

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE VIVIENDAS DE CONCRETO
ARMADO**

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

Rudy Daniel Torres Balbín

ASESOR: Quiun Wong, Daniel Roberto

Lima, setiembre del 2019



A mis padres y hermanas por todo el apoyo.

RESUMEN

El presente trabajo académico muestra el análisis y diseño estructural de una edificación cuyo uso está destinado a viviendas multifamiliares. Dicha edificación se ubica en el distrito de Surco, Lima y consta de seis pisos, azotea y tanque elevado. Además, el suelo posee una capacidad portante de 4kg/cm^2 .

La estructura ha sido diseñada en base a un sistema de placas y de pórticos de columnas y vigas de concreto armado. El sistema de techos corresponde a losas aligeradas y macizas, ambas de diecisiete centímetros de espesor. La cimentación del edificio se proyectó a partir de zapatas y cimientos corridos conectados a través de vigas de cimentación.

Los elementos estructurales se predimensionaron en base a criterios y recomendaciones prácticas. Así, los peraltes de las vigas y losas se estimaron a partir de la luz libre y las condiciones de extremo, las dimensiones de columnas en función de la carga axial y pandeo, y el espesor de las placas a partir de la magnitud de la fuerza cortante en la base.

Se proyectó una losa de conexión en la zona con reducción de diafragma. El espesor de dicha losa se determinó de tal forma que la fuerza cortante inducida sea resistida íntegramente por el concreto.

El análisis de las vigas, columnas y placas se desarrolló a través de un modelo tridimensional en el software ETABS 2016. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Además, las rigideces de los elementos se determinaron ignorando la fisuración y el refuerzo. Las solicitaciones sísmicas y de gravedad se obtuvieron de las Normas E.030 2018 y E.020, respectivamente.

El análisis sísmico se desarrolló sobre la base de lo estipulado en la Norma E.030 2018 y permitió estimar los desplazamientos laterales esperados, así como las fuerzas internas en cada uno de los elementos.

El diseño de los elementos de concreto armado se desarrolló por el método de resistencia acorde a las indicaciones de la Norma E.060.

Finalmente, se realizó la verificación del diseño de los elementos bajo acciones en servicio. Así, se evaluaron las deflexiones y el fisuramiento.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título: “Diseño estructural de edificio de viviendas de concreto armado”

Área: Estructuras

Asesor: Ing. Quiun Wong, Daniel Roberto

Alumno: TORRES BALBÍN, RUDY DANIEL

Código: 2013.1490.412.

Tema N°:

Fecha: Lima, 30 de noviembre de 2018

Antecedentes

En los terrenos para viviendas, se suele proyectar edificios multifamiliares con linderos en los dos costados laterales y el fondo. El primer piso sirve de ingreso y estacionamiento vehicular. En terrenos de forma rectangular como el de este proyecto, se dispone de dos departamentos por piso, simétricos.

Descripción

El terreno servirá para un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Surco, Lima. El proyecto será de 6 pisos, azotea y tanque elevado, con dos departamentos por piso. La escalera y el ascensor de circulación vertical se ubican en el sector central de la edificación. El alumno realizará el análisis estructural y diseño de los elementos de concreto armado. Se hará uso de la norma de diseño sismorresistente E.030 de 2018. Además se hará el diseño del cerco perimétrico posterior, considerar que su altura es de 2.8m.

La resistencia del suelo será asumida de 4.0 kg/cm², a una profundidad de 1.0m. La cimentación se hará siguiendo los lineamientos de las normas E.050 Suelo y Cimentaciones y E.060 Concreto Armado.

Plan de trabajo

El tema se someterá a cuatro revisiones de la siguiente manera:

1. Estructuración del edificio. Predimensionamiento de los elementos estructurales. Metrado de cargas, análisis y diseño de las losas de los techos y escaleras.
2. Análisis debido a cargas de gravedad. Análisis sísmico del edificio.
3. Diseño de las vigas y columnas. Diseño de los muros de concreto. Diseño del tanque elevado.
4. Diseño de la cimentación. Diseño del muro del cerco posterior. Presentación de la memoria.



Índice

1.	CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1.	Descripción del proyecto	1
1.2.	Objetivos del proyecto.....	2
2.	CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	3
2.1.	Criterios y conceptos de estructuración.....	3
2.2.	Sistema estructural	4
	2.2.1 Elementos sismorresistentes	4
	2.2.2 Elementos horizontales.....	4
2.3.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	4
	2.3.1 Losas macizas y aligeradas	4
	2.3.2 Vigas	6
	2.3.3 Columnas.....	7
	2.3.4 Placas.....	10
3.	CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	13
3.1.	Análisis de las cargas de gravedad	13
	3.1.1 Cargas de diseño	13
	3.1.2 Análisis de losas.....	14
	3.1.3 Modelo estructural tridimensional	19
3.2.	Análisis de otros elementos	21
3.2.1.	Análisis de empuje lateral en cisterna	21
	3.2.1.1. Modelo estructural de cisterna	21
	3.2.1.2. Cargas y análisis.....	22
3.2.2.	Análisis de escaleras.....	23
	3.2.2.1. Modelo estructural de escalera.....	24
	3.2.2.2. Cargas y análisis.....	24
3.2.3.	Análisis de cerco perimétrico.....	25
	3.2.3.1. Estabilidad global.....	26
	3.2.3.2. Análisis de presiones en el terreno	30
	3.2.3.3. Análisis de fuerzas internas	31
3.3.	Análisis sísmico	32
	3.3.1 Método de análisis.	33
	3.3.2 Análisis de modos y frecuencias.....	33
	3.3.3 Espectro de diseño.	34
	3.3.4 Sistema estructural y análisis de irregularidades.....	36

3.3.5	Análisis de desplazamientos laterales	38
3.3.6	Resistencia lateral mínima	39
3.3.7	Junta de separación sísmica	40
4.	CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	41
4.1.	Método de diseño	41
4.1.1	Diseño de elementos sometidos a flexión.....	42
4.1.2	Diseño de elementos sometidos a fuerza cortante.....	43
4.1.3	Diseño de elementos sometidos a flexocompresión.....	46
4.2.	Diseño de losas	47
4.2.1.	Losas aligeradas	47
4.2.2.	Losas macizas	49
4.2.3.	Vigas.....	50
4.2.4.	Columnas	54
4.2.5.	Placas.....	57
4.2.6.	Zapatas.....	62
4.2.7.	Muro de cisterna.....	66
4.2.8.	Escalera.....	68
4.2.9.	Cerco perimétrico.....	68
5.	CAPÍTULO V: VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO.....	73
5.1.	Control de deflexiones.....	73
5.2.	Control del fisuramiento.....	76
6.	CONCLUSIONES.....	78
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	83
8.	ANEXO A: Planos de arquitectura	86
9.	ANEXO B: Planos de estructuras	89

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. Descripción del proyecto

El proyecto desarrollado consiste en una edificación cuyo uso está destinado a viviendas multifamiliares. Dicha edificación se ubica en el distrito de Surco, Lima y consta de seis pisos, azotea y tanque elevado. El primer piso está destinado a los estacionamientos, así como a áreas de depósito y circulación; los pisos típicos, a áreas de viviendas con dos departamentos por nivel y la azotea, a áreas de uso común y recreación.

En la figura 1 se muestra la distribución arquitectónica del primer piso (a) y la planta típica del edificio (b).

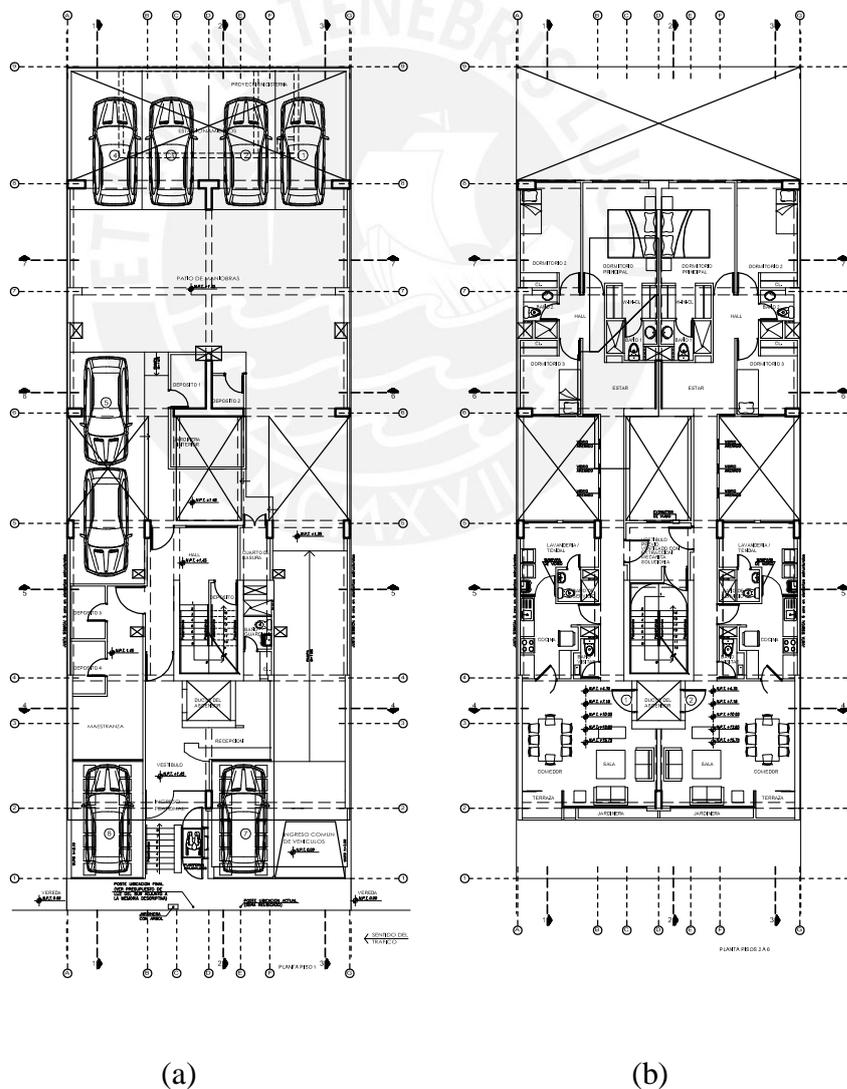


Figura 1. (a) Planta de arquitectura del primer piso.
(b) Planta típica de arquitectura.

Sobre la base de la arquitectura descrita, se plantea el sistema estructural compuesto por muros y pórticos de concreto armado. Dichos elementos soportan las cargas provenientes de las losas de cada nivel así como las solicitaciones sísmicas. El sistema de techos utilizado consiste en losas macizas y aligerado convencional.

Los materiales utilizados en cada uno de los elementos descritos son concreto y acero de refuerzo. Por un lado, para el concreto se considera una resistencia nominal a compresión de 210 kg/cm^2 . Por otro lado, el acero reforzado debe presentar una resistencia nominal de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

Según los resultados del estudio de suelos, el edificio se cimentará a una profundidad mínima de 1.00 metro respecto al nivel más bajo. El estrato de apoyo, según el sistema unificado de clasificación de suelos, consiste en grava bien graduada ligeramente arenosa cuya capacidad de carga es de 4 kg/cm^2 . Desde el punto de vista del comportamiento sísmico, la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente clasifica al suelo como S1.

1.2. Objetivos del proyecto

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto consiste en realizar el diseño estructural de un edificio de seis pisos destinado al uso de viviendas.

1.2.2. Objetivos específicos

- i. Conferir rigidez lateral al edificio de tal forma que se controlen los desplazamientos laterales según las exigencias de la normativa peruana vigente.
- ii. Diseñar cada uno de los elementos estructurales que conforman la edificación de tal forma que se cumplan los requerimientos del diseño por resistencia última.
- iii. Verificar dos condiciones de servicio: las deflexiones verticales y el fisuramiento.

2. CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios y conceptos de estructuración

En el Perú, antes del año 1970, los sistemas estructurales de las edificaciones sólo se orientaban en una dirección, conocida como la dirección principal. Así, en la dirección secundaria no existía el criterio de colocar vigas peraltadas. Los defectos de la práctica descrita no se advirtieron sino hasta los terremotos de los años 1966 y 1970. Posterior a ello, se introducen cambios en los criterios de estructuración y se profundiza en el conocimiento de las solicitaciones sísmicas.

Los criterios actuales de estructuración apuntan a tres objetivos principales. Primero, los edificios deben tener poca deformación lateral durante un evento sísmico pues dichas deformaciones provocan los daños. Segundo, la disposición de elementos estructurales debe conferir rigidez en las dos direcciones así como rigidez torsional. Tercero, los elementos estructurales, además de poseer suficiente resistencia, deben presentar una falla dúctil y satisfacer las condiciones de servicio (Blanco, 2013).

Sobre la base de los criterios presentados, el diseñador debe adecuar los elementos resistentes de tal forma que la estética y funcionalidad del edificio se vea lo menos afectada.

Si bien existen diversas formas de estructurar un edificio, se debe apuntar a lograr un sistema estructural simple y regular. Lo anterior encuentra justificación en dos razones. Por un lado, el comportamiento de las estructuras simples es más previsible a partir de nuestros modestos métodos de análisis actuales. Por otro lado, Las observaciones de campo muestran que las estructuras regulares adecuadamente proyectadas y construidas tienen un buen comportamiento en terremotos severos (Muñoz, 2009).

A partir de las enseñanzas de los sismos de Nazca 1996, Pisco 2007 y Chile 2010, se debe apuntar a incluir mayor cantidad de muros (placas) en relación al número de pórticos ya que éstos al ser más flexibles limitan menos los desplazamientos laterales (Blanco, 2013). Lo anterior también se explica a partir de la forma del espectro peruano de desplazamientos. En la figura 2 se aprecia que para estructuras más rígidas (asociadas a periodos de vibración bajos) los desplazamientos laterales serán menores en comparación a aquellos que se producen en estructuras flexibles (asociadas a periodos de vibración altos).

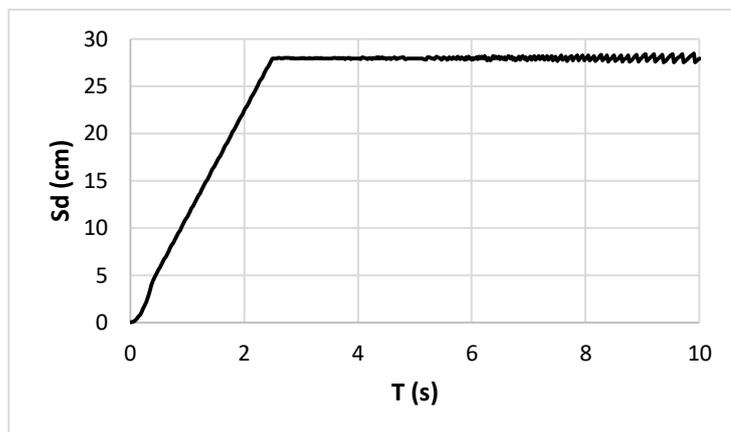


Figura 2. Espectro de desplazamientos, Norma Sismo Resistente E.030. (Fuente: propia)

2.2. Sistema estructural

2.2.1 Elementos sismorresistentes

Sobre la base de lo apuntado en el ítem 2.1 se plantea el uso de pórticos y muros de concreto armado en ambas direcciones. En la dirección X-X existen siete ejes. Los muros están ubicados en los ejes 2, 3 y 5; los pórticos, en los ejes 1, 4, 6 y 7. En la dirección Y-Y, los muros se encuentran en los ejes A, D y G. Además, se cuenta con los muros de la caja de la escalera.

2.2.2 Elementos horizontales

La transmisión de carga hacia las vigas se presentará a partir de losas macizas y aligeradas. La pertinencia de cada una de ellas en los distintos paños se determinó según los criterios de predimensionamiento. Además, se buscó brindar rigidez en zonas con discontinuidad de diafragma así como facilitar aspectos constructivos. Este último está relacionado a la facilidad de instalación de tuberías en la zona correspondiente a los baños.

2.3. Predimensionamiento de elementos estructurales.

El predimensionamiento es el proceso que permite estimar las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, los cuales posteriormente deben ser analizados y verificados. Muchas de las expresiones desarrolladas provienen de la experiencia y de valores proporcionados por el American Concrete Institute (Concha, 2018).

2.3.1 Losas macizas y aligeradas

En general, el peralte de las losas se predimensiona a partir de la longitud libre de los elementos, las condiciones de apoyo, la sobrecarga a la cual se encontrarán sometidas así como la dirección de comportamiento (Concha, 2018). El comportamiento de las losas aligeradas es marcadamente en una sola dirección, mientras que el comportamiento de las losas macizas depende de la relación ancho largo. Así para relaciones largo-ancho mayor a 2, el comportamiento será en la dirección más corta; caso contrario, en dos direcciones (Blanco, 1996).

En las tablas 1 a 3 se presentan expresiones empíricas utilizadas para estimar los peraltes de las losas macizas y aligeradas. Dichas expresiones son adecuadas cuando se presenten sobrecargas menores a 300 kg/m² y sin mucha tabiquería. Además, se muestran valores estipulados en la norma E.060, aplicables en caso no se calculen las deflexiones.

Tabla 1. Peralte de losa aligerada convencional (Adaptado Concha, 2018)

Condición de apoyo		
Simplemente apoyado	Continuo	Volado
$L/16(*) - L/22$	$L/21(*) - L/26$	$L/8(*) - L/4$
L: longitud libre de losa		

(*)Relaciones estipuladas en la tabla 9.1 de la norma E.060

Tabla 2. Peralte de losa maciza en una dirección (Adaptado Concha, 2018)

Condición de apoyo		
Simplemente apoyado	Continuo	Volado
$L/20(*) - L/25$	$L/28(*) - L/30$	$L/10(*) - L/8$
L: longitud libre de losa		

(*)Relaciones estipuladas en la tabla 9.1 de la norma E.060

Tabla 3. Peralte de losa maciza en dos direcciones (Adaptado Concha, 2018)

Condición de apoyo	
Apoyado en 3 lados	Apoyado en 4 lados
$P/140$	$P/180$
P: Perímetro de losa	

En el artículo 9.6.3.2 de la norma E.060 se establece el espesor mínimo de una losa maciza en dos direcciones a partir del cociente entre la longitud de la luz libre en la dirección larga y un valor que varía entre 30 y 33 según las condiciones de borde.

En el proyecto desarrollado, a partir de los criterios empíricos antes presentados, se seleccionaron losas macizas y aligeradas con un peralte igual a 17 centímetros. Por un

lado, las losas aligeradas poseen continuidad y cubren una luz libre máxima de 4.25 metros. Por otro lado, las losas macizas se encuentran apoyadas en sus cuatro bordes y poseen un perímetro máximo de 20.85 metros. Así, se encontraron las relaciones 1 y 2.

$$h_{aligerado} = \frac{4.25m}{26} = 0.16m \quad (1)$$

$$h_{maciza} = \frac{20.85m}{180} = 0.12m \quad (2)$$

El peralte de las losas de conexión se determinó de tal forma que la resistencia a corte del concreto sea mayor o igual que la demanda por corte. Dicha demanda resulta crítica para el caso en el que los bloques superior e inferior se mueven en sentidos contrarios. El análisis se presenta en el acápite 3.1.2.

2.3.2 Vigas

El peralte de las vigas resulta importante para limitar las deflexiones en condiciones de servicio y para el control de deformaciones laterales puesto que influyen directamente en la rigidez lateral del edificio (Blanco, 1996). Así, el predimensionamiento está basado en la longitud libre del elemento y sus condiciones de apoyo, tal como en el caso de losas aligeradas.

En la tabla 4 se presentan las expresiones utilizadas para estimar los peraltes de las vigas. Dichas expresiones son adecuadas cuando se presenten sobrecargas menores a 300 kg/m² y sin mucha tabiquería.

Tabla 4. Peralte de vigas (Adaptado Concha, 2018)

Condición de apoyo		
Simplemente apoyado	Continuo	Volado
L/10	L/12-L/13	L/4
L: longitud libre de viga		

El ancho de las vigas se puede estimar en el rango de la cuarta parte y la mitad del peralte. Además, las vigas que forman parte de pórticos sismorresistentes deben poseer un ancho mínimo de 25 centímetros.

En el proyecto desarrollado, existen vigas continuas y una simplemente apoyada cuyos peraltes se tomaron iguales a 60 y 45 centímetros, respectivamente. Por un lado, las

vigas continuas cubren una luz libre máxima de 6.25 metros. Por otro lado, la luz de la viga apoyada es igual a 2.45 metros. Así, se encontraron las relaciones 3 y 4.

$$h_{vigas\ continuas} = \frac{6.25m}{12} = 0.52m \quad (3)$$

$$h_{vigas\ apoyadas} = \frac{2.45m}{10} = 0.245m \quad (4)$$

El peralte de la viga simplemente apoyada es mayor a lo estimado según pre dimensionamiento a partir de que fue necesario una longitud vertical para anclar el acero del muro del tanque elevado, el cual está apoyado sobre la viga.

2.3.3 Columnas

La sección transversal de una columna se estimará en función del esfuerzo actuante en condiciones de servicio así como en la condición de pandeo. Por un lado, el nivel de esfuerzos actuante depende de la carga axial y de los momentos actuantes (Blanco, 1996). Debido a que el edificio en análisis posee muros en ambas direcciones, los momentos flectores serán menores en comparación a la carga axial. Así se utilizará la expresión 5 para estimar el área requerida.

$$A_{requerida} = \frac{P}{0.45 f'_c} \quad (5)$$

Donde

P Carga axial en condiciones de servicio.

f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.

Por otro lado, la resistencia de las columnas se afecta por los efectos de esbeltez. Dicho efecto está relacionado con momentos flectores de segundo orden que se generan por excentricidades adicionales. El objetivo descrito por el American Concrete Institute es limitar la reducción de resistencia en no más del 5% de tal forma que las columnas se puedan diseñar sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez (McCormac y Brown, 2011).

En el artículo 10.10.16 del código ACI 318, se presenta la expresión 6 para estimar los momentos amplificados. En la condición en la cual los efectos de esbeltez resultan despreciables el factor de amplificación debe igualarse a uno. La expresión que permite estimar dicho factor se presenta en la expresión 7.

(6)

$$M_c = \partial M_2$$

Donde

M_c Momento amplificado.

M_2 Momento de primer orden amplificado.

∂ Factor de amplificación

$$\partial = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.7Pcr}} \quad (7)$$

Donde

C_m Factor de modificación.

Pu Carga axial amplificada.

Pcr Carga de pandeo de Euler: $Pcr = \frac{\pi^2 EI_{ef}}{(kh)^2}$

E Módulo de elasticidad del concreto.

I_{ef} Inercia efectiva de la sección bruta. $I_{ef} = \frac{I_g}{5}$

k Factor que depende de las condiciones de borde del elemento.

La expresión que define el factor de modificación se presenta en la ecuación 8. Dicho factor toma en cuenta la curvatura del elemento, así como la magnitud de los momentos flectores primarios en sus extremos (McCormac y Brown, 2011).

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (8)$$

Donde

M_1 Momento flector primario superior (positivo en curvatura simple y negativo en curvatura doble).

M_2 Momento flector primario inferior (siempre positivo)

En general, las columnas están sometidas a curvatura doble y la relación entre los momentos extremos varía entre 1 y 2. Así, para cualquier caso se adoptará el valor mínimo de C_m . Sobre la base de lo anterior, se debe satisfacer la expresión 9 de tal forma de no tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

$$0.7Pcr > 1.66Pu \quad (9)$$

En la tabla 5 se presenta la estimación del área requerida a partir de la expresión 5.

Tabla 5. Estimación de área requerida de columnas.

Columna	Área tributaria / piso (m ²)	# Pisos	CM* (Ton)	CV+ (Ton)	Pservicio (Ton)	Área requerida (cm ²)	Sección elegida (cm ²)
C1	7.8	6	47	9	56	594	30x60=1800
C2	19.6	6	118	24	141	1493	30X50=1500
C3	7.3	6	44	9	53	556	30X60=1800
C4	6.5	7	46	9	55	578	25X60=1500
C5	11	7	77	15	92	978	25X60=1500
C6	15.2	6	91	18	109	1158	30x65=1950

*Se consideró CM=1ton/m²/piso.

+Se consideró CV=0.2ton/m²/piso.

La determinación de las secciones de las columnas se basó en cuatro criterios. Primero, satisfacer el área requerida. Segundo, formar pórticos cuyos anchos sean por lo menos de 25 centímetros en virtud de recibir vigas sísmicas. Tercero, el peralte de las columnas se eligió igual a 60 centímetros de tal forma que se pueda desarrollar la fluencia del acero de refuerzo de las vigas, inclusive para barras de una pulgada de diámetro. Cuarto, las dimensiones se ajustaron a los requerimientos arquitectónicos.

En la tabla 6 se presenta la verificación por pandeo para las columnas del primer piso. Para el cálculo se consideró una altura libre de columna de 3.0 metros. Dicha distancia corresponde a la longitud libre entre la parte superior de la zapata y la base de la viga del primer techo.

Tabla 6. Verificación por pandeo de columnas.

Columna	Ancho (cm)	Peralte (cm)	H libre (m)	Pu (Ton)	Inercia efectiva (cm ⁴)	φPcr (Ton)	φPcr / Pu
C1	30	60	3.00	84	27000	450	5.35
C2	30	50	3.00	212	22500	375	1.76
C3	30	60	3.00	80	27000	450	5.62
C4	25	60	3.00	83	15625	260	3.13
C5	25	60	3.00	138	15625	260	1.88
C6	30	65	3.00	164	29250	488	2.97

Las dimensiones de las columnas pueden modificarse en virtud de controlar los desplazamientos laterales debido al sismo. Así, las dimensiones definitivas se presentan en el capítulo 3.3.

2.3.4 Placas

El objetivo del predimensionamiento de placas consiste en obtener una adecuada densidad de dichos elementos en cada una de las direcciones de análisis de tal forma que el sistema estructural sismorresistente sea de muros. Para asegurar lo anterior, el porcentaje de fuerza cortante basal que resisten las placas no debe ser inferior al 70%. La expresión 10 permite obtener el área transversal necesaria en cada dirección. (Ruiz y Campos, 2009).

$$A_c = \frac{0.70.V_{est}}{(0.85)(0.53.\sqrt{f'_c} + ph.f_y)} \quad (10)$$

Donde

A_c Área requerida.

V_{est} Fuerza cortante basal estática.

f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.

ph Cuantía de acero horizontal de los muros. El valor depende de la relación entre la fuerza cortante requerida y la resistencia nominal a corte del concreto. Así se adoptará el valor de 0.0025 el cual corresponde a la relación $V_u \geq \emptyset V_c / 2$

f_y Esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo.

Además de lo anterior, el artículo 21.9.3.2 de la norma peruana E.060 Concreto armado establece un espesor mínimo para los muros. La expresión 11 permite encontrar el valor mínimo de espesor requerido. No obstante, la norma exige un valor mínimo de 15 centímetros.

$$e > \frac{h}{25} \quad (11)$$

Donde

e Espesor requerido.

h Altura libre del muro.

Para el proyecto desarrollado se consideró un peso total de 1825 toneladas, el cual resulta de considerar 1ton/m²/piso. Además, de acuerdo a los parámetros sísmicos, se determinó el valor de la fuerza cortante basal estática igual a 403 toneladas. La expresión 12 muestra la estimación de la fuerza cortante.

(12)

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R}P$$

$$V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{5.1} 1825 = 403 \text{ ton}$$

Donde

- Z* Factor de zona. $Z=0.45$
- U* Factor de uso. $U=1$
- C* Coeficiente de amplificación sísmica. $C=2.5$. Se asume $T < 0.4s$
- S* Factor de suelo. $S=1$
- R* Coeficiente de reducción sísmica. $R=R_o \times I_p \times I_a$. Se asume sistema de muros ($R_o=6$) e irregularidad de discontinuidad de diafragma ($I_p=0.85$). Así $R=6 \times 0.85 \times 1=5.1$
- P* Peso sísmico del edificio.

En la tabla 7 se presenta la estimación del área requerida de las placas. Dicha área se estimó a partir de la expresión 10.

Tabla 7. Estimación del área requerida de placas.

	Dirección XX	Dirección YY
Vest(Ton)	403	403
Área requerida (cm ²)	18255	18255
Longitud PL-1 (cm)	-	2x150=300
Longitud PL-2 (cm)	295	240
Longitud PL-3 (cm)	295	2x430=860
Longitud PL-4 (cm)	-	2x570=1140
Longitud PL-3 (cm)	225	-
Longitud total disponible (cm)	655	2540
Espesor requerido (cm)	28	7

La determinación de los espesores de las placas se basó en dos criterios. Primero, satisfacer el espesor mínimo requerido para lograr un sistema estructural basado en muros. Segundo, formar pórticos cuyos anchos sean por lo menos de 25 centímetros con la finalidad de recibir vigas sísmicas. Los espesores de las placas se validaron en el capítulo de análisis sísmico.

La figura 3 muestra el encofrado de un techo típico de la edificación analizada. Dicho encofrado resume los resultados del capítulo II.

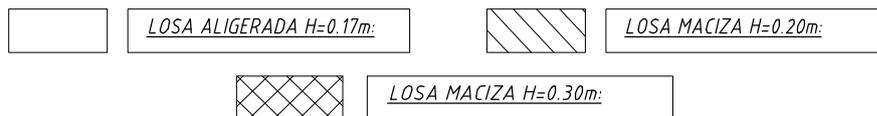
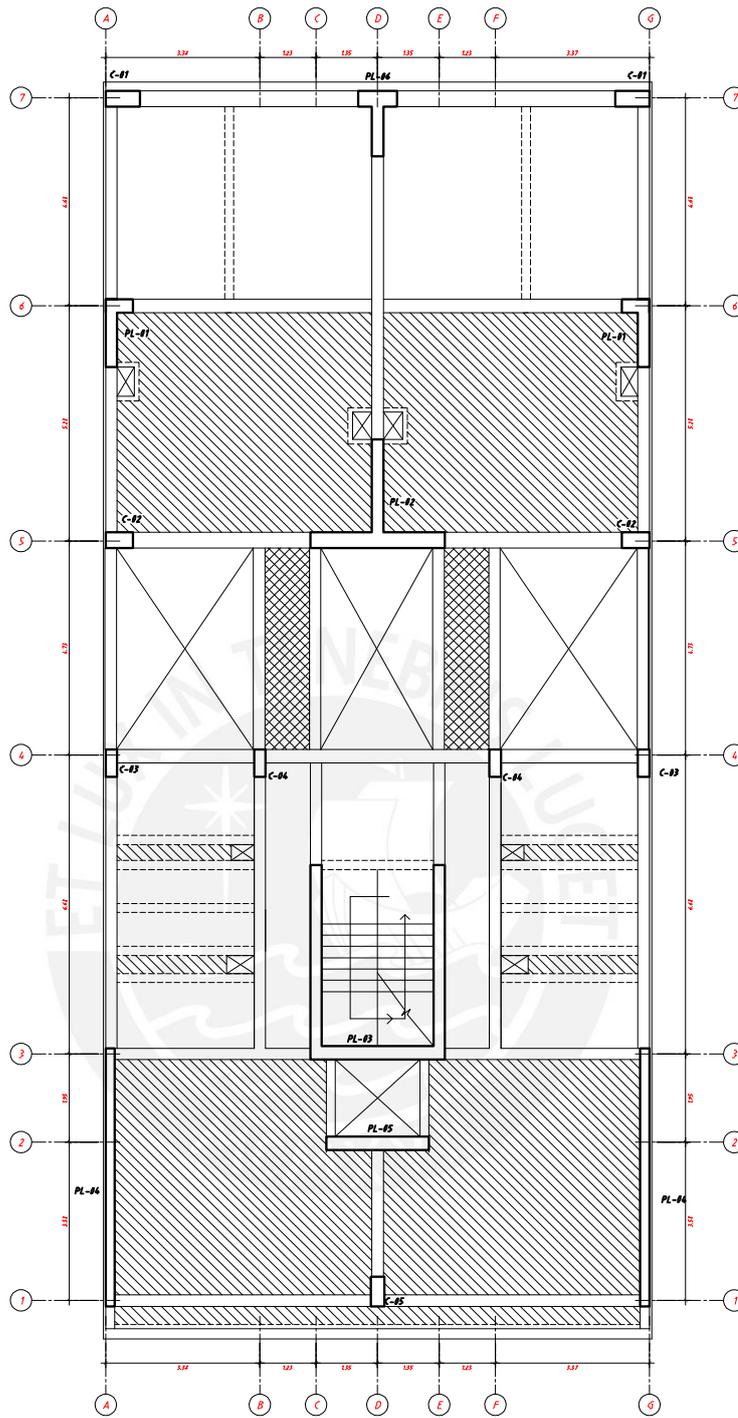


Figura 3. Encofrado de planta típica.

3. CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural consiste en estimar las fuerzas internas y deformaciones producidas por las solicitaciones en los elementos estructurales. Dicho análisis se realiza a partir de métodos clásicos como el de Cross o métodos más actuales sistematizados en computadoras (Blanco, 1996).

Los programas de análisis estructural exhiben herramientas para que el diseñador modele la estructura. El modelamiento es el proceso mediante el cual se representa de forma aproximada la estructura real. Así, se idealiza la geometría de la estructura, los elementos y sus propiedades, las propiedades de los materiales, las conexiones entre elementos, las masas, las cargas actuantes y los apoyos (Concha, 2018).

En el presente trabajo, el análisis estructural se desarrolló con el uso de los programas comerciales SAP2000 y Etabs. En ambos casos, el análisis se realizó bajo la premisa de comportamiento elástico de los materiales; es decir asumiendo proporcionalidad entre los esfuerzos y deformaciones unitarias en los materiales.

3.1. Análisis de las cargas de gravedad

3.1.1 Cargas de diseño

Las cargas que se incluyen en el análisis por gravedad se dividen en cargas muertas y vivas. Por un lado, las cargas muertas se componen del peso propio de los elementos, dispositivos de servicio y la tabiquería. Por otro lado, la carga viva hace referencia a la sobrecarga que se espera tener según el uso de la edificación.

En el anexo 1 de la norma peruana E.020 Cargas se lista el peso unitario de los materiales. Así, en la tabla 8 se muestran los valores que serán empleados en el análisis estructural.

Tabla 8. Pesos unitarios de materiales

Material	Peso Propio
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas*	1800 kgf/m ³
Concreto armado	2400kgf/m ³
Aligerado convencional (h=17cm)	280 kgf/m ²
Agua	1000kgf/m ³

*Válido para tabiques con espesores mínimos de 12 centímetros. Caso contrario, el peso propio debe considerarse igual a 2000 kgf/m³.

En el artículo 6.1 de la norma peruana E.020 Cargas se establecen los diferentes valores de sobrecarga según los diferentes tipos de ocupación o uso. Así, en la tabla 9 se muestran los valores que serán empleados en el análisis estructural.

Tabla 9. Cargas vivas mínimas repartidas (sobrecargas)

Material	Carga Repartida kgf/m ²
Viviendas, corredores y escaleras	200
Azotea	100

3.1.2 Análisis de losas

El aligerado convencional y las losas macizas se modelaron en el programa comercial SAP2000. Así, el sistema de losas idealizado está formado principalmente por elementos de barra (Frame) y elementos placa (Shell), los cuales representan las viguetas y las losas macizas respectivamente. El objetivo de modelar el sistema de losas como conjunto consiste en representar la interacción entre ambos tipos de losa planteados (Concha, 2018).

Luego de modelar los elementos antes mencionados se asignaron las condiciones de apoyo así como las cargas actuantes. Por un lado, las condiciones de borde de las losas dependen de los elementos sobre los cuales estas se apoyan. En tal sentido, las vigas y placas se consideran apoyos simples. Por otro lado, las cargas muertas y vivas que se incluyeron en el análisis se detallan en las tablas 10 y 11. En dichas tablas se diferencian las cargas distribuidas lineales y sobre áreas, así como las cargas concentradas.

Tabla 10. Metrado de cargas para aligerado convencional

Cargas muertas	Lineales	Peso propio	0.28 ton/m ² x 0.40m	0.112	Ton/m
		Tabiques*	2 ton/m ³ x 0.10m x 2.68m	0.540	Ton/m
		Piso terminado	2 ton/m ³ x 0.05m x 0.40m	0.040	Ton/m
Carga viva	Concentradas	Tabiques	0.540 ton/m x 0.40m	0.220	Ton
	Lineales	Sobrecarga	0.2 ton/m ² x 0.40m	0.080	Ton/m

*Carga lineal aplicada sobre vigas chatas que soportan tabiques.

Tabla 11. Metrado de cargas para losas macizas.

Cargas muertas	Sobre áreas	Peso propio	2.4 ton/m ³ x 0.17m	0.408	Ton/m ²
		Piso terminado	2 ton/m ³ x 0.05m	0.100	Ton/m ²
	Lineales	Tabiques	2 ton/m ³ x 0.10m x 2.68m	0.540	Ton/m
Carga viva	Sobre áreas	Sobrecarga	--	0.200	Ton/m ²

En el artículo 9.2 de la norma peruana E.060 Concreto Armado, se estipulan las combinaciones de carga a emplearse para obtener la resistencia requerida en los elementos estructurales. Así, para el análisis de las losas se empleó la combinación de carga presentada en la expresión 13. Dicha combinación se incluyó a través de las herramientas del programa Sap2000.

(13)

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Donde

U Resistencia requerida.

CM Carga muerta.

CV Carga viva.

En la figura 4 se muestra la vista en planta del modelo desarrollado para el análisis de las losas así como los diagramas de momentos en las direcciones 1-1 y 2-2.

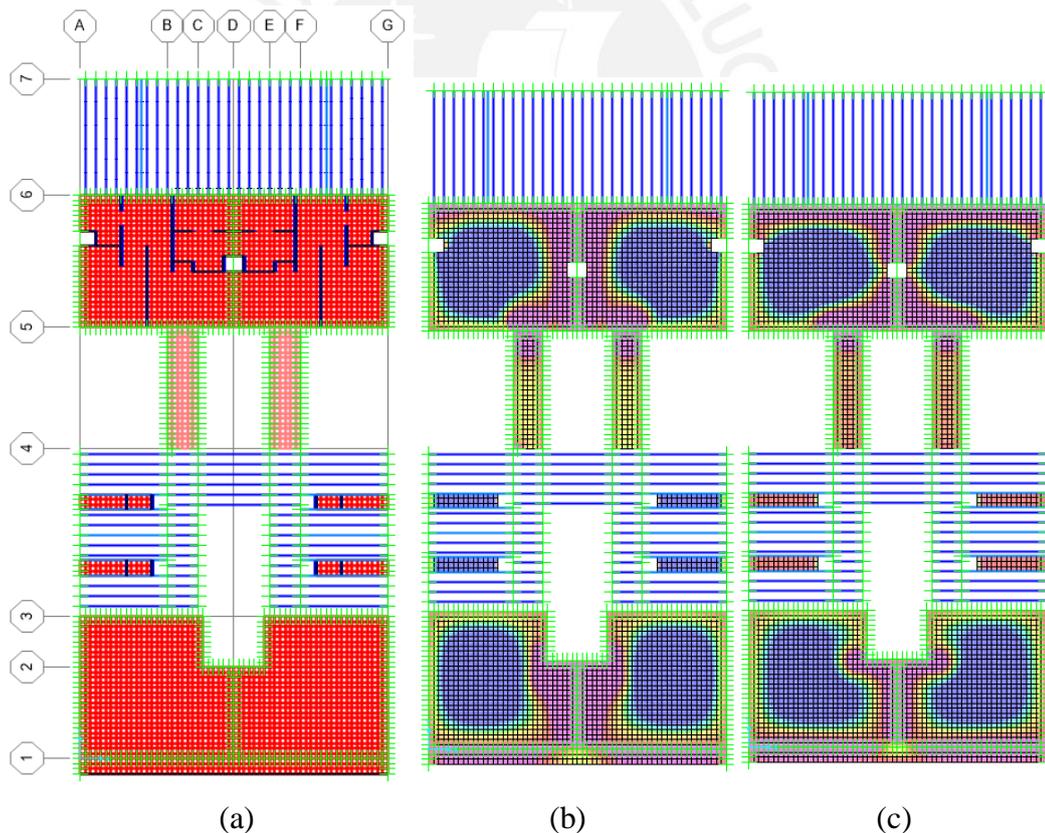


Figura 4. (a) Vista en planta del modelo
 (b) Diagrama de momentos para la losa maciza en la dirección 1-1
 (c) Diagrama de momentos para la losa maciza en la dirección 2-2

La resistencia requerida en la losa aligerada se obtendrá de los resultados de los elementos tipo frame. Así, la figura 5 muestra el diagrama de momentos y fuerza cortante para el tramo de aligerado correspondiente al paño delimitado por los ejes A-D y 6-7.

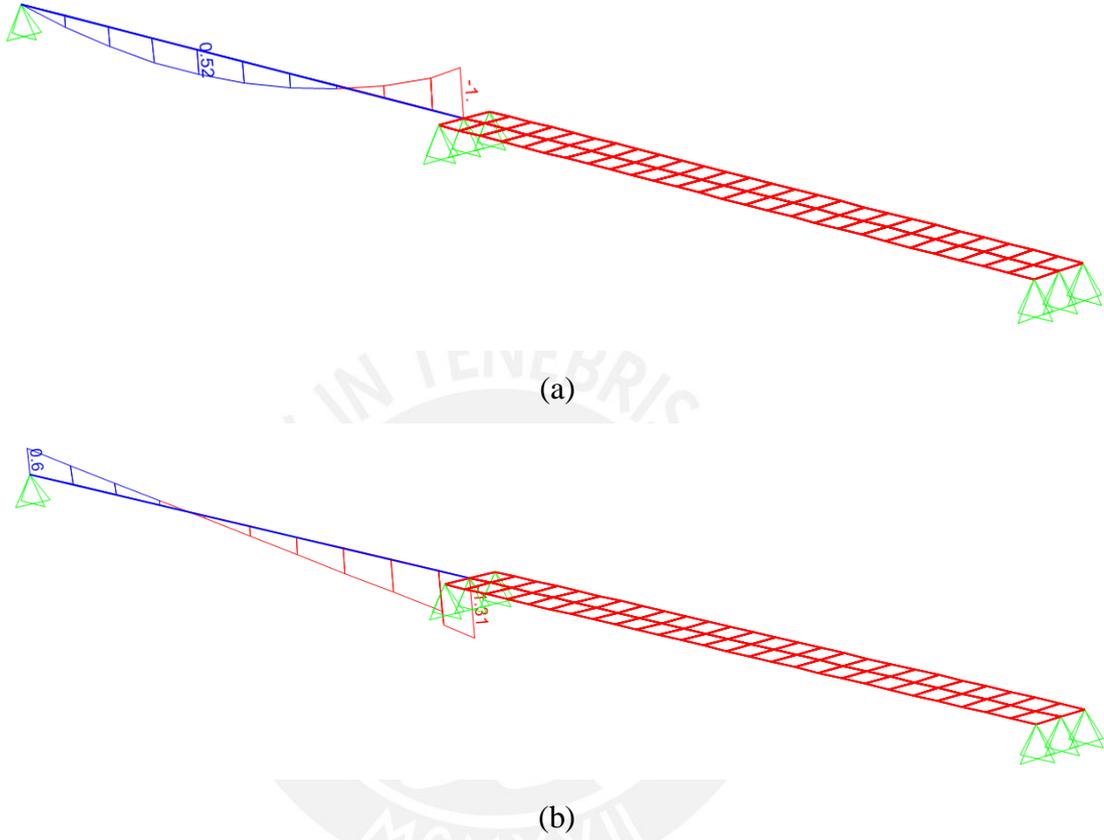


Figura 5. (a) Diagrama de momento flector en aligerado.
(b) Diagrama de fuerza cortante en aligerado.

Losa de conexión

El análisis de la losa de conexión, cuyo esquema se muestra en la figura 6, se desarrolló sobre la base de fuerzas sísmicas horizontales aplicadas en el centro de masa de los bloques superior e inferior.

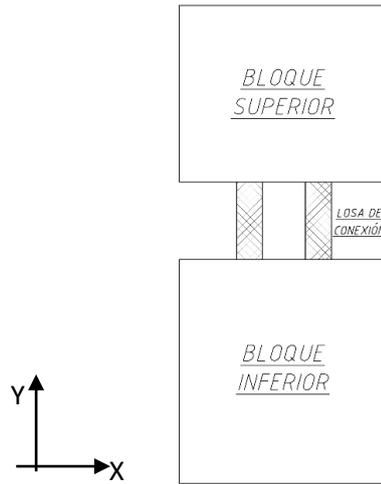


Figura 6. Losa de conexión entre bloques.

El cálculo de las fuerzas horizontales se realizó según el método de fuerzas estáticas equivalentes estipulado en los artículos 25.2 y 25.3 de la norma E.030. La tabla 12 muestra los parámetros sísmicos para la estimación de las fuerzas correspondientes a la dirección X-X.

Tabla 12. Parámetros sísmicos de los bloques superior e inferior

	Bloque Superior	Bloque Inferior
T(s)	0.52	0.61
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	$C=2.5(T_p/T)$ $C=2.5(0.4/0.52)=1.92$	$C=2.5(T_p/T)$ $C=2.5(0.4/0.61)=1.63$
S	1	1
R	4.5	6
Peso (Ton)	935.25	1300
V estático basal (Ton)	179.86	159.05

Los parámetros presentados se estimaron para cada bloque de forma independiente. El sistema estructural sismorresistente para ambos bloques es de muros estructurales ($R_o=6$). Luego, el bloque inferior no presenta irregularidades, a diferencia del bloque superior que posee irregularidad en planta de torsión ($I_p=0.75$), así el factor de reducción sísmica se estimó como $R=6 \times 0.75=4.5$.

Sobre la base de lo anterior, y a partir de la expresión 14, se determinaron las fuerzas distribuidas en la altura. Las tablas 13 y 14 resumen la estimación de dichas fuerzas.

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} V \quad (14)$$

Donde

F_i Fuerza sísmica horizontal en el nivel “i”.

P_i Peso del nivel “i”.

h_i Altura del nivel “i” con relación al nivel del terreno.

V Fuerza cortante en la base de la estructura.

k Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración.

$k = 0.75 + 0.5T$. Así, para $T=0.52s$ se tiene $k=1.01$; y para $T=0.65s$ se tiene $k=1.075$.

Tabla 13. Fuerzas laterales para el bloque superior

i	Pi (Ton)	hi (m)	% V	Fi (Ton)
6	150.7	17.2	0.278	49.9
5	156.7	14.35	0.240	43.3
4	156.7	11.5	0.192	34.6
3	156.7	8.65	0.144	25.9
2	156.7	5.8	0.096	17.3
1	157.7	2.95	0.049	8.8

Tabla 14. Fuerzas laterales para el bloque inferior

i	Pi (Ton)	hi (m)	% V	Fi (Ton)
7	157.8	20.05	0.221	35.1
6	192.4	17.2	0.229	36.4
5	189.7	14.35	0.186	29.7
4	189.7	11.5	0.148	23.5
3	189.7	8.65	0.109	17.4
2	189.7	5.8	0.072	11.4
1	191.3	2.95	0.035	5.6

Los bloques superior e inferior se idealizaron como diafragmas independientes conectados a través de elementos tipo “Shell”, los cuales representan la losa de conexión. Luego, las fuerzas presentadas en las tablas 13 y 14 se aplicaron sobre el centro de masa de cada bloque y en sentidos opuestos. Así, las resistencias requeridas a fuerza cortante sobre la losa de conexión para cada nivel se presentan en la tabla 15.

Tabla 15. Fuerza cortante requerida en la losa de conexión

Nivel	Fuerza cortante (Ton)
6	27.2
5	25.5
4	22.3
3	19.7
2	13.4
1	2.7

La losa de conexión se diseñó como una viga cuya sección transversal tiene 30 y 150 centímetros de base y peralte, respectivamente. La resistencia a corte de la losa se calculó como sigue.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 144 = 28.2 \text{ Ton}$$

Dado que la resistencia a corte suministrada por el concreto es mayor a la fuerza cortante requerida, el peralte de la losa de conexión se tomó igual a 30 centímetros en todos los pisos.

3.1.3 Modelo estructural tridimensional

Las vigas de pórticos, las placas y columnas son elementos estructurales que, además de soportar cargas de gravedad, confieren rigidez lateral a la estructura. En el presente ítem se abordará el análisis por cargas de gravedad, mientras que el análisis por cargas laterales se muestra en el acápite 3.3.

El modelo tridimensional se desarrolló en el programa comercial Etabs 2016 v.2. El modelamiento se llevó a cabo en cinco etapas. Cada una de ellas se describe líneas abajo.

Primero, se definieron los materiales y secciones de los elementos estructurales. Las vigas y columnas se representaron a través de elementos tipo “Frame”; los muros, a través de elementos tipo “Shell” y las losas, como elementos de membrana. Segundo, se representó la geometría de la estructura tomando distancias a ejes de los elementos. Tercero, se definieron las condiciones de apoyo en la base (empotradas) y se rotularon los extremos de vigas en los que no dispone de suficiente longitud para que el acero de refuerzo alcance la fluencia. Cuarto, se asignaron las cargas muertas y vivas.

Según el artículo 21 de la norma peruana E.060, las losas con espesores mayores a 5 centímetros pueden considerarse diafragmas rígidos. Así, cada nivel de la estructura se idealizó como diafragma rígido. Lo anterior permitió trabajar con tres grados de libertad dinámicos por nivel.

En la figura 7, se muestra las vistas en planta y 3D del modelo tridimensional de la estructura.

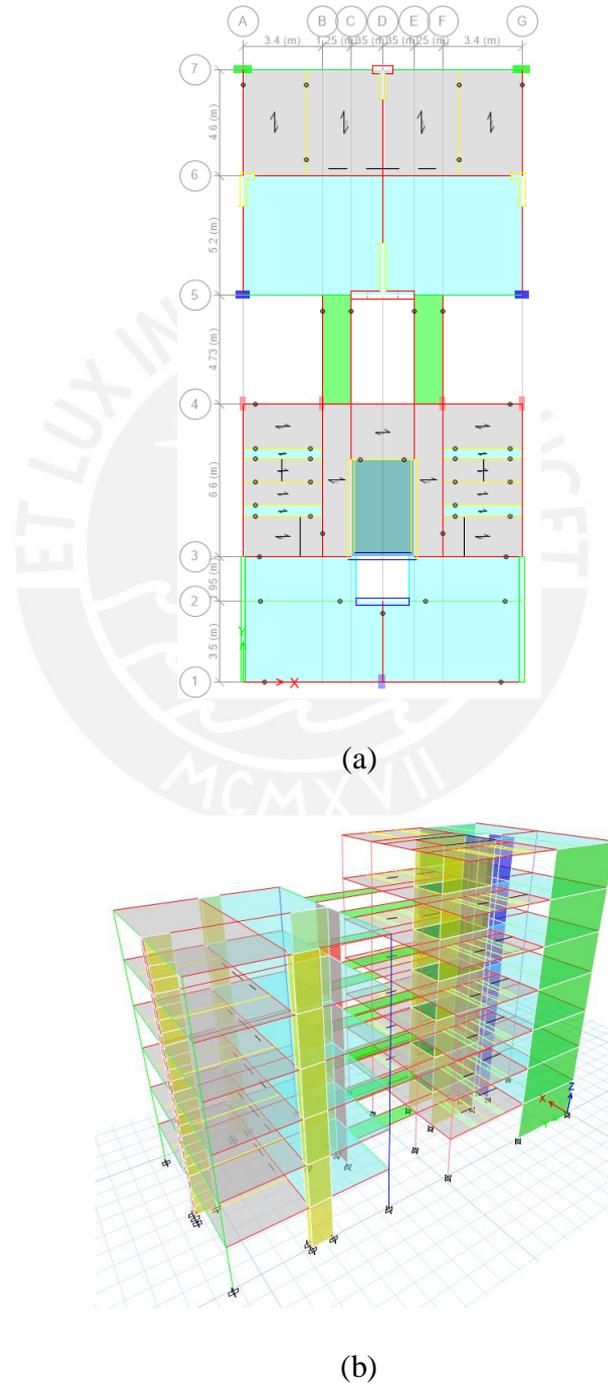


Figura 7. (a) Vista en planta de un nivel típico.
(b) Vista 3D del modelo estructural.

El análisis estructural a través de programas comerciales, si bien es bastante aproximado, no es del todo confiable. Uno de los factores que influye en la modificación de resultados son las deformaciones axiales en los elementos verticales (Blanco, 1996). Dichas deformaciones generan una disminución de la carga vertical en columnas así como en los momentos en los extremos de las vigas. Las discrepancias encuentran explicación en la natural hiperestaticidad de la estructura o en una mala corrección del proceso constructivo. La corrección por proceso constructivo apunta a la aplicación de la carga de forma lenta y por etapas de tal forma que se represente la secuencia constructiva en obra (Blanco, 1996). La corrección antes descrita se aplicó a través de las herramientas del programa de computadora Etabs.

3.2. Análisis de otros elementos

3.2.1. Análisis de empuje lateral en cisterna

Las cargas de empuje lateral incluyen aquellas generadas por la presión horizontal de los suelos, agua, granos y diferentes minerales. Frente a las solicitaciones antes mencionadas, existen diferentes tipos de muros de contención utilizados en la práctica. (Blanco, 2012). En el presente trabajo, para la zona de la cisterna se emplearon muros de contención arriostrados lateralmente. El arriostre fue provisto por la losa de concreto de dicho volumen de almacenamiento.

El espesor de los muros se elige de tal forma que la resistencia a corte del concreto sea suficiente para resistir las solicitaciones laterales (Harmsen, 2002). Las solicitaciones de corte poseen magnitudes importantes cuando se tienen grandes profundidades. En el caso de la cisterna se eligió un espesor de 20 centímetros a cargo de verificar la condición presentada líneas arriba.

3.2.1.1. Modelo estructural de cisterna

El comportamiento de los muros sometidos a cargas laterales depende de las dimensiones del muro y de sus condiciones de apoyo (Harmsen, 2002). Por un lado, los muros cuya longitud sea mayor o igual al doble de su ancho se comportarán en una sola dirección. Por otro lado, el techo de la cisterna y el cimiento corrido del muro serán considerados como apoyos simples.

En la figura 8 se muestra la sección de la cisterna y se diferencian los muros M-1 y M-2. Las diferencias entre ambos muros radican en la condición crítica de análisis así

como en el comportamiento en una o dos direcciones. El muro M-1 se analizará en la condición en la cual la cisterna se encuentra vacía por ende solo estará sometido al empuje del suelo y la sobrecarga. Además, según la relación de los lados del paño, se puede analizar en la dirección corta. Por el contrario, el muro M-2 se analizará en la condición en la cual la cisterna se encuentra llena y con un comportamiento en dos direcciones.



Figura 8. Sección de cisterna de agua potable del edificio.

El muro M-1 se idealizó como un elemento tipo “frame” con extremos articulados; el muro M-2, como un elemento tipo Shell con sus cuatro bordes apoyados.

3.2.1.2. Cargas y análisis

Las cargas consideradas corresponden a un ancho de 1 metro de muro y se resumen en la tabla 16.

Tabla 16. Medrado de cargas para muro de cisterna.

Cargas de empuje	Suelo	2.2 ton/m ³ x 3.10 m x 0.3 x 1m	2.05	Ton/m
	Agua	1 ton/m ³ x 2.10m x 1m	2.1	Ton/m
	Sobrecarga	0.25 ton/m ² x 0.3 x 1m	0.075	Ton/m

La resistencia requerida en los muros se obtuvo a partir de la combinación de carga presentada en la expresión 15.

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL \quad (15)$$

Donde

U Resistencia requerida.

CM Carga muerta.

CV Carga viva.

CL Carga debido al peso o presión de líquidos de densidad y altura definida.

Los diagramas de fuerza cortante y momento flector para los muros M-1 y M-2 se presentan en las figuras 9 y 10 respectivamente.

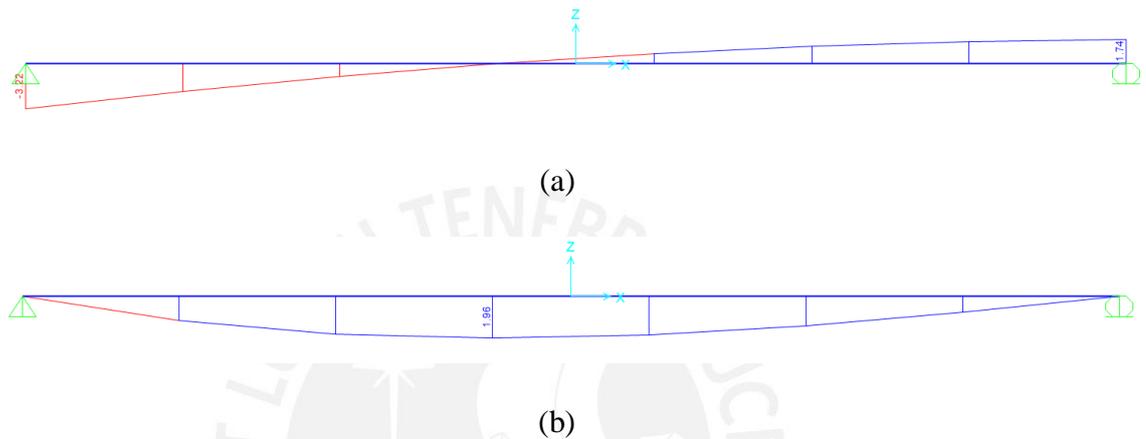


Figura 9. (a) Diagrama de fuerza cortante: muro M-1.
(b) Diagrama de momento flector: muro M-1.

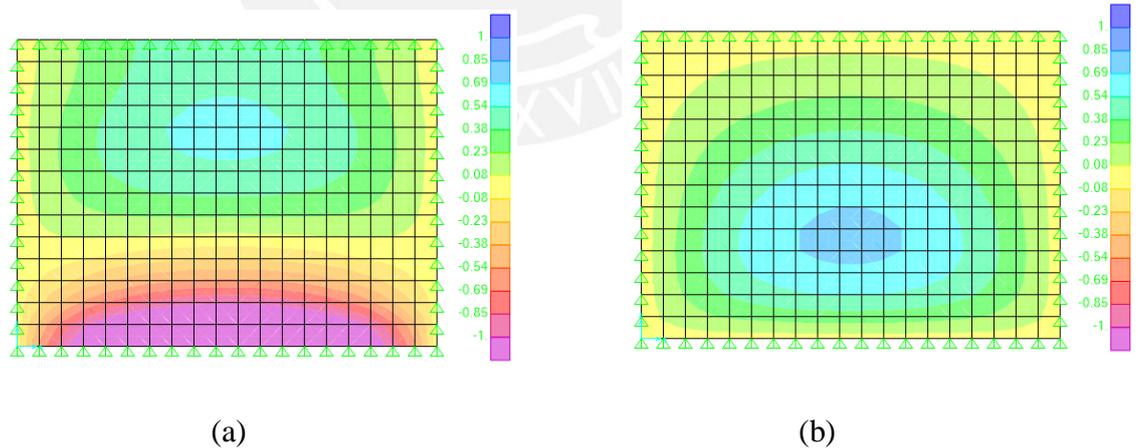


Figura 10. (a) Diagrama de fuerza cortante 1-3: muro M-2.
(b) Diagrama de momento flector 1-1: muro M-2.

3.2.2. Análisis de escaleras

Si bien existen diversos tipos de escaleras, lo más común es proyectar una losa apoyada en los dos niveles que conecta. La pertinencia de este tipo de escalera depende de la luz libre entre apoyos, la cual varía de 3 a 4 metros (Harmsen, 2002). Así, en el

proyecto desarrollado se optó por una escalera losa que cubre una luz libre de 3.45 metros y se eligió un espesor de garganta de 15 centímetros, a cargo de verificar que sea suficiente para resistir las solicitaciones por corte.

3.2.2.1. Modelo estructural de escalera

El comportamiento de la escalera proyectada se idealizó en una dirección a partir de que solo se encuentra apoyada en sus extremos: la losa del primer tramo y la placa de la caja de escalera. En la figura 11, se muestra la sección transversal del tramo analizado.

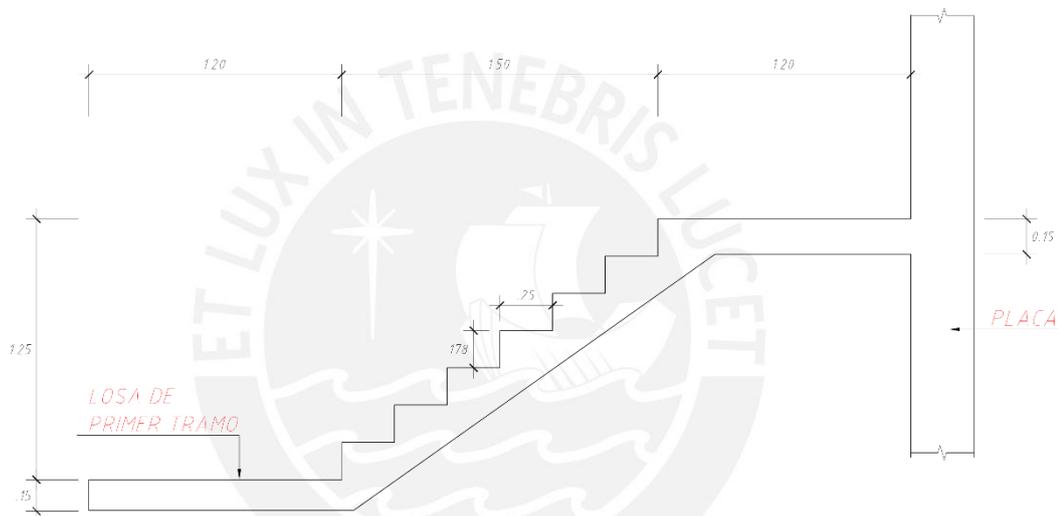


Figura 11. Sección transversal de tramo típico de escalera.

3.2.2.2. Cargas y análisis

Las cargas lineales distribuidas sobre el tramo de escalera se estimaron para un metro de ancho y se resumen en la tabla 17.

Tabla 17. Metrado de cargas para tramo típico de escalera.

Cargas lineales	Peso propio (incluido piso terminado)	0.65 ton/m ² x 1.00 m	0.65	Ton/m
	Sobrecarga	0.20 ton/m ² x 1.00 m	0.20	Ton/m

La carga última distribuida se estimó a partir de los coeficientes especificados en la norma E.060 y se presenta a continuación:

$$\omega_u = 1.4 \times 0.65 + 1.7 \times 0.20 = 1.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

En la figura 12, se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector para el tramo analizado.

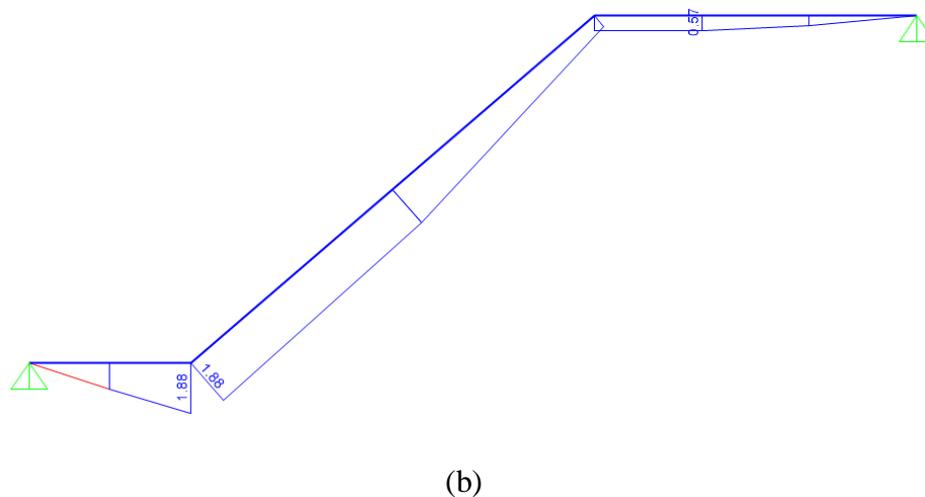
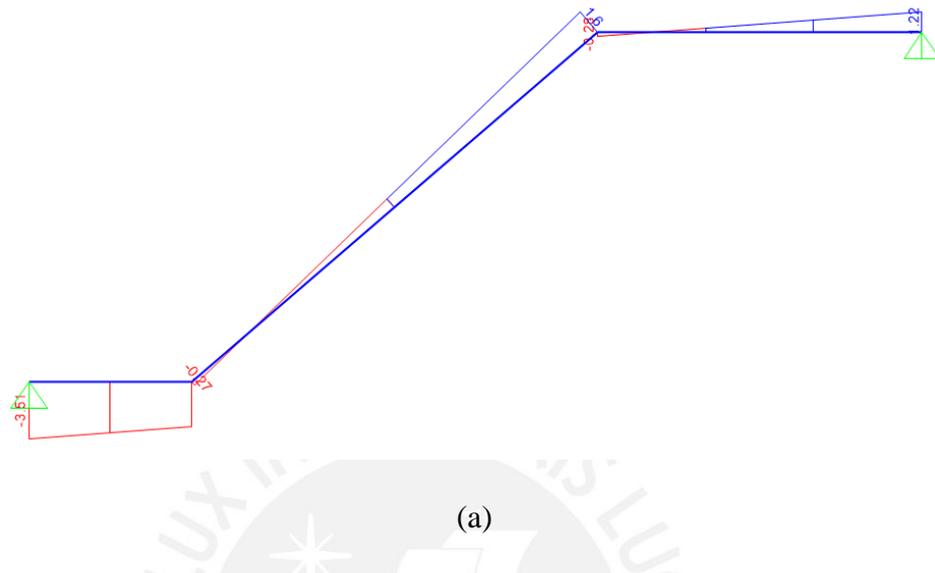


Figura 12. (a) Diagrama de fuerza cortante: tramo típico de escalera.
(b) Diagrama de momento flector: tramo típico de escalera.

3.2.3. Análisis de cerco perimétrico

Para el cerco perimétrico del proyecto desarrollado, se optó por albañilería armada apoyada sobre una pantalla de concreto armado. Luego, el análisis de dicho elemento se desarrolló en dos etapas. Primero, la estabilidad global (deslizamiento y volteo) y el análisis de presiones generadas en el terreno permitieron determinar la profundidad

y las dimensiones de la cimentación del cerco. Segundo, las solicitaciones sobre la pantalla de concreto así como en la albañilería se estimaron a partir de idealizar el cerco como un elemento en voladizo.

Inicialmente, el espesor del muro de albañilería se asumió igual a 19 centímetros y con alveolos llenos cada 40 centímetros. Lo anterior es verificado en el acápite 4.2.9 “Diseño de cerco perimétrico”

3.2.3.1. Estabilidad global

Las fuerzas que intervienen en el análisis de estabilidad global y estimación de las presiones sobre el terreno son las siguientes:

- i. Fuerza de inercia de los elementos: $F_i = k_h \cdot W_i$ (Aplicado en el centroide de los elementos)

Donde:

k_h Coeficiente sísmico horizontal. $k_h = 0.5Z \cdot U \cdot S$ (Artículo 38 E.030)

W_i Peso propio de los elementos $W_i = V_i \cdot \gamma$

Z Factor de zona. $Z=0.45$

U Factor de importancia. $U=1.0$

S Factor de suelo. $S=1.0$

V_i Volumen de elemento para un ancho de 1 metro.

γ Peso específico del material.

- ii. Peso propio de los elementos: W_i
- iii. Empujes laterales del terreno en condiciones dinámicas. La estimación de éstas fuerzas se obtuvieron a partir de la teoría desarrollada por Mononobe-Okabe (Citado en Zegarra, 2016).

Fuerza de empuje activo dinámico: $EA_d = 0.5K_{AE}\gamma(h)^2(1 - Kv) = EA + \Delta EA$

Fuerza de empuje pasivo dinámico: $EP_d = 0.5K_{PE}\gamma(h)^2(1 - Kv)^*$

*Se tomará el mínimo valor entre Epd y la resultante de las fuerzas horizontales opuestas al sentido del empuje pasivo.

Donde:

K_{AE} Coeficiente de empuje activo en caso de sismo. $K_{AE} = K_A + 0.75 k_h$ (Método de Seed y Whitman) (Citado en Zegarra, 2016).

K_{PE} Coeficiente de empuje pasivo en caso de sismo $K_{PE} = 0.85 K_p$ (Método de Prakash y Basavanna) (Citado en Zegarra, 2016).

k_v Coeficiente sísmico vertical. $k_v = \frac{2}{3} k_h$ (Artículo 37.1 E.030)

h Altura medida desde el fondo de cimentación hasta el nivel de terreno.

K_A Coeficiente de empuje activo en caso estático.

K_P Coeficiente de empuje pasivo en caso estático.

EA Fuerza de empuje estático. (Se aplica a 0.3h)

ΔEA Incremento de la fuerza de empuje estático debido a sismo. (Se aplica a 0.6h)

En la tabla 18, se muestran los parámetros del suelo empleados para el cálculo de las fuerzas antes descritas.

Tabla 18. Parámetros del suelo.

γ (ton/m ³)	2.2	
K_a	0.3	
K_p	3.33	
K_h	0.5(0.45)	= 0.225
K_v	(2/3) 0.225	= 0.15
K_{AE}	0.3+0.75(0.225)	= 0.468
K_{PE}	0.85(3.33)	= 2.83
σ_{adm} (kg/cm ²)	4.00	

En la figura 13, se muestra el esquema de fuerzas que intervienen en el análisis así como las dimensiones planteadas para la cimentación del cerco.

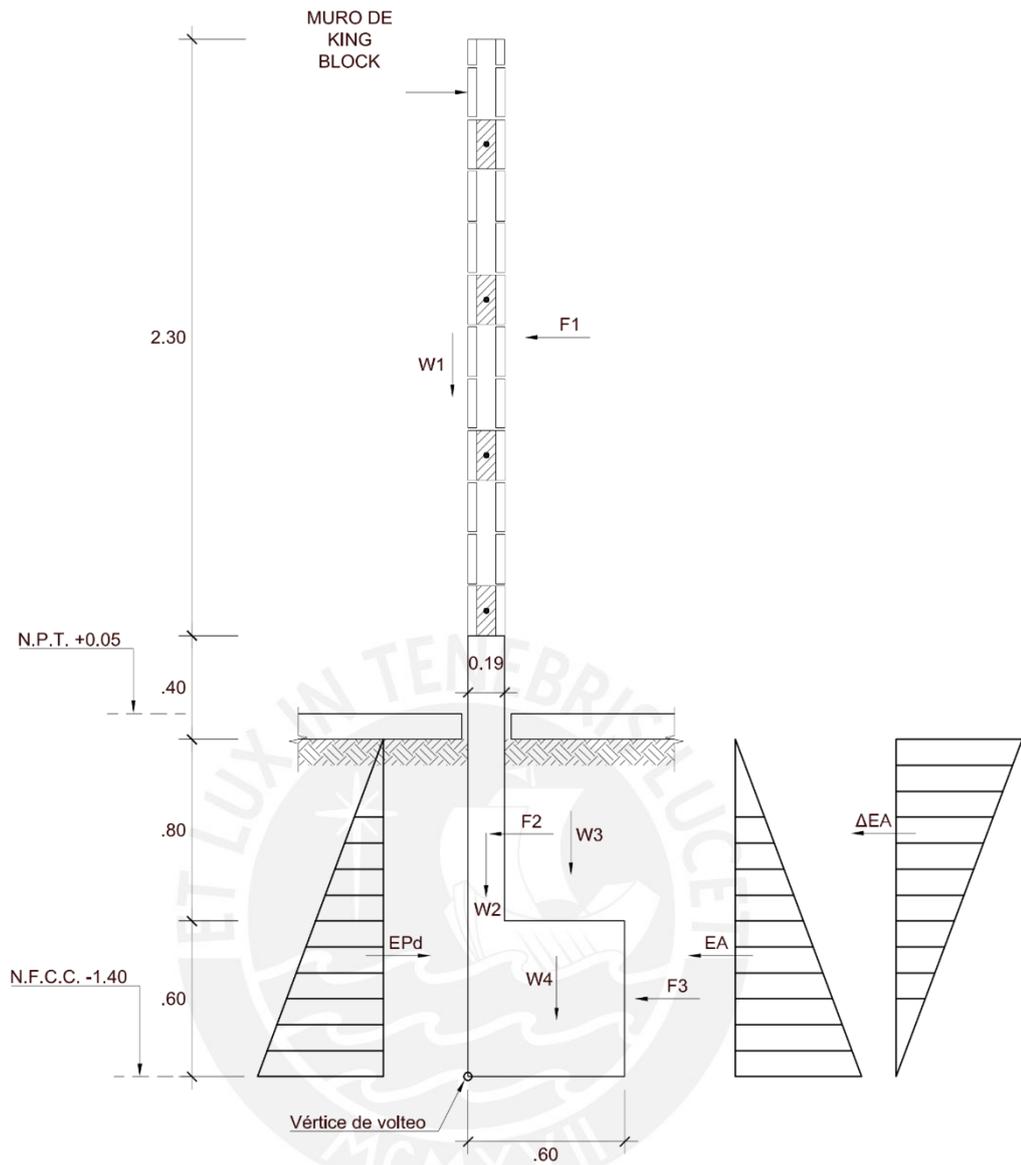


Figura 13. Esquema de fuerzas horizontales y verticales.

En las tablas 19 y 20 se resumen las fuerzas de análisis verticales y horizontales, respectivamente.

Tabla 19. Fuerzas verticales y momentos resistentes respecto al vértice de volteo.

Elemento	B(m)	H(m)	L(m)	γ (tonf/m ³)	W _i (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)*
1	0.19	2.30	1.00	1.87	0.817	0.095	0.078
2	0.19	1.20	1.00	2.4	0.547	0.095	0.052
3	0.41	0.80	1.00	2.2	0.721	0.395	0.285
4	0.6	0.60	1.00	2	0.72	0.3	0.216

*El momento se calculó como el producto del peso W_i y el brazo (distancia horizontal entre el vértice de volteo y la línea de acción de las fuerzas).

Tabla 20. Fuerzas horizontales y momentos respecto al vértice de volteo.

	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)*
Ead	0.74	-	-
EA	0.56	0.43	0.24
0.8 ΔEA ⁺	0.15	0.78	0.11
0.8 F1 ⁺	0.15	2.85	0.42
0.8 F2 ⁺	0.10	1.15	0.11
0.8 F3 ⁺	0.13	0.30	0.04
0.8 EPd ⁺	1.11	0.43	0.48

*El momento se calculó como el producto de las fuerzas horizontales y el brazo (distancia vertical entre el vértice de volteo y la línea de acción de las fuerzas).

+ Las fuerzas de inercia así como los empujes dinámicos se multiplicaron por 0.8 con la finalidad de obtener las solicitaciones en condiciones de servicio.

Adicionalmente, en la base del cimiento corrido se desarrollan fuerzas de fricción cuya resultante se estimó a partir de la expresión 16.

$$F_f = \left(\sum_{i=1}^4 W_i \right) \cdot \mu$$

Donde:

μ Coeficiente de fricción. Según lo estipulado en el NAVFAC DM 7.2, $\mu = 0.45$ para suelo granular con finos (Citado en Zegarra, 2016).

Al reemplazar los valores W_i , calculados en la tabla19, y el valor del coeficiente de fricción se obtiene $F_f=1.262$ Ton.

Finalmente, sobre la base de las fuerzas y momentos estimados, se obtienen los factores de seguridad al volteo y deslizamiento como sigue:

$$FS_v = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos actuantes}} \quad (17)$$

$$FS_d = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}} \quad (18)$$

Las fuerzas y momentos resistentes provienen del peso de los elementos (W1, W2, W3, W4), la fricción (Ff) y el empuje pasivo (Epd); las fuerzas y momentos actuantes, de las fuerzas de inercia (F1, F2, F3), el empuje activo estático (EA) y el incremento de empuje activo debido al sismo (ΔEA). Así, se obtuvieron los siguientes factores de seguridad.

$$FS_v = \frac{0.078 + 0.052 + 0.285 + 0.216 + 0.48}{0.24 + 0.11 + 0.42 + 0.11 + 0.04} = \frac{1.114}{0.93} = 1.202$$

$$FS_d = \frac{1.262 + 1.11}{0.558 + 0.15 + 0.15 + 0.1 + 0.13} = \frac{2.38}{1.08} = 2.20$$

Según lo estipulado en el artículo 43 de la norma E.030, el factor de seguridad frente al volteo debe ser como mínimo 1.2. Así, según lo calculado, el dimensionamiento del muro resulta adecuado para la estabilidad global.

3.2.3.2. Análisis de presiones en el terreno

El nivel de esfuerzos sobre la cimentación determina la necesidad de colocar refuerzo o no. Generalmente, para muros no portantes se emplea cimentación de concreto simple. Así, para la cimentación del cerco se empleó cimienta corrido de concreto $f'_c=100 \text{ kg/cm}^2$.

Previo a la estimación de las presiones actuantes sobre el terreno, se trasladaron las fuerzas obtenidas del análisis de estabilidad al centroide del cimienta corrido. En la figura 14, se muestra un esquema de la reducción de fuerzas a un punto (C.G)

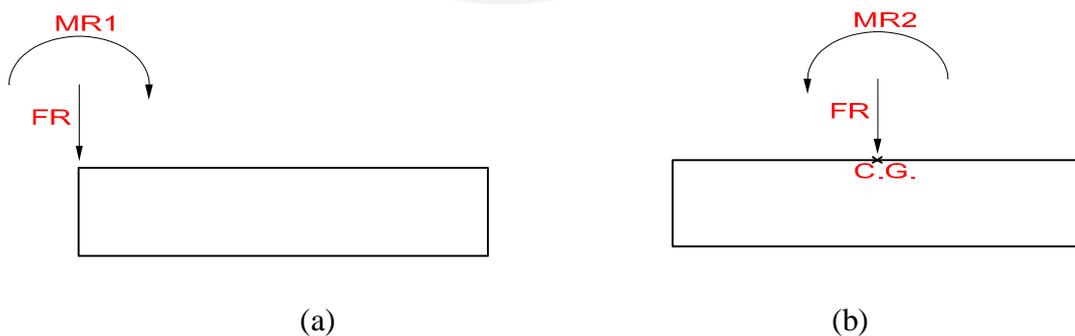


Figura 14. (a) Resultante de fuerzas sobre el vértice de volteo.
(b) Resultante de fuerzas sobre el centroide del cimienta corrido.

En la tabla 21, se resumen las fuerzas descritas en la figura anterior.

Tabla 21. Reducción de fuerzas al centroide del cimiento corrido.

FR (ton)	2.81
Mactuante (ton.m)	0.93
Mresistente (ton.m)	1.11
MR1 (ton.m)	0.18
MR2 (ton.m)	2.81*0.30-0.18=0.663

Luego, sobre la base de las dimensiones del cimiento corrido (ver figura 13) y las fuerzas de la tabla 21, la presión sobre el terreno se estimó como sigue.

- i. Cálculo de la excentricidad de carga : $e = \frac{MR1}{FR} = \frac{0.663}{2.81} = 0.24m$
- ii. Dado que la excentricidad se encuentra fuera del núcleo central, las presiones se redistribuyen. Dicha redistribución se realizó a partir de la expresión 19.

$$e = 0.26m > \frac{B}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.10m : \text{Carga fuera del N.C.}$$

$$\sigma = \frac{FR}{L(B - 2e)} \quad (19)$$

Donde:

L Dimensión paralela al sentido del momento flector. ($L=1.00m$)

B Dimensión transversal al sentido del momento flector. ($B=0.70m$)

Así se obtiene la presión sobre el terreno igual a 2.10 kg/cm² y dado que es inferior a la capacidad admisible (4kg/cm²) se concluye que las dimensiones son adecuadas.

3.2.3.3. Análisis de fuerzas internas

El objetivo del análisis de fuerzas internas es determinar el momento flector y fuerza cortante en la base del muro de albañilería así como en la pantalla de concreto armado del sobrecimiento.

La tabla 12 de la norma E.070 permite estimar las fuerzas internas a partir de asimilar el cerco como un elemento en volado. En la figura 15 se muestran las fuerzas externas que intervienen en el cálculo.

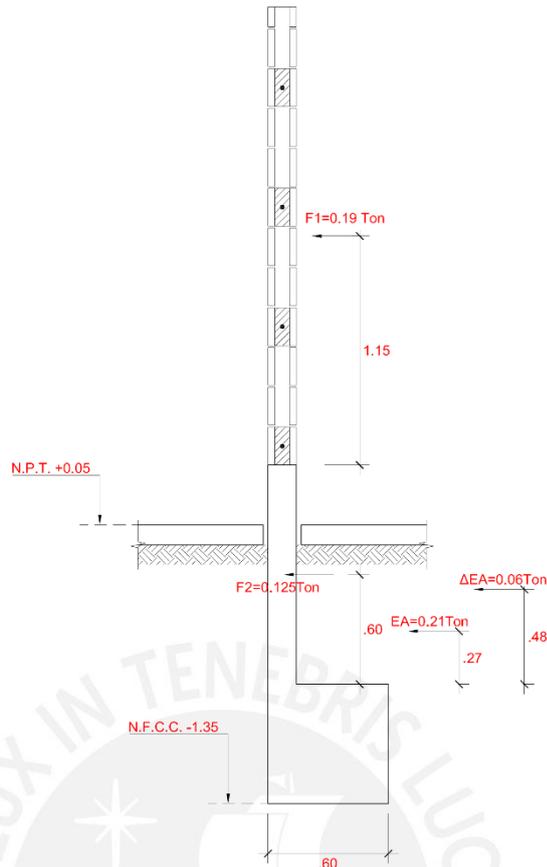


Figura 15. Fuerzas externas sobre el cerco perimétrico para la estimación de fuerzas internas. En la tabla 22 se resumen las fuerzas cortantes y momentos flectores en la base de la albañilería y el sobrecimiento.

Tabla 22. Fuerzas internas en la base del muro de albañilería y sobrecimiento.

	Fuerza (Ton)	Brazo de palanca (m)		Albañilería		Sobrecimiento	
		Albañilería	Sobrecimiento	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)
EA	0.21	-	0.27	0.19	0.218	0.59	0.607
ΔEA	0.06	-	0.48				
F1	0.19	1.15	2.35				
F2	0.125	-	0.6				

3.3. Análisis sísmico

El análisis sísmico consiste en estimar las deformaciones laterales y la distribución de fuerzas en los elementos estructurales producidos durante un evento sísmico (Blanco, 1996). Así, las normas de diseño sismorresistente especifican métodos de análisis, requisitos mínimos de rigidez y resistencia lateral, así como restricciones (Muñoz,

2009). En el presente trabajo se tomó como referencia lo estipulado en la norma peruana E.030 “Diseño Sismorresistente 2018”.

3.3.1 Método de análisis.

La norma E.030 reconoce dos procedimientos de análisis: el método estático o de fuerzas equivalentes y el método dinámico modal espectral. El primero de ellos sólo es aplicable a estructuras regulares de la zona 4. En tal sentido, se optó por utilizar el segundo método.

El análisis dinámico modal espectral consiste en combinar las contribuciones de todos los modos para así poder determinar la respuesta total de la estructura (desplazamientos y fuerzas internas) (Chopra, 2014). Las respuestas de cada uno de los modos se combinaron a través del criterio de combinación cuadrática completa estipulada en el artículo 26.3.2 de la norma E.030.

El análisis se desarrolló a partir del modelo tridimensional desarrollado en el programa comercial Etabs 2016 v2. La representación de solicitaciones, la idealización de masas y las hipótesis del análisis se resumen líneas abajo.

Primero, se definieron tres grados de libertad por cada diafragma: dos de traslación y uno de rotación. Lo anterior se realizó con la finalidad de tomar en cuenta los efectos de torsión producidos por las excentricidades intrínsecas de la estructura así como las accidentales estipuladas en la norma E.030 (Blanco, 1996). Segundo, el peso sísmico se definió como la totalidad de la carga muerta más el 25 por ciento de la carga viva. Tercero, las solicitaciones sísmicas reducidas fueron representadas a través del espectro de pseudo-aceleraciones estipulado en el artículo 26.2 de la norma E.030 y se describe en el ítem 3.3.3.

3.3.2 Análisis de modos y frecuencias.

El análisis de modos y frecuencias tiene como objetivo determinar los periodos de vibración libre asociados a cada modo. El programa de cómputo utilizado permite el cálculo de dichos periodos así como su porcentaje de masa efectiva en cada dirección.

Sobre la base de los resultados se deben verificar los modos de vibración significativos. El número de modos a considerar se determina fijando un porcentaje mínimo que se debe alcanzar sumando las masas efectivas de los modos (Muñoz, 2009). Así, en el artículo 26.1.2 de la norma E.030 se estipula el porcentaje de 90% y como mínimo tres

modos. En las tablas 23 y 24 se presentan los modos de vibración predominantes en las direcciones X e Y respectivamente

Tabla 23. Modos de vibración predominantes en la dirección X.

Modo	T (s)	Masa efectiva
1*	0.605	0.71
2	0.156	0.15
3	0.121	0.02
4	0.071	0.05
	Suma	0.93

*Periodo fundamental en la dirección X-X.

Tabla 24. Modos de vibración predominantes en la dirección Y.

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva
1*	0.402	0.69
2	0.091	0.20
3	0.04	0.06
4	0.026	0.03
	Suma	0.98

*Periodo fundamental en la dirección Y-Y.

3.3.3 Espectro de diseño.

El espectro de pseudo-aceleraciones toma en cuenta las características sismotécnicas de la zona, el tipo de suelo, la amplificación estructural así como la regularidad e importancia de la edificación (Muñoz, 2009). Cada uno de ellos es caracterizado a través de factores y se muestran en la expresión 20.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (20)$$

Donde

- S_a Pseudo-aceleración.
- Z Factor de zona.
- U Factor de uso.
- C Coeficiente de amplificación sísmica.
- S Factor de suelo.
- R Coeficiente de reducción sísmica.

g Aceleración de la gravedad.

La tabla 25 resume los valores de los parámetros sísmicos que se utilizaron en el análisis del edificio.

Tabla 25. Parámetros sísmicos considerados en el análisis.

Parámetro	Valor	Justificación
Z	0.45	Según el anexo I de la norma E.030, el emplazamiento del edificio (Surco) se encuentra en la zona sísmica 4.
U	1	Según la tabla N°5 de la norma E.030, la edificación califica como común.
S	1	Según los resultados del estudio de suelos, el perfil de suelo califica como S1. Así, $T_p=0.4s$ y $T_L=2.5s$.
R	$6 \cdot 0.75 = 5.1$	El sistema estructural corresponde a muros ($R_o=6$) y presenta irregularidad en planta de discontinuidad de diafragma ($I_p=0.75$).*

*El sistema estructural y la irregularidad se validan en el capítulo 3.3.4.

El valor del coeficiente de amplificación sísmica depende del periodo de cada modo. Así, en el artículo 11 de la norma E.030 se estipulan expresiones para estimar el valor de C y se muestran en las expresiones 21, 22 y 23.

$$C = 2.5, \text{ para } T < T_p \quad (21)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), \text{ para } T_p < T < T_L \quad (22)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right), \text{ para } T_p < T < T_L \quad (23)$$

Donde

C Coeficiente de amplificación sísmica.

T Periodo asociado a cada modo de vibración.

$T_p T_L$ Parámetros de sitio.

A partir de los parámetros sísmicos de la tabla 25 y las expresiones para el coeficiente de amplificación sísmica, se determinó el espectro de diseño. Este se muestra en la figura 16.

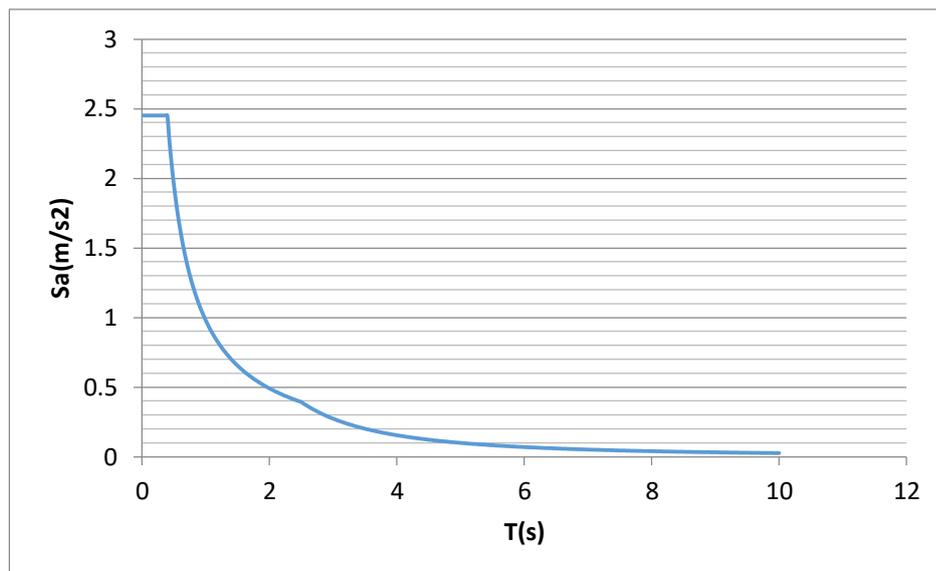


Figura 16. Espectro de diseño.

3.3.4 Sistema estructural y análisis de irregularidades.

La norma E.030 estipula un coeficiente para reducir las sollicitaciones sísmicas. Dicho coeficiente relaciona la fuerza máxima elástica impuesta por el sismo severo y la resistencia lateral real de la estructura (Muñoz, 2009). El valor del coeficiente de reducción depende del sistema estructural y las irregularidades que presente. La expresión que define dicho coeficiente se muestra en la expresión 24.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (24)$$

Donde

- R Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
- R_0 Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.
- I_a Factor de irregularidad en altura.
- I_p Factor de irregularidad en planta.

Por un lado, en el artículo 13 de la norma E.030 se definen los sistemas estructurales de concreto armado según la distribución de la fuerza cortante en la base. Así, para una estructura de muros, el porcentaje de fuerza cortante que estos resisten debe ser mayor o igual a 70 por ciento. En la tabla 26 se muestra la distribución de fuerza cortante basal para cada dirección de análisis.

Tabla 26. Distribución de fuerza cortante en la base.

	Dirección			
	X-X		Y-Y	
	V(Ton)	%	V(Ton)	%
Muros	303	92.9	477	97.9
Columnas	23	7.1	10	2.1
	326		487	

Sobre la base de los resultados de la tabla 26, se califica el sistema estructural como muros. En la tabla N° 7 de la norma E.030 se especifica el valor de 6 para el coeficiente básico de reducción sísmica (R_o) correspondiente al sistema de muros.

Por otro lado, la regularidad de la estructura se evalúa a partir de los criterios estipulados en la tabla N° 8 de la norma E.030. Los criterios toman en cuenta la simetría de rigidez y masa, pesos mínimos, continuidad de los elementos verticales, entre otros. En las tablas 27 y 28 se muestran los resultados del análisis de torsión para cada dirección de análisis y se concluye que no existe irregularidad de torsión.

Tabla 27. Análisis de torsión en la dirección X-X.

Nivel	Carga	Desplazamiento relativo		Máximo/Promedio
		Máximo (cm)	Promedio (cm)	
T7	SISxx Max	1.48	1.45	1.02
T6	SISxx Max	1.67	1.59	1.05
T5	SISxx Max	1.88	1.69	1.11
T4	SISxx Max	2.00	1.71	1.17
T3	SISxx Max	1.96	1.60	1.23
T2	SISxx Max	1.64	1.29	1.27
T1	SISxx Max	0.81	0.62	1.30*

*La deriva en el nivel T1 es inferior a 3.5%, por lo que no hay irregularidad torsional.

Tabla 28. Análisis de torsión en la dirección Y-Y.

Nivel	Carga	Desplazamiento relativo		Máximo/Promedio
		Máximo (cm)	Promedio (cm)	
T7	SISyy Max	1.082	1.081	1.001
T6	SISyy Max	1.103	1.101	1.002
T5	SISyy Max	1.114	1.112	1.002
T4	SISyy Max	1.065	1.063	1.002
T3	SISyy Max	0.934	0.932	1.003
T2	SISyy Max	0.697	0.695	1.004
T1	SISyy Max	0.000	0.000	1.002

La discontinuidad de diafragma se determinó a partir de que la sección transversal de losa comprendida entre los ejes 4 y 5 equivale al 20 por ciento del área de la sección transversal total.

A partir de los resultados anteriores, los factores de irregularidad en planta y en altura son 0.85 y 1 respectivamente. Así, el coeficiente de reducción sísmica adopta el valor de $R=0.75*6=5.1$, para ambas direcciones de análisis.

3.3.5 Análisis de desplazamientos laterales

En el artículo 29 de la norma E.030 2018 se establecen los requisitos de rigidez lateral para las estructuras. Dicha rigidez se evalúa indirectamente a partir de las derivas de entrepiso esperadas durante un sismo severo. La deriva o distorsión de entrepiso representa a su vez un parámetro para cuantificar el daño en las edificaciones (Andrade, 2004).

La estimación de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso esperadas se realiza a partir de los resultados del análisis elástico con fuerzas reducidas y un factor de amplificación. Este último toma en cuenta el hecho de que la estructura posee una resistencia menor que la necesaria para garantizar su comportamiento elástico durante un sismo severo (Muñoz, 2009). Así, el código peruano estipula el valor del factor de amplificación según la regularidad de la estructura.

Los desplazamientos esperados en la estructura analizada se estimaron a partir de la expresión 25.

$$D_{esp} = Sd_R \times 0.85 \times R \quad (25)$$

Donde

D_{esp} Desplazamiento esperado.

Sd_R Desplazamiento obtenido con fuerzas reducidas.

R Coeficiente de reducción sísmica.

En la tabla 29 se muestran los resultados obtenidos correspondientes a los desplazamientos y derivas de entrepiso esperados.

Tabla 29. Máximos desplazamiento y derivas esperadas en cada dirección de análisis.

Nivel	Desplazamiento esperado (cm)		Deriva esperada (‰)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
T7	9.84	6.33	5.18	3.80
T6	9.94*	5.25*	5.87	3.87
T5	8.27	4.15	6.59	3.91
T4	6.39	3.03	6.94	3.74
T3	4.41	1.97	6.88	3.28
T2	2.45	1.03	5.76	2.46
T1	0.81	0.33	2.74	1.12

*Valor máximo para el cálculo de junta sísmica.

El valor máximo de deriva es 6.94‰ y se presenta en el techo del piso 4. Dicho valor es menor al especificado en la tabla 11 de la norma E.030 (7.0‰). Sobre la base de lo anterior, se concluye que el edificio analizado cumple con los requisitos de rigidez.

3.3.6 Resistencia lateral mínima

La resistencia lateral mínima estipulada en las normas de diseño sismorresistente tiene por objetivo garantizar que la estructura se comporte adecuadamente para distintos niveles de peligro (Muñoz, 2009). La norma E.030 en su artículo 26.4 establece el valor mínimo de resistencia lateral como un porcentaje de la fuerza cortante estática en la base. Dicho porcentaje se toma según la regularidad de la estructura. Así, para la estructura analizada los valores del análisis dinámico se escalaron a 90 por ciento de la fuerza basal estática.

En la tabla 30, para cada dirección de análisis, se muestran los valores de los factores de escala de los resultados del análisis dinámico. Para la estimación de la fuerza basal estática se empleó la expresión 12.

Tabla 30. Factores de amplificación sísmica para ambas direcciones de análisis.

Peso (CM+0.25CV) (Ton)			2421				
Dirección	Periodo (s)	R	C	V estática (Ton)	V dinámica (Ton)	90% Vest (Ton)	Factor
X-X	0.59	5.1	1.69	362	267	326	1.22
Y-Y	0.394	5.1	2.5	534	382	481	1.26

3.3.7 Junta de separación sísmica

El contacto de edificaciones adyacentes durante un movimiento sísmico se puede evitar a partir de establecer una separación entre ellos. En el artículo 30 de la norma E.030 se estipulan dos criterios para determinar el valor de la junta de separación sísmica. Dichos criterios se resumen en las expresiones 26 y 27.

$$\frac{S}{2} \geq \frac{2}{3} (D_{esp}) \quad (26)$$

$$\frac{S}{2} = 0.003h \geq 0.015m \quad (27)$$

Donde

D_{esp} Desplazamiento máximo esperado en la estructura analizada.

$\frac{S}{2}$ Junta de separación sísmica medida al límite de propiedad

h Altura total de la edificación medida desde el nivel de terreno natural.

Los cálculos realizados para la estimación de la junta de separación sísmica se muestran en la tabla 31. Los valores de desplazamiento máximo se tomaron de la tabla 29.

Tabla 31. Estimación de junta sísmica para cada dirección de análisis.

Dirección	D.máx(cm)	2/3 D.máx(cm)	h(cm)	0.003h(cm)
X-X	9.9	6.6	1720	5.16
Y-Y	5.3	3.5	1720	5.16

A partir de los resultados de la tabla anterior, las juntas de separación medidas al límite de propiedad se tomaron iguales a 7 y 5.5 centímetros para las direcciones de análisis X e Y, respectivamente.

4. CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Método de diseño

A partir de 1963, el método de diseño por resistencia última en concreto armado se perfiló como una mejor alternativa frente al clásico diseño por esfuerzos admisibles. Las ventajas del primer método sobre este último radica principalmente en tres razones. Primero, el concepto de seguridad adopta una consideración más realista. Segundo, los diseños obtenidos resultan más económicos. Tercero, se usa un enfoque más racional debido a que se considera la forma no lineal del diagrama esfuerzo-deformación unitaria (McCormac y Brown, 2011).

El método por resistencia establece que los elementos estructurales deben ser diseñados de tal forma que su resistencia nominal reducida sea mayor o igual a la resistencia requerida calculada a partir de las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en los códigos (ACI, 2004).

Por un lado, los factores de carga consideran las incertidumbres involucradas al estimar las magnitudes de éstas (McCormac y Brown, 2011). La norma peruana E.060 “Concreto armado” en su artículo 9.2 establece los siguientes valores:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (13^*)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (28)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (29)$$

Donde

U Resistencia requerida.

CM Carga muerta.

CV Carga viva.

CS Carga de sismo.

*Expresión repetida

Por otro lado, los factores de reducción se emplean con el objetivo de cubrir las incertidumbres respecto a la resistencia de los materiales, las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis, entre otros (McCormac y Brown, 2011). La norma peruana prescribe los factores de reducción de resistencia

según la sollicitación que actúa en la sección del elemento estructural y son los que se muestran en la tabla 32.

Tabla 32. Factores de reducción de resistencia (Norma E.060).

Solicitaciones	Factor de reducción (Φ)
Flexión en vigas y losas	0.9
Cortante y torsión	0.85
Flexocompresión*	0.7-0.9

*0.7 y 0.9 para cargas de compresión altas y bajas, respectivamente.

4.1.1 Diseño de elementos sometidos a flexión

El objetivo del diseño por flexión es la determinación de la cantidad de acero longitud a colocarse en una sección de tal forma que se satisfaga la expresión 30.

$$M_u = \Phi M_n \quad (30)$$

Donde

M_u Momento requerido.

M_n Resistencia nominal. $\Phi = 0.9$

Las hipótesis básicas para la determinación de la resistencia nominal a flexión se estipulan en los códigos. Dichas hipótesis están relacionadas con la representación del comportamiento de los materiales, el tipo de falla deseado, y las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

Primero, el comportamiento de los materiales se idealiza a través de modelos esfuerzo-deformación. Así, para el acero se utiliza un modelo elasto-plástico perfecto, mientras que la naturaleza inelástica del concreto se refleja en el modelo propuesto por Whitney. Segundo, los elementos deben exhibir una falla dúctil. Dicha falla se logra colocando una cuantía de acero inferior a la balanceada. Por último, las deformaciones del acero y concreto son proporcionales a su distancia al eje neutro (ACI, 2004).

Las expresiones que se utilizaron en el diseño de los elementos sometidos a flexión se muestran a continuación.

$$\Phi M_n = \Phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (31)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b} \quad (32)$$

Donde

- A_s Área de acero de refuerzo.
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.
- a Profundidad equivalente del bloque de compresiones.
- b Ancho de la sección.
- d Peralte efectivo de la sección.

4.1.2 Diseño de elementos sometidos a fuerza cortante

Por lo general, los elementos de concreto armado se dimensionan para resistir las solicitaciones por flexión y luego se verifica su resistencia al corte (Harmsen, 2002). El criterio para el diseño por fuerza cortante se resume en la expresión 33.

$$V_u = \phi V_n \quad (33)$$

Donde

- M_u Resistencia al corte requerido tomada a “d” de la cara del apoyo.
- V_n Resistencia nominal de corte. $\phi = 0.85$

A diferencia del fenómeno de flexión, la estimación de la resistencia nominal de corte se basa en mayor grado en parámetros semi-empíricos. Así, en el artículo 11.1 del código ACI318 se especifica la resistencia nominal como la suma del aporte de la resistencia del concreto y el acero.

Por un lado la resistencia al corte del concreto es igual a la carga que produce la primera fisura inclinada. Dicha carga varía en función de la resistencia del concreto, esbeltez del elemento analizado, carga axial actuante y el tamaño de los elementos (Harmsen, 2002). La siguiente expresión se utilizó para la estimación de la resistencia en cuestión.

$$\phi V_c = \phi \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \sqrt{f'_c} \quad (34)$$

Donde

ϕV_c Resistencia de diseño al corte del concreto

b Ancho de la sección.

d Peralte efectivo de la sección.

α Factor asociado a la esbeltez del elemento.

N_u Carga axial considerada positiva cuando es de tracción.

f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.

A_g Área de la sección bruta de concreto.

*En caso existan fuerzas de tracción, el valor de V_c se puede adoptar, conservadoramente, como nulo.

Por otro lado, el aporte del acero transversal (estribos) se estimó a partir de la expresión 35.

$$\phi V_s = \phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} \quad (35)$$

Donde

ϕV_s Resistencia de diseño al corte del acero transversal

s Separación entre estribos.

d Peralte efectivo de la sección.

A_v Área de acero transversal provisto para resistir corte.

La falla generada por fuerzas cortantes no es dúctil, en tal sentido el código ACI318 prescribe requisitos para asegurar que la capacidad a cortante de un elemento sea al menos igual a la fuerza cortante asociada a la formación de las articulaciones plásticas (Park y Paulay, 1983). La filosofía de diseño antes presentada corresponde al objetivo de la metodología desarrollada en Nueva Zelanda. Dicha metodología se adaptó a los requerimientos mínimos de las normas internacionales y se denomina “Diseño por capacidad”. En el capítulo 21 de la norma peruana E.060 se especifican los procedimientos para estimar la resistencia a corte para los distintos elementos estructurales.

Primero, el diseño por capacidad en vigas requiere asegurar que la resistencia confiable a corte sea mayor o igual a la suma de la fuerza cortante asociada a la resistencia nominal en flexión, la fuerza cortante debido a cargas gravitacionales y los efectos de

las aceleraciones verticales (Park y Paulay, 1983). Así, la expresión 36 estipula la resistencia cortante confiable en el extremo de una viga. Dicha expresión es aplicable para sistemas estructurales de muros.

$$V_u d = \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n} + \lambda \cdot \frac{w \cdot l_n}{2} \quad (36)$$

Donde

- $V_u d$ Resistencia cortante confiable de la viga en su extremo derecho.
- $M_{ni} M_{nd}$ Resistencias nominales a flexión en las articulaciones plásticas potenciales.
- l_n Luz libre de la viga.
- λ Factor de aceleración vertical. $\lambda = 1.25$
- w Carga uniforme en servicio sobre la viga. $w = w_{CM} + w_{CV}$

Además de lo anterior, el artículo 21.4.3 de la norma E.060 estipula un método alternativo para realizar el diseño por capacidad. La resistencia a corte requerida se obtiene al considerar un factor de amplificación de sismo de 2.5 en las combinaciones de carga.

Segundo, el criterio de diseño por capacidad para columnas considera el desarrollo simultáneo de articulaciones plásticas en la parte inferior y superior de la columna. La consideración anterior conduce a un diseño sobreestimado debido a que la probabilidad de que se presente tal patrón de momentos en los extremos de las columnas es reducido (Park y Paulay, 1983).

La expresión 37 estipula la resistencia cortante de diseño por capacidad para una columna.

$$V_u = \frac{(M_{ns} + M_{ni})}{h_n} \quad (37)$$

Donde

- V_u Fuerza cortante de diseño en la columna.
- $M_{ns} M_{ni}$ Resistencias nominales a flexión de la sección de columna en presencia de carga axial que produce máxima resistencia a flexión de la columna.

h_n Altura libre de la viga.

Además de lo anterior, el artículo 21.4.3 de la norma E.060 estipula un método alternativo para realizar el diseño por capacidad tanto en vigas como en columnas. La resistencia a corte requerida se obtiene al considerar un factor de amplificación de sismo de 2.5 en las combinaciones de carga. Debido a que la estructura proyectada corresponde al sistema estructural de muros, el método es aplicable.

Tercero, el diseño por capacidad en muros (placas) considera la fluencia del acero de refuerzo longitudinal debido a las acciones sísmicas. Así, en el artículo 21.9.5 de la norma E.060 se prescribe la expresión 38 para obtener la fuerza cortante de diseño en un muro de corte.

$$V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (38)$$

Donde

V_u Fuerza cortante de diseño en el muro.

M_n Resistencias nominales a flexión del muro asociado a la carga P_u que produce máxima resistencia a flexión.

V_{ua} Fuerza cortante amplificada proveniente del análisis.

M_{ua} Momento flector amplificado proveniente del análisis.

La forma del diagrama de momento flector de un muro muestra que las solicitaciones más grandes se presentan en la base del muro. Así, el diseño por capacidad se desarrollará en aquella altura que resulte del mayor valor entre la longitud del muro, la altura de dos pisos o el cociente $\frac{M_u}{4V_u}$.

4.1.3 Diseño de elementos sometidos a flexocompresión

Por lo general, los elementos verticales soportan cargas axiales excéntricas debido a la acción simultánea de momentos flectores en una o dos direcciones. Así, la resistencia requerida está determinada por el par (P_u, M_u) .

La resistencia nominal de los elementos sometidos a flexocompresión se representa a través de un diagrama de interacción. Dicho diagrama ilustra las cargas nominales (P_u, M_u) que producen la falla de una sección (Park y Paulay, 1983). Para obtener el

diagrama de interacción de diseño, los códigos establecen factores de reducción acorde al tipo de falla esperado. Los factores se muestran en la tabla 32.

Acorde a la filosofía del diseño por resistencia, cualquier combinación de carga (P_u , M_u) que se pueda graficar dentro del área del diagrama de interacción de diseño cumple los requisitos de seguridad.

4.2. Diseño de losas

Las losas macizas y aligeradas fueron diseñadas para soportar los momentos flectores y fuerzas de corte. Las consideraciones especiales para cada tipo de losa se presentan en los respectivos acápite.

4.2.1. Losas aligeradas

El refuerzo longitudinal de las losas se determinó a partir de dos criterios. Por un lado, satisfacer los requerimientos de los momentos flectores provenientes del análisis. Por otro lado, los códigos internacionales establecen valores máximos y mínimos de refuerzo con el objetivo de evitar fallas frágiles. Los valores mínimos se colocan con el objetivo de garantizar que el momento crítico de la sección sea superior a su momento resistente; los valores máximos, con el objetivo de lograr deformaciones mínimas en los aceros de refuerzo (Harmsen, 2002).

Para la losa aligerada de 17 centímetros de altura se consideraron los valores de acero mínimo y máximo mostrados en la tabla 33. La determinación de cada uno de ellos se basó en lo estipulado en los artículos 10.3.5 y 10.5.1 de la norma E.060.

Tabla 33. Áreas máximas y mínimas de acero longitudinal para aligerado $h=17\text{cm}$

As	Refuerzo	
	Inferior	Superior
Mínimo (cm^2)*	0.43	0.91
Máximo (cm^2)	7.01	2.25

*Alternativamente, el código peruano permite colocar 1.3As requerido.

La resistencia a corte del concreto se puede considerar con un valor adicional de diez por ciento debido a que las viguetas de la losa aligerada son elementos en serie. En la práctica se utilizan ensanches corridos o alternados para la condición en la cual las viguetas no poseen la capacidad suficiente para resistir el corte (Ottazzi, 2011).

Se muestra el diseño de dos secciones de un paño de losa aligerada. En la primera existen tabiques perpendiculares a las viguetas, mientras que en la segunda solo actúa

el peso propio y la sobrecarga. La figura 17 muestra las secciones de análisis consideradas.

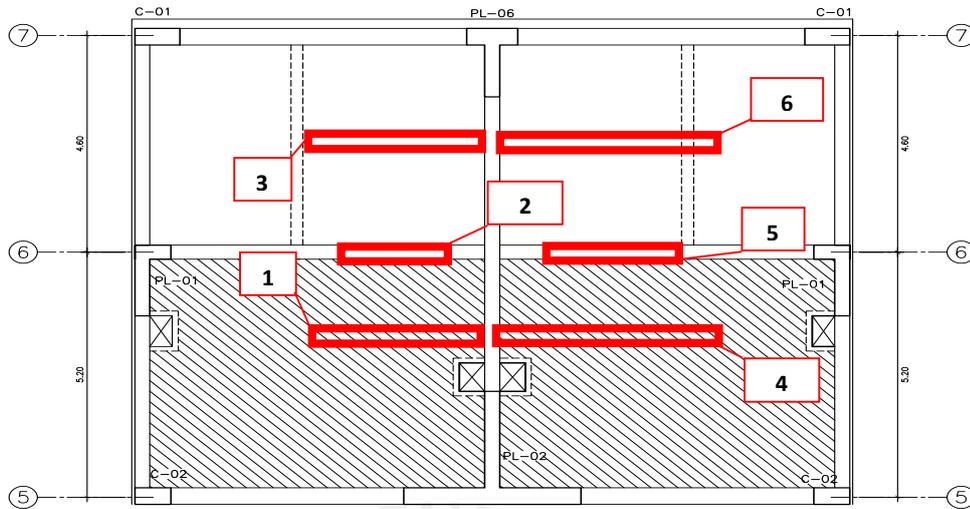


Figura 17. Secciones de análisis para losa aligerada.

Las tablas 34 y 35 muestran los resultados del diseño de la losa aligerada.

Tabla 34. Diseño por fuerza cortante para aligerado $h=17\text{cm}$

Sección de análisis	Vu(kg)	ϕV_c (kg)	
		Sin ensanche	Con ensanche alternado
1	910	1000	2510
3	508		
4*	1264		
6	511		

*Valor tomado a la cara del apoyo debido a la presencia de una carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

A partir de los resultados de la tabla 34, se concluye que sólo se requiere colocar ensanche alternado en la sección de análisis 4. La profundidad del ensanche se determinó a partir del diagrama de fuerza cortante y se tomó igual a 30 centímetros.

Tabla 35. Diseño por flexión para aligerado $h=17\text{cm}$

Sección de análisis	Mu(kg.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)
1	809	1.80	1 $\phi 1/2''$ +1 $\phi 3/8'' = 2.00$
2	515	1.00	1 $\phi 3/8''$ +1 $\phi 3/8'' = 1.42$
3	263	0.52	1 $\phi 3/8'' = 0.71^*$
4	846	1.90	1 $\phi 1/2''$ +1 $\phi 3/8'' = 2.00$
5	520	1.00	1 $\phi 3/8''$ +1 $\phi 3/8'' = 1.42$
6	263	0.52	1 $\phi 3/8'' = 0.71^*$

*Se colocó 1.3 As requerido.

4.2.2. Losas macizas

Las estructuras masivas, como las losas macizas, presentan una gran tendencia al agrietamiento debido a la presencia de grandes esfuerzos generados por la contracción de fragua y los cambios de temperatura (Harmsen, 2002). Así, en el capítulo 7.12 del código ACI 318 se estipula una malla de refuerzo mínimo. La expresión 39 muestra el valor mínimo requerido de acero grado 60.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad (39)$$

Donde

$A_{s_{\min}}$ Acero mínimo requerido por contracción y temperatura.

b Ancho de la losa. Se toma igual a 1 metro

h Peralte de la losa.

Para la losa maciza de 17 centímetros de peralte se requiere 3.1 cm² de acero por metro de ancho. Así, para cada dirección, se emplearon dos mallas (superior e inferior) cuyos aceros se muestran en la tabla 36.

Tabla 36. Acero mínimo colocado en las losas macizas $h=17\text{cm}$.

Malla	Barras colocadas	As (cm ²)
Superior	φ6mm@0.40	0.71
Inferior	Φ8mm@0.20	2.50
		3.21

Los requerimientos de acero longitudinal por flexión se cumplieron a partir del acero colocado en las mallas y bastones adicionales. Los bastones adicionales se colocaron en la vecindad de los apoyos así como en los tramos centrales. La figura 18 muestra las secciones de análisis consideradas.

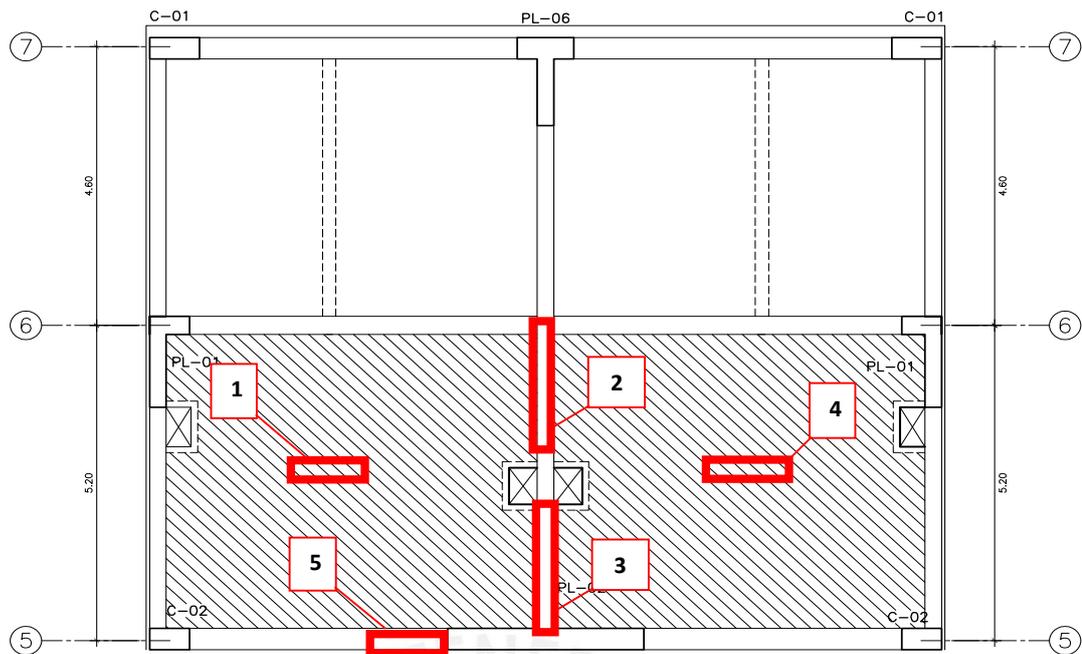


Figura 18. Secciones de análisis para losa maciza.

Para el diseño de las losas macizas se considera una sección rectangular de un metro de ancho. La demanda máxima de fuerza cortante es igual a 7.28 toneladas y es inferior a la resistencia a corte del concreto $\phi V_c = 9.14$ toneladas. Los resultados del diseño por flexión se muestran en la tabla 37.

Tabla 37. Diseño por flexión para losa maciza $h=17\text{cm}$

Sección de análisis	Mu(kg.m)		As requerido (cm ²)		Bastones adicionales a la malla	
	1-1	2-2	1-1	2-2	1-1	2-2
1	2770	3220	5.49	6.43	$\phi 3/8''@0.20(\text{inf})$	$3/8''@0.20(\text{inf})$
2	4200	-	8.55	-	$\phi 1/2''@0.2 + \phi 3/8''@0.4 (\text{sup})$	-
3	4000	-	8.11	-	$\phi 1/2''@0.2 + \phi 3/8''@0.4 (\text{sup})$	-
4	2770	3220	5.49	6.43	$\phi 3/8''@0.20(\text{inf})$	$3/8''@0.20(\text{inf})$
5	-	4610	-	9.46	-	$\phi 1/2''@0.2 + \phi 3/8''@0.4 (\text{sup})$

4.2.3. Vigas

El diseño de vigas, además de satisfacer las demandas de resistencia, debe incluir criterios de ductilidad. Lo anterior resulta importante a partir de que los criterios actuales de diseño sísmico se basan en la disipación de la energía por deformaciones inelásticas en caso de sismos severos (Park y Paulay, 1983).

Para un sistema estructural de muros, las provisiones especiales para el diseño de vigas según la norma E.060 se resumen a continuación.

Primero, se imponen límites superior e inferior a la cuantía de acero en flexión. Las consideraciones para su determinación se basan en los mismos criterios presentados en el acápite de losas. Segundo, en la cara del nudo, el momento nominal positivo no debe ser menor a un tercio del momento nominal positivo. Tercero, el momento nominal negativo o positivo en cualquier sección de la viga no debe ser menor a un cuarto del momento nominal en la cara del nudo.

Las consideraciones para el espaciamiento de refuerzo transversal se resumen en la tabla 38.

Tabla 38. Espaciamiento de estribos para vigas en dual I y muros.

Ubicación	Longitud	Espaciamiento
Zona de articulación plástica**	2h	Min(d/4,10db,24de,25)*
Resto	-	Mín(d/2,30)*
*En ambos casos debe verificarse $\phi V_n \geq V_u$		
**Estos estribos solo se colocan para vigas sísmicas.		
db: menor diámetro de barra longitudinal		
de: diámetro de estribo		
h: peralte de viga		

Se presenta el diseño de la viga VPT-01, esta se ubica en el eje 1 del encofrado de techo del piso típico. La figura 19 muestra las secciones de análisis.

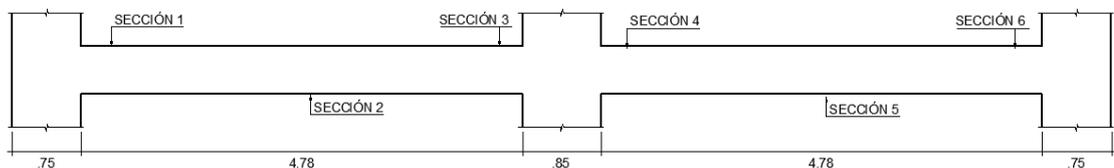


Figura 19. Secciones de análisis para viga VPT-01(35X60)

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se colocaron tres barras corridas de 3/4" tanto en la zona inferior como superior ($A_s \text{ corrido} = 3 \times 2.84 = 8.52 \text{cm}^2$). La elección del número de barras así como el diámetro de estas atiende a dos consideraciones. Primero, satisfacer el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}} = 4.75 \text{cm}^2$). Segundo, el número de barras limita el

agrietamiento. Así para un ancho de 35cm se optó por colocar 3 barras. El diseño por flexión se resume en la tabla 39.

Tabla 39. Diseño por flexión para viga VPT-01.

Sección de análisis	Md (Ton.m)	ML (Ton.m)	Ms (Ton.m)	Mu (Ton.m)	As requerido (cm ²)	Bastones adicionales al acero corrido	As colocado (cm ²)
1	-6.05	-1.5	-21.1	-31.9	18.42	2φ1"	18.72
	0	0	21.1	21.1	11.61	1φ3/4"	11.4
2	3.6	1.3	0	7.3	3.81	-	8.52
3 y 4	-5.05	-1.3	-18.7	-28.9	16.45	2φ1"	18.72
	0	0	18.7	18.7	10.18	1φ3/4"	11.4
5	3.6	1.3	0	7.3	3.81	-	8.52
6	-6.05	-1.5	-21.1	-31.9	18.42	2φ1"	18.72
	0	0	21.1	21.1	11.61	1φ3/4"	11.4

Diseño por corte (resistencia)

Para el diseño por corte se colocaron estribos de 3/8" distribuidos según los requerimientos por resistencia y los criterios expuestos en la tabla 38. Así, en la tabla 40 se resume el diseño por corte.

Tabla 40. Diseño por corte para viga VPT-01.

Sección de análisis	Vu (Ton)	φVc (Ton)	Vs	s	d/4, d/2 (cm)
1	17.20	12.40	5.65	57.03	13.5 , 27.5
2	11.00	12.40	-	-	
3	16.90	12.40	5.29	60.83	
4	16.90	12.40	5.29	60.83	
5	11.00	12.40	-	-	
6	17.20	12.40	5.65	57.03	
Distribución	1φ3/8": 1@0.05, 10@12.5, Rto@0.25 c/ext.				

Diseño por corte (capacidad)

La verificación del diseño por corte por capacidad se realizó a partir de lo expuesto en 4.1.2 y se muestra a continuación.

Momento nominal derecho: $Mn_d = 36.52 \text{ Ton.m}$

Momento nominal izquierdo: $Mn_i = 20.73 \text{ Ton.m}$

Luz libre de la viga: $l_n = 4.78 \text{ m}$

Cortante isostático. $V_{isostático} = 6.30 \text{ Ton}$

$$V_u d = \frac{(36.52 + 20.73)}{4.78} + 1.25(6.30)$$

$$V_u d = 19.85 \text{ Ton}$$

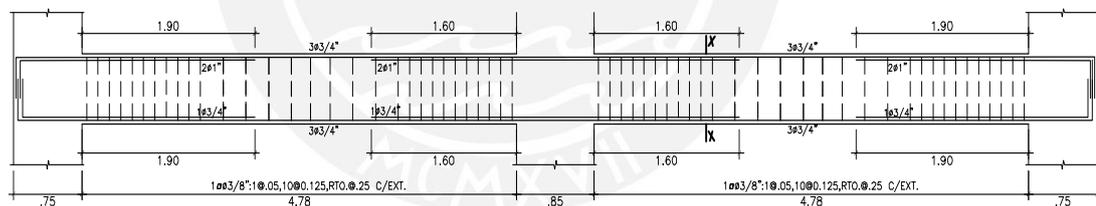
Resistencia a corte del concreto: $\phi V_c = 12.40 \text{ Ton}$

Resistencia a corte de los estribos: $V_s = \frac{19.85 - 12.40}{0.85} = 8.76 \text{ Ton}$

Espaciamiento requerido: $s = \frac{1.41 \times 54 \times 4200}{8760} = 36.5 \text{ cm}$

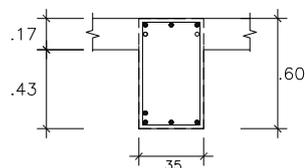
Sobre la base de lo anterior, se concluye que la distribución considerada es suficiente para satisfacer los requisitos por corte.

La siguiente figura muestra la elevación de la viga VPT-01, en ella se aprecia el acero longitudinal corrido, bastones y distribución de estribos.



VPT-01 (0.35x0.60) (Piso típico)

(a)



• 7#3/4" + 2#1"

X-X

(b)

Figura 20. (a) Desarrollo de la viga VPT-01
(b) Corte transversal de la viga VPT-01

4.2.4. Columnas

Las columnas se diseñaron para resistir las solicitaciones de flexocompresión y corte. Para el diseño por flexocompresión existen curvas de interacción adimensionales del ACI, sin embargo se utilizó el método de ensayo y error. Así, para una sección determinada se ensayaron valores de cuantía hasta satisfacer los criterios de diseño.

Los criterios de armado y ductilidad especificados en la norma E.060 se resumen a continuación.

Primero, se establecen valor mínimos y máximos de cuantía longitudinal. Por un lado, el valor mínimo de 1% está orientada a controlar el flujo plástico del concreto comprimido. Por otro lado, la cuantía máxima de 6% obedece a razones de tipo práctico para evitar el congestionamiento (Ottazzi, 2011). Para el presente trabajo, las columnas se diseñaron con cuantías menores a 4%.

Segundo, en cualquier conexión viga columna, la suma de las resistencias por momentos de las columnas será mayor a 1.2 veces la suma de las resistencias por momentos de las vigas. Lo anterior se establece con el objetivo de buscar las articulaciones en los extremos de las vigas y no en las columnas. (Park y Paulay, 1983).

Tercero, pese a la consideración anterior, existe la posibilidad de formación de articulaciones en las columnas (Park y Paulay, 1983). Así, la norma E0.60 establece provisiones para el confinamiento de las regiones situadas en los extremos de las columnas y se resumen en la tabla 41.

Tabla 41. Espaciamiento de estribos para columnas en dual I y muros.

Ubicación	Longitud	Espaciamiento
Zona de articulación plástica	Máx($l_n/6, a, 50$)	Min($b/2, 8d_b, 10$)*
Resto	-	Mín($16d_b, b, 48d_e, 30$)*
*En ambos casos debe verificarse $\phi V_n \geq V_u$		
db: menor diámetro de barra longitudinal		
de: diámetro de estribo		
a y b: mayor y menor dimensión de la columna		
ln: luz libre del elemento		

Se presenta el diseño de la columna C-04 situada en el eje B4 y correspondiente al nivel del primer piso. Las cargas y combinaciones de diseño consideradas se presentan en las tablas 42 y 43.

Tabla 42. Cargas de diseño para la columna C-04 (1er piso).

Load	P (Ton)	V2 (Ton)	M2(Ton.m)	M3 (Ton.m)
DEAD	-107.91	1.60	0.28	1.61
LIVE	-14.18	0.39	0.03	0.39
SISxx	20.08	0.36	1.55	0.65
SISyy	42.44	1.37	0.28	3.35

Tabla 43. Combinaciones de cargas para la columna C-04 (1er piso).

Combinaciones		P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)
1.4CM+1.7CV		175.18	0.45	2.91	2.90	0.46
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+CS	172.69	1.94	3.14	2.85	1.39
	1.25(CM+CV)-CS	132.54	-1.16	1.85	2.12	-0.58
	0.9CM+CS	117.20	1.80	2.09	1.80	1.24
	0.9CM-CS	77.04	-1.29	0.80	1.07	-0.72
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	195.06	0.67	5.85	2.85	0.68
	1.25(CM+CV)-CS	110.17	0.11	-0.85	2.12	0.13
	0.9CM+CS	139.56	0.54	4.80	1.80	0.54
	0.9CM-CS	54.68	-0.02	-1.90	1.07	-0.02

Diseño por flexocompresión

El refuerzo colocado corresponde una cuantía de 1.5%. La figura 21 muestra la distribución del acero propuesto.

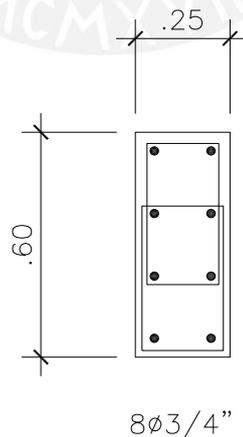
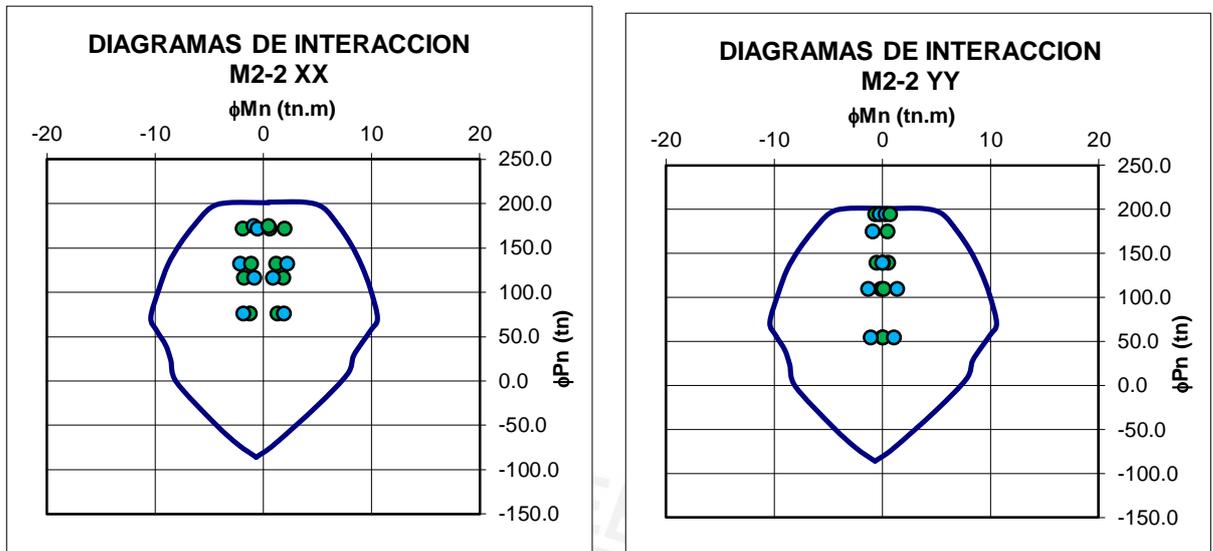


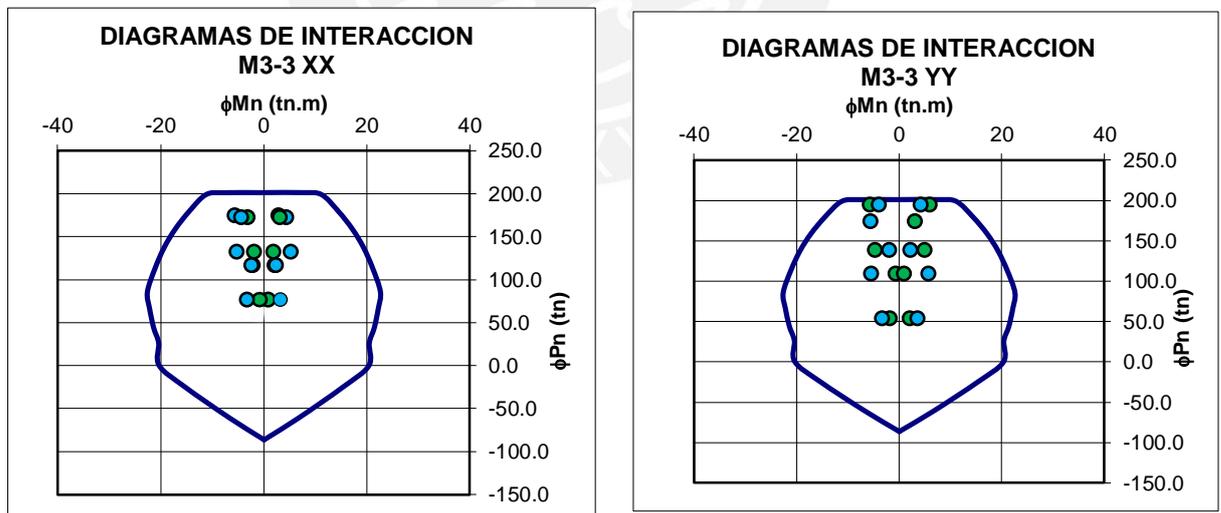
Figura 21. Distribución de armadura propuesta para C-04

A partir de dicha armadura se determinó los diagramas de interacción de diseño para las direcciones 2-2 y 3-3, y se muestra en la figura 22. Se observa también que las

combinaciones P_u , M_u se encuentran dentro del diagrama. Así, se satisfacen los requerimientos del diseño por flexocompresión.



(a)



(b)

Figura 22. (a) Diagramas de interacción M22.
(c) Diagramas de interacción M33.

Diseño por corte (resistencia)

Para el diseño por corte se consideró la distribución de estribos mínimos de acuerdo a lo estipulado en la tabla 41. Lo anterior, a partir de que el valor de corte requerido es inferior a la resistencia a corte del concreto. Esto se evidencia en la tabla 44.

Tabla 44. Diseño por cortante para la columna C-04 (1er piso).

Combinaciones	Pu (Ton)	Vu2-2 (Ton)	Vc (Ton)
1.4CM+1.7CV	175.18	2.90	16.17
1.25(CM+CV)+CSx	172.69	2.85	16.06
1.25(CM+CV)-CSx	132.54	2.12	14.38
0.9CM+CSx	117.20	1.80	13.73
0.9CM-CSx	77.04	1.07	12.05
1.25(CM+CV)+CSy	195.06	2.85	17.00
1.25(CM+CV)-CSy	110.17	2.12	13.44
0.9CM+CSy	139.56	1.80	14.67
0.9CM-CSy	54.68	1.07	11.11
DISTRIBUCIÓN	1 ϕ 3/8": 1@0.05, 6@10, Rto@0.25 c/ext.		

Diseño por corte (capacidad)

El diseño por capacidad se realizó considerando un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5. Así, la tabla 45 muestra que no se requieren estribos adicionales a la distribución antes considerada.

Tabla 45. Diseño por capacidad para la columna C-04 (1er piso).

Combinaciones	Pu (Ton)	Vu2-2 (Ton)	Vc (Ton)	Vs(ton)	s(cm)
1.4CM+1.7CV	175.18	2.90	16.17	0.00	-
1.25(CM+CV)+2.5CSx	202.81	5.35	17.32	0.00	-
1.25(CM+CV)-2.5CSx	102.42	1.58	13.11	0.00	-
0.9CM+2.5CSx	147.31	2.35	15.00	0.00	-
0.9CM-2.5CSx	46.93	0.53	10.78	0.00	-
1.25(CM+CV)+2.5CSy	258.72	3.40	19.67	0.00	-
1.25(CM+CV)-2.5CSy	46.51	1.58	10.77	0.00	-
0.9CM+2.5CSy	203.22	2.35	17.34	0.00	-
0.9CM-2.5CSy	-8.99	0.53	0.00	0.62	521.18

4.2.5. Placas

Las placas o muros de corte fueron diseñados para resistir los momentos flectores y fuerzas cortantes que se originan durante un evento sísmico, así mismo las cargas de compresión generadas por gravedad. Por un lado, el refuerzo concentrado en los extremos brinda la capacidad a flexión. Por otro lado, el acero de las mallas horizontal

y vertical depende de la magnitud de la fuerza cortante y la resistencia a corte del concreto (Park y Paulay, 1983). Así, las cuantías de acero de dichas mallas se resumen en las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned}
 ph &= 2\text{‰} \text{ y } pv = 1.5\text{‰} ; \text{ para } \phi V_c/2 \geq V_u \\
 ph &= 2.5\text{‰} \text{ y } pv = 2.5\text{‰} ; \text{ para } V_u \geq \phi V_c/2
 \end{aligned}
 \tag{41}$$

Donde

- ph Cuantía de acero horizontal distribuido.
- pv Cuantía de acero vertical distribuido.
- ϕV_c Resistencia a corte del concreto.
- V_u Fuerza cortante requerida.

El confinamiento de los núcleos de acero se realizó con el objetivo de conferir ductilidad, generalmente en la base, y evitar el pandeo de las barras (Park y Paulay, 1983). La norma E.060 establece los requerimientos de confinamiento (tabla 46) a partir de la profundidad del eje neutro. Este último se determinó a partir del criterio basado en desplazamientos. Adicional, a lo anterior se recomienda confinar los extremos cuando el valor de c sea menor que el 10% de la longitud del muro (San Bartolomé et al., 2011).

Tabla 46. Espaciamiento de estribos para núcleos confinados de muros.

Condición	Espaciamiento
$c \geq lm/600 \left(\frac{du}{hm} \right)$	Min(b,10db,25)
$c < lm/600 \left(\frac{du}{hm} \right)$	Mín(16db,b,48de,25)
db: menor diámetro de barra longitudinal de: diámetro de estribo a y b: mayor y menor dimensión de la columna du: desplazamiento lateral inelástico máximo hm: altura total del muro de corte lm: longitud del muro de corte	

Se muestra el diseño de la placa PL-04 ubicada en el eje A. Las cargas y combinaciones de diseño mostradas en las tablas 47 y 48 corresponden a las solicitaciones del primer nivel.

Tabla 47. Cargas de diseño para la placa PL-04 (1er piso).

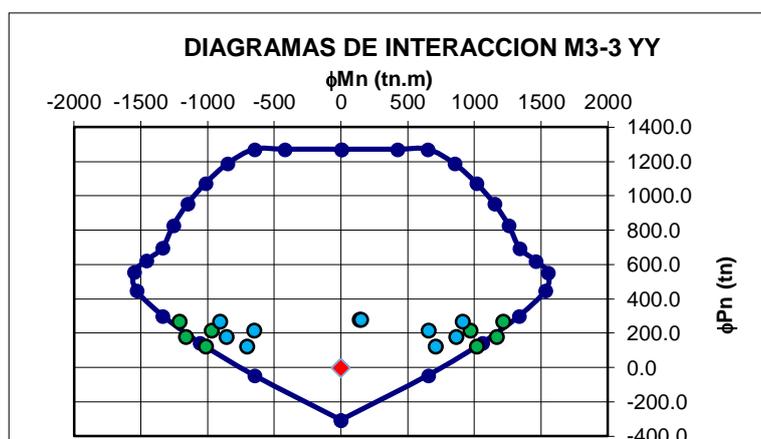
Load	P (Ton)	V2 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
DEAD	-171.02	-1.53	0.00	81.11
LIVE	-24.44	-0.27	0.00	15.36
SISxx	20.12	47.51	3.00	329.70
SISyy	26.80	106.97	0.24	1089.71

Tabla 48. Combinaciones de cargas para PL-04 (1er piso).

		Combinaciones	P (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)	V2 (Ton)	V3 (Ton)
SISMO EN X-X		1.4CM+1.7CV	280.98	0.00	139.66	-2.61	0.00
		1.25(CM+CV)+CS	264.44	3.00	450.29	45.26	0.61
		1.25(CM+CV)-CS	224.21	-3.00	-209.12	-49.77	-0.61
		0.9CM+CS	174.04	3.00	402.70	46.14	0.61
		0.9CM-CS	133.80	-3.00	-256.70	-48.89	-0.61
SISMO EN Y-Y		1.25(CM+CV)+CS	271.13	0.24	1210.29	104.71	0.05
		1.25(CM+CV)-CS	217.52	-0.24	-969.12	-109.22	-0.05
		0.9CM+CS	180.72	0.24	1162.70	105.59	0.05
		0.9CM-CS	127.12	-0.24	-1016.71	-108.35	-0.05

Diseño por flexocompresión

La longitud de los núcleos confinados se estimó, inicialmente, alrededor del 10% de la longitud de la placa ($L=5.70\text{m}$). Así, se plantearon núcleos cuyas dimensiones son 20×65 centímetros. Luego, el acero concentrado en los extremos equivale a una cuantía de 2.2% (estimado a partir de pruebas de ensayo y error). A partir de lo anterior se determinaron los diagramas de interacción y se muestran en la figura 23.



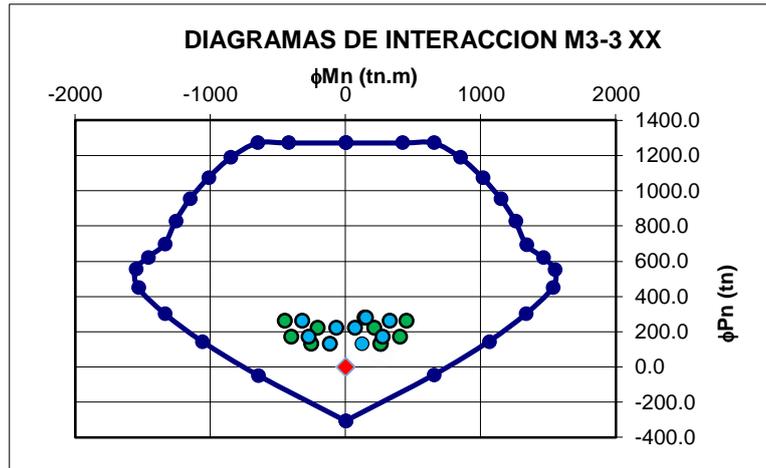


Figura 23. Diagramas de interacción M33 y resistencias requeridas con sismo X-X e Y-Y.

Sobre la base de lo anterior, se concluye que se satisfacen los requerimientos del diseño por flexocompresión pues los puntos P_u , M_u se encuentran dentro de los diagramas de diseño.

Diseño por corte (resistencia)

El diseño por corte se desarrolló sobre la base de lo expuesto en 4.1.2 y se presenta líneas abajo.

Fuerza cortante última: $V_u = 109.2 \text{ Ton}$

Resistencia a corte del concreto: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 570 = 60 \text{ Ton}$

Resistencia a corte del acero horizontal: $V_s = \frac{109.2 - 60}{0.85} = 57.9 \text{ Ton}$

Cuantía requerida: $ph = \frac{60000}{4200 \times 570 \times 20} = 0.00125$

Cuantía mínima: Debido a que $V_u > \phi V_c / 2$ se consideran las cuantías mínimas: $ph = 0.0025$ y $pv = 0.0025$. Lo anterior equivale a un área de acero de $5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Sobre la base de lo anterior, se opta por colocar doble malla horizontal y vertical de $\phi 3/8" @ 0.25$.

Verificación por corte (capacidad)

Para la placa analizada se cumple $M_u \cong \phi M_n$

Fuerza cortante última por capacidad:

$$V_u d = V_u \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u d = 109.2 \frac{M_n}{\phi M_n}$$

$$V_u d = 109.2 \times 1.43 = 156.2 \text{ Ton}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 570 = 60 \text{ Ton}$$

$$\text{Resistencia a corte del acero horizontal: } V_s = \frac{156.2 - 60}{0.85} = 113.2 \text{ Ton}$$

$$\text{Cuantía requerida: } \rho_h = \frac{113000}{4200 \times 570 \times 20} = 0.00236$$

La cuantía requerida es inferior a aquella que corresponde a la mínima. Por ende, el acero seleccionado en el diseño por corte antes presentado satisface los requerimientos del diseño por capacidad.

Cálculo de la profundidad del eje neutro

La profundidad del eje neutro se determinó a partir de la relación momento curvatura. Para ello fue necesario definir los modelos de comportamiento de los materiales. Por un lado, el concreto se caracterizó a partir del modelo tensión-deformación propuesto por Mander J.B. en el año 1988. Por otro lado, el acero se caracterizó a través de un modelo elastoplástico perfecto.

La expresión 42 se utilizó para determinar la profundidad del eje neutro.

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varphi} \quad (42)$$

Donde

- c Profundidad del eje neutro
- ε_{cu} Deformación de rotura del concreto $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- φ Curvatura (rad/m)

Para la placa analizada el valor de $P_u = 181$ Ton produce un valor de curvatura igual a 0.005. Al aplicar la expresión 42 se obtiene la profundidad del eje neutro igual a 60 centímetros. Dicho valor satisface la segunda condición estipulada en la tabla 46 y se muestra a continuación

$$c < lm/600 \left(\frac{du}{hm} \right)$$

$$0.60m < 5.70/600(0.005)$$

$$0.60m < 1.90m$$

Sobre la base de lo anterior, los aceros concentrados en los extremos se confinaron con dos estribos de ϕ 3/8" espaciados cada 20 centímetros. La figura 24 muestra los resultados del diseño para la placa PL-04.

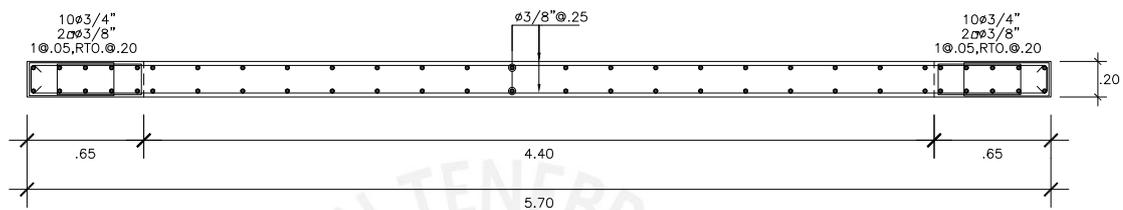


Figura 24. Diseño para la placa PL-04.

4.2.6. Zapatas

Las consideraciones generales para el diseño de zapatas se resumen en dos etapas. Por un lado, el dimensionamiento del elemento se realiza a partir de las cargas en servicio y la presión admisible del terreno. Por otro lado, el diseño estructural involucra el cálculo del refuerzo por flexión y la verificación del corte por flexión y punzonamiento (Harmsen, 2002).

Para la determinación de las dimensiones en planta de las zapatas se consideraron volados iguales en ambas direcciones. Así, el valor tentativo de dicho volado se determinó a partir de la expresión 43 (Higashi, 2017).

$$(a + 2c)(b + 2c) = \frac{1.05Pm + Pv}{0.9q_a} \quad (43)$$

Donde

- a y b Dimensiones de la columna.
- c Volado.
- Pm y Pv Cargas axiales muerta y viva.

q_a Capacidad admisible del terreno.

A partir del predimensionamiento anterior se verificó que las presiones en el terreno no superen el valor de q_a . El cálculo de dichas presiones se realizó con la ley de Navier (44), para la cual es necesario verificar que no existan tensiones.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M.y}{I} \quad (44)$$

Donde

σ Esfuerzo axial.
 P Carga axial en servicio.
 M Momento flector en servicio.
 y Distancia de la fibra extrema al centroide de la zapata.
 I Inercia de la sección de la zapata.

La fuerza cortante requerida (V_u) será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Para el caso de corte por flexión, la sección crítica se ubica a “ d ” de la cara de la columna; para el caso de punzonamiento, a “ $d/2$ ” de la cara de la columna (Harmsen, 2002).

La resistencia a corte resulta, únicamente, del aporte del concreto. Así, la resistencia del concreto al corte por flexión se estimó a partir de la expresión 34. La resistencia del concreto al corte por punzonamiento se tomó igual a la menor determinada a través de las expresiones estipuladas en el artículo 11.12.2.1 de la norma E.060. Dichas expresiones de muestran a continuación:

$$V_{c1} = 1.06\sqrt{f'_c} b_o d \quad (45)$$

$$V_{c2} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (46)$$

$$V_{c3} = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (47)$$

Donde

f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.
 b_o Perímetro de la sección crítica.
 d Peralte efectivo.
 β Relación largo-ancho de la sección de la columna

α_s 40 para columnas interiores; 30, borde y 20, esquineras.

El diseño por flexión se realizó de forma independiente para cada dirección, analizando la zapata como un volado. El acero colocado resultó del mayor valor entre el acero requerido por flexión y aquel requerido por contracción y temperatura (ec.39) (Harmsen, 2002).

Se muestra el diseño de la zapata para la columna C-05 (30x65) ubicada en el eje 1D. Las cargas en servicio se muestran en la tabla 49.

Tabla 49. Cargas en servicio para la columna C-05 (1er piso).

Pm	116.58	ton	Psx	0.01	ton
Pv	16.10	ton	Psy	17.48	ton
Mm33	0.09	ton-m	Msx33	0.00	ton-m
Mv33	0.05	ton-m	Msx22	1.47	ton-m
Mm22	0.00	ton-m	Msy33	3.67	ton-m
Mv22	0.00	ton-m	Msy22	0.18	ton-m

Predimensionamiento

Al considerar los valores de carga de la tabla anterior, las dimensiones de la columna (30x65) y la presión admisible del terreno igual a 40ton/m² se tiene:

$$(0.65 + 2c)(0.3 + 2c) = \frac{1.05(116.58) + 16.10}{0.9(40)}$$

$$c = 0.74m$$

Así, las dimensiones iniciales para la zapata se toman iguales a 1.70x2.05 metros. En las tablas 50 y 51 se muestran los valores máximos y mínimos del esfuerzo axial actuante en los bordes de la zapata para las direcciones 2-2 y 3-3

Tabla 50. Esfuerzos axiales en los bordes de zapata para la dirección 2-2.

Dirección 2-2		
$\sigma_{\text{máx}}$ (cargas de gravedad)	39.51	Ton/m ²
$\sigma_{\text{mín}}$ (cargas de gravedad)	39.51	Ton/m ²
$\sigma_{\text{máx}}$ (sismo xx)	41.00	Ton/m ²
$\sigma_{\text{mín}}$ (sismo xx)	38.02	Ton/m ²
$\sigma_{\text{máx}}$ (sismo yy)	44.71	Ton/m ²
$\sigma_{\text{mín}}$ (sismo yy)	44.34	Ton/m ²

Tabla 51. Esfuerzos axiales en los bordes de zapata para la dirección 3-3.

Dirección 3-3		
$\sigma_{\text{máx}}$ (cargas de gravedad)	39.62	Ton/m ²
σ_{min} (cargas de gravedad)	39.40	Ton/m ²
$\sigma_{\text{máx}}$ (sismo xx)	39.63	Ton/m ²
σ_{min} (sismo xx)	39.40	Ton/m ²
$\sigma_{\text{máx}}$ (sismo yy)	47.72	Ton/m ²
σ_{min} (sismo yy)	41.33	Ton/m ²

Para las condiciones de carga que incluyen sismo se permite incrementar la capacidad del suelo en 30% (esto es $40 \times 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$), lo anterior debido a que dicho tipo de cargas actúan por periodos breves de tiempo. Así, sobre la base de los resultados mostrados en las tablas 50 y 51 se concluye que las dimensiones planteadas son adecuadas.

El peralte de la zapata se determinó a partir de dos criterios. Por un lado, satisfacer la longitud de anclaje en compresión para las barras de la columna. Por otro, lado, asegurar la resistencia por corte y punzonamiento. Así, inicialmente, se considera un peralte de 60 centímetros con la finalidad de considerar barras de hasta $\frac{3}{4}$ " de pulgada de diámetro en el armado de la columna (Harmsen, 2002).

A partir de las combinaciones de carga y la expresión de Navier se obtuvo un valor de 55.8 Ton/m^2 para la presión última de diseño. Los cálculos que se presentan a continuación corresponden a un metro de ancho.

Verificación por corte

Fuerza cortante última (a "d" de la cara): $V_u = 55.8 \times 1 \times (0.7 - 0.6) = 5.58 \text{ Ton}$

Resistencia a corte del concreto: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50 = 32.6 \text{ Ton}$

Como $\phi V_c > V_u$ se cumple los requerimientos de corte por flexión.

Verificación por punzonamiento

Fuerza cortante última (a "d/2" de la cara): $V_u = 55.8 \times (3.5 - 1.12) = 132.5 \text{ Ton}$

Resistencia a corte del concreto:

$$\phi V_{c1} = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 430 \times 50 = 280 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{2.16} \right) \sqrt{210} \times 430 \times 50 = 270 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{c_3} = 0.27 \left(\frac{30 \times 60}{430} + 2 \right) \sqrt{210} 430 \times 50 = 433 \text{ Ton}$$

Como $\phi V_{c_2} > V_u$ se cumple los requerimientos de corte por punzonamiento.

Diseño por flexión

Momento último (a la cara de la columna): $M_u = \frac{55.8 \times 1 \times 0.7^2}{2} = 13.7 \text{ Ton.m}$

Acero requerido: $A_s = 6.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acero mínimo: $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Sobre la base de lo anterior se colocaron barras inferiores de $\phi 5/8"$ espaciados cada 17.5 centímetros en cada dirección. La figura 25 muestra los resultados del diseño realizado.

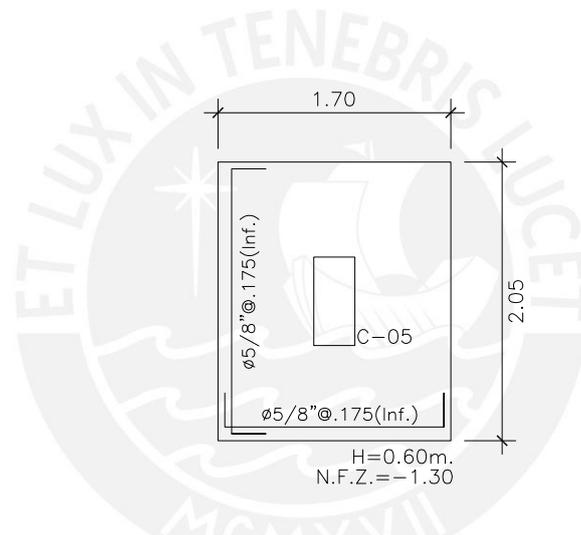


Figura 25. Diseño para la zapata de la columna C-05

4.2.7. Muro de cisterna

La cisterna debe diseñarse de tal forma de asegurar su hermetismo. Lo anterior se puede lograr controlando el agrietamiento del concreto y distribuyendo convenientemente el acero de refuerzo. Así, en el artículo 7.12.2.1 del ACI350 se especifica la cuantía mínima de refuerzo longitudinal igual a 0.003 para condiciones de exposición o requeridas para ser herméticas.

Se muestra el diseño para el muro de cisterna M1 presentado en la figura 8. Los cálculos desarrollados corresponden a un metro de ancho.

Verificación por corte

4.2.8. Escalera

El diseño de la escalera se realizó por flexión y corte para un metro de ancho. Por un lado, la demanda de fuerza cortante es igual a 3.51 toneladas y es inferior a la resistencia a corte del concreto $\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton}$.

Por otro lado, para el máximo momento flector de 1.88 ton.m se requiere un área de acero igual a 4.76 cm^2 . Al igual que una losa maciza, el acero mínimo corresponde a aquél requerido por contracción y temperatura ($A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$). Finalmente, se colocó acero de $\phi 1/2'' @ 0.25$ equivalente a 5.16 cm^2 .

La armadura de la losa de escalera debe colocarse de forma que la resultante de las fuerzas en el acero a ambos lados de un doblez no ocasione el desprendimiento del acero adyacente (Harmsen, 2002). Sobre la base del acero calculado y la premisa anterior, se presenta el diseño final del tramo de escalera analizado.

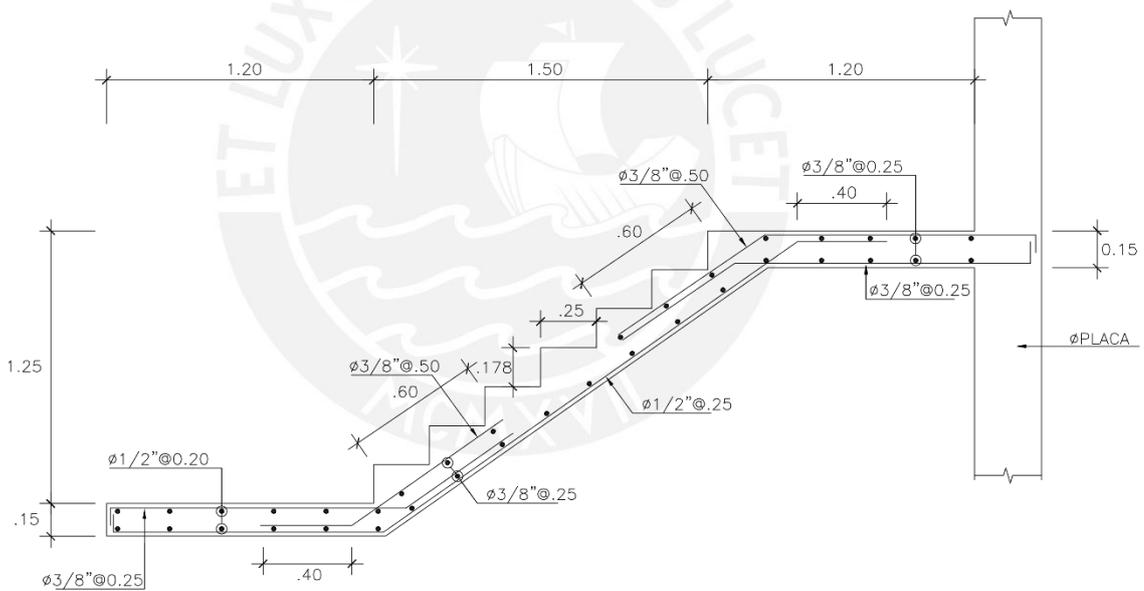


Figura 27. Diseño de escalera (tramo típico).

4.2.9. Cerco perimétrico

El diseño de los elementos del cerco perimétrico se desarrolló a partir del método de resistencia y la verificación de esfuerzos admisibles. Cada uno de ellos se desarrolla en los siguientes párrafos.

Diseño del sobrecimiento de concreto armado

El diseño por corte y flexión se realizó para un metro de ancho del elemento. Por un lado, la demanda máxima de fuerza cortante es igual a 0.59 toneladas y es inferior a la resistencia a corte del concreto $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (19 - 5) = 9.13 \text{ ton}$. Por otro lado, para el máximo momento flector de 0.607 ton.m se requiere un área de acero vertical igual a 1.34 cm^2 . Las cuantías mínimas de refuerzo vertical y horizontal se tomaron iguales a 0.002 y 0.0015, respectivamente. Lo anterior a partir de que la fuerza cortante en el plano del muro tiende a cero. Finalmente, se optó por colocar lo siguiente:

$$A_{s_{vertical}} = 0.002 \times 100 \times 19 = 3.8 \text{ cm}^2 \text{ (2}\phi 8 \text{ mm @ 0.25 equivalente a } 4 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{horizontal}} &= 0.0015 \times 100 \times 19 \\ &= 2.85 \text{ cm}^2 \text{ (2}\phi 6 \text{ mm @ 0.35 equivalente a } 2.857 \text{ cm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

Diseño del muro de albañilería

Las ecuaciones de diseño de elementos de albañilería armada sometidos a flexión se desarrollaron a partir de las siguientes hipótesis:

Primero, el comportamiento esfuerzo-deformación de la albañilería se idealiza a través de un bloque de compresiones con un esfuerzo máximo de $0.80 f'_m$ y una deformación última de 0.0025. Segundo el acero de refuerzo se idealizó a partir del modelo elastoplástico perfecto. Tercero, la resistencia a tracción de la albañilería se desprecia en el cálculo de la resistencia a flexión. Cuarto, existe proporcionalidad entre las deformaciones y los esfuerzos en el acero (Drysdale et al., 1993).

Las expresiones 48 y 49 se emplearon en el diseño a flexión de la albañilería armada.

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{t-a}{2} \right) \quad (48)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.80 f'_m \cdot S} \quad (49)$$

Donde

A_s Área de acero de refuerzo.

f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

f'_m Resistencia característica a compresión axial de la albañilería.

$$f'_m = 120 \text{ kg/cm}^2$$

- a Profundidad equivalente del bloque de compresiones. $a = 0.85c$
- S Separación del acero de refuerzo vertical.
- t Espesor de la sección de albañilería.

Luego, el máximo esfuerzo cortante que resiste la albañilería armada se determinó a partir del menor valor de las expresiones 50 y 51.

$$Fv_1 = 1.25\sqrt{0.1f'_m} \quad (50)$$

$$Fv_2 = 2.55 + 0.45\frac{Nc}{Ac} \quad (51)$$

Donde

- f'_m Resistencia característica a compresión axial de la albañilería.
 $f'_m = 120kg/cm^2$
- Nc Carga axial en la base del muro $Nc = \gamma \cdot h \cdot e \cdot s$
- Ac Área de la sección transversal de albañilería
- γ Peso específico del muro
- h Altura del muro medido desde su base
- e Espesor del muro
- s Espaciamiento del refuerzo vertical

Finalmente, la verificación de los esfuerzos de tracción en la albañilería se realizó a partir del método de sección transformada. Así, el esfuerzo máximo de tracción se determinó a partir de la expresión 52.

$$\sigma_t = \frac{M \cdot y}{I_t} - \frac{P}{A_t} \quad (52)$$

Donde

- M Momento flector en la base del muro
- I_t Inercia transformada $I_t = \sum n_i I_i$
- A_t Área transformada $A_t = \sum n_i A_i$
- y Distancia medida desde el centroide de la sección hasta la fibra exterior.
- P Carga axial en la base del muro
- n Relación de módulos de elasticidad de los materiales $n = Es/Ea$
- Es Módulo de elasticidad del acero $Es = 2 \times 10^7 ton/m^2$

Ea Módulo de elasticidad de la albañilería $Ea = 500f'm = 6x10^5 ton/m^2$

Diseño por flexión

Del análisis estructural se obtuvo un momento flector último en la base con una magnitud de 218 kg-m/m. Así, para un acero vertical de $\Phi 8mm@40$ se tiene el siguiente momento resistente:

$$\text{Profundidad del bloque de compresiones: } a = \frac{0.5x4200}{0.80x120x40} = 0.547cm$$

Momento resistente por cada 40 centímetros:

$$\phi M_{R(@0.40)} = 0.9x0.5x4200 \frac{(19 - 0.547)}{2} = 17438 kg - cm$$

$$\text{Momento resistente por metro de ancho: } \phi M_R = \frac{17438}{40} = 436 kg.m/m$$

$$\text{Cuantía equivalente: } ph = \frac{0.502}{40x19} = 0.0007$$

Dado que el acero colocado cumple con la cuantía mínima y el momento resistente es mayor al requerido, el diseño es satisfactorio.

Verificación por corte

Del análisis estructural se obtuvo una fuerza cortante última en la base con una magnitud de 190 kg/m. Luego, en la figura 28 se muestra la sección de análisis.

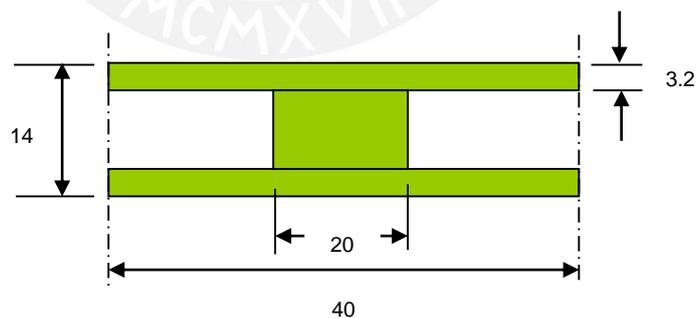


Figura 28. Sección de análisis de albañilería.

$$\text{Área de la sección transversal de albañilería: } Ac = 2x3.2x40 + 20x12.6 = 508cm^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante último: } fv = \frac{V.S}{Ac} = \frac{190x0.40}{508} = 0.150 kg/cm^2$$

Esfuerzo cortante resistente:

$$Fv_1 = 1.25\sqrt{0.1x120} = 4.33 kg/cm^2$$

$$Fv_2 = 2.55 + 0.45 \frac{1800 \times 2.30 \times 0.19 \times 0.4}{408} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi Fv = 0.85 \times \text{Min}(Fv_1, Fv_2) = 0.85 \times 2.83 = 2.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Dado que el esfuerzo cortante es mayor al esfuerzo cortante último, la verificación por corte es satisfactoria.

Verificación de esfuerzos de tracción

Los esfuerzos se verificaron en condiciones de servicio, así el momento flector obtenido del análisis estructural se multiplicó por 0.80. En la figura 29 se muestra la sección transformada empleada.

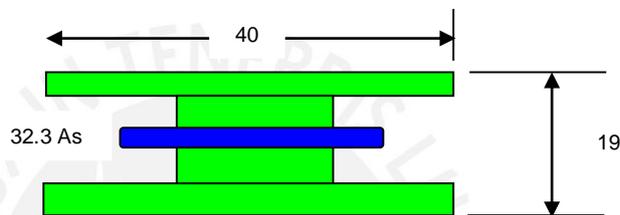


Figura 29. Sección transformada de albañilería.

Inercia transformada:

$$I_t = \frac{20 \times 19^3}{12} + 2 \times \left(\frac{20 \times 3.2^3}{12} + 20 \times 3.2 \times 7.9^2 \right) = 19529 \text{ cm}^4$$

Área transformada:

$$A_t = 40 \times 3.2 \times 2 + 20 \times 12.6 + 32.2 \times 0.5 = 524 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de tracción actuante:

$$\sigma_t = \frac{7400 \times 9.5}{19529} - \frac{404}{524} = 2.82 \text{ kg/cm}^2$$

Según lo estipulado en el artículo 29.8 de la norma E.070, el esfuerzo de tracción no debe superar el valor de 3 kg/cm². Así, la sección analizada cumple con dicho requerimiento.

5. CAPÍTULO V: VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

El diseño en el estado límite de rotura no garantiza que los elementos se comporten adecuadamente bajo condiciones de servicio (Ottazzi, 2011). Así, en el presente capítulo se desarrollan los procedimientos para la verificación de las deflexiones y el fisuramiento.

5.1. Control de deflexiones

Las deflexiones excesivas de los elementos estructurales pueden generar un mal funcionamiento y daños en los elementos no estructurales. Así, los elementos de concreto armado deben poseer una adecuada rigidez de tal forma que no se excedan los límites establecidos en la tabla 52 (ACI, 2004).

Tabla 52. Deflexiones máximas permitidas.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite
Pisos o techos ligados a elemento no estructurales susceptibles a daño debido a deflexiones grandes	Suma de las deflexiones inmediatas y a largo plazo	Ln/480
Pisos o techos ligados a elemento no estructurales no susceptibles a daño debido a deflexiones grandes		Ln/240
Ln: luz libre del elemento considerado		

Por un lado, las deflexiones inmediatas resultan de las deformaciones elásticas producidas por la carga muerta y viva. En el artículo 9.6.2.4 de la norma E.060 se estipula que el cálculo de las deflexiones debe realizarse con la inercia efectiva del tramo. La inercia de tramo resulta de la ponderación de las inercias efectivas de las secciones extremas y central. Éstas últimas se estiman a partir de las siguientes expresiones.

$$I_e = I_{cr}, \text{ para } M_a > 2\sqrt{f'_c} S \quad (53)$$

$$I_e = I_g, \text{ para } M_a \leq 2\sqrt{f'_c} S \quad (54)$$

Donde

- f'_c Resistencia nominal a la compresión del concreto.
- M_a Momento actuante en servicio.

I_e	Inercia efectiva de la sección.
I_{cr}	Inercia de la sección fisurada.
I_g	Inercia de la sección bruta.
S	Módulo de sección.

Por otro lado, debido al efecto del flujo plástico del concreto y la retracción de los elementos, se producen deflexiones diferidas (Ottazzi, 2011). La estimación de dichas deflexiones se realizó a partir de la expresión 55.

$$D_d = D_i \frac{\xi}{1 + 50p'} \quad (55)$$

Donde

D_d	Deflexión diferida o adicional en el tiempo.
D_i	Deflexión inmediata causada por cargas sostenidas (CM+% CV).
ξ	Factor para cargas sostenidas dependiente del tiempo $\xi = 1.75$.
p'	Cuantía de acero en compresión.

Se muestra el cálculo de la deflexión total para la viga VPT-12 (25x60). Las tablas 53, 54 y 55 muestran las propiedades de las secciones correspondientes al extremo izquierdo, extremo derecho y al tramo central, respectivamente.

Tabla 53. Propiedades para la sección del extremo izquierdo.

Propiedades de la sección		
I_g	450000	cm ⁴
A_s	23.24	cm ²
$A's$	10.2	cm ²
ρ'	0.68	%
I_{cr}	296800	cm ⁴
M_{cr}	4.35	Ton.m
M_a	22.72	Ton.m
I_{ef}	296800	cm ⁴

Tabla 54. Propiedades para la sección del extremo derecho.

Propiedades de la sección		
I_g	450000	cm ⁴
A_s	13.04	cm ²
$A's$	10.2	cm ²
ρ'	0.68	%
I_{cr}	194648	cm ⁴

Mcr	4.35	Ton.m
Ma	12.8	Ton.m
Ief	194648	cm ⁴

Tabla 55. Propiedades para la sección del tramo central.

Propiedades de la sección		
I _g	450000	cm ⁴
As	13.04	cm ²
A's	10.2	cm ²
ρ'	0.68	%
I _{cr}	194648	cm ⁴
Mcr	4.35	Ton.m
Ma	15.6	Ton.m
Ief	194648	cm ⁴

Sobre la base de las propiedades mostradas para cada sección del tramo de la viga, se estima la inercia efectiva del tramo como sigue.

$$I_{etramo} = \frac{2(194648) + 194648 + 296800}{4} = 220186 \text{ cm}^4$$

Las deflexiones inmediatas obtenidas del software Etabs corresponden a aquellas calculadas con la inercia bruta de la sección. Así, para obtener los resultados considerando el fisuramiento de la sección, los valores deben afectarse por el cociente

$\frac{I_g}{I_{etramo}} = \frac{450000}{220186} = 2.04$. Los siguientes cálculos resumen la estimación de la deflexión total.

Deflexión instantánea debido a carga muerta: $D_{cm} = 0.29 \times 2.04 = 0.59 \text{ cm}$

Deflexión instantánea debido a carga viva: $D_{cv} = 0.06 \times 2.04 = 0.12 \text{ cm}$

Deflexión debido a cargas sostenidas:

$$D_d = (0.59 + 30\% \times 0.12) \frac{1.75}{1 + 50(0.0068)} = 0.82 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$D_T = D_d + D_{cv}$$

$$D_T = 0.82 + 0.12 = 0.94 \text{ cm}$$

Deflexión máxima permisible: Para el cálculo se consideró la luz libre igual a 6.25 metros.

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{l_n}{480} = \frac{625}{480} = 1.30\text{cm}$$

De lo anterior se obtiene $D_T < D_{m\acute{a}x}$. Así, las deflexiones no afectaran el funcionamiento ni ocasionaran daños severos en los elementos no estructurales.

5.2. Control del fisuramiento

La fisuración excesiva del concreto puede conllevar a problemas de corrosión del acero de refuerzo y un deterioro progresivo del material. El número de grietas así como su ancho puede limitarse a partir de una adecuada distribución del acero de tracción por flexión (Ottazzi, 2011).

En el artículo 9.9.3 de la norma E.060 se estipula el parámetro Z para evaluar, indirectamente, el ancho de las grietas. La tabla 56 muestra los valores máximos para el parámetro Z así como el ancho de grietas asociado a cada límite. Los límites establecidos dependen de la exposición prevista para el elemento estructural.

Tabla 56. Límites establecidos para el parámetro Z.

Exposición	Valor máximo para Z (kg/cm)	Ancho de grieta (cm)
Interior	31000	0.041
Exterior	26000	0.033
Contacto con agua	21000	-

El parámetro Z se estimó a partir de la expresión 56, la cual se reproduce a continuación.

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc A_{ct}} \quad (56)$$

Donde

f_s Esfuerzo actuante en el acero para condiciones de servicio: $f_s = \frac{M_s}{0.9dA_s}$

dc Recubrimiento medido al centroide de la fibra extrema en tracción
 $dc = 6\text{ cm}$

A_{ct} Área efectiva del concreto en tracción $A_{ct} = \frac{2(y)(b)}{N}$

- y Centroide del refuerzo total en tracción.
- b Ancho de la viga.
- N Número de barras, para barras de diferente diámetro se calcula un equivalente.

Se presenta la estimación del parámetro Z para la viga VPT-12 (25X60). La figura 30 muestra la sección transversal del tramo central para dicha viga.

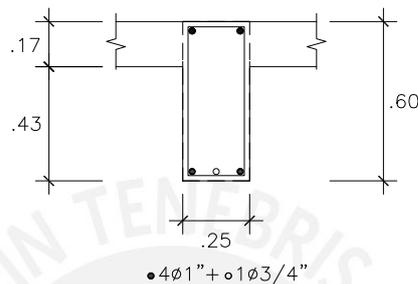


Figura 30. Sección transversal del tramo central de la viga VPT-12

$$\text{Esfuerzo actuante en el acero: } f_s = \frac{15600000}{0.9 \times 54 \times 13.04} = 2462 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Número de barras equivalente: } N = \frac{2(5.1) + 2.84}{5.1} = 2.6$$

$$\text{Área efectiva del concreto en tracción: } A_{ct} = \frac{2(6)(25)}{2.6} = 115.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Parámetro } Z: Z = 2462 \sqrt[3]{6(115.5)} = 21787 \text{ kg/cm}$$

Considerando un nivel de exposición exterior, el valor calculado de Z es inferior al límite establecido. A partir de lo anterior, se concluye que la distribución de acero considerado es adecuada para controlar el ancho de las fisuras.

6. CONCLUSIONES

Sobre la base del análisis y diseño realizado se presentan las siguientes conclusiones.

Acerca del análisis sísmico

La estructura calificó como irregular debido a que presentó discontinuidad de diafragma ($I_p=0.85$). A partir de lo anterior y dado que los muros resisten más del 70% de la fuerza cortante basal ($R_o=6$), se empleó el valor de 5.1 como coeficiente de reducción estructural para ambas direcciones de análisis.

Las derivas máximas obtenidas fueron 6.94‰ y 3.91‰ en las direcciones XX e YY, respectivamente. Así, se logró cumplir con los requisitos de rigidez lateral de la norma E.030.

Los valores de la fuerza cortante basal obtenidos del análisis dinámico resultaron ser inferiores a aquellos obtenidos considerando el análisis estático. Así, se emplearon los factores 1.22 y 1.26 para escalar los resultados del primer análisis.

Si bien se calculó la junta de separación sísmica al límite de propiedad para cada dirección de análisis, solo deberá respetarse la separación de 7 centímetros en la dirección XX. Lo anterior debido a que en la dirección YY existen retiros.

Acerca del sistema de techos

La elección del sistema de techo se realizó según tres criterios. Primero, colocar losas macizas en zonas donde se presenten reducciones del diafragma, zonas con gran densidad de tabiques y zonas correspondientes a los baños. Segundo, en paños cuya relación largo-ancho fue mayor a 2, se optó por colocar losas aligeradas.

El peralte de las losas, tanto macizas como aligeradas, se determinó a partir de los criterios de predimensionamiento. Así, el peralte seleccionado fue igual a 17 centímetros. Dicho peralte permitió colocar cantidades de acero de tal forma que no se excedan los valores máximos establecidos.

La resistencia a corte de la losa aligerada no fue suficiente para resistir la fuerza cortante requerida. Así, se empleó ensanche alternado en la vecindad de los apoyos de la losa.

Acerca de la losa de conexión

La losa de conexión se proyectó con la finalidad de considerar la hipótesis de diafragma rígido en cada nivel. La hipótesis anterior permitió considerar tres grados de libertad dinámicos por nivel.

El peralte de la losa se determinó de tal forma que el concreto soporte la fuerza cortante inducida por las fuerzas laterales. Dichas fuerzas se calcularon a partir de un análisis estático y se aplicaron en los centros de masa de los bloques superior e inferior.

El valor máximo de fuerza cortante requerida se encontró en la losa de conexión correspondiente al sexto nivel. Para resistir dicha fuerza, se optó por una losa maciza de 30 centímetros de espesor para todos los niveles.

Acerca de las vigas

Las dimensiones de las vigas se determinaron a partir de dos criterios. Primero, satisfacer la relación peralte-luz estipulada en los criterios de predimensionamiento. Segundo, el ancho se tomó igual a la mitad del peralte o igual al ancho de las columnas.

El acero longitudinal se determinó sobre la base de tres criterios. Primero, satisfacer los requisitos de resistencia. Segundo, dotar de un acero mínimo a la sección. Tercero, lograr una deformación mínima del acero igual a 1.8 veces la deformación de fluencia. Lo último apunta a lograr una falla dúctil.

La distribución de estribos especificada en el capítulo 21 de la norma E.060 fue suficiente para resistir las fuerzas cortantes requeridas por resistencia y capacidad.

Si bien el diseño por resistencia no garantiza un comportamiento adecuado de los elementos bajo condiciones de servicio, el acero colocado en las vigas fue suficiente para controlar las deflexiones.

Se identificó que el control de fisuramiento está relacionado con la cantidad de acero en tracción que se coloca. Así, fue necesario considerar un número mínimo de barras corridas según el ancho de la viga. Para vigas cuyos anchos varían entre 25 y 30 cm se colocaron dos barras; para anchos de 35 cm, tres barras.

Acerca de las columnas

Las columnas se predimensionaron de tal forma que los esfuerzos generados en el concreto no superen el $0.45f'_c$. El límite anterior procuró el comportamiento elástico del concreto.

La verificación por pandeo se realizó con la finalidad de no tomar en cuenta los efectos de segundo orden. Lo anterior resultó crítico para la columna C2, la cual poseía una carga axial mayor en comparación a las demás. Así, fue necesario incrementar el ancho de la columna ($e=30\text{cm}$) de tal forma de satisfacer la relación entre la carga crítica de pandeo y la carga última.

El acero longitudinal requerido por flexocompresión se redujo gradualmente desde la base hasta el último nivel. Las cuantías de acero colocado resultaron menores que 4%. Así, no fue necesario detallar el acero en los nudos viga-columna.

La distribución de estribos colocados resultaron de las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060 y los requerimientos por capacidad. Así, solo para las columnas de los ejes 5 y 7, el espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento estuvo controlado por el diseño por capacidad.

Acerca de las placas

El criterio de predimensionamiento considerado solo apunta a lograr una estructura cuya resistencia lateral este basada en muros de concreto armado. Así, las dimensiones finales de dichos elementos se definieron bajo dos criterios. Por un lado, el control de los desplazamientos laterales. Por otro lado, lograr una distribución de placas que genere la menor excentricidad de rigidez.

En la dirección Y-Y, la malla mínima horizontal fue suficiente para satisfacer los requerimientos de corte por capacidad. Por el contrario, en la dirección X-X, fue necesario colocar cuantías de acero superiores a las mínimas. Lo anterior debido a que en la dirección X-X se poseen sólo tres placas cuyas longitudes son pequeñas en comparación a aquellas que poseen las placas orientadas en la dirección Y-Y.

Las longitudes de los núcleos de confinamiento se definieron bajo dos criterios. Primero, lograr una longitud equivalente alrededor del 10% de la longitud total de la

placa. Dicha longitud se redujo gradualmente desde la base hasta el último nivel. Segundo, satisfacer los requerimientos a partir del cálculo de la profundidad del eje neutro. Lo anterior resultó crítico para placas con formas asimétricas.

La cantidad de acero colocado en los núcleos se determinó a partir de los requerimientos por flexocompresión. Además, se colocó como mínimo una cuantía equivalente al 1% del área del núcleo.

El espaciamiento de los estribos en los núcleos se realizó de acuerdo a lo estipulado en los artículos 21.9.7.6 y 21.9.7.7 de la norma E.060.

Acerca de las zapatas

El dimensionamiento de las zapatas se realizó con las cargas de servicio de tal forma que no se exceda la presión admisible del terreno. Si bien se utilizó la expresión de Navier para su determinación, también es válido el uso de la expresión de Meyerhof.

El peralte de las zapatas y cimientos corridos se determinó a partir de dos criterios. Primero, satisfacer los requerimientos de corte por flexión y corte por punzonamiento. Segundo, asegurar la longitud de desarrollo en tracción y compresión de los aceros de las columnas.

Las zapatas de las columnas y muros perimetrales se conectaron a las zapatas centrales a través de vigas de cimentación. Dichas vigas fueron útiles para tomar la excentricidad de las cargas de los elementos perimetrales, así como para reducir los momentos actuantes sobre las zapatas. Lo anterior resultó útil para el dimensionamiento de los cimientos de las placas PL-2, PL-3 y PL-4.

Las falsas zapatas se emplearon con la finalidad de evitar que un cimiento situado a una cota inferior sea afectado por el bulbo de presión de otro situado a una cota mayor.

Acerca de la cisterna

El espesor de los muros de cisterna se consideró igual a 20cm de tal forma que la fuerza cortante requerida sea resistida íntegramente por el concreto.

De acuerdo a lo especificado en el artículo 7.12.2.1 del ACI350, se empleó una cuantía mínima igual a 0.3%. Lo anterior debido a las condiciones de exposición al agua y requerimientos de hermetismo.

El análisis estructural de los muros de cisterna se realizó para las condiciones previstas que resultan más críticas. Así, sobre la base de los resultados de dicho análisis se colocaron bastones adicionales para satisfacer los requisitos de resistencia.

Acerca de los elementos no estructurales

La profundidad de cimentación del cerco perimétrico fue determinante para asegurar el factor de seguridad mínimo de volteo global.

Las cuantías mínimas de acero tanto en el sobrecimiento como en la albañilería fueron suficientes para resistir las sollicitaciones por flexión.

La sección de King Block 19x19x39 con un refuerzo de 8mm@0.40 resultó suficiente para resistir las sollicitaciones por corte así como para mantener los esfuerzos de tracción por debajo del límite establecido en la norma E.070.

7. BIBLIOGRAFÍA

MUÑOZ, A.

2009 “Diseño Sismorresistente” Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, Lima. pp. 195-256.

BLANCO, A.

2013 Criterios y conceptos de las estructuras de edificaciones de concreto armado en el Perú [diapositiva]. Consulta: 24 de junio de 2018.

CONCHA, C.

2018 Curso básico de diseño de concreto armado [diapositiva]. Consulta: 24 de junio de 2018.

BLANCO, A.

1996 “Predimensionamiento de elementos estructurales” Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Lima.: Capítulo de Ingeniería Civil. pp. 35-44

McCORMAC, J & BROWN, R.

2011 “Introducción al estudio de columnas” Diseño de concreto reforzado, México: Alfaomega. pp. 257-273

RUIZ, M & CAMPOS, E.

2009 Diseño de un Edificio de concreto armado de 7 pisos. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Lima: Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (MVCS)

2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima.

ZEGARRA, J.

2016 Geotecnia Antisísmica [diapositiva]. Consulta: 16 de marzo de 2019.

BLANCO, A.

2012 Muros de contención [diapositiva]. Consulta: 29 de junio de 2018.

CHOPRA, A.

2014 “Análisis dinámico y respuesta de los sistemas lineales” Dinámica de estructuras, México: Pearson. pp. 467-513

HARMSSEN, T.

2002 “Tanques enterrados” Diseño de estructuras de concreto armado, Lima: Fondo Editorial PUCP. pp. 504-506

HARMSSEN, T.

2002 “Esfuerzo cortante y tracción diagonal” Diseño de estructuras de concreto armado, Lima: Fondo Editorial PUCP. pp. 127-160

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)

2004 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-01) and Commentary (ACI 350R-01). Michigan.

ANDRADE, L.

2004 Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Lima: Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

PARK, R & PAULAY, T.

1983 “Resistencia de miembros sometidos a flexión y carga axial” Estructuras de concreto reforzado, México: Limusa. pp. 123-186

PARK, R & PAULAY, T.

1983 “Resistencia y ductilidad de marcos” Estructuras de concreto reforzado, México: Limusa. pp. 633-685

OTTAZZI, G.

2011 “Aligerados” Apuntes del curso Concreto Armado 1, Lima: Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. pp. 194-204

DRYSDALE, R & HAMID, A & BAKER, L.

1993 “Design of Reinforced Masonry” Masonry Structures Behavior and Design.

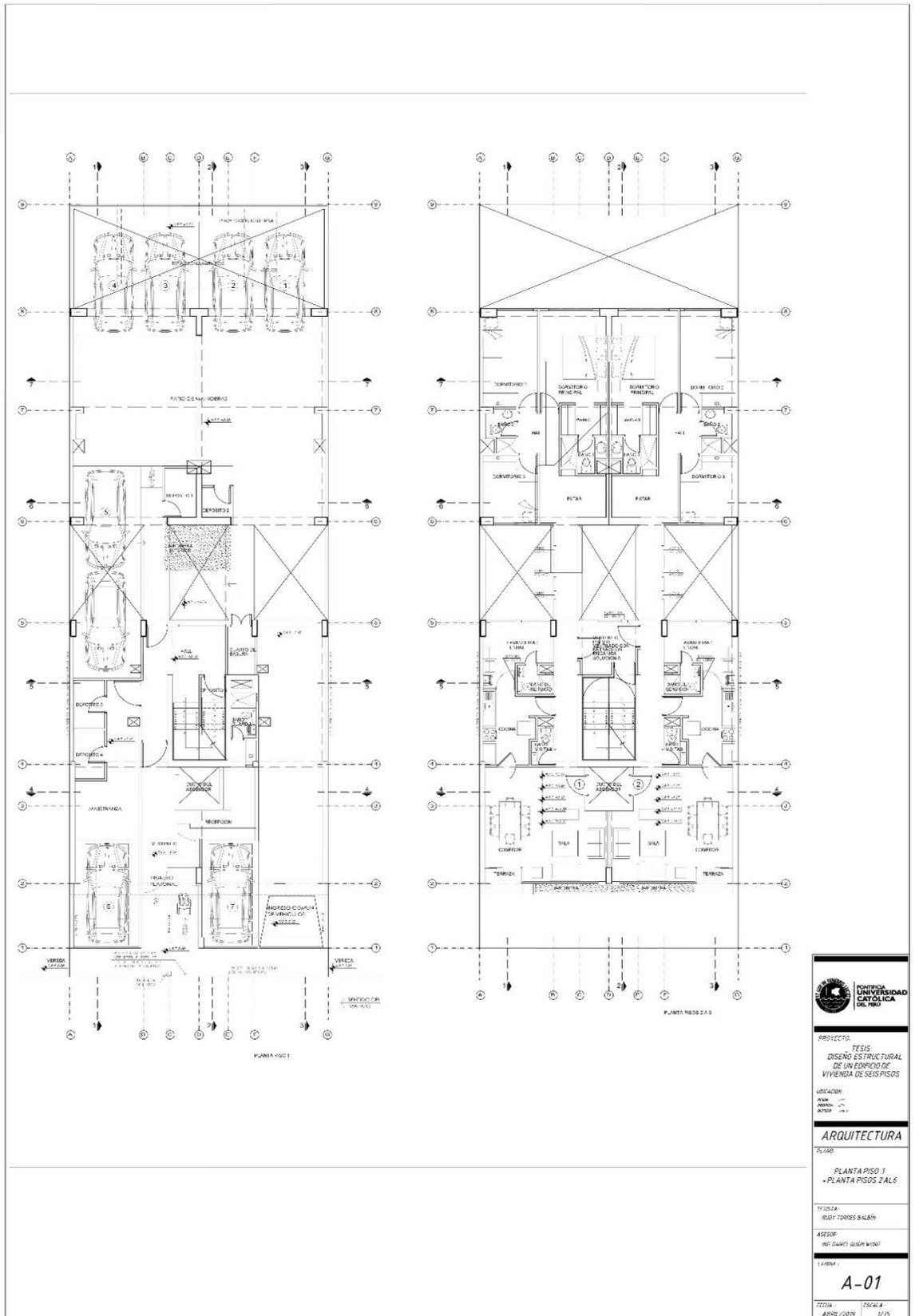
SAN BARTOLOMÉ, A & QUIUN, D & SILVA, W.

2011 Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 d febrero de 2010, Concreto y cemento, 3, 1. pp. 36-48

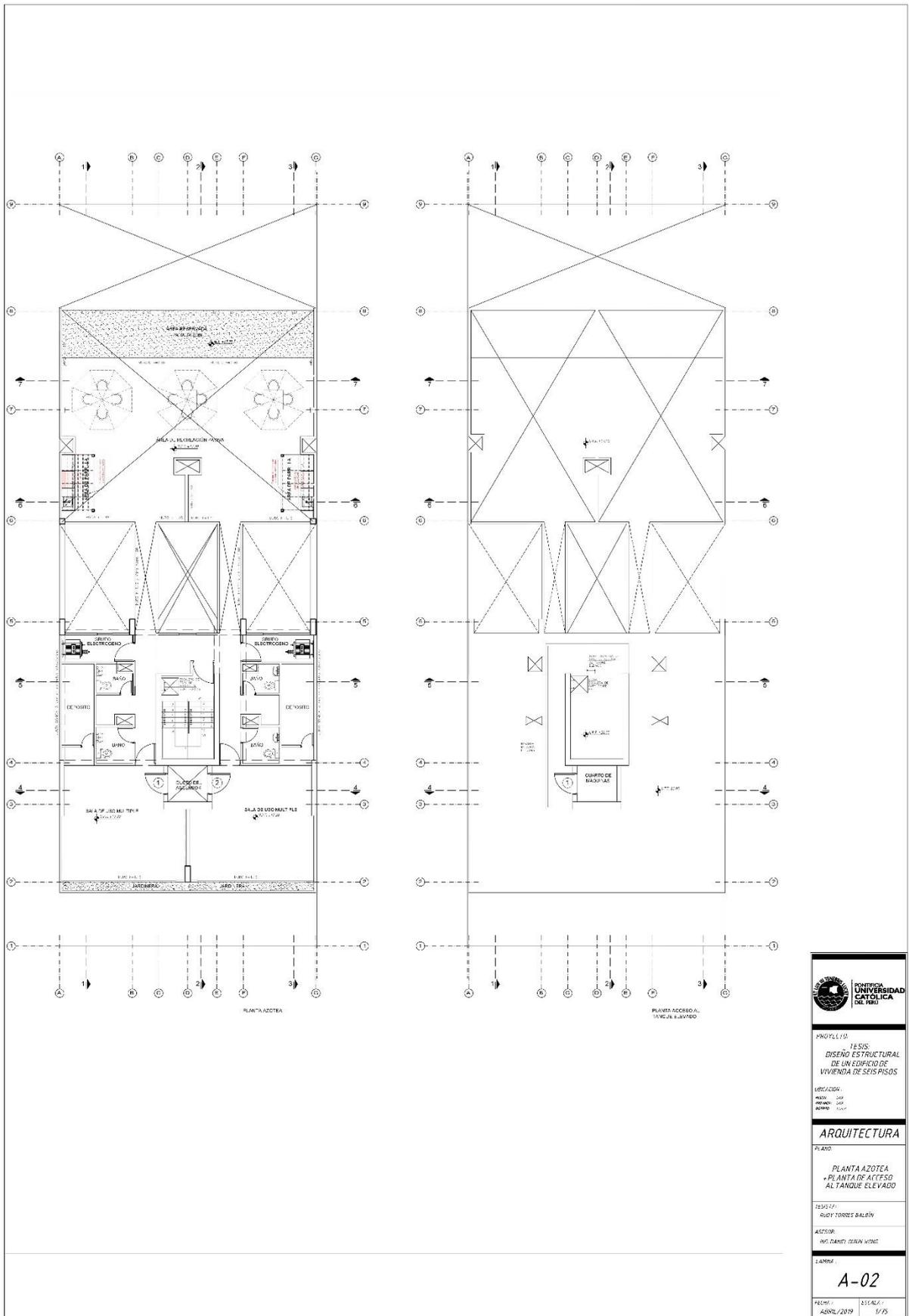


8. ANEXO A: Planos de arquitectura

a) Planta piso 1 y planta piso 2 al 6

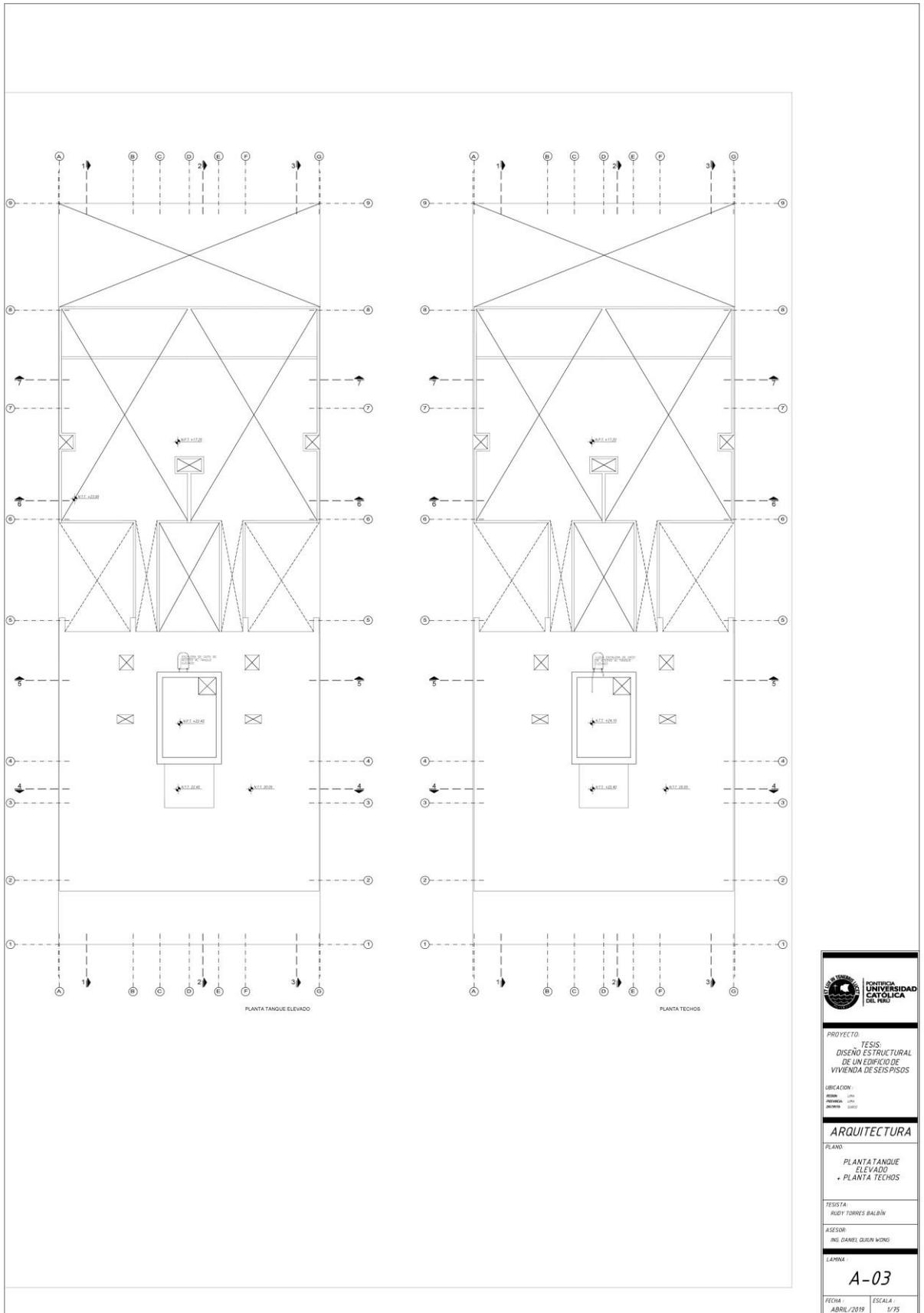


b) Planta azotea y planta de acceso al tanque elevado



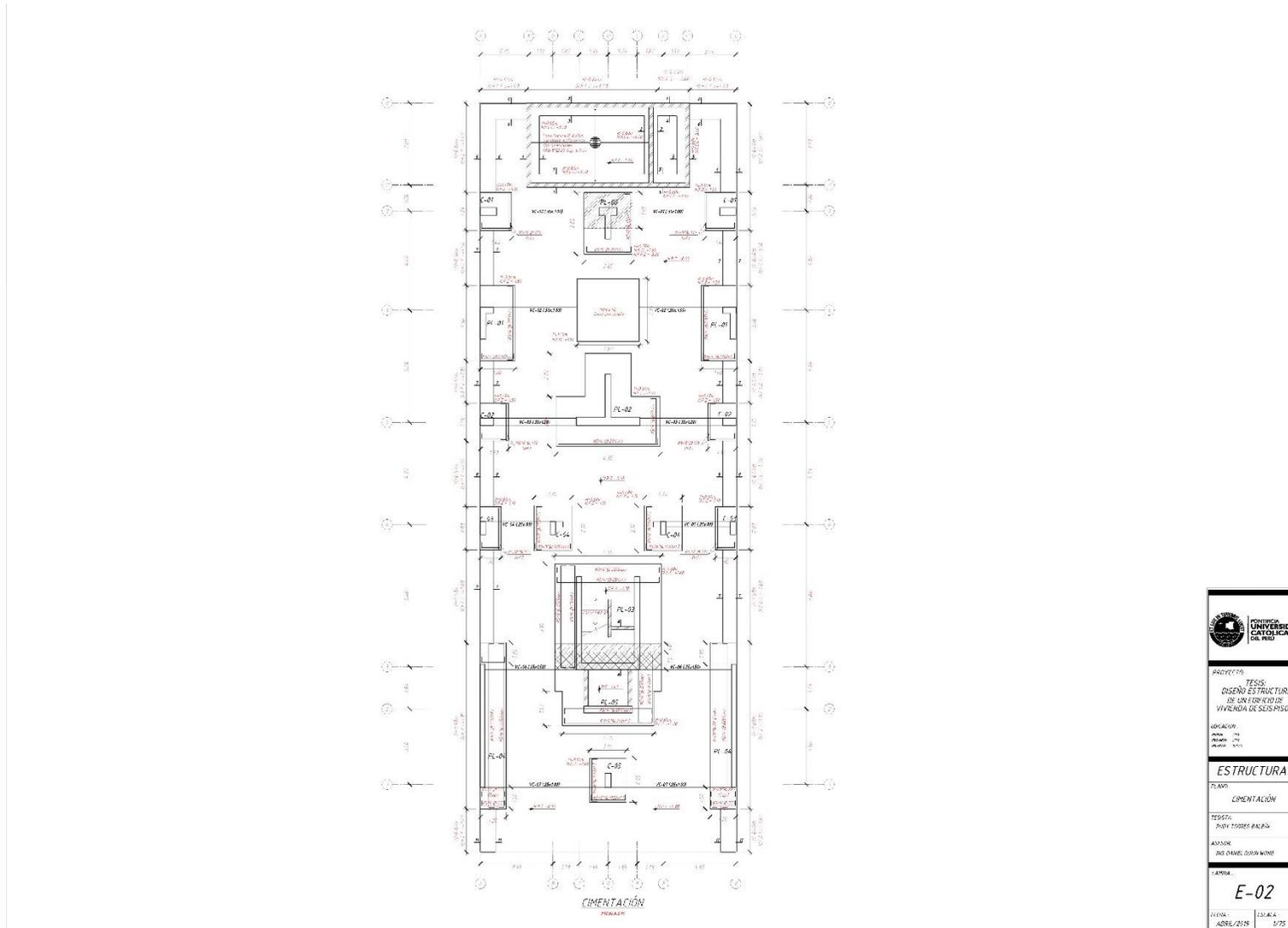
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: AV. 200 AV. 200 AV. 200	
ARQUITECTURA	
PLANO: PLANTA AZOTEA + PLANTA DE ACCESO AL TANQUE ELEVADO	
DESIGN: RUDY TORRES BALBÍN	
ACORDE: ING. GABRIEL OSUNA VILLALBA	
LÁMINA: A-02	
FOLIO: ABRIL/2019	ESTADO: 1/15

c) Planta tanque elevado y planta techos



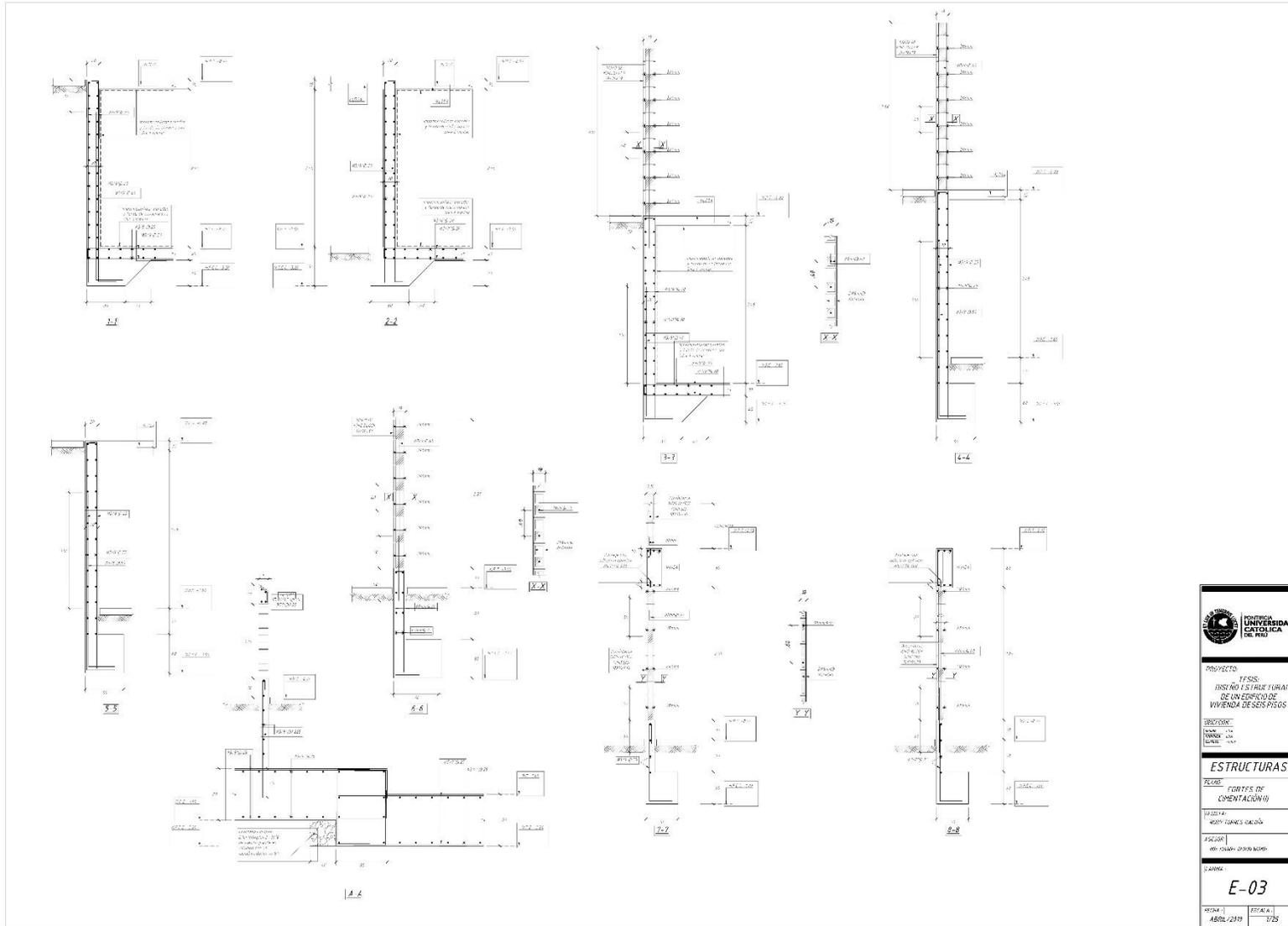
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: DISEÑO: 2019 AUTORA: [Nombre] COAUTOR: [Nombre]	
ARQUITECTURA	
PLANO: PLANTA TANQUE ELEVADO + PLANTA TECHOS	
TESIS TA: RUDY TORRES BALBÍN	
ASESOR: ING DANIEL OLIVERA WONG	
LÁMINA: <h2 style="text-align: center;">A-03</h2>	
FECHA: ABRIL / 2019	ESCALA: 1/75

b) Cimentación

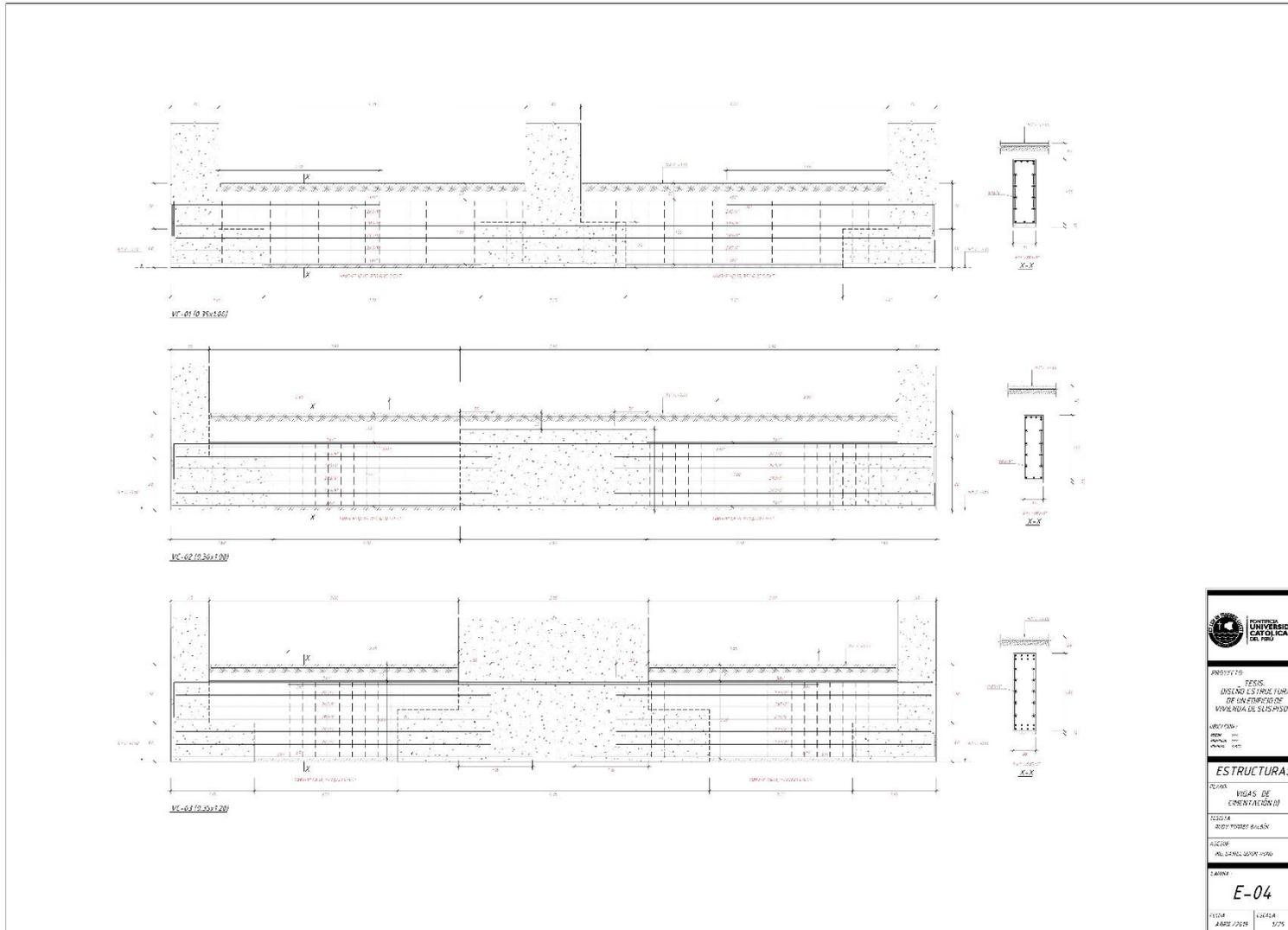


 UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: DISTRITO: LIMA DEPARTAMENTO: LIMA MUNICIPIO: LIMA	
ESTRUCTURAS	
PLANO	
CIMENTACIÓN	
PROYECTA: PASTOR TORRES RIVERA	
AYUDANTE: JESÚS DANIEL OSUNA WILSON	
E-02	
FECHA: AGOSTO/2019	ESCALA: 1/75

c) Cortes de cimentación (I)

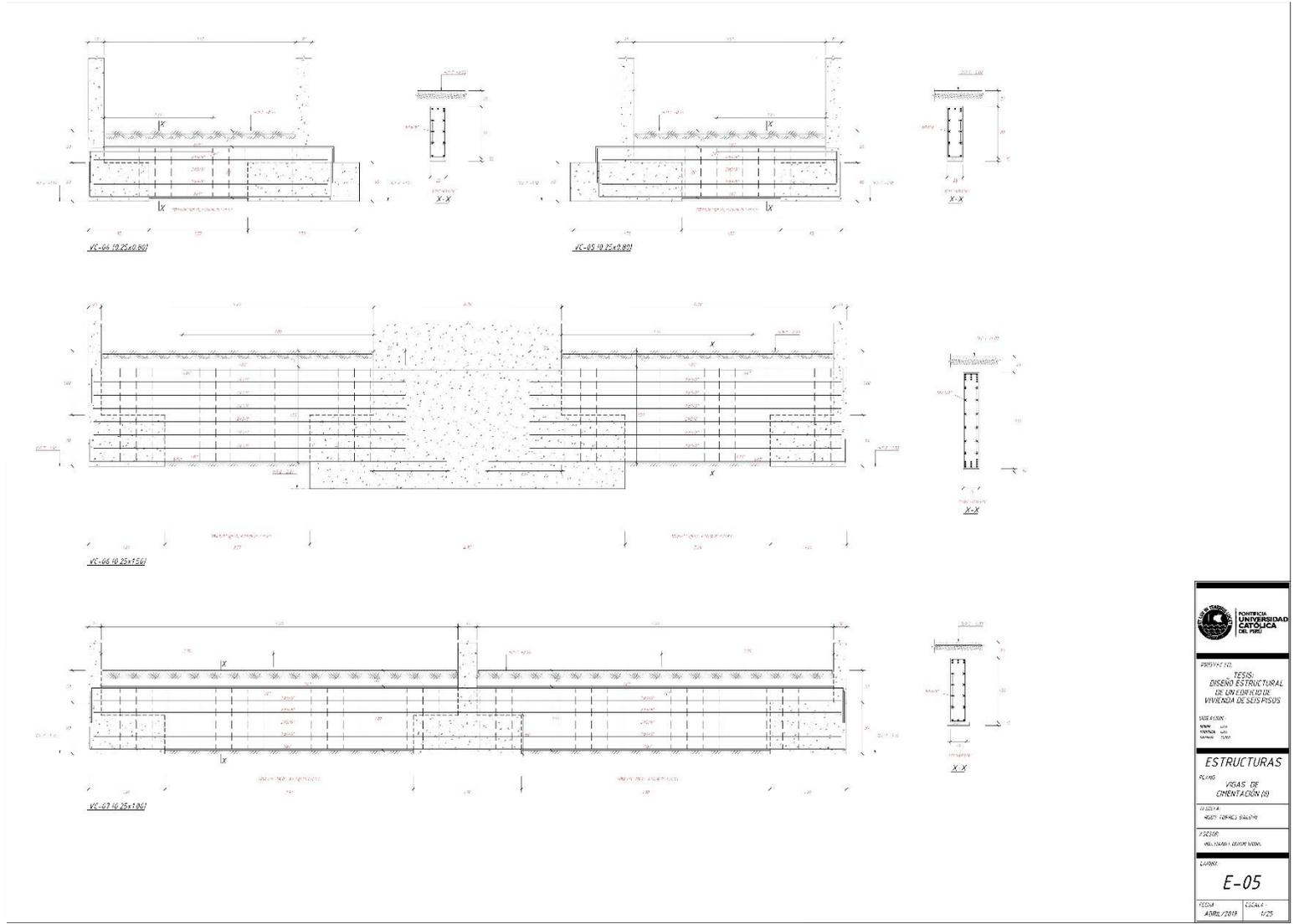


d) Vigas de cimentación (I)



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SLOPSISUDS	
PROFESOR: INGENIERO ALVARO PÉREZ	
ESTRUCTURAS	
PLANTA: VIGAS DE CIMENTACIÓN II	
TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL	
LUGAR: AV. SAN LUIS 4009 - 1050	
LÁMINA: E-04	
FECHA: ABRIL / 2019	LUGAR: S/2

e) Vigas de cimentación (II)



f) Cuadro de columnas (I)

CUADRO DE COLUMNAS					
Ez. Nivel	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05
5to. al 2do. Piso					
3er. al 4to. Piso					
5to. al 6to. Piso					
Azotea					

UNIVERSIDAD CATHOLICA DEL PERU

PROYECTO: EFESO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS

UBICACION:
 Calle: ...
 Distrito: ...
 Provincia: ...

ESTRUCTURAS

TITULO: CUADRO DE COLUMNAS

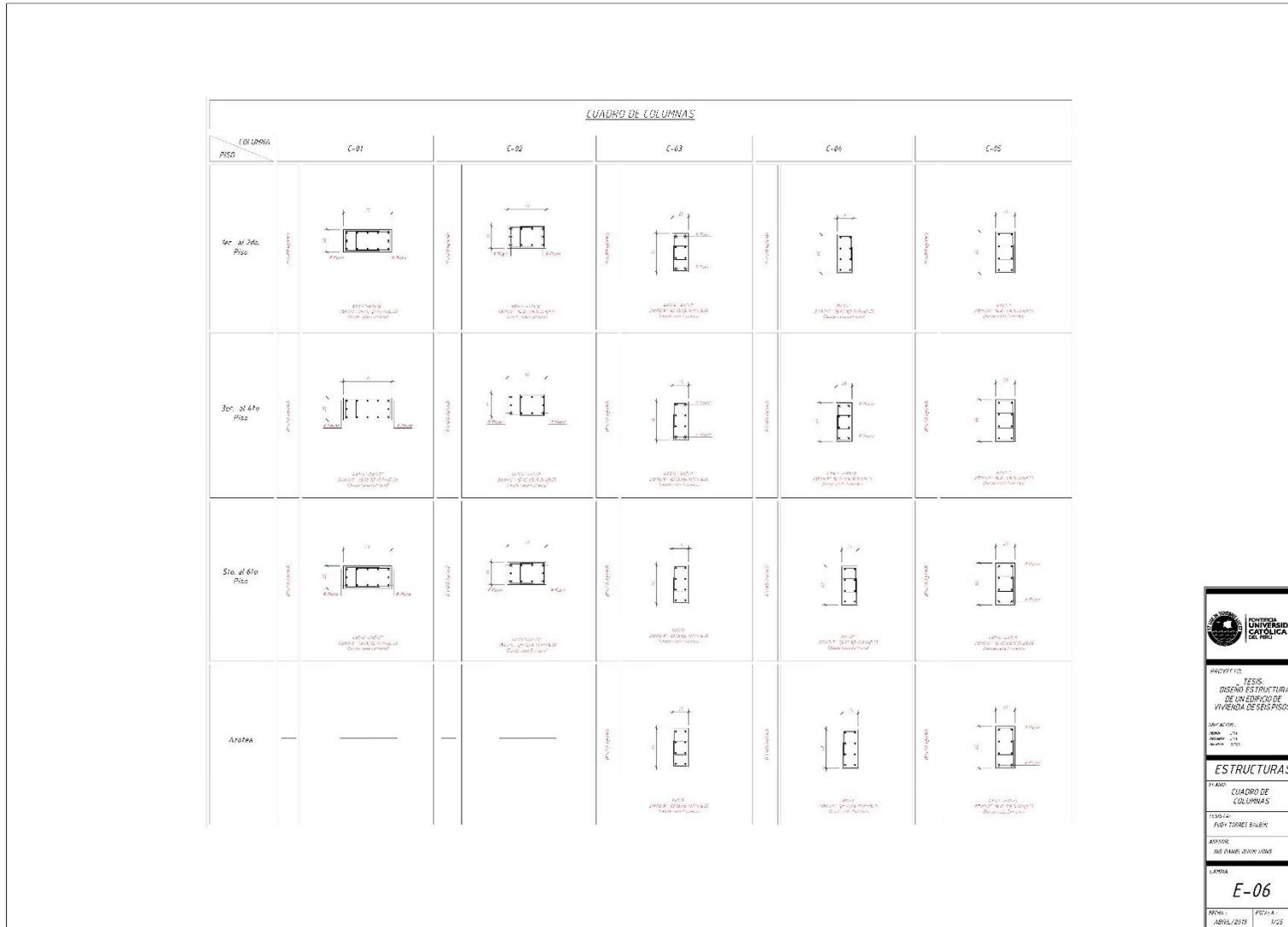
FECHA: 09/07/2018 a 14/07/2018

AUTORA: ING. GABRIEL GONZALEZ

LABORA: **E-06**

FECHA: 12/07/2018
 HORAS: 12:25

g) Cuadro de columnas (II)



UNIVERSIDAD CATHOLICA DEL PERU

TESIS:
DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UN CENTRO DE
VIVIENDA DE SEIS PISOS

AUTOR:
DRA. ROSA
DRA. ROSA
DRA. ROSA

ESTRUCTURAS

PLANO:
CUADRO DE
COLUMNAS

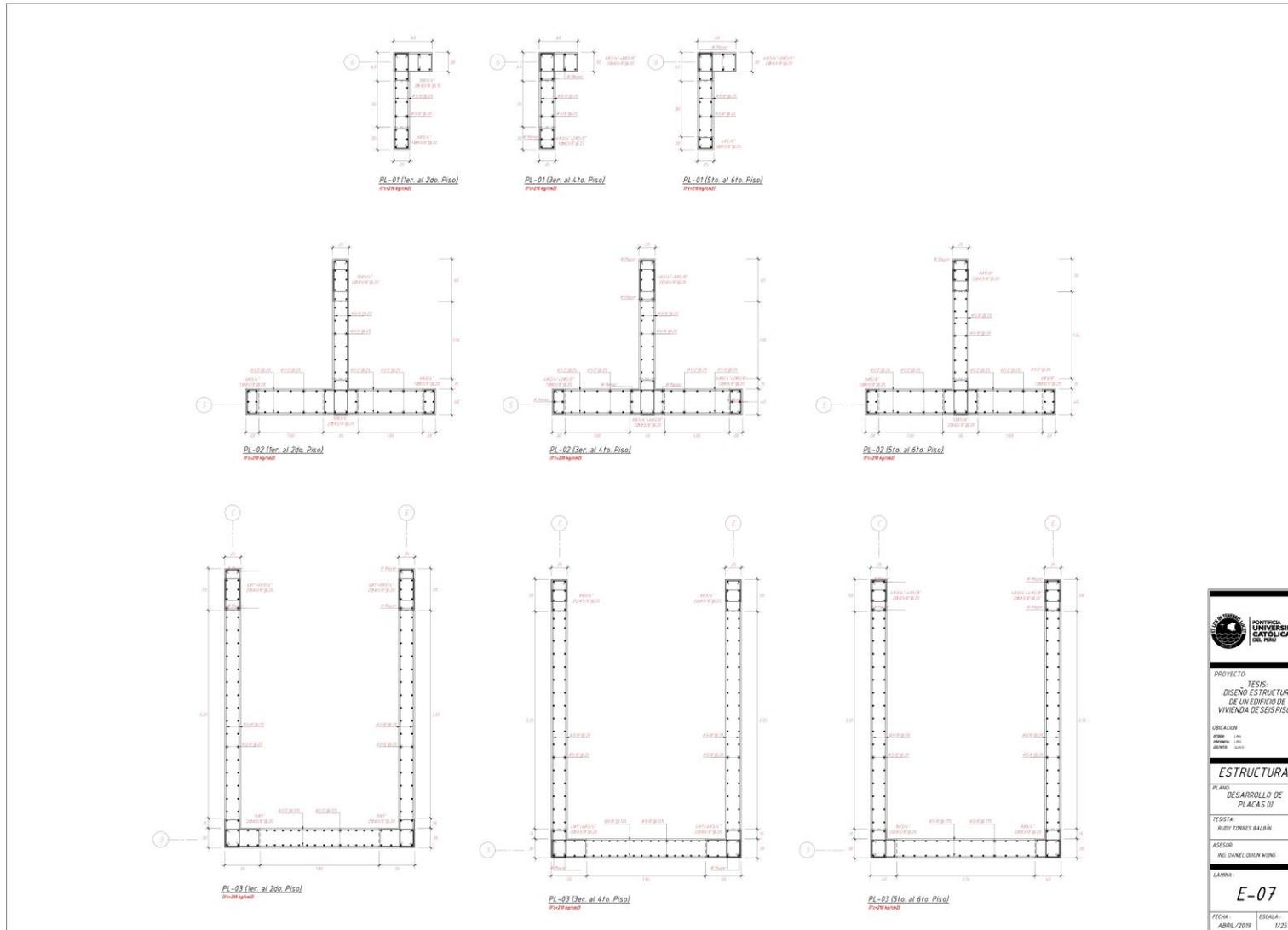
TITULO:
PISO TORRES BALBAZ

AUTOR:
DRA. ROSA ROSA ROSA

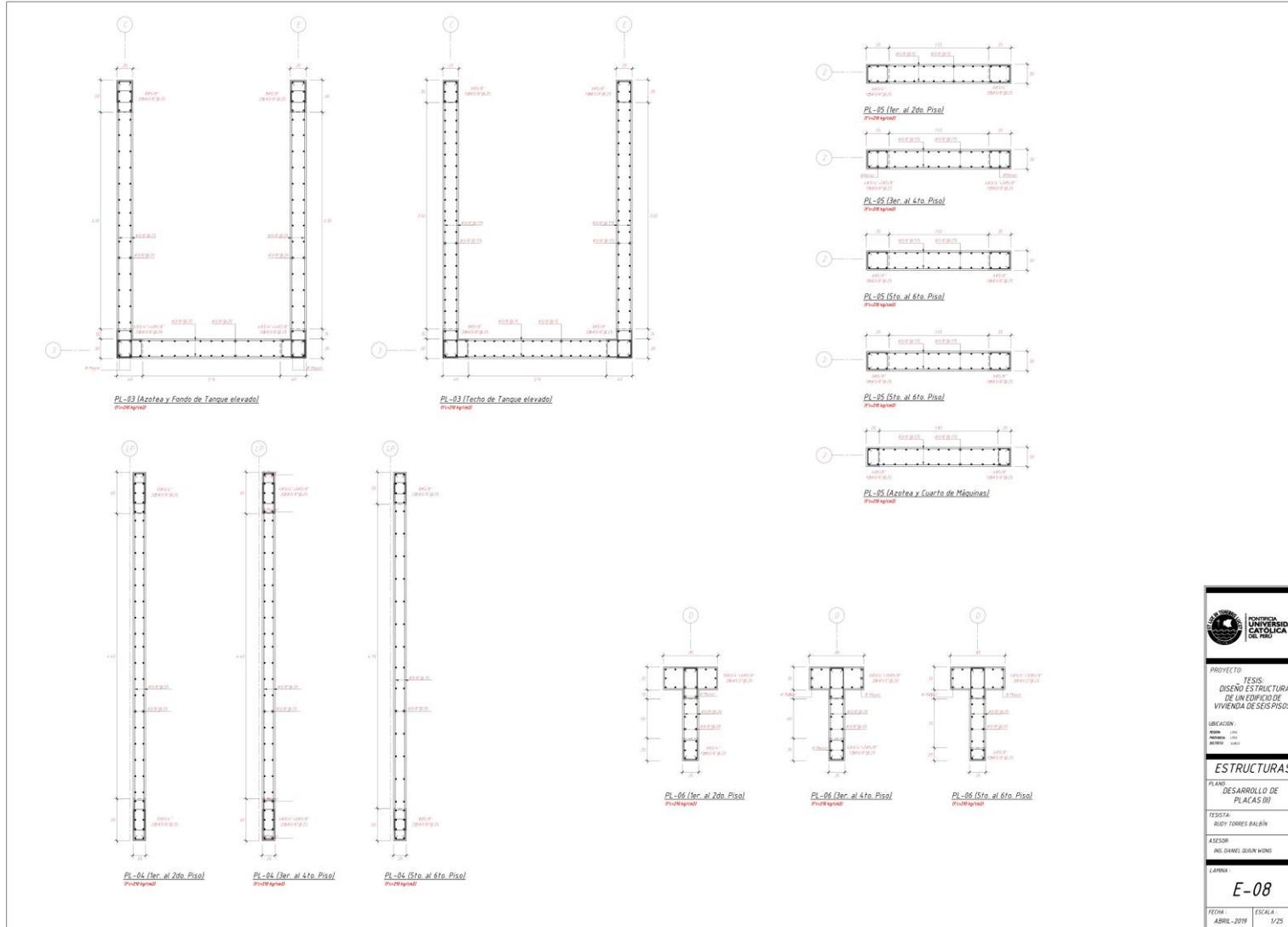
LÁMINA:
E-06

REV. 1: 1/23

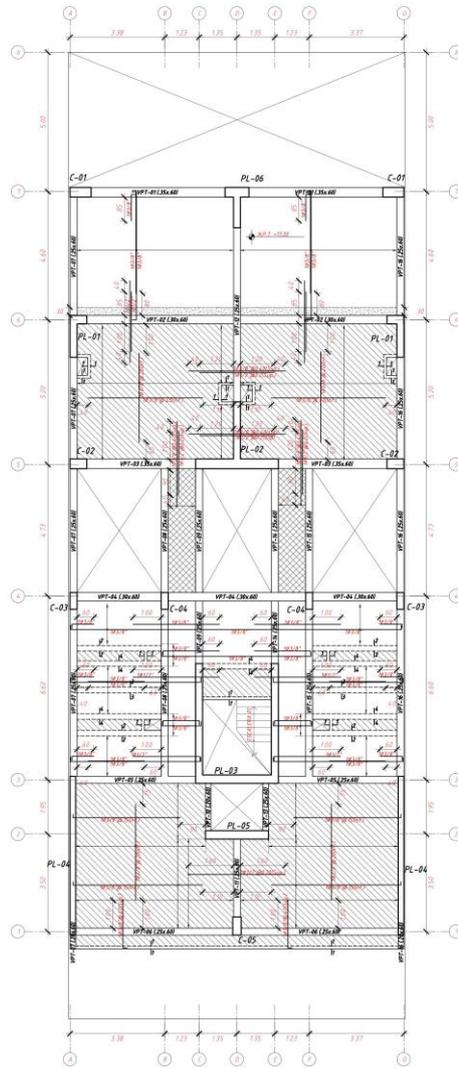
h) Desarrollo de placas (I)



i) Desarrollo de placas (II)



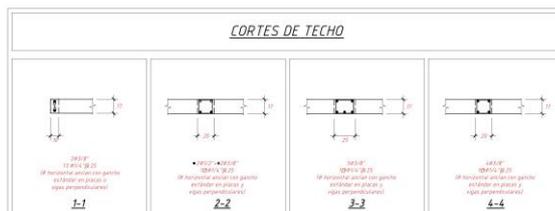
k) Encofrado de techo para el 6to piso y cortes de techo



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 6TO. PISO

- ESCALA 1/50
DETALLE 1/100
- LISA DE MADERA LISA AL QUEVEDAR CON DIMENSIONES INDICADAS Y ESPACIAMIENTO DE 40 CM. MALLA SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS: W10x10P25
 - LISA DE ALUMINIO LISA PARAZAR MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ALONGADA MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ALONGADA
 - LISA DE ACERO LISA PARAZAR MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ALONGADA MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ALONGADA
 - REINFORZAMIENTO AL TERNADO

CORTES DE TECHO



UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
TESIS:
DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE
VIVIENDA DE SEIS PISOS

UBICACION:
AREA: ...
DIRECCION: ...
DISTRITO: ...

ESTRUCTURAS

PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO
PARA EL 6TO PISO
+ CORTES DE TECHO

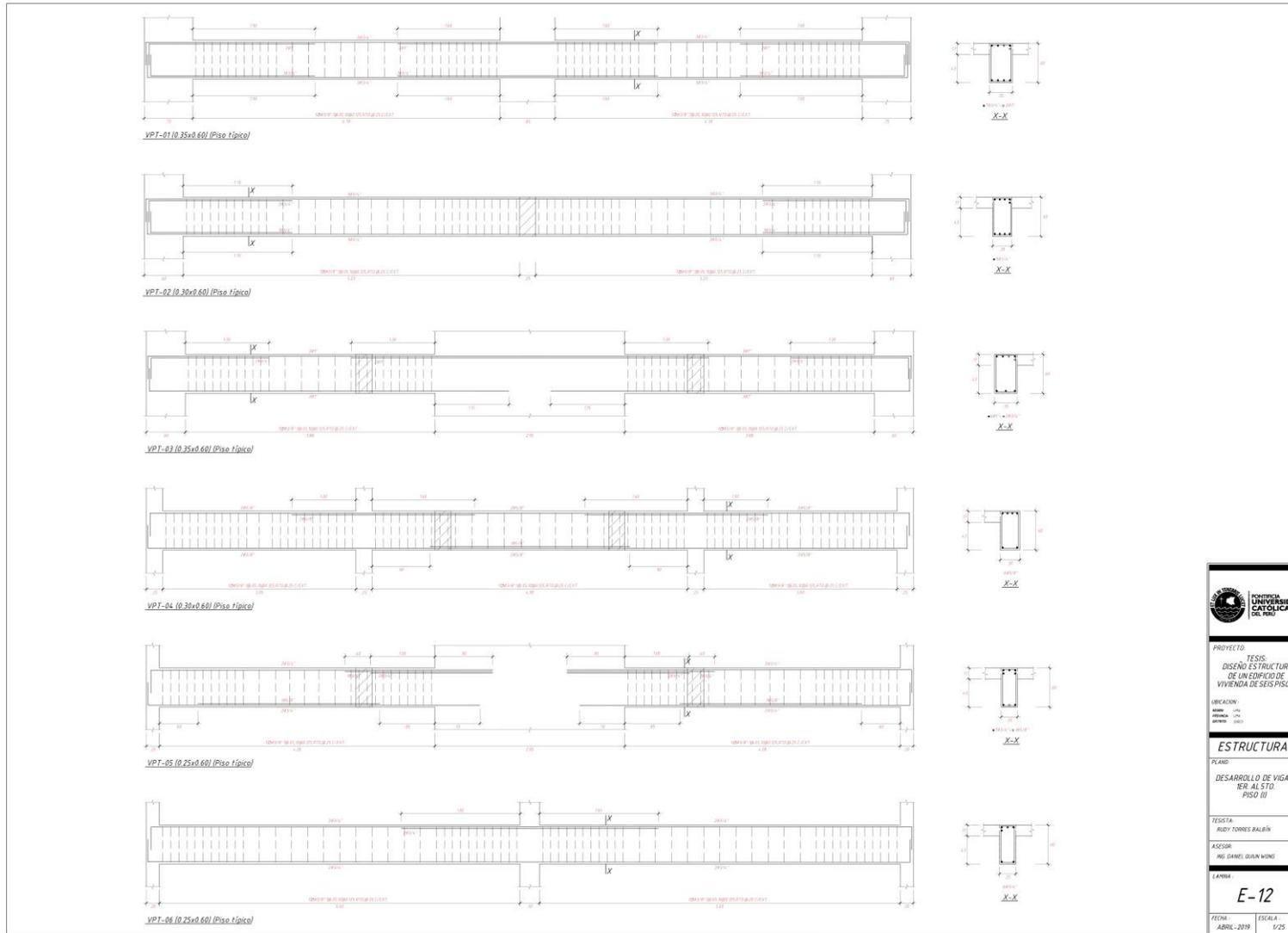
TESISTA:
RUDY TORRES BALBIN

ASESOR:
ING. DANIEL QUIRIN WONG

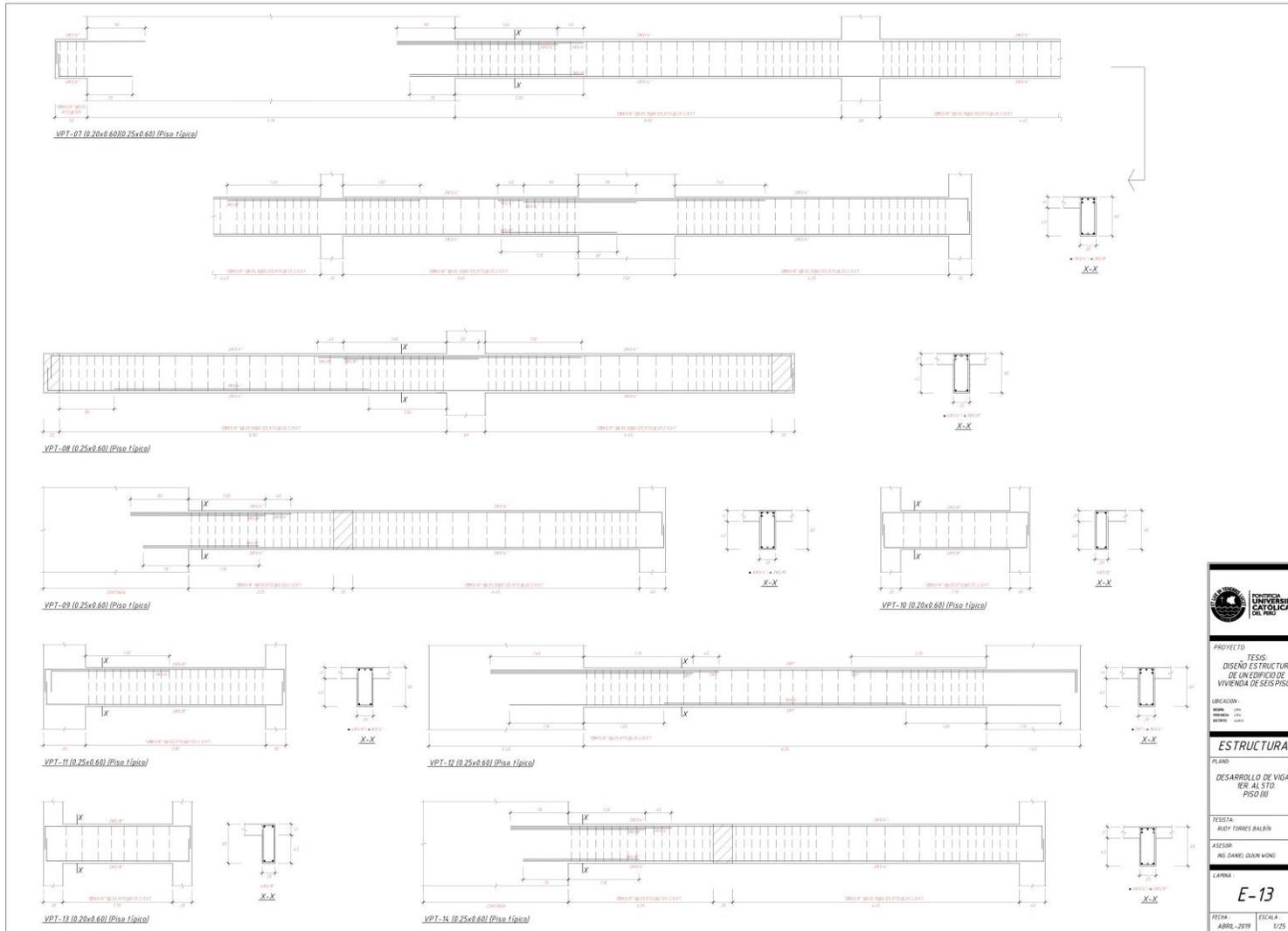
LAPINA:
E-10

FECHA: ABRIL - 2019 ESCALA: 1/75 - 1/25

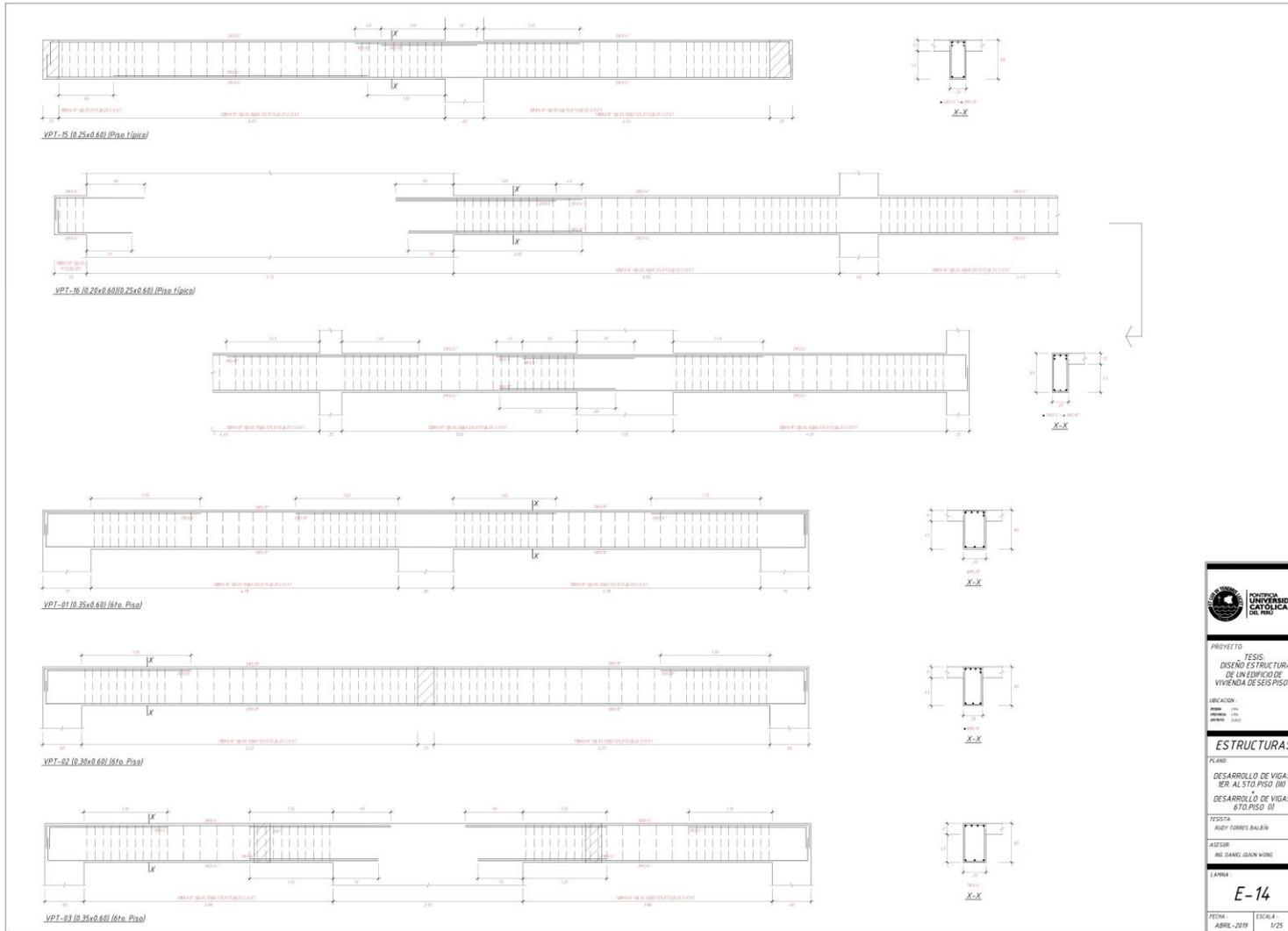
m) Desarrollo de vigas 1er al 5to piso (I)



n) Desarrollo de vigas 1er al 5to piso (II)

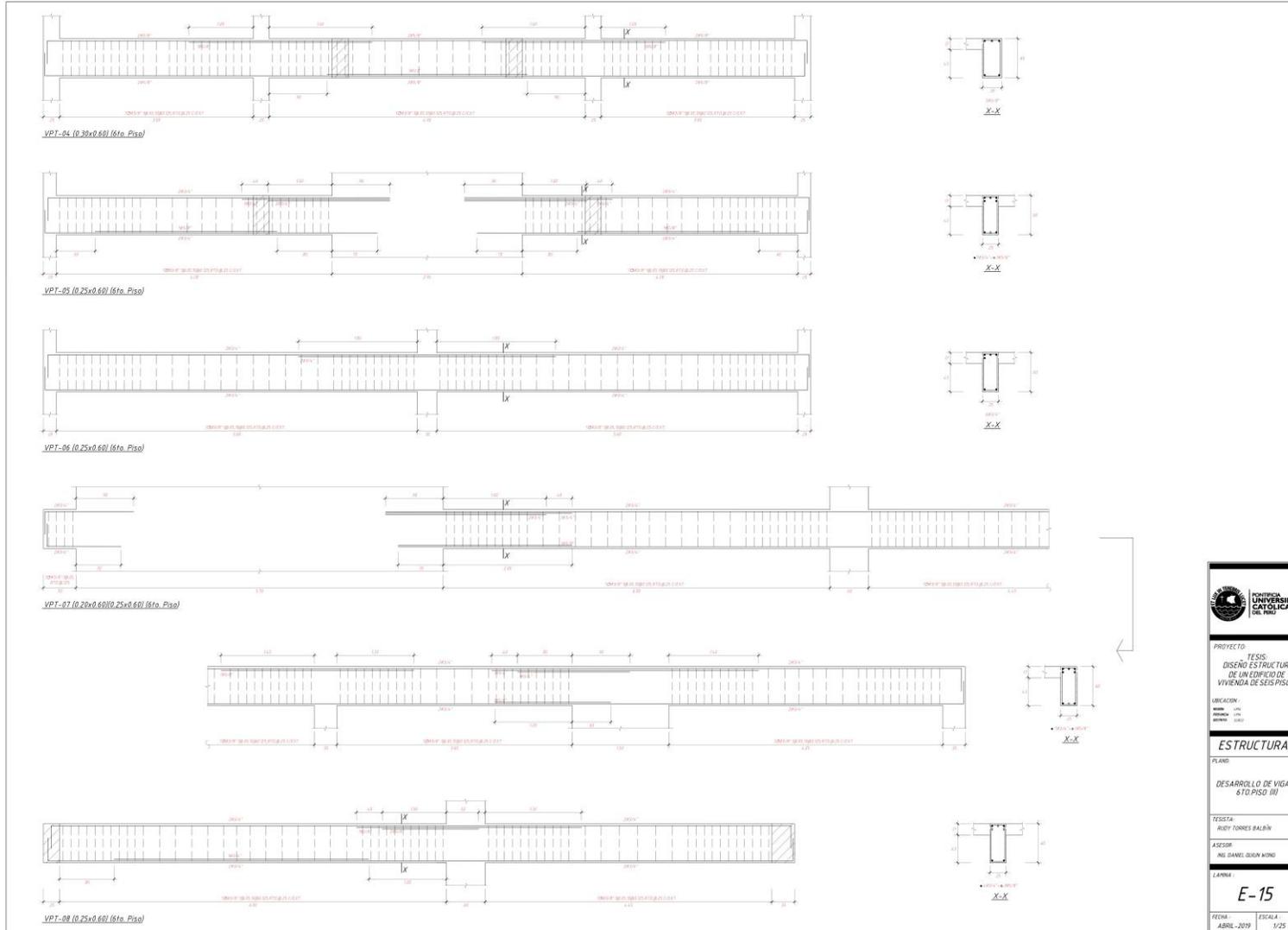


o) Desarrollo de vigas 1er al 5to piso (III) y desarrollo de vigas 6to piso (I)

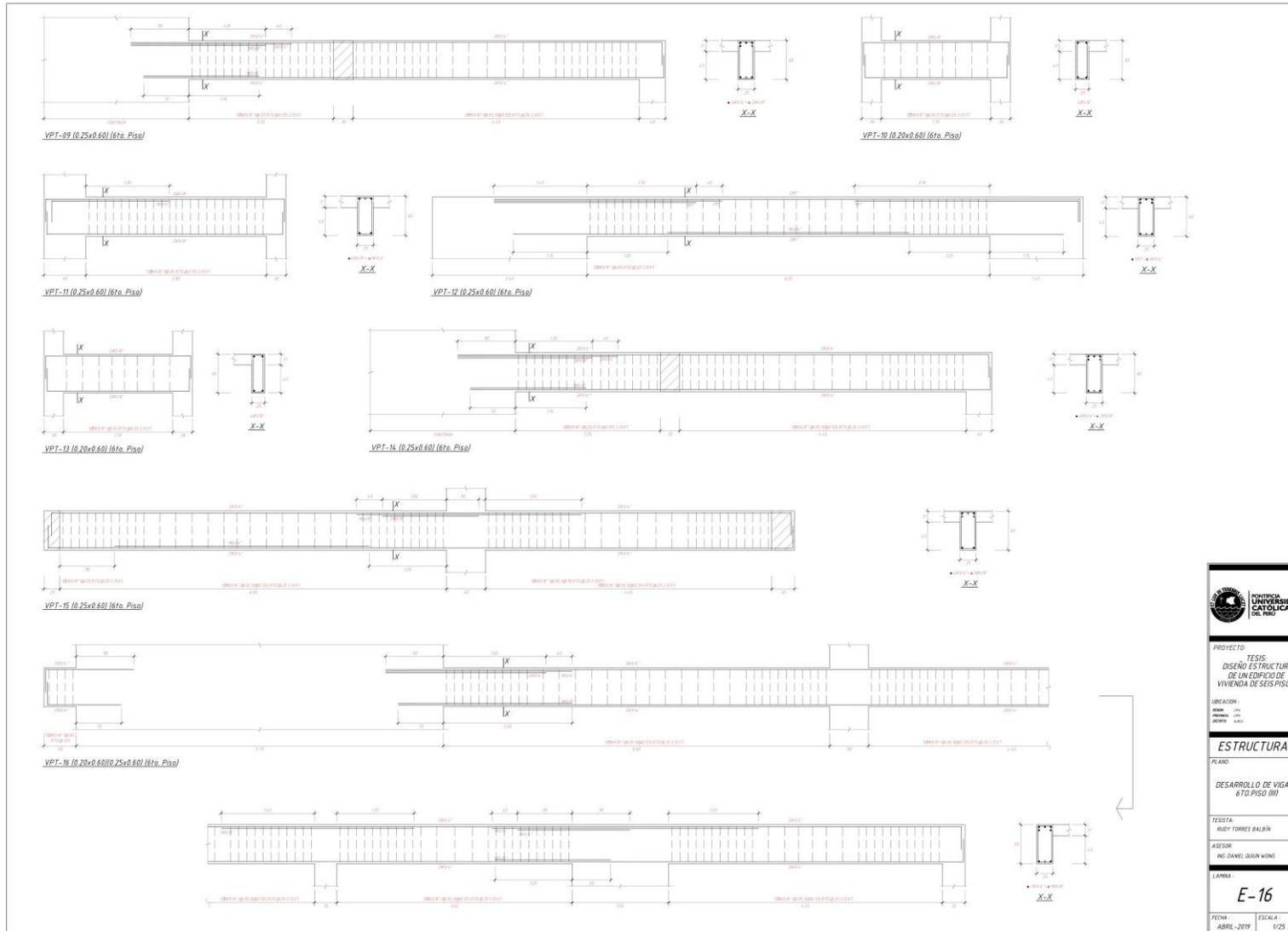


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO - TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CONDOMINIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACION: AREA: 1200 ORDENAMIENTO: 1200 ALTURA: 1200	
ESTRUCTURAS	
PLANO: DESARROLLO DE VIGAS 5to AL 5to PISO (III) DESARROLLO DE VIGAS 6to PISO (I)	
FECHA: ING. DANIEL RAMÍREZ	
ACCION: ING. DANIEL RAMÍREZ	
E-14	
FECHA: ABRIL-2018	ESCALA: 1/25

p) Desarrollo de vigas 6to piso (II)

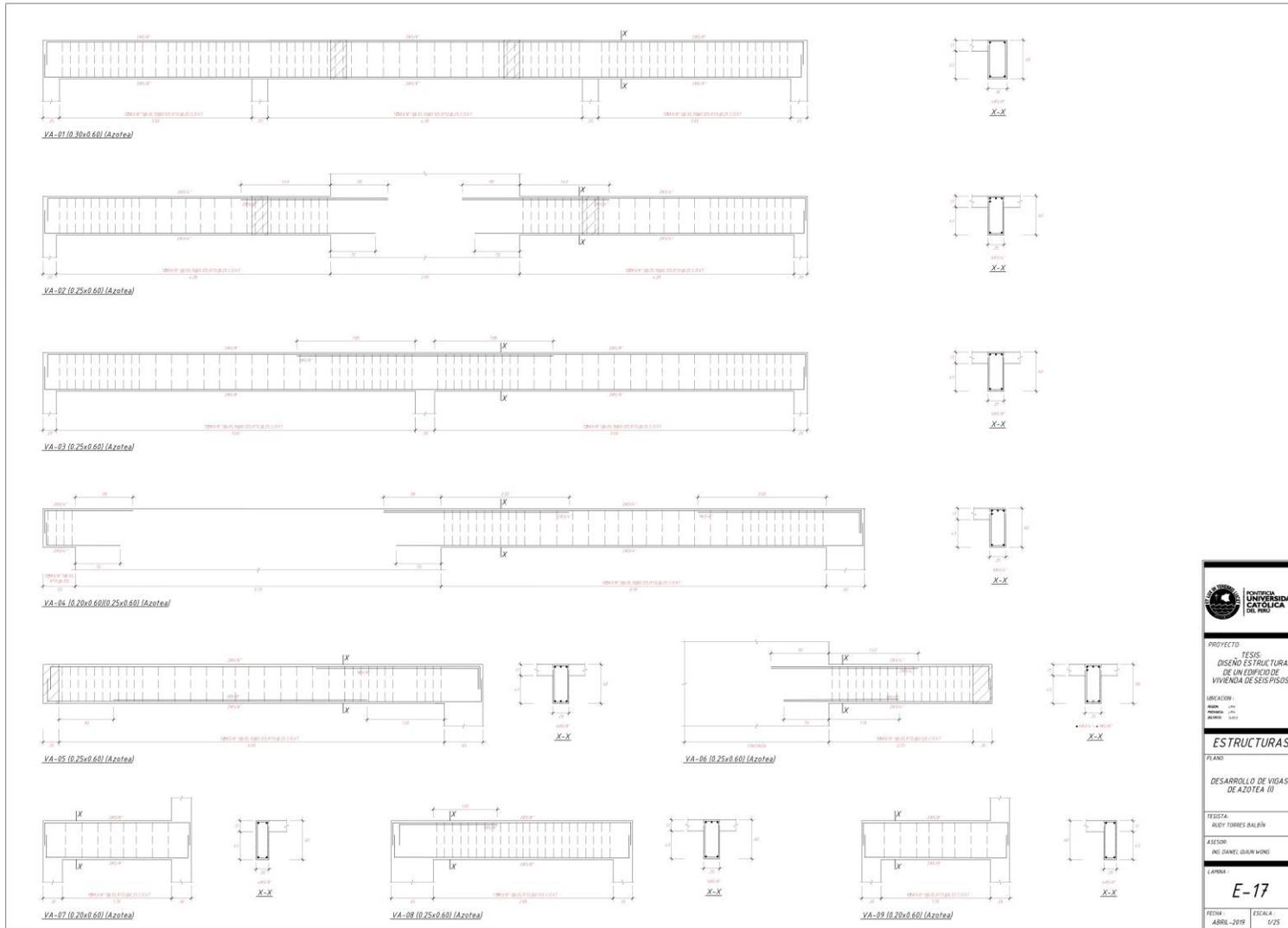


q) Desarrollo de vigas 6to piso (III)



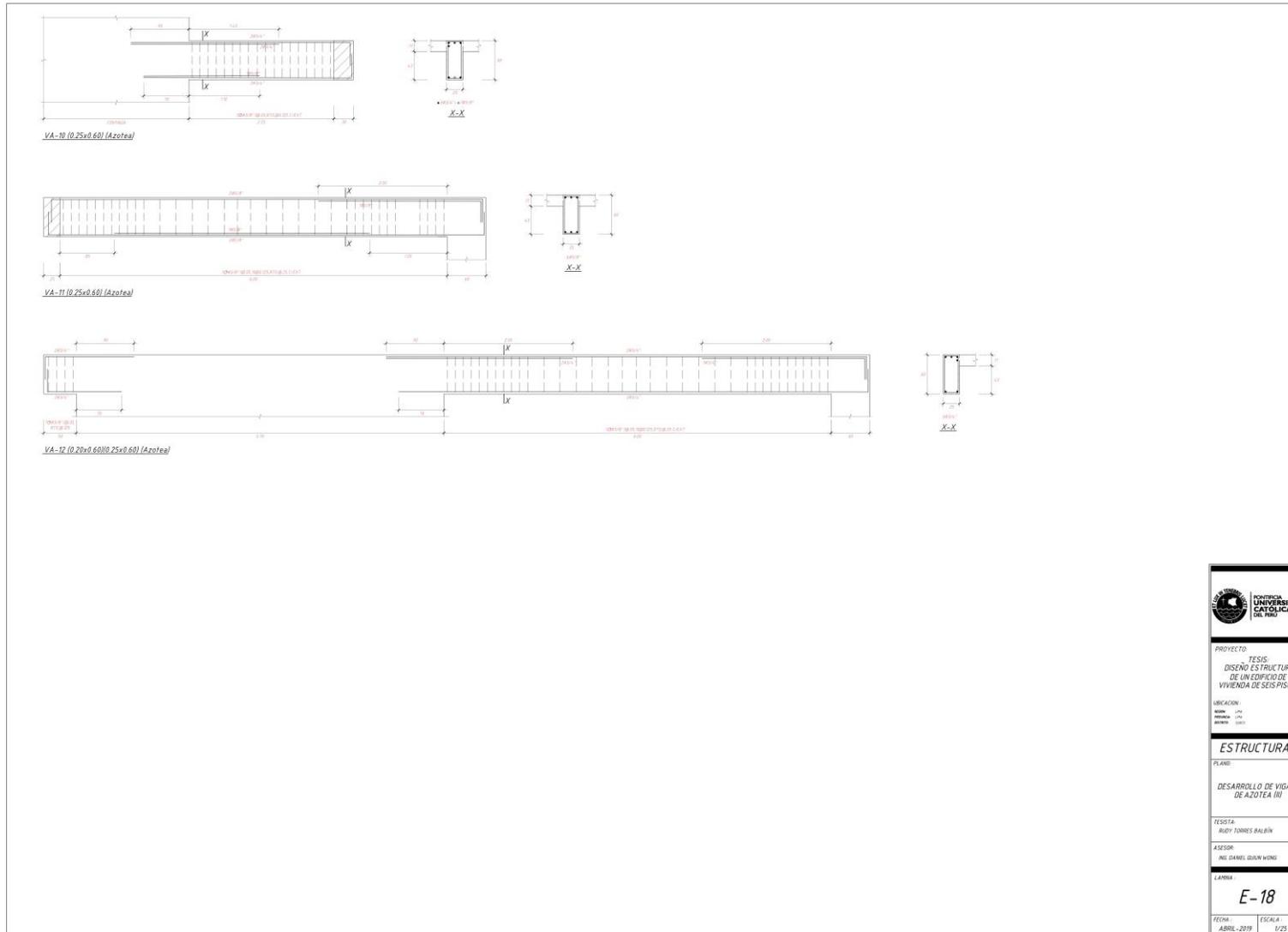
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: DISEÑO: [] AUTORIA: [] ASESOR: []	
ESTRUCTURAS	
PLANO: DESARROLLO DE VIGAS 6TO. PISO (III)	
TEGISTA: ROBY TORRES BALBÍN ASESOR: ING. DANIEL GARCÍA WONG	
LÁMINA: E-16	
FECHA: ABRIL-2019	ESCALA: 1/25

r) Desarrollo de vigas de azotea (I)



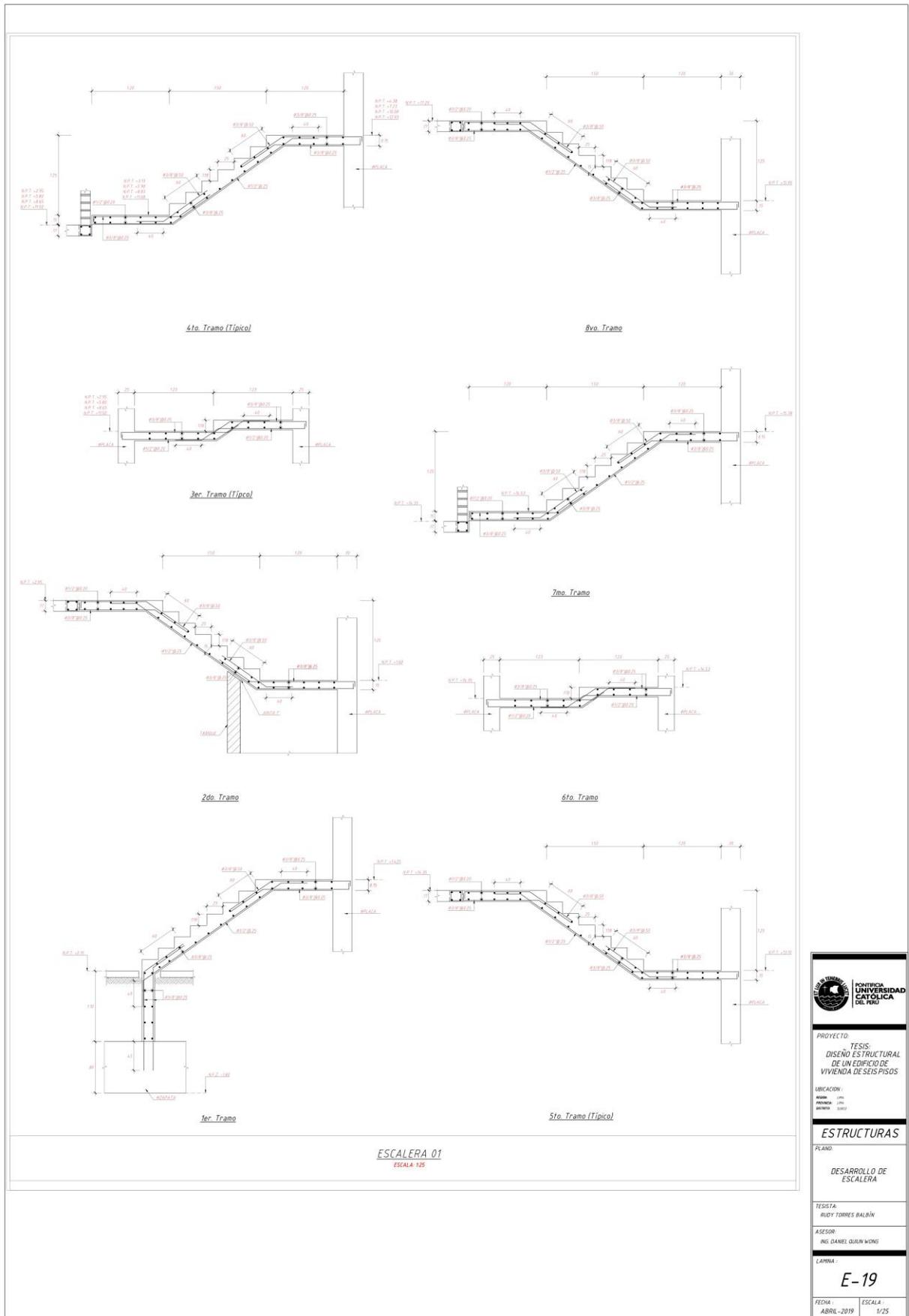
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: MUNICIPIO: LINA PROVINCIA: LINA DISTRITO: LINA	
ESTRUCTURAS	
PLANO: DESARROLLO DE VIGAS DE AZOTEA III	
TESIS: RUIY TORRES BALBÍN	
ASESOR: ING. DANIEL GUAN WANG	
LÁMINA	
E-17	
FECHA: ABRIL-2019	ESCALA: 1/25

s) Desarrollo de vigas de azotea (II)



	
PROYECTO TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SES-PISOS	
UBICACION: DISTRITO: LIMA DEPARTAMENTO: LIMA REGION: LIMA	
ESTRUCTURAS	
PLANO: DESARROLLO DE VIGAS DE AZOTEA III	
TESIS: RUDY TORRES BALBIN	
ASESOR: ING. DANIEL GUYAN HONG	
LÁMINA: E-18	
FECHA: ABRIL-2019	ESCALA: 1/25

t) Desarrollo de escalera



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SEIS PISOS	
UBICACIÓN: Av. ... Av. ... Av. ...	
ESTRUCTURAS	
PLANO: DESARROLLO DE ESCALERA	
TESIS: RUDY TORRES BALBÁN	
ASESOR: ING. DANIEL QUIN WONG	
LAMINA: E-19	
FECHA: ABRIL - 2019	ESCALA: 1/25

