 \cdot 16.10B = 7.25B \text{ Ton}$
- $\Sigma M_{res} = 8.05B^2 \text{ Ton}$

Calculo de B, con el factor de seguridad F.S.=1.2, para el deslizamiento y volteo:

- F.S. deslizamiento = $\Sigma F_{res} / \Sigma F_{act} = 7.25B / 12.69 = 1.2$
- F.S. volteo = $\Sigma M_{res} / \Sigma M_{act} = 8.05B^2 / 30.12 = 1.2$

- $B_{\text{deslizamiento}} = 2.1\text{m}$
- $B_{\text{volteo}} = 2.12\text{m}$

La dimensión de B crítica para este caso es de 2.12m, ahora se va a calcular B utilizando la cohesión del suelo.

Cálculo del empuje de la cohesión:

$$- 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} = 2 \cdot 0.2 \cdot \sqrt{0.25} = 0.2 \text{Ton/m}$$

Debido al empuje negativo de la cohesión, la resultante total de las cargas distribuidas presentará una zona aparente de tracción, lo cual no sucede en la realidad.

Cálculo de las cargas distribuidas resultantes y el cálculo de z_0 :

- Carga distribuida resultante superior $= E_{Es/c} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} = 0.25 \cdot 0.25 - 0.2 = 0.14 \text{Ton/m}$
- Carga distribuida resultante inferior $= E_a + E_{Es/c} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} = 0.25 \cdot 2.0 \cdot 7 - 0.14 = 3.36 \text{Ton/m}$

De la geometría podemos calcular z_0 :

$$- 0.14 / z_0 = 3.36 / (h - z_0), \text{ donde } z_0 = 0.28\text{m}$$

Calculando las fuerzas y momentos actuantes tenemos:

- $\text{Fact} = 3.36 \cdot (h - z_0) / 2 = 3.36 \cdot (7 - 0.28) / 2 = 11.29 \text{Ton}$
- $\text{Mact} = \text{Fact} \cdot (h - z_0) / 3 = 11.29 \cdot (7 - 0.28) / 3 = 25.29 \text{Tonxm}$

Calculo de B, con el factor de seguridad F.S.=1.2, para el deslizamiento y volteo:

- F.S. deslizamiento $= \Sigma F_{\text{res}} / \Sigma F_{\text{act}} = 7.25B / 11.29 = 1.2$
- F.S. volteo $= \Sigma M_{\text{res}} / \Sigma M_{\text{act}} = 8.05B^2 / 25.29 = 1.2$
- $B_{\text{deslizamiento}} = 1.87\text{m}$
- $B_{\text{volteo}} = 1.94\text{m}$

Considerando la cohesión para los cálculos, el B requerido es de **1.90m**, como se muestra en cortes de calzadura en planos, donde se optó por considerar la cohesión.

CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ESCALERAS

12.1 DEFINICIÓN

Son elementos estructurales que sirven para conectar los diferentes pisos o plataformas y que en esencia son losas.

Estas losas o escaleras en la mayoría de los casos son armados en una dirección. Sin embargo en algunos casos se decidirá de acuerdo a los apoyos existentes como deberá ser armado.

12.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ESCALERA

Se idealizan con apoyos simples a cada extremo de la escalera, para casos prácticos se diseña para 1m de ancho de escalera. Se tomó como ejemplo el diseño del tramo 1 típico de la escalera.

La garganta de la escalera:

- $Ln/30 = 3.62/30 = 12\text{cm}$, se utilizó un garganta de 15cm.

El peso de la escalera por un metro de ancho:

- $Wp = 2.4 * ((Cp/2) + g * \sqrt{1 + (Cp/P)^2})$

Dónde:

Ln = Luz libre entre apoyos de la escalera.

Cp = Contra paso de la escalera.

P = Paso de la escalera.

g = Garganta de la escalera.

Para el tramo de escalera asumido:

- $Wp = 2.4 * ((Cp/2) + g * \sqrt{1 + (Cp/P)^2}) = 2.4 * ((0.175/2) + 0.15 * \sqrt{1 + (0.175/0.25)^2}) = 0.65\text{Ton/m}$

Pesos:

Pisos terminado = 0.1Ton/m

Sobre carga = 0.20Ton/m

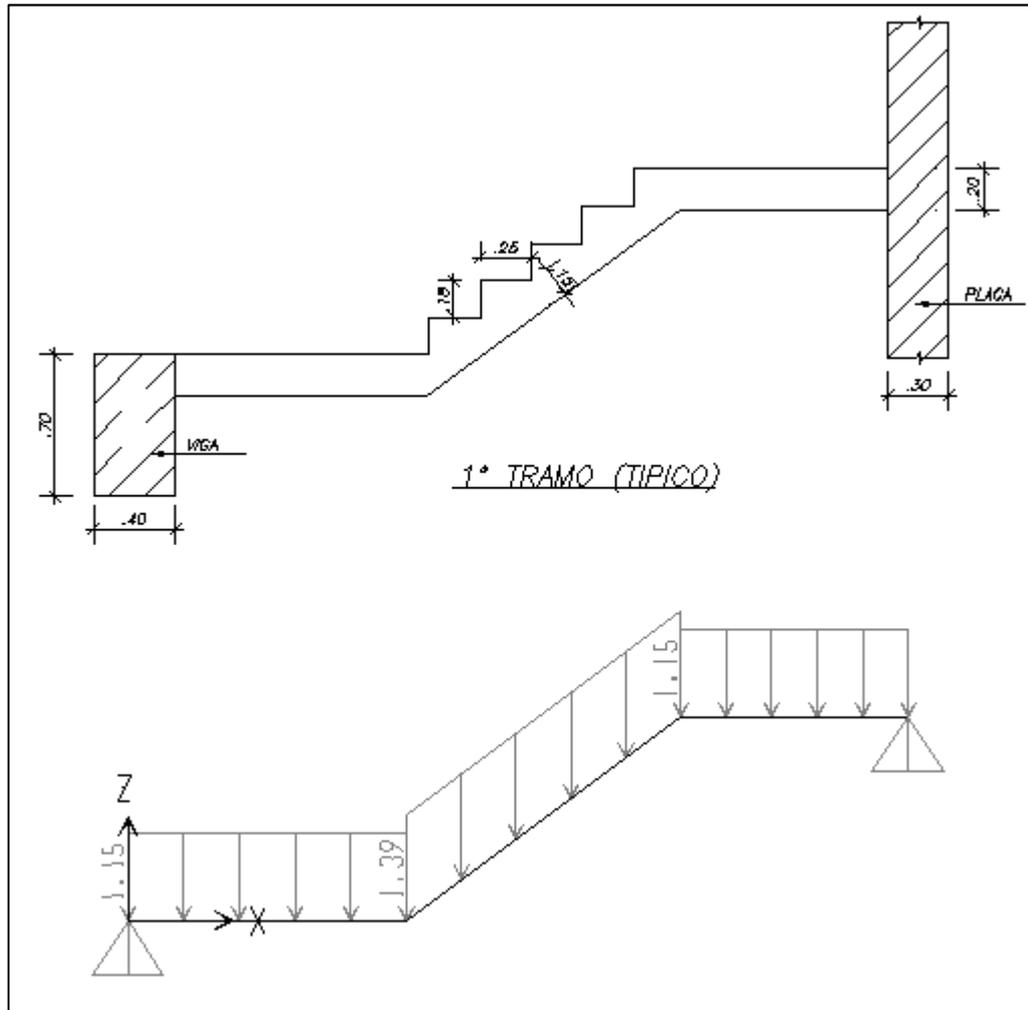


Figura 47: Idealización de escalera para diseño

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se determinó el diagrama de momento flector.

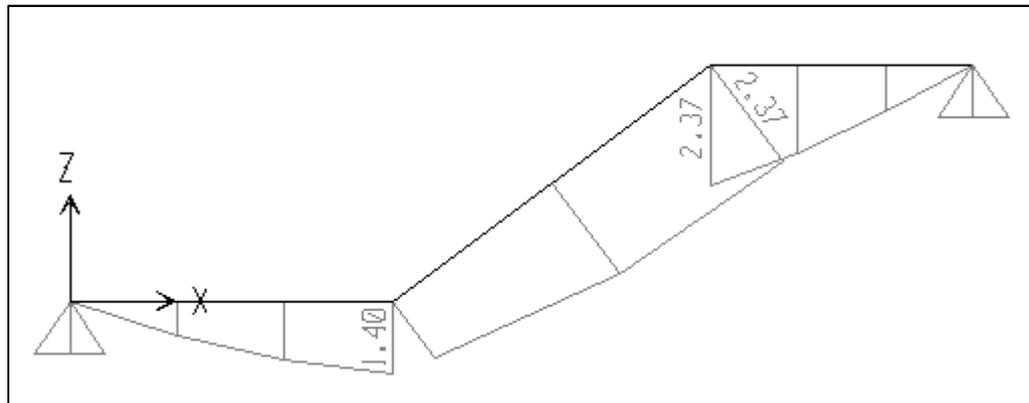


Figura 48: Diagrama de momento flector

Diseño para los momentos:

- $Mu+ = 1.40 \text{ Tonxm}$, $Ku = 9.72$, $As = 3.2\text{cm}^2$, $6\text{Ø}3/8''$
- $Mu+ = 2.37 \text{ Tonxm}$, $Ku = 16.46$, $As = 5.5\text{cm}^2$, $6\text{Ø}1/2''$

El refuerzo transversal a la escalera se calcula con el uso de la cuantía mínima:

- $As = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 12 = 2.16\text{cm}^2$, $\text{Ø}3/8'' @ 0.30\text{m}$

Diseño por corte

Al no llevar estribos, la escalera se diseña para que el concreto sea el que resista íntegramente los esfuerzos de corte producidos en él. Para el diseño por cortante se determinó el diagrama de fuerza cortante.

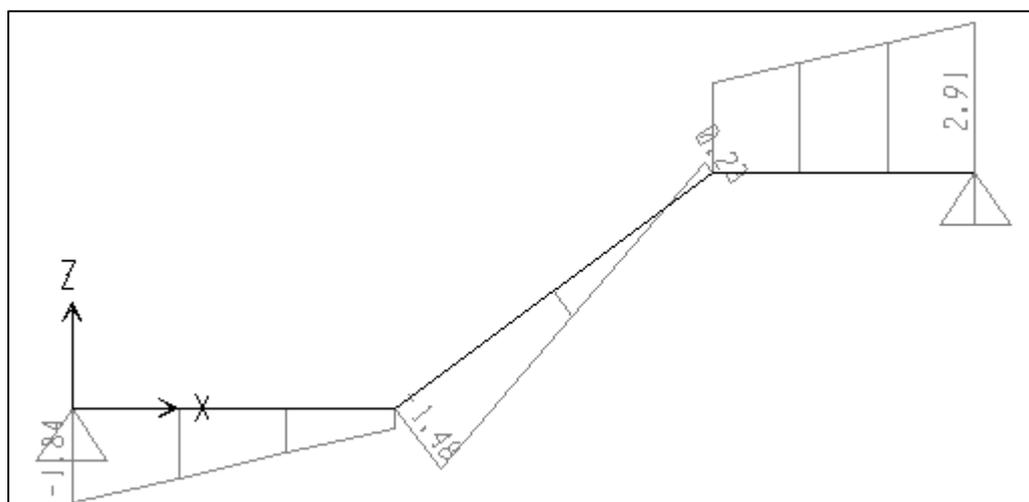


Figura 49: Diagrama de fuerza cortante

La fuerza que resiste el concreto es:

$$- \quad \emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 \text{ Ton}$$

Como se puede observar, la resistencia al corte de la escalera es mayor a la fuerza resultante debido a las cargas.

$$- \quad V_u \leq \emptyset V_c, \text{ cumple.}$$



COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- La experiencia obtenida a lo largo de mi carrera y trabajo, me permiten diseñar estructuras capaces de comportarse de manera adecuada frente a las solicitaciones de cargas de gravedad y cargas sísmicas.
- La estructura ha sido diseñada de acuerdo a las disposiciones de las Normas Técnicas de Edificación, en sus versiones vigentes, que componen el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Se planteó una estructuración capaz de proporcionar una rigidez lateral en ambas direcciones, se aprovechó la distribución arquitectónica evitando alterarla y a la vez no se interrumpió los elementos estructurales. Lo cual hizo que las derivas calculadas en el análisis sísmico se encuentren dentro de los límites permitidos por la Norma de Diseño Sismoresistente E.030.
- Para que el edificio tenga un comportamiento similar al planteado en los modelos sísmicos, los tabiques de albañilería han sido separados de la estructura principal para evitar el problema de columnas cortas y para que no tomen esfuerzos sísmicos.

En la zona central, donde se ubican la escalera y el ascensor (los cuales forman el núcleo del edificio), se encuentran varias aberturas en planta, por ello y para dar continuidad al diafragma estructural se consideraron losas macizas.

- Para los elementos estructurales, todos estos han sido diseñados con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones E.060, buscando cumplir no solo con tener secciones con adecuada resistencia para las cargas de gravedad y sísmicas, sino también tener cierta holgura en la resistencia por compresión y cortante con la finalidad de evitar así la posibilidad de una falla frágil. Se ha puesto especial cuidado en respetar y cumplir con las disposiciones especiales para los elementos sísmicos que plantea la Norma en su capítulo 21, y así obtener una estructura dúctil, capaz de disipar energía ante un sismo severo. En elementos con compresiones elevadas por cargas de gravedad y/o momentos sísmicos, como por ejemplo las columnas interiores y placas centrales, se ha confinado el concreto con estribos cerrados para evitar desprendimiento del concreto e incrementar la capacidad de deformación en la etapa plástica.

- Las cimentaciones planteadas cumplen con la Norma de Suelos y Cimentaciones E.050. Las presiones que transmite la estructura al terreno son menores a la capacidad portante de este.



BIBLIOGRAFÍA

Blanco Blasco, A. (1995). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto*. Colegio de Ingenieros del Perú.

Blanco Blasco, A. (1997). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Colegio de Ingenieros del Perú.

Chávez D'onofrio, A. (2005). *Edificio Multifamiliar de ocho pisos con sótano*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

Ottazzi Pasino , G. (2009). *Apuntes del curso de concreto armado*. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería, Departamento de Ingeniería, Sección Ing. Civil, PUCP.

Ramirez Guanillo, C. (2009). *Diseño Estructural de un edificio de un sótano y siete pisos*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

SENCICO. (2003). *Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente* . Reglamento Nacional de Construcciones.

SENCICO. (2004). *Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas*. Reglamento Nacional de Construcciones.

SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones*. Reglamento Nacional de Construcción.

SENCICO. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Construcciones .