

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINA DE  
CONCRETO ARMADO UBICADO EN MIRAFLORES”**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil:

**CHRISTIAN ALONSO VARGAS GOMEZ**

**ASESOR: ING. GIAN FRANCO ANTONIO OTTAZZI PASINO**

Lima, Agosto del 2020

## RESUMEN

El presente trabajo realizado comprende el Análisis Estructural y el Diseño en Concreto Armado de un edificio de siete pisos destinado a oficinas, ubicado en el distrito de Miraflores, Lima-Perú. El primer nivel está destinado a estacionamientos para uso vehicular y los seis pisos restantes son típicos, cada uno con cuatro oficinas cuya altura de piso a piso es de 3.3m.

El edificio tiene un área rectangular de 1,008 m<sup>2</sup>, con 42m de frente y 24 m de largo, con un total de 24 oficinas. Para acceder a las oficinas se han colocado tres ascensores y una escalera; además de 34 estacionamientos distribuidos en el primer piso.

La estructura del edificio está constituida por elementos de concreto armado con una resistencia de  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ . Se ha empleado una estructura mixta, considerando el uso simultáneo de placas y columnas, estando estos elementos verticales conectados entre sí por vigas peraltadas. El sistema predominante en ambas direcciones principalmente son los muros de corte (placas), los cuales controlarán los desplazamientos laterales inducidos por el sismo sobre la estructura.

El sistema de techado se realizará utilizando losas aligeradas armadas en una dirección, con un peralte de 25 cm.

La cimentación está conformada por zapatas aisladas y zapatas conectadas con vigas de cimentación. El terreno está compuesto por un suelo natural de grava pobremente graduada con una capacidad portante de 4.00 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de cimentación de 1.5 m.

Se realizó el análisis sísmico de acuerdo con los parámetros establecidos por la Norma Sismorresistente E.030 del RNE, empleando un modelo tridimensional con la asistencia de un computador, mediante el programa ETABS.

El análisis y diseño estructural se ha realizado de acuerdo con los requerimientos de las Normas de Cargas E.020 del RNE y para el diseño Concreto Armado E.060.

### TEMA DE TESIS

<b>PARA OPTAR</b>	: TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
<b>TEMA</b>	: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINA DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN MIRAFLORES"
<b>ÁREA</b>	: ESTRUCTURAS
<b>ASESOR</b>	: ING. GIANFRANCO OTTAZI PASINO
<b>ALUMNO(S)</b>	: CHRISTIAN ALONSO VARGAS GOMEZ – 20105839
<b>FECHA</b>	: LIMA, 03 DE ABRIL DEL 2019
<b>MÁXIMO</b>	: 100 páginas

---

#### OBJETIVO:

Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales completos de un edificio de oficinas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores.

#### DESCRIPCIÓN:

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, seis pisos típicos de oficinas (altura de piso a piso 3.3m) y azotea.

El análisis sísmico, se realizara con la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2017. Se realizaran análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4kg/cm<sup>2</sup> a 1.5m de profundidad.

#### PLAN DE TRABAJO:

##### Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.





## DEDICATORIA

A Dios,  
por ser mi guía en todo momento.

A mis padres Hidalisa y Celestino,  
por haberme dado la oportunidad de estudiar esta  
carrera y apoyarme incondicionalmente hasta el  
final. Ustedes son mi gran inspiración y estoy  
muy agradecido por todo.

A mi hermano Robert,  
por su infinito apoyo, compañía en todo momento  
y por quien intento ser lo mejor posible.

A mí, enamorada y complemento de vida: Analí,  
por darme su confianza, comprensión, aliento y  
llenar mi vida de felicidad.

Al ingeniero Gianfranco Ottazzi por sus consejos,  
por su trayectoria académica que me motivan a  
ser un profesional competitivo y por su amistad.

# INDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Objetivos del Proyecto	1
1.2 Metodología de Diseño	5
1.3 Materiales Seleccionados	7
<b>CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>8</b>
2.1 Generalidades	8
2.2 Definición de Estructuración	9
<b>CAPÍTULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PROYECTO</b>	<b>10</b>
3.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas	10
3.2 Predimensionamiento de Losas Macizas	10
3.3 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas	10
3.4 Predimensionamiento de Vigas Chatas	11
3.5 Predimensionamiento de Columnas	12
3.6 Predimensionamiento de Placas	13
3.7 Predimensionamiento de Escaleras	14
3.8 Predimensionamiento de Tabiques	14
<b>CAPÍTULO 4. METRADO DE CARGAS</b>	<b>16</b>
4.1 Pesos Unitarios	16
4.2 Metrado de Losas Aligeradas	16
4.3 Metrado de Losas Macizas	18
4.4 Metrado de Vigas	19
4.5 Metrado de Columnas	20
4.6 Metrado de Placas	23
4.7 Metrado de Otros elementos estructurales	24
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO</b>	<b>28</b>
5.1 Generalidades	28
5.2 Parámetros Sísmicos	28
5.3 Configuración Estructural	30
5.4 Análisis Modal	31
5.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	32
5.6 Análisis Dinámico Modal Espectral	36
<b>CAPÍTULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS</b>	<b>43</b>
6.1 Diseño por Flexión	43
6.2 Diseño por Cortante	45

6.3 Diseño por Contracción y Temperatura _____	46
6.4 Corte o Doblado del Refuerzo _____	46
<b>CAPÍTULO 7. DISEÑO DE LOSAS MACIZA _____</b>	<b>48</b>
7.1 Diseño por Flexión _____	48
7.2 Diseño por Cortante _____	49
<b>CAPÍTULO 8. DISEÑO DE VIGAS _____</b>	<b>51</b>
8.1 Análisis Estructural _____	51
8.2 Diseño por Flexión _____	51
8.3 Diseño por Cortante _____	52
8.3.1 Diseño por Resistencia _____	52
8.3.2 Diseño por Capacidad _____	54
8.4 Control de Deflexiones _____	55
8.5 Control de Fisuración _____	55
8.6 Corte de Refuerzo _____	56
8.7 Empalme de Traslape _____	57
8.8 Anclaje de viga peraltada para columnas y placas _____	58
8.9 Ejemplo de diseño de viga peraltada _____	60
<b>CAPÍTULO 9. DISEÑO DE COLUMNAS _____</b>	<b>66</b>
9.1 Análisis Estructural _____	66
9.2 Diseño por Flexocompresión uniaxial _____	66
9.3 Diseño por Flexocompresión biaxial _____	67
9.4 Efectos de esbeltez _____	68
9.5 Diseño por Corte _____	70
9.6 Empalmes por traslapes del refuerzo _____	72
9.7 Ejemplo de Diseño _____	73
<b>CAPÍTULO 10. DISEÑO DE PLACAS _____</b>	<b>77</b>
10.1 Esbeltez _____	77
10.2 Diseño por Flexocompresión _____	77
10.3 Diseño por Corte _____	79
10.4 Empalmes por traslape del refuerzo _____	80
10.5 Ejemplo de Diseño _____	80
<b>CAPÍTULO 11. DISEÑO DE ZAPATAS _____</b>	<b>85</b>
11.1 Zapata Aislada _____	85
11.1.1 Análisis Estructural _____	85
11.1.2 Dimensionamiento _____	85

11.1.3 Diseño	86
11.1.4 Verificación por Punzonamiento	86
11.1.5 Verificación por Corte	87
11.1.6 Diseño por Flexión	87
11.1.7 Ejemplo de Diseño	88
11.2 Zapata Conectada	91
11.2.1 Ejemplo de Diseño	91
<b>CAPÍTULO 12. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES</b>	<b>94</b>
12.1 Diseño de escaleras	94
12.2 Diseño de muros cisterna	95
<b>COMENTARIOS Y CONCLUSIONES</b>	<b>98</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>99</b>



## INDICE DE CUADROS:

<b>Cuadro N° 1.</b> Norma del RNE. ....	5
<b>Cuadro N° 2.</b> Tabla de Factores de Reducción de Cargas( $\Phi$ ). ....	6
<b>Cuadro N° 3.</b> Tabla de peraltes en Losas Aligeradas.....	10
<b>Cuadro N° 4.</b> Tabla de Peso en Servicio.....	13
<b>Cuadro N° 5.</b> Metrado de cargas de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.....	21
<b>Cuadro N° 6.</b> Reducción de carga viva de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.....	22
<b>Cuadro N° 7.</b> Metrado de cargas finales de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.....	22
<b>Cuadro N° 8.</b> Metrado de cargas de la Placa Pl6 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.....	23
<b>Cuadro N° 9.</b> Reducción de carga viva de la Placa Pl6 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.....	24
<b>Cuadro N° 10.</b> Metrado de cargas finales de la Placa Pl6 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.....	24
<b>Cuadro N° 11.</b> Valores de Z según la Norma E.030.....	28
<b>Cuadro N° 12.</b> Valores de "S" según la Norma E.030.....	28
<b>Cuadro N° 13.</b> Valores de Tp y Tl según la Norma E.030.....	29
<b>Cuadro N° 14.</b> Valores de Ro según la Norma E.030.....	29
<b>Cuadro N° 15.</b> Parámetros Sísmicos.....	31
<b>Cuadro N° 16.</b> Modos de Vibración y Porcentaje de Masa Participante.....	31
<b>Cuadro N° 17.</b> Periodos Fundamentales de la Estructura.....	32
<b>Cuadro N° 18.</b> Cálculo del Peso Sísmico.....	32
<b>Cuadro N° 19.</b> Cálculo de la Cortante Basal Estática.....	33
<b>Cuadro N° 20.</b> Cortante Basal Estático.....	33
<b>Cuadro N° 21.</b> Distribución de Fuerzas Cortantes por Nivel en la Dirección X-X.....	34
<b>Cuadro N° 22.</b> Distribución de Fuerzas Cortantes por Nivel en la Dirección Y-Y.....	34
<b>Cuadro N° 23.</b> Porcentaje de Cortantes en Placas y Columnas.....	34
<b>Cuadro N° 24.</b> Valores de Fuerzas y Momentos Accidentales.....	35
<b>Cuadro N° 25.</b> Parámetros Sísmicos.....	36
<b>Cuadro N° 26.</b> Valores de T vs. Sa del espectro de diseño.....	36
<b>Cuadro N° 27.</b> Fuerzas cortantes basales resultante del Análisis Dinámico.....	37
<b>Cuadro N° 28.</b> Cortante Basal Dinámico.....	38
<b>Cuadro N° 29.</b> Factor de Escala.....	38
<b>Cuadro N° 30.</b> Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección X-X.....	39
<b>Cuadro N° 31.</b> Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección Y-Y.....	39
<b>Cuadro N° 32.</b> Irregularidad Torsional en la dirección X-X.....	40
<b>Cuadro N° 33.</b> Irregularidad Torsional en la dirección Y-Y.....	40
<b>Cuadro N° 34.</b> Irregularidad de Piso Blando en la dirección X-X.....	41
<b>Cuadro N° 35.</b> Irregularidad de Piso Blando en la dirección Y-Y.....	41
<b>Cuadro N° 36.</b> Tramo 1-2.....	45
<b>Cuadro N° 37.</b> Tramo 2-3.....	45
<b>Cuadro N° 38.</b> Tramo 3-4.....	45
<b>Cuadro N° 39.</b> Tramo para Eje X-X.....	49
<b>Cuadro N° 40.</b> Tramo para Eje Y-Y.....	49
<b>Cuadro N° 41.</b> Espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.....	55
<b>Cuadro N° 42.</b> Empalmes para barras en tracción de Vigas.....	57
<b>Cuadro N° 43.</b> Empalmes de Vigas.....	58
<b>Cuadro N° 44.</b> Longitud recta mínima de gancho estándar a 90°.....	59
<b>Cuadro N° 45.</b> Longitud recta de anclaje.....	59
<b>Cuadro N° 46.</b> As colocado de la Viga-03.....	61
<b>Cuadro N° 47.</b> Corte de refuerzo.....	62



<b>Cuadro N° 48.</b> Diseño por corte de la Viga-03.....	62
<b>Cuadro N° 49.</b> Diseño por capacidad de la Viga-03.....	63
<b>Cuadro N° 50.</b> Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.....	73
<b>Cuadro N° 51.</b> Combinación de cargas para la columna C-02.....	74
<b>Cuadro N° 52.</b> Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.....	75
<b>Cuadro N° 53.</b> Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.....	75
<b>Cuadro N° 54.</b> Cargas internas del análisis estructural de la placa PL -06.....	81
<b>Cuadro N° 55.</b> Combinación de cargas para la Placa PL-06.....	81
<b>Cuadro N° 56.</b> Cargas internas del análisis estructural para la zapata.....	88
<b>Cuadro N° 57.</b> Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata aislada.....	90
<b>Cuadro N° 58.</b> Cálculo del refuerzo por flexión de la escalera.....	95



## INDICE DE FIGURA

<b>Figura 1.</b> Planta del Arquitectura - Primer piso. ....	2
<b>Figura 2.</b> Planta de Arquitectura – Pisos típicos. ....	3
<b>Figura 3.</b> Elevación de Arquitectura – Elevación Principal. ....	4
<b>Figura 4.</b> Sección transversal de una losa aligerada en una dirección. ....	10
<b>Figura 5.</b> <i>Viga chata</i> . ....	11
<b>Figura 6.</b> <i>Tomaremos la columna del eje B-3</i> . ....	13
<b>Figura 7.</b> <i>Planta típica de la estructuración</i> . ....	15
<b>Figura 8.</b> <i>Geometría del aligerado del proyecto</i> . ....	16
<b>Figura 9.</b> <i>Vigueta seleccionada a metrar</i> . ....	17
<b>Figura 10.</b> <i>Modelo de una vigueta del piso típico</i> . ....	17
<b>Figura 11.</b> <i>Losa Maciza seleccionada a metrar</i> . ....	18
<b>Figura 12.</b> <i>Viga Peraltada seleccionada a metrar</i> . ....	19
<b>Figura 13.</b> <i>Viga Chata seleccionada a metrar</i> . ....	20
<b>Figura 14.</b> <i>Modelo de Viga Chata</i> . ....	20
<b>Figura 15.</b> <i>Columna seleccionada a metrar</i> . ....	21
<b>Figura 16.</b> <i>Placa seleccionada a metrar</i> . ....	23
<b>Figura 17.</b> <i>Escalera seleccionada a metrar</i> . ....	25
<b>Figura 18.</b> <i>Espectro T(seg) vs Sa(m/s<sup>2</sup>)</i> . ....	37
<b>Figura 19.</b> <i>Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección X-Y</i> . ....	39
<b>Figura 20.</b> <i>Características Geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2002)</i> . ....	43
<b>Figura 21.</b> <i>Envolvente de diagrama de Momento Flector Mu(ton-m)</i> . ....	44
<b>Figura 22.</b> <i>Envolvente de diagrama de Fuerzas Cortantes a “d” de la cara Vud(ton)</i> . ....	44
<b>Figura 23.</b> <i>Esquema de Corte o Doblado del Refuerzo</i> . ....	46
<b>Figura 24.</b> <i>Distribución final del refuerzo en la losa aligerada diseñada</i> . ....	47
<b>Figura 25.</b> <i>Vista del modelo estructural de la losa maciza (ton-m)</i> . ....	48
<b>Figura 26.</b> <i>Distribución del acero colocado en la Losa Maciza diseñada</i> . ....	50
<b>Figura 27.</b> <i>Requerimiento para el diseño sísmico por flexión (Blanco 1994)</i> . ....	52
<b>Figura 28.</b> <i>Requerimiento para el diseño sísmico por corte (Norma E.060)</i> . ....	54
<b>Figura 29.</b> <i>Requerimiento de estribos en vigas (Norma E.060)</i> . ....	55
<b>Figura 30.</b> <i>Área efectiva de concreto en tracción</i> . ....	56
<b>Figura 31.</b> <i>Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazi,2010)</i> . ....	57
<b>Figura 32.</b> <i>Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994)</i> . ....	58
<b>Figura 33.</b> <i>Detalle de gancho estándar a 90° (Blanco,1994)</i> . ....	59
<b>Figura 34.</b> <i>Modelo estructural de viga según NTE para cargas de gravedad</i> . ....	60
<b>Figura 35.</b> <i>Diagrama de Envolvente de Momentos Flectores (ton-m)</i> . ....	61
<b>Figura 36.</b> <i>Diagrama de Envolvente de fuerza Cortante (Ton)</i> . ....	61
<b>Figura 37.</b> <i>Armado de la viga peraltada</i> . ....	65
<b>Figura 38.</b> <i>Columna analizada C-02</i> . ....	67
<b>Figura 39.</b> <i>Diagrama de interacción nominal y de diseño para columna con estribo (Ottazi, 2011)</i> . ....	67
<b>Figura 40.</b> <i>Fuerza cortante en diseño de columnas (Norma E.060)</i> . ....	70
<b>Figura 41.</b> <i>Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la norma E.060</i> . ....	72
<b>Figura 42.</b> <i>Empalmes traslapados para columnas según la norma E.060</i> . ....	72
<b>Figura 43.</b> <i>Columna seleccionada a diseñar</i> . ....	73
<b>Figura 44.</b> <i>Sección de la columna C-02</i> . ....	74
<b>Figura 45.</b> <i>Diagrama de interacción de la columna C-02</i> . ....	74
<b>Figura 46.</b> <i>Armado final de la columna C-02</i> . ....	76
<b>Figura 47.</b> <i>Elementos confinados de muro de borde (Norma E.030)</i> . ....	78

<b>Figura 48.</b> Valores de $\alpha$ según variación de hm/lm.....	79
<b>Figura 49.</b> Placa seleccionada a diseñar. ....	81
<b>Figura 50.</b> Armado preliminar del acero de la placa PL-06.....	82
<b>Figura 51.</b> Diagrama de interacción de la placa PL-06. ....	82
<b>Figura 52.</b> Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en la placa PL-06. ....	84
<b>Figura 53.</b> Sección típica de una zapata aislada céntrica. ....	85
<b>Figura 54.</b> Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento. ....	86
<b>Figura 55.</b> Sección crítica por corte. ....	87
<b>Figura 56.</b> Esquema de las dimensiones para el diseño por flexión. ....	88
<b>Figura 57.</b> Armado de la zapata aislada. ....	90
<b>Figura 58.</b> Vista de elevación, elevación y modelo estructural de la zapata conectada. ....	91
<b>Figura 59.</b> Diagrama de momento flector en la viga de cimentación. ....	91
<b>Figura 60.</b> Diagrama de fuerza cortante en la viga de cimentación. ....	92
<b>Figura 61.</b> Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de la VC.....	93
<b>Figura 62.</b> Diseño de la zapata conectada. ....	93
<b>Figura 63.</b> Modelo estructural y cargas ultimas de diseño de la escalera. ....	94
<b>Figura 64.</b> Acero colocado en un tramo de la escalera típica. ....	95
<b>Figura 65.</b> Modelo estructural y cargas ultimas de diseño del muro cisterna.....	96
<b>Figura 66.</b> Planta de la cisterna con el armado de refuerzo final. ....	97



# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Objetivos del Proyecto

El proyecto de tesis tiene como objetivo realizar el análisis estructural, el diseño en concreto armado y elaborar los planos de arquitectura y de estructuras de un edificio de siete pisos, destinado a oficinas, ubicado en el distrito de Miraflores – Lima.

El terreno donde se levantará el edificio tiene una forma rectangular y  $1008 \text{ m}^2$  de área con un frente de 42 m y un fondo de 24 m. El área techada total  $6780 \text{ m}^2$ .

El edificio de oficinas cuenta con el primer piso con 34 estacionamientos, los cuales se distribuyen en todo el primer piso (ver Figura 1). En el primer nivel se ubican dos cisternas: una para el uso doméstico, otra para el sistema contra incendio y el cuarto de bombas. El suministro de agua será empleando un sistema hidroneumático, sin tanque elevado. Por último, el cuarto de máquinas para el funcionamiento de los ascensores se ubica por encima de la azotea.

Así mismo, el primer piso cuenta con un hall de ingreso, el lobby y con una escalera principal que empieza en el primer piso y termina en la azotea; también cuenta con una rampa para discapacitados en el ingreso frontal principal, un cuarto de basura, dos depósitos y el hall de ascensores. Los ascensores conectan desde el primer nivel hasta el séptimo nivel.

Por otro lado, del segundo al séptimo piso, se tiene la misma planta típica (ver Figura 2) que consiste en cuatro oficinas por piso, lo que hace un total de 24 oficinas. Cada oficina posee tres baños. En la Azotea se ubicará una sala multifuncional, cuya finalidad es poder realizar diferentes actividades, presentaciones por parte de los usuarios.

A continuación, se presentan tres planos de Arquitectura del edificio.

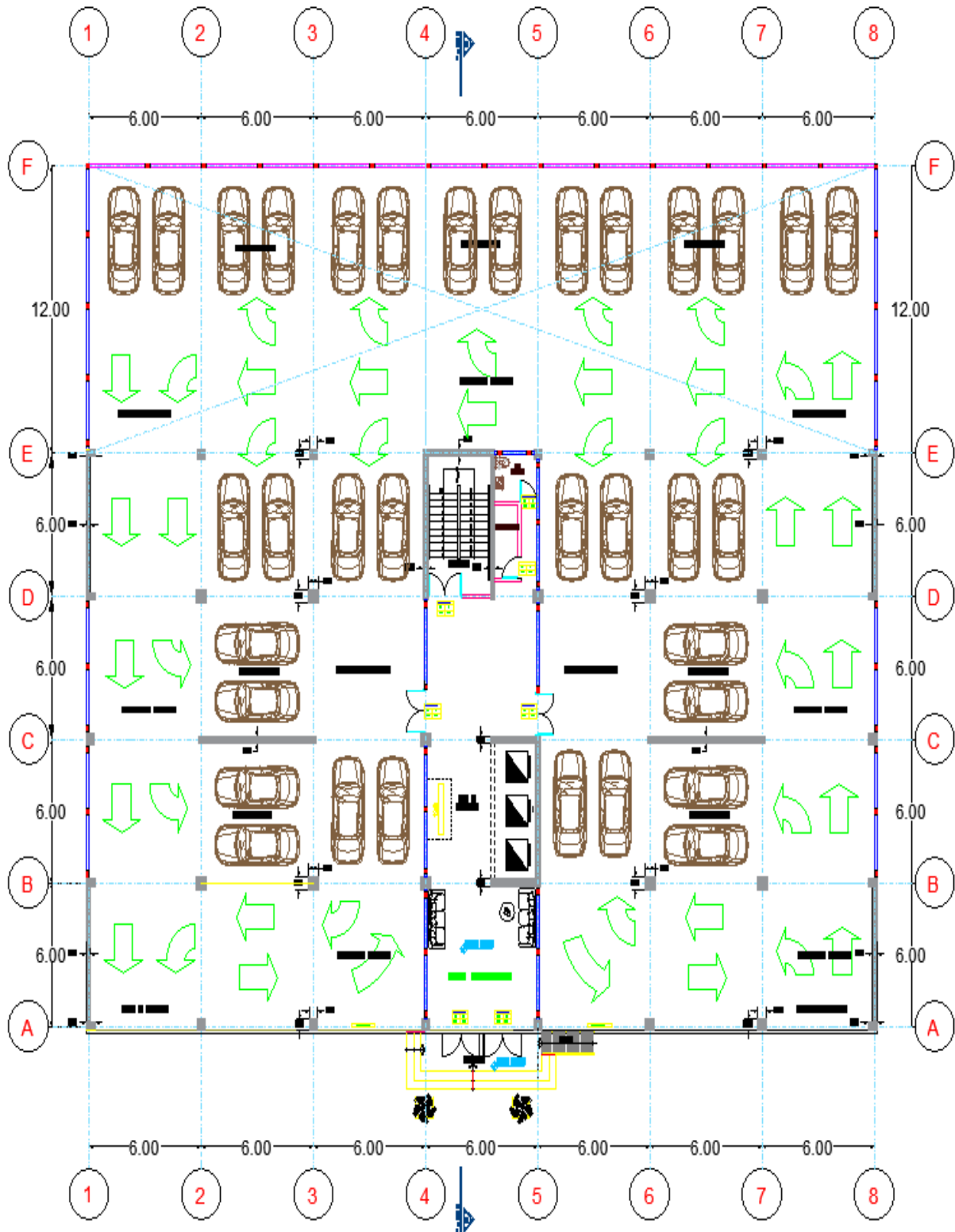
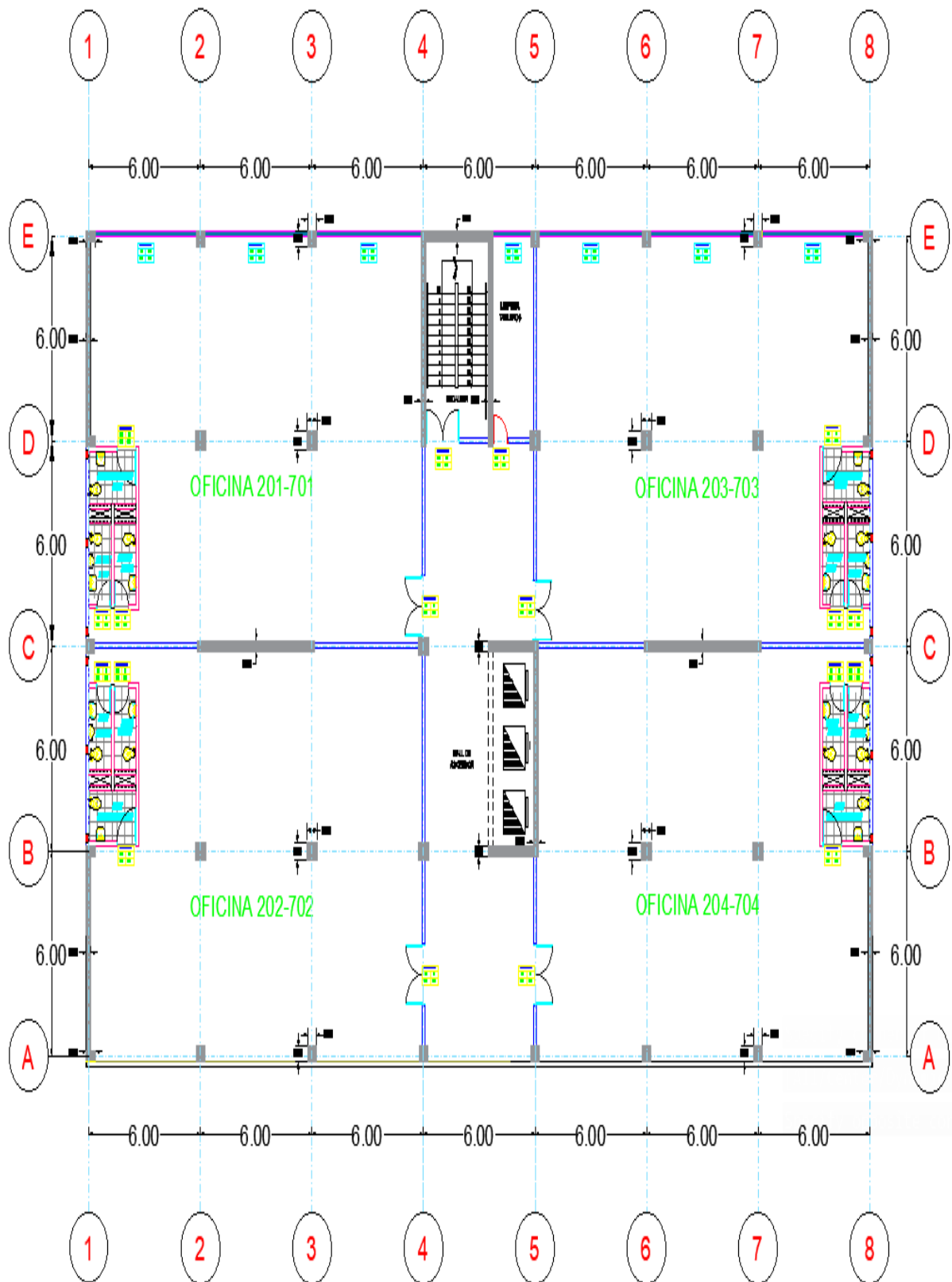


Figura 1. Planta del Arquitectura - Primer piso.



*Figura 2. Planta de Arquitectura – Pisos típicos.*

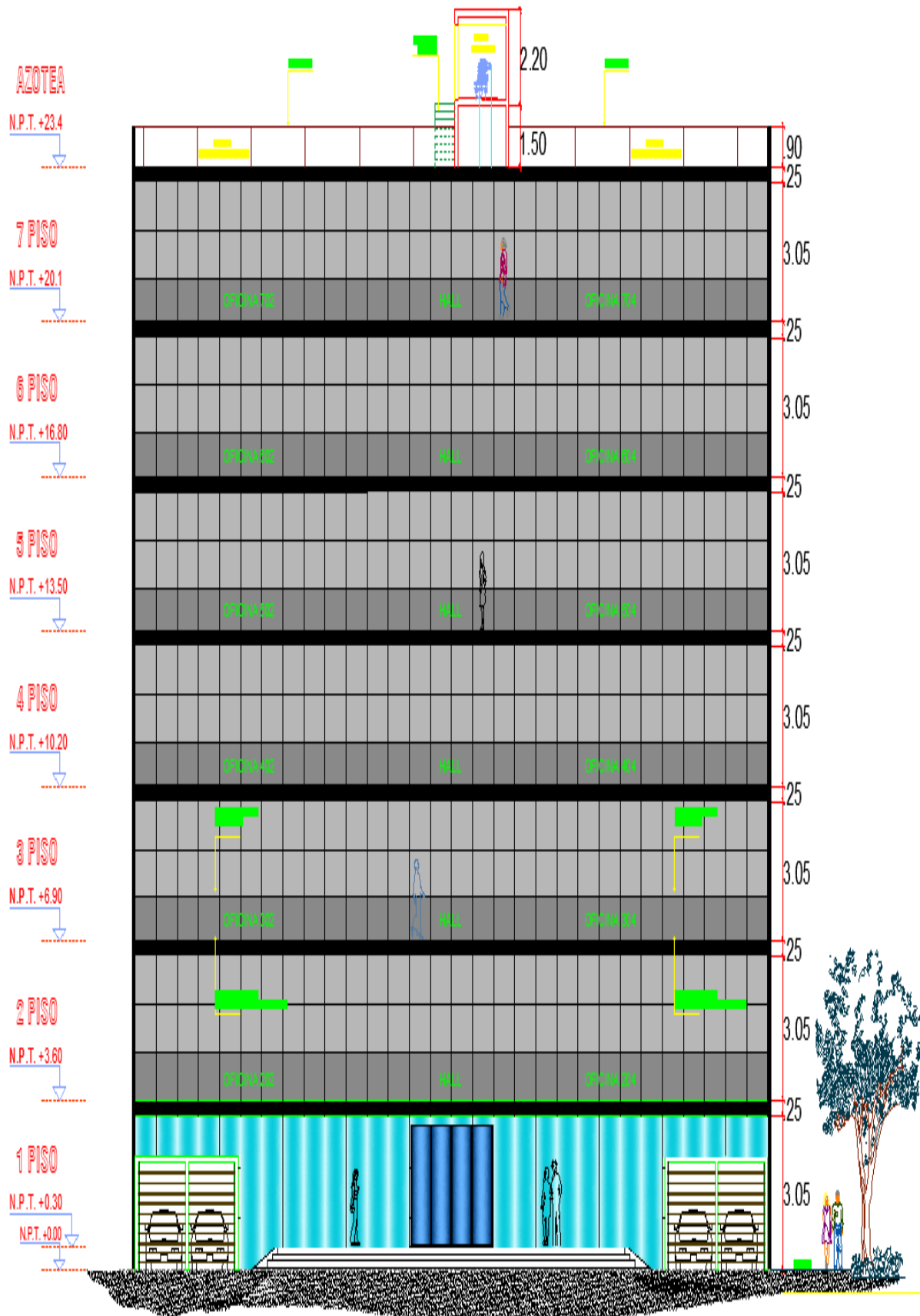


Figura 3. Elevación de Arquitectura – Elevación Principal.

## 1.2 Metodología de Diseño

Para la realización del análisis y diseño del edificio se realizará dentro marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE).

*Cuadro N° 1. Norma del RNE.*

Normas	Versión
E.020 Cargas	Mayo, 2006
E.030 Diseño sismorresistente	Octubre, 2018
E.050 Suelos y cimentaciones	Mayo, 2006
E.060 Concreto armado	Julio, 2009

Las cargas que actúan la definimos como solicitaciones que resultan del peso del mismo material, las personas, equipos, efectos naturales, etc.

Los tipos de cargas empleados en esta tesis:

- Carga Muerta o Permanente (CM): Se considera carga muerta a las cargas de magnitud constante, por ejemplo: El peso del mismo elemento, pisos, tabiques, acabados y cualquier otro tipo que quedé fijo en la estructura y no varíe en el tiempo.
- Carga Viva o Sobrecarga (CV): Se considera carga viva aquellas cargas que cambian de lugar; es decir, son movibles y que actúan sobre los ambientes del edificio, por ejemplo: Las personas, muebles, equipos, y otros elementos que sean movibles soportados por la estructura.
- Carga de Sismo (CS): Se considera carga de sismo aquellas que simulan un movimiento sísmico sobre la estructura.

La metodología de diseño se basa en la Norma E.060 del RNE, mediante el Diseño por Resistencia (Strength Design Method).

En este método se reducen las resistencias nominales ( $R_n$ ) de los elementos por un factor de reducción  $\Phi$ , además de amplificar las cargas externas o fuerzas internas requeridas ( $R_u$ ), se buscará que la resistencia de diseño sea mayor a la demanda:  $\Phi R_n \geq \sum \gamma_i \cdot S_i$  en cada sección del elemento.



*Cuadro N° 2. Tabla de Factores de Reducción de Cargas( $\Phi$ ).*

Solicitación	Factor de Reducción ( $\phi$ )
Flexión	0.90
Tracción y flexo-Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

Por otro lado, la Norma indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas  $R_u$  mediante las combinaciones y se escogerá como mínimo al mayor de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV; \quad U = 1.25(CM + CV) \pm CS; \quad U = 0.9CM \pm CS$$

*Donde:*

*CM: Carga Muerta*

*CV: Carga Viva*

*CS: Carga de Sismo*

Los tipos de hipótesis empleados en esta tesis para el diseño, según la Norma E.060 en su artículo 10.2:

- Se deben cumplir con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.
- Las secciones permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas (Hipótesis de Navier).
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, no se presenta deslizamiento entre el acero y el concreto que lo rodea.
- Las deformaciones en el acero y el concreto circundante son iguales.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de la resistencia de una sección.
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) entre el acero y el concreto.
- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- La deformación en compresión última del concreto  $\epsilon_{cu}$  es 0.003.
- Se puede asumir que la forma del bloque de compresiones es rectangular.

### 1.3 Materiales Seleccionados

La estructura será diseñada en concreto armado, el cual consiste en la utilización de concreto con varillas de acero llamadas armaduras.

Debido a su baja resistencia a la tracción se le debe reforzar con acero en la zona de tracción, con lo cual obtenemos el concreto armado.

#### Concreto Armado:

Se utilizarán concretos convencionales con las siguientes propiedades mecánicas:

- Resistencia Nominal a la compresión ( $f'c$ ):  $210\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad ( $E_c$ ):  $15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson ( $\nu$ ): 0.15
- Deformación última del concreto  $\epsilon_{cu}$ : 0.003

#### Acero: ASTM A615

Se empleará varillas de acero de grado 60, uno de los grados más comerciales en el Perú y producido por barras de 9m cada una, se asumirán las siguientes propiedades mecánicas de este material.

- Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ):  $4200\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad ( $E_c$ ):  $2000000\text{kg/cm}^2$
- Deformación de fluencia del acero  $\epsilon_y$ : 0.0021

#### Estudio del suelo:

- Grava mal graduada.
- Capacidad de carga admisible:  $4\text{kg/cm}^2$ .

## CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

### 2.1 Generalidades

Como se mencionó, el proyecto está ubicado en Miraflores, el cual está ubicado en una zona altamente sísmica; es decir, está considerada como una zona con alto peligro sísmico, por lo que la estructuración del edificio debe cumplir con todos requerimientos para que tenga un buen comportamiento sísmico. Es importante que el diseño garantice la seguridad de las personas que se encuentren dentro del edificio en caso se presente un sismo.

El planteamiento de la estructuración es en base a los planos de arquitectura, tratando de no alterar la estética arquitectónica ni la funcionalidad de este. Para ello se toma en cuenta los criterios y recomendaciones del libro del Ing. Antonio Blanco Blasco “*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*”. A continuación, se mencionarán los criterios elegidos:

#### a) Simplicidad y simetría:

Se busca que las estructuras deben tener una geometría simple y lo más simétricas posibles, dado que tienen un mejor comportamiento ante un sismo. La distribución de placas se colocó de forma tal que sea simétrica tanto en el Eje X y Eje Y. Se observa la planta de la estructura propuesta en la figura 2 la estructura es simple y simétrica.

#### b) Resistencia y ductilidad:

Se busca que toda la estructura resista las sollicitaciones sísmicas y a las cargas de gravedad, además que presente un comportamiento dúctil esto se logra cuando la estructura es capaz de tomar deformación pasando el rango lineal elástico. Esto se logrará por el diseño por resistencia y con todos los detalles de ductilidad que especifica la norma.

#### c) Uniformidad y Continuidad:

Se busca que la estructura del edificio debe ser continua en todos los niveles tanto en elevación como en planta, con la finalidad de evitar esfuerzos excesivos en una zona. Se observa la planta la elevación propuesta en la figura 3 la estructura es continua y uniforme.

#### d) Diafragma rígido:

Se busca que en cada nivel las losas se comporten como una unidad, debido a que las losas presentan una gran rigidez en su plano, estas deberán transmitir toda la fuerza de inercia a los elementos como viga, placa, columnas, etc. Se observa la planta de la estructura propuesta en la figura 2 la estructura es tiene diafragma rígido, no tiene aberturas ni esquinas entrantes.

#### e) Rigidez lateral:

Se busca que todos los elementos estructurales aporten rigidez lateral en las dos direcciones principales ortogonales; como sabemos, el sismo se representa como cargas laterales, estas originan deformaciones laterales, las cuales producen daño a la estructura, por lo que se requiere controlar estos desplazamientos para tener un mejor desempeño. El sistema de placas proporcionará una rigidez la lateral conveniente tal como se comprobará posteriormente.

## 2.2 Definición de Estructuración

### Elementos Horizontales:

- Para todos los techos se coloca dos tipos de losas: losas aligeradas en una dirección de 25 cm de peralte y losas macizas en dos direcciones de 20 cm.
- Las losas macizas se han considerado con la finalidad de darle una mayor rigidez y en el plano están achuradas.
- Se uniformizaron las dimensiones de la viga y se escogió una sección típica de 0.30x0.60m, esto debido a la luz, siempre y cuando la arquitectura lo permita; en zonas donde existan tabiques orientado de forma paralela al aligerado, se utilizaron vigas chatas para poder transmitir las cargas a las vigas.

### Elementos Verticales:

- Con el objetivo de darle mayor rigidez al edificio se le colocará placas de concreto armando tanto en el eje X como el eje Y.
- En la dirección X-X se colocarán placas en el eje C entre los ejes 2 y 3, entre los ejes 6 y 7.
- En la dirección Y-Y se colocarán placas en el eje 1 entre los ejes A/B y D/E; además, en el eje 8 entre los ejes entre los ejes A/B y D/E.
- Finalmente, en la caja de ascensores y en la caja de escalera, con estas placas ya se tiene suficiente rigidez lateral en cada dirección. La estructuración elegida será comprobada mediante el análisis sísmico.

### CAPÍTULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PROYECTO

Luego de realizar la estructuración se procede a establecer las dimensiones tentativas de todos los elementos estructurales siguiendo los requerimientos del RNE, para ellos se tomó en cuenta las recomendaciones del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco. Finalmente, las dimensiones estarán sujetas a comprobaciones.

#### 3.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas es un sistema de techado más empleado en el Perú, esta puede ser armada en una dirección (unidireccional) y sus características principales son: liviano, económico, térmico y acústico. Estas losas son las encargadas de recibir las cargas de gravedad y transmitir las a las vigas.

Para tener un peralte apropiado usaremos la siguiente tabla planteada en el libro del Ing. Antonio Blanco B. (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1997) con la finalidad de evitar verificaciones de deflexiones, las luces están entre 5 y 6.5m:

Cuadro N° 3. Tabla de peraltes en Losas Aligeradas.

Peralte h(m)	Luces Máximas Recomendadas (m)	Peso Propio Aproximado (kg/m <sup>2</sup> )
0.25	$5 \leq L_n \leq 6.5$	350

En el presente proyecto se presentan luces de 6m por lo que se elige un peralte de 0.25m cuyo peso aproximado es de 350kg/m<sup>2</sup>.

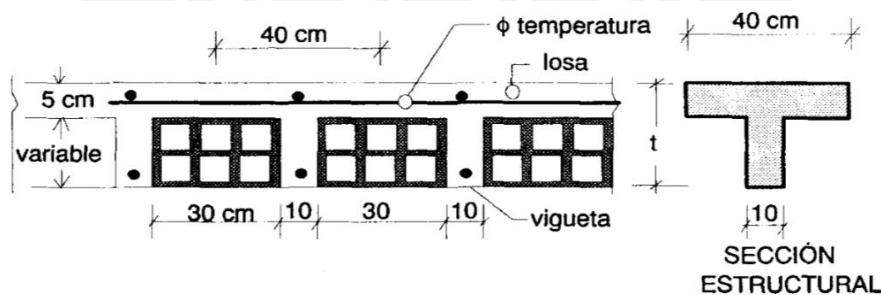


Figura 4. Sección transversal de una losa aligerada en una dirección.

#### 3.2 Predimensionamiento de Losas Macizas

Las losas soportarán las cargas de servicio como las personas y el mobiliario, de la misma manera a su propio peso y de los acabados. Se seleccionaron losas macizas de 20 cm de espesor tal como se indica en la planta de estructuración propuesta (ver Figura 7).

#### 3.3 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas

Son elementos estructurales que reciben las cargas de las losas y muros de albañilería, se apoyan y transmiten la carga hacia las columnas y muros. Por otro lado, las vigas tienen una función sísmica, ya que ayuda a proporcionar rigidez lateral a la edificación.

Tenemos dos casos de vigas, las cuales son las vigas principales las que forman parte de un sistema sismorresistente y las vigas chatas del mismo espesor de la losa. Estas son usadas cuando existe tabiquería en el sentido del armado de la losa aligerada.

Para el caso de las vigas sísmicas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.2, menciona que la luz libre del elemento en cuestión debe ser mayor que cuatro veces su peralte, debido a que para luces muy pequeñas predominan las fuerzas cortantes sobre los momentos flectores, invalidando las hipótesis de diseño por flexión.

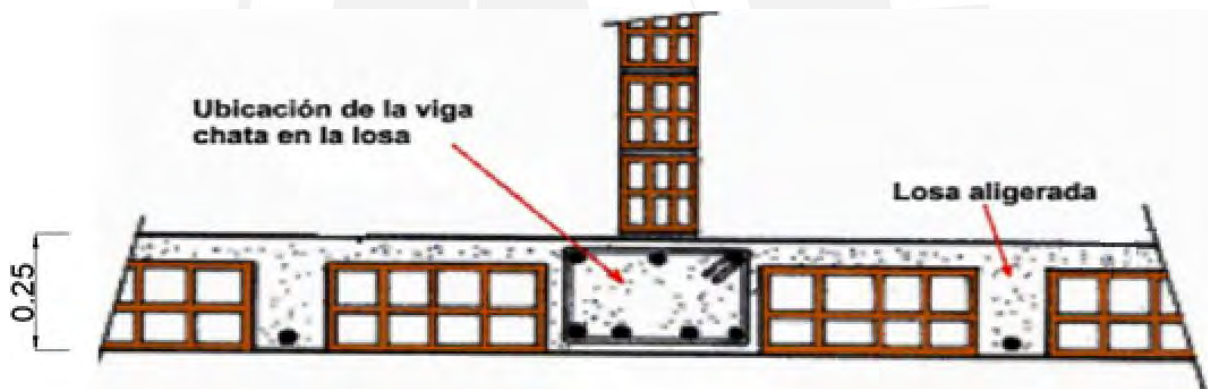
- Vigas: Se predimensiona con un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga. (Blanco,1994).

$$H = 5.55/10 = 0.55\text{m} \text{ o } H = 5.55/12 = 0.46\text{m}$$

Se elige un peralte de 0.6m para todas las vigas peraltadas y base 30 cm.

### 3.4 Predimensionamiento de Vigas Chatas

Las vigas chatas son las que unen y transmiten únicamente cargas de gravedad a las vigas principales, no cargan el techo, sino tiene como función principal de ayudar a transmitir el peso del tabique hacia las vigas principales, se emplean cuando el tabique tiene el mismo sentido de armado de la losa aligerada.



*Figura 5. Viga chata.*

En el predimensionamiento se toma en cuenta solo el ancho, ya que el peralte está definido por el espesor de losa, para cumplir la resistencia por cortante sabemos que la resistencia al diseño debe ser un valor mayor a la resistencia por diseño  $\Phi V_c \geq V_u$ .

Considerando un tabique liviano tipo V de 6 m de largo de 0.15m de espesor de 2.70 m de alto, cuyo peso unitario del tabique de  $1400 \text{ kg/m}^3$ .

Calculando el cortante último en la viga  $V_u$ , viga simplemente apoyada:

$$V_u = \frac{1.4 \cdot \text{largo} \cdot \text{ancho} \cdot \text{alto} \cdot \gamma}{2} = \frac{1.4 \cdot 6 \cdot 1.40 \cdot 0.15 \cdot 2.70}{2} = 2.46 \text{ ton}$$

Según la Norma E.060 artículo 11.3.1.1 del RNE, la resistencia nominal al corte de una sección rectangular de concreto viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Donde:

- $V_c$  = Resistencia al corte de la sección
- $f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto
- $bw$  = Ancho de la sección
- $d$  = Peralte efectivo
- $\phi$  = Factor de reducción de corte 0.85

Reemplazando y despejando:

$$bw = \frac{Vu}{0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot d} = \frac{2290}{0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{210} \cdot 22} = 15.94cm$$

Finalmente, se escoge un ancho mínimo de viga chata de 40 cm para mejorar el comportamiento de las deflexiones.

### 3.5 Predimensionamiento de Columnas

Son elementos estructurales que trabajan en flexocompresión, del mismo modo soportar también, corte y torsión. Estos reciben las cargas de las losas y de las vigas con la finalidad de llevar las cargas a la cimentación, en este proyecto se usará columnas de sección rectangular.

Se predimensiona con la siguiente expresión:

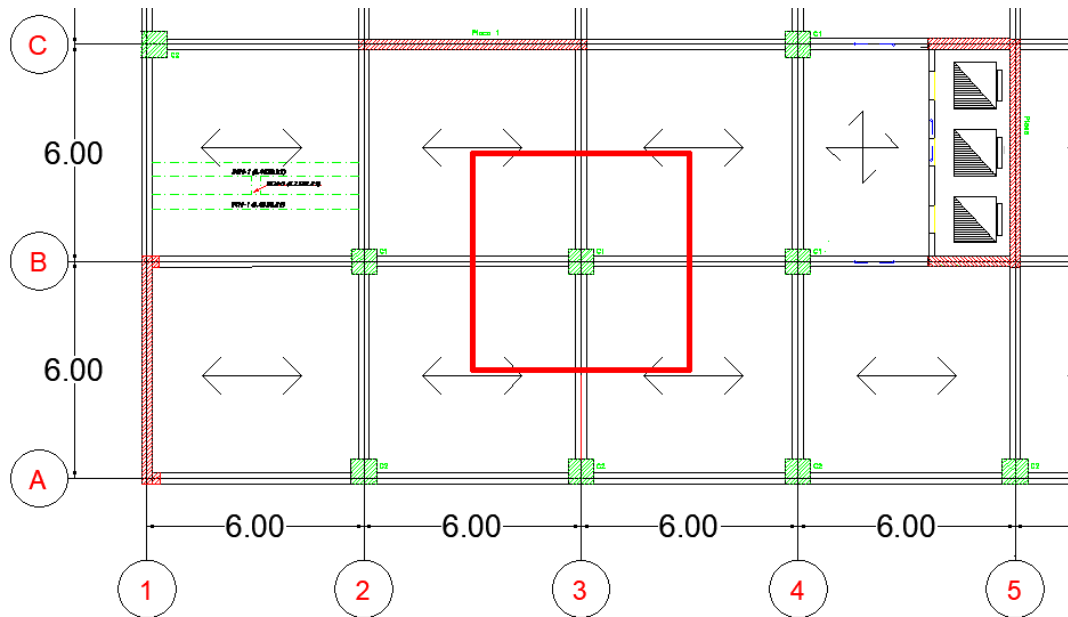
- Si se tiene muros de corte en las dos direcciones de tal forma que aportan una gran rigidez lateral y las columnas recibirán poca demanda de sismo, por lo que su diseño estará enfocado en la carga axial, se usará:

$$\text{Área Requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c}$$

- Si se tiene carga axial de menor magnitud como por ejemplo columnas esquineras o exteriores, se empleará:

$$\text{Área Requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c}$$

Para predimensionar las columnas se empleará el criterio considerando la carga por piso con una carga en servicio de 1 ton/m<sup>2</sup>.



**Figura 6.** Tomaremos la columna del eje B-3.

A continuación, se presentará los cálculos de predimensionamiento de las columnas interiores de la edificación como se observa en la figura:

**Cuadro N° 4.** Tabla de Peso en Servicio.

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso del Piso	P servicio (Ton)
Piso 7	36	1 ton/m <sup>2</sup>	36
Piso 6	36	1 ton/ m <sup>2</sup>	36
Piso 5	36	1 ton/ m <sup>2</sup>	36
Piso 4	36	1 ton/m <sup>2</sup>	36
Piso 3	36	1 ton/ m <sup>2</sup>	36
Piso 2	36	1 ton/ m <sup>2</sup>	36
Piso 1	36	1 ton/ m <sup>2</sup>	36
		<b>Suma</b>	<b>252</b>

$$\text{Área Requerida} = \frac{252}{0.45 \cdot 210} = 2667 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se tendrá que emplear columnas de 55x55 cm, cuya es de área 3025 cm<sup>2</sup> para las centrales y para las perimetrales serán de 45x45 cm, con las dimensiones asumidas luego de realizar el analizar estructural se comprobaran y si fuera necesario se modificaran las dimensiones con la finalidad de cumplir con los requerimientos de las normas.

### 3.6 Predimensionamiento de Placas

Estos muros estructurales son los que reciben las cargas de las losas de los entrepisos y la fuerza horizontal del sismo, por lo tanto, se diseñaran como elementos sometidos a flexocompresión y fuerza cortante. Estos muros se llevarán gran porcentaje de la fuerza cortante basal originada por las cargas sísmicas. Se dimensionarán las placas con valores que serán corroborados luego del análisis del edificio. A continuación, se hará el predimensionamiento:



Se eligió de referencia a la norma E.060 del RNE en su artículo 21.9.3.2, la cual indica algunas dimensiones probables, por ejemplo: las dimensiones no serán menor a 1/25 de la altura libre, ni menor de 15 cm salvo si es muros de ductilidad limitada.

Por lo tanto, será y  $e_{\min} = 3.05/25 = 0.12\text{m}$ , esto es insuficiente por cortante y por consideraciones constructivas entonces empezare con un espesor  $e = 25 \text{ cm}$ .

### 3.7 Predimensionamiento de Escaleras

Definimos escaleras como un elemento, es una losa dentada e inclinada que sirve para conectar dos diferentes niveles verticales con el objetivo de comunicarlos.

Esta escalera estará conformada por dos tramos y un descanso, cada tramo estará conformado por pasos y contrapasos.

La manera de predimensionar será de acuerdo con los criterios dados por Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), el cual indica lo siguiente:

$$60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm},$$

Donde:

$p$ : es la longitud de cada paso de la escalera.

$c_p$ : la longitud del contrapaso de la escalera.

Entonces, reemplazando con las dimensiones del proyecto tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Contra paso}(c_p) &= 17 \text{ cm} \\ \text{Paso}(p) &= 30 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Se tiene que:  $60 \leq 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ , OK

Para el caso del cálculo de la garganta de la escalera se halló de la siguiente manera:

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{570}{30} = 19.0 \text{ cm}$$

Donde:

$h_e$ : Peralte de losa.

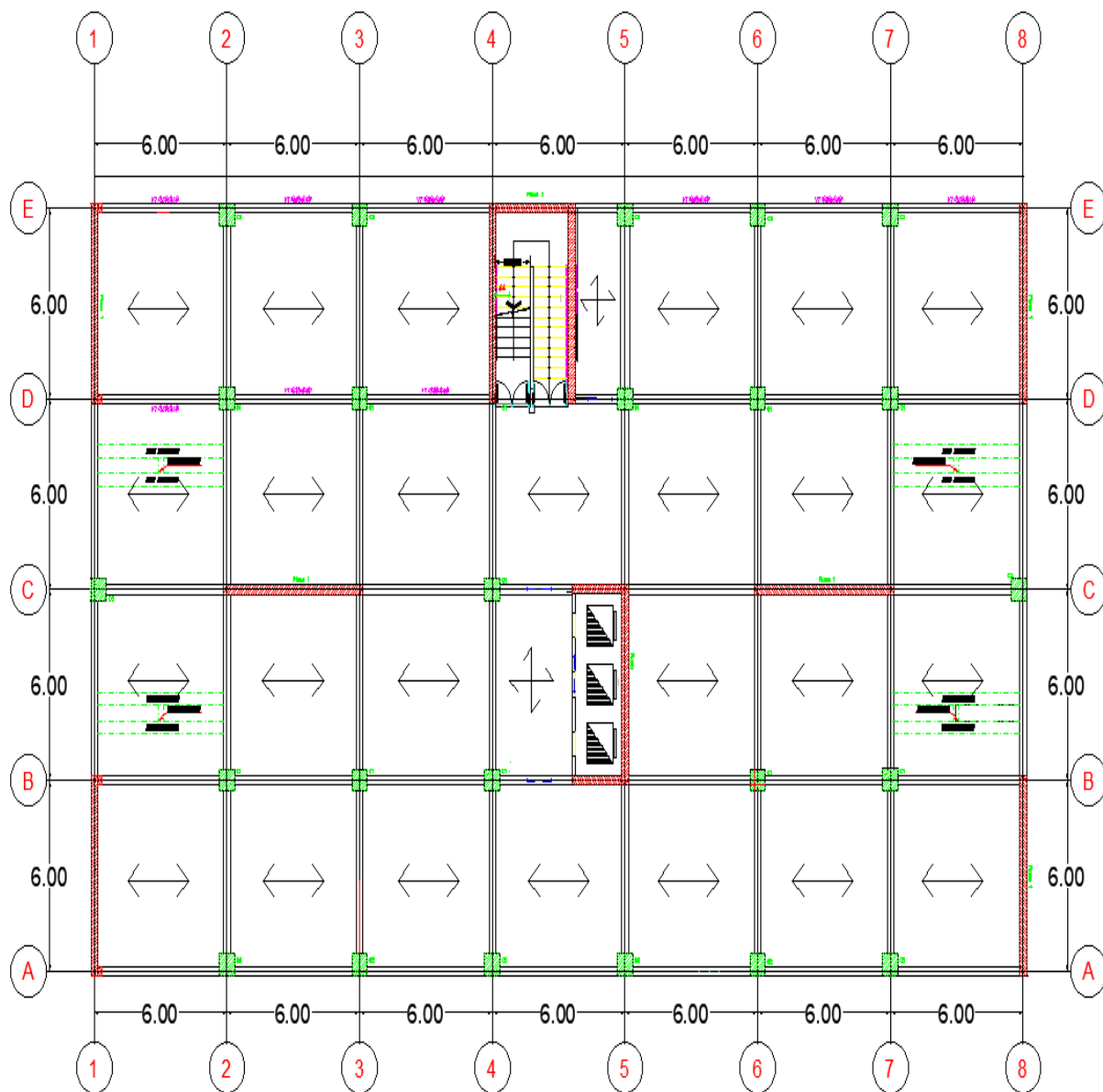
$L$ : Luz libre entre apoyos.

Finalmente, se tomó como espesor de la garganta 20 cm para los dos tramos y un espesor de descanso de 20 cm.

### 3.8 Predimensionamiento de Tabiques

Para los tabiques del edificio se emplearán albañilería arcilla hueca cuyo peso por metro cubico de  $1400 \text{ kg/m}^3$  (incluido el tarrajeo). El modelo estructural no toma en cuenta estos tabiques dado que mi estructura es muy rígida y los tabiques son pocos; por ello, se consideró que son innecesarios aislarlos.

A continuación se presentará el plano de la planta típica de la estructuración.



LEYENDA

	ALIGERADO $h=0.25m$
	LOSA MACIZA $h=0.20m$
	VIGA CHATA $h=0.25m$
	C1(0.55x0.55)
	C2(0.45x0.45)

**Figura 7.** Planta típica de la estructuración.

## CAPÍTULO 4. METRADO DE CARGAS

En este capítulo se abordará el metrado de carga verticales, al cual que se encuentra sometida la estructura, considerando dos tipos de cargas, estas son las cargas muertas y las cargas vivas definidas en la norma E.020 de cargas del RNE.

### 4.1 Pesos Unitarios

A continuación, se hará una lista de los diferentes pesos unitarios de los materiales empleados tanto para cargas muertas y cargas vivas, estas fueron obtenidas de la Norma E.020 de cargas del RNE.

#### ➤ Carga Muerta

**Pesos específicos de los materiales:**

- Concreto Armado = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Albañilería arcilla Hueca = 1400 kg/m<sup>3</sup>

**Pesos por unidad de área:**

- Aligerados (e=0.25m) = 350 kg/m<sup>2</sup>
- Losas Macizas (e=0.20m) = 480 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados (Piso terminado) = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Vidrio Muro cortina = 50 kg/m<sup>2</sup>

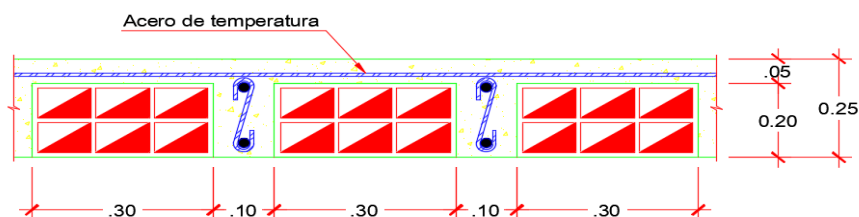
#### ➤ Carga Viva (Según la NTE E.0.20)

- Oficinas = 250 kg/m<sup>2</sup>
- Azotea (uso múltiple) = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Tabiquería móvil = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras = 400 kg/m<sup>2</sup>

Con estos datos se procederá a realizar los metrados de cargas de cada elemento.

### 4.2 Metrado de Losas Aligeradas

Se emplean viguetas, ya que son un sistema muy económico y empleado, estos poseen nervios cuyo espesor es de 0.10m y un peralte de 0.25m incluyendo una losa de espesor de 0.05m, el espaciamiento entre cada vigueta es de 0.30m. Las características geométricas se detallan en la figura 8.



*Figura 8. Geometría del aligerado del proyecto.*

El metrado se hará por vigueta, a manera de ejemplo se realizará el metrado de una vigueta ubicada entre los ejes D-E/1-4 del plano de encofrado, esta vigueta se encuentra apoyada por vigas de 0.30x0.60m y por dos placas en los extremos. Las viguetas se arman en la dirección menor a techar, ya que al curvase la losa, los momentos son significativos en esa dirección.

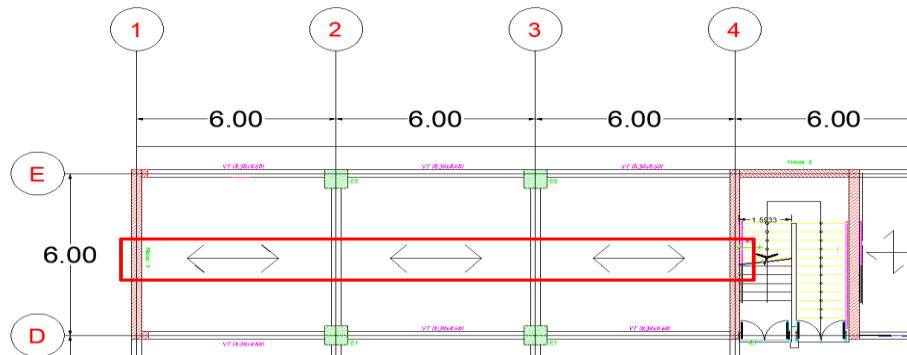


Figura 9. Vigueta seleccionada a metrar.

### Viguetas de Aligerado h=25 cm:

#### Carga muerta (Wmuerta)

Peso propio	=	$350 \times 0.4$	=	140 kg/ml
Piso terminado	=	$100 \times 0.4$	=	40 kg/ml
Wmuerta	=		=	180 kg/ml

#### Carga Viva (Wviva)

Sobrecarga	=	$(250+50) \times 0.4$	=	120 kg/ml
Wviva	=		=	120 kg/ml

Wservicio	=	Wmuerta + Wviva	=	300 kg/ml por vigueta
Wúltima	=	$1.4 \cdot Wmuerta + 1.7 \cdot Wviva$	=	456 kg/ml por vigueta

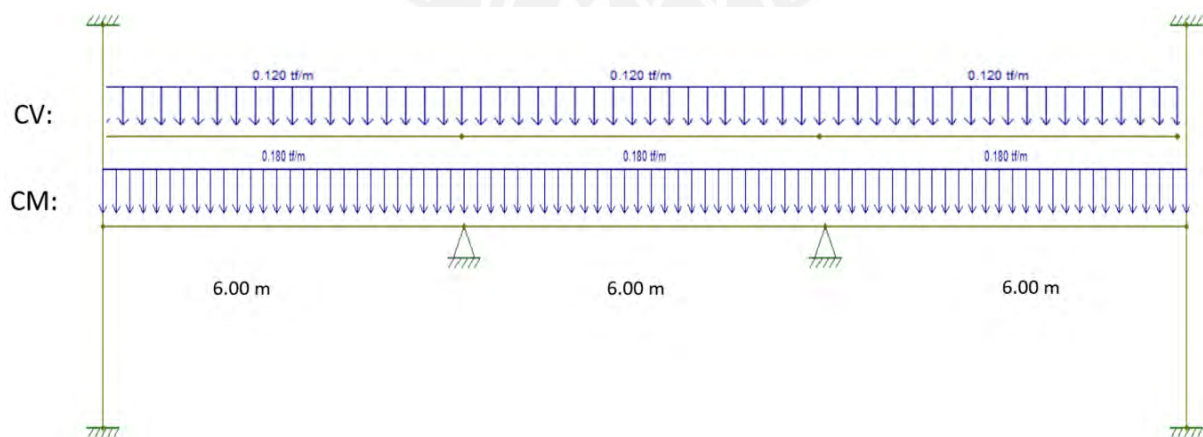


Figura 10. Modelo de una vigueta del piso típico.

### 4.3 Metrado de Losas Macizas

Se emplearán para el proyecto losas macizas armadas en dos sentidos, esta transfieren las cargas a todas las vigas sobre las cuales se apoya. El metrado de cargas se realiza por unidad de área, ya que están sometidas a cargas perpendiculares a su plano expresadas en  $\text{kg/m}^2$ , se usan las cargas repartidas del peso propio de la losa, la tabiquería, piso terminado y la carga viva según la NTE E.020 Cargas. Se considera losas macizas de 20 cm de peralte en el hall de ascensores y en el hall de escaleras.

El metrado se hará de la losa ubicada entre los ejes B-C/4-5 del plano de encofrado (ver Figura 11), esta losa maciza se encuentra apoyada por vigas de  $0.30 \times 0.60\text{m}$  en cada extremo.

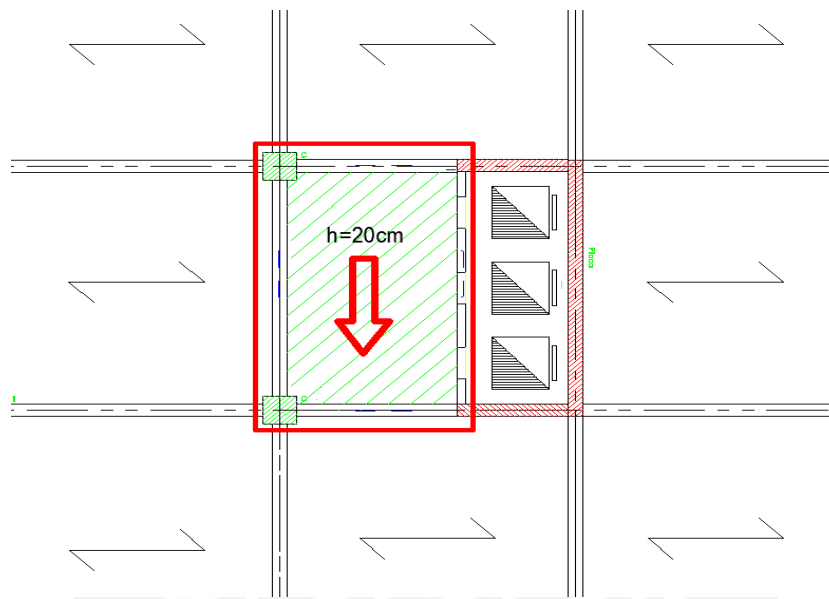


Figura 11. Losa Maciza seleccionada a metrar.

#### Losas Macizas h=20 cm:

##### Carga muerta ( $W_{muerta}$ )

Peso propio	=	$2400 \times 0.20$	=	$480 \text{ kg/m}^2$
Piso terminado	=	100	=	$100 \text{ kg/m}^2$
$W_{muerta}$	=		=	$580 \text{ kg/m}^2$

##### Carga Viva ( $W_{viva}$ )

Sobrecarga	=	$400 \times 1.00$	=	$400 \text{ kg/m}^2$
$W_{viva}$	=		=	$400 \text{ kg/m}^2$

$W_{servicio}$	=	$W_{muerta} + W_{viva}$	=	$980 \text{ kg/m}^2$
$W_{última}$	=	$1.4 \cdot W_{muerta} + 1.7 \cdot W_{viva}$	=	$1500 \text{ kg/m}^2$

## 4.4 Metrado de Vigas

### Vigas Peraltadas

Las vigas se encuentran sometidas a las cargas que le transmiten las losas, así como también su propio peso, parapetos o tabiques. Por otro lado, si una viga no recibe cargas de los techos, su análisis es similar a la de una vigueta. Sin embargo, si ocurre lo contrario, es necesario analizar y cuantificar cuánta área deber soportar un elemento estructural como es el caso de una viga, es decir cuanta área de techo debe de soportar con la finalidad de estimar la carga que será transmitida hacia la viga. A esta área se la conoce como “área tributaria”.

El área tributaria tendrá una forma dependiendo del tipo de armado de techo, por ejemplo, en una losa armada en una dirección, el área tributaria adoptara la forma rectangular; por otro lado, si se tiene una losa armada en dos direcciones, el área tributaria adoptará formas trapezoidales y triangulares. A esta práctica se le domina “el método del sobre”.

A manera de ejemplo, se desarrollará el metrado para la viga V-03 de 0.30x0.60m ubicada entre los ejes 6/A-B del plano de encofrado del piso típico.

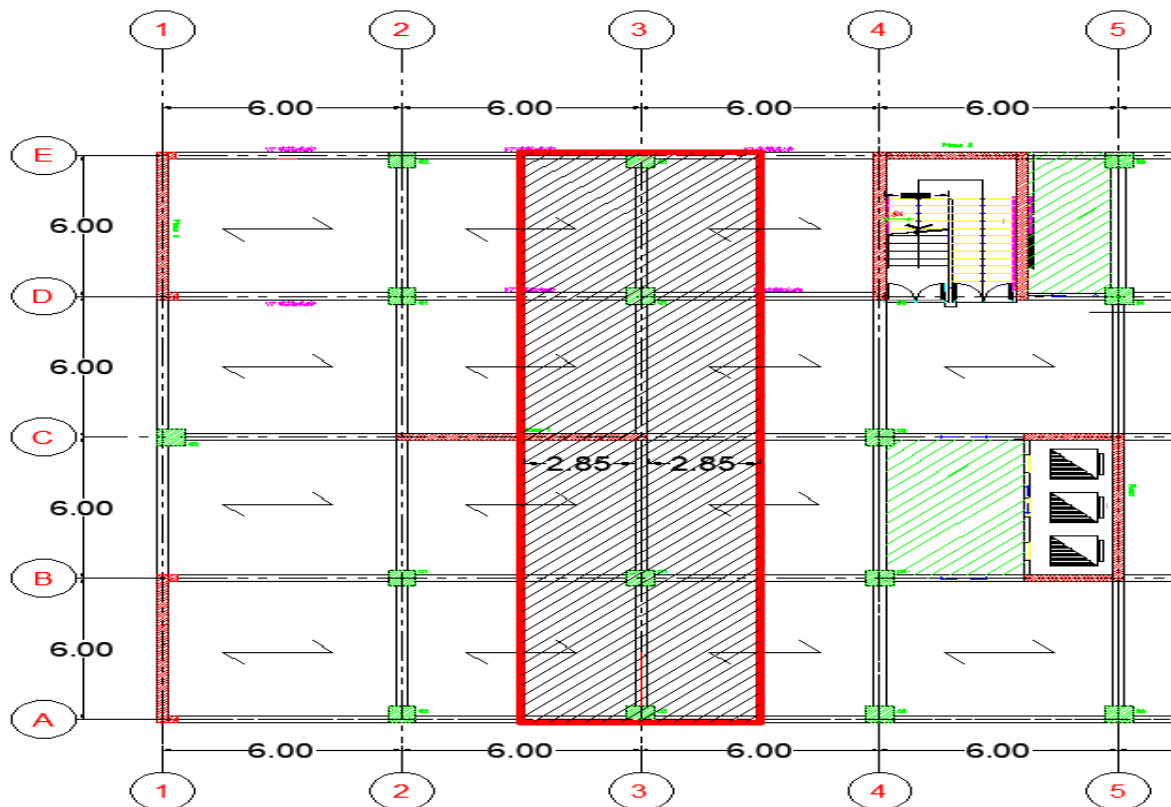


Figura 12. Viga Peraltada seleccionada a metrar.

### Viga Peraltada V-03(0.30x0.60m):

#### Carga muerta (Wmuerta)

Peso propio	=	2400 x 0.30 x 0.6	=	432 kg/ml
Losa Aligerada	=	350 x (2.85 + 2.85)	=	1995 kg/ml
Piso terminado	=	100 x (2.85 + 2.85+0.3)	=	600 kg/ml
Wmuerta	=		=	3027 kg/ml

### Carga Viva (Wviva)

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= 300 \times 6 &= & \underline{1800 \text{ kg/ml}} \\ \text{Wviva} & &= & 1800 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Wservicio} &= \text{Wmuerta} + \text{Wviva} &= & 4827 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Wúltima} &= 1.4 \cdot \text{Wmuerta} + 1.7 \cdot \text{Wviva} &= & \underline{7300 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

### Vigas Chatas

A las vigas chatas se las ubico en zonas donde existan tabiques en la misma dirección que el aligerado, para este caso el tabique será drywall; sin embargo, se considera el peso de arcilla cocida hueca a manera de referencia. Se desarrollará el metrado para la viga VCH-01 de 0.40x0.25m ubicada en el 2do piso típico entre los ejes B-C/1-2 del plano de encofrado.

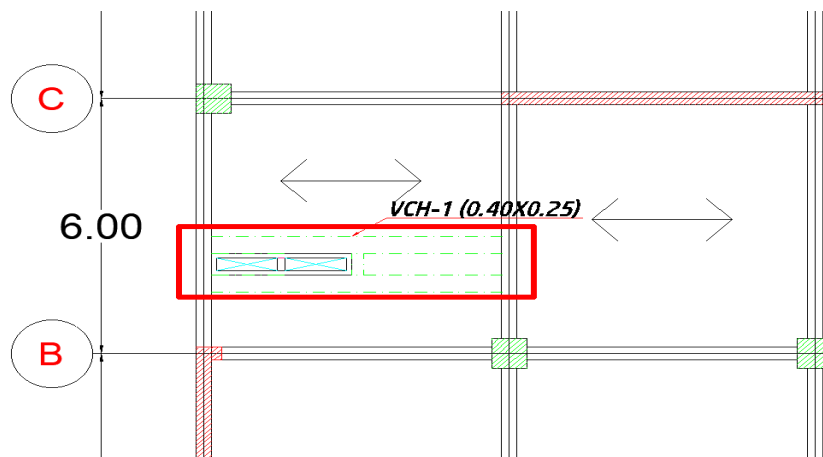


Figura 13. Viga Chata seleccionada a metrar.

### Viga Chata VCH-01(0.40x0.25m):

#### Carga muerta (Wmuerta)

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 2400 \times 0.40 \times 0.25 &= & 240 \text{ kg/ml} \\ \text{Peso tabiquería} &= 1400 \times 0.15 \times 3.05 &= & \underline{640 \text{ kg/ml}} \\ \text{Wmuerta} &= &= & 880 \text{ kg/ml} \\ \text{Wúltima} &= 1.4 \cdot \text{Wmuerta} &= & \underline{1.232 \text{ tn/m}^2} \end{aligned}$$

Se usará un modelo estructura donde se considera empotrado en el extremo derecho debido a que el fierro anclará en el siguiente paño de la losa aligerada.

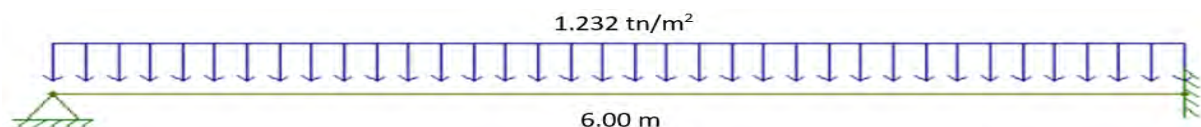


Figura 14. Modelo de Viga Chata.

### **4.5 Metrado de Columnas**

Dado que las columnas y placas reciben las cargas de todos los elementos del techo como el de la viga, las cuales les transmiten la fuerza cortante. Para obtener la carga axial, se decidió trabajar con área tributarias, dentro del área tributaria se tomará en cuenta el peso de los tabiques, losas, vigas, acabados, el peso propio de la columna y la sobrecarga.

A manera de ejemplo, se desarrollará el metrado, para la, la cual ya se predimensionó 0.55x0.55m de la columna ubicada en la intersección de los ejes B-3, esta tiene un área tributaria de 36m<sup>2</sup> como se aprecia en la figura.

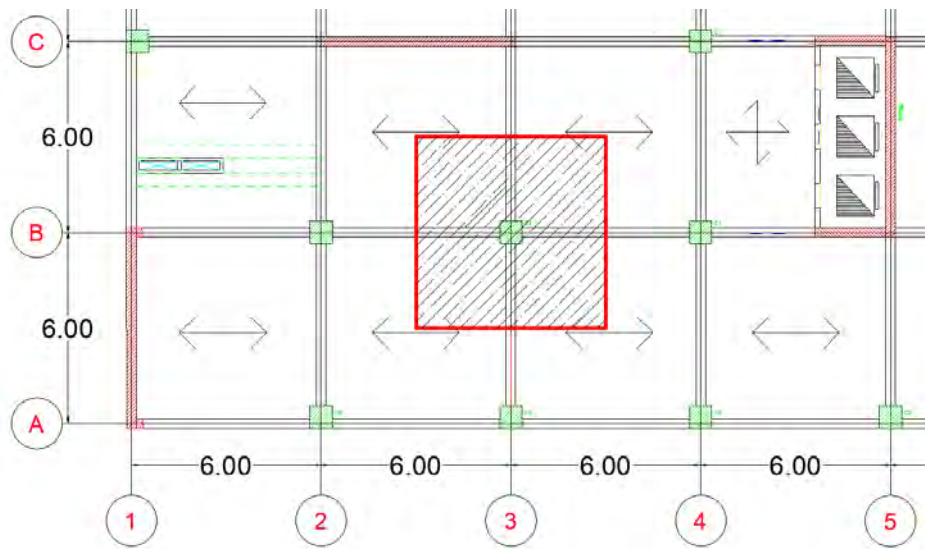


Figura 15. Columna seleccionada a metrar.

Cuadro N° 5. Metrado de cargas de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.

Nivel	Elemento	Peso Unitario (kg/m o kg/m <sup>2</sup> )	Área o Longitud (m o m <sup>2</sup> )	Peso Parcial (kg)	Peso Acumulado (kg)	
Azotea	Aligerado h=0.25	350	32.5	11381		
	Viga 0.30 x 0.60	432	10.6	4579		
	Columna 0.55 x 0.55	726	3.3	2395		
	Piso terminado	100	35.6	3569		
	Sobrecarga (Azotea)	200	35.6	7139		
			<b>CM</b>	<b>21925</b>	<b>21925</b>	
			<b>CV</b>	<b>7139</b>	<b>7139</b>	
Piso 1 al 6	Aligerado h=0.25	350	32.5	11381		
	Viga 0.30 x 0.60	432	10.6	4579		
	Columna 0.55 x 0.55	726	3.3	2395		
	Piso terminado	100	35.6	3569		
	Sobrecarga (Piso Típico)	300	35.6	10709		
			<b>CM</b>	<b>21925</b>	<b>131555</b>	
			<b>CV</b>	<b>10709</b>	<b>64255</b>	
<b>Totales</b>						
<b>CM (Ton)</b>				<b>153</b>		
<b>CV (ton)</b>				<b>71</b>		



### Reducción de carga viva:

La reducción de carga viva está sujeta a la Norma E.020 de Cargas del RNE, la cual en el artículo 10 indica lo siguiente:

$$L_r = L_o \cdot \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right)$$

$$A_i = k \cdot A_t$$

Donde:

$L_r$  = Intensidad de la carga viva reducida.

$L_o$  = Intensidad de la carga viva sin reducir

$A_i$  = Área de influencia del elemento estructural en  $m^2$

$L_o$  = Área tributaria del elemento en  $m^2$

$k$  = Factor de carga viva sobre el elemento

Además, están sujetas a las siguientes limitaciones:

- El Área de Influencia ( $A_i$ ) deberá ser mayor que  $40 m^2$ , en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- El valor de la carga viva reducida ( $L_r$ ) no deberá ser menor que  $0.5L_o$ .
- Para columnas o muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

En los siguientes cuadros se muestra la reducción de carga viva realizada para la columna C1 y el metrado de las cargas en servicio totales.

*Cuadro N° 6. Reducción de carga viva de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.*

Piso	k	$A_t$ ( $m^2$ )	$A_i$ ( $m^2$ )	$L_o$ (tn)	fr	$L_r$ (tn)
7	2	36.00	72.00	7.14	0.79	5.6
6	2	36.00	144.00	10.71	0.63	6.7
5	2	36.00	216.00	10.71	0.56	6.0
4	2	36.00	288.00	10.71	0.52	5.5
3	2	36.00	360.00	10.71	0.50	5.3
2	2	36.00	432.00	10.71	0.50	5.3
1	2	36.00	504.00	10.71	0.50	5.3

*Cuadro N° 7. Metrado de cargas finales de la columna C1(0.55x0.55m) - Ejes B-3.*

Piso	CM (ton)	CM acumulado (ton)	CV (ton)	CV acumulada (ton)
7	21.93	21.93	5.66	5.6
6	21.93	43.85	6.78	12.4
5	21.93	65.78	6.03	18.4
4	21.93	87.70	5.58	24.0
3	21.93	109.63	5.35	29.4
2	21.93	131.56	5.35	34.7
1	21.93	<b>153.48</b>	5.35	<b>40.1</b>

Finalmente, como resultado de cargas en servicio totales de los 7 pisos de la columna C1 son:

Carga muerta = 153 Ton  
 Carga Viva = 40 Ton

#### 4.6 Metrado de Placas

Las placas reciben las cargas de todos los elementos del techo, su metrado será similar al hecho en la de columnas tomando el peso de los tabiques, losas, vigas, acabados, el peso propio de la placa y la sobrecarga.

El concepto del “área tributaria” es aplicable y muy útil en el metrado de placas. A continuación, se desarrollará el metrado para la placa ubicada en el 2do piso típico entre los ejes C/6-7 del plano de encofrado, esta tiene un área tributaria de 72m<sup>2</sup> (ver Figura 16).

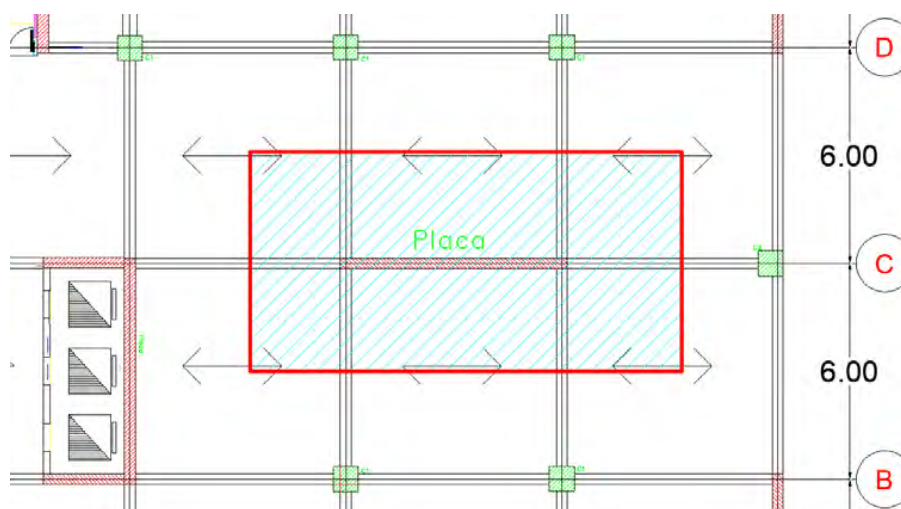


Figura 16. Placa seleccionada a metrar.

Cuadro N° 8. Metrado de cargas de la Placa Pl6 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.

Nivel	Elemento	Peso Unitario (kg/m o kg/m <sup>2</sup> )	Área o Longitud (m o m <sup>2</sup> )	Peso Parcial (kg)	Peso Acumulado (kg)	
Azotea	Aligerado h=0.25	350	64.98	22743		
	Viga 0.30 x 0.60	432	17.1	7387		
	Placa 0.30 x 6.30	4536	3.30	14968		
	Piso terminado	100	70.11	7011		
	Sobrecarga (Azotea)	200	70.11	14022		
			<b>CM</b>	<b>52110</b>	<b>52110</b>	
			<b>CV</b>	<b>14022</b>	<b>14022</b>	
Piso 1 al 6	Aligerado h=0.25	350	64.98	22743		
	Viga 0.30 x 0.60	432	17.1	7387		
	Placa 0.30 x 6.30	4536	3.30	14968		
	Piso terminado	100	70.11	7011		
	Sobrecarga	300	70.11	21033		
			<b>CM</b>	<b>52110</b>	<b>312660</b>	
			<b>CV</b>	<b>21033</b>	<b>126198</b>	
	<b>Totales</b>			<b>CM (Ton)</b>	<b>365</b>	
				<b>CV (ton)</b>	<b>140</b>	

De manera similar se aplicará la reducción de carga viva tal como se hizo en las columnas, en los siguientes cuadros se muestra la reducción de carga viva realizada para la placa P16 y el metrado de las cargas en servicio totales.

*Cuadro N° 9. Reducción de carga viva de la Placa P16 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.*

Piso	k	At (m <sup>2</sup> )	Ai (m <sup>2</sup> )	Lo (tn)	fr	Lr (tn)
7	2	72.00	144.00	14.02	0.63	8.8
6	2	72.00	288.00	21.03	0.52	10.9
5	2	72.00	432.00	21.03	0.50	10.5
4	2	72.00	576.00	21.03	0.50	10.5
3	2	72.00	720.00	21.03	0.50	10.5
2	2	72.00	864.00	21.03	0.50	10.5
1	2	72.00	1008.00	21.03	0.50	10.5

*Cuadro N° 10. Metrado de cargas finales de la Placa P16 (0.30x6.30m) - Ejes C/6-7.*

Piso	CM (ton)	CM acumulado (ton)	CV (ton)	CV acumulada (ton)
7	52.11	52.11	8.88	8.88
6	52.11	104.22	10.96	19.84
5	52.11	156.33	10.52	30.36
4	52.11	208.44	10.52	40.87
3	52.11	260.55	10.52	51.39
2	52.11	312.66	10.52	61.91
1	52.11	<b>364.77</b>	10.52	<b>72.42</b>

Finalmente, como resultado de cargas en servicio totales de los 7 pisos de la placa PL6:

- Carga muerta = 365 Ton
- Carga Viva = 73 Ton

#### 4.7 Metrado de Otros elementos estructurales

##### Escaleras

Las escaleras están integradas por tramos inclinados (gradas) y por una losa maciza de descanso de 20 cm de espesor. Para calcular el metrado de escalera se realizará el metrado de cargas por metro de ancho, la cual se le considera una carga uniforme distribuida. Esta estarán conformadas por el propio peso, el piso terminado y la sobrecarga según la Norma E.020 de cargas del RNE, indica la sobrecarga de corredores y escaleras es de 400 kg/m<sup>2</sup>.

Se realizará un metrado de cargas por metro de ancho, para calcular el peso propio de la escalera del tramo inclinado dentado, se empleará la siguiente expresión del libro del Ing. Ángel San Bartolomé "Análisis de Edificios" mostrada a continuación:

$$W_{pp} = \gamma \cdot \left( \frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Donde:

$p$ : es la longitud de cada paso de la escalera.

$cp$ : la longitud del contrapaso de la escalera.

$t$ : espesor de la garganta

$\gamma$ : Peso unitario del concreto armado

Datos:

$$\begin{aligned} p &= 0.30 \text{ m} \\ cp &= 0.17 \text{ m} \\ t &= 0.20 \text{ m} \\ \gamma &= 2400 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Reemplazando los valores tenemos lo siguiente:

$$W_{pp} = 2400 \cdot \left( \frac{0.17}{2} + 0.20 \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{0.17}{0.30} \right)^2} \right) = 755 \text{ kg/m}^2$$

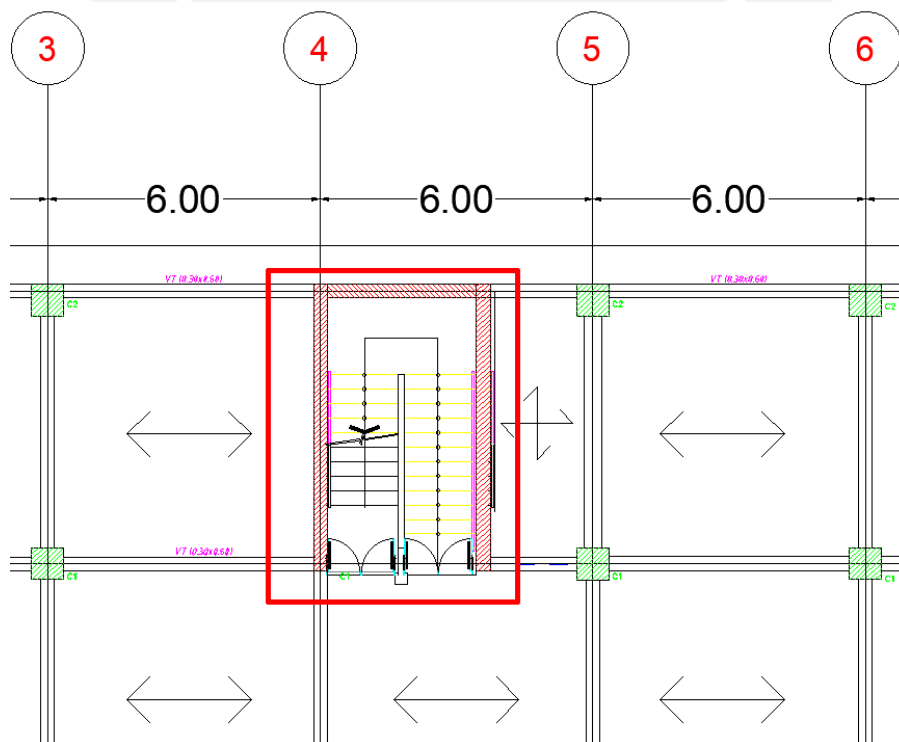


Figura 17. Escalera seleccionada a metrar.

Si realizamos un metro de ancho y considerando  $100 \text{ kg/m}^2$  para la carga del piso terminado, tenemos:

**Tramo inclinado (un metro de ancho):**

Carga muerta ( $W_{muerta}$ )

Peso propio	=	$755.71 \times 1$	=	$755.71 \text{ kg/ml}$
Piso terminado	=	$100 \times 1$	=	<u><math>100 \text{ kg/ml}</math></u>
$W_{muerta}$			=	$855 \text{ kg/ml}$

Carga Viva ( $W_{viva}$ )

Sobrecarga	=	$400 \times 1$	=	<u><math>400 \text{ kg/ml}</math></u>
$W_{viva}$			=	$400 \text{ kg/ml}$
$W_{servicio}$	=	$W_{muerta} + W_{viva}$	=	$1255.71 \text{ kg/ml}$
$W_{última}$	=	$1.4 \cdot W_{muerta} + 1.7 \cdot W_{viva}$	=	<b><math>1880 \text{ kg/ml}</math></b>

**Descanso (un metro de ancho):**

Carga muerta ( $W_{muerta}$ )

Peso propio	=	$0.20 \times 2400 \times 1$	=	$480 \text{ kg/ml}$
Piso terminado	=	$100 \times 1$	=	<u><math>100 \text{ kg/ml}</math></u>
$W_{muerta}$			=	$580 \text{ kg/ml}$

Carga Viva ( $W_{viva}$ )

Sobrecarga	=	$400 \times 1$	=	<u><math>400 \text{ kg/ml}</math></u>
$W_{viva}$			=	$400 \text{ kg/ml}$
$W_{servicio}$	=	$W_{muerta} + W_{viva}$	=	$980 \text{ kg/ml}$
$W_{última}$	=	$1.4 \cdot W_{muerta} + 1.7 \cdot W_{viva}$	=	<b><math>1490 \text{ kg/ml}</math></b>

**Muros de la Cisterna**

Los muros de la cisterna son elementos estructurales responsables de soportar los empujes hidrostáticos y del suelo en reposo. En el primer piso encontramos dos cisternas: una para el uso doméstico, y otra para el sistema contra incendio y el cuarto de bombas.

Norma IS.010 capítulo 2 menciona que para oficinas la dotación es de  $6 \text{ L/s}$  por  $\text{m}^2$  de área útil, y en el capítulo 3 en su artículo 16 menciona que el almacenamiento de agua para combatir incendios debe ser por lo menos de  $40 \text{ m}^3$ .

Para nuestro proyecto, las dimensiones de cada cisterna será de  $5 \times 5 \times 2.5 \text{ m}$  y tendrá un volumen de  $40.5 \text{ m}^3$  cumpliendo con la dotación requerida, por otro lado, el cuarto de máquinas de dimensiones  $4.1 \times 2.5 \times 2.5 \text{ m}$

A continuación, se muestra el metrado de cargas del techo de la cisterna, la cual se ubica en el primer nivel en la zona de estacionamientos entre los ejes E y 4/5.

Carga muerta (Wmuerta)

Peso propio	=	0.25 x 2400 x 1	=	600kg/ml
Piso terminado	=	100 x 1	=	<u>100 kg/ml</u>
Wmuerta			=	700 kg/ml

Carga Viva (Wviva)

Sobrecarga	=	250 x 1	=	<u>250 kg/ml</u>
Wviva			=	250 kg/ml

Wservicio	=	Wmuerta + Wviva	=	950 kg/ml
Wúltima	=	1.4·Wmuerta + 1.7·Wviva	=	<b>1405 kg/ml</b>



## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1 Generalidades

El objetivo del diseño estructural se orienta a proporcionar adecuada estabilidad, resistencia, rigidez y ductilidad frente a solicitaciones provenientes de cargas muertas, cargas vivas y eventos sísmicos. Este proyecto se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, por lo que, un sismo severo puede producir deformaciones importantes en la estructura y en efecto dañarla. De este modo, se deben controlar los desplazamientos laterales con la finalidad de tener un control de la deriva máxima, por lo tanto, es primordial cumplir con los requisitos propuestos de la Norma E.030 Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 5.2 Parámetros Sísmicos

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

- a) **Zonificación (Z):** La norma E.030 en su capítulo 2.1 divide al Perú en 4 zonas y esta se basa en la distribución espacial de la sismicidad, a cada zona se le asigna un valor de “Z”, a este factor se le interpreta como la máxima aceleración horizontal en un suelo rígido cuya probabilidad de ser excedida es del 10 % en 50 años.

*Cuadro N° 11. Valores de Z según la Norma E.030.*

Factores de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

El proyecto que se encuentra ubicado en el distrito de Miraflores en el departamento de Lima, al cual le corresponde:

$$Z = \text{Zona } 0.45 (\text{Zona } 4).$$

- b) **Condiciones Geotécnicas:** La norma E.030 en su capítulo 2.3 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, velocidad promedio de propagación de las ondas de corte y el periodo fundamental de vibración del suelo. Las solicitaciones sísmicas al pasar por diferentes tipos de estratos se van a amplificar por un factor “S”, el cual se muestra en el cuadro resumen siguiente:

*Cuadro N° 12. Valores de “S” según la Norma E.030.*

Zona	Factor de Suelo "S"			
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10

Cuadro N° 13. Valores de  $T_p$  y  $T_l$  según la Norma E.030.

	Perfil de Suelo			
	So	S1	S2	S3
$T_p$ (S)	0.30	0.40	0.6	1
$T_l$ (S)	3.00	2.50	2	1.6

El proyecto está cimentado en un suelo muy rígido al poseer una capacidad portante de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$ ; por lo tanto, tiene el siguiente factor:

$$S = 1.0 \quad T_p = 0.4 \text{ y } T_l = 2.5 \text{ (Tipo S1)} \quad \text{Rocas o suelos muy rígido}$$

- c) **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Se interpreta como el factor de amplificación de la estructura respecto de la aceleración del suelo, la norma E.030 en su capítulo 2.5 define a este factor con las siguientes expresiones:

$$C = 2.5 \quad T < T_p$$

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad T_p < T < T_l$$

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right) \quad T > T_l$$

Donde:

$T_p$ : Periodo que define la plataforma del factor C

$T_l$ : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

- d) **Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):** Este coeficiente de uso se define según el uso o importancia de la edificación, y se clasifican en 4 categorías entre las cuales tenemos: A) Edificaciones Esenciales, B) Edificaciones Importantes, C) Edificaciones Comunes y D) Edificaciones Temporales.

El proyecto será destinado a edificios de oficinas, por lo que se clasificará como “Categoría C, Edificaciones Comunes”; por lo tanto, tiene el siguiente factor:

$$U = 1 \text{ (Edificaciones Comunes)}$$

- e) **Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R):** Indica cuánto se puede reducir las fuerzas laterales sísmicas para que la incursión sea en el régimen inelástico y lograr un diseño eficiente. De acuerdo con la norma E.030 define el coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” según el sistema estructural que presente el edificio, así se muestra la siguiente tabla:

Cuadro N° 14. Valores de  $R_o$  según la Norma E.030.

Material	Sistemas Estructurales	Coficientes básicos de Reducción $R_o$
Concreto Armado	De muros Estructurales	6

En este escenario, el proyecto tiene una buena cantidad de placas en ambas direcciones, entonces, de acuerdo con la tabla de la norma E.030 para edificios de muros estructurales:



$R_o=6$  (Muros estructurales)

Luego, en base a ello, se comprobará mediante el análisis dinámico que las placas absorben por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la basal.

### 5.3 Configuración Estructural

La estructura puede ver afectado su desempeño por su irregularidad, por lo que se debe clasificar a la estructura mediante la irregularidad en planta o la altura con la finalidad de hallar un valor adecuado de R.

#### a) Irregularidad en altura:

- Irregularidad de masa o peso:  
Las masas en los pisos son iguales a diferencia de la azotea, por lo que no presenta esta irregularidad.
- Irregularidad geométrica vertical:  
El edificio presenta una geometría vertical continua, por lo cual no presenta esta irregularidad.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes:  
No existe desalineamiento vertical en ningún elemento; es decir, no hay cambio de orientación ni desplazamiento del eje de magnitud, por lo cual no presenta esta irregularidad.
- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes:  
No existe desalineamiento vertical en ningún elemento, por lo cual no presenta esta irregularidad.

#### b) Irregularidad en planta:

- Esquinas entrantes:  
El edificio no presenta esquinas entrantes, por lo cual no presenta esta irregularidad.
- Discontinuidad del diafragma:  
La edificación tendría esta irregularidad si hay aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma. Las únicas aberturas en planta del edificio son por las áreas libres del ascensor, las escaleras y los ductos de ventilación en los baños. Como estas superficies no llegan a ser el 50% del área total del diafragma, por lo cual no presenta esta irregularidad.
- Sistemas no paralelos:  
Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos, por lo cual no presenta esta irregularidad.

En conclusión, al hacer el análisis de irregularidades no se presentó irregularidades previas al análisis, por lo que el Coeficiente de reducción (R) no será afectado por una reducción previa haciendo que se mantenga este valor para el análisis.

En la siguiente tabla se tiene de manera resumida los parámetros sísmicos tomados para el análisis del edificio.

*Cuadro N° 15. Parámetros Sísmicos.*

Parámetro	Z	S	U	Rx	Ry
Factor	0.45	1	1	6	6

#### 5.4 Análisis Modal

Previo a realizar un Análisis Sísmico de una estructura es necesario conocer sus modos de vibración y también los periodos fundamentales, cada modo de vibración está asociado a una forma y a un periodo de vibración, y es independiente de las cargas actuantes. Dependen de la rigidez y la distribución de masas en el edificio. Para calcular los modos de vibración nos apoyamos de un programa de cómputo (ETABS). Se tomará un modo de vibración corresponden a un análisis dinámico considerando 3 grados de libertad por piso e incluyendo la excentricidad accidental.

*Cuadro N° 16. Modos de Vibración y Porcentaje de Masa Participante.*

Modo	Periodo	Masa Efectiva %	
	T seg	X-X	Y-Y
1	<b>0.588</b>	<b>72.56%</b>	0.00%
2	<b>0.462</b>	0.19%	<b>61.06%</b>
3	0.436	1.07%	10.41%
4	0.148	17.12%	0.00%
5	0.104	0.01%	19.34%
6	0.097	0.11%	0.91%
7	0.067	5.52%	0.00%
8	0.047	0.00%	5.47%
9	0.044	0.06%	0.07%
10	0.042	2.11%	0.00%
11	0.030	0.21%	0.00%
12	0.030	0.62%	0.00%
13	0.028	0.00%	0.01%
14	0.024	0.31%	0.00%
15	0.023	0.00%	0.63%
16	0.021	0.09%	0.00%
17	0.021	0.00%	0.00%
18	0.019	0.00%	0.20%
19	0.017	0.00%	0.04%
20	0.017	0.00%	0.00%
21	0.015	0.00%	0.00%

De acuerdo con la tabla anterior, para calcular el periodo predominante en cada dirección se toman el de mayor masa efectiva, el 90% es el número mínimo de modos a considerar, entonces el modo predominante para el análisis en dirección X-X es el modo 1 con un periodo de 0.588 segundos, tiene un porcentaje de masa participante 73% y el modo predominante para la dirección Y-Y es el modo 2 con un periodo de 0.462 segundos y tiene un porcentaje de masa participante 61%.

*Cuadro N° 17. Periodos Fundamentales de la Estructura.*

Dirección	Periodo T (s)	Masa Efectiva %	Periodo Traslación Pura (s)
X-X	0.588	73	0.582
Y-Y	0.462	61	0.455

Se puede observar de los resultados anteriores que la estructura es más rígida en la dirección Y-Y, debido a que el periodo fundamental en la dirección Y-Y es menor y tiene sentido, ya que cuenta con una gran cantidad de placas en esa dirección. Por otro lado con estos periodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

### 5.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

La Norma E.030 en su artículo número 4.5 indica que este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en el centro de masas; cada nivel de la edificación señala además que es posible usar este método solo para estructuras ubicadas en la zona sísmica 1 para estructuras regulares de no más de 30 metros de altura y para irregulares no más de 15m de altura.

#### a) Peso de la edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará en edificaciones de la categoría C como es el caso de nuestro edificio, se tomará el 25 % de la carga viva, además en azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.

*Cuadro N° 18. Cálculo del Peso Sísmico.*

Nivel	Masa (Tn. seg <sup>2</sup> /m)	Peso (Tn)
Piso 7	79	775
Piso 6	96	938
Piso 5	96	938
Piso 4	96	938
Piso 3	96	938
Piso 2	96	938
Piso 1	98	960
<b>TOTAL</b>	<b>655</b>	<b>6425</b>

## b) Fuerza Cortante Basal

Se procedió al inicio realizar el análisis estático del edificio con la finalidad de obtener la fuerza cortante basal, a la cual estará sometida la estructura.

Con los parámetros ya definidos como Z, U, C, S, R en el acápite 5.3 y el periodo fundamental en cada dirección calculados en el acápite 5.4, se calculó la cortante basal según el artículo 4.5.2 de la Norma E.030, en cual menciona que la fuerza cortante total en la base de la estructura se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

*Cuadro N° 19. Cálculo de la Cortante Basal Estática.*

Parámetros	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo Traslación Pura (Seg)	0.582	0.455
T <sub>p</sub>	0.40	0.40
T <sub>l</sub>	2.50	2.50
C <sub>calculado</sub>	1.72	2.20
C <sub>diseño</sub>	1.72	2.20
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
R	6.00	6.00
¿C/R > 0.11?	0.29	0.37
ZUCS/R	0.13	0.16
P (ton)	6425	6425
<b>Vcortante (ton)</b>	<b>828</b>	<b>1059</b>

*Cuadro N° 20. Cortante Basal Estático.*

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Vestático (ton)	<b>828</b>	<b>1059</b>

## c) Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

A partir de la cortante basal, se obtienen las fuerzas cortantes en cada piso, la norma E.030 en su artículo 4.5.3 propone la siguiente fórmula para distribuir las.

- $F_i = \alpha_i \cdot V$ ;  $\alpha_i = \frac{P_i(h_i)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T) en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo con:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$
- Para T mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

*Cuadro N° 21. Distribución de Fuerzas Cortantes por Nivel en la Dirección X-X.*

Nivel	Peso (tn)	H (m)	$P_i \cdot (h_i)^k$	$\alpha_i$	$F_i$ (tn)
Piso 7	775	23.90	21103	0.21	177
Piso 6	938	20.60	21871	0.22	184
Piso 5	938	17.30	18236	0.18	153
Piso 4	938	14.00	14630	0.15	123
Piso 3	938	10.70	11059	0.11	93
Piso 2	938	7.40	7534	0.08	63
Piso 1	960	4.10	4172	0.04	35
<b>TOTAL</b>	<b>6425</b>	$\sum P_i \cdot (h_i)^k$	<b>98605</b>	$\Sigma$	<b>828</b>

*Cuadro N° 22. Distribución de Fuerzas Cortantes por Nivel en la Dirección Y-Y.*

Nivel	Peso (tn)	H (m)	$P_i \cdot (h_i)^k$	$\alpha_i$	$F_i$ (tn)
Piso 7	775	23.90	18528	0.21	223
Piso 6	938	20.60	19319	0.22	232
Piso 5	938	17.30	16225	0.18	195
Piso 4	938	14.00	13130	0.15	158
Piso 3	938	10.70	10035	0.11	121
Piso 2	938	7.40	6940	0.08	83
Piso 1	960	4.10	3938	0.04	47
<b>TOTAL</b>	<b>6425</b>	$\sum P_i \cdot (h_i)^k$	<b>88115</b>	$\Sigma$	<b>1059</b>

#### D) Verificación del Sistema Estructural

Con los resultados del Análisis Dinámico se procede a calcular el porcentaje de fuerza cortante actuante tanto en la dirección X como en la dirección Y en placas y columnas como se muestra en la siguiente tabla.

*Cuadro N° 23. Porcentaje de Cortantes en Placas y Columnas.*

	$V_x$ (Dinámico)	%	$V_y$ (Dinámico)	%
Muros	598 Tn	<b>93.8%</b>	690 Tn	<b>97.2%</b>
Columnas	39 Tn	6.2%	20 Tn	2.8%
Total	637 Tn	100%	710 Tn	100%

Según la Norma E.030 menciona que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Como se aprecia en la tabla los muros en la dirección X-X soportan el 93.8% de la Cortante Basal y dirección Y-Y soportan el 97.2% de la Cortante Basal por lo que comprobamos que el sistema estructural asumido es el correcto (Ro).

### E) Excentricidad Accidental

De acuerdo con la incertidumbre en la ubicación de los centros de masa de cada nivel, la norma E.030 en su artículo 4.5.5 menciona que para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura, el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:  $M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$ .
- Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.
- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.
- Para nuestro proyecto los valores de excentricidad accidental en cada dirección son los siguientes:

$$e_x = 5\% (42) = 2.1\text{m (Sismo en Y)}$$

$$e_y = 5\% (24) = 1.2\text{m (Sismo en X)}$$

A continuación, se mostrará los valores de Momento y Fuerza a aplicar en cada nivel.

*Cuadro N° 24. Valores de Fuerzas y Momentos Accidentales.*

Nivel	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Fi (ton)	ey (m)	Maccidental (tn.m)	Fi (ton)	ex (m)	Maccidental (tn.m)
Piso 7	177	1.2	213	223	2.1	468
Piso 6	184	1.2	220	232	2.1	488
Piso 5	153	1.2	184	195	2.1	410
Piso 4	123	1.2	147	158	2.1	331
Piso 3	93	1.2	111	121	2.1	253
Piso 2	63	1.2	76	83	2.1	175
Piso 1	35	1.2	42	47	2.1	99
<b>TOTAL</b>	<b>828</b>			<b>1059</b>		

## 5.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 menciona que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados del análisis dinámico, además la norma indica que hay dos maneras de realizar el análisis dinámico estas son las siguientes: procedimientos de combinación modal espectral y análisis de tiempo-historia, cabe resaltar para edificios importantes se realizará un análisis de tiempo-historia y para edificios convencional se puede emplear cualquiera de los dos métodos.

Este proyecto se trata de una edificación catalogada como categoría “C”: común se empleará los procedimientos de combinación modal espectral, con ello se verificará que la estructura cumpla con los requisitos de rigidez, es decir, control de deriva máxima, las fuerzas internas en todos los elementos estructurales, la junta sísmica, entre otros.

### a) Aceleración Espectral

La Norma E.030 en su artículo 4.6.2 menciona que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Ahora como ya se definió los parámetros:

*Cuadro N° 25. Parámetros Sísmicos.*

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R <sub>o</sub>	6	6
U	1.00	I <sub>a</sub>	1.00	1.00
S	1.00	I <sub>p</sub>	1.00	1.00
TP	0.40	R	6	6
TL	2.50	g(m/s <sup>2</sup> )	9.81	

“C” se colocará en función del tiempo “T” obtenemos lo siguiente:

*Cuadro N° 26. Valores de T vs. Sa del espectro de diseño.*

T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
0	1.84	1.84	1.2	0.61	0.61
0.1	1.84	1.84	1.3	0.57	0.57
0.2	1.84	1.84	1.4	0.53	0.53
0.3	1.84	1.84	1.5	0.49	0.49
0.4	1.84	1.84	1.6	0.46	0.46
0.5	1.47	1.47	1.7	0.43	0.43
0.6	1.23	1.23	1.8	0.41	0.41
0.7	1.05	1.05	1.9	0.39	0.39
0.8	0.92	0.92	2	0.37	0.37
0.9	0.82	0.82	2.5	0.29	0.29
1	0.74	0.74	3	0.20	0.20
1.1	0.67	0.67	4	0.11	0.11

A continuación, se mostrará los gráficos de la curva de los valores del espectro de diseño para la dirección X-X y la dirección Y-Y.

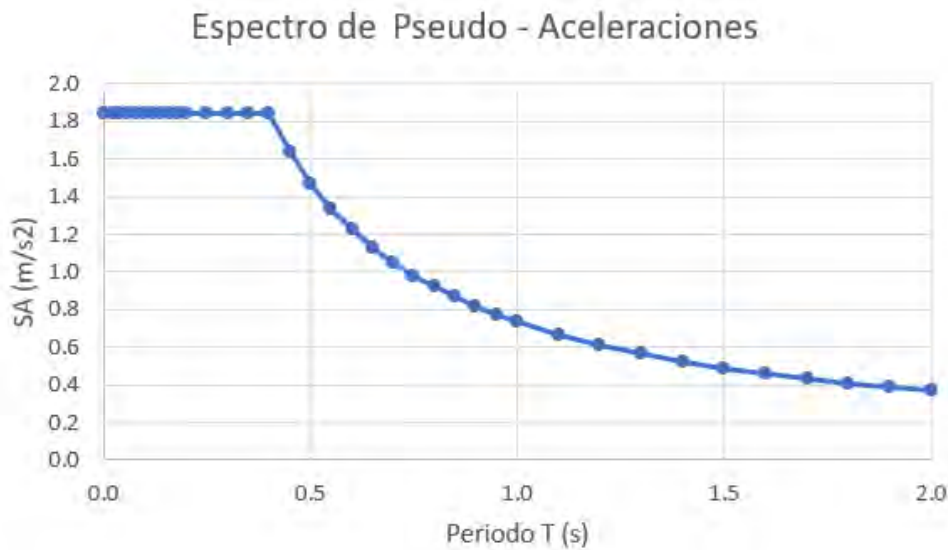


Figura 18. Espectro T(seg) vs Sa(m/s<sup>2</sup>).

### b) Criterios de Combinación

A partir del espectro obtenido se hallaran las respuestas de los diferentes modos, el cual se eligió al emplear el criterio de combinación cuadrática completa (CQC), la Norma E.030 en su artículo 4.6.3 menciona el uso de la “combinación cuadrática” para obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

### c) Fuerza Cortante Mínima en la Base

Una vez realizado el Análisis Dinámico, mediante el programa ETABS se obtienen las respuestas máximas de fuerzas cortante en cada nivel.

Cuadro N° 27. Fuerzas cortantes basales resultante del Análisis Dinámico.

Nivel	Sismo en X-X		Sismo en Y-Y	
	Vx (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
Piso 7	160	14	30	169
Piso 6	287	28	61	313
Piso 5	378	38	86	419
Piso 4	450	46	106	500
Piso 3	511	52	120	563
Piso 2	559	55	129	610
Piso 1	588	56	133	637

De la tabla anterior se obtiene el siguiente resultado:



*Cuadro N° 28. Cortante Basal Dinámico.*

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Vdinámico (ton)	<b>588</b>	<b>637</b>

Con estos resultados la norma E.030 menciona que para cada una de las direcciones, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % (estructuras regulares), ni menor que el 90 % (estructuras irregulares) de la cortante del análisis estático. Caso contrario no se cumpla se requerirá escalar o amplificar proporcionalmente todas las fuerzas y momentos, excepto los desplazamientos para cumplir con los mínimos establecidos por la norma.

*Cuadro N° 29. Factor de Escala.*

<b>Factor de Escalamiento</b>			
Vx (Estático)	828 Tn	Vy (Estático)	1059 Tn
Vx (Dinámico)	588 Tn	Vy (Dinámico)	637 Tn
Vx din/Vx est	0.71	Vy din/Vx est	0.60
Cociente Min.	0.8	Cociente Min.	0.8
Factor(fx)	<b>1.13</b>	Factor(fy)	<b>1.33</b>

En el proyecto, la estructura es regular por lo que el cociente mínimo es 0.8 para ambas direcciones y como se observa no cumple con el cociente mínimo, por lo que para diseñar los elementos estructurales será necesario amplificar todas las fuerza y momento por 1.13 en la dirección X-X y por 1.33 en la dirección Y-Y.

#### **d) Desplazamientos laterales**

Para el control de desplazamientos laterales la norma E.030 menciona en su artículo 4.5 para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

En el proyecto es una estructura regular, es decir, será multiplicado por 0.75R, el valor R tanto para dirección X como la dirección Y es 6 por ser de muros estructurales. Además, la máxima deriva o límite para la distorsión de entre piso para Concreto Armado es 7%. A continuación, se mostrará las derivas elásticas e inelásticas para ambas direcciones.

Cuadro N° 30. Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección X-X.

Dirección X-X		Desplazamientos absolutos máximos (mm)	Desplazamientos relativos máximos (mm)	Derivas $\Delta$ elásticas	Derivas $\Delta$ inelásticas	Derivas $\Delta$ inelásticas (%)	Deriva $\Delta$ límite (%)
Nivel	Altura (m)						
Piso 7	3.3	17.11	2.52	0.000764	0.003437	3.44	7
Piso 6	3.3	14.59	2.73	0.000827	0.003721	3.72	7
Piso 5	3.3	11.86	2.85	0.000865	0.003892	3.89	7
<b>Piso 4</b>	3.3	9.01	2.86	0.000866	0.003898	<b>3.90</b>	7
Piso 3	3.3	6.15	2.65	0.000802	0.003608	3.61	7
Piso 2	3.3	3.51	2.16	0.000655	0.002947	2.95	7
Piso 1	4.1	1.35	1.35	0.000328	0.001477	1.48	7

Cuadro N° 31. Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección Y-Y.

Dirección Y-Y		Desplazamientos absolutos máximos (mm)	Desplazamientos relativos máximos (mm)	Derivas $\Delta$ elásticas	Derivas $\Delta$ inelásticas	Derivas $\Delta$ inelásticas (%)	Deriva $\Delta$ límite (%)
Nivel	Altura (m)						
Piso 7	3.3	15.04	2.51	0.000762	0.003428	3.43	7
<b>Piso 6</b>	3.3	12.53	2.59	0.000786	0.003535	<b>3.54</b>	7
Piso 5	3.3	9.93	2.58	0.000783	0.003522	3.52	7
Piso 4	3.3	7.35	2.45	0.000743	0.003345	3.34	7
Piso 3	3.3	4.90	2.16	0.000656	0.002950	2.95	7
Piso 2	3.3	2.73	1.68	0.000510	0.002294	2.29	7
Piso 1	4.1	1.05	1.05	0.000256	0.001154	1.15	7

De las tablas anteriores se puede notar que la deriva máxima en la dirección X-X es 3.90% y en la dirección Y-Y es 3.54%, la máxima deriva permitida por la norma para muros de concreto armado es 7%; por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos de rigidez.

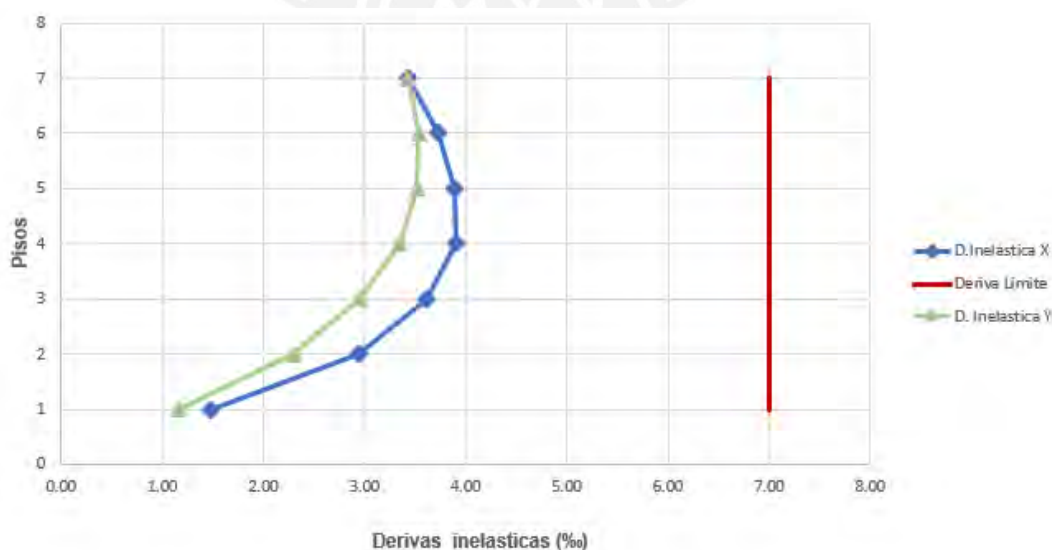


Figura 19. Máximas deriva elásticas e inelásticas para la dirección X-Y.

## e) Verificación irregularidades

- **Irregularidad torsional**

Esta irregularidad se presentará si en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta m_{\text{máx}}$ ), es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta P_{\text{prom}}$ ).

*Cuadro N° 32. Irregularidad Torsional en la dirección X-X.*

	Altura(m)	$\Delta m_{\text{máx}}$ (m)	$\Delta P_{\text{prom}}$ (m)	$\Delta m_{\text{máx}}/\Delta P_{\text{prom}}$	Condición 1	$\Delta m_{\text{máx}}/h = \text{deriva}$	Condición 2	¿Hay Irregularidad?
					¿>1.3?		¿>0.0035?	
h1	4.10	0.001382	0.001281	1.08	NO	0.000337	NO	NO
h2	3.30	0.003585	0.003295	1.09	NO	0.001086	NO	NO
h3	3.30	0.006268	0.005727	1.09	NO	0.001899	NO	NO
h4	3.30	0.00915	0.008323	1.10	NO	0.002773	NO	NO
h5	3.30	0.012012	0.010886	1.10	NO	0.003640	SI	NO
h6	3.30	0.01473	0.013305	1.11	NO	0.004464	SI	NO
h7	3.30	0.017227	0.015512	1.11	NO	0.005220	SI	NO

De las tablas presentadas se aprecia que la condición 1 no se cumple en todos los pisos y para la condición 2 solo en los pisos 5, 6 y 7, entonces, se concluye que no existe irregularidad torsional para la dirección X-X, ya que las condiciones anteriormente mencionadas no se cumplen a la vez.

*Cuadro N° 33. Irregularidad Torsional en la dirección Y-Y.*

	Altura(m)	$\Delta m_{\text{máx}}$ (m)	$\Delta P_{\text{prom}}$ (m)	$\Delta m_{\text{máx}}/\Delta P_{\text{prom}}$	Condición 1	$\Delta m_{\text{máx}}/h = \text{deriva}$	Condición 2	¿Hay Irregularidad?
					¿>1.3?		¿>0.0035?	
h1	4.10	0.001142	0.000931	1.23	NO	0.000279	NO	NO
h2	3.30	0.00299	0.002434	1.23	NO	0.000906	NO	NO
h3	3.30	0.005369	0.004367	1.23	NO	0.001627	NO	NO
h4	3.30	0.008062	0.006557	1.23	NO	0.002443	NO	NO
h5	3.30	0.010893	0.008858	1.23	NO	0.003301	NO	NO
h6	3.30	0.01373	0.011163	1.23	NO	0.004161	SI	NO
h7	3.30	0.01648	0.013395	1.23	NO	0.004994	SI	NO

De las tablas presentadas se aprecia que la condición 1 no se cumple en todos los pisos y para la condición 2 solo en los pisos 6 y 7, entonces se concluye que no existe irregularidad torsional para la dirección Y-Y, ya que las condiciones anteriormente mencionadas no se cumplen a la vez.

- **Irregularidad de Piso Blando**

Esta irregularidad se presentará si, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

*Cuadro N° 34. Irregularidad de Piso Blando en la dirección X-X.*

	Rigidez (tn/m)	ki/ki+1	Condición 1	3·ki/ (ki+1+ki+2+ki+3)	Condición 2	¿Hay irregularidad?
			¿<0.7?		¿<0.8?	
k1	493494	1.68	NO	2.13	NO	NO
k2	294308	1.34	NO	1.61	NO	NO
k3	220108	1.23	NO	1.47	NO	NO
k4	179198	1.19	NO	1.58	NO	NO
k5	150066	1.26	NO	-	-	-
k6	118915	1.65	NO	-	-	-
k7	71916	-	-	-	-	-

*Cuadro N° 35. Irregularidad de Piso Blando en la dirección Y-Y.*

	Rigidez (tn/m)	ki/ki+1	Condición 1	3·ki/ (ki+1+ki+2+ki+3)	Condición 2	¿Hay Irregularidad?
			¿<0.7?		¿<0.8?	
k1	399112	1.67	NO	2.17	NO	NO
k2	239336	1.36	NO	1.70	NO	NO
k3	175412	1.27	NO	1.62	NO	NO
k4	138020	1.27	NO	1.82	NO	NO
k5	108268	1.37	NO	-	-	-
k6	78798	1.93	NO	-	-	-
k7	40849	-	-	-	-	-

**f) Junta de Separación Sísmica**

Para la separación entre edificios “s” la norma E.030 menciona en su artículo 5.3 que toda estructura debe tener una separación (desde nivel del terreno natural) mínima “s” con la finalidad de evitar el contacto durante un movimiento sísmico, esta distancia “s” debe ser mayor que:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacente ni menor que:
  - I.  $S \geq 0.006h$
  - II.  $S \geq 3 \text{ cm}$

donde h es la altura del nivel del terreno natural hasta el nivel considerado a evaluar, en nuestro caso en el último nivel (23.10m).

En el proyecto no se cuenta con los desplazamientos de la estructura adyacente; solo se podrá calcular el valor de “s” con dos criterios.

- $S = 0.006 (2310) = 13.86 \text{ cm}$
- $S \geq 3 \text{ cm}$

Entonces el valor de S será 13.86 cm, adicional a esto la norma indica que también se debe considerar que el edificio deberá separarse del límite de propiedad a una distancia no menor que:

- $2/3$  del desplazamiento máximo inelástico del edificio en cada dirección.
- $S/2$ , según lo hallado anteriormente.

Como se desconoce los desplazamientos de los edificios adyacentes, no se puede establecer un valor exacto de junta sísmica, pero sí podemos calcular el criterio de separarnos del límite de propiedad a una distancia mínima en cada dirección, para la dirección X-X 1.71 cm y para la dirección Y-Y 1.50 cm (ver cuadro 32 y 33) con ello se procede a calcular a la separación de límite de propiedad.

Dirección X-X:

- $R (0.75) (1.71) = 7.70 \text{ cm}$
- $2/3(7.75) = 5.13 \text{ cm}$
- $S/2 = 13.86/2 = 6.93 \text{ cm}$

Dirección Y-Y:

- $R (0.75) (1.50) = 6.76 \text{ cm}$
- $2/3(6.76 \text{ cm}) = 4.51 \text{ cm}$
- $S/2 = 13.86/2 = 6.93 \text{ cm}$

Finalmente, el edificio se separará del límite de propiedad a partir del nivel +0.0 para la dirección X-X, por otro lado en la dirección Y-Y no hay vecinos:

- Dirección X-X: 7 cm

## CAPÍTULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Son elementos que se diseñarán para trabajar a flexión y corte. Estas losas se vacían en conjunto con las vigas de manera monolítica.

Como los techos no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que trabajan a cargas de gravedad, según lo que indica la Norma E.060 de Concreto Armado usando el método LRFD, empleamos la combinación 1.4CM + 1.7CV.

Las cargas son las halladas en capítulo del metrado de cargas con cargas concentrada, distribuidas y con viguetas típicas colocadas cada 40 cm. Se analizarán los momentos y cortantes críticos.

### 6.1 Diseño por Flexión

Las Viguetas son típicas de sección transversal "T" tienen un peralte de 25 cm y un ancho tributario de 40 cm, dichas viguetas se encuentran apoyadas en vigas de 30 cm y se tomará como ejemplo la vigueta ya metrada entre los ejes D-E/1-4 del plano de encofrado.

El diseño de flexión se tomó como vigas T, se comprobará que el bloque de compresiones esté dentro del espesor de la losa de 5 cm, los momentos negativos se tomarán como una viga rectangular de 10 cm de ancho y para los momentos positivos se tomara una viga rectangular de 40 cm de ancho, a continuación, se mostrara las características de la vigueta.

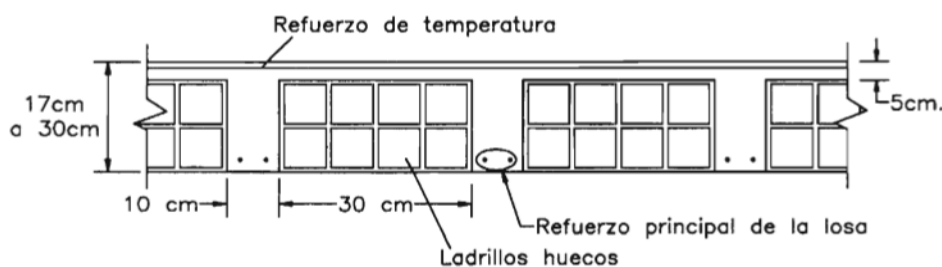


Figura 20. Características Geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2002).

- Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo ( $Y_t$ ): 16.25 cm
  - Momento de Inercia de la sección bruta ( $I_g$ ): 22708 cm<sup>4</sup>
  - Resistencia a la compresión ( $f'_c$ ): 210kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de Rotura ( $f_r$ ):  $2 \sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$
- Para el refuerzo mínimo para momento negativo, según la Norma E.060 en el artículo 10.5.1 menciona que el refuerzo mínimo debe tener un refuerzo al menos de 1.2 el momento de agrietamiento de la sección bruta ( $\Phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$ ).

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

Entonces reemplazando:

$$1.2M_{cr^-} = (1.2) \cdot \left( \frac{29 \cdot 22708}{8.75} \right) = 903 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para  $b=10$  cm,  $d=22$  cm se cuenta con  $A_{smin^-} = 1.15 \text{ cm}^2$

- Para el refuerzo mínimo positivo por tracción de las secciones rectangulares y las secciones T cuya ala está en compresión la Norma E.060 en su artículo 10.5.2 brinda esta expresión:

$$A_{smin^+} = \frac{0.7 \cdot (\sqrt{f'c})}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Entonces reemplazando:

$$A_{smin^+} = \left( \frac{0.7 \cdot (\sqrt{210})}{4200} \right) \cdot (10) \cdot (22)$$

$$A_{smin^+} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Para el refuerzo máximo, según la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 indica que la sección no debe tener un refuerzo mayor al  $0.75 \cdot A_{sb}$ , se calcula como el 75% del acero balanceado, el cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_{smax^+} = 0.75 \cdot A_{sb^+} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax^-} = 0.75 \cdot A_{sb^-} = 3.51 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal se podrá calcular de la siguiente manera:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

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

La carga ultima se hallará considerando la combinación de carga  $1.4CM + 1.7CV$  teniendo en cuenta la alternancia de cargas, se obtuvo los siguientes resultados:

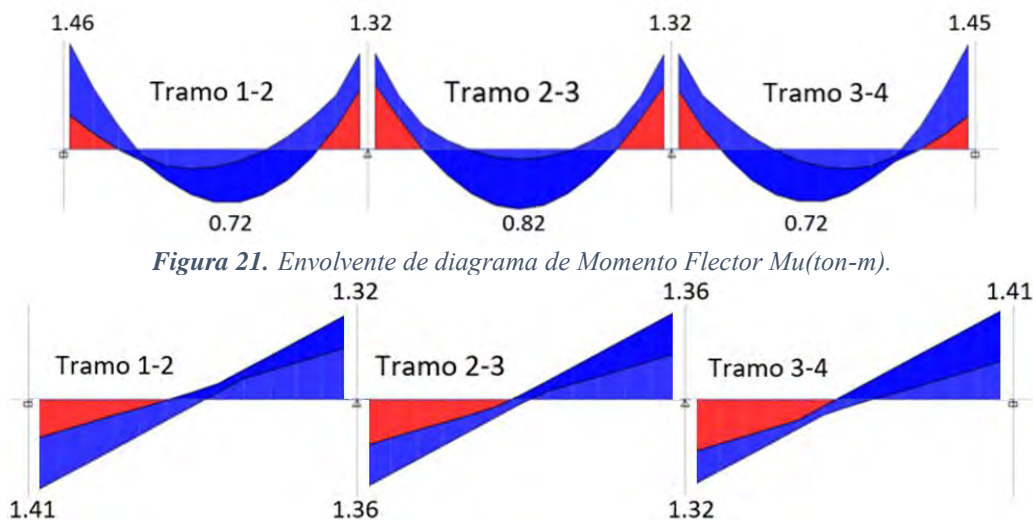


Figura 22. Envoltura de diagrama de Fuerzas Cortantes a "d" de la cara  $V_{ud}$  (ton).

De la envolvente del diagrama de momento flector se obtienen los momentos de diseño por flexión.

*Cuadro N° 36. Tramo 1-2.*

Zona	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Colocado
Apoyo 1	1.46	10	22	1.96	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
Centro	0.72	40	22	0.88	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
Apoyo 2	1.32	10	22	1.75	1Φ3/8" + 1Φ1/2"

*Cuadro N° 37. Tramo 2-3.*

Zona	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Colocado
Centro	0.82	40	22	1.00	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
Apoyo 3	1.32	10	22	1.75	1Φ3/8" + 1Φ3/8"

*Cuadro N° 38. Tramo 3-4.*

Zona	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Colocado
Centro	0.72	40	22	0.88	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
Apoyo 5	1.45	10	22	1.95	1Φ3/8" + 1Φ3/8"

## 6.2 Diseño por Cortante

Para verificar que la resistencia del concreto sea lo suficiente capaz de soportar las fuerzas cortantes, ya que las viguetas no llevan estribos, todo el cortante deberá ser resistido sólo por el concreto. Las fuerzas cortantes últimas "Vud", ubicados a los extremos se obtienen a una distancia "d" medida de la cara del apoyo, donde "d" es el peralte efectivo.

La Norma E.060 del RNE menciona que la resistencia al corte de las viguetas se puede incrementar en un 10%, por lo cual la resistencia del concreto al corte se obtiene de la siguiente manera:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 22$$

$$\Phi V_c = 1.58 \text{ ton}$$

Se tomo como ejemplo la vigueta ya metrada entre los ejes D-E/1-4 del plano de encofrado, del diagrama de fuerzas cortantes se tomó a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Para el tramo 1 donde se encuentra el máximo cortante tenemos:

$$V_{ud} = 1.41 \text{ Ton al extremo izquierdo a "d" de la cara.}$$

$$V_{ud} = 1.32 \text{ Ton al extremo derecho a "d" de la cara.}$$

Comparando Vu y ΦVc entonces como ΦVc ≥ Vu la sección tiene la capacidad suficiente para resistir las cortantes en el aligerado por lo tanto no se requiere ensanches.



### 6.3 Diseño por Contracción y Temperatura

En la Norma E.060 del RNE en su artículo 9.7 “Refuerzo por Cambios Volumétricos” indica que se requiere colocar un refuerzo perpendicular para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

Este refuerzo se colocará en la losa superior del aligerado es por ello que consideramos  $h$  de 5 cm y para un metro de ancho de sección, la cuantía mínima indicado en la norma es 0.18%, por lo tanto, el área de acero de temperatura será:

$$A_{st}: 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se considerará barras de  $\Phi$  1/4” cuyo  $A_b$  es  $0.32 \text{ cm}^2$ , hallamos el espaciamiento:

$$S = \frac{0.32}{0.90} = 36 \text{ cm}$$

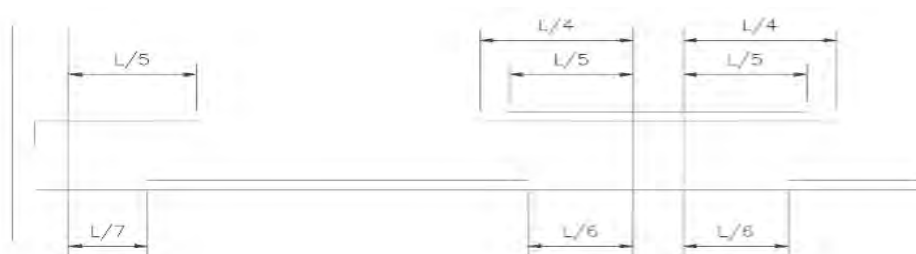
Según la Norma E0.60 el espaciamiento  $S < 5.t = 25 \text{ cm}$  y  $S < 40 \text{ cm}$ . Por lo tanto, se colocará barras de  $\Phi$  1/4” @ 25 cm como refuerzo de temperatura.

### 6.4 Corte o Doblado del Refuerzo

Existen ciertas zonas donde no es necesario colocar acero de refuerzo con la finalidad de optimizar un diseño económico, por lo que se prefiere por cortar las varillas para obtener bastones según la Norma E.060 Peruana nos da las siguientes recomendaciones:

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  o  $12db$ ; la que sea mayor. Se exceptúan los apoyos articulados y los extremos en voladizo.
- $1/4$  de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores, y  $1/5$  en apoyos exteriores.
- $1/6$  de la luz libre para los bastones positivos en apoyos interiores, y  $1/7$  en apoyos exteriores.

En el siguiente esquema se muestra lo anteriormente descrito.



**Figura 23.** Esquema de Corte o Doblado del Refuerzo.

A continuación, se mostrará el diseño final del aligerado.

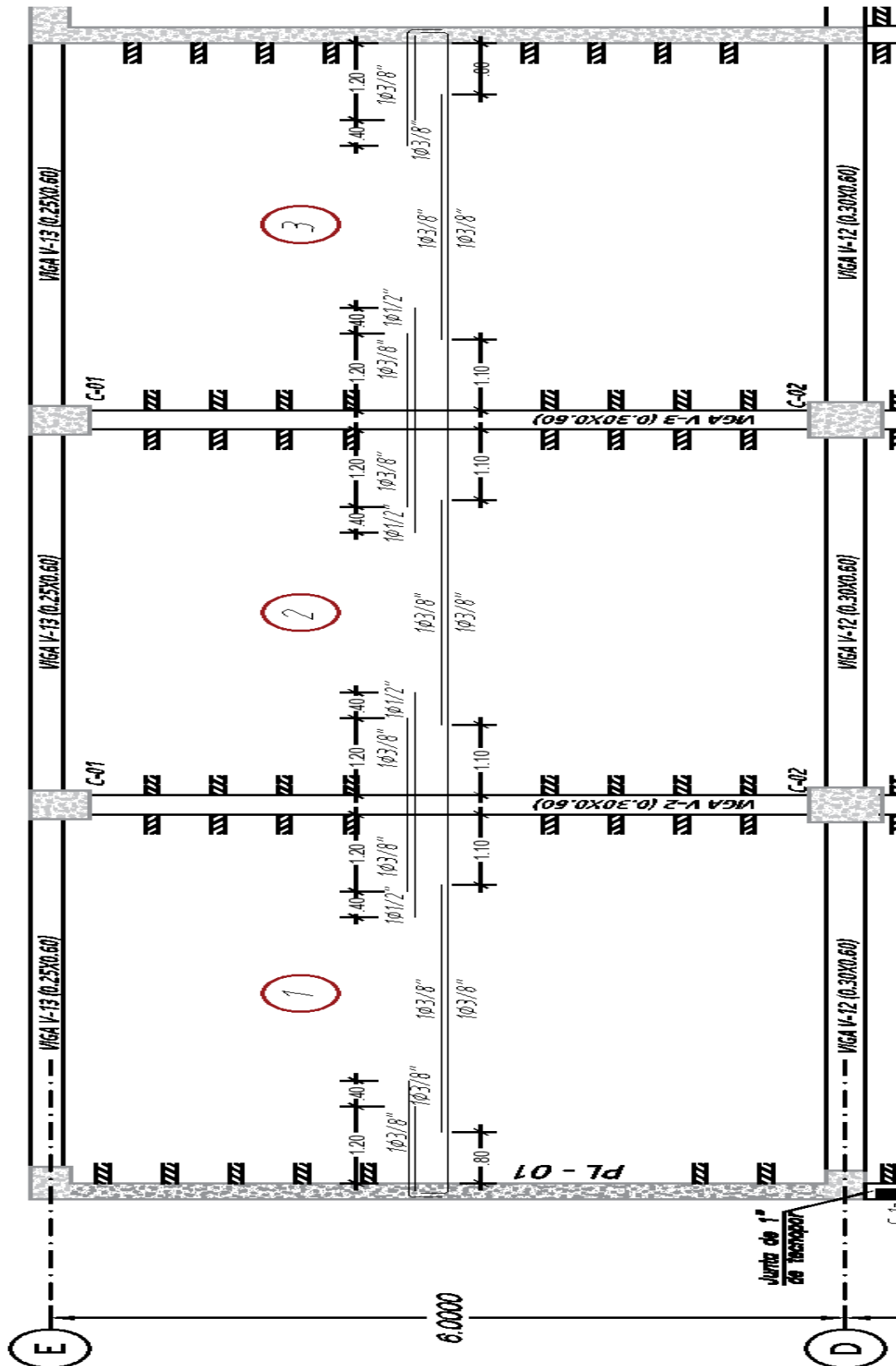


Figura 24. Distribución final del refuerzo en la losa aligerada diseñada.

El diseño de los demás paños de aligerados en cada piso se puede ver en los planos de encofrado E-05, E-06.

## CAPÍTULO 7. DISEÑO DE LOSAS MACIZA

La Norma E.060 de Concreto Armado del RNE menciona tres tipos de métodos para analizar losas armadas en dos direcciones, las cuales son el método directo, el método de los coeficientes y el método de los elementos finitos. En nuestro proyecto se analizará las losas con el método de elementos finitos FEM.

### 7.1 Diseño por Flexión

A manera de ejemplo se diseñará el diseño de losa maciza que se encuentra en la zona entre los ejes B-C/4-5 del plano de encofrado. El paño de la cual se metro en el capítulo 4.3 de este proyecto tiene luces de 3.30m en el eje X y 5.7m en el eje Y de 20 cm de espesor, el cual esta simplemente apoyadas en sus cuatro bordes.

Del metrado de cargas tenemos:

- CM: 580 kg/m<sup>2</sup>
- CV: 400 kg/m<sup>2</sup>

Hallamos la carga ultima de diseño:

- Wu: 1492 kg/m<sup>2</sup>

Con el apoyo con el método de elementos finitos FEM, este análisis será mediante el uso del software SAP2000. A continuación, se mostrará los momentos paralelos para el eje X-X y para el eje Y-Y.

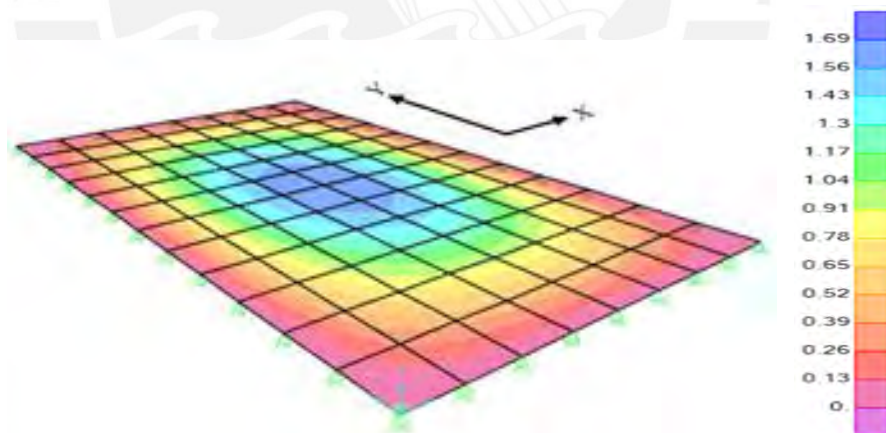


Figura 25. Vista del modelo estructural de la losa maciza (ton-m).

Se calcula el acero mínimo para la sección:

$$\begin{aligned}A_{st} &= 0.0018 \cdot b \cdot h = A_{smin} \\A_{st} &= 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2/ml \\A_{st} &= 1\Phi 3/8'' @ 0.20m\end{aligned}$$

Del diagrama de momento flector se obtienen los momentos de diseño por flexión. Para  $M_u=1.63$  ton-m,  $b=100$  cm,  $d=17$  cm,  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ , a continuación se mostrará una tabla resumen del diseño por flexión para la losa maciza en estudio para cada tramo.

### Dirección corta Eje X-X:

*Cuadro N° 39. Tramo para Eje X-X.*

Zona	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> ) Elegido
Apoyo Izquierda	-	100	17	2.4 (mínimo)	1Φ3/8" @0.20m
Centro de Luz	1.63	100	17	2.58	1Φ3/8" @0.20m
Apoyo Derecha	-	100	17	2.4 (mínimo)	1Φ3/8" @0.20m

### Dirección larga Eje Y-Y:

*Cuadro N° 40. Tramo para Eje Y-Y.*

Zona	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> ) Elegido
Apoyo Izquierda	-	100	17	2.4 (mínimo)	1Φ3/8" @0.20m
Centro de Luz	0.78	100	17	1.22	1Φ3/8" @0.20m
Apoyo Derecha	-	100	17	2.4 (mínimo)	1Φ3/8" @0.20m

Como la losa maciza es de 20 cm de espesor, se colocará dos capas de acero, además la norma indica que el espaciamiento máximo de acero es dos veces el espesor de la losa; es decir, 40 cm. Por tanto, se elige Φ3/8" @ 20 como el refuerzo a usar para la cara superior e inferior de la losa que equivale a 3.55 cm<sup>2</sup>.

## 7.2 Diseño por Cortante

Para verificar que la resistencia del concreto sea lo suficientemente capaz de soportar las fuerzas cortantes, ya que las losas no llevan estribos, todo el cortante deberá ser resistido solo por el concreto. Las fuerzas cortantes últimas Vu ubicados a los extremos se obtienen a una distancia "d" medida de la cara del apoyo, donde "d" es el peralte efectivo, para nuestro caso el Vu= 1.52 ton.

La Norma E.060 del RNE menciona que la resistencia máxima al cortante de una losa maciza se calcula considerando un metro de losa, mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ \Phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 \\ \Phi V_c &= 11.10 \text{ ton}\end{aligned}$$

Comparando Vu y ΦVc entonces como ΦVc ≥ Vu, por lo tanto, es adecuada para resistir los esfuerzos de corte últimos producidos por las cargas actuantes sobre ella; es decir, la sección tiene la capacidad suficiente para resistir las cortantes en la losa maciza. A continuación, se muestra una Figura de la configuración del acero colocado:

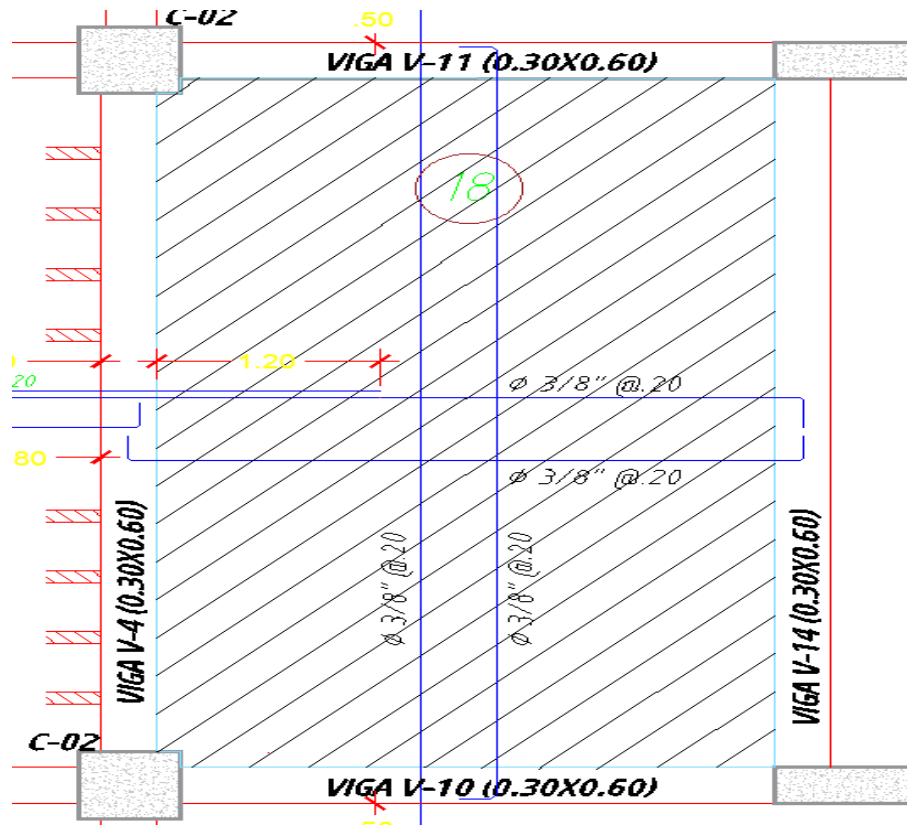
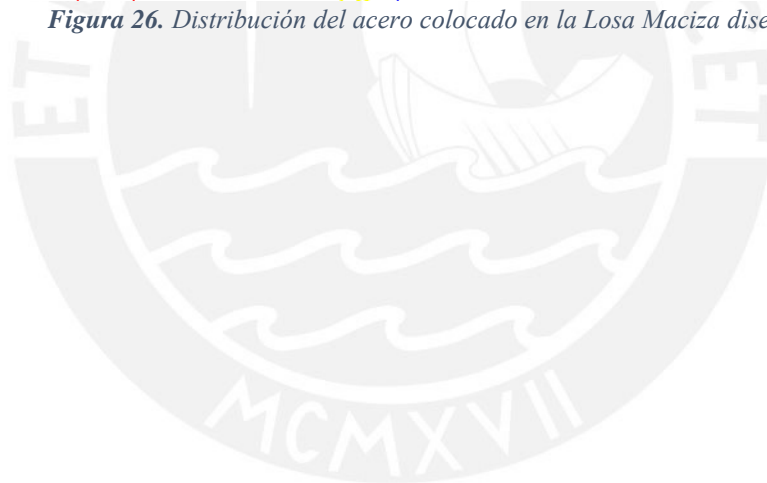


Figura 26. Distribución del acero colocado en la Losa Maciza diseñada.



## CAPÍTULO 8. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, forman junto a estos los pórticos que absorberán parte de las cargas sísmicas. Además, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico. Por lo tanto, las vigas se diseñan para resistir esfuerzos de flexión y cortante, considerando las cargas muertas, cargas vivas y las cargas de sismos.

### 8.1 Análisis Estructural

Las vigas que se diseñarán estarán sometidas a solicitaciones de gravedad como de sismo. Para el diseño por flexión será necesario utilizar las tres combinaciones de carga para poder hallar la envolvente, la cual considera los peores escenarios. Estas tres combinaciones están especificado en la Norma E.060 del RNE y son las siguientes:

- $U=1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$
- $U=1.25 \cdot (CM+CV) \pm CS$
- $U=0.9 \cdot CM \pm CS$

El modelo estructural que se definió en el análisis sísmico nos brinda también los valores de las cargas por sismo para cada elemento, las cuales tenemos que amplificar por la cortante mínima en la base, según lo calculado en el capítulo 5.6. Se analizan los valores máximos de las envolventes de fuerza cortante y momento flector en cada sección.

### 8.2 Diseño por Flexión

De los resultados obtenidos del análisis estructural, se obtuvieron los momentos últimos y se procede a reemplazar en las siguientes formulas con la finalidad de obtener el acero requerido. De igual manera que en los aligerados la resistencia a la flexión estará dada por:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad \rightarrow \quad Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$d$  = Peralte de la viga (cm)

$As$  = Acero requerido (cm<sup>2</sup>)

Refuerzo Máximo y Mínimo para la Viga:

- Para el refuerzo mínimo positivo por tracción de las secciones rectangulares y las secciones T cuya ala está en compresión la Norma E.060 menciona artículo 10.5.2 brinda esta expresión:

$$Asmin^+ = \frac{0.7 \cdot (\sqrt{f'c})}{fy} \cdot bw \cdot d$$

- Para el refuerzo máximo, según la Norma E.060 en la norma 10.3.4 indica que la sección no debe tener un refuerzo mayor al  $0.75 \cdot A_{sb}$  se calcula como el 75% del acero balanceado, la cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_{smax} = 0.75 \cdot A_{sb}^+$$

La norma en su artículo 21.4.4 exige menciona algunos requisitos para vigas con sistema resistente de muros ( $R=6$ ), los requisitos son los siguientes:

- Primer estribo a 10 cm.
- Debe correrse como mínimo 2 varillas de refuerzo en la cara superior e inferior. La cuantía de las varillas debe satisfacer la cuantía mínima para vigas.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- $A_{s \text{ corrido (+)}} \geq A_{s \text{ mín}}; A_{s (+)} / 3; A_{s (+)} \text{ nudo} / 4$  (para aceros inferiores).
- $A_{s \text{ corrido (-)}} \geq A_{s \text{ mín}}; A_{s (-)} \text{ nudo} / 4$  (para aceros superiores).
- $A_{s (+)} \text{ nudo} \geq A_{s (-)} \text{ nudo} / 3$  (condición para acero inferior con el acero superior).

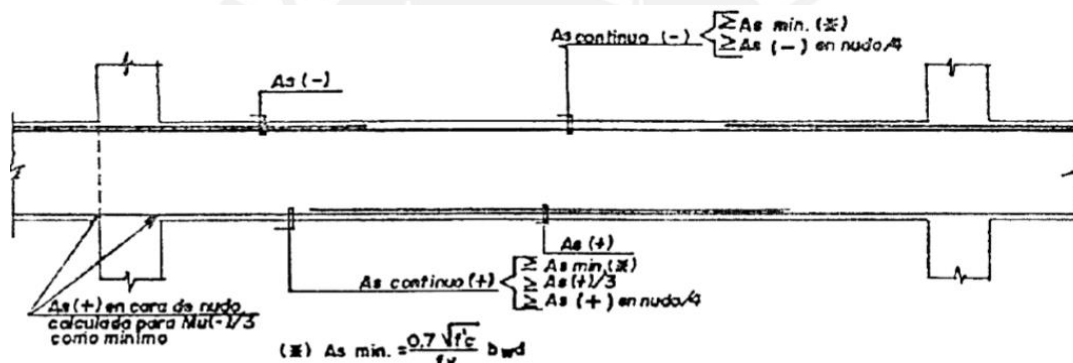


Figura 27. Requerimiento para el diseño sísmico por flexión (Blanco 1994).

### 8.3 Diseño por Cortante

#### 8.3.1 Diseño por Resistencia

Para el diseño por corte, se toma en cuenta la resistencia del concreto y si fuera insuficiente se debería colocar estribos que resistan lo excedente, por lo cual la resistencia al corte de la sección de viga se da por la suma de los aportes del concreto y el acero, esta se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \Phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54 \\ \Phi V_c &= 10.58 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se tienen tres zonas las cuales tendrán espaciamientos de estribos. En la mayoría de los casos las vigas presentan fuerzas cortantes mayores a la capacidad que otorga el concreto, de esta manera se verificará si se requiere refuerzo transversal; es decir, se requiere estribos. Para calcular la resistencia al corte ( $\Phi V_n$ ) de la sección de la viga rectangular, se considera el aporte al concreto ( $\Phi V_c$ ) y del acero de refuerzo ( $\Phi V_s$ ). Para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga se obtiene de la siguiente manera:

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

$A_v$  es suministrado por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. En toda la viga se debe cumplir:

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi V_c + \Phi V_s \\ \Phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Donde:

$A_v$  = Es el área de refuerzo de cortante con un espaciamiento  $S$

$S$  = Espaciamiento entre estribos.

$V_u$  = Es fuerza cortante amplificada de diseño a  $d$  de la cara del apoyo.

$V_n$  = Resistencia nominal al corte de la sección.

$V_s$  = Resistencia proporcionada por los estribos.

$V_c$  = Resistencia del concreto.

$\Phi$  = Factor de reducción.

El procedimiento para hallar el  $S$  es el siguiente, se obtiene el  $V_u$  a una distancia  $d$  de la cara de los apoyos, el  $V_c$  es constante para toda la viga, con ello se obtiene el valor de  $V_s$ , luego se selecciona el diámetro del estribo a usar y, finalmente, se obtiene el valor de espaciamiento  $S$  para asegurar requerimiento para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \quad \rightarrow \quad S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

La Norma E.060 en el artículo 11.5.7.9 menciona que el valor de  $V_s$  no supere la siguiente restricción:

$$V_s < 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \rightarrow \quad V_{umax} = 2.6 \cdot \Phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Caso que no cumpla se debe aumentar la sección de la viga o incrementar la resistencia del concreto, con esto se busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por compresión del concreto. A continuación, detallaremos las 3 zonas las cuales tendrán espaciamientos de estribos diferentes.

- $V_u > \Phi V_c$ : Cuando los esfuerzos cortantes no son tomados por el concreto.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$\Phi V_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \rightarrow \quad S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60cm$$

$$\Phi V_c \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \rightarrow \quad S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30cm$$

- $\Phi V_c > V_u > 0.5 \cdot \Phi V_c$ : Cuando estamos en la mitad del aporte al concreto

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b}$$

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \cdot b}$$

Se elegirá el menor de ambos valores.

- $\Phi V_c > 0.5 \cdot \Phi V_c > V_u$ : Cuando estamos en la zona donde no requiere aporte del acero, esta se llama zona de estribos mínimos o de montaje.



### 8.3.2 Diseño por Capacidad

La viga peraltada está sometida a efectos sísmicos, la norma en el artículo 21.4.3 menciona que para muros de concreto armado ( $R=6$ ) se diseña por capacidad, especialmente las vigas entre muros cuya finalidad es de garantizar la falla por flexión antes que por corte, ya que las fallas por corte son frágiles y no advierten su acontecimiento, de esta manera se asegura que se formarán rotulas plásticas en los extremos. Por lo tanto, la capacidad requerida por cortante es la siguiente:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + V_{u(isostatico)}$$

Donde:

$M_{ni}, M_{nd}$  = Momentos de los aceros colocados en la viga a estudiar.

$L_n$  = Luz libre

Alternativamente, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor obtenido, de la expresión anterior: la suma del cortante asociado a el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas y el cortante máximo obtenido en las combinaciones de carga de diseño multiplicado por un factor de amplificación de 2.5 para los valores del sismo.

$$V_{max} = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm 2.5 \cdot CS$$

$$V_{max} = 0.9 \cdot (CM) \pm 2.5 \cdot CS$$

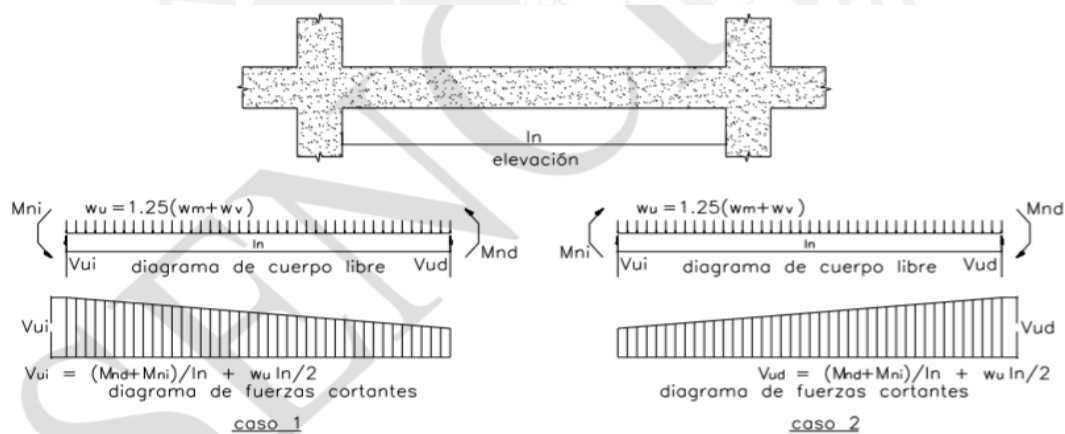


Figura 28. Requerimiento para el diseño sísmico por corte (Norma E.060).

Asimismo, la Norma E.060 establece que para sistemas de muros estructurales de concreto armado se debe confinar las vigas dentro de una zona que es dos veces el peralte del elemento, y que en dicha zona el espaciamiento máximo debe ser el menor de los siguientes:

- ✓  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.
- ✓ Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- ✓ 300 mm.

Además la norma menciona que el primer estribo se encuentra a 50mm de la cara del apoyo y para la zona restante de la viga se colocarán estribos a no más de la mitad del peralte efectivo (0.5d).



Figura 29. Requerimiento de estribos en vigas (Norma E.060).

### 8.4 Control de Deflexiones

El control de deflexiones es importante, ya que un exceso de deformaciones puede ocasionar daños en los elementos no estructurales; como por ejemplo, puertas, ventanas, cielo rasos, tabiquería, de la misma manera que afecta la apariencia de la estructura y en muchos casos, alarma a los usuarios afecte, esto debido a que las estructuras de concreto armado presentan deformación con el tiempo.

Según la Norma E.060 de Concreto Armado del RNE en su artículo 9.6.2 muestra los valores del peralte mínimo para los cuales no será necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo. Además, estos valores solo pueden ser usados en una dirección (aligerados, vigas y losas macizas),  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  y el concreto de peso normal de  $2300 \text{ kg/m}^3$ . El empleado para este proyecto será  $L_n/21$ .

Cuadro N° 41. Espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

	Condiciones de Apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Espesor o peralte mínimo	L/16	L/18.5	L/21	L/8

### 8.5 Control de Fisuración

Las fisuras llegan a ser inevitables pero es importante evitar un excesiva fisuración o anchos de grietas mayores que ciertos límites, algunos factores que afectan el ancho de las fisuras son los siguientes:

- El espesor de recubrimiento, a mayor ancho de recubrimiento, mayor será ancho de la fisura.
- A mayor esfuerzo en el acero de tracción por flexión (bajo cargas de servicio), mayor será el ancho de las grietas, el motivo se debe a la mayor deformación en el acero que a su vez origina una mayor deformación en el concreto circundante.
- La distribución del acero de refuerzo en la zona de tracción. Es mejor utilizar varias barras de menor diámetro con poco espaciamiento que pocas de gran diámetro muy espaciadas. El ancho de grieta disminuye cuanto mejor distribuido se encuentre el acero de refuerzo en la zona de tracción.

La Norma E.060 en su artículo 9.9.3 menciona que el refuerzo de tracción por flexión deberá colocarse adecuadamente en las zonas en tracción máxima del elemento con la finalidad de controlar el ancho de las grietas por flexión.

Su distribución y esfuerzo se calculan bajo condiciones de servicio y deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro  $Z$  menor o igual que 26000 kg/cm para condiciones de exposición exterior y a 31000 kg/cm para condiciones de exposición interior. El parámetro  $Z$  se calculará mediante:

$$Z = f_s \cdot (d_c \cdot A_{ct})^{1/3} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s} \quad A_{ct} = \frac{2y_s b}{N^\circ \text{barras}}$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo en el acero (kg/cm<sup>2</sup>).

$d_c$  = espesor del recubrimiento (cm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

$A_{ct}$  = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cm<sup>2</sup>).

$M_s$  = Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm).

$d$  = Peralte efectivo de la sección (cm).

$A_s$  = Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm<sup>2</sup>).

$y_s$  = Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm).

$b$  = Ancho de la sección (cm)

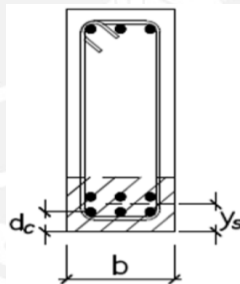


Figura 30. Área efectiva de concreto en tracción.

## 8.6 Corte de Refuerzo

La norma E.060 en su artículo 12.10.5 menciona que el refuerzo por flexión no debe terminar en zona de tracción, a menos que satisfaga algunos de los siguientes condiciones:

- $V_u$  en el punto terminal no excede  $(2/3) \Phi V_n$ .
- Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y  $V_u$  no excede  $(3/4) \Phi V_n$ .

Para realizar el corte de acero se requiere que el momento suministrado sea mayor al momento requerido, para lo cual se cumplirá ( $\Phi M_n \geq M_u$ ), a este resultado se le aumentará una longitud extra llamada longitud de anclaje.

Para el refuerzo inferior será calculado de la siguiente manera: el punto teórico de corte más el mayor valor de  $d, 12d_b$ .

Para el refuerzo superior será calculado de la siguiente manera: el punto teórico de corte más el mayor valor de  $d, 12d_b, L_n/16$  y se le comparará con la tabla de longitudes rectas de anclaje de acuerdo con la norma E.060 del 2009, finalmente se elegirá el mayor de los valores; a continuación, se mostrará un esquema de lo anteriormente explicado.

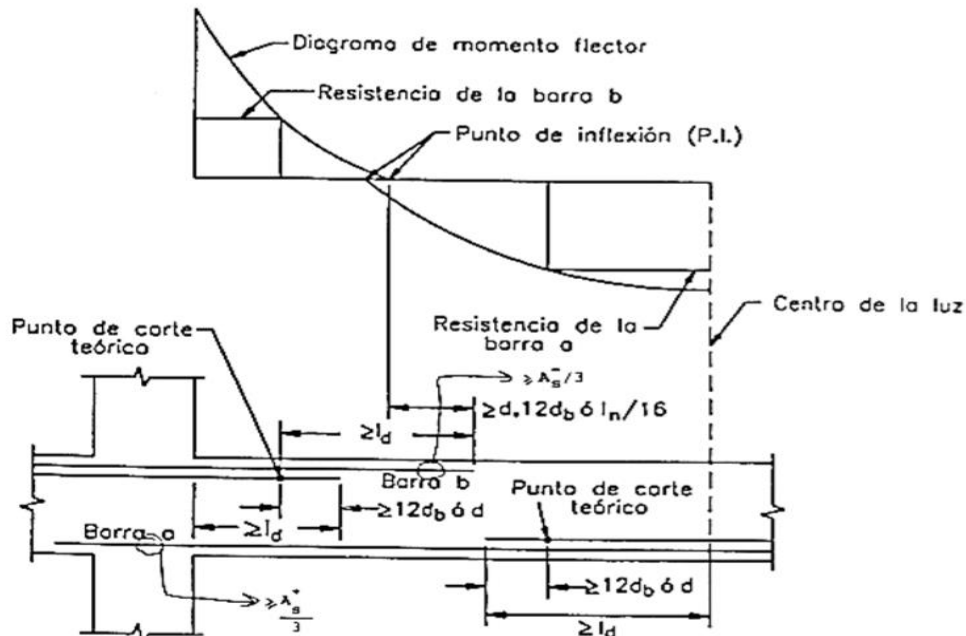


Figura 31. Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazi, 2010).

## 8.7 Empalme de Traslape

La Norma E.060 en sus artículos 12.15 y 12.16 nos menciona algunas consideraciones para realizar empalmes en barras a tracción y compresión, con ello asegurar un empalme adecuado de las barras, para que desarrollen su resistencia. De acuerdo con la norma específica, el uso de las siguientes clases de empalmes.

Cuadro N° 42. Empalmes para barras en tracción de Vigas.

As proporcionado/ As requerido (*)	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Donde:

Clase A:  $l_{min} = 1.0 \cdot l_d$

Clase B:  $l_{min} = 1.3 \cdot l_d$

Clase A y B:  $l_{min} = 30 \text{ cm}$

$l_d$ : longitud de desarrollo en tracción.

En las vigas peraltadas que recibe cargas de sismo, se tomarán en cuenta los empalmes en zonas donde no haya esfuerzos de tracción.

El empalme se dará en la zona central para las barras superiores y para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz. La siguiente figura muestra a detalle las zonas donde se pueden empalmar las barras superiores e inferiores.

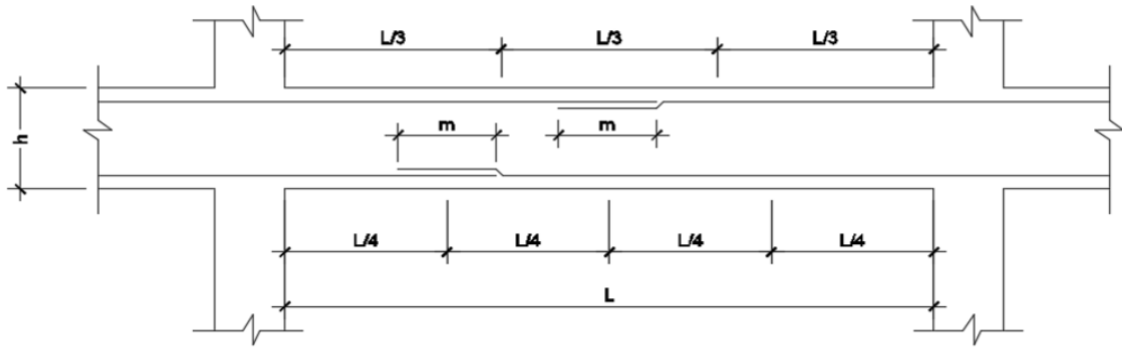


Figura 32. Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994).

El valor del  $m$  depende de la zona de ubicación del acero y del diámetro del acero. A continuación, un cuadro para refuerzo inferior y superior.

Cuadro N° 43. Empalmes de Vigas.

Valores de "m" (m)		
$\Phi$	Refuerzo inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.60
1/2"	0.45	0.70
5/8"	0.60	0.80
3/4"	0.70	0.90
1"	1.15	1.60

## 8.8 Anclaje de viga peraltada para columnas y placas

El anclaje se define como la longitud indispensable que permite desarrollar la fluencia en el refuerzo. La adherencia es una fuerza a lo largo del perímetro de la barra que debe cumplir con dos objetivos: el primero es asegurar el anclaje de las barras de refuerzo, y el segundo es transmitir los esfuerzos cortantes que aparecen en la periferia de las armaduras como consecuencia de las variaciones en los esfuerzos longitudinales de las mismas.

- **Anclaje con gancho estándar a 90°:**

Empleados cuando no hay suficiente espacio para anclar la barra, esto es bastante común en los extremos de vigas que se apoyan en una columna o muro, un gancho bien detallado y construido tiene igual o mayor eficiencia que un anclaje recto.

Cuadro N° 44. Longitud recta mínima de gancho estándar a 90°.

			$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Barra	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ldg (cm)
8mm	0.80	0.50	18
3/8"	0.95	0.71	21
1/2"	1.27	1.29	28
5/8"	1.59	2.00	35
3/4"	1.91	2.84	42
1"	2.54	5.1	56



Figura 33. Detalle de gancho estándar a 90° (Blanco, 1994).

- Anclaje con longitudes rectas de barras inferiores y superiores:**

La longitud de anclaje o de desarrollo es la longitud mínima necesaria en una barra para que los esfuerzos puedan variar desde cero hasta el esfuerzo de fluencia. Se presentará una tabla con longitudes de anclaje para fierros en tracción y en compresión de barras de diferentes diámetros.

Cuadro N° 45. Longitud recta de anclaje.

			BARRAS INFERIORES	BARRAS SUPERIORES
			$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Barra	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ld (cm)	Ld' (cm)
8mm	0.80	0.50	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	2.00	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.1	112	145

## 8.9 Ejemplo de diseño de viga peraltada

### Diseño por flexión

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para la viga V-03 de 0.30x0.60m ubicada entre los ejes 3/A-E del plano de encofrado del sexto piso. A continuación, se mostrará las características de la viga.

- Ancho (b): 30 cm
- Altura (h): 60 cm
- Resistencia a la compresión ( $f^c$ ): 210kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Rotura ( $f_r$ ):  $2 \cdot \sqrt{f^c} = 29 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo ( $f_y$ ): 4200

En el ejemplo usaremos el metrado de cargas ya calculado en el capítulo 4.4, donde se encuentra el resumen de todas las cargas a la cual está sometida y según la Norma E.060 para el análisis por cargas de gravedad se considera empotrados en ambos extremos, los giros no tienen influencia en la viga analizada, además los desplazamientos laterales se desprecian.

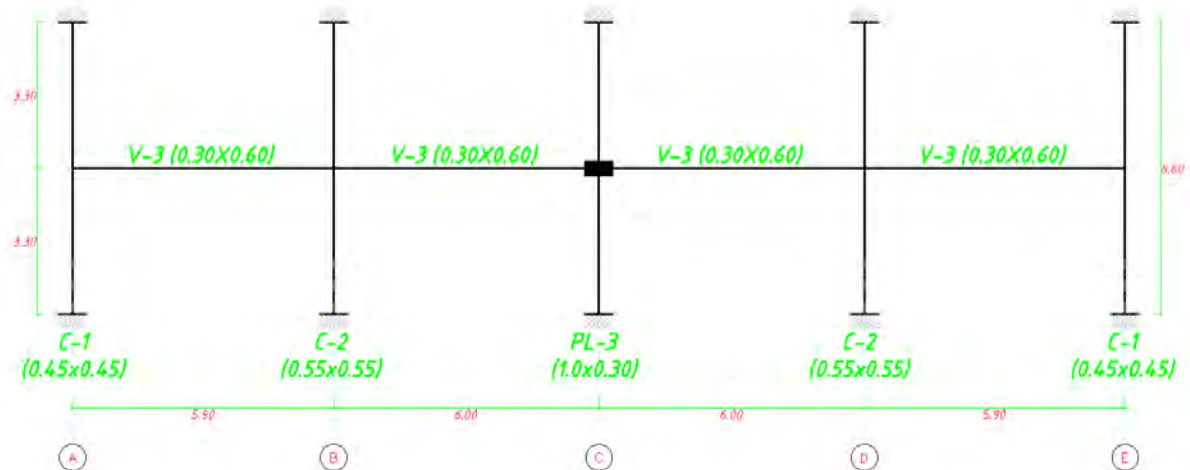


Figura 34. Modelo estructural de viga según NTE para cargas de gravedad.

### Tramo A-E ubicado en el Eje 3 del plano de encofrado

Se determina la envolvente de momento flector y la fuerza cortante para las combinaciones de cargas señaladas en la N.T.E E.060:

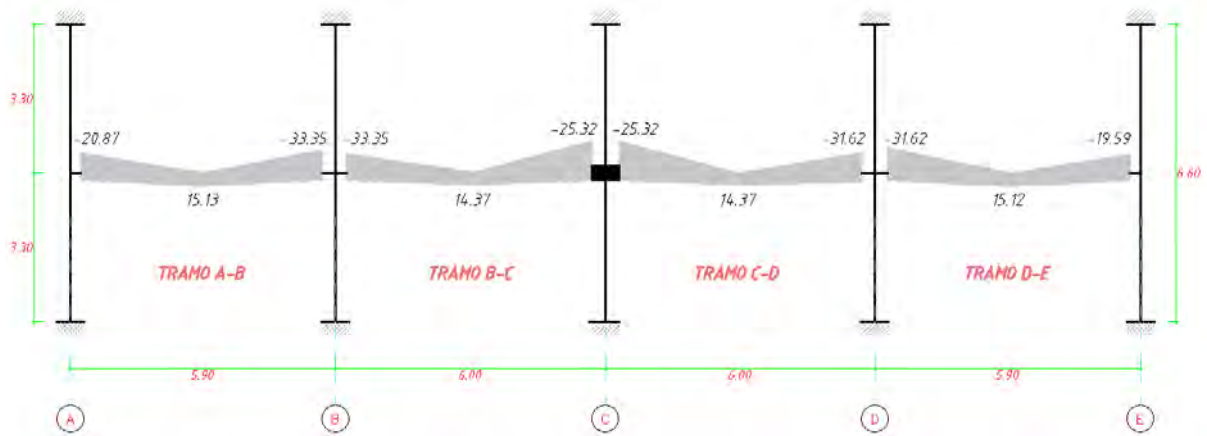


Figura 35. Diagrama de Envolvente de Momentos Flectores (ton-m).

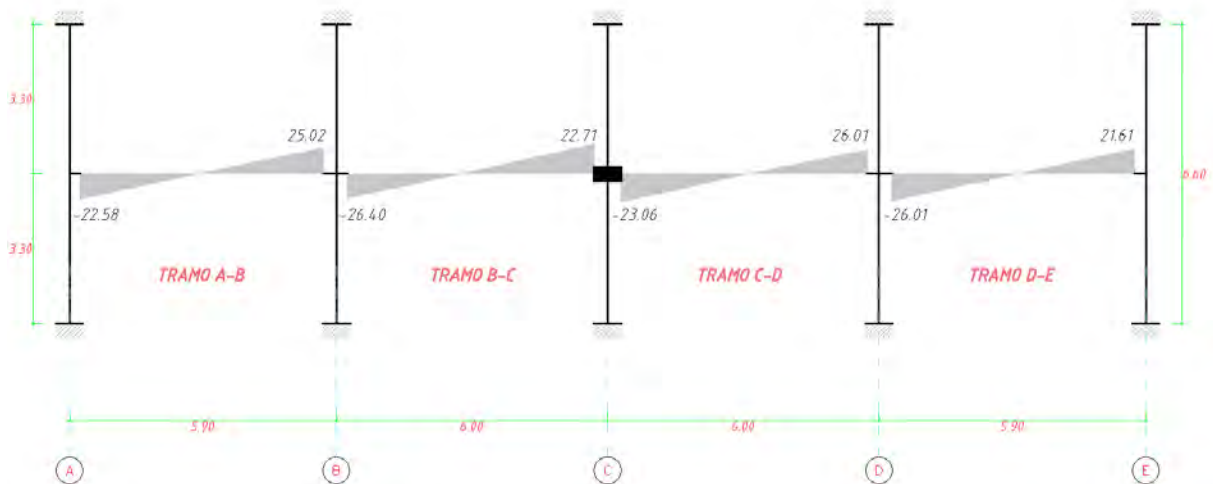


Figura 36. Diagrama de Envolvente de fuerza Cortante (Ton).

De la envolvente de diagrama de momento flector se obtienen los momentos por flexión a la cara de los apoyos. Para  $\Phi=0.9$ ,  $b=30$  cm,  $d=54$  cm,  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ . A continuación, se mostrará una tabla resumen del diseño por flexión para la viga en estudio para cada tramo.

Cuadro N° 46. As colocado de la Viga-03.

Tramo	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Colocado
Tramo A-B	-20.87	30	54	11.12	3Φ3/4" + 2Φ3/4"
Tramo A-B	15.13	30	54	7.86	3Φ3/4"
Tramo A-B	-33.35	30	54	18.94	3Φ3/4" + 2Φ1"
Tramo B-C	-33.35	30	54	18.94	3Φ3/4" + 2Φ1"
Tramo B-C	14.37	30	54	7.44	3Φ3/4"
Tramo B-C	-25.32	30	54	13.78	3Φ3/4" + 2Φ3/4"
Tramo C-D	-25.32	30	54	13.78	3Φ3/4" + 2Φ3/4"
Tramo C-D	14.37	30	54	7.44	3Φ3/4"
Tramo C-D	-31.62	30	54	17.79	3Φ3/4" + 2Φ1"
Tramo D-E	-31.62	30	54	17.79	3Φ3/4" + 2Φ1"
Tramo D-E	15.12	30	54	7.86	3Φ3/4"
Tramo D-E	-19.59	30	54	10.38	3Φ3/4" + 1Φ3/4"



Ahora se calcula el  $A_{smin}$  y  $A_{smax}$ , entonces reemplazando para una viga de  $b=30$  cm y  $d=54$  cm:

$$A_{smin}^+ = \left( \frac{0.7 \cdot (\sqrt{210})}{4200} \right) \cdot (30) \cdot (54) = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.75 \cdot A_{sb}^+ = 25.82 \text{ cm}^2$$

Para finalizar se verifico que el diseño final de la viga cumple con los requerimientos de la Norma E.060 de Concreto Armado del RNE, dado que es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo.

### Corte del refuerzo

La longitud de corte del refuerzo se determinó en base a los puntos teóricos, donde se garantiza la resistencia en todas las secciones de la viga y a este se le aumenta el mayor de los siguientes  $d$  (54 cm),  $12db$  ( $\Phi 3/4'' \rightarrow 12db = 22.86$  cm); así mismo, los bastones deben ser mayores a la longitud de desarrollo  $l_d$  tracción superior ( $f_c 210\text{kg/cm}^2 \rightarrow 88$  cm) y para longitud de desarrollo  $l_d$  tracción inferior ( $f_c 210\text{kg/cm}^2 \rightarrow 67$  cm).

Tenemos los cálculos de cortes para todas las barras superiores:

*Cuadro N° 47. Corte de refuerzo*

	Punto teórico de corte (cm)	d o 12db (cm)	Longitud total (cm)
Primer tramo Acero Negativo izq.	61	54	120
Primer tramo Acero Negativo der.	113	54	170
Segundo tramo Acero Negativo izq.	56	54	145
Segundo tramo Acero Negativo der.	59	54	115
Tercer tramo Acero Negativo izq.	95	54	150
Tercer tramo Acero Negativo der.	134	54	190
Cuarto tramo Acero Negativo izq.	131	54	190
Cuarto tramo Acero Negativo der.	44	54	100

### Diseño por Corte

#### Diseño por Corte - Resistencia

De la envolvente de diagrama de fuerzas cortantes con todas las cargas amplificadas se obtienen la cortante reducida a una distancia  $d=0.54m$  la cara de las columnas y las placas.

*Cuadro N° 48. Diseño por corte de la Viga-03.*

	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E	
	V Izq	V Der	V Izq	V Der	V Izq	V Der	V Izq	V Der
Vu total (ton)	22.58	25.02	26.4	22.71	23.06	26.01	26.01	21.61
$\Phi V_c$ (ton)	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58	10.58
Vs (ton)	14.12	16.99	18.61	14.27	14.68	18.15	18.15	12.98
Av (cm <sup>2</sup> )	0.71		0.71		0.71		0.71	
S (cm)	22	18	17	22	21	17	17	24

## Diseño por Corte – Capacidad

Del metrado de cargas se obtienen las cortantes isostáticas:

Tramo A-B:  $Visost_1 = 16.95$  ton

Tramo B-C:  $Visost_2 = 17.64$  ton

Tramo C-D:  $Visost_3 = 17.64$  ton

Tramo D-E:  $Visost_4 = 16.95$  ton

La Norma E.060 en su artículo 8.1.3 menciona que diseñar a partir de la cortante obtenida de la envolvente de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación de sismo de 2.5, si es que estos son menores a las cortantes de diseño por capacidad; caso contrario, se procede a diseñar con las cortantes por capacidad.

Se hace esto con el fin de no trabajar con una cortante muy elevada e improbable. El siguiente cuadro muestra la cortante relacionada a la capacidad en los apoyos, además de la comparación con los momentos amplificados por un sismo de 2.5.

*Cuadro N° 49. Diseño por capacidad de la Viga-03.*

	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E	
	Luz (m)	5.43	Luz (m)	5.58	Luz (m)	5.58	Luz (m)	5.43
	V Izq	V Der	V Izq	V Der	V Izq	V Der	V Izq	V Der
As- colocado (cm <sup>2</sup> )	11.36	18.72	18.72	14.2	14.2	13.62	18.72	11.36
As+ colocado (cm <sup>2</sup> )	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52
Mn- (ton-m)	21.99	35.59	35.59	27.43	27.43	26.33	35.59	21.99
Mn+ (ton-m)	16.31	16.31	16.31	16.31	16.31	16.31	16.31	16.31
Horario: (Mni+Mnd) /Ln	9.56	9.56	7.84	7.84	7.64	7.64	7.05	7.05
Anti horario: (Mni+Mnd) /Ln	7.05	7.05	9.3	9.3	7.84	7.84	9.56	9.56
Vu isostático (ton)	16.95	16.95	17.64	17.64	17.64	17.64	16.95	16.95
Horario: Vu cap. (ton)	7.40	26.50	8.2	23.8	10	25.3	8.3	22.4
Anti horario: Vu cap. (ton)	24.00	9.90	23.6	5	25.5	9.8	24.6	5.5
Vu cap. a d de la cara (ton)	23.14	23.14	20.84	20.84	22.06	22.06	21.58	19.33
Vu ampl por sismo x2.5 (ton)	20.8	20.34	19.04	21.48	22.87	19.39	20.85	19.8
Vu Envolvente (Ton)	21.94	25.77	26.15	22.75	22.96	25.97	26.18	21.5
Vu Diseño (Ton)	21.94	25.77	26.15	22.75	22.96	25.97	26.18	21.5

Se observa que las cortantes con el sismo amplificado son menores a las cortantes por capacidad en cada uno de los tramos y a su vez en menor a la envolvente de las fuerzas cortantes para la viga Vu, por lo tanto, se emplearán las cortantes del diseño de la envolvente de fuerzas cortantes.

Se cumple:

$$V_{ud} \leq \Phi V_c$$
$$26.18 \text{ ton} \geq 10.58 \text{ ton}$$

(Se necesita refuerzo)

Zona de confinamiento: 2 peralte =  $2 \cdot 60 = 120 \text{ cm}$

La separación máxima en la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor de:

- $d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$
- Diez veces el menor diámetro = 19.1 cm
- 24 veces el diámetro del estribo = 22.80 cm.
- 30 cm.  
 $\rightarrow 15 \text{ cm}$

Fuera de la zona de confinamiento la separación de estribos debe ser menor a:

- $s \leq 0.5 \cdot d = 27 \text{ cm}$
- 30 cm.  
 $\rightarrow 25 \text{ cm}$

Distribución final de estribos para el primer al cuarto tramo:

Estribo  $\phi 3/8''$ : 1@0.10 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.25 m

### Control de Deflexiones

Del mismo modo que las losas, también se cumple para las vigas los requisitos mínimos de peralte, en este caso para vigas en ambos extremos continuos según la Norma E.060, artículo 9.6.2 ( $H_{\text{mínimo}} = L_n/21$ ).

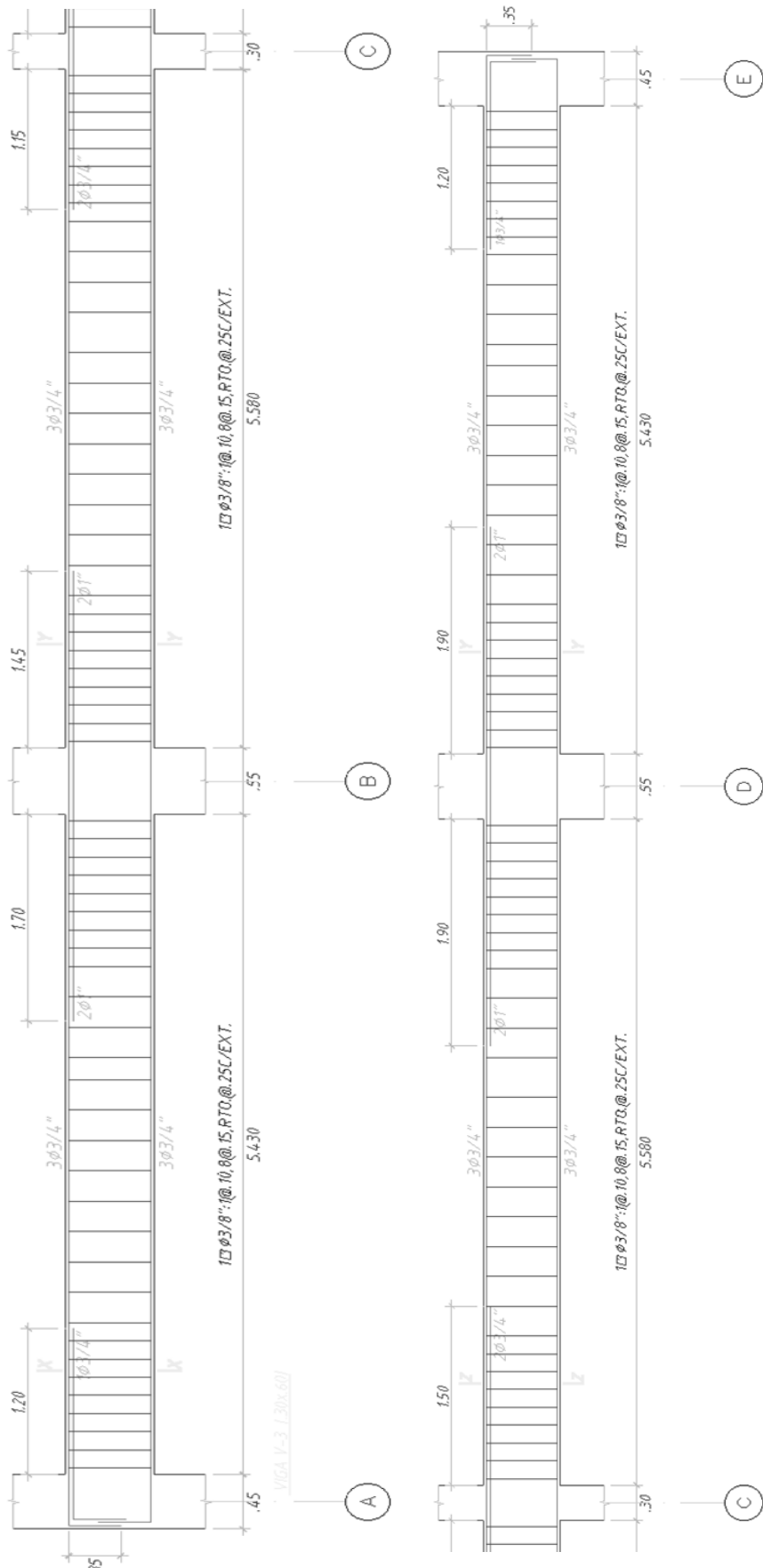
$$H_{\text{min1}} = 5.43/21 = 0.25 \text{ m}$$

$$H_{\text{min2}} = 5.58/21 = 0.26 \text{ m}$$

$$H_{\text{min3}} = 5.58/21 = 0.26 \text{ m}$$

$$H_{\text{min4}} = 5.43/21 = 0.25 \text{ m}$$

La viga V-3 tiene una altura de 60 cm, por lo que cubre lo requerido mínimo para el control por deflexión.



X-X	Y-Y	Z-Z

Figura 37. Armado de la viga peraltada

## CAPÍTULO 9. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que soportan carga axial, fuerza cortante y momento. En una estructura podemos encontrar varios tipos de elementos que trabajan en flexocompresión; por ejemplo: las columnas, muros de corte o placas, muros de los sótanos, cajas de ascensores. En los últimos pisos suele pasar la carga axial es baja, por lo cual su comportamiento se acerque a una viga.

En nuestro edificio de oficinas cuenta con placas importantes en la dirección X-X y Y-Y, estas serán los que reciben la mayor parte de las fuerzas sísmicas y se soportan casi en su totalidad toda la fuerza cortante; por lo tanto, las columnas resisten cargas reducidas de sismo y su diseño estará gobernado principalmente por las cargas gravedad que actúen en ellas.

### 9.1 Análisis Estructural

Las columnas se modelan como parte de pórticos y las cargas sísmicas también se obtendrán del modelo estructural usado para el análisis sísmico. Las columnas se analizarán en cada dirección por separado, ya que reciben momentos en ambas direcciones. Una vez obtenidas las cargas sísmicas y de gravedad, se procede a resolver todas las combinaciones que establece la Norma E.060 con la finalidad de obtener los momentos, axiales y cortantes.

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV; \quad U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS; \quad U = 0.9 \cdot CM \pm CS$$

### 9.2 Diseño por Flexocompresión uniaxial

Las columnas frecuentemente se diseñan para cargas axiales y flexión a esto se le denomina flexocompresión. La curva que encierra el lugar geométrico de las combinaciones de carga (P) y momento flector (M) que agota la capacidad de la sección se le denomina diagrama de interacción. Dicho diagrama interpreta la resistencia de la sección cuando se somete a varios estados de equilibrio en el cual varía la posición del eje neutro. Las hipótesis básicas son las ya mencionadas en el capítulo 1.2.

La norma E.060 en su artículo 21.4.5 especifica los límites para la cuantía de diseño ( $p$ ) debe de estar en el rango  $1\% < p < 6\%$ . Si la cuantía llegase a exceder el 4%, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna. Además menciona que el espaciamiento del refuerzo transversal del nudo debe no debe exceder de 150 mm.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una columna de C-02 de 0.55x0.55m.

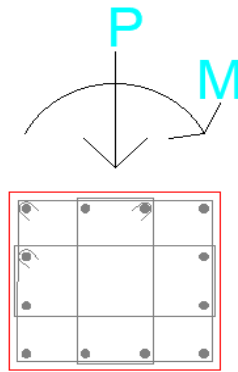


Figura 38. Columna analizada C-02.

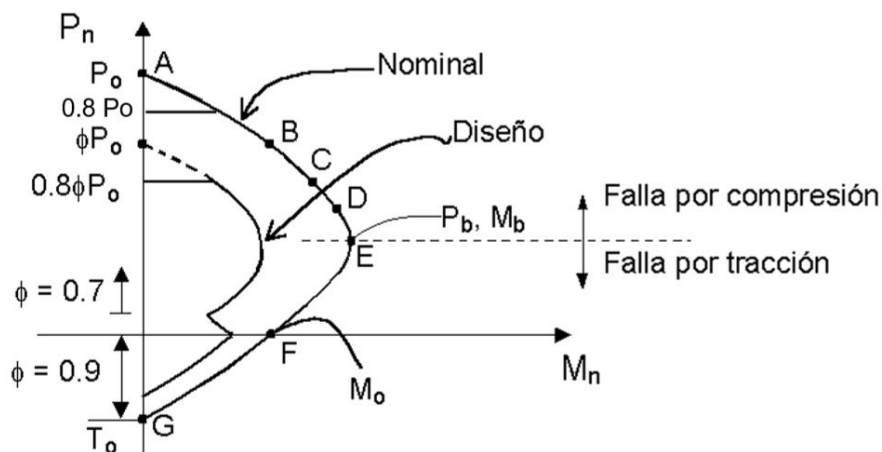


Figura 39. Diagrama de interacción nominal y de diseño para columna con estribo (Ottazzi, 2011).

Se elijo diseñar con diagrama de interacción el proceso se inicia tomando una cuantía mínima de 1% y con ello se realiza el diagrama de interacción, luego se procede a realizar las combinaciones de cargas y ubicar estas cargas en el diagrama de interacción y se busca que estas se encuentren dentro del diagrama, con la finalidad de garantizar que el acero colocado sea capaz de resistir las distintas sollicitaciones en caso no se dé así se deberá aumentar la cuantía.

### 9.3 Diseño por Flexocompresión biaxial

Se da en columnas que soportan los efectos de las fuerzas laterales de sismo o viento lo que originara una sollicitación biaxial, ya que hay momentos grandes en ambas direcciones al ser un procedimiento complicado, dado que se necesita realizar una gran cantidad de iteraciones la norma E.060 en su artículo 10.18 plantea evaluar usando una ecuación aproximada de Bresler, menciona algunas restricciones:

- Aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.
- La fórmula funciona para valores de  $P_{ux}$ ,  $P_{uy}$  por encima del valor de carga balanceada correspondiente.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\Phi P_{no}} \geq 0.1 \rightarrow \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} + \frac{1}{\Phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\Phi P_{no}} < 0.1 \rightarrow \frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

$P_u$  = Carga axial que resiste la columna en flexión biaxial.

$\Phi P_{nx}$  = Es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ ).

$\Phi P_{ny}$  = Es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ ).

$\Phi P_{no}$  = Es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ).

$M_{ux}$  = Momento último de diseño respecto al eje X.

$M_{uy}$  = Momento último de diseño respecto al eje Y.

$\Phi M_{nx}$  = Resistencia del diseño respecto del eje X.

$\Phi M_{ny}$  = Resistencia del diseño respecto del eje Y.

#### 9.4 Efectos de esbeltez

En esta sección se analizará el comportamiento de las columnas esbeltas, estas columnas no solo se debe resolver el problema de resistencia, sino también el de estabilidad, ya que la falta de estabilidad en este tipo de columnas lleva al problema de pandeo. La esbeltez de una columna genera deformaciones transversales por la carga axial y modifican los momentos del análisis elástico por lo que será necesario calcular el momento generado por la nueva excentricidad, a estos se les llama “efectos de segundo orden”.

La norma E.060 plantea dos maneras de estimar estos efectos las cuales son estructuras sin desplazamiento lateral y estructuras con desplazamiento lateral. Además, menciona que se considera sin desplazamiento lateral si al hacer un análisis de segundo orden resulta que el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de 5%.

**Estructuras sin desplazamiento lateral:** La Norma E.060 menciona en su artículo 10.12.2 que se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \cdot \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 40 ; \quad r = \sqrt{\frac{\text{Inercia}}{\text{Area Seccion}}}$$

Donde:

$r$  = Radio de giro.

$lu$  = Longitud sin arriostrar en la columna.

$k$  = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 menciona que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir =1 (conservadoramente).

$M1$  = Menor momento flector en extremo de columna (positivo si existe curvatura simple y negativo en doble curvatura).

$M2$  = Mayor momento flector en extremo de columna (siempre positivo).

Si se diera el caso que no cumpliera la norma menciona que se deben amplificar los momentos de diseño de la siguiente manera:

$$M1 = \delta_{ns} \cdot M1 \quad ; \quad M2 = \delta_{ns} \cdot M2$$

Donde:

$\delta_{ns}$  = Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 \cdot Pc}} \geq 1$$

Además:

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot lu)^2} \geq 1$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{(0.2 \cdot Ec \cdot Ig + Es \cdot Ise)}{1 + \beta d}$$

Alternativamente

$$EI = \frac{0.4 \cdot Ec \cdot Ig}{1 + \beta d}$$

Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, cm debe tomarse como:

$$Cm = 0.6 + 0.4 \cdot \frac{M1}{M2} \geq 0.4$$

Donde:

- Cm = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.
- Pu = Carga axial última de diseño.
- $\Phi$  = Factor de reducción de resistencia (0.7).
- Pc = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).
- Es = Módulo de elasticidad del acero.
- Ec = Módulo de elasticidad del concreto.
- EI = Producto del módulo de elasticidad y la inercia del elemento considerando fisuramiento.
- Ise = Momento de inercia del acero de refuerzo en la dirección estudiada.
- Ig = Momento de Inercia de la sección bruta, en la dirección estudiada.
- $\beta d$  = Relación entre el máximo momento de carga muerta y el máximo momento debido a la carga total (siempre positivo).
- M1 = Menor momento flector en extremo de columna (positivo si existe curvatura simple y negativo en doble curvatura).
- M2 = Mayor momento flector en extremo de columna (siempre positivo).

Además, si  $M2/Pu < (1.5+0.03h)$ , donde h es el peralte de la columna. Los valores de M1 y M2 se amplifican considerando una excentricidad mínima de  $(1.5+0.03h)$  o se toma  $Cm=1$ .



## 9.5 Diseño por Corte

Se tiene la siguiente formula de resistencia al corte planteada por la Norma E.060 en el artículo 11.3.1.2.

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

Donde:

- Nu = Carga Axial positiva para compresión y negativa para tracción en kg.
- Ag = Área bruta de la sección transversal.
- bw = Base de la sección transversal.
- d = Peralte efectivo de la sección transversal.
- f'c = Resistencia a la compresión del concreto.
- Φ = Factor de Reducción por corte.

La resistencia requería para el refuerzo y el espaciamiento se calcula de la siguiente forma:

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc \quad \rightarrow \quad S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs}$$

Se tiene que cumplir:

$$\Phi Vn = \Phi Vc + \Phi Vs$$

$$\Phi Vn \geq Vu$$

La Normas E.060 en su artículo 21.4.5 Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico en estructuras de muros de concreto armado para R=6 las columnas se diseñarán por capacidad, con la finalidad de asegurar que el elemento falle por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falle frágil) durante un evento sísmico. El Vu de capacidad se compara con la envolvente de fuerzas cortantes con cargas sísmicas amplificada por un factor de 2.5, finalmente se elige el menor valor.

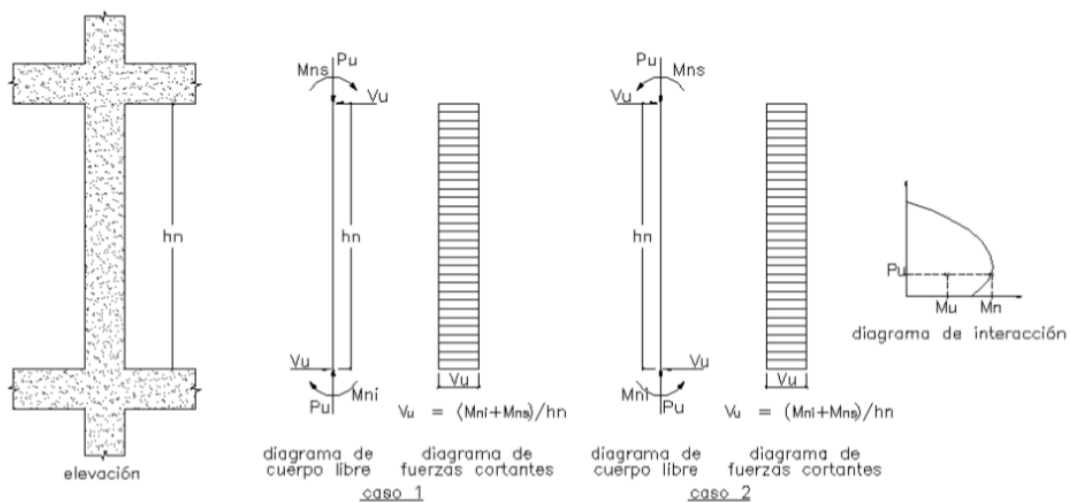


Figura 40. Fuerza cortante en diseño de columnas (Norma E.060).

Además el espaciamiento de los estribos debe de cumplir los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe estar ubicado a no más de 10 cm de la cara del apoyo.
- La longitud de confinamiento  $L_o$  no debe ser menor que el mayor entre lo siguiente:
  - $1/6$  de la luz libre del elemento.
  - La mayor dimensión de la sección transversal.
  - 500 mm.
- En los extremos de la columna se debe colocar estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento ( $S_o$ ) distribuidos en una longitud ( $L_o$ ) medida desde la cara del nudo. El espaciamiento máximo no debe ser el menor de los siguientes:
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 100 mm.
- Fuera de la longitud de confinamiento  $L_o$ , la separación no será mayor que los siguientes:
  - La mitad del peralte efectivo.
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 48 veces el diámetro del estribo.
  - 300 mm.
- En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:
  - $S_{max} = A_v \cdot f_y / 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w$
  - $S_{max} = A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b_w$
  - 150 mm.

A continuación, el resumen de lo anteriormente descrito.

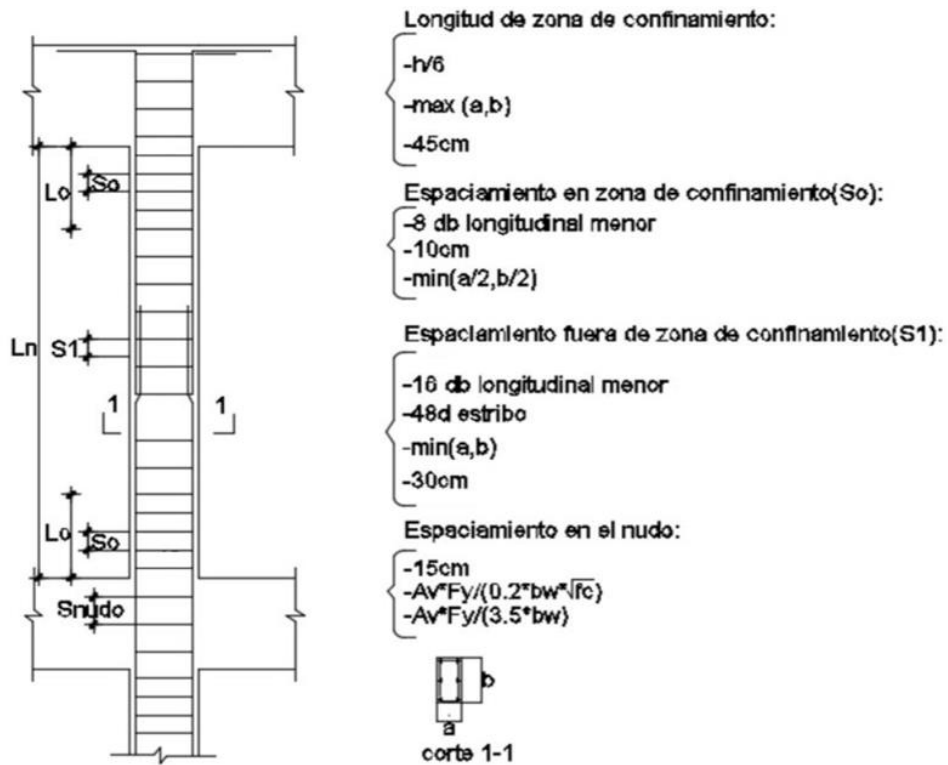


Figura 41. Disposiciones para el espaciado de estribos según la norma E.060.

## 9.6 Empalmes por traslapes del refuerzo

Los empalmes se harán fuera de la zona de confinamiento, ya que en esta zona hay esfuerzos altos y hay mucha congestión de acero y en la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, por ello, el empalme se realiza en la zona central de la columna fuera de la zona de confinamiento.

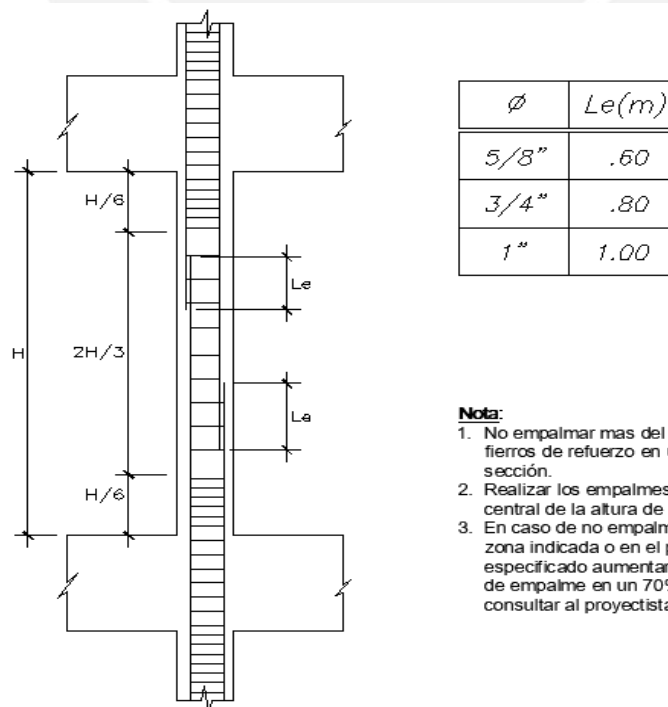


Figura 42. Empalmes traslapados para columnas según la norma E.060.

## 9.7 Ejemplo de Diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la columna C-02, la cual ya se realizó el metrado cuyas dimensiones son de 0.55x0.55m y está ubicada en la intersección de los ejes B-3.

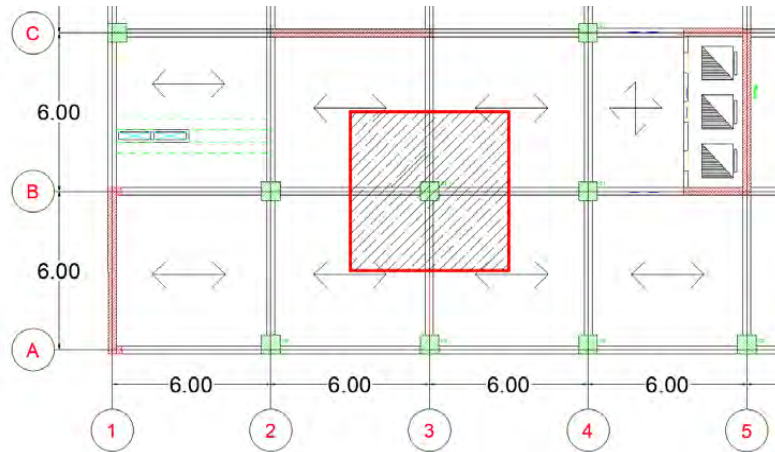


Figura 43. Columna seleccionada a diseñar.

### Efectos de esbeltez

Se podrán ignorar los efectos locales de esbeltez si se verifica la siguiente expresión:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \cdot \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 40 ; \text{ como } M1 \text{ y } M2 \text{ son iguales entonces:}$$

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \cdot (-1) = 46; \text{ pero no puede ser mayor de } 40 \rightarrow \frac{Klu}{r} \leq 40$$

Para ambas direcciones tenemos que  $r$  es 0.3  $h$  (para secciones rectangulares) entonces sería igual a 0.165,  $k$  es igual a 1,  $l_u$  es la altura libre es 3.05m. Calculando para ambas direcciones  $K \cdot l_u / r = 18.48$ , por lo tanto, se corrobora que para ambas direcciones es menor de 40 y no se tomará en cuenta la esbeltez de la columna.

### Diseño por flexocompresión uniaxial

Del análisis estructural se tiene el siguiente cuadro de cargas internas de la columna y con ello se obtiene las combinaciones de cargas.

Cuadro N° 50. Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.

Análisis Estructural	P (ton) Carga Axial	V <sub>x-x</sub> (ton)	V <sub>y-y</sub> (ton)	M <sub>x-x</sub> (ton·m)	M <sub>y-y</sub> (ton·m)
CM	154.5	0.19	0.22	0.42	0.42
CV	67.1	0.10	0.10	0.21	0.20
Sismo X-X	3.6	2.42	0.95	5.85	2.14
Sismo Y-Y	14.1	0.60	1.90	1.81	5.40

Cuadro N° 51. Combinación de cargas para la columna C-02.

Combinaciones	Pu (ton) Carga Axial	Vux-x (ton)	Vuy-y (ton)	Mux-x (ton·m)	Muy-y (ton·m)
0.9CM +SISXX	142.67	2.59	1.15	6.2	2.5
0.9CM - SISXX	135.45	-2.25	-0.75	-5.4	-1.7
0.9CM +SISYY	153.19	0.77	2.10	2.1	5.7
0.9CM - SISYY	124.93	-0.43	-1.70	-1.4	-5.0
1.25(CM+CV) + SISXX	280.71	2.78	1.35	6.6	2.9
1.25(CM+CV) - SISXX	273.49	-2.06	-0.55	-5.0	-1.3
1.25(CM+CV) + SISYY	291.23	0.96	2.30	2.6	6.1
1.25(CM+CV) - SISYY	262.97	-0.24	-1.50	-1.0	-4.6
1.4CM + 1.7CV	330.50	0.44	0.48	0.9	0.9

Se calculó el refuerzo para la columna de 55x55 cm cuya área total es de 3025 cm<sup>2</sup> y considerando una cuantía mínima de 1%, se empezó con un refuerzo de 8ø3/4" + 4ø1" equivalente a 43.12 cm<sup>2</sup>, cuya cuantía es de 1.43%. Tenemos la siguiente sección:

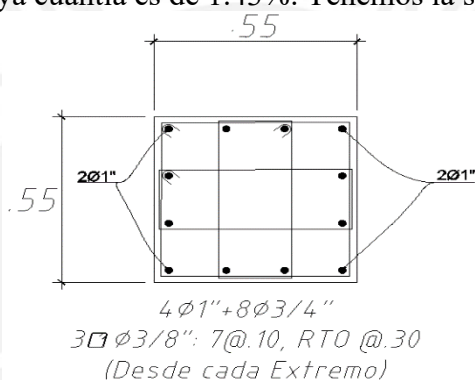


Figura 44. Sección de la columna C-02.

Con estas dimensiones de la sección transversal y la cantidad de acero colocado se procede a construir el diagrama de interacción para ambas direcciones (Mu; Pu).

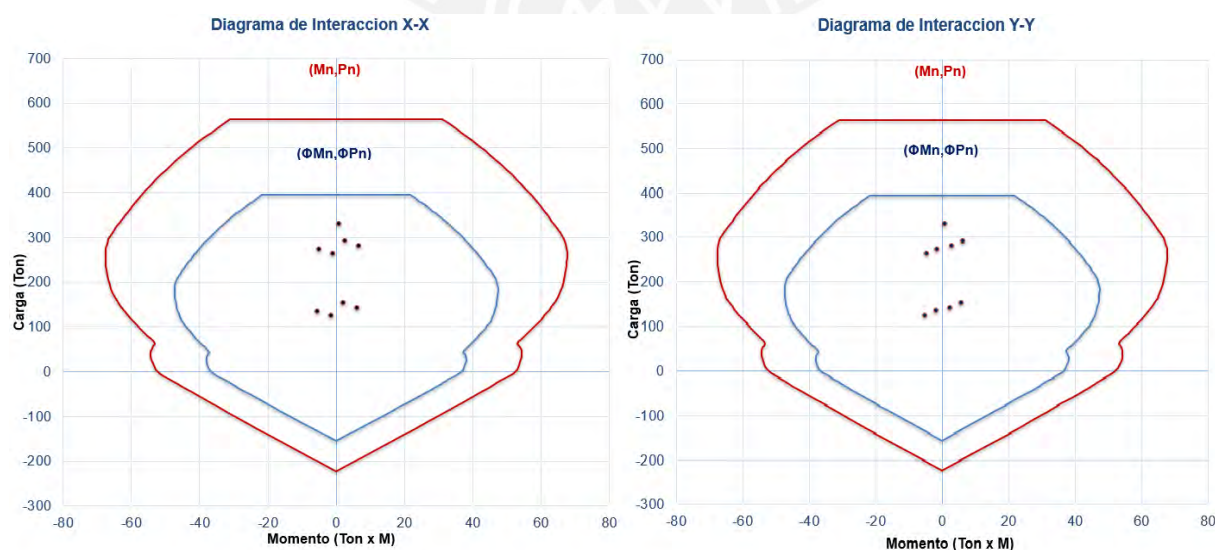


Figura 45. Diagrama de interacción de la columna C-02.

Se observa que los puntos (Mu, Pu) se encuentran dentro del diagrama de interacción para cada dirección, lo cual significa que la columna será capaz de resistir las cargas gravedad y de sollicitaciones sísmicas.

### Diseño por Corte

Se calcula las fuerzas cortantes teniendo en cuenta las capacidades de los nudos de la columnas, a continuación se detallará.

*Cuadro N° 52. Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.*

Combinaciones por Capacidad	Pu (ton) Carga Axial	Mnx-x (ton·m)	Mny-y (ton·m)
0.9CM + SISXX	142.6	46.71	46.71
0.9CM - SISXX	135.4	46.47	46.47
0.9CM + SISYY	153.1	47.09	47.09
0.9CM - SISYY	124.9	46.18	46.18
1.25(CM+CV) + SISXX	280.7	39.88	39.88
1.25(CM+CV) - SISXX	273.4	39.80	39.80
1.25(CM+CV) + SISYY	291.2	37.98	37.98
1.25(CM+CV) - SISYY	262.9	41.67	41.67
1.4CM + 1.7CV	330.5	32.79	32.79

Se tiene un Mn máximo de 47.09 ton-m de la combinación “0.9CM + Sy”. Por lo tanto, la fuerza cortante última de diseño es el siguiente:  $V_u = (47.09+47.09) / 3.3 = 28.54$  ton. Luego se halla las combinaciones de sismo amplificadas por 2.5.

*Cuadro N° 53. Cargas internas del análisis estructural de la columna C-02.*

Combinaciones Sismo x2.5	Pu (ton) Carga Axial	Vux-x (ton)	Vuy-y (ton)
0.9CM + 2.5SISXX	148.1	6.22	2.57
0.9CM - 2.5SISXX	130.1	-5.88	-2.18
0.9CM + 2.5SISYY	174.3	1.67	4.95
0.9CM - 2.5SISYY	103.7	-1.33	-4.55
1.25(CM+CV) + 2.5SISXX	286.1	6.41	2.78
1.25(CM+CV) - 2.5SISXX	268.1	-5.69	-1.98
1.25(CM+CV) + 2.5SISYY	312.4	1.86	5.15
1.25(CM+CV) - 2.5SISYY	241.7	-1.14	-4.35
1.4CM + 1.7CV	330.5	0.44	0.48

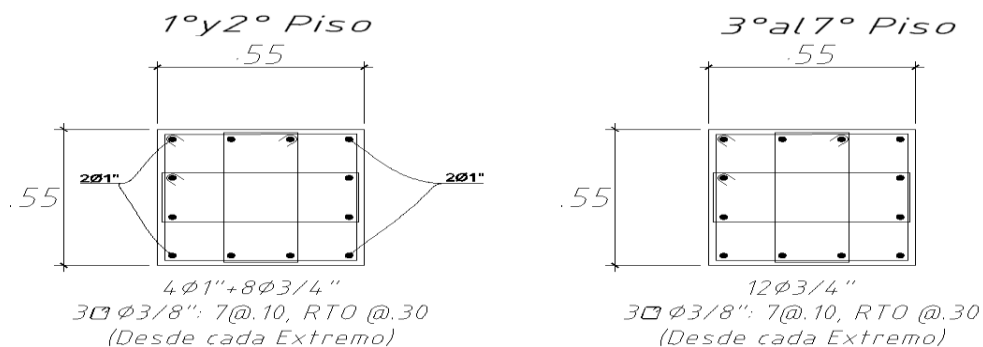
Según la norma E.060 se elegirá el mínimo valor del diseño por capacidad y el sismo amplificado por 2.5 cuyo valor 6.41 ton y este valor se compara con el cortante obtenido por combinación de carga convencionales 2.78 ton y se elegirá el mayor, finalmente, el valor que cumple esta condición es 6.41 ton. Ahora calculando el aporte del concreto  $\Phi V_c$ :

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{330.50 \cdot 1000}{140 \cdot 55 \cdot 55}\right) \cdot 55 \cdot 49 = 31.32 \text{ ton}$$

Viendo los resultado en  $\Phi V_c$  (31.32 ton)  $>$   $V_u$  (6.41 ton), esto significa que por fuerza cortante no se requiere estribos, entonces se colocara estribos para evitar el pandeo de barras, la Norma E.060 establece lo siguiente para espaciamiento de estribos:

- El primer estribo debe estar ubicado a no más de 10 cm de la cara del apoyo.
- La longitud de confinamiento  $L_o$  no debe ser menor que el mayor entre lo siguiente:
  - $1/6$  de  $L_n = 270/6 = 45$  cm.
  - La mayor dimensión de la sección transversal = 55 cm.
  - 500 mm = 50 cm.  
→ 60 cm
- El espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor valor de:
  - $8 \cdot \text{Diámetro } 3/4'' = 15.24$  cm.
  - $55/2 = 27.5$  cm.
  - 100 mm = 10 cm.  
→ 10cm.
- Fuera de la longitud de confinamiento  $L_o$ , la separación no será mayor que los siguientes:
  - $16 \cdot d_b = 16 \cdot \text{diámetro } 3/4'' = 30.48$  cm.
  - La menor dimensión = 55 cm.
  - $48 \cdot d_b = 48 \cdot \text{diámetro } 3/8'' = 45.6$  cm.
  - 300 mm = 30 cm.  
→ 30 cm.
- En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:
  - $A_v \cdot f_y / 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w = 2.84 \cdot 4200 / 0.2 \cdot \sqrt{210} \cdot 55 = 74.83$  cm.
  - $A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b_w = 2.84 \cdot 4200 / 3.5 \cdot 55 = 61.98$  cm.
  - 150 mm = 15 cm.  
→ 15 cm.

Finalmente, el diseño final de la columna es el siguiente:



**Figura 46.** Armado final de la columna C-02.

## CAPÍTULO 10. DISEÑO DE PLACAS

Los muros estructurales o de corte, llamados comúnmente placas, reciben cargas verticales y cargas horizontales en su plano provenientes de las acciones sísmicas, las cuales generan importantes esfuerzos cortantes los muros.

Las placas reciben la mayor parte de la fuerza sísmica y controlan los desplazamientos laterales generados por sismo, esto se debe a que las placas tienen gran rigidez lateral. Los muros son diseñados por flexocompresión y corte siempre que se cumpla  $H/L$  sea mayor igual a 1 (donde  $H$ : altura de la placa;  $L$ : longitud horizontal de la placa.); además, son clasificadas como esbeltas, caso contrario se diseñarán como vigas de gran peralte. El análisis estructural es del mismo modo que se aplicó en columnas (sección 9.1).

### 10.1 Esbeltez

Dependiendo de la esbeltez de la placa su comportamiento por flexión varía considerablemente es por ello que se tienen 2 casos de los cuales en el proyecto solo hay el caso de muros esbeltos ( $H/L \geq 1$ ).

#### Muros esbeltos ( $H/L \geq 1$ )

Este caso es similar al de columnas, se forman rotulas plásticas en la base, se diseñará por flexocompresión. Se inicia asumiendo una cuantía de acero en los núcleos confinados y también el acero repartido en el resto de la sección, luego se procede a realizar las combinaciones de cargas y ubicar estas cargas en el diagrama de interacción y se ubican los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) con la finalidad de garantizar que el acero colocado sea capaz de resistir las distintas sollicitaciones.

### 10.2 Diseño por Flexocompresión

Las placas se diseñan mediante el diagrama de interacción como lo aplicado en columnas (sección 9.2); sin embargo, existen dos formas de distribución de la armadura vertical: la primera uniforme y la segunda de núcleos confinados (elementos de borde) en los extremos de la placa donde se coloca una concentración de refuerzos importante, los cuales van acompañados por estribos.

#### a) Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado

La Norma E.060 en el artículo 21.9.7.4 señala que los elementos de borde en las zonas de compresión deben confinarse cuando cumpla algunos de los criterios:

- $C \geq \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\Delta u}{hm}\right)} ; \quad \frac{\Delta u}{hm} \geq 0.005$

Donde:

$C$  = Profundidad del eje neutro calculada para la resistencia nominal.

$lm$  = Longitud del muro en el plano horizontal.

$hm$  = Altura total de la placa.

$\Delta u$  = Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro debido al efecto sísmico.



En el caso de muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe de incluir en ancho de ala efectiva definida previamente. Además la Norma E.060 en el artículo 21.9.7.6 da algunas exigencias para elementos de borde:

- Para calcular la longitud de elemento de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia que sea como mínimo el mayor valor entre:
  - ✓  $c-0.1 \cdot l_m$
  - ✓  $c/2$
- Para las secciones con alas, los elementos de borde deben de incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben de extender por lo menos treinta centímetros dentro del alma.
- Los estribos serán como mínimo de 8mm, de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento debe de ser como máximo al menor de los siguientes valores: 25 cm, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde, diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- En la base del muro, el refuerzo transversal de los elementos de borde debe de extenderse dentro del apoyo en por lo menos la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe de extender, por lo menos 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.

La norma E.060 en su artículo 21.9.7.4 menciona que los refuerzos de elementos confinados de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre  $l_m$  y  $M_u/4V_u$ .

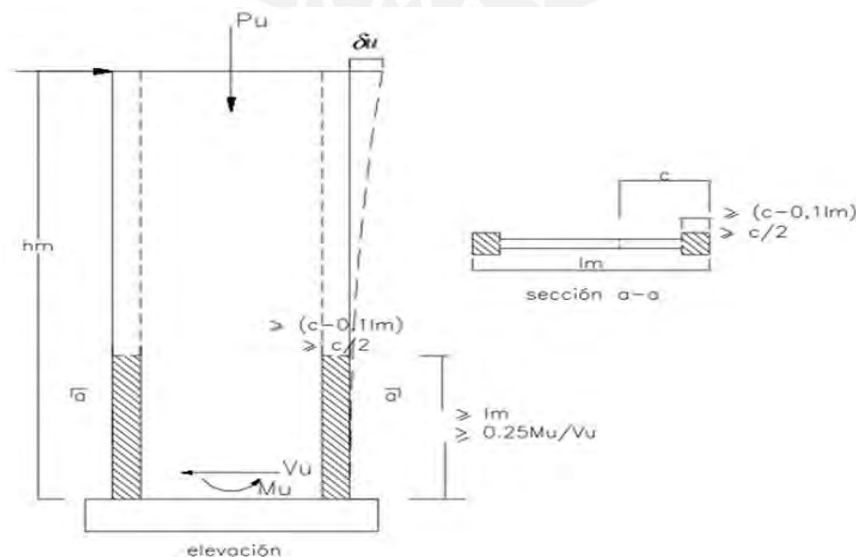


Figura 47. Elementos confinados de muro de borde (Norma E.030).

### 10.3 Diseño por Corte

La norma E.060 en su artículo 11.10.3 al 11.10.10 menciona algunas consideraciones para el diseño del refuerzo por corte en placas, se tienen las siguientes expresiones:

$$V_c = \alpha c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L$$

Donde:

- Pu = Carga axial ultima
- Ag = Área bruta de la sección
- Vc = Resistencia al corte de la sección
- f'c = Resistencia a la compresión del concreto
- t = Espesor del muro
- L = Longitud de la placa
- Ø = Factor de reducción de corte 0.85

Algunos límites para las resistencias calculadas:

$$V_c = \alpha c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L; \quad \text{donde: Si } \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \rightarrow \alpha c = 0.80; \text{ Si } \frac{hm}{lm} \geq 2.0 \rightarrow \alpha c = 0.53$$

Y para valores intermedios varía linealmente.

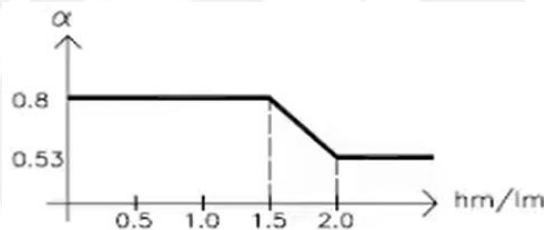


Figura 48. Valores de  $\alpha$  según variación de  $hm/lm$ .

Por otro lado, existe un límite para el valor de  $V_n$ , cuyo límite se describe a continuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L$$

Para los refuerzos verticales y horizontales se empleará lo mencionado en la Norma E.060 en su artículo 11.10.7, menciona cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración y límites de espaciamiento entre estos.

- $V_u < \Phi V_c / 2$ 
  - ✓  $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínima} \geq 0.0015$ ; Si  $\rho_{\text{vertical}} \geq 0.01 \rightarrow$  el refuerzo debe ser confinado
  - ✓  $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínima} \geq 0.002$
  - ✓ El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
- $V_u > \Phi V_c / 2$ 
  - ✓  $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínima} \geq 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - hm/lm) \cdot (\rho_{\text{horizontal}} - 0.0025) \geq 0.0025$
  - ✓  $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínima} \geq V_s / f_y \cdot t \cdot d \geq 0.0025$
  - ✓ El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Además en caso la placa tenga un espesor mayor a 20 cm, se empleará doble malla.

Finalmente, en estructuras de muros de concreto armado ( $R=6$ ), las placas se diseñan por capacidad, la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse debido a que la falla por flexión o flexocompresión debe generarse antes que la falla por corte, la Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3 plantea lo siguiente:

$$\text{Si } V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_u}\right) \rightarrow \left(\frac{M_n}{M_u}\right) \leq R$$

Donde:

$V_u$  = Cortante de diseño

$V_{ua}$  = Cortante actuante

$M_n$  = Momento nominal, asociado a  $P_u$  debido al acero realmente colocado

$M_u$  = Momento actuante obtenido del análisis

$R$  = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Esta amplificación se realizará hasta una altura igual al mayor entre:

- La longitud del muro.
- La altura de los dos primeros pisos.
- $M_u/4V_{ua}$ .

#### 10.4 Empalmes por traslape del refuerzo

Los núcleos confinados se pueden considerar como columnas; por ello, para los empalmes se considerará lo dispuesto en la sección 9.6 del capítulo de columnas.

#### 10.5 Ejemplo de Diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la Placa PL-06, la cual ya se realizó el metrado, ubicada entre los ejes C/6-7 del plano de encofrado E-05.

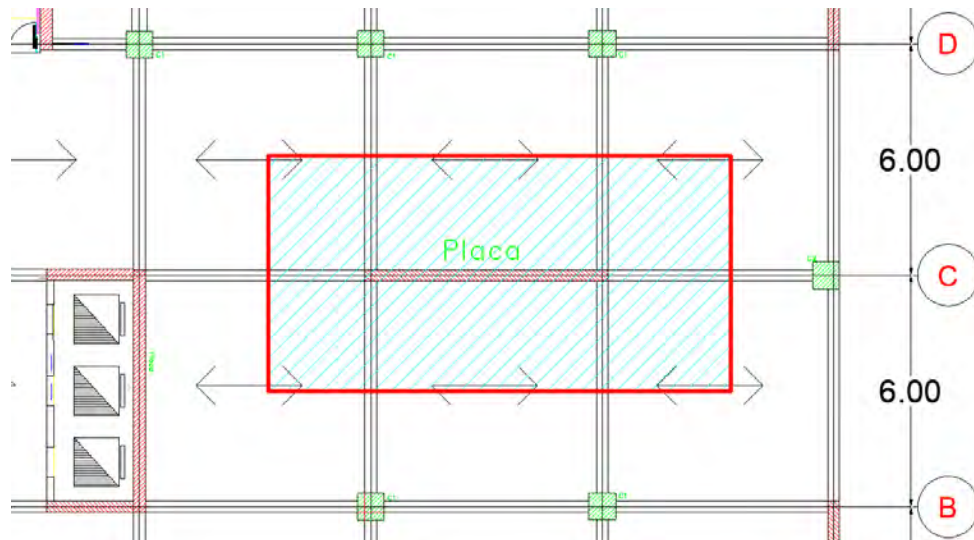


Figura 49. Placa seleccionada a diseñar.

Del análisis estructural se tiene el siguiente cuadro de cargas internas de la placa y con ello se obtiene las combinaciones de cargas.

Cuadro N° 54. Cargas internas del análisis estructural de la placa PL -06.

Análisis Estructural	P (ton) Carga Axial	Vx-x (ton)	Mx-x (ton · m)
CM	440	0.02	7.8
CV	113.5	0.2	6.8
Sismo X-X	5	186.3	1801
Sismo Y-Y	1.8	38.9	352.1

Altura total de la placa: 23.40 m, longitud de la placa: 6.3 m, entonces la relación  $h_m/l_m = 3.7 > 1$ , por lo tanto, la norma nos señala que si la relación entre la altura total de la placa y su longitud es mayor a 1, entonces, es un muro esbelto y se diseña por flexo-compresión.

### Diseño por flexocompresión

Obtenemos las cargas últimas actuantes de acuerdo con las combinaciones especificadas por la Norma E.060.

Cuadro N° 55. Combinación de cargas para la Placa PL-06.

Combinación	Pu(tn)	Mux(tn-m)	Muy(tn-m)
1.4cm+1.7cv	809.0	22.5	0.4
1.25(cm+cv) +cs	696.9	1819.3	186.6
1.25(cm+cv)-cs	686.9	-1782.7	-186.0
0.9cm+cs	401.00	1808.04	0.89
0.9cm-cs	391.00	-1793.96	-0.83

Se consideran núcleos confinados preliminares con una longitud aproximada del 15% de la longitud total, es decir el 15% de 6.3 nos da núcleos como mínimo de 1m. A continuación se muestra el acero preliminar distribuido:

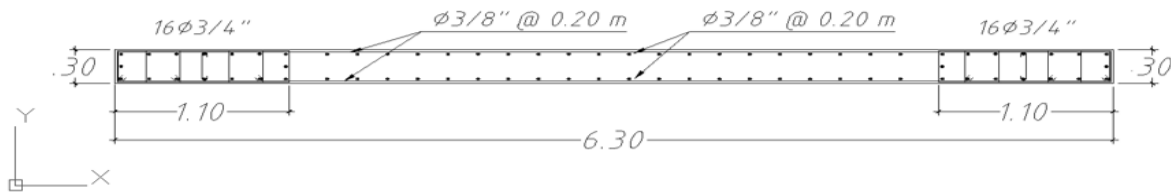


Figura 50. Armado preliminar del acero de la placa PL-06.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción en la dirección X:

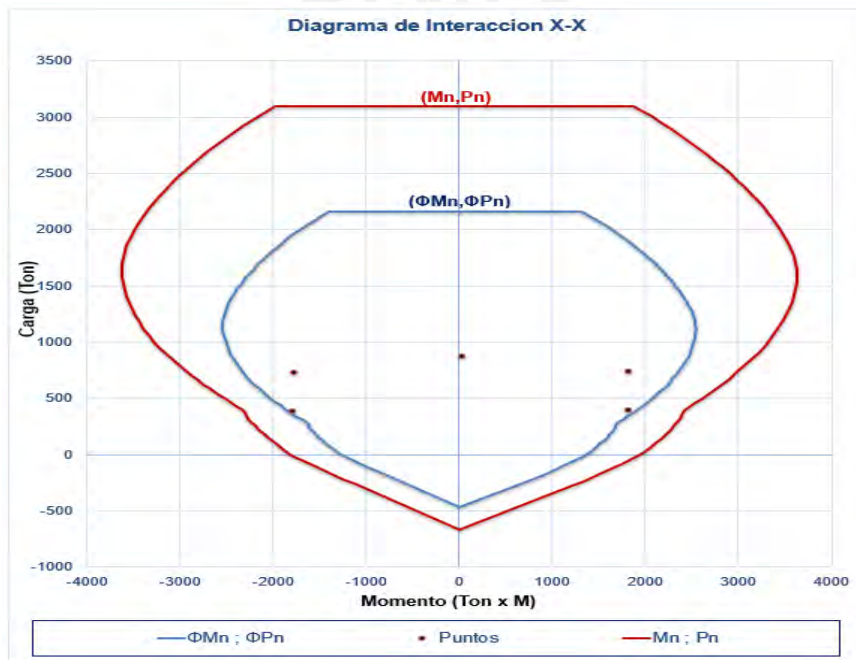


Figura 51. Diagrama de interacción de la placa PL-06.

Se observa que los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo cual significa que la placa será capaz de resistir las cargas gravedad y solicitaciones sísmicas.

### Diseño por Corte

Se colocó refuerzo transversal en los núcleos confinados a pesar de que no necesita con la finalidad de tener un diseño más eficiente, estos estribos colocados tendrán un espaciamiento en los núcleos, no debe exceder del menor valor de los siguientes:

- $10 d_b = 20 \text{ cm.}$
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo = 30 cm.
- 25 cm.
- 20 cm

La fuerza cortante de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} < R$$

Para la combinación "1.25(CM+CV) +CSX" obtenemos un  $V_{ua} = 186.6\text{ton}$  y la capacidad asociada a la carga  $P_u = 696.9\text{ton}$ ,  $M_{ua} = 1819\text{ton.m}$  entonces  $M_n = 2093\text{ton}$ . Por lo tanto, se calcula la fuerza cortante de diseño:

$$V_u = 186.6 \cdot \left( \frac{2093}{1819} \right) = 214.7 \text{ ton}; \quad \frac{2093}{1819} = 1.15 < 6$$

Ahora, la resistencia al corte del concreto depende de la relación de  $h_m$  y  $l_m$ , entonces  $h_m/l_m = 3.7 \rightarrow \alpha_c = 0.53$ , se calcula la resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 630 \cdot 30 = 145.1 \text{ ton} \rightarrow \Phi V_c = 123.3 \text{ ton}$$

Calculando el aporte del acero a la resistencia:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \rightarrow \frac{186.6}{0.85} - 145.1 = 74.4 \text{ ton}$$

Por otro lado, existe un límite para el valor de  $V_n$ , cuyo límite se describe a continuación:

$$V_n = V_c + V_s \rightarrow 145.1 + 74.4 = 219.5 \text{ ton}$$

Verificando el límite dispuesto para  $V_n$ :

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{F'} \cdot c \cdot t \cdot L \rightarrow 219.5 \text{ ton} \leq 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 630 = 712.1 \text{ ton (cumple)}$$

$$V_u > \Phi V_c / 2$$

Se calcula la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot L} = \frac{136.4 \cdot 1000}{4200 \cdot 30 \cdot 630} = 0.0017 \rightarrow 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - 3.7) \cdot (0.025 - 0.0025) = 0.0025$$

Debido a que el espesor de la placa es de 30 cm se distribuirá el acero de 3/8" en las 2 caras

$$S = \frac{A_b}{A_s} = \frac{0.71}{3.75} = 18.93 \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Finalmente, se muestra el armado final de la placa:

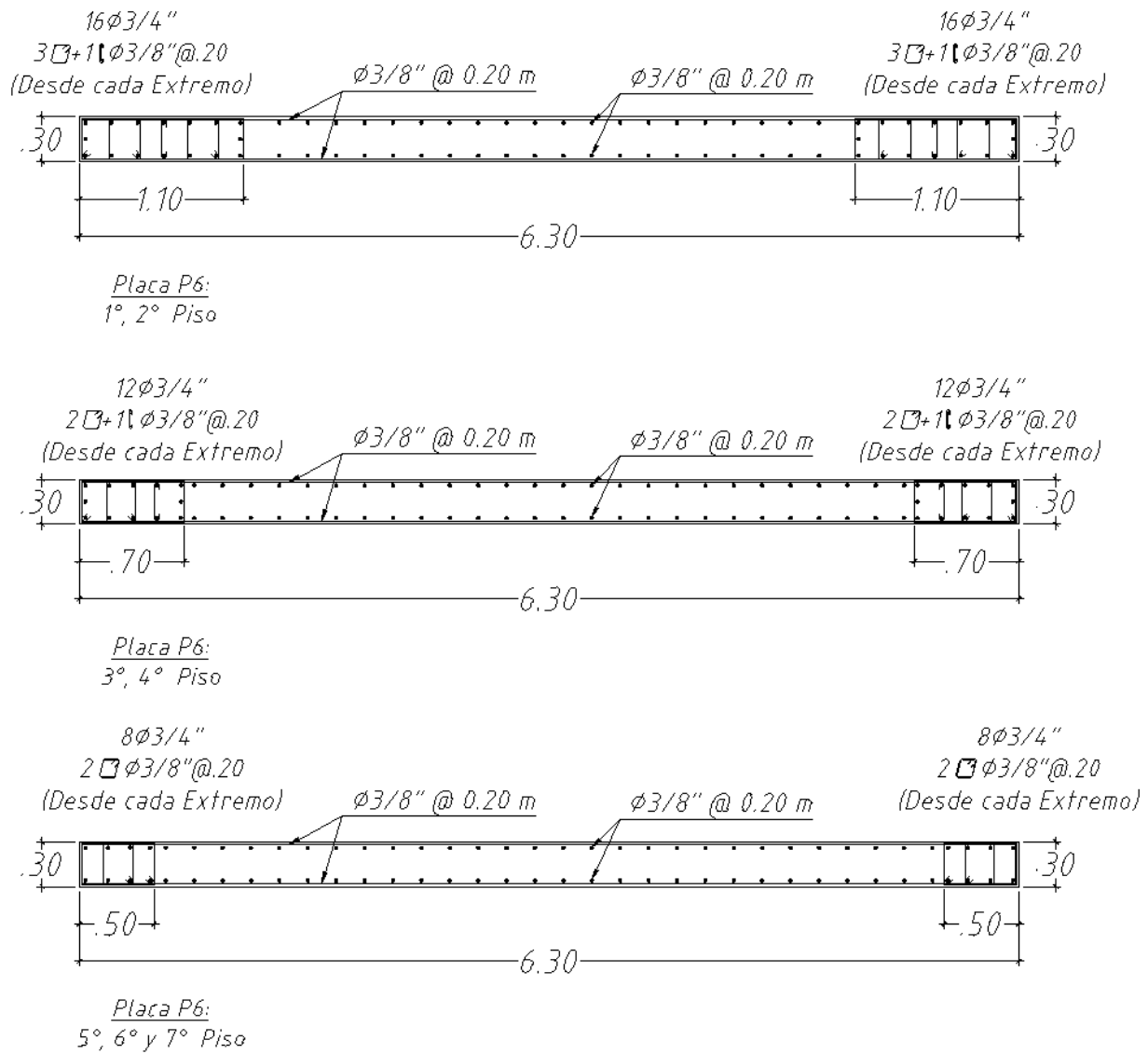


Figura 52. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en la placa PL-06.

## CAPÍTULO 11. DISEÑO DE ZAPATAS

Las cimentaciones son elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas y momentos procedentes de columnas y muros hacia el terreno. No se debe exceder la capacidad portante del suelo y evitar asentamientos diferenciales. La cimentación superficial del proyecto está compuesta por zapatas aisladas, conectadas, excéntrica, cimientos corridos y vigas de cimentación, etc.

### 11.1 Zapata Aislada

La zapata aislada son las más comunes porque son eficientes y económicas. El elemento se encuentra en el centro de gravedad de la zapata. Las cargas en servicio serán transferidas al suelo y se verificará que no sobrepase al esfuerzo admisible del suelo. Posteriormente, se realiza el diseño por corte, punzonamiento y flexión con las cargas últimas y el máximo esfuerzo con la finalidad de tener un diseño conservador.

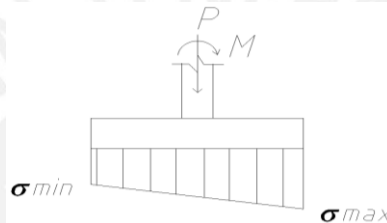


Figura 53. Sección típica de una zapata aislada céntrica.

#### 11.1.1 Análisis Estructural

Las cargas deben analizarse en condiciones de servicios, debido a que la presión del suelo está determinada por un FS. Para el análisis de las fuerzas y momentos de diseño se asume un modelo simplificado, considerando a los extremos como vigas en volado empotradas en las caras del elemento vertical. Finalmente, la reacción del suelo son llevadas a condiciones últimas de resistencia.

#### 11.1.2 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento se debe cumplir que la carga actuante en servicio entre el área de la zapata y este resultado no debe de exceder el esfuerzo admisible. La norma E.060 en su artículo 15.2.4 permite incrementar un 30% en la presión admisible del suelo cuando se incluye los efectos de sismo. Así mismo, se requiere que las dimensiones de la zapata tengan volados similares. Además las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis como lo exige en la norma E.060 en su artículo 15.2.5. Finalmente se va a considerar un 90% del  $\sigma_{adm}$ , ya que no se consideró los momentos flectores en el dimensionamiento.

$$A. \text{ sin sismo} = \frac{(1 + \%PP) \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{0.9 \cdot \sigma_{adm}} \quad A. \text{ con Sismo} = \frac{(1 + \%PP) \cdot (P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{0.9 \cdot 1.3 \cdot \sigma_{adm}}$$

El peso propio (PP) se calcula como un porcentaje de la carga axial (P) en función a la condición del suelo, se tienen:



- Suelo bueno PP=5% (Pcm+ Pcv)
- Suelo regular PP=7.25% (Pcm+ Pcv)
- Suelo malo PP=10% (Pcm+ Pcv)

Solo si las cargas está dentro del núcleo central:

Cargas de gravedad:

$$\sigma_{actuante} = \frac{(P + PP)}{A} \pm \frac{(6M_x)}{B \cdot L^2} \pm \frac{(6M_y)}{L \cdot B^2} \leq \sigma_{adm}$$

Cargas con sismo:

$$\sigma_{actuante} = \frac{(P + PP)}{A} \pm \frac{(6M_x)}{B \cdot L^2} \pm \frac{(6M_y)}{L \cdot B^2} \leq 1.3 \cdot \sigma_{adm}$$

### 11.1.3 Diseño

Para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones últimas, se obtiene amplificando por 1.6 para el caso de gravedad y 1.25 para el caso de sismo. Por simplificación y conservadoramente, este esfuerzo amplificado se distribuye de forma uniforme en la base de la zapata.

### 11.1.4 Verificación por Punzonamiento

Las zapatas no tienen estribos, por lo tanto, el peralte h debe de garantizar por si sola la resistencia a corte por punzonamiento. La sección crítica es la encerrada por el perímetro de la columna a una distancia d/2 de la cara de la columna donde d es el peralte efectivo de la zapata.

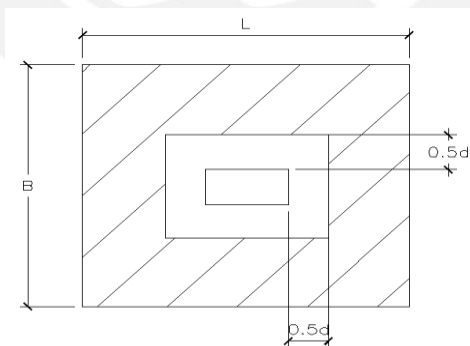


Figura 54. Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento.

La resistencia requerida por punzonamiento  $V_u$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_{ul} \cdot (A - A_o)$$

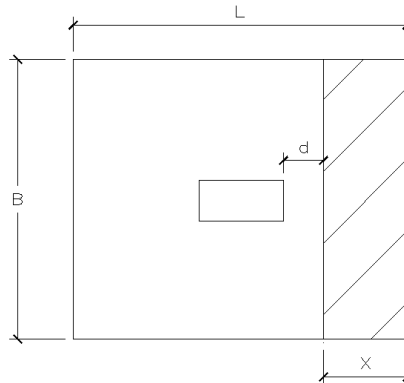
Se considerará la resistencia de diseño  $\Phi V_c$  y será el menor de los siguientes valores:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d; \quad \phi V_c = \phi 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d; \quad \phi V_c = \phi (1.06) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Se debe cumplir el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ), de lo contrario se debe aumentar el peralte efectivo "d".

### 11.1.5 Verificación por Corte

El diseño por corte se da en una sección crítica, la cual se genera a "d" de la cara de la columna como en la siguiente figura:



*Figura 55. Sección crítica por corte.*

La resistencia requerida por corte  $V_u$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_\mu \cdot B \cdot X$$

La resistencia requerida por corte  $\Phi V_c$ , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones:

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

Se debe cumplir el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ), de lo contrario se debe aumentar el peralte efectivo "d".

### 11.1.6 Diseño por Flexión

Luego de conocer las dimensiones y verificar el peralte efectivo se procede a realizar el diseño por flexión. El análisis se realiza de manera similar que el de vigas empotradas en la cara de la columna.

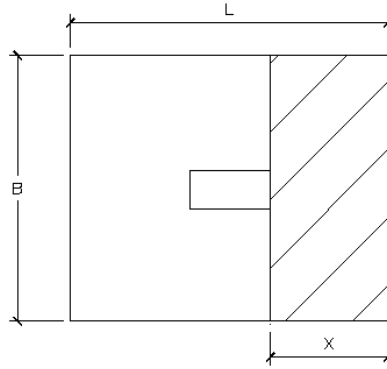


Figura 56. Esquema de las dimensiones para el diseño por flexión.

La resistencia requerida por flexión se realizó con el momento máximo en cada dirección se calcula con la siguiente expresión:

Dirección X-X:

$$Mu = \sigma\mu \cdot Lv_x^2 \cdot Ly/2$$

Dirección Y-Y:

$$Mu = \sigma\mu \cdot Lvy^2 \cdot Lx/2$$

### 11.1.7 Ejemplo de Diseño

Se realizará el diseño de las zapatas aislada ubicada en el eje A-3. Las dimensiones de la columna C-1 son las siguientes:  $b=0.45\text{m}$  (eje Y) y  $l=0.45\text{m}$  (eje X) del plano de cimentación E-02. De acuerdo con el estudio de suelos se tienen los siguientes datos:

- Perfil del suelo: Tipo S1
- Esfuerzo admisible:  $4\text{kg/cm}^2$
- Profundidad de Cimentación:  $1.50\text{m}$

Del análisis estructural se obtienen las siguientes cargas en la base de la columna, todas en condición de servicio, las cargas provenientes del sismo se han considerado el 80% de su magnitud.

Cuadro N° 56. Cargas internas del análisis estructural para la zapata.

Análisis Estructural	P (ton) Carga Axial	Mx-x (ton·m)	My-y (ton·m)
CM	92.50	1.70	0.00
CV	32.57	0.95	0.02
Sismo X-X	4.26	0.49	3.51
Sismo Y-Y	18.74	2.23	0.75

Hallamos el área requerida, estimando el peso propio de la zapata como el 5% de las cargas de gravedad.

$$A. \text{ sin sismo} = \frac{(1 + 5\%) \cdot (125.07)}{0.9 \cdot (40)} = 3.65\text{m}^2$$

$$A. \text{ con Sismo} = \frac{(1 + 5\%) \cdot (125.07) + 18.74}{0.9 \cdot (1.3) \cdot (40)} = 3.21 m^2$$

Se elige una zapata de 2x2m (B=2m: L=2m) = 4m<sup>2</sup> con una altura preliminar de 60 cm.

$$\begin{aligned} \sigma &= P/A \pm (6\sum M)/(BL^2) \pm (6\sum M)/(LB^2) \\ \sigma_{\max} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 34.83 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{\min} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 30.82 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Se observa que  $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2 > \sigma$ . Con ello se comprobó que la zapata de 2x2m es adecuada.

A continuación se procede a hallar los esfuerzos máximos para los sismos  $\sigma_{adm} = 1.3(40) = 52 \text{ ton/m}^2$ .

$$\sigma = P_x/A \pm (6\sum M_x)/(BL^2) \pm (6\sum M_y)/(LB^2)$$

Para Sismo X-X

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 38.95 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{\min} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 28.95 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Para Sismo Y-Y

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 41.99 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{\min} \text{ (tn/m}^2\text{)} &= 33.51 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Se observa que  $\sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{sismo}$ . Con ello se comprobó que la zapata de 2m x 2m es adecuada.

### Diseño por Punzonamiento

Primero se halló el  $\sigma_{crit}$ :  $1.6 \cdot 34.86 = 55.73 \text{ ton/m}^2$ , con una altura preliminar de 60 cm entonces d es 50 cm.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 3.8 \cdot 0.5 = 372.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 0.5}{3.8}\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 3.8 \cdot 0.5 = 458.96 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06) \cdot \sqrt{210} \cdot 3.8 \cdot 0.5 = 248.08 \text{ ton/m}^2$$

Se eligió el menor de ellos:  $\Phi V_c = 248.08 \text{ ton/m}^2$

$$V_u = 55.73 \cdot (4 - 0.90) = 172.63 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ); por lo tanto el peralte es el adecuado.

### Diseño por Corte

Se procedió a calcular en ambas direcciones:

Para la Dirección X-X:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2 \cdot 0.5 = 65.28 \text{ ton/m}^2 \\ V_u &= 55.73 \cdot 2 \cdot (0.775 - 0.5) = 30.65 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Para la Dirección Y-Y:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2 \cdot 0.5 = 65.28 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = 55.73 \cdot 2 \cdot (0.775 - 0.5) = 30.65 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ); por lo tanto el peralte es el adecuado.

### Diseño por Flexión

Se procedió a calcular en ambas direcciones: para el diseño se considera un metro de ancho.

Para la Dirección X-X:

$$M_u = 55.73 \cdot 0.775^2 \cdot 1/2 = 16.74 \text{ ton/m}^2$$

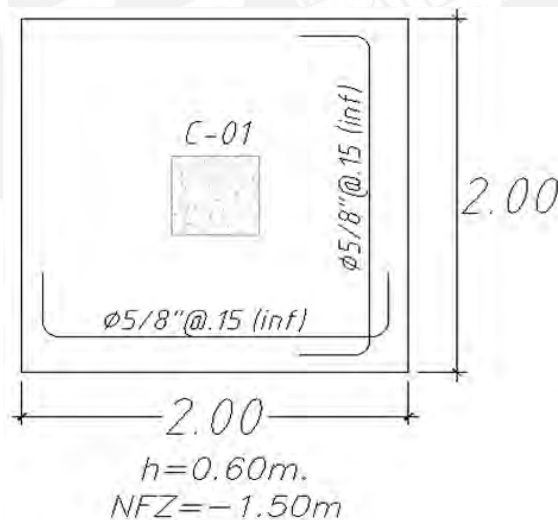
Para la Dirección Y-Y:

$$M_u = 55.73 \cdot 0.775^2 \cdot 1/2 = 16.74 \text{ ton/m}^2$$

*Cuadro N° 57. Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata aislada.*

Dirección	Mu (ton-m)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Min (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas
X-X	16.74	50	2.13	9.05	10.80	Ø 5/8"@15 cm
Y-Y	16.74	50	2.13	9.05	10.80	Ø 5/8"@15 cm

A continuación, se muestra la distribución del refuerzo de la zapata aislada.



*Figura 57. Armado de la zapata aislada.*

## 11.2 Zapata Conectada

Esto ocurre cuando una columna está en un límite de propiedad requiere de una zapata excéntrica, cuando las excentricidades son elevadas se recurre a unir esta zapata con otra interior median una viga de cimentación y éstas en conjunto son llamadas zapatas conectadas.

La viga tiene como función conectar la zapata interior y la zapata exterior excéntrica, para tomar los momentos provenientes de la excentricidad. A continuación, se mostrará la vista de planta y de elevación de la zapata conectada.

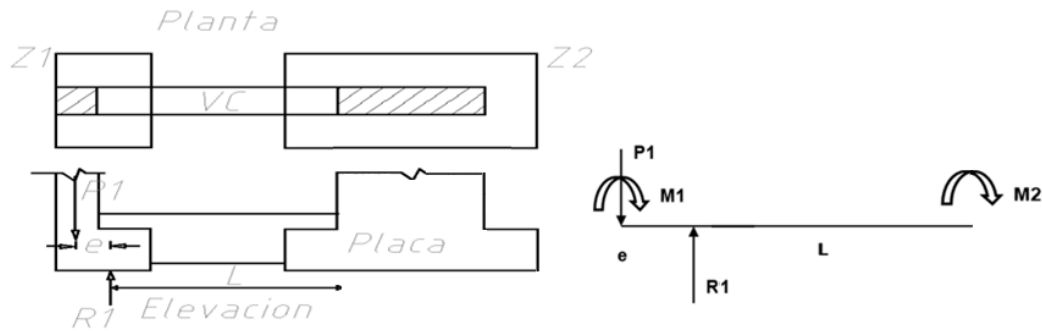


Figura 58. Vista de elevación, elevación y modelo estructural de la zapata conectada.

### 11.2.1 Ejemplo de Diseño

A manera de ejemplo se hará la zapata conectada de los ejes C-7/8 en la plano de cimentación E-02. Para el diseño de las zapatas conectadas se sigue el mismo procedimiento de las zapatas aisladas. Se dimensionó la zapata excéntrica con  $B = 3.00$  m,  $L = 1.50$  m y un peralte mínimo de 0.80 m y para la zapata céntrica con  $B = 2.30$  m,  $L = 8.50$  m y un peralte mínimo de 0.80 m. Cumpliendo con todos los requisitos de corte y punzonamiento.

#### Diseño de la viga de cimentación

Diseñaremos la viga de sección 30x140 cm el cual presenta la siguiente envolvente de momentos flectores:

DMF (tn.m):

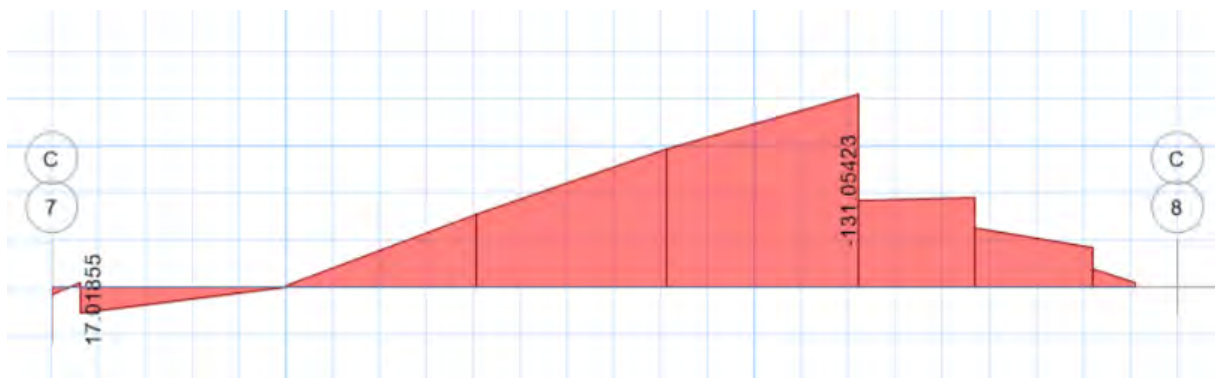


Figura 59. Diagrama de momento flector en la viga de cimentación.

DFC (tn):



Figura 60. Diagrama de fuerza cortante en la viga de cimentación.

### Diseño por corte

$V_u = 42.33 \text{ ton.}$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{210}} \cdot 0.30 \cdot (1.4 - 0.1) = 29.95 \text{ ton}$$

Se requiere refuerzo por corte

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{42.33}{0.85} - 29.95 = 19.85 \text{ ton}$$

Utilizaremos estribos de diámetro 3/8" ( $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 130}{19.85} = 39 \text{ cm}$$

$$L_o = 2h = 2 \cdot (140) = 280 \text{ cm}$$

→ El refuerzo por corte se distribuirá 14@ 20 cm.

$$S_{\max} = d/2 = 130/2 = 65 \text{ cm}$$

→ El resto del refuerzo por corte se distribuirá @ 30 cm.

### DISEÑO POR FLEXIÓN

$M_u = 131 \text{ tn.m}$

$$A_s = 29.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 9.42 \text{ cm}^2$$

→ Se usará 9Φ1" (acero principal) + 10Φ1/2" (acero en el alma).

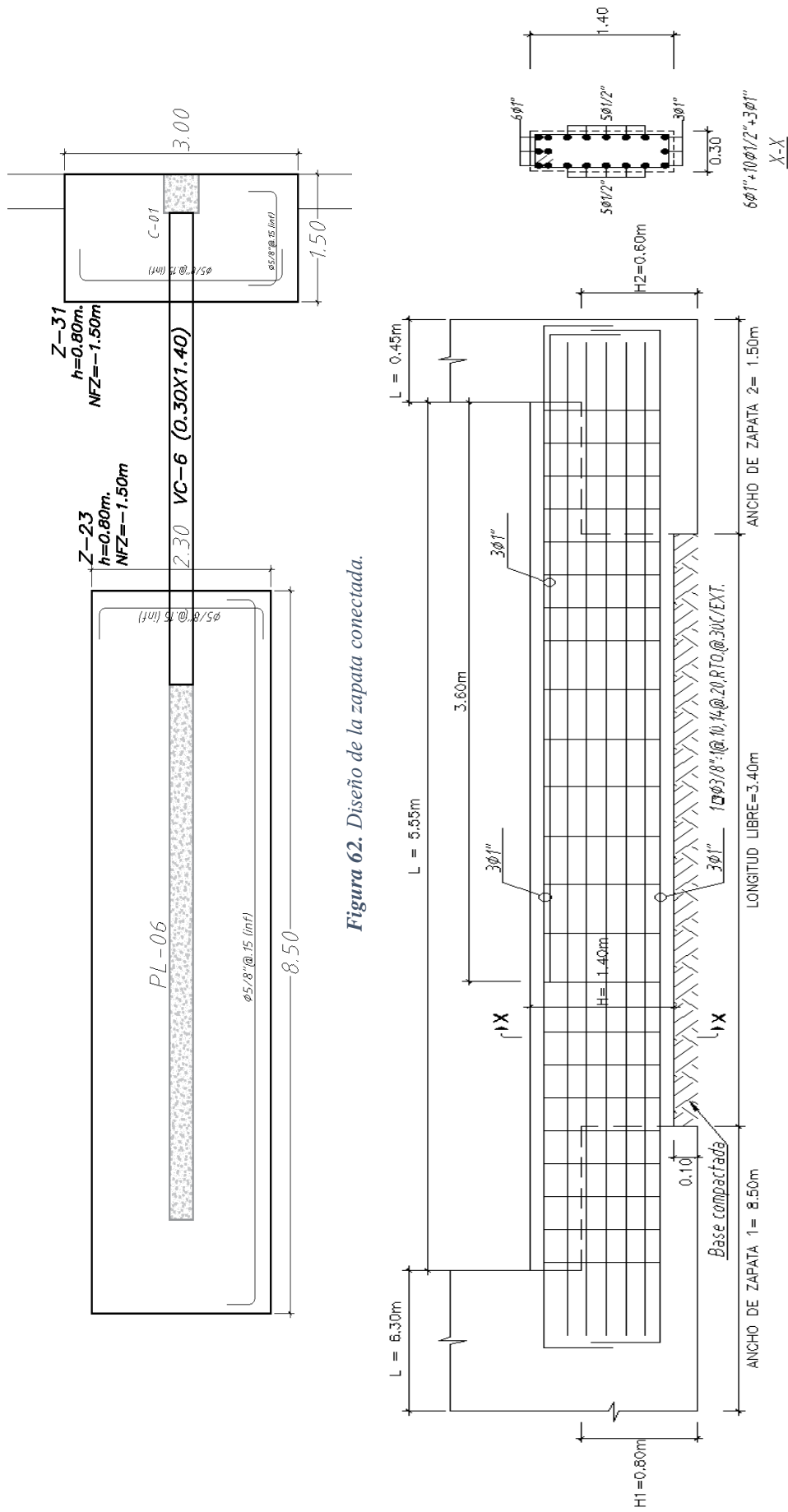


Figura 62. Diseño de la zapata conectada.

DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-6 (0.30X1.40)

Figura 61. Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de la VC.



## CAPÍTULO 12. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

En este capítulo se desarrollará elementos estructurales adicionales de importancia como lo son escaleras y la cisterna.

### 12.1 Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales responsables de conectar distintos niveles de la estructura permitiendo el transporte de las personas. Su comportamiento es como una losa maciza de una dirección se calcula solo por flexión y por corte. Además toda escalera tiene una parte inclinada (donde se tiene el paso, contrapaso y la garganta) y otra horizontal que serían los descansos. A manera de ejemplo se diseñará el segundo tramo de la escalera ubicado en el 2 piso (ver plano A-02 de Arquitectura).

Tenemos las siguientes características para la escalera:

- Paso (p) = 30 cm
- Contrapaso (cp) = 17 cm
- Garganta (t) = 20 cm
- Sobrecarga = 400kg/m<sup>2</sup>

Del metrado de cargas elaborado en el capítulo 4.7 obtenemos los siguientes resultados:

- En el descanso: Cm= 580 kg/m, Cv= 400 kg/m → Cu = 1492 kg/m
- En el tramo inclinado: Cm= 855 kg/m, Cv= 400 kg/m → Cu = 1878 kg/m

Definimos el siguiente modelo estructural apoyado en sus extremos y obtenemos las cargas de diseño.

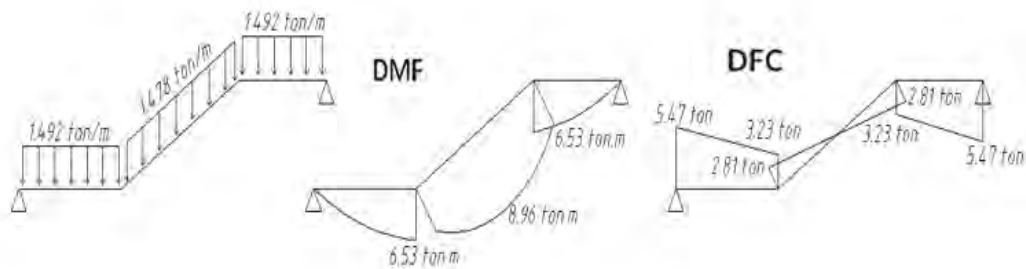


Figura 63. Modelo estructural y cargas ultimas de diseño de la escalera.

#### Diseño por corte:

Verificando por corte, tenemos para una sección de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  y  $d = 17 \text{ cm}$ :

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 11.10 \text{ ton}$$

Del DFC obtenemos  $V_u = 5.47 \text{ ton}$ . Se cumple el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ) para el tramo inclinado y el descanso.

## Diseño por flexión:

Del DMF obtenemos  $M_u = 6.53$  ton (descanso) y  $M_u = 8.96$  ton (inclinado).

Cuadro N° 58. Cálculo del refuerzo por flexión de la escalera.

	Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As Min (cm <sup>2</sup> )	Barras colocadas	
						Dirección longitudinal	Dirección trasversal
Descanso	6.53	100	17	11	3.6	φ 3/8" @ 0.15 m	φ 3/8" @ 0.15 m
Inclinado	8.96	100	17	13.88	3.6	φ 1/2" @ 0.10 m	φ 3/8" @ 0.15 m
Descanso	6.53	100	17	11	3.6	φ 3/8" @ 0.15 m	φ 3/8" @ 0.15 m

La Norma E.060 indica que si se coloca más del 30% del  $A_s$  requerido por flexión, se puede dar por satisfecho el requerimiento respecto al momento de agrietamiento ( $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ). A continuación, se presenta un esquema del armado.

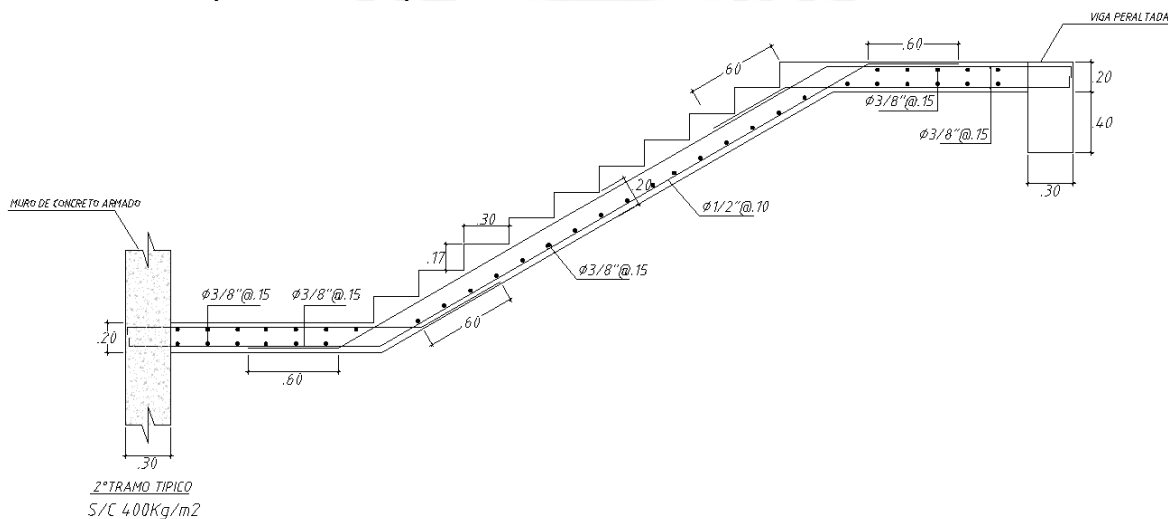


Figura 64. Acero colocado en un tramo de la escalera típica.

## 12.2 Diseño de muros cisterna

Los muros de la cisterna es un caso particular de muro de contención, se caracterizan por recibir empujes hidrostáticos y en reposo del terreno, se puede analizar como paños de losa apoyados en los muros perpendiculares y el comportamiento varía dependiendo de las dimensiones del muro.

Estas estructuras están expuestas a fluidos o líquidos donde la durabilidad es importante, por lo cual se introducen factores de durabilidad ambiental  $S$  recomendados por el ACI 305.3-06, con la finalidad de reducir los anchos de fisura.

$$U_s = U \cdot S$$

- $S = 1.30$  (Resistencia a Flexión)
- $S = 1.65$  (Resistencia a Tracción)

## Diseño de la Pared:

El diseño del muro de la cisterna está sometido a los empujes hidrostáticos y al empuje del suelo a continuación se mostrarán:

$$\text{Empuje del agua: } E_a = 1.4 \cdot \gamma_{\text{agua}} \cdot H_a$$

$$\text{Empuje del suelo: } E_s = S \cdot \gamma_{\text{tierra}} \cdot K_a \cdot H_m$$

Tenemos los siguientes datos:

- Peso específico del terreno: 1.8ton/m<sup>3</sup>
- Peso específico del agua: 1.0ton/m<sup>3</sup>
- Factor de durabilidad: 1.3
- Ha altura del agua: 2m
- Hm altura del muro: 2.5m
- t espesor del muro: 0.25m
- Ka Factor de empuje activo de suelos en reposo 0.33

Entonces reemplazando se obtiene:

$$E_a = 1.4 \cdot 1 \cdot 2 = 2.8 \text{ ton/m}$$

$$E_s = 1.3 \cdot 1.8 \cdot 0.33 \cdot 2.5 = 1.93 \text{ ton/m}$$

Para análisis estructural del muro se considera un modelo simplificado como una viga además se considera el caso más crítico cuando la cisterna está llena, la cual está articulada en sus extremos. El modelo se muestra a continuación:

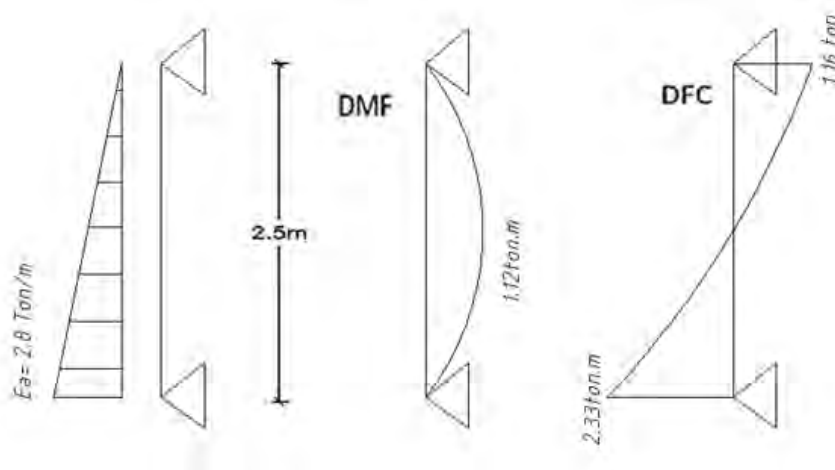


Figura 65. Modelo estructural y cargas últimas de diseño del muro cisterna.

El peralte efectivo (tiene 4 cm de recubrimiento) es 21 cm y la resistencia mínima para concreto expuesto a agua es 280kg/cm<sup>2</sup>. Calculando la resistencia de diseño  $\Phi V_c$  tenemos:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 21 = 15.83 \text{ ton}$$

Del DFC tenemos = 2.33 ton, se cumple el principio de resistencia ( $\Phi V_c \geq V_u$ ).

Del DM tenemos = 1.12 ton, calculando el refuerzo requerido por flexión, tenemos:

$$A_s = \frac{M \cdot 100000}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1.12 \cdot 100000}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(21 - \frac{0.68}{2}\right)} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Como se sabe la cuantía mínima para muros en contacto con el agua es  $0.0028bh$ , por lo tanto se tiene un  $A_{smin} 7 \text{ cm}^2$ , se coloca doble malla de  $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$

### Diseño de Techo y la losa de fondo:

Se diseña como una losa que trabaja en dos direcciones debido a que la relación entre sus dimensiones ( $4.5/4.5 < 2$ ).

El metrado de cargas de la tapa de la cisterna se realizó en el capítulo 4.7, debido a los momentos pequeños se procede a utilizar la cuantía minia requerida, la cual es  $0.0028bh$ , con el objetivo de minimizar lo más posible las fisuras y evitar la corrosión del refuerzo por lo tanto se empleará doble malla de  $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ .

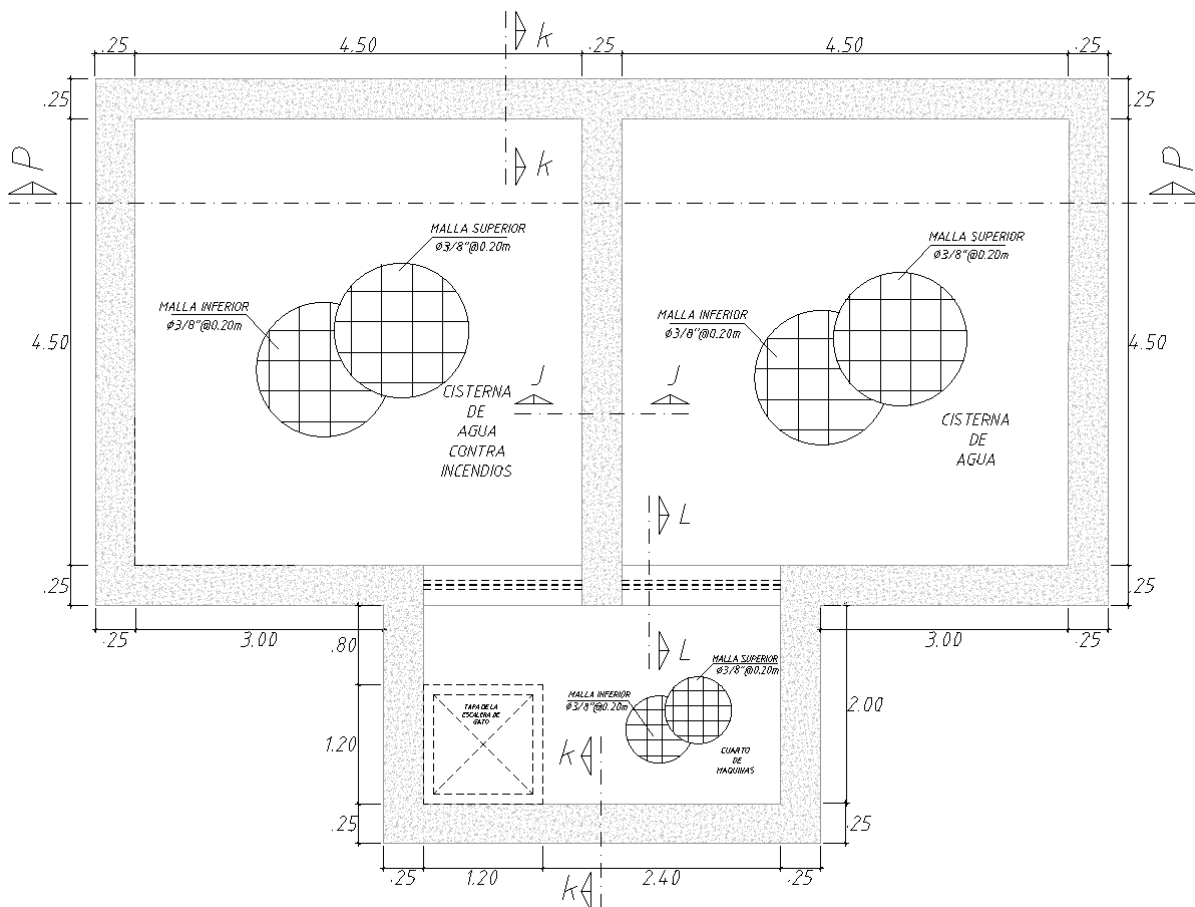


Figura 66. Planta de la cisterna con el armado de refuerzo final.

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

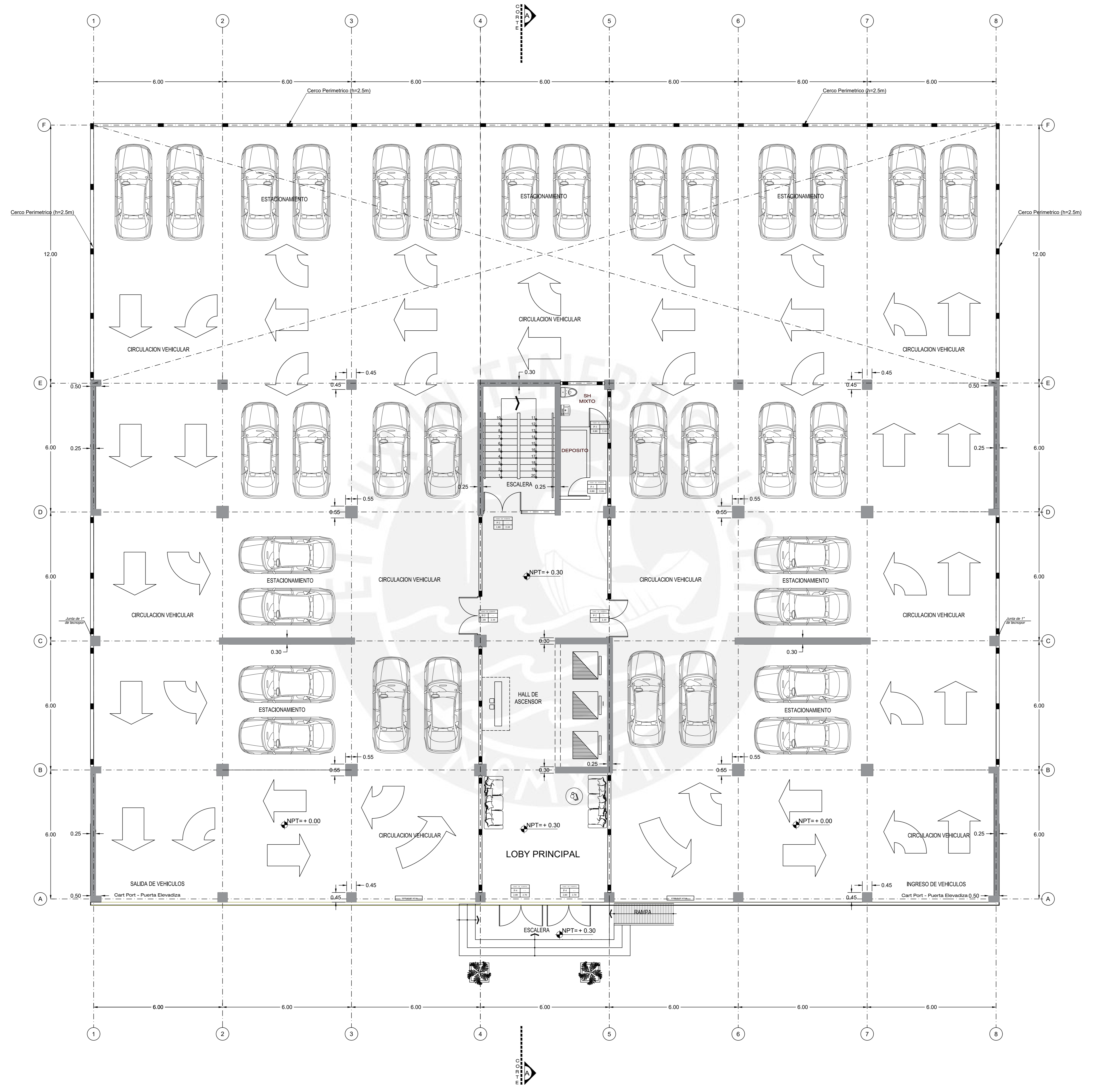
- La estructura se diseñó de acuerdo con las Normas Técnicas de Edificación, es por ello que se realizó una estructuración adecuada en base a muros de corte y pórticos de concreto armado, esto generó una adecuada una distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos resistentes.
- El uso de programas informáticos permiten facilitar el análisis, ya que permite modelar tridimensionalmente los elementos, sin embargo, estos deben ser acompañados por un buen criterio de la persona que lo ejecuta, verificar que los resultados sean coherentes como por ejemplo calcular el peso de los elementos por cargas de gravedad y compararlo con un metrado realizado manualmente y estos deben ser similares.
- La estructura tuvo derivas de entrepiso de en el eje X es de 3.90 % y en el eje Y es de 3.54 % el cumpliendo con la restricción máxima que establece la norma de 7 %, por lo cual se espera un buen comportamiento de la estructura en el rango inelástico para sismos raros.
- Los periodos fundamentales realizados en el análisis modal fueron para la dirección X es de 0.582 segundos y para la dirección Y de 0.455 segundos, esto se debe a que presenta mayor densidad de placas en la dirección Y.
- Se verifico que el valor asumido para R es el correcto, ya que los muros de cortes se llevan poco más del 90% de la cortante debido a su gran rigidez y según se especifica en la Norma E.030 se considera un sistema de muros estructurales
- Se corroboró lo dispuesto en la Norma E.030, la cual menciona que las cargas sísmicas que la cortante basal debe ser por lo menos el 80% del estático en nuestro caso se amplificó por 1.13 en X-X y 1.33 en Y-Y, lo cual nos lleva a tener un margen de seguridad importante.
- Se concluye que el acero mínimo de la Norma E.060 es conservador, pues en los diseños de escaleras, cisterna, cuarto de bombas, predominó el acero mínimo, esto se debe a que las dimensiones tanto de piso, techo o muro no son tan grandes y, por ende, las deflexiones que tienen son pequeñas.
- Se colocaron vigas de cimentación con la finalidad de disminuir los asentamientos diferenciales y los momentos flectores en las cimentaciones de los elementos conectados.

## BIBLIOGRAFIA

- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado I (Decimoquinta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Muñoz, A. (2003). Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Higashi, J. (2019). Apuntes del curso Concreto Armado 2. Lima, Perú.
- Morales Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Mc Cormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. México D.F., México: Alfaomega
- San Bartolomé, Á. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.



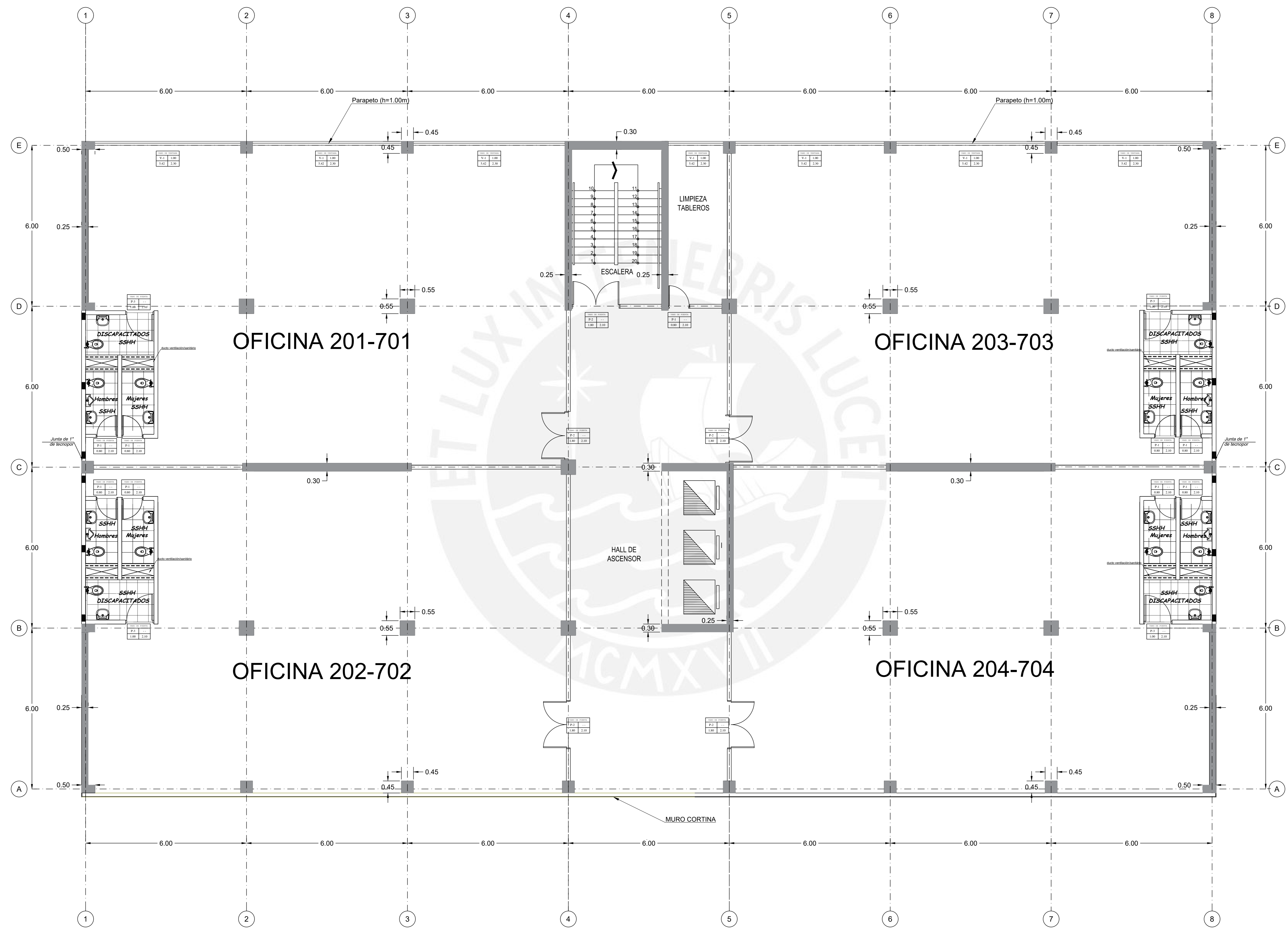
# ANEXOS



**PLANTA: 1° PISO**  
**34 PLAZAS DE ESTACIONAMIENTOS**  
**34 autos**

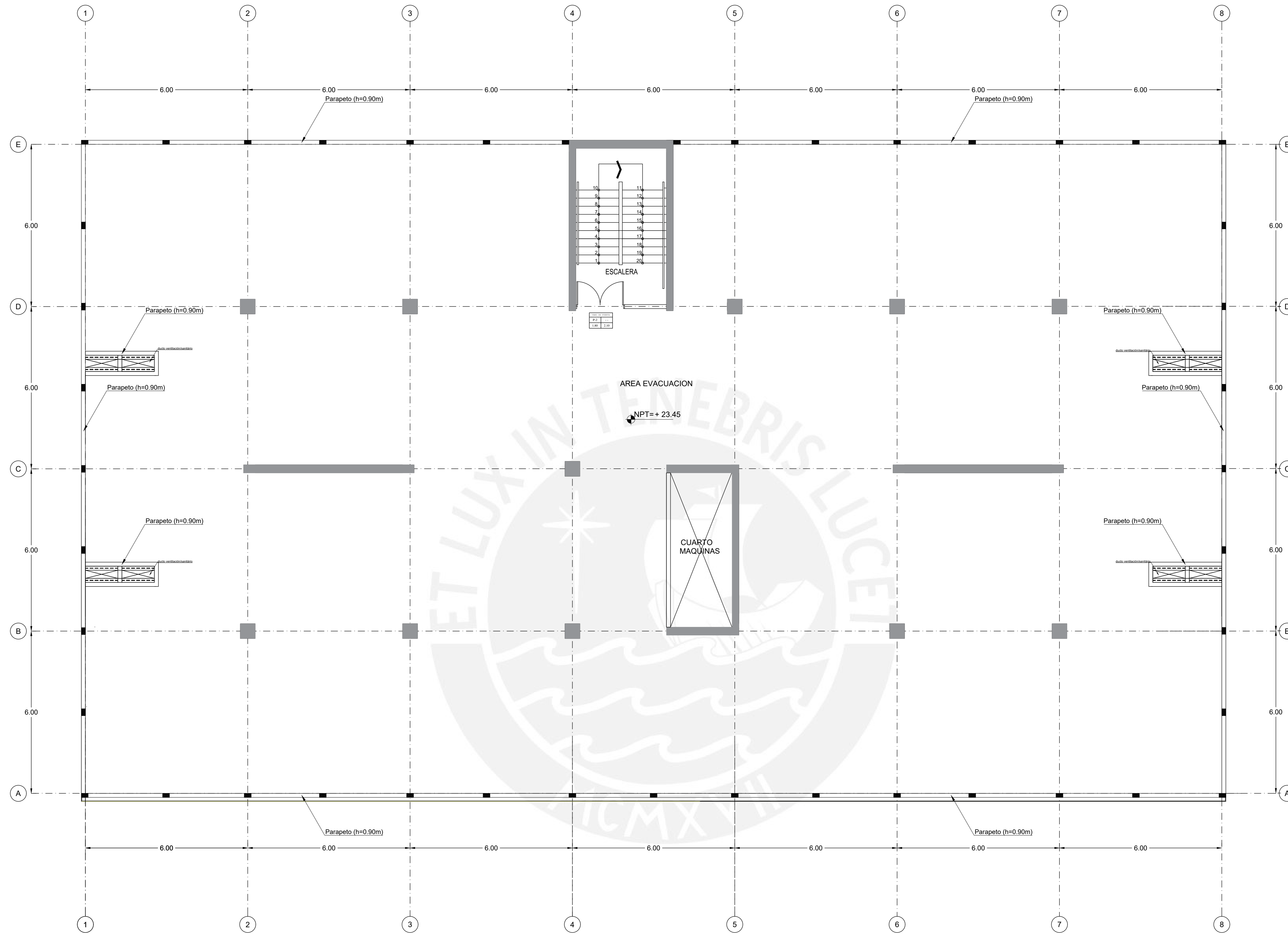
PLANO: PRIMER NIVEL		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA	PLANO: ARQUITECTURA	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	LABORIO: A-1
DE DÑO: VISA	FECHA: AGOSTO 2020		
ESCALA: 1/75			



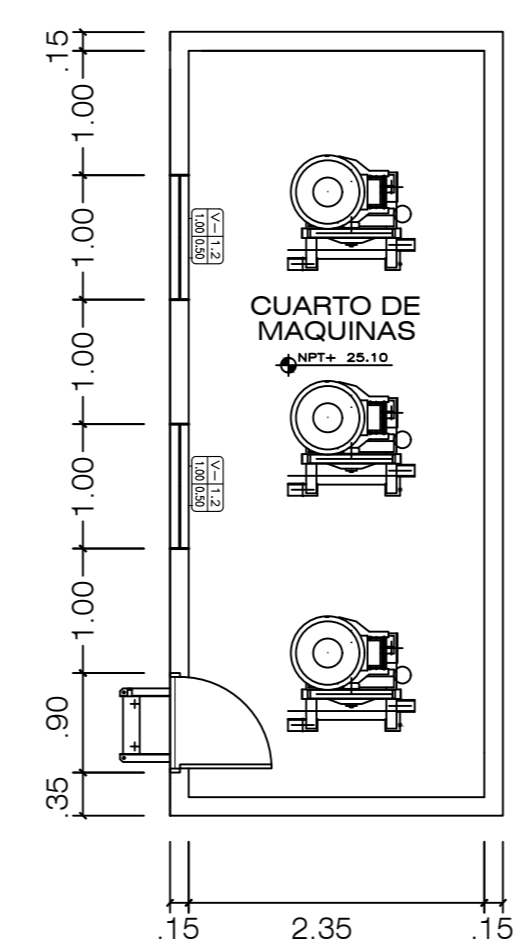


# PLANTA: 2°-7° PISO

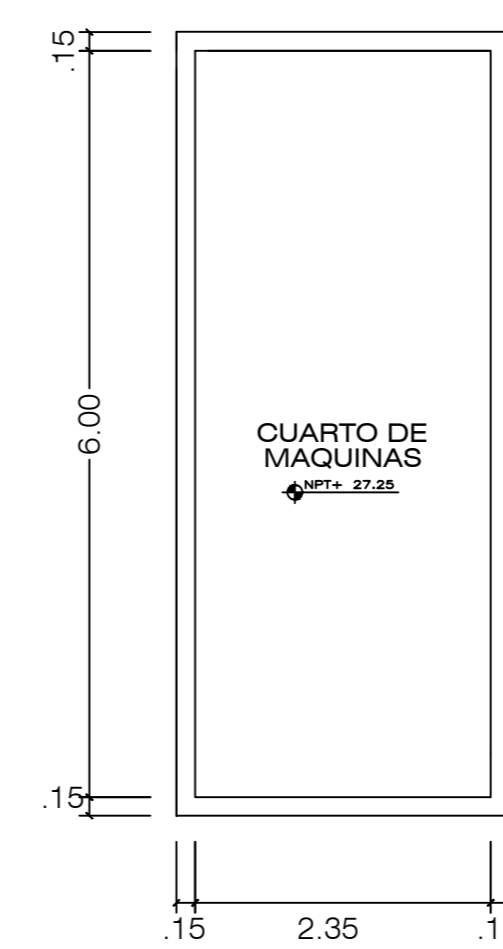
PLANO: PLANTAS TÍPICAS		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA		PLANO: ARQUITECTURA	
	PROFESIONAL: VARGAS GÓMEZ CHRISTIAN	FIRMA Y SELLO:	LÁMINA N°: A-02
	BO CAD: V.G.A.		
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	REV:	




# PLANTA DE LA AZOTEA

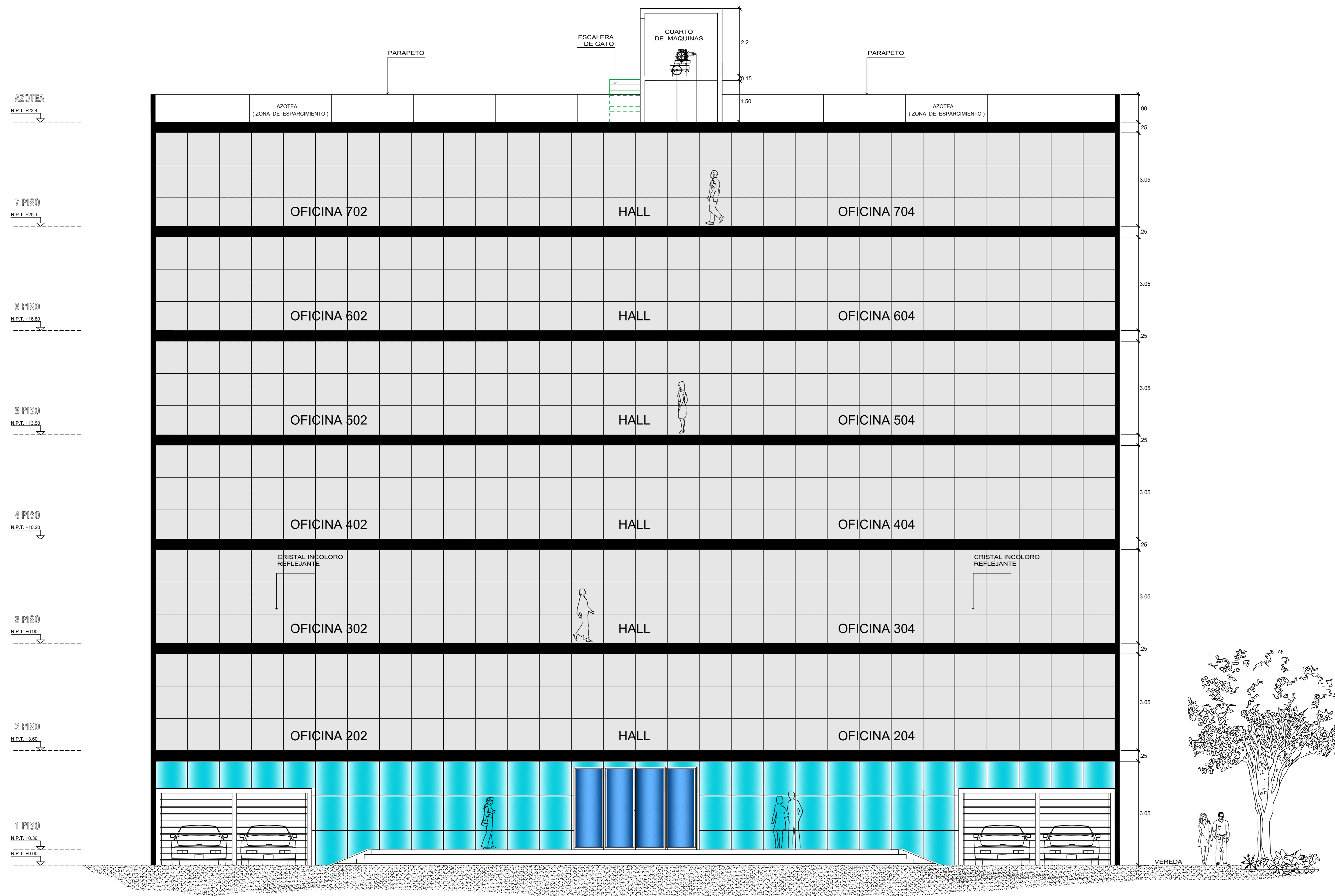


Planta de Cuarto de Maquina




Techo Cuarto de Maquina

PLANO: PLANTA AZOTEA		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA		PLANO: ARQUITECTURA	
	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	FIRMA Y SELLO:	LAMINA N°: A-03
	DISEÑO: V.G.A.		
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	REV:	




FACHADA PRINCIPAL

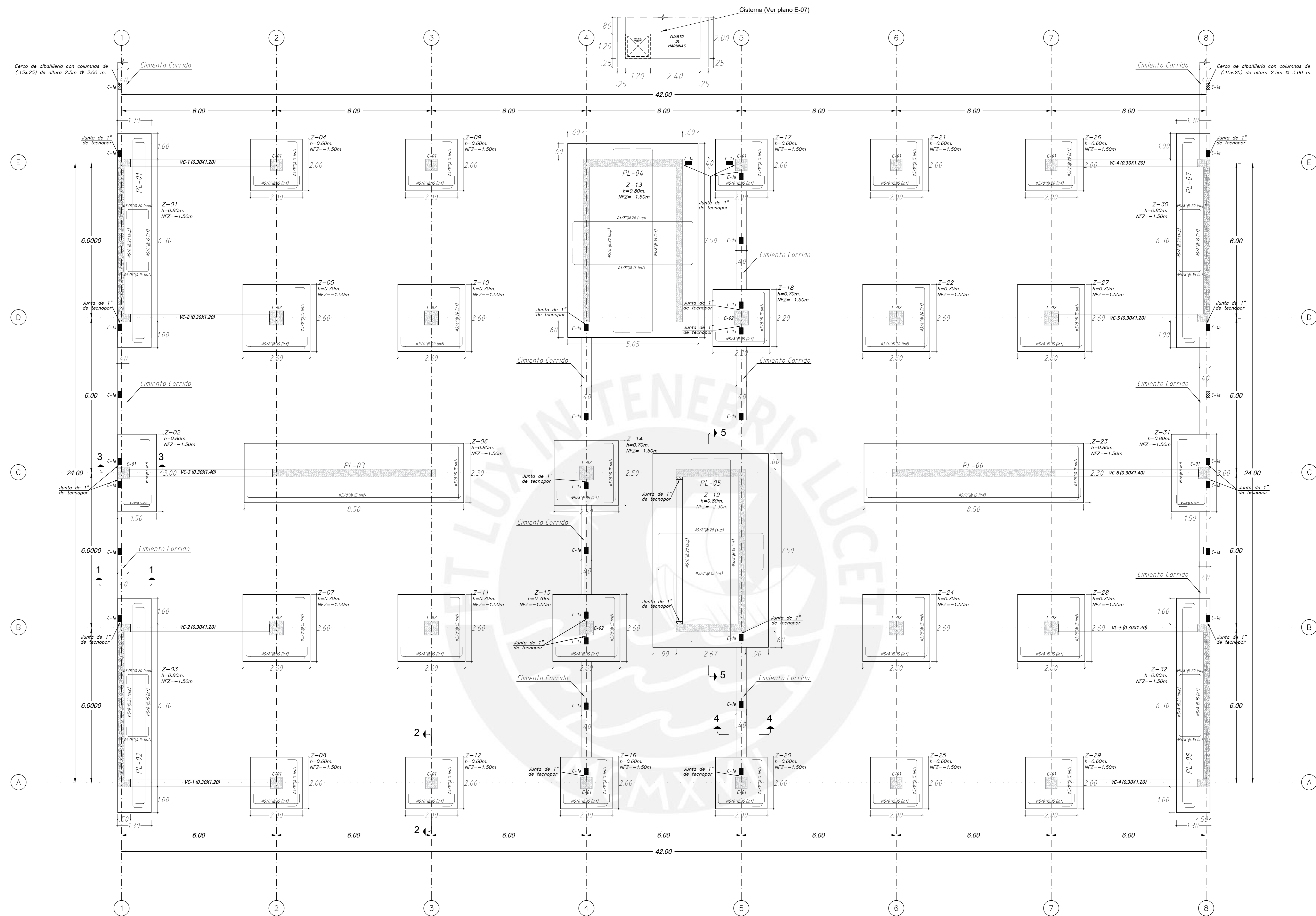
PLANO: FACHADA PRINCIPAL		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA		PLANO: ARQUITECTURA	
	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	FIRMA Y SELLO:	LAMINA N°: A-04
	Dpto. C.O.: V.G.A.		
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	REV:	



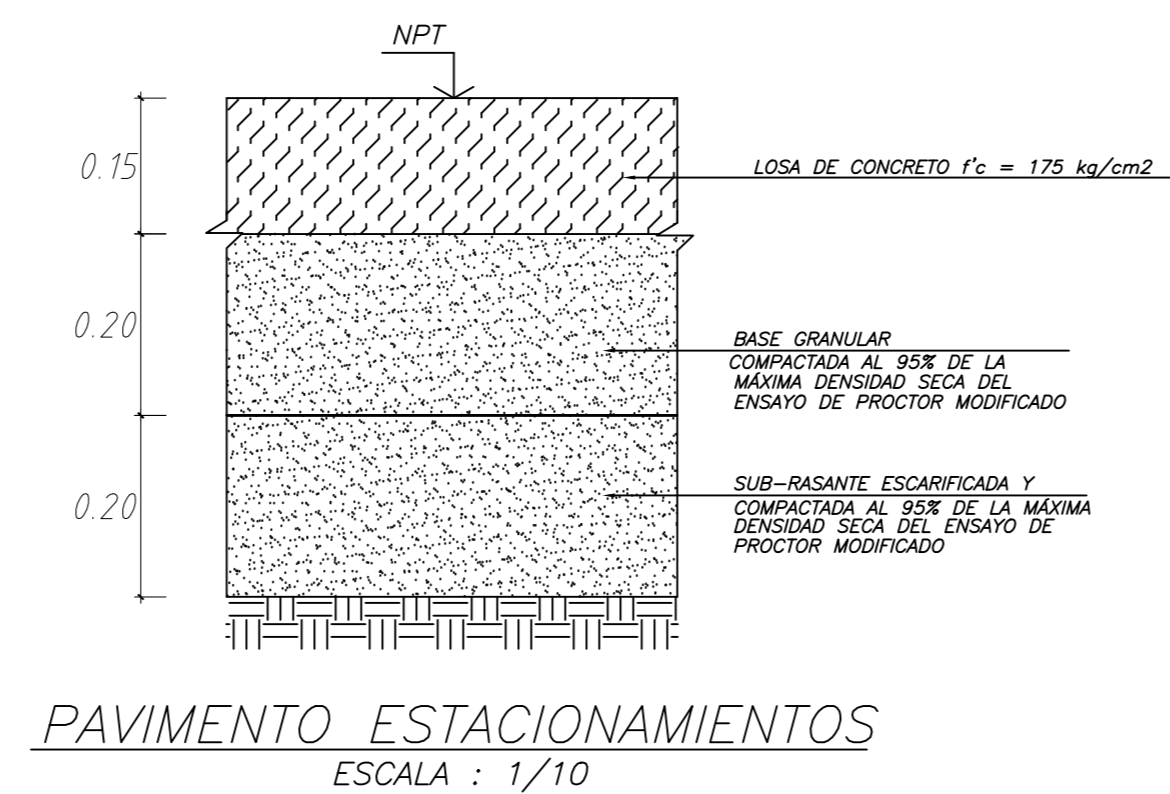
CORTE LONGITUDINAL A-A


PLANO: CORTE LONGITUDINAL		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA		PLANO: ARQUITECTURA	
	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	FIRMA Y SELLO:	LAMINA N°: A-05
	Dib. CAD: V.G.A.		
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	REV:	

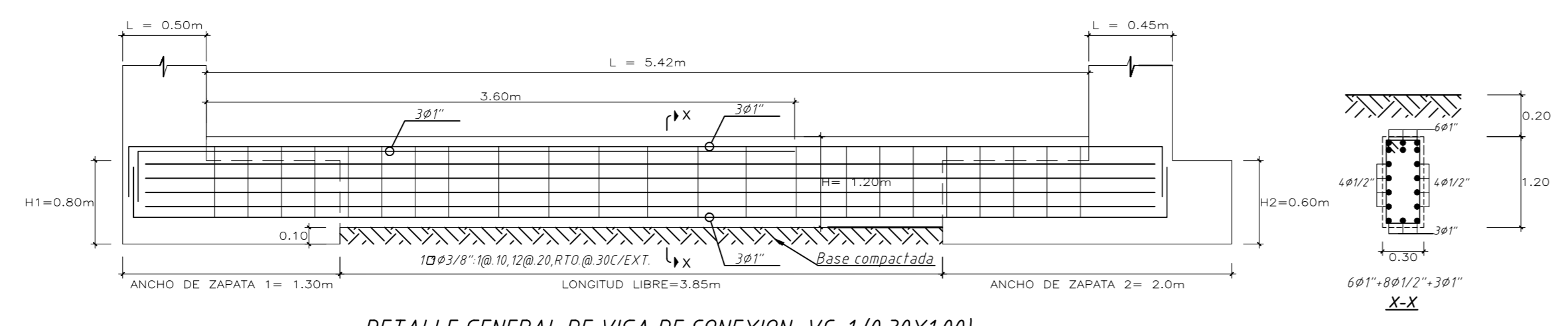




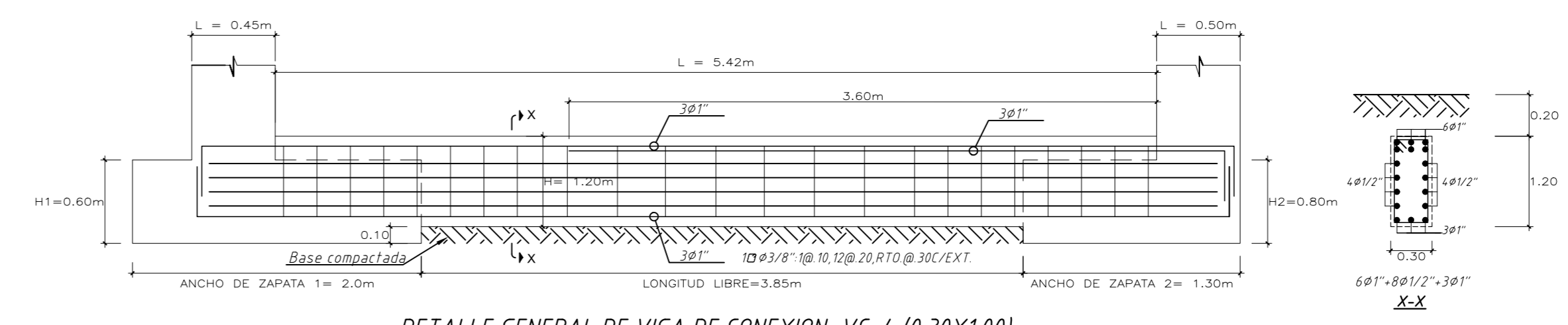
- CIMENTACION**
- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA.
  - 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 90% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
  - 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRAVA PROFUNDEIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE, EMPLEAR CEMENTO HORMIGON: 1:1+30N.P.G. (Tamaño maximo 8)
  - 4) TODOS LOS INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup) QUE ES SI SUPERIOR.
  - 5) HACER JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN CADA 3.5mts. APROXIMADAMENTE PARA EVITAR FISURAS POR CONTRACCION EN LOS MUROS DEL SOTANO.
  - 6) TODAS LAS CISTERNAS DEBEN DE TENER  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .



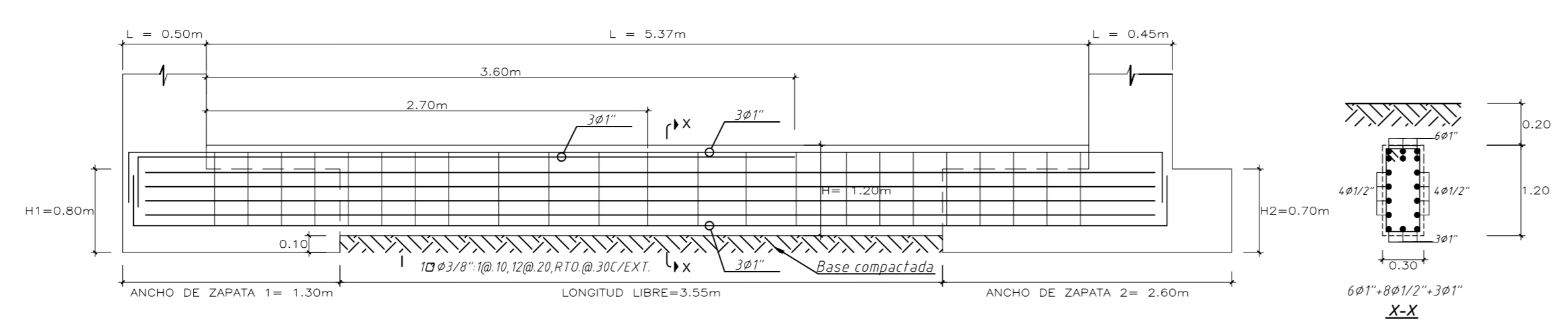
PLANO: <b>PLANTA DE CIMIENTACION</b>		FIRMA:	
PROYECTO: <b>EDIFICIO DE OFICINA</b>	PLANO: <b>ESTRUCTURAS</b>	FIRMA y SELLO:	
	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	LAMINA N°: <b>E-02</b>	REV:
	Dib. CAD: V.G.A.		
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020		



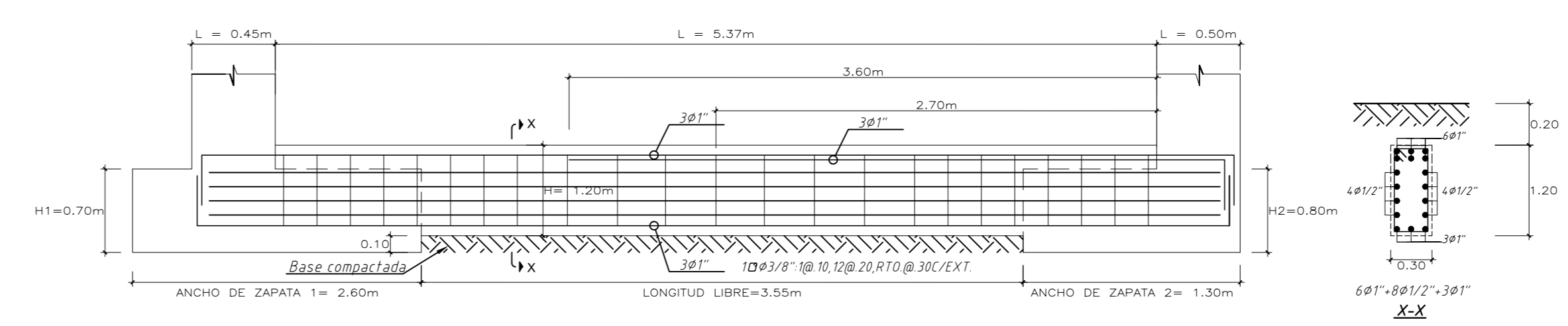
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-1 (0.30X1.00)



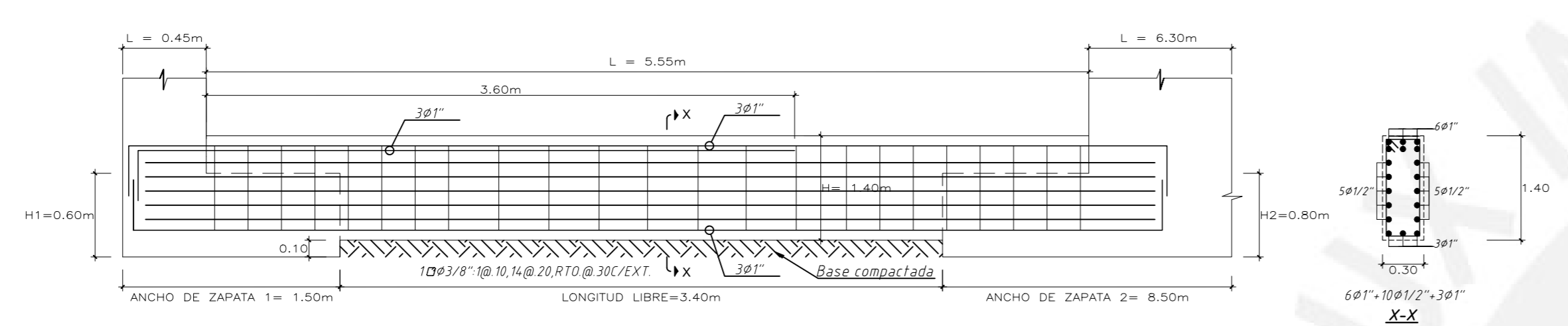
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-4 (0.30X1.00)



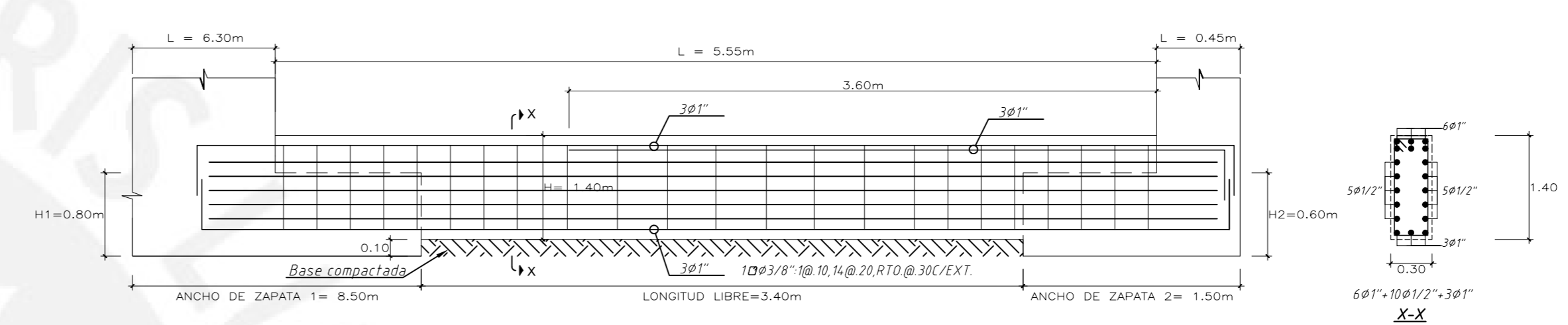
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-2 (0.30X1.00)



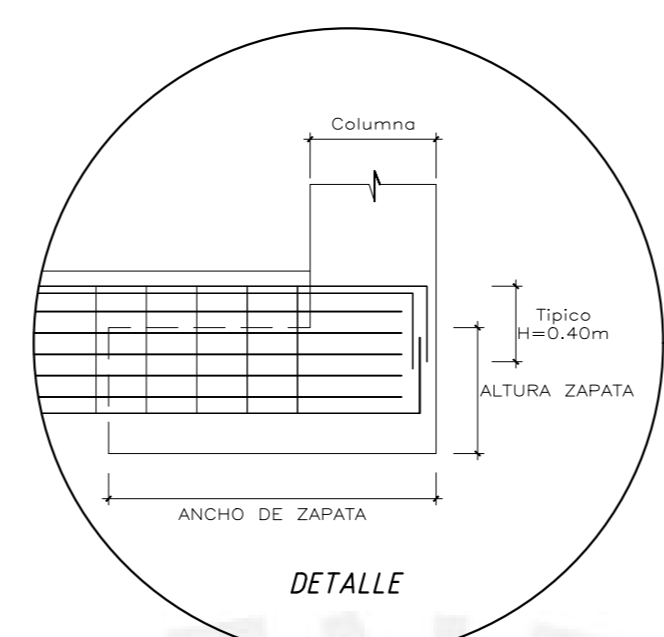
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-5 (0.30X1.00)



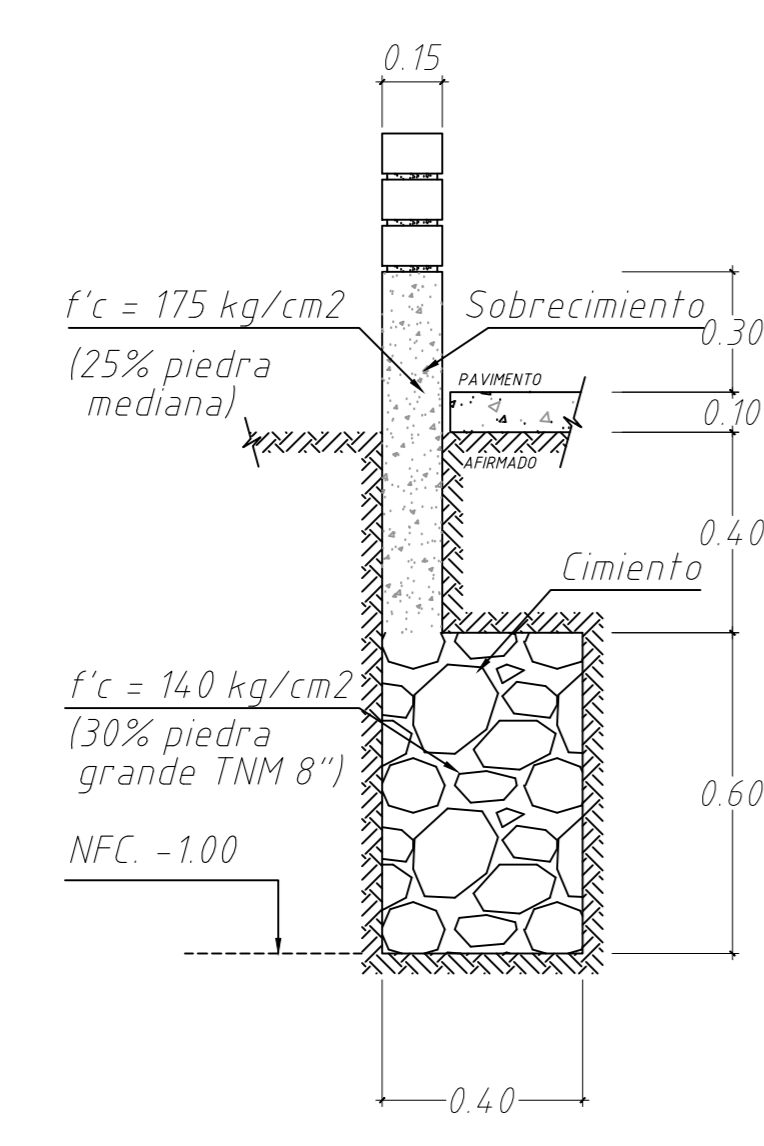
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-3 (0.30x1.40)



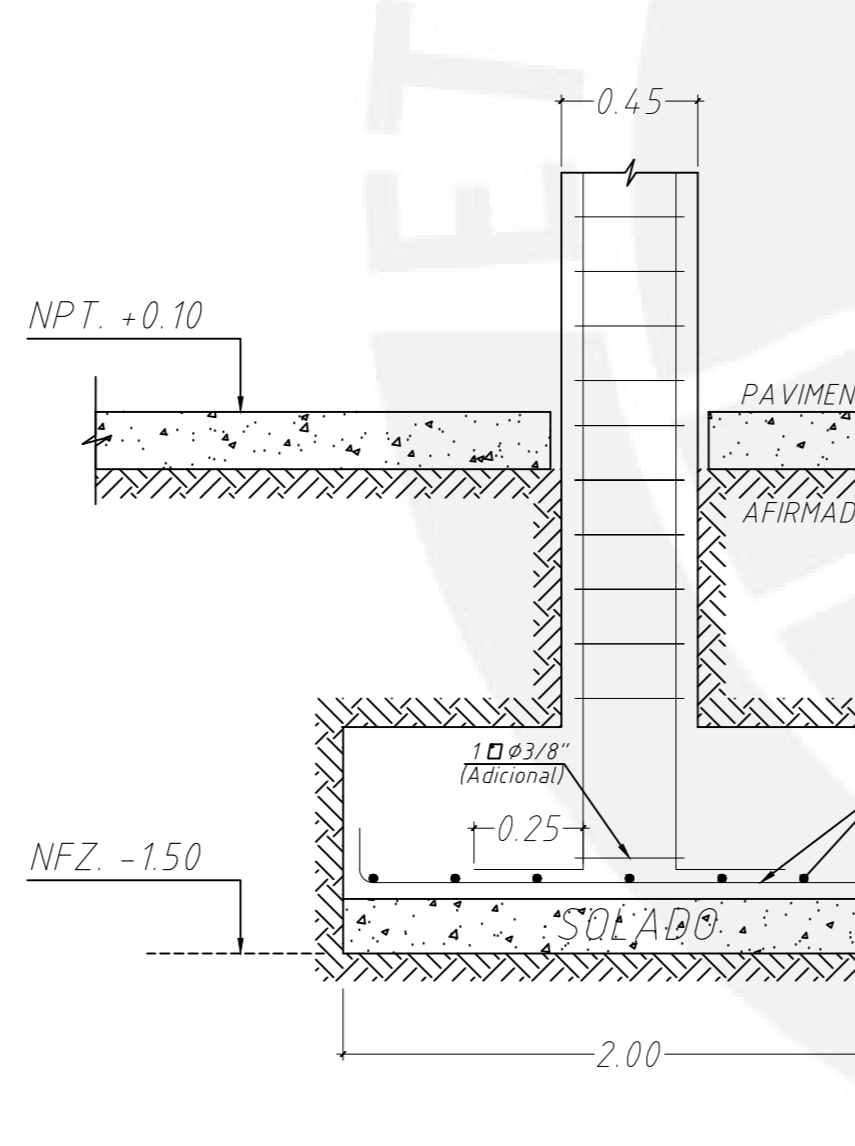
DETALLE GENERAL DE VIGA DE CONEXION VC-6 (0.30X1.40)



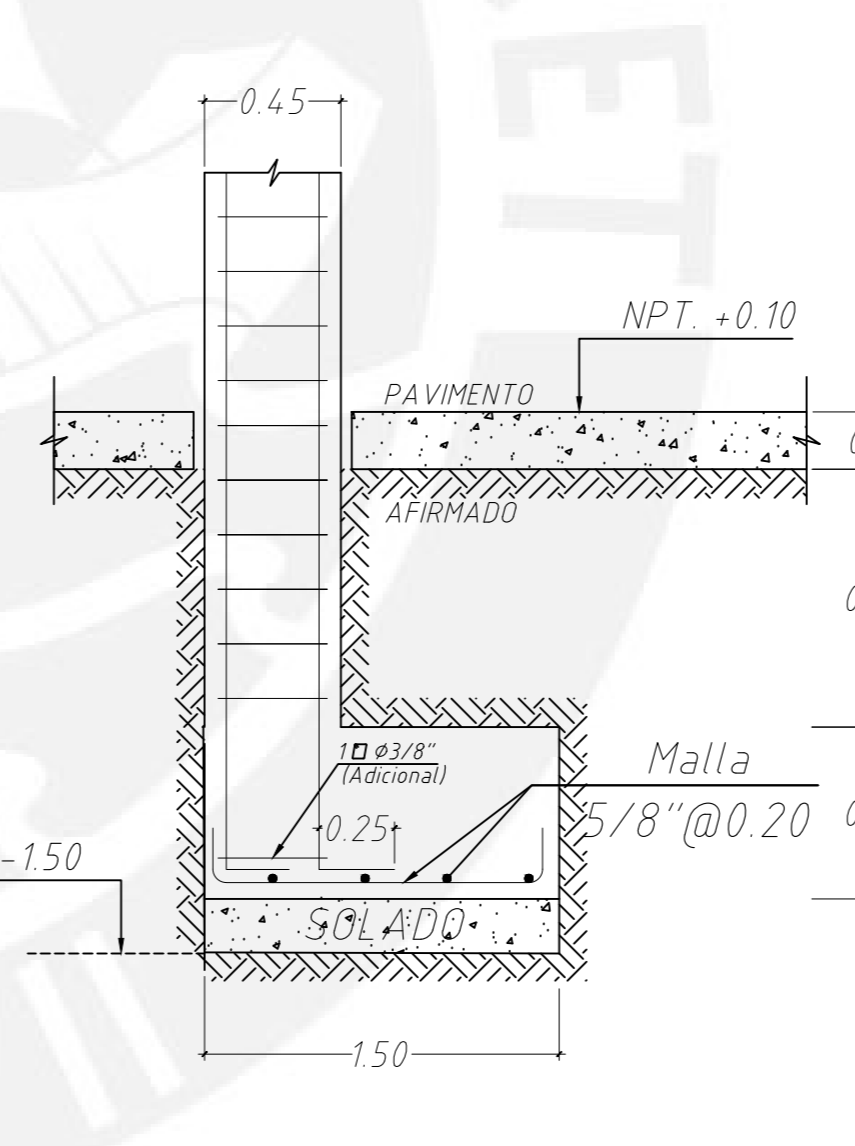
DETALLE



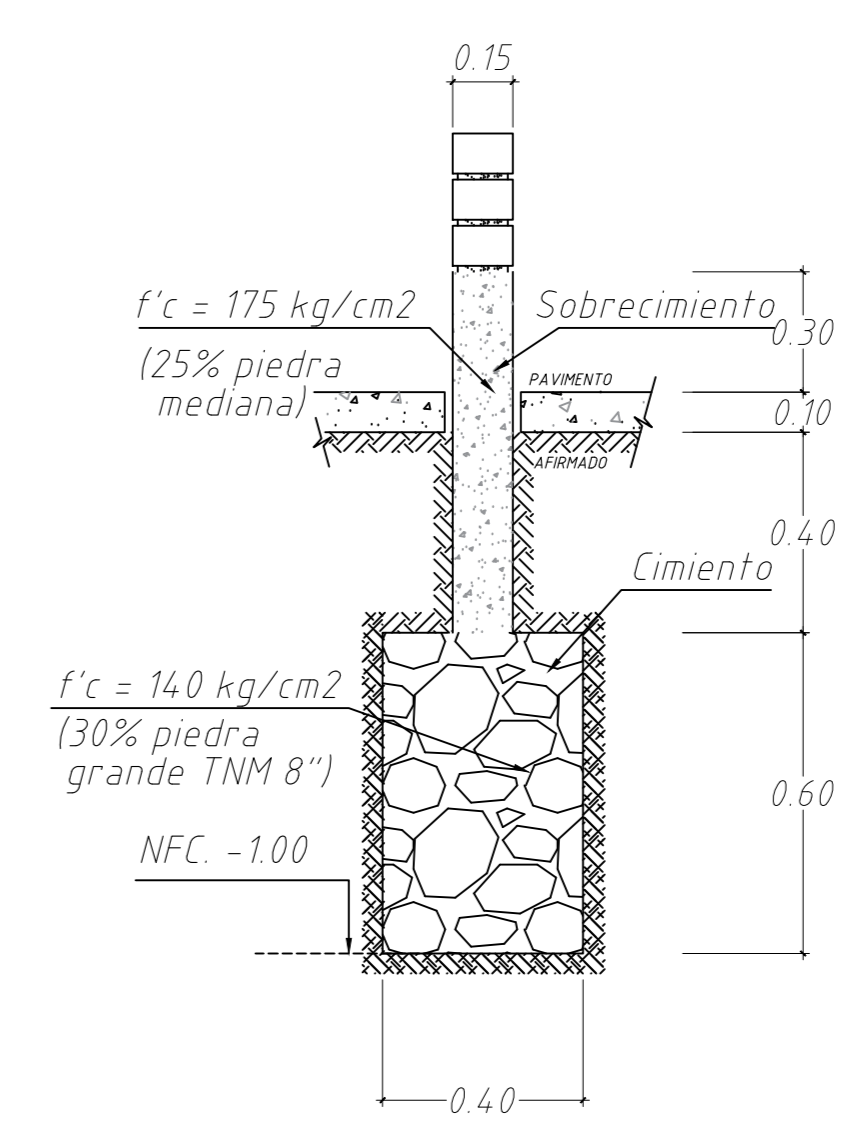
DETALLE DE CIMENTO SECCION 1-1



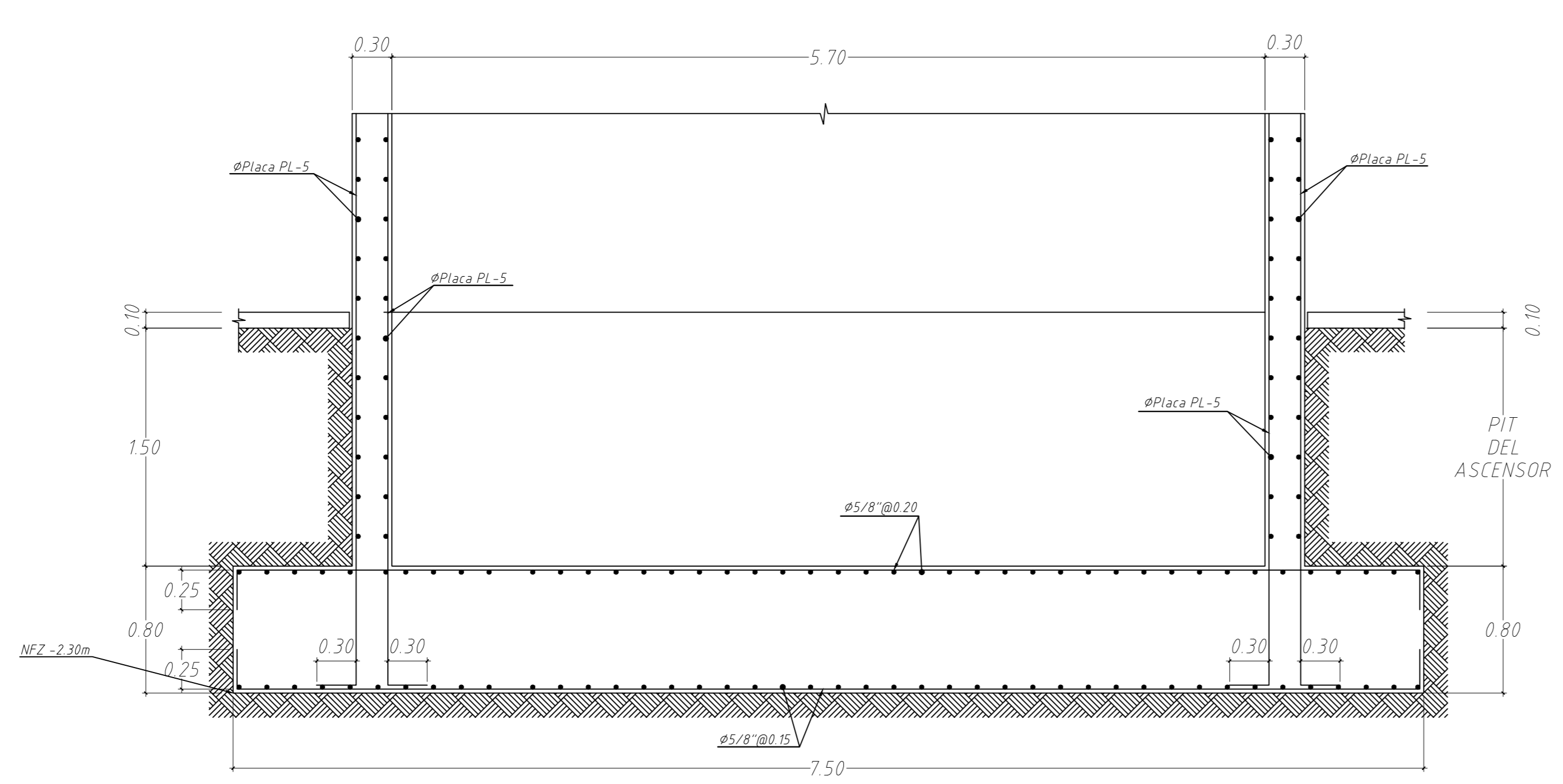
ZAPATA Z-12 SECCION 2-2




ZAPATA Z-02 SECCION 3-3



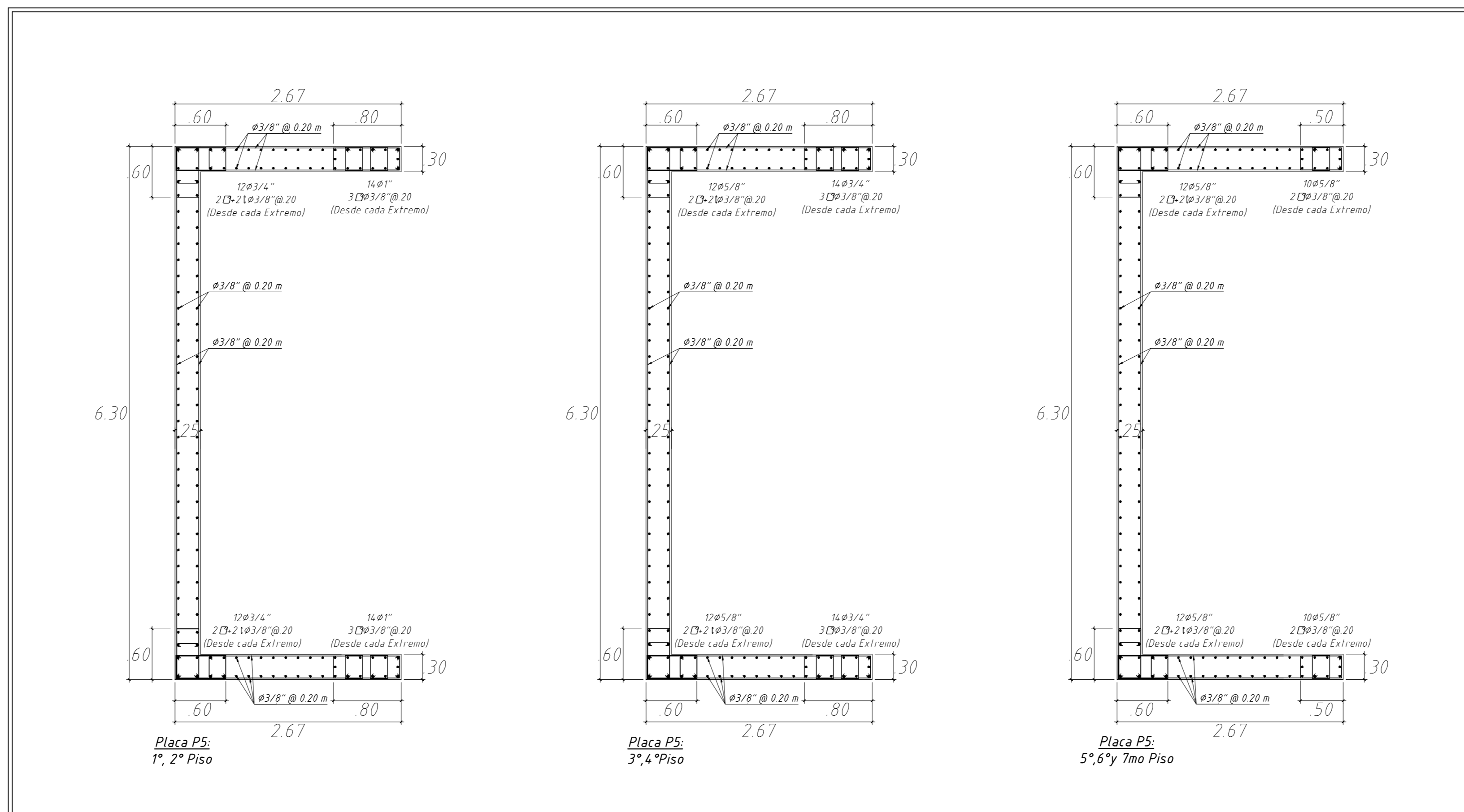
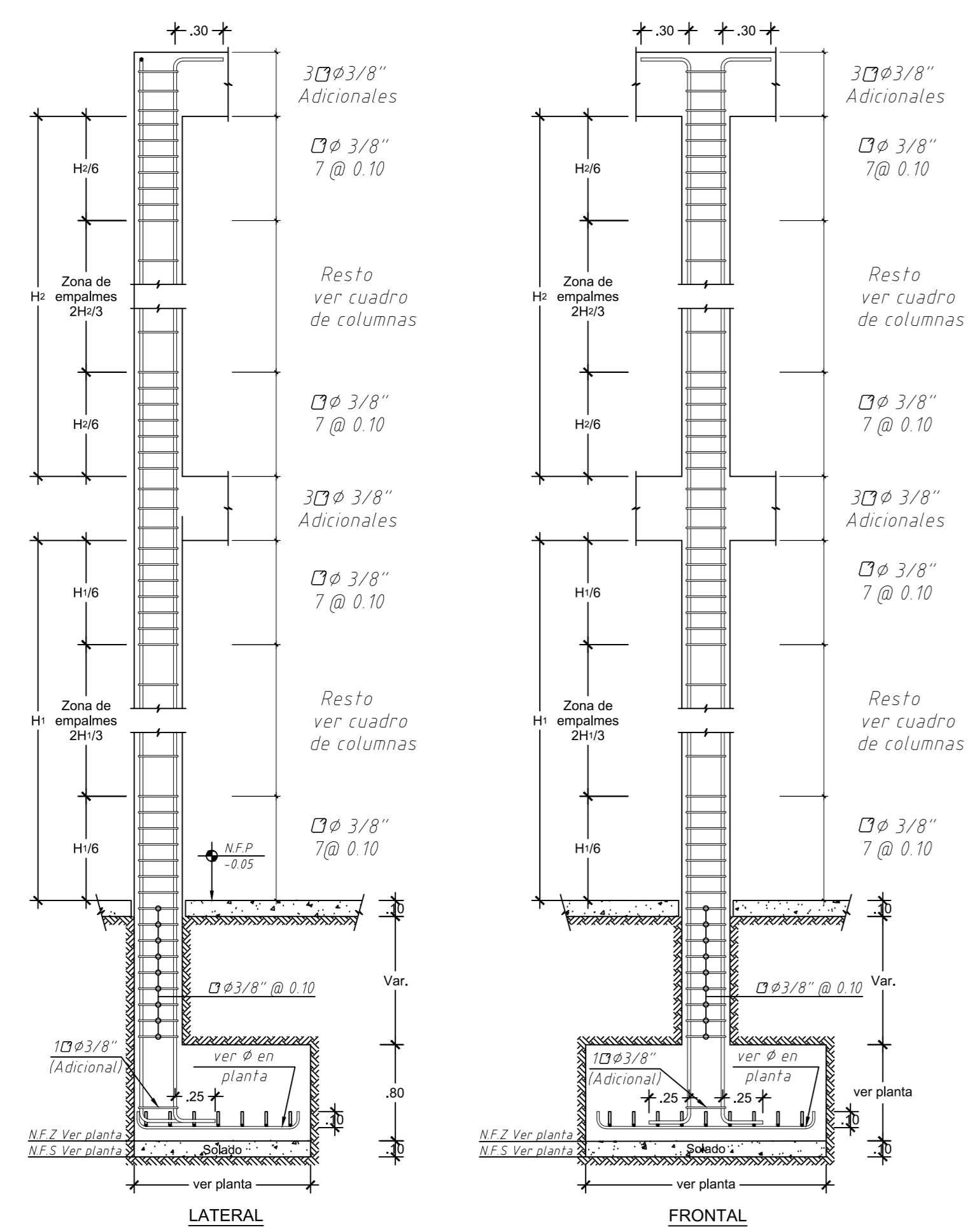
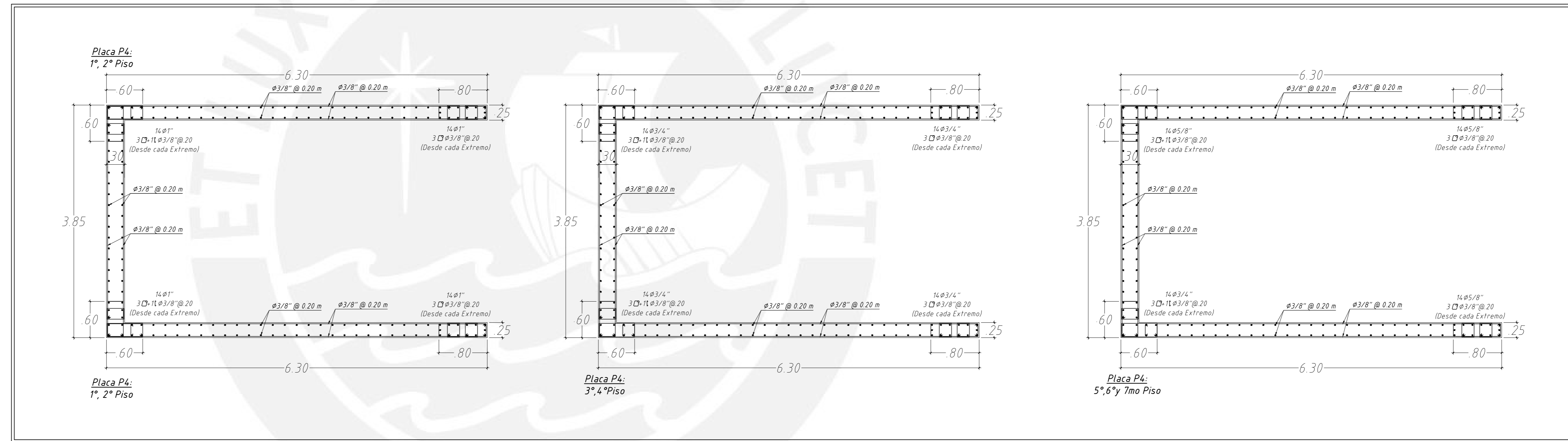
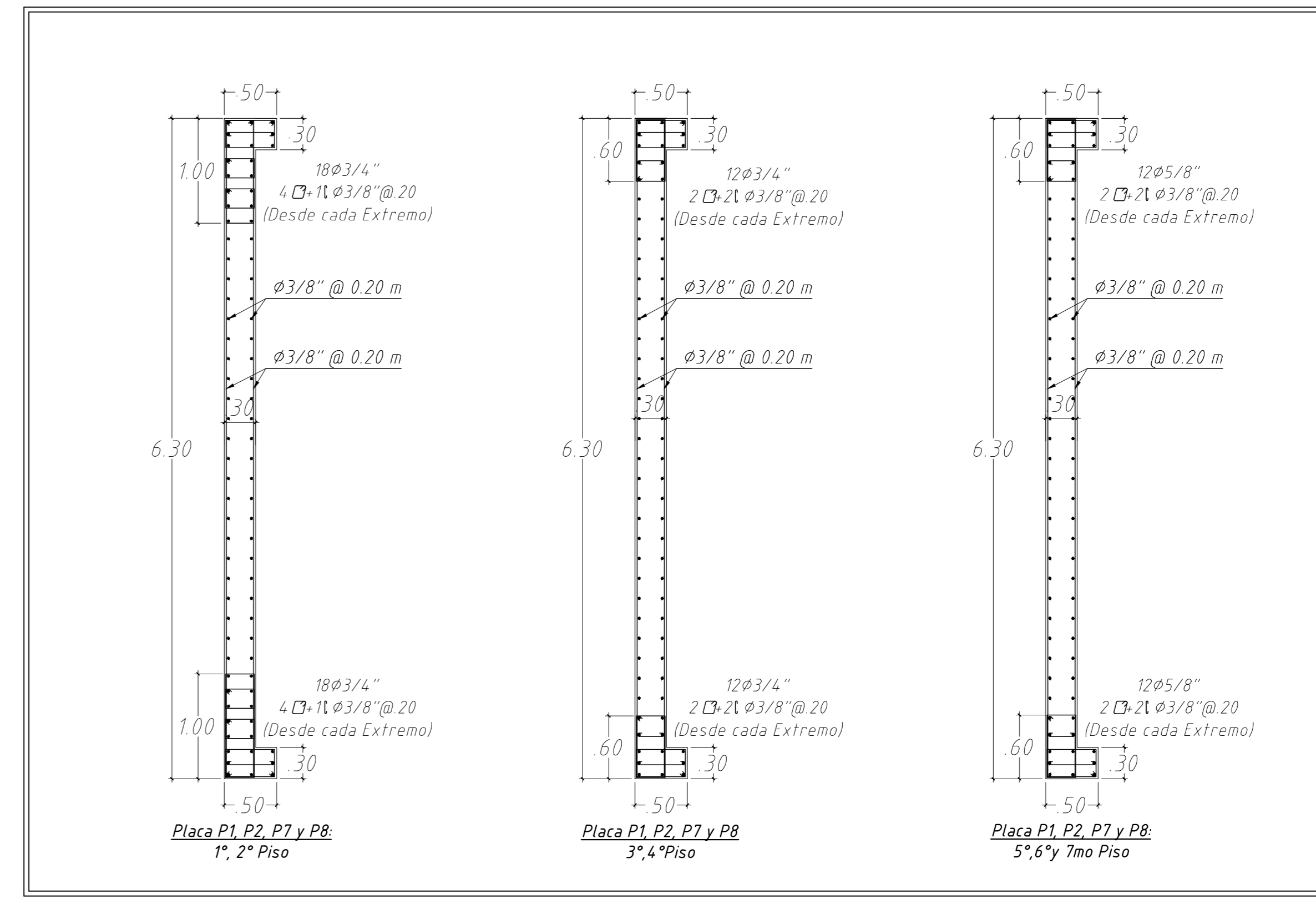
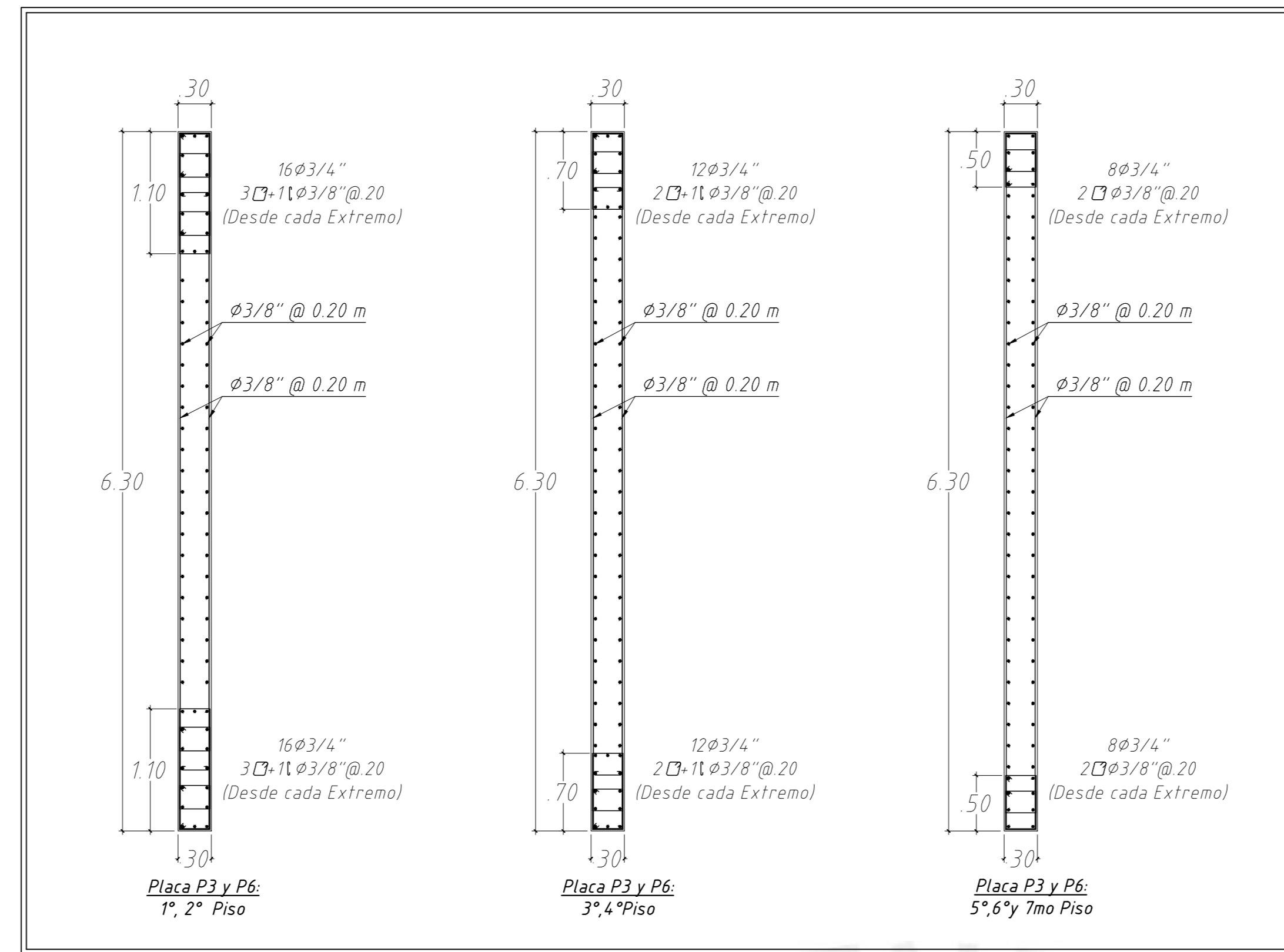
DETALLE DE CIMENTO SECCION 4-4



CORTE 5-5 (FOSO DEL ASCENSOR) (ELEVACION)

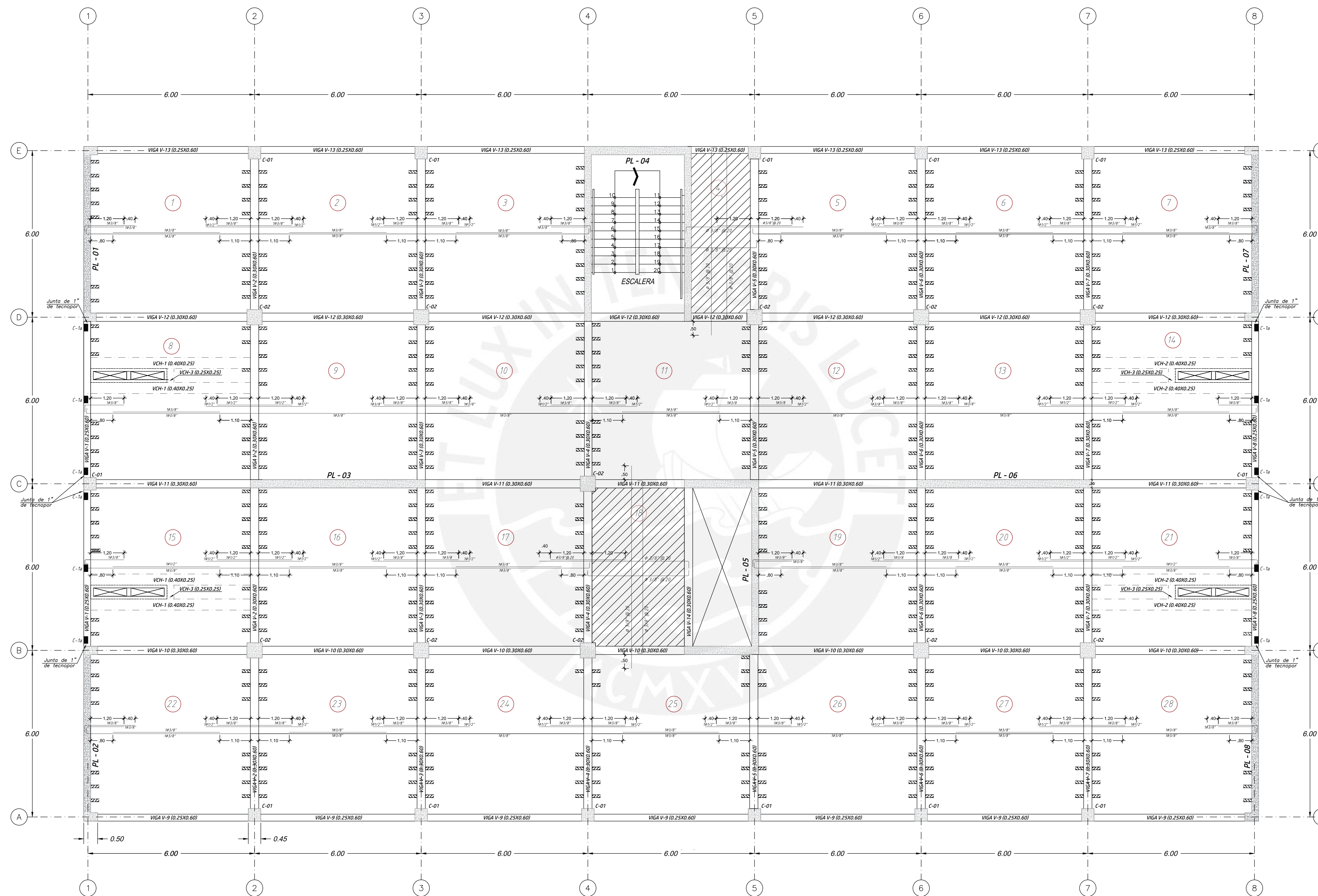
PLANO: <b>DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACION</b>		FIRMA:	
PROYECTO: <b>EDIFICIO DE OFICINA</b>	PLANO: <b>ESTRUCTURAS</b>	FIRMA y SELLO:	
 ESCALA: 1/75	PROFESIONAL: <b>VARGAS GOMEZ CHRISTIAN</b>	LAMINA N°: <b>E-03</b>	REV:
	Dib. CAD: V.G.A. FECHA: AGOSTO 2020		

CUADRO DE COLUMNAS		
NIVEL	C-01	C-02
1er Piso		
2do Piso		
3er Piso		
4to Piso		
5to Piso		
6to Piso		
7mo Piso		



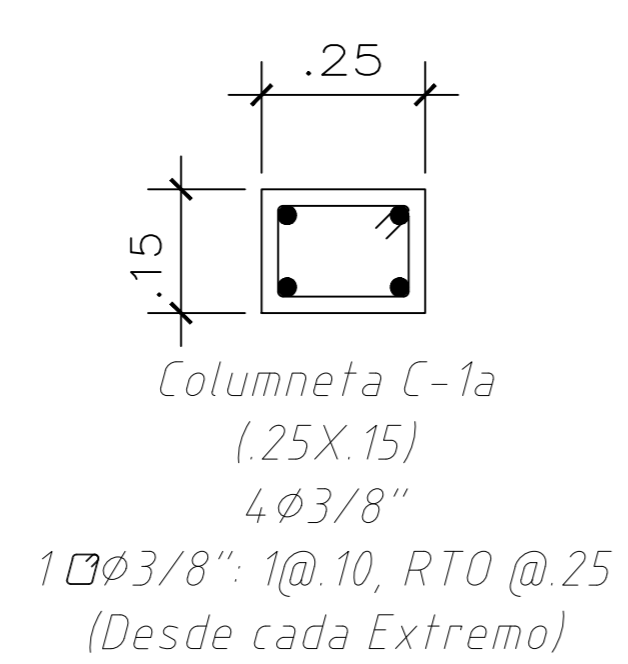
DETALLES DE COLUMNAS Y PLACAS		FINA	
PROYECTO:	EDIFICIO DE OFICINA	PLANO: ESTRUCTURAS	
PROFESIONAL:	VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	FINA Y SELLO:	
ESCALA:	1/75	FECHA:	
		LABORA N°:	E-04
		REVISOR:	





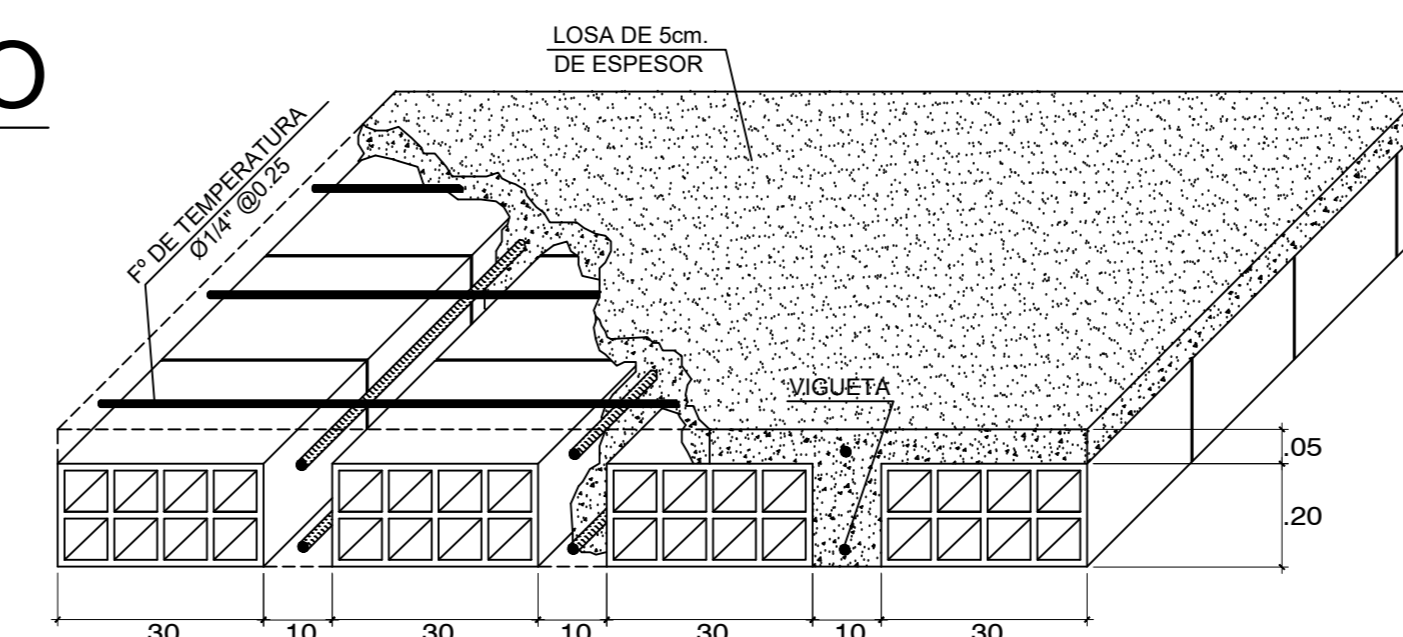
**LEYENDA**

	ALIGERADO h=.25m
	LOSA MACIZA h=.20m
	VIGA PERALTADA h=.60m
	C1(0.55x0.55)
	C2(0.45x0.45)
	C-1a(0.25x0.15)

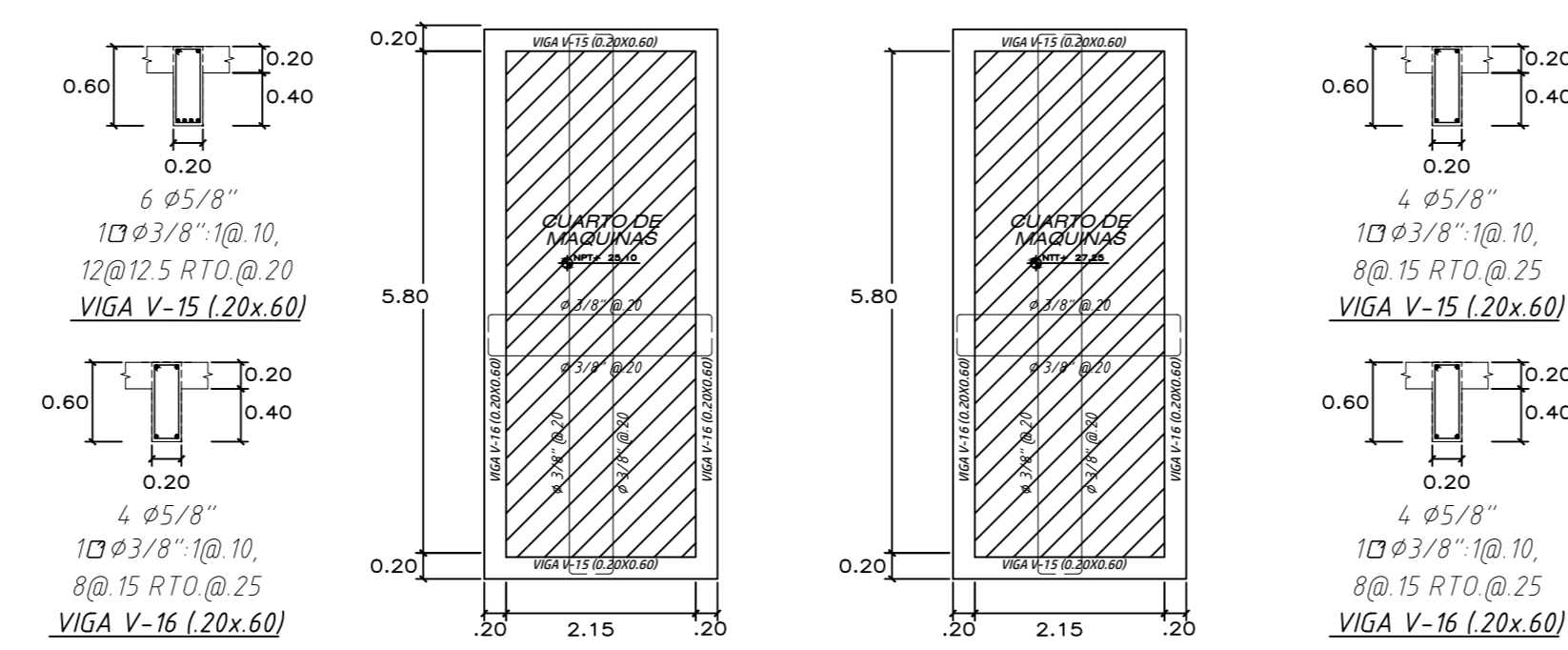
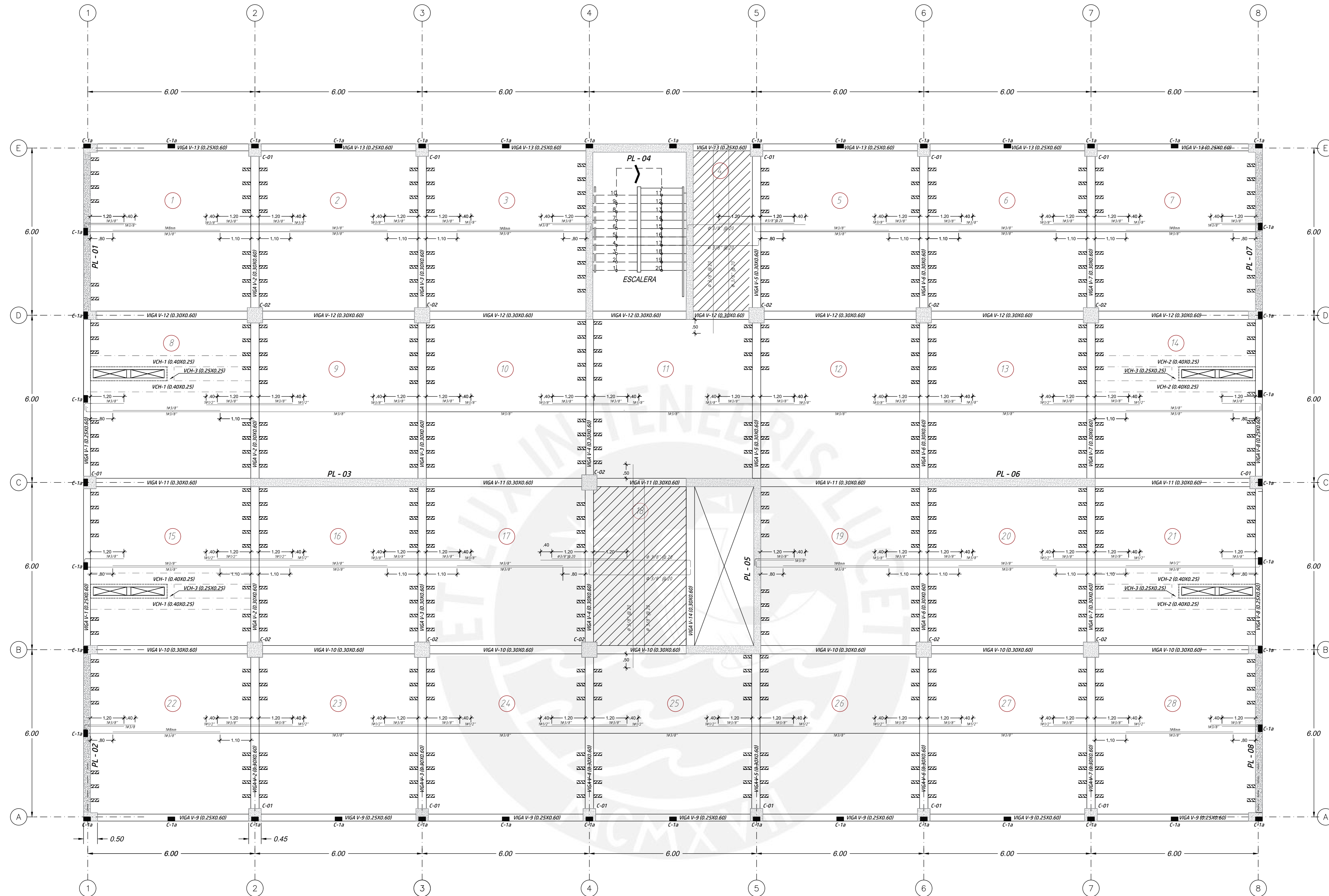


### ENCOFRADO DE TECHO TIPICO

S/C = 250 kg/m<sup>2</sup> Oficinas  
 Tab Movil = 50kg/m<sup>2</sup>  
 F'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>



PLANO: PLANTA DE ENCOFRADO 2-7° PISO		FRMA:
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA	PLANO: ESTRUCTURAS	FRMA y SELLO:
PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	DE CAD: V.G.A	LAMA N°: E-05
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	REV:

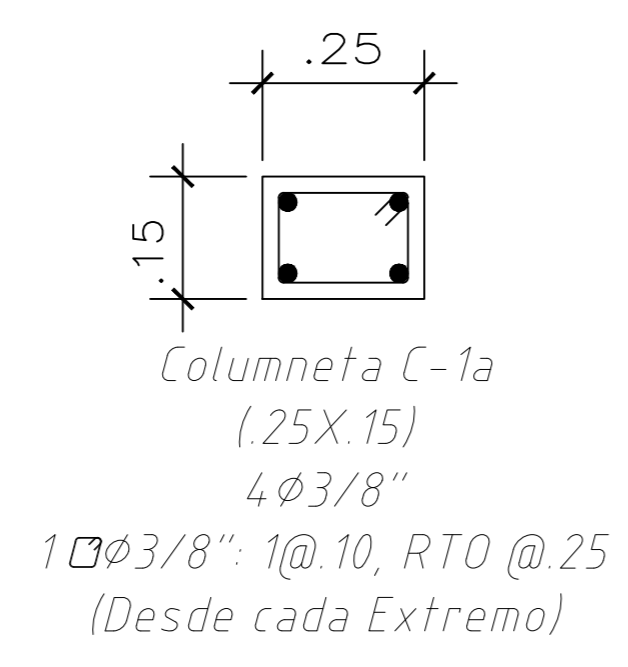


Fondo Cuarto de Maquina  
Losas Maciza h=0.20m  
S/C = 1000 kg/m<sup>2</sup>  
NPT = 25.10

Techo Cuarto de Maquina  
Losas Maciza h=0.15m  
S/C = 100 kgm<sup>2</sup>  
NTT = 27.25

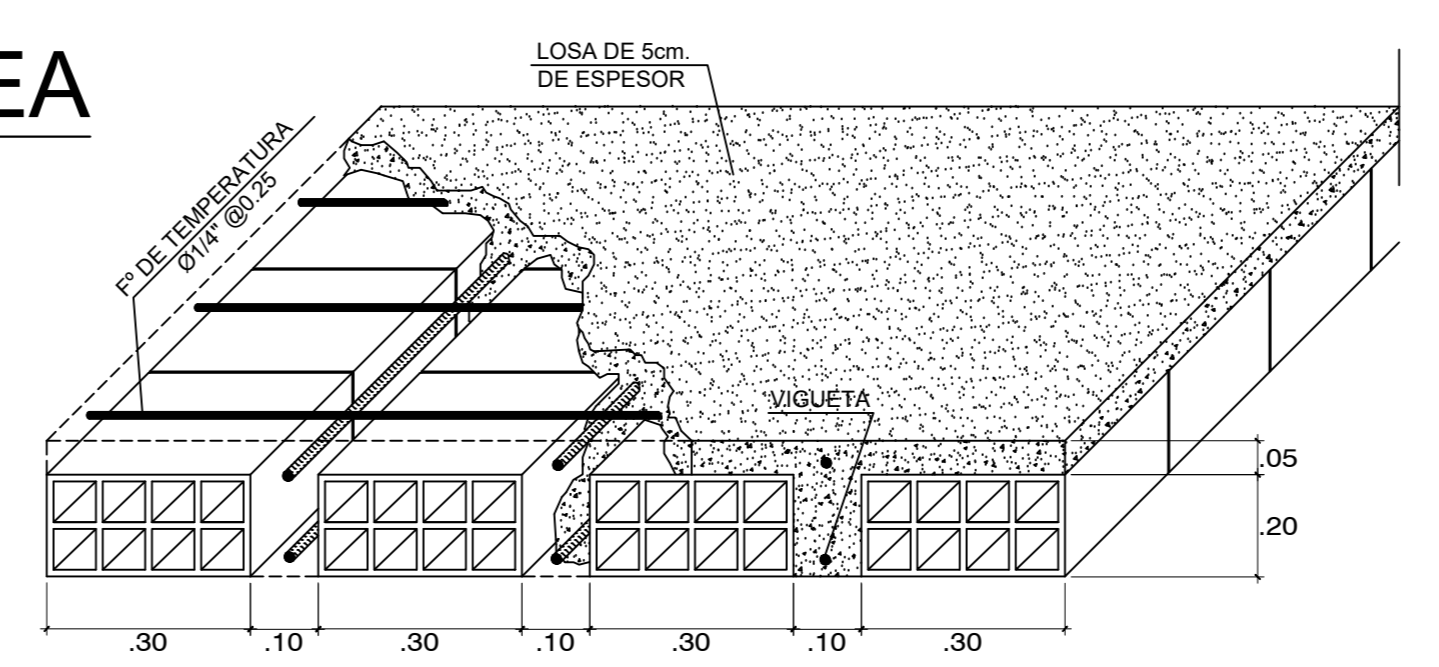
**LEYENDA**

	ALIGERADO h=.25m
	LOSA MACIZA h=.20m
	VIGA PERALTADA h=.60m
	C1(0.55x0.55)
	C2(0.45x0.45)
	C-1a(0.25x0.15)

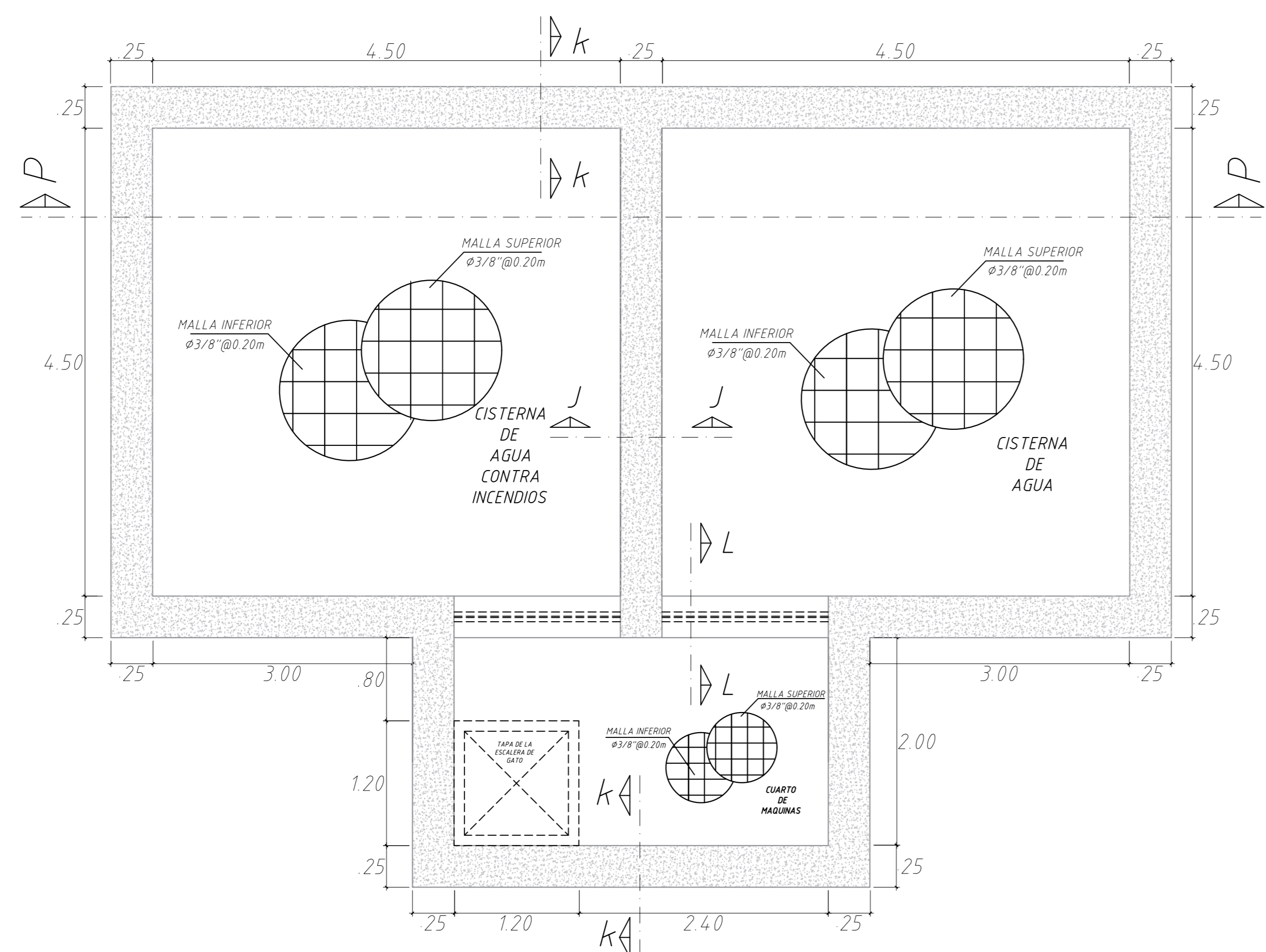


**ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA**

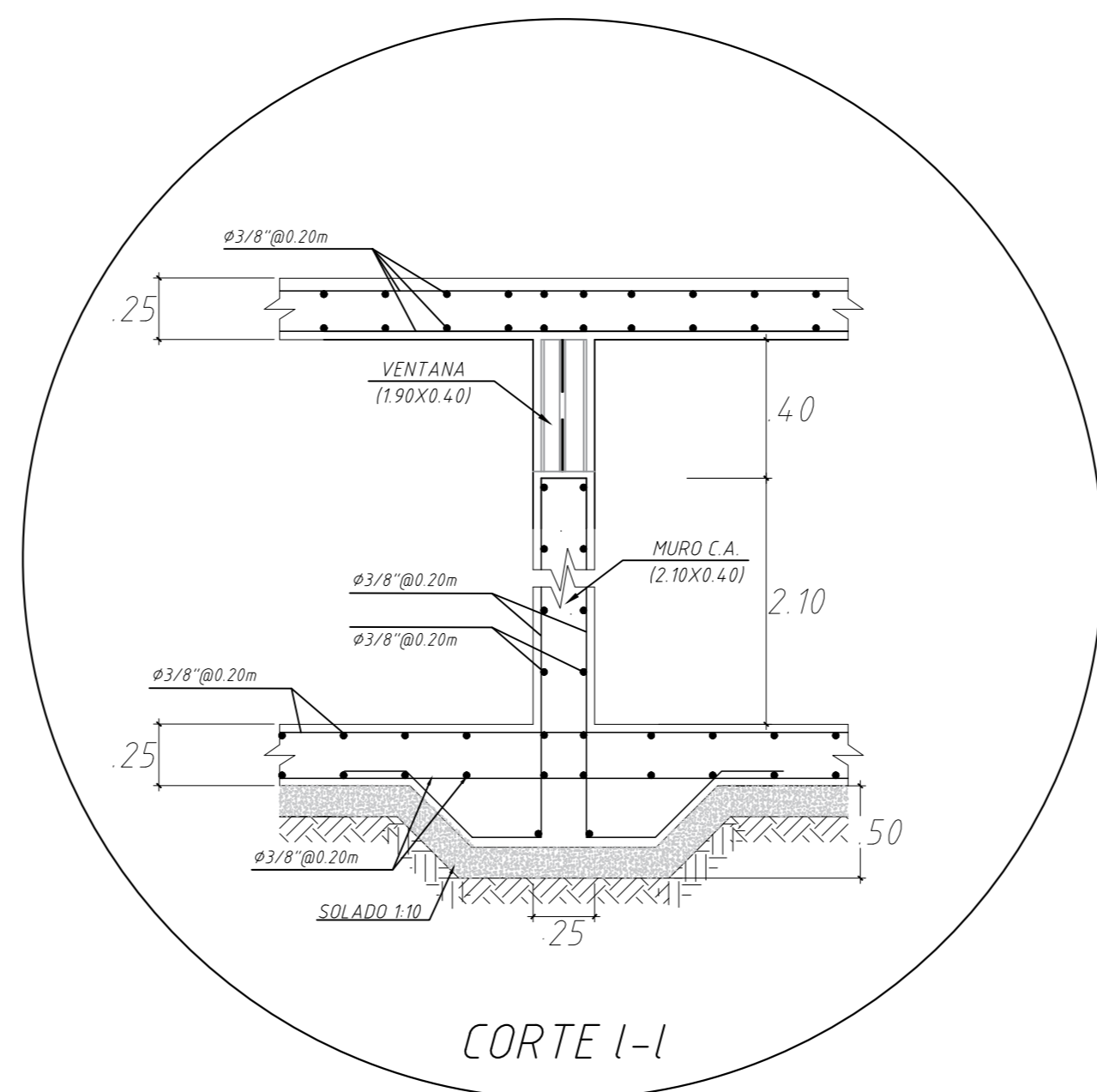
S/C = 200 kg/m<sup>2</sup>  
F'c= 210 kg/cm<sup>2</sup>  
Fy= 4200 kg/cm<sup>2</sup>



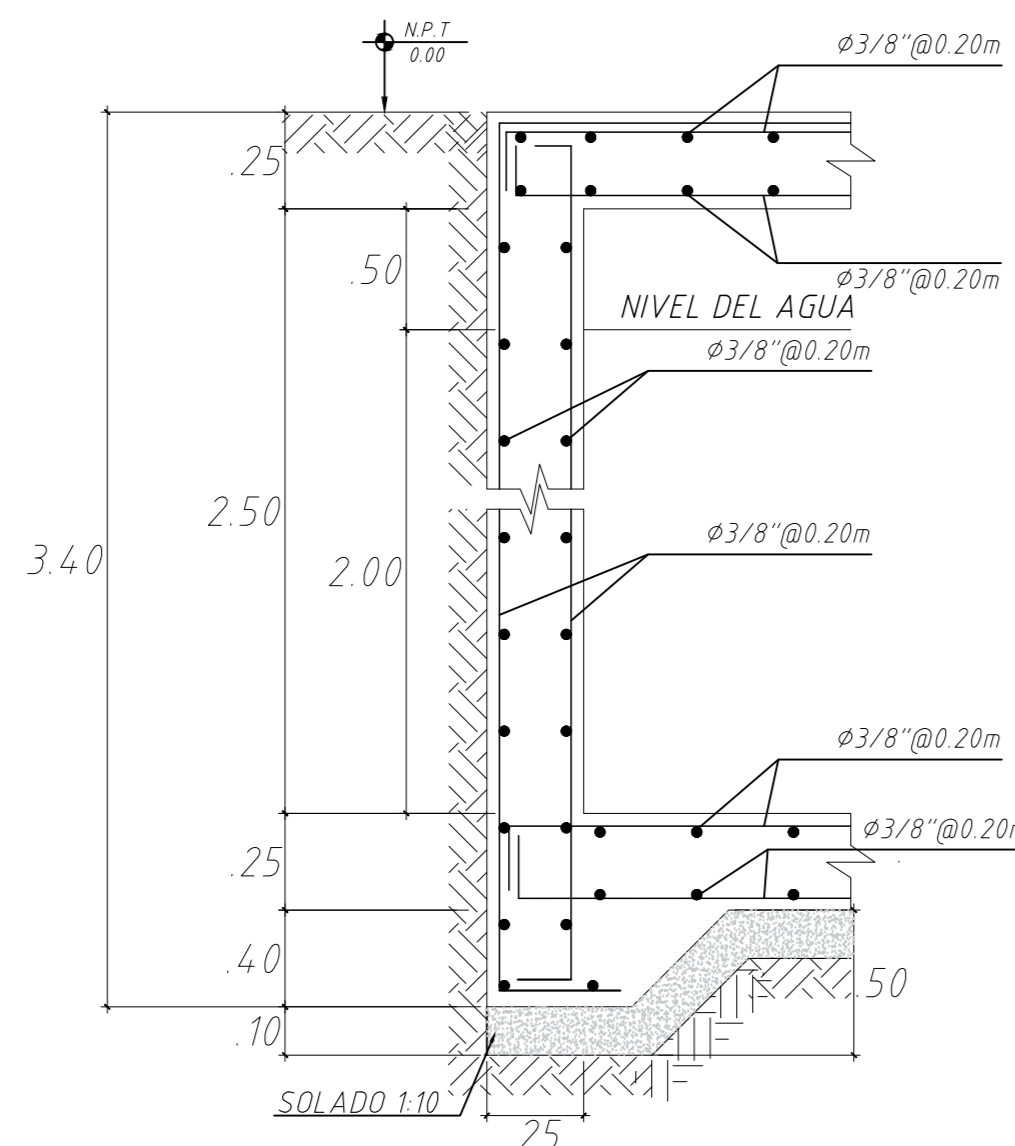
PLANO: PLANTA DE ENCOFRADO DE AZOTEA		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA	PLANO: ESTRUCTURAS	PROFESIONAL: VARGAS GÓMEZ CHRISTIAN	LÁMINA N°: E-06
ESCALA: 1/75	FECHA: AGOSTO 2020	BO CAD: V.G.A	REV:



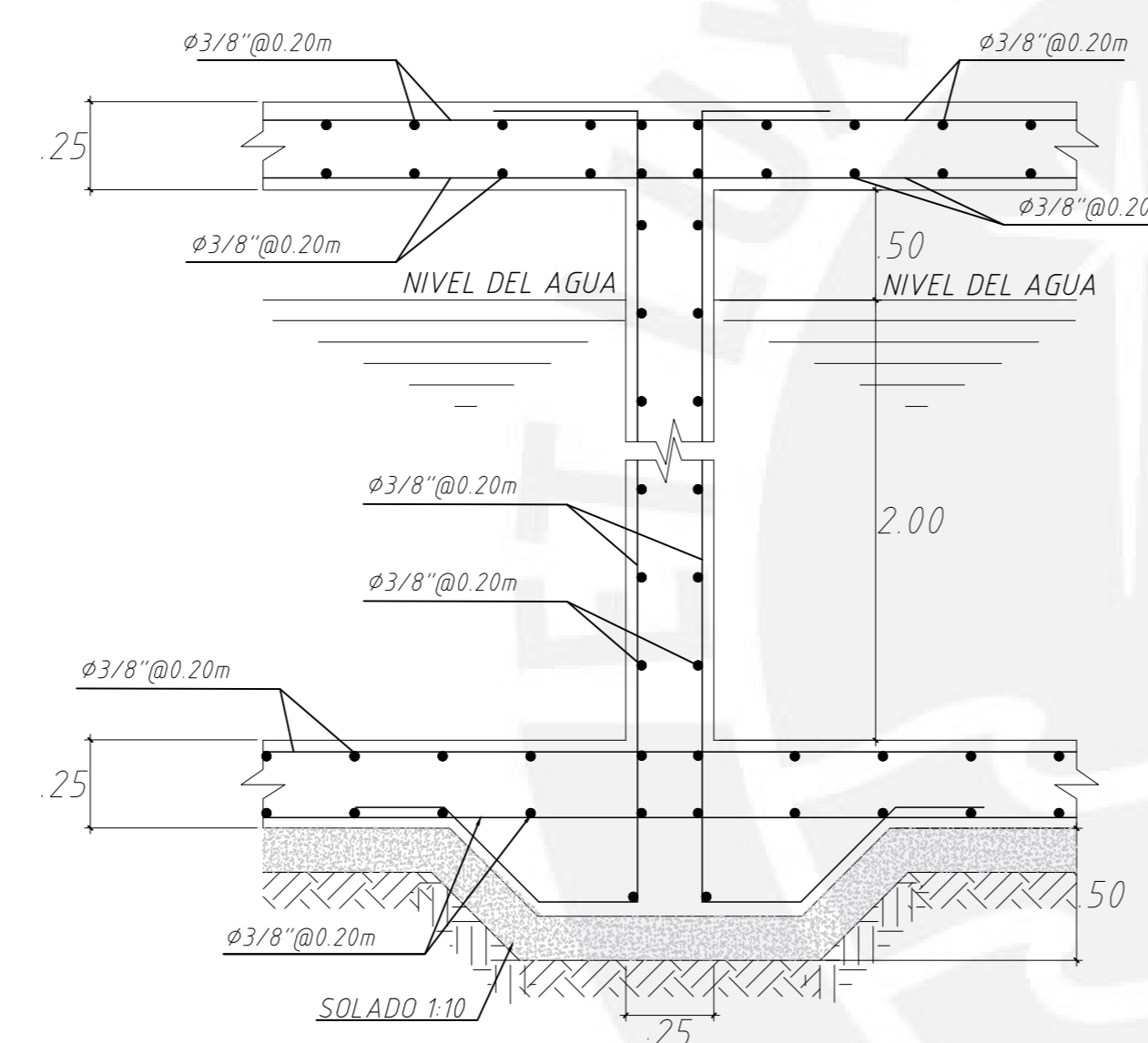
PLANTA CISTERNA



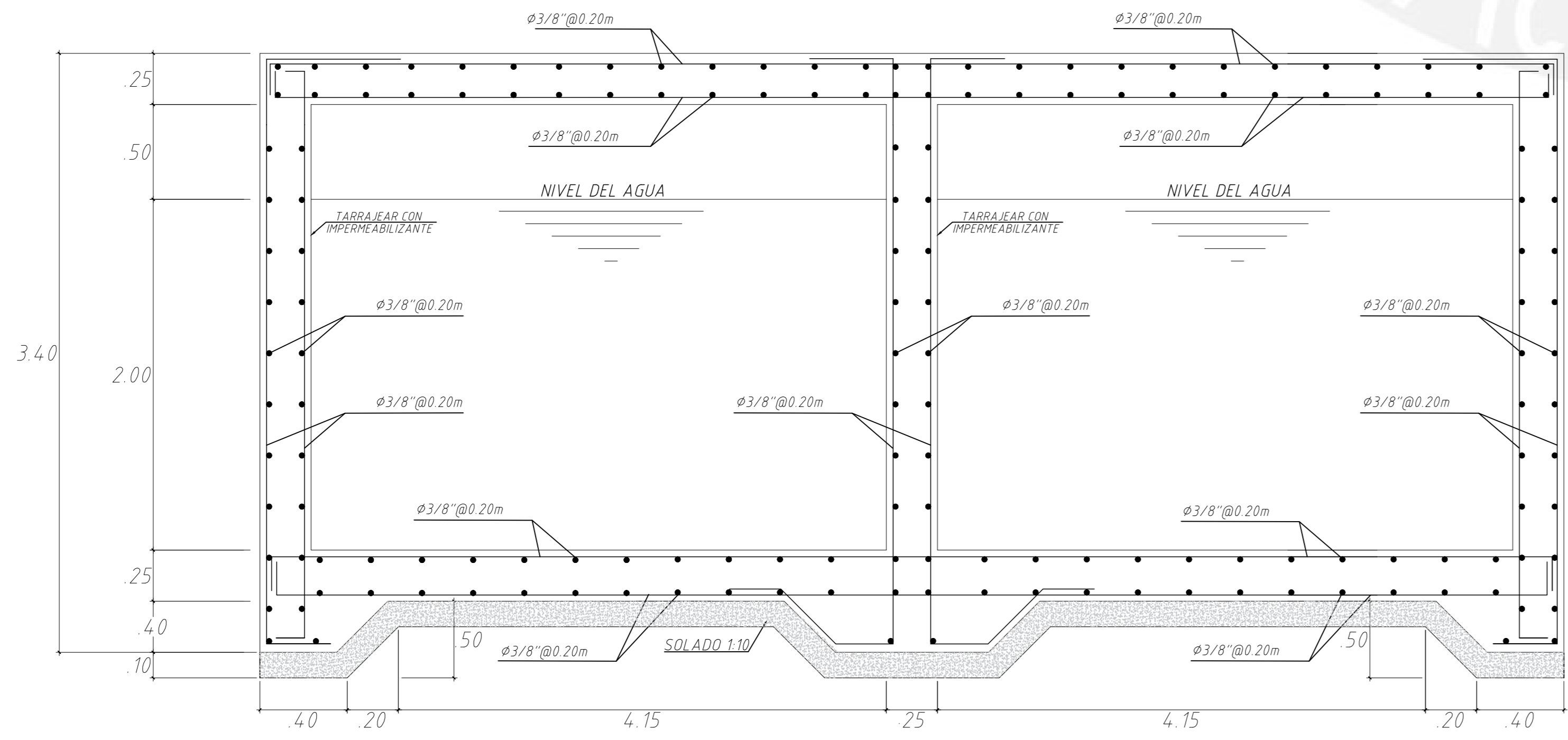
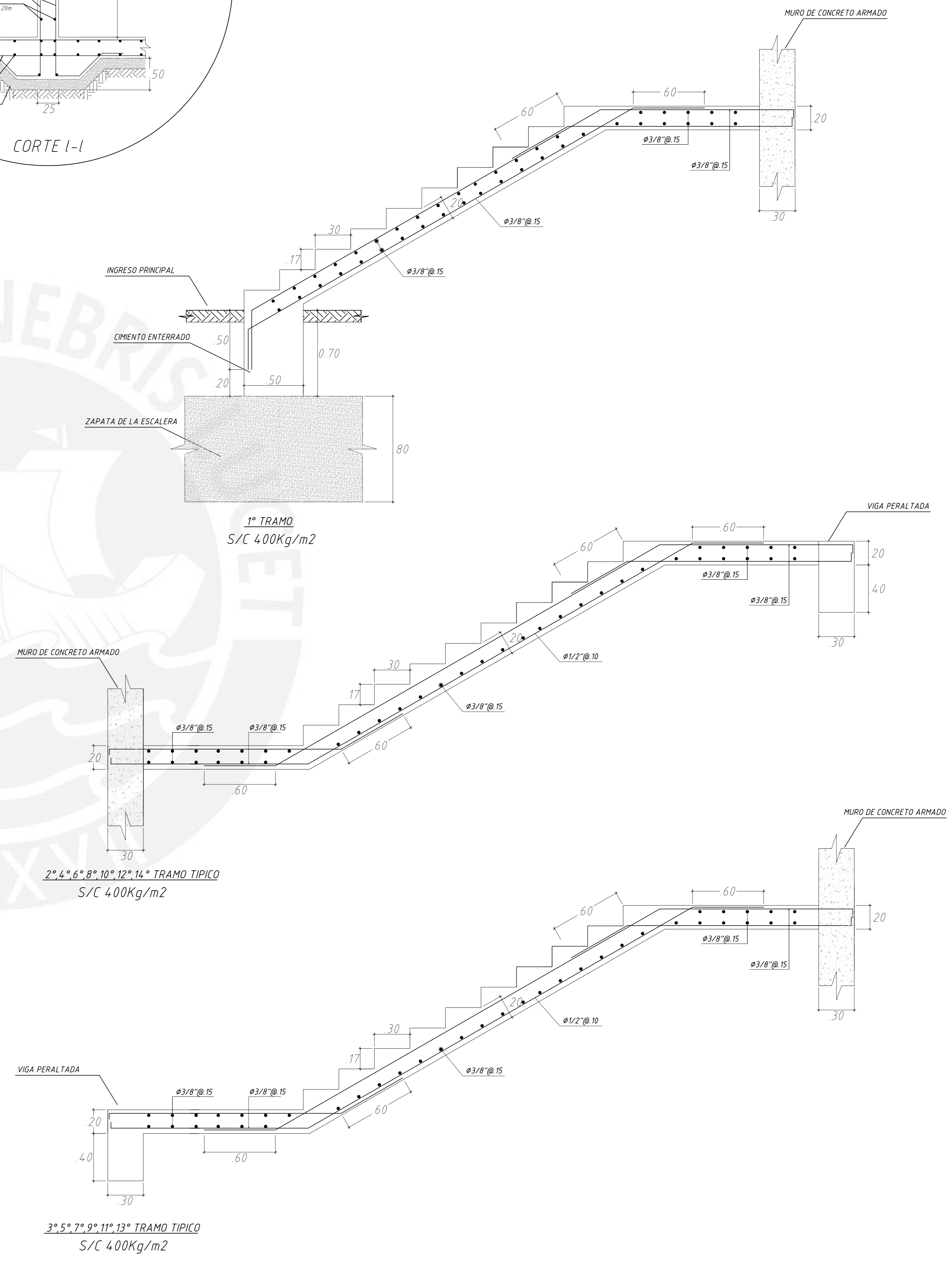
CORTE I-I



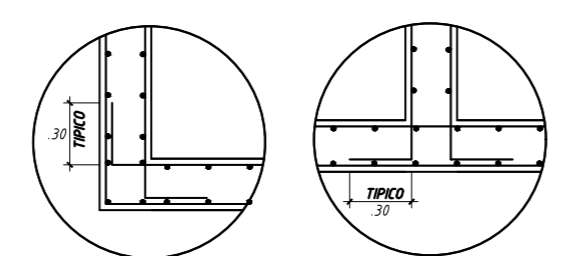
CORTE K-K



CORTE J-J



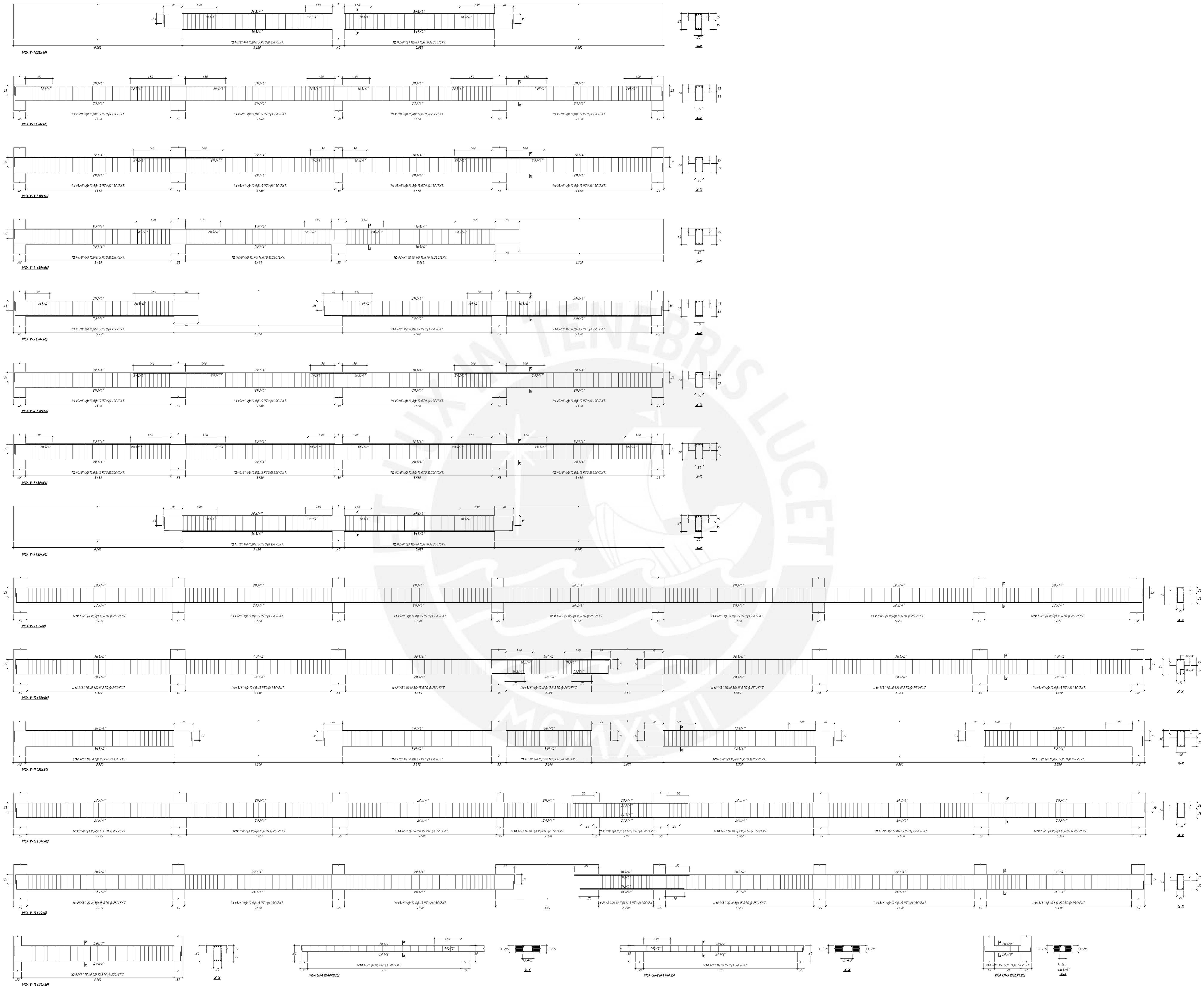
CORTE P-P




DETALLES TÍPICOS DE ENCUENTROS EN PLANTA DE CISTERNA

PLANO: <b>DETALLES DE ESCALERAS Y CISTERNA</b>		FIRMA:	
PROYECTO: <b>EDIFICIO DE OFICINA</b>	PLANO: <b>ESTRUCTURAS</b>		
PROFESIONAL: <b>VARGAS GÓMEZ CHRISTIAN</b>	FIRMA Y SELLO:	LABORA N.º: <b>E-07</b>	
ESCALA: <b>1/75</b>	FECHA: <b>AGOSTO 2020</b>	REV.:	





PLANO: DETALLES DE VIGAS - AZOTEA		FIRMA:	
PROYECTO: EDIFICIO DE OFICINA	PLANO: ESTRUCTURAS		
	PROFESIONAL: VARGAS GOMEZ CHRISTIAN	FIRMA Y SELLO:	LÁMINA N.º: E-09
	Dib. CAD: V.G.A.		
ESCALA: 1/30	FECHA: AGOSTO 2020		REV: