

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS DESTINADO A  
OFICINAS EN MIRAFLORES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Piero Giovanni Guevara Payano

**ASESOR:**

Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino

Lima, Mayo, 2025

## Informe de Similitud

Yo, Gian Franco Ottazzi Pasino, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor) de la tesis titulada:

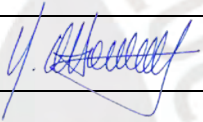
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS DESTINADO A OFICINAS EN IRAFLORES

del autor: **Piero Giovanni Guevara Payano** - Código: 20190686

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 23/05/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: ...Lima 27/05/2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Ottazzi Pasino Gian Franco</u>	
DNI:08249136	Firma 
ORCID: 0000-0003-3107-569X	





## **DEDICATORIA**

A mi familia, por ser mi fuente de inspiración  
y apoyo incondicional en cada paso  
de mi vida. Así como haberme permitido  
estudiar esta carrera.

A mis amigos, por su compañía en esta  
travesía y por motivarme a ser  
siempre mi mejor versión.

A mis profesores, por compartir su  
conocimiento y pasión por la  
ingeniería civil.

A todos los que confiaron y confían en mí,  
este solo es el inicio de muchos éxitos.

## RESUMEN

El presente documento desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas de siete niveles, ubicado en el distrito de Miraflores, Lima, Perú. La edificación, diseñada en concreto armado, se proyecta sobre un terreno de 1095 m<sup>2</sup>, con 620 m<sup>2</sup> de área techada por piso. El primer nivel incluye locales comerciales y estacionamientos perimetrales, mientras que los pisos superiores están distribuidos en dos oficinas por nivel, y una azotea con acceso de mantenimiento mediante una escalera de gato.

La estructura se ha planteado a base de pórticos y muros de corte de concreto armado, dispuestos en ambos ejes principales. Las losas utilizadas incluyen losas aligeradas y macizas, de 25 cm y 20 cm de espesor, respectivamente. Las cargas se transmiten al suelo mediante cimentaciones superficiales: zapatas aisladas, combinadas, conectadas, así como vigas de cimentación y muros de contención de cisterna, apoyadas sobre un terreno con capacidad portante de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

El desarrollo del diseño se ha basado en lo estipulado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), aplicando las normas vigentes E.020 de Cargas, E.030 de Diseño Sismorresistente, E.050 de Suelos y Cimentaciones, E.060 de Concreto Armado y E.070 de Albañilería.

El análisis estructural fue realizado mediante el software ETABS, donde se modeló la edificación y se verificó el cumplimiento normativo frente a acciones sísmicas, considerando aspectos como derivas, irregularidades estructurales y distribución de fuerzas. El modelo permitió confirmar la viabilidad estructural del proyecto conforme a los criterios de diseño actuales.

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES</b> .....	<b>1</b>
1.1. Objetivos del proyecto.....	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto .....	1
1.3. Normas a utilizar .....	3
1.4. Propiedades mecánicas de los materiales .....	4
1.4.1. Concreto .....	5
1.4.2. Acero corrugado .....	5
1.4.3. Albañilería .....	5
1.5. Método de diseño .....	6
1.6. Cargas de diseño.....	7
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	<b>8</b>
2.1. Estructuración.....	8
2.2. Predimensionamiento de losa aligerada .....	9
2.3. Predimensionamiento de losa maciza.....	10
2.4. Predimensionamiento de vigas .....	10
2.5. Predimensionamiento de vigas chatas.....	10
2.6. Predimensionamiento de columnas .....	10
2.7. Predimensionamiento de placas.....	11
2.8. Predimensionamiento de escaleras .....	12
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO</b> .....	<b>13</b>
3.1. Generalidades .....	13
3.2. Parámetros sísmicos y modelamiento del edificio .....	13
3.3. Determinación de irregularidades.....	16
3.3.1. Irregularidades en altura .....	17
3.3.2. Irregularidades en planta .....	18
3.4. Análisis modal.....	19
3.5. Análisis estático.....	21
3.6. Análisis dinámico .....	24
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS</b> .....	<b>32</b>
4.1. Diseño por flexión .....	32
4.2. Diseño por cortante.....	34
4.3. Refuerzo por contracción y temperatura .....	34
4.4. Corte de fierro.....	35
4.5. Ejemplo de diseño .....	35
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS</b> .....	<b>41</b>
5.1. Diseño por flexión .....	41

5.2. Diseño por cortante.....	41
5.3. Corte de fierro.....	42
5.4. Ejemplo de diseño .....	42
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS .....</b>	<b>45</b>
6.1. Análisis estructural .....	45
6.2. Diseño por flexión .....	45
6.3. Diseño por cortante.....	46
6.4. Diseño de vigas de eje 3: VPT-10 y VPT-11 .....	50
6.4.1. Metrado de cargas.....	50
6.4.2. Diseño por flexión .....	52
6.4.3. Diseño por cortante.....	56
6.4.4. Control de fisuración y deflexiones.....	62
6.5. Diseño de viga VPT-8 (eje 4).....	64
6.5.1. Metrado de cargas.....	65
6.5.2. Diseño por flexión .....	65
6.5.3. Diseño por cortante.....	68
6.5.4. Control de fisuración y deflexiones.....	72
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS .....</b>	<b>74</b>
7.1. Análisis estructural .....	74
7.2. Efectos de esbeltez.....	74
7.3. Diseño por flexocompresión uniaxial.....	77
7.4. Diseño por flexocompresión biaxial.....	78
7.5. Diseño de columna C-02 del primer nivel.....	78
7.5.1. Metrado de cargas.....	78
7.5.2. Diseño por flexocompresión.....	79
7.5.3. Diseño de resistencia por cortante y capacidad.....	81
7.6. Diseño de columna C-04 del primer nivel.....	82
7.6.1. Metrado de cargas.....	82
7.6.2. Diseño por flexocompresión.....	83
7.6.3. Diseño de resistencia por cortante y capacidad.....	85
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS.....</b>	<b>87</b>
8.1. Análisis estructural .....	87
8.2. Diseño por flexocompresión.....	87
8.2.1. Elementos de borde en muros.....	87
8.3. Diseño por cortante.....	89
8.4. Diseño de placa PL-01 del eje 3 del primer nivel.....	91
8.2.1. Diseño por flexocompresión.....	91
8.2.2. Diseño por cortante.....	93

<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES .....</b>	<b>95</b>
9.1. Dimensionamiento por presión admisible .....	95
9.2. Verificación por punzonamiento .....	96
9.3. Verificación por cortante .....	97
9.4. Diseño por flexión .....	98
9.5. Diseño de zapata aislada.....	98
9.5.1. Verificación de esfuerzo en la base .....	99
9.5.2. Verificación por punzonamiento .....	100
9.5.3. Verificación por cortante .....	100
9.5.4. Diseño por flexión .....	101
9.6. Diseño de zapata conectada.....	102
9.6.1. Verificación de esfuerzo en la base .....	102
9.6.2. Verificación por punzonamiento .....	103
9.6.3. Verificación por cortante .....	103
9.6.4. Diseño por flexión .....	103
9.6.4. Diseño de viga de cimentación.....	104
<b>CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES .....</b>	<b>108</b>
10.1. Diseño de escaleras.....	108
10.1.1. Diseño por flexión .....	109
10.1.2. Diseño por corte .....	110
10.2. Diseño de cisterna.....	110
10.2.1. Diseño de losa de fondo y techo .....	110
10.2.2. Diseño de muros .....	113
10.3. Diseño de tabiquería .....	115
<b>CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>118</b>
<b>REFERENCIAS Y ANEXOS.....</b>	<b>120</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Arquitectura del primer piso .....	2
Figura 1.2. Arquitectura de pisos típicos.....	3
Figura 2.1. Área tributaria de columna más cargada.....	11
Figura 3.1. Modelo 3D del edificio .....	14
Figura 3.2. Zonas sísmicas según norma E.030 .....	15
Figura 3.3. Espectro de sismo para dirección X-X e Y-Y .....	24
Figura 3.4. Espectro de sismo para dirección X-X e Y-Y .....	25
Figura 4.1. Sección de losa aligerada (Harmsen, 2002).....	32
Figura 4.2. Sección de vigueta típica.....	36
Figura 4.3. Diagrama de CM en servicio de vigueta en estudio.....	36
Figura 4.4. Diagrama de CV en servicio de vigueta en estudio .....	37
Figura 4.5. DMF de vigueta en estudio (ton.m) .....	37
Figura 4.6. DFC de vigueta en estudio (ton) .....	37
Figura 4.7. Sección de ensanche alternado (Ottazzi, 2016).....	39
Figura 4.8. Ensanche alternado en DFC .....	39
Figura 4.9. Distribución final del refuerzo en losa aligerada entre ejes 2 y 4 .....	40
Figura 4.10. Distribución final del refuerzo en losa aligerada entre ejes 4 y 6 .....	40
Figura 5.1. DMF de losa maciza en estudio (ton.m) .....	43
Figura 5.2. DFC de losa maciza en estudio (ton) .....	43
Figura 5.3. Distribución final del refuerzo en losa maciza entre ejes 2 y 4 .....	44
Figura 6.1. Diseño por capacidad (Norma E.060).....	49
Figura 6.2. Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.060).....	49
Figura 6.3. Vista de planta de viga VPT-10 ubicada en el eje 3 .....	50
Figura 6.4. Diagrama de carga muerta y carga viva en VPT-10 .....	50
Figura 6.5. Vista de planta de viga VPT-11 ubicada en el eje 3 .....	52
Figura 6.6. Diagrama de carga muerta y carga viva en VPT-10 .....	52
Figura 6.7. DMF (ton.m) debido a la carga muerta en viga del eje 3.....	53
Figura 6.8. DMF (ton.m) debido a la carga viva en viga del eje 3.....	53
Figura 6.9. DMF (ton.m) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 3.....	53
Figura 6.10. DMF (ton.m) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 3.....	54
Figura 6.11. Envolvente de momentos para viga del eje 3.....	54
Figura 6.12. Cortes de bastones según longitud de desarrollo (Ottazzi, 2015).....	56
Figura 6.13. DFC (ton) debido a la carga muerta en viga del eje 3.....	56
Figura 6.14. DFC (ton) debido a la carga viva en viga del eje 3.....	57
Figura 6.15. DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso .....	57
Figura 6.16. DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso .....	57
Figura 6.17. Envolvente de cortantes para viga del eje 3.....	57

Figura 6.18. DMF en servicio para viga del eje 3 .....	63
Figura 6.19. Vista de planta de viga VPT-8 .....	64
Figura 6.20. Diagrama de carga muerta y carga viva de VPT-8 .....	65
Figura 6.21. DMF (ton.m) debido a la carga muerta en viga del eje 4.....	66
Figura 6.22. DMF (ton.m) debido a la carga viva en viga del eje 4.....	66
Figura 6.23. DMF (ton.m) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 4.....	66
Figura 6.24. DMF (ton.m) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 4.....	67
Figura 6.25. Envoltente de momentos para viga del eje 4.....	67
Figura 6.26. DFC (ton) debido a la carga muerta en viga del eje 4.....	68
Figura 6.27. DFC (ton) debido a la carga viva en viga del eje 4.....	69
Figura 6.28. DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 4.....	69
Figura 6.29. DFC (ton) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 4.....	69
Figura 6.30. Envoltente de cortantes para viga del eje 4 .....	69
Figura 6.31. DMF en servicio para viga del eje 4 .....	72
Figura 7.1. Área tributaria de columna C-02.....	78
Figura 7.2. Distribución de acero en columna C-02.....	79
Figura 7.3. Diagrama de interacción en eje Y-Y para columna C-02 (ton.m vs ton).....	80
Figura 7.4. Diagrama de interacción en eje X-X para columna C-02 (ton.m vs ton).....	80
Figura 7.5. Distribución final para columna C-02.....	82
Figura 7.6. Área tributaria de columna C-04.....	82
Figura 7.7. Distribución de acero en columna C-03.....	83
Figura 7.8. Diagrama de interacción en eje Y-Y para columna C-04 (ton.m vs ton).....	84
Figura 7.9. Diagrama de interacción en eje X-X para columna C-04 (ton.m vs ton).....	84
Figura 7.10. Distribución final para columna C-04.....	86
Figura 8.1. Elementos confinados de borde en placas.....	89
Figura 8.2. Distribución de acero en placa PL-01 .....	92
Figura 8.3. Diagrama de interacción en eje X-X para placa PL-01 (ton.m vs ton .....	92
Figura 8.4. Distribución final de acero en placa PL-01 .....	94
Figura 9.1. Distribución final de acero en zapata de C-4 .....	101
Figura 9.2. Distribución final de acero en zapata de AB-2 .....	104
Figura 9.3. Vista en planta, elevación e idealización de viga de cimentación en eje 2 .....	105
Figura 9.4. DMF de viga de cimentación VC-01 .....	105
Figura 9.5. DFC de viga de cimentación VC-01 .....	106
Figura 9.6. Diseño final de viga de cimentación VC-01 .....	106
Figura 10.1. Tramo 1 de escalera .....	108
Figura 10.2. DFC del tramo 1 de escalera .....	109
Figura 10.3. Diseño de losa de fondo y techo de cisterna en planta.....	113
Figura 10.4. DFC y DMF de muro de cisterna (ton y ton.m).....	114

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Carga muerta de diseño .....	7
Tabla 1.2. Carga viva de diseño .....	7
Tabla 2.1. Recomendaciones de espesor de aligerados según espesores típicos y luces máximas.....	9
Tabla 2.2. Predimensionamiento de columnas interiores .....	11
Tabla 3.1. Factores de zona según norma E.030 .....	14
Tabla 3.2. Factores de sitio según norma E.030.....	15
Tabla 3.3. Valores de TP y TL según norma E.030 .....	16
Tabla 3.4. Masa y peso sísmico resultantes de ETABS .....	17
Tabla 3.5. Modos de vibración y porcentaje de masa participante.....	20
Tabla 3.6. Periodos de vibración para traslación pura en X.....	21
Tabla 3.7. Periodos de vibración para traslación pura en Y .....	21
Tabla 3.8. Cálculo del peso sísmico según ETABS .....	22
Tabla 3.9. Cálculo de la fuerza cortante basal estática.....	23
Tabla 3.10. Porcentaje de cortante dinámica tomada por las placas .....	23
Tabla 3.11. Datos usados para análisis modal espectral.....	25
Tabla 3.12. Fuerza cortante dinámica en la base de la estructura .....	26
Tabla 3.13. Fuerza cortante dinámica en la base de la estructura .....	26
Tabla 3.14. Derivas máximas en ambas direcciones .....	27
Tabla 3.15. Rigidez lateral de entrepiso en X con excentricidad positiva.....	29
Tabla 3.16. Rigidez lateral de entrepiso en X con excentricidad negativa.....	29
Tabla 3.17. Rigidez lateral de entrepiso en Y con excentricidad positiva.....	30
Tabla 3.18. Rigidez lateral de entrepiso en Y con excentricidad negativa.....	30
Tabla 4.1. Refuerzo por cambios volumétricos en losa según tipo de refuerzo .....	35
Tabla 4.2. Propiedades de concreto y acero .....	36
Tabla 4.3. Metrado de carga muerta y viva de vigueta .....	36
Tabla 4.4. Aceros máximos y mínimos .....	37
Tabla 4.5. Acero colocado en vigueta en estudio .....	38
Tabla 4.6. Fuerzas cortantes de diseño para vigueta en estudio .....	38
Tabla 5.1. Propiedades de concreto y acero .....	42
Tabla 5.2. Metrado de carga muerta y viva de losa maciza.....	42
Tabla 5.3. Acero colocado en losa maciza en estudio .....	43
Tabla 5.4. Fuerzas cortantes de diseño para losa maciza en estudio .....	44
Tabla 6.1. Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-10.....	51
Tabla 6.2. Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-11.....	52
Tabla 6.3. Combinaciones de cargas por flexión para vigas del eje 3.....	54
Tabla 6.4. Diseño por flexión VPT-10 .....	55

Tabla 6.5. Diseño por flexión VPT-11 .....	55
Tabla 6.6. Combinaciones de cargas por cortante para vigas del eje 3 .....	58
Tabla 6.7. Resumen de diseño por cortante para VPT-10 .....	58
Tabla 6.8. Resumen de diseño por cortante para VPT-11 .....	59
Tabla 6.9. Datos de diseño por capacidad para VPT-10 .....	60
Tabla 6.10. Resumen de diseño por cortante para VPT-10 .....	60
Tabla 6.11. Datos de diseño por capacidad para VPT-11 .....	61
Tabla 6.12. Resumen de diseño por cortante para VPT-11 .....	61
Tabla 6.13. Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-10 .....	63
Tabla 6.14. Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-11 .....	63
Tabla 6.15. Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-11.....	65
Tabla 6.16. Combinaciones de cargas por flexión para vigas del eje 4.....	67
Tabla 6.17. Diseño por flexión VPT-8 .....	68
Tabla 6.18. Combinaciones de cargas por cortante para vigas del eje 4 .....	70
Tabla 6.19. Resumen de diseño por cortante para VPT-8 .....	70
Tabla 6.20. Datos de diseño por capacidad para VPT-8 .....	71
Tabla 6.21. Resumen de diseño por capacidad para VPT-8 .....	71
Tabla 6.22. Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-10 .....	72
Tabla 7.1. Índice de estabilizador de entrepiso en X-X.....	75
Tabla 7.2. Índice de estabilizador de entrepiso en Y.Y .....	75
Tabla 7.3. Verificación de efecto de esbeltez para C-01 en X-X.....	76
Tabla 7.4. Verificación de efecto de esbeltez para C-01 en Y-Y .....	76
Tabla 7.5. Verificación de efecto de esbeltez para C-02 en X-X.....	76
Tabla 7.6. Verificación de efecto de esbeltez para C-02 en Y-Y .....	77
Tabla 7.7. Metrado de cargas en servicio por piso para las columnas C-02 .....	79
Tabla 7.8. Combinaciones de cargas actuantes en columna C-02.....	79
Tabla 7.9. Metrado de cargas por piso para las columnas C-03 .....	83
Tabla 7.10. Combinaciones de cargas actuantes en columna C-03.....	83
Tabla 8.1. Combinaciones de cargas actuantes en placa PL-01 del eje 3.....	91
Tabla 9.1. Cargas de servicio en zapata de C-4.....	99
Tabla 9.2. Esfuerzos considerando sismo en zapata de C-4.....	99
Tabla 9.3. Resumen de verificación por corte en zapata de C-4 .....	101
Tabla 9.4. Cargas de servicio en zapatas A-2 y B-2.....	102
Tabla 9.5. Esfuerzos por gravedad en zapata de A/B-2.....	102
Tabla 9.6. Esfuerzos considerando sismo en zapata de A/B-2.....	102
Tabla 9.7. Tabla resumen de punzonamiento en zapata de A/B-2 .....	103
Tabla 9.8. Tabla resumen de cortante en zapata de A/B-2 .....	103
Tabla 9.9. Tabla resumen de diseño por flexión en zapata de A-2.....	103

Tabla 9.10. Tabla resumen de diseño por flexión en zapata de A-2.....	104
Tabla 10.1. Tabla resumen de diseño por flexión del tramo 1 de escalera.....	109
Tabla 10.2. Tabla resumen de diseño por flexión del tramo 1 de escalera.....	111
Tabla 10.2. Tabla resumen de diseño por flexión de muros de cisterna.....	114
Tabla 10.3. Tabla resumen de diseño por flexión en columnetas.....	117



# **CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES**

## **1.1. Objetivos del proyecto**

### **Objetivo general**

- Desarrollar el análisis y diseño estructural eficiente y seguro de una edificación de oficinas de siete niveles, ubicada en el distrito de Miraflores, cumpliendo los parámetros establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **Objetivos específicos**

- Estructurar y predimensionar el edificio con el fin de resistir de forma eficiente las solicitaciones por cargas gravitacionales y sísmicas
- Obtener una estructuración y predimensionamiento adecuados de la edificación que permitan resistir de forma eficiente las solicitaciones por cargas gravitacionales y de sismo
- Modelar y analizar la edificación utilizando el software ETABS, siguiendo los criterios de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente
- Diseñar en concreto armado todos los componentes estructurales: vigas, columnas, placas, losas, cimentaciones, escaleras, entre otros, garantizando su resistencia y funcionalidad de acuerdo con lo establecido en la norma E.060 de Concreto Armado.

## **1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto**

La edificación, ubicada en el distrito de Miraflores, Lima, está destinada a uso de oficinas. Se desarrolla sobre un terreno con una superficie total de 1095 m<sup>2</sup>, mientras que el área techada por nivel es de aproximadamente 620 m<sup>2</sup>. Cada entrepiso tiene una altura de 3.30 m, alcanzando una altura total edificada de 23.1 m.

En el primer nivel se disponen locales comerciales, incluyendo un restaurante y una cafetería, así como estacionamientos ubicados en el perímetro de la edificación. Esta planta ha sido





c) RNE E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES (2018)

La norma E.050 establece los procedimientos para evaluar las características del suelo y diseñar cimentaciones seguras. Incluye la obligatoriedad de realizar estudios geotécnicos, define los parámetros de capacidad portante, asentamientos, posibles fenómenos de licuación y criterios técnicos para la selección y diseño de los distintos tipos de cimentación.

d) RNE E.060 CONCRETO ARMADO (2009)

La E.060 define las disposiciones necesarias para el diseño de elementos estructurales en concreto armado. Incluye las combinaciones de carga, factores de reducción de resistencia, y criterios específicos para el diseño a flexión, cortante, torsión y punzonamiento. También regula las características de los materiales, requisitos mínimos de refuerzo, entre otros.

e) RNE E.070 ALBAÑILERÍA (2006)

Esta norma aborda el diseño y construcción de muros y elementos tanto estructurales como no estructurales en albañilería, ya sea armada o simple. Establece los criterios para la resistencia de muros ante cargas verticales y laterales, los métodos de análisis, las características de los materiales y detalles de refuerzo, unión y confinamiento de elementos.

f) RNE A.010 CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO (2009)

La norma especifica los requisitos mínimos de diseño arquitectónico de las edificaciones. Regula aspectos como accesibilidad, iluminación, ventilación, salubridad, seguridad, funcionalidad y confort, asegurando que los espacios construidos cumplan con estándares básicos de habitabilidad y uso seguro.

#### **1.4. Propiedades mecánicas de los materiales**

La edificación se ha diseñado empleando concreto armado reforzado con barras de acero corrugado ASTM A615. Adicionalmente se han considerado unidades de albañilería de arcilla tipo hueca, empleadas como divisiones interiores no estructurales.

### 1.4.1. Concreto

Es uno de los principales materiales de construcción en Perú. En el proyecto se utiliza en todos los elementos estructurales de la estructura. Entre sus propiedades tenemos:

- Resistencia nominal a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $Ec = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$

### 1.4.2. Acero corrugado

El refuerzo utilizado en los elementos estructurales consiste en barras corrugadas de acero (ASTM A615), grado 60. Estas barras se caracterizan por su alta resistencia a la tracción y su capacidad de adherencia al concreto. Algunas propiedades mecánicas son:

- Esfuerzo de fluencia:  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $Es = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.15$

### 1.4.3. Albañilería

Aunque no intervienen directamente en el sistema resistente del edificio, los elementos divisorios como tabiques y parapetos están contruidos con ladrillos de albañilería tipo King Kong de 18 huecos, hechos de arcilla cocida. Sus propiedades mecánicas son:

- Resistencia nominal a la compresión:  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $Em = 32\,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de corte:  $Gm = 13\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso =  $1800 \text{ kg/m}^3$

## 1.5. Método de diseño

El diseño se inicia al definir la estructuración que tendrá el edificio: ubicación de elementos estructurales, cantidad de pisos y altura de pisos. Posteriormente, las losas, vigas, columnas

y placas de concreto armado se predimensionan. En este paso se consideraron las recomendaciones presentadas en el libro del ingeniero Blanco (1994) “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”.

Una vez definido el casco estructural, se elabora un modelo computacional en ETABS en donde se tendrá en consideración las dimensiones de los elementos, material, metrado de cargas y el espectro sísmico de acuerdo a la zona, tipo de suelo y uso del edificio (Norma E.030).

A continuación, se procede con el diseño estructural por resistencia de los diferentes elementos. Para ello, se emplean las fuerzas internas obtenidas a partir del modelo computacional, considerando los efectos de flexión, corte y compresión axial, en concordancia con lo establecido en la norma E.060.

Este enfoque incorpora la variabilidad inherente a los materiales y las solicitaciones, aplicando factores de seguridad tanto en forma de reducciones de resistencia como ampliaciones de carga, con el objetivo de garantizar un desempeño estructural seguro y confiable.

En cada sección crítica del elemento estructural debe cumplirse:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

donde,

$\Phi R_n$ : Resistencia de diseño

$R_u$ : Resistencia última

$R_n$ : Resistencia nominal

Las cargas de servicio son amplificadas y se utilizan en combinaciones de carga de diseño, lo que permite una menor probabilidad de falla estructural durante la vida útil del edificio (Ottazzi, 2016):

- $CU = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $CU = 1.25 CM + 1.25 CV \pm S$
- $CU = 0.9 CM \pm S$

- $CU = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$

donde,

CU = Carga última resultante de la combinación indicada

CM = Carga permanente o muerta

CV = Carga variable o viva

S = Carga de sismo

CE = Carga de empuje

Por último, los resultados de resistencias nominales ( $R_n$ ) se convierten en resistencias de diseño ( $\Phi R_n$ ) mediante la aplicación de los factores de reducción definidos por la norma:

- $\Phi=0.90$ , para flexión, tracción y tracción + flexión
- $\Phi=0.85$ , para cortante y torsión
- $\Phi=0.70$ , para compresión y flexocompresión para elementos con estribos

### 1.6. Cargas de diseño

Las cargas consideradas para el diseño estructural del edificio fueron determinadas según los parámetros de la norma de Cargas (E.020). Estas se resumen a continuación:

**Tabla 1.1.** Carga muerta de diseño

Carga muerta	
Concreto Armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Aligerado (h = 25cm)	350 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado (h = 5cm)	100 kg/m <sup>2</sup>
Unidades de albañilería	1800 kg/m <sup>3</sup>

**Tabla 1.2.** Carga viva de diseño

Carga viva	
Sobrecarga en oficinas	250 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería móvil	50 kg/m <sup>2</sup>
Pasillos y escaleras	400 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>

## **CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO**

### **2.1. Estructuración**

El ingeniero Blanco (1994) indica algunos de los criterios de estructuración a tener en cuenta con la finalidad de que la idealización para el análisis sísmico permita una distribución eficiente de los elementos resistentes y un comportamiento estructural predecible ante las sollicitaciones sísmicas.

#### **Simplicidad y simetría**

Las estructuras que presentan configuraciones simples y simétricas suelen tener un mejor desempeño ante eventos sísmicos. Además, la idealización de los elementos resulta más precisa. En este caso, la estructura es simétrica respecto al eje Y-Y y cuenta con una distribución de elementos simple.

#### **Resistencia y ductilidad**

Es esencial que la estructura posea la resistencia necesaria para soportar las sollicitaciones actuantes. Asimismo, se debe evitar la aparición de fallas frágiles mediante el diseño de elementos con la ductilidad adecuada, aplicando los principios del diseño por capacidad.

#### **Hiperestaticidad y monolitismo**

Una configuración hiperestática permite la disipación de la energía sísmica de mejor manera al favorecer la formación de rótulas plásticas. El comportamiento monolítico, por su parte, contribuye a que la estructura actúe como un conjunto solidario y robusto.

#### **Uniformidad y continuidad de la estructura**

La continuidad en planta y en altura es clave para evitar variaciones abruptas de rigidez que puedan concentrar esfuerzos de forma indeseada. La disposición uniforme de los elementos mejora el desempeño estructural y reduce la vulnerabilidad.

#### **Rigidez lateral**

Es indispensable dotar a la estructura de suficiente rigidez lateral para resistir fuerzas horizontales sin experimentar deformaciones excesivas. En este proyecto se han dispuesto placas estructurales en los ejes X e Y, y se ha verificado que las derivas no superen los límites permitidos por la normativa.

### **Diafragma rígido**

Es usual considerar a las losas como elementos rígidos que permitan considerar la acción conjunta de la estructura en los análisis estructurales. Para lograr este comportamiento, es necesario garantizar que las losas tengan suficiente rigidez en comparación con vigas y columnas, cuenten con conexiones adecuadas, y eviten aberturas excesivas o variaciones notables en rigidez que afecten la distribución de cargas, entre otros.

### **Elementos no estructurales**

Dado que el sistema resistente principal está conformado por columnas y placas de concreto armado, es fundamental que los elementos no estructurales, como tabiquería, no interfieran con el comportamiento del casco estructural. Por ello, estos deben estar debidamente desacoplados del sistema resistente y cumplir con los requisitos de estabilidad definidos por la norma E.070 de Albañilería.

### **Sub-estructura o cimentación**

La cimentación debe diseñarse considerando una distribución uniforme de las cargas provenientes de la superestructura, garantizando su estabilidad y resistencia ante fuerzas sísmicas. El sistema de cimentación debe actuar de forma integral, evitando asentamientos diferenciales significativos que comprometan la estabilidad de la estructura. Además, se debe cumplir lo establecido en la Norma E.050.

## **2.2. Predimensionamiento de losa aligerada**

Se siguieron las recomendaciones del libro: “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armato” (Blanco, 1994).

**Tabla 2.1.** Recomendaciones de espesor de aligerados según espesores típicos y luces máximas

<b>Espesor (m)</b>	<b>Peso propio aproximado (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Luces recomendadas (m)</b>
0.17	280	$ln \leq 4$
0.20	300	$4 \leq ln \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq ln \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq ln \leq 7.5$

Para el proyecto se consideraron aligerados de 0.25 m en todos los paños con el fin de darle continuidad constructiva a las plantas. Se cuenta con una luz máxima de 6.70 m. Pese a que sobrepasa las luces recomendadas, se propondrá un diseño que cumpla con los criterios estipulados en la norma de Concreto armado.

### **2.3. Predimensionamiento de losa maciza**

Se ha dispuesto una losa maciza de 20 cm en la losa de sobre-recorrido de la caja del ascensor y en el descanso de la escalera, para asegurar la resistencia adecuada en la zona de descanso y el peso del equipamiento correspondiente al ascensor.

### **2.4. Predimensionamiento de vigas**

El peralte de las vigas se determina en función de la luz libre que deben cubrir, empleado como referencia una proporción entre 1/10 al 1/12 de dicha distancia. En el proyecto las vigas cuentan con una longitud promedio de 6.70 m, por lo que el peralte considerado para todas las vigas es de 0.60 m.

El espesor de las vigas se recomienda que sea entre 0.3 a 0.5 veces el peralte; por tanto, se consideraron vigas de 0.25 y 0.30 m de espesor.

### **2.5. Predimensionamiento de vigas chatas**

Se colocan vigas chatas para soportar las cargas verticales de los tabiques que se encuentren paralelos a la dirección de las viguetas y transmitir las adecuadamente a las vigas peraltadas. Se utilizan vigas con sección de 0.30x0.25 m y se verifican las dimensiones durante el diseño del elemento.

### **2.6. Predimensionamiento de columnas**

Para el dimensionamiento inicial, se aplican los criterios recomendados por Blanco (1994) para edificaciones que incorporan muros de corte en ambas direcciones.

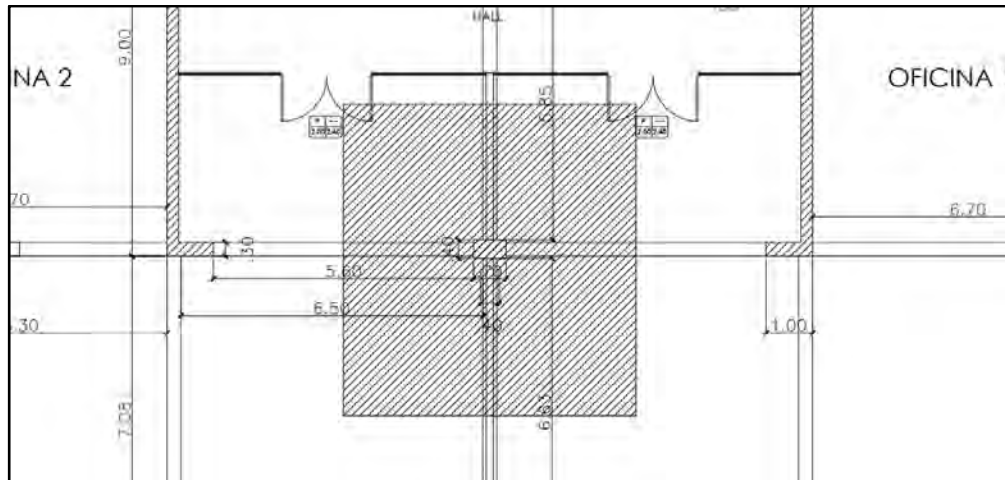
Para columnas interiores:

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

Para columnas esquineras o exteriores:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c}$$

Se asumió una carga promedio de 1 ton/m<sup>2</sup> por nivel, correspondiente a edificaciones destinadas a uso de oficinas. Para realizar la estimación, se consideró la carga total tributaria soportada por cada columna. Para este ejemplo, se analizó la columna C-02 ubicada entre los ejes 4 y C, cuya área tributaria es de 42.3 m<sup>2</sup>, siendo la mayor entre todas las columnas del proyecto (Figura 2.1).



**Figura 2.1.** Área tributaria de columna más cargada

**Tabla 2.2.** Predimensionamiento de columnas interiores

Columna	Peso superficial [ton/m <sup>2</sup> /piso]	Número de pisos	Área tributaria [m <sup>2</sup> ]	Área de columna [cm <sup>2</sup> ]	B [cm]	L [cm]	Dimensiones [cm]
C1	1	7	42	3132	40	80	40X80

Si bien el criterio de predimensionamiento sugiere una sección de 0.40x0.80 m, se verificó la posibilidad de colocar una columna de 0.40x0.70 m, con el fin de obtener un solo tipo de columna en todo el proyecto. Asimismo, este predimensionamiento se verificará por medio del análisis sísmico en ETABS, el cual se detalla en el capítulo 4.

## 2.7. Predimensionamiento de placas

Las placas cumplen un rol fundamental en el aporte de rigidez al sistema estructural, siendo esenciales para limitar los desplazamientos laterales ocasionados por la acción sísmica. En

este proyecto, se ha dispuesto un conjunto de placas de gran tamaño tanto en la dirección X como en Y, las cuales asumen la mayor parte de la demanda sísmica.

Estas placas se han ubicado estratégicamente en zonas próximas a la caja de ascensores y escaleras, con el objetivo de minimizar la aparición de irregularidades torsionales y procurando conversar con la propuesta arquitectónica original.

Para su predimensionamiento, se establecen dimensiones preliminares de espesor y longitud, las cuáles serán validadas mediante un análisis sísmico iterativo, hasta que cumplan con los parámetros establecidos por la norma E.030 y sean lo más eficientes posibles. De esta manera, se obtienen placas de espesor de 0.25 y 0.30 m.

## **2.8. Predimensionamiento de escaleras**

La escalera está conformada por dos tramos y un descanso considerado como losa maciza de 0.20 m, ya que se tienen luces extensas y se debe asegurar la resistencia suficiente del elemento. Adicionalmente, se ha verificado que las dimensiones de los pasos, ancho libre de la escalera y la longitud del descanso cumplan con los requisitos mínimos exigidos por las normativas, asegurando su funcionalidad y seguridad para los usuarios.

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

Lima es una ciudad con alto peligro sísmico, por tanto, las estructuras requieren un análisis de desempeño durante estos eventos. Con el objetivo de analizar este comportamiento, la norma E.030 plantea disposiciones específicas que toda estructura debe cumplir en el país.

### 3.1. Generalidades

La norma E.030 propone tres objetivos principales los cuales definen su filosofía de diseño. Estos son preservar la vida humana, asegurar la operatividad de los servicios esenciales y disminuir el daño en las edificaciones.

Asimismo, asegurar una protección completa a una edificación no es técnica ni económicamente factible (Ministerio de Vivienda, 2016). Por tanto, la norma presenta los siguientes principios:

- Frente a sismos severos, la estructura no debe colapsar ni generar condiciones que pongan en peligro a los ocupantes, aunque es aceptable que experimente daños estructurales significativos.
- En casos de sismos de intensidad moderada, la edificación puede presentar daños menores o reparables, siempre dentro de márgenes de seguridad aceptables.

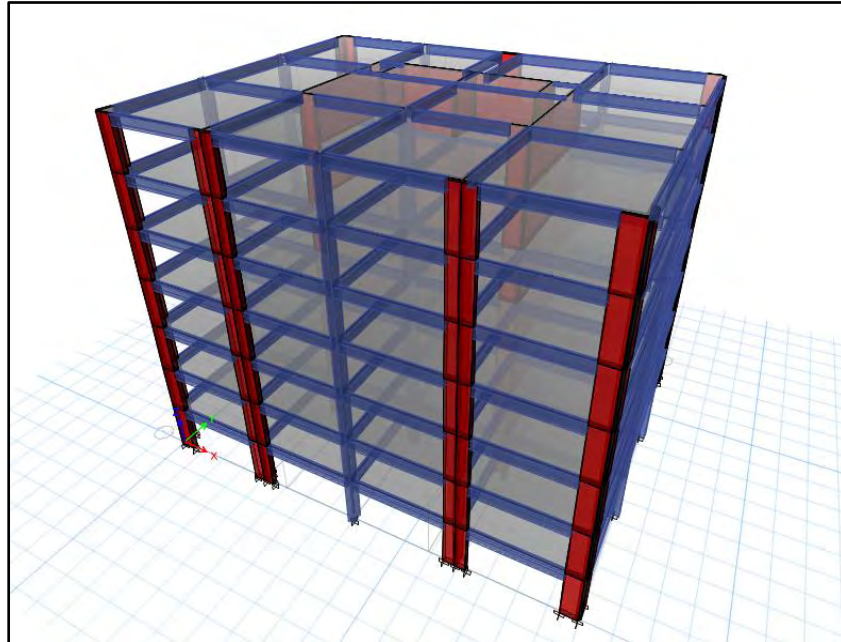
### 3.2. Parámetros sísmicos y modelamiento del edificio

Para evaluar el comportamiento sísmico de la edificación, se elaboró un modelo idealizado en el software ETABS 2018, considerando los criterios establecidos en la normativa nacional. La representación estructural del edificio incluye los siguientes tipos de elementos:

Tipo *frame* : elementos empleados para simular componentes unidimensionales como vigas y columnas. Estos capturan fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes.

Tipo *membrane* : elementos utilizados para modelar losas. Se trata de elementos bidimensionales que no presentan rigidez fuera del plano, que permiten representar adecuadamente la masa y la distribución de cargas dentro de su plano.

Tipo *wall* : representan placas estructurales. Estos elementos bidimensionales poseen rigidez tanto en su plano como perpendicular a él, siendo clave en la resistencia sísmica y en la rigidez lateral de la edificación.



**Figura 3.1.** Modelo 3D del edificio

A este modelo se le aplica un espectro de aceleraciones que representa el movimiento sísmico y se agregan las cargas gravitacionales propias del peso de los elementos. A continuación se detallan las consideraciones previas para la creación del espectro.

### **Factor de zona (Z)**

La norma E.030 divide al país en cuatro zonas sísmicas en función del nivel histórico de actividad telúrica. A cada zona se le asigna un valor denominado “Z”, que representa la aceleración máxima horizontal esperada sobre un suelo rígido, con un 10% de probabilidad de ser superada en un período de 50 años.

**Tabla 3.1.** Factores de zona según norma E.030

Zona	Factor
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,1



**Figura 3.2.** Zonas sísmicas según norma E.030

Debido a que el proyecto se encuentra ubicado en Miraflores, Lima, corresponde a la zona 4, con un factor sísmico  $Z = 0.45$ .

**Factor de uso (U)**

Las edificaciones se agrupan por categorías de uso, lo que determina el valor del factor U. En el caso de estructuras destinadas a oficinas, la norma las clasifica como categoría C de edificios comunes, asignando un factor  $U = 1$ .

**Factor de sitio (S)**

Este factor considera el tipo de suelo en el que se proyecta la edificación, ya que influye directamente en la amplificación de la respuesta sísmica respecto a una base rocosa. Según Muñoz (2003), el tipo de suelo afecta significativamente las sollicitaciones sísmicas que llegan a la estructura.

**Tabla 3.2.** Factores de sitio según norma E.030

ZONA \ SUELO	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$Z_4$	0,80	1,00	1,05	1,10
$Z_3$	0,80	1,00	1,15	1,20
$Z_2$	0,80	1,00	1,20	1,40
$Z_1$	0,80	1,00	1,60	2,00

En este caso, el suelo posee una capacidad admisible de 4.00 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se considera al suelo como “S1” y corresponde al factor S=1, con periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> de 0.4 y 2.5 segundos, respectivamente.

**Tabla 3.3.** Valores de T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> según norma E.030

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

### Factor de amplificación sísmica (C)

Este parámetro representa la relación entre la aceleración que experimenta la estructura y la aceleración del terreno, y depende directamente del periodo fundamental de vibración del edificio. Su valor habría según la posición del periodo estructural (T) dentro del intervalo definido por los valores T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>, aplicando las siguientes fórmulas según el caso:

$$\begin{aligned}
 T < T_P & C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

### Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R<sub>0</sub>)

Este factor representa la capacidad del sistema estructural de disipar la energía durante un evento sísmico. Su magnitud está determinada por el tipo de sistema resistente empleado en el diseño. Para este proyecto se ha adoptado un sistema basado en muros estructurales, lo que asigna un valor de R<sub>0</sub>=6 en ambas direcciones principales, ya que dichos muros concentran más del 70% de las fuerzas cortantes presentes en el edificio. Este parámetro puede ser modificado acorde a los resultados del análisis sísmico posteriormente.

### 3.3. Determinación de irregularidades

La norma E.030 establece la necesidad de evaluar la regularidad de una estructura con el propósito de definir el procedimiento de análisis adecuado y calcular el coeficiente de

reducción sísmica (R). Esta evaluación se basa en la detección de irregularidades en altura (Ia) y en planta (Ip).

Una edificación puede tener múltiples irregularidades en las direcciones de análisis (X e Y); sin embargo, la norma indica que se debe tomar el menor valor de Ia o Ip como factor para reducir los valores de “R” correspondientes a los ejes X e Y. Es decir, de los valores obtenidos de Ip o Ia para X e Y, se calcula el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para cada sentido mediante la siguiente ecuación:  $R = R_0 * I_a * I_p$

### **3.3.1. Irregularidades en altura**

#### **Irregularidad de rigidez - Piso blando**

Esta condición se presenta cuando la deriva de entrepiso supera en más del 40% al valor correspondiente del nivel superior inmediato, o cuando excede en más del 25% al promedio de derivas de los tres niveles adyacentes superiores. Esta irregularidad se verificará posteriormente en el desarrollo del caso.

#### **Irregularidad de resistencia - Piso débil**

Se identifica cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior al 80% de la del piso inmediatamente superior. En este proyecto, todos los niveles cuentan con una distribución uniforme (estructuración de elementos verticales), por lo que no se prevé esta condición. No obstante, se confirmará mediante el análisis detallado.

#### **Irregularidad de masa o peso**

Ocurre cuando la masa o el peso de un piso supera en 50% al de un piso adyacente (en sótanos y azoteas no se aplica el criterio). A partir del modelo en ETABS se obtiene la masa sísmica resultante de la suma de los cargas según el metrado de todos los elementos.

**Tabla 3.4.** Masa y peso sísmico resultantes de ETABS

Piso	Masa (ton.s2/m)	Peso (ton)	Peso/m2	1.5 Peso (ton)
7	46	447	0,72	-
6	61	594	0,95	891
5	61	594	0,95	891
4	61	594	0,95	891
3	61	594	0,95	891
2	61	594	0,95	891
1	61	594	0,95	891

Acorde a la tabla 3.4, no se presenta irregularidad de masa o peso.

### **Irregularidad geométrica vertical**

Este tipo de irregularidad ocurre cuando la dimensión en planta del sistema resistente a cargas laterales varía en más de un 30% entre niveles consecutivos, en cualquiera de las direcciones de análisis. En el presente proyecto, la estructura mantiene una configuración uniforme.

### **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

Se presenta cuando algún elemento que aporta más del 10% de la resistencia lateral presenta una desalineación en el eje vertical. Nuevamente, dada la configuración uniforme de los elementos, no se presenta esta condición.

Tras la evaluación inicial, no se han detectado irregularidades en altura. No obstante, la norma indica que deben verificarse otras condiciones como piso blando o piso débil, las cuales serán revisadas posteriormente. Por tanto, se adopta un factor de irregularidad en altura  $I_a=1$ .

## **3.3.2. Irregularidades en planta**

### **Irregularidad torsional**

Según la Norma E.030: “Ocurre cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo la excentricidad

accidental, es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entepiso para la misma condición de carga”.

### **Esquinas entrantes**

Se considera una estructura irregular si presenta esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores al 20% de la dimensión total en planta. En este caso, no se presentan esquinas entrantes.

### **Discontinuidad del diafragma**

Ocurre cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, en el cual incluye aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma. También ocurre cuando se tiene alguna sección transversal con un área neta resistente menor que 25% del área de sección transversal total. En este caso, el área total de las aberturas correspondientes a ascensor, escalera y ductos, no supera el 50% del total en planta.

### **Sistemas no paralelos**

Se origina cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos que resisten fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes forman ángulos menores que  $30^\circ$  ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la cortante del piso. En este caso, todos los ejes son paralelos, tal como la orientación de los elementos.

Por tanto, bajo este primer análisis, no se presentan irregularidades en planta. El resto de irregularidades, como la torsional, se verificarán posteriormente al realizar el análisis dinámico. Por tanto, el factor de irregularidad considerado será  $I_p=1$  y se tendrá un  $R=6$  para ambos ejes.

## **3.4. Análisis modal**

Para analizar el comportamiento de la edificación ante la acción sísmica, se efectuó un análisis modal, el cual permite determinar cómo se distribuyen los esfuerzos y desplazamientos considerando los distintos modos naturales de vibración del sistema. Este

procedimiento requiere conocer previamente el periodo fundamental y los modos propios, los cuales dependen de la masa y rigidez global de la estructura, sin estar directamente influenciados por la magnitud de la carga sísmica aplicada.

El estudio fue realizado empleando el software ETABS, considerando un modelo con tres grados de libertad por nivel (traslación en dos dirección y rotación), así como una excentricidad accidental del 5% para simular desplazamientos torsionales.

**Tabla 3.5.** Modos de vibración y porcentaje de masa participante

Modo	Periodo T (seg)	Masa efectiva %		
		X-X	Y-Y	Z-Z
1	<b>0,58</b>	25%	0%	<b>49%</b>
2	<b>0,40</b>	0%	<b>70%</b>	0%
3	<b>0,32</b>	<b>50%</b>	0%	23%
4	0,15	6%	0%	11%
5	0,09	3%	15%	5%
6	0,09	8%	5%	1%
7	0,07	2%	0%	4%
8	0,05	3%	0%	2%
9	0,04	0%	5%	0%
10	0,04	1%	0%	2%
11	0,03	1%	0%	1%
12	0,03	1%	0%	1%
13	0,03	0%	2%	0%
14	0,03	0%	0%	1%
15	0,02	1%	0%	0%
16	0,02	0%	1%	0%
17	0,02	0%	0%	1%
18	0,02	0%	0%	0%
19	0,02	0%	1%	0%
20	0,02	0%	0%	0%
21	0,02	0%	0%	0%

De la tabla 3.5 obtenemos el periodo predominante en cada dirección, los cuales corresponden a los mayores porcentajes de masa efectiva. De esta manera, el periodo predominante para el sentido X-X es de  $T_x=0.32$  s, perteneciente al tercer modo, y en Y-Y es de  $T_y=0.40$  s, perteneciente al segundo modo. Asimismo, resulta interesante el resultado

de masa efectiva de 49% correspondiente a la dirección Z-Z (torsional), esto indica que la estructura tiene un grado de libertad importante asociado a giros alrededor de su eje vertical.

A manera comparativa, se realizó el análisis de traslación pura en los ejes X e Y::

**Tabla 3.6.** Periodos de vibración para traslación pura en X

Modo	Periodo	Masa efectiva %
1	0,38	74%
2	0,11	18%
3	0,06	4%
4	0,04	2%
5	0,03	1%

**Tabla 3.7.** Periodos de vibración para traslación pura en Y

Modo	Periodo	Masa efectiva %
1	0,40	70%
2	0,09	20%
3	0,04	6%
4	0,03	2%
5	0,02	1%

De las tablas 3.5, 3.6 y 3.7, se verifica que los primeros modos corresponden a la rotación, desplazamiento en Y y desplazamiento en X, respectivamente. Asimismo, comparando los periodos en X e Y, se verifica una ligera variación en el periodo en el sentido X y la igualdad en el periodo en Y, esto se debe al efecto de la torsión que predomina en el primer periodo.

### 3.5. Análisis estático

El método de análisis estático consiste en aplicar un sistema de fuerzas horizontales equivalentes que actúan sobre los centros de masa de cada nivel. Estas fuerzas representan la acción sísmica global y permiten estimar la respuesta estructural de manera simplificada. Este procedimiento es aplicable en edificaciones que cumplan ciertas condiciones geométricas y de regularidad. En particular puede utilizarse siempre que la edificación sea regular en planta y en altura, y su altura total no exceda los 30 metros (norma E.030). En el caso del edificio analizado, estas condiciones se cumplen en su totalidad.

### Peso de la estructura

El peso (P) de la estructura se obtiene a través de la estimación de la carga permanente y total de la estructura, sumado a un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. Para edificaciones clasificadas en la categoría C (uso común como oficinas), se debe considerar el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

**Tabla 3.8.** Cálculo del peso sísmico según ETABS

Piso	Masa (ton.s <sup>2</sup> /m)	Peso (ton)
7	46	447
6	61	594
5	61	594
4	61	594
3	61	594
2	61	594
1	61	594
<b>TOTAL</b>	<b>409</b>	<b>4010</b>

A manera comparativa, se realiza el metrado manual de piso típico en donde se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\text{Carga muerta} = 528,39 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva (al 25\%)} = 48,32 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del piso típico} = 576,71 \text{ ton}$$

$$\text{Masa del piso típico} = 59 \text{ ton.s}^2/\text{m}$$

$$\text{Peso por m}^2 \text{ de piso típico} = 922,71 \text{ kg/m}^2$$

Dada la ligera variación de 3%, los cálculos siguientes se realizan con el peso obtenido en ETABS.

### Fuerza cortante basal estática

Con el peso sísmico, se halla la fuerza cortante en la base de la edificación, dispuesta por la norma E.030 bajo la siguiente expresión:

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

El valor de C no será menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Se presentan los datos considerados para el cálculo correspondiente a cada dirección.

Respecto al periodo, se utilizan los resultantes al análisis en traslación pura.

**Tabla 3.9.** Cálculo de la fuerza cortante basal estática

Parámetro	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T	0,38	0,4
Tp	0,4	0,4
Tl	2,5	2,5
Z	0,45	0,45
U	1	1
C	2,5	2,5
S	1	1
R	6	6
C/R	0,42	0,42
ZUCS/R	0,1875	0,1875
P (ton)	4010	4010
V estática (ton)	752	752

### Verificación del sistema estructural

Se verifican los valores de  $R_0$  planteados inicialmente analizando los valores de fuerzas cortantes basales tomadas por las placas respecto al total en cada dirección. De esta manera, según el modelo realizado, se tienen los siguientes resultados:

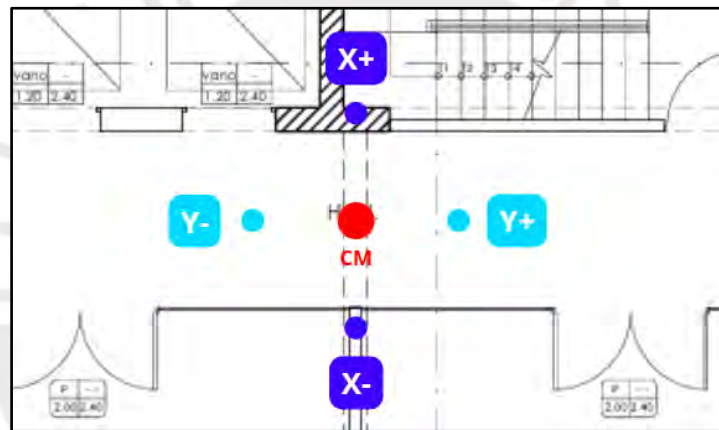
**Tabla 3.10.** Porcentaje de cortante dinámica tomada por las placas

Caso de carga	V (dinámico)		
	Placas (ton)	Total (ton)	%
SISMOX+	443	453	98%
SISMOX-	380	389	98%
SISMOY+	510	518	98%
SISMOY-	522	530	98%

En la tabla 3.7 se verifica que las placas estructurales absorben la mayor parte de la fuerza cortante basal, lo que evidencia su protagonismo en la respuesta sísmica del edificio.

Según lo dispuesto en la norma E.030, un sistema estructural puede ser clasificado como sistema de muros si estos resisten al menos el 70% de la fuerza cortante basal. Dado que las placas aportan alrededor del 98% de la resistencia total frente a fuerzas laterales, se confirma el tipo de sistema estructural de muros de corte.

Estas fuerzas cortantes fueron calculadas para los casos de sismo en X e Y, aplicados con una excentricidad del 5% respecto al centro de masa, por lo que se tienen los casos X+, correspondiente al sismo en dirección X con excentricidad en Y+, X-, Y+ e Y- bajo el mismo criterio. A continuación, se presenta un gráfico referencial de lo mencionado.



**Figura 3.3.** Espectro de sismo para dirección X-X e Y-Y

### 3.6. Análisis dinámico

La norma E.030, además, permite realizar el diseño estructural de edificaciones a partir de un análisis dinámico, el cual puede ser ejecutado mediante los métodos de análisis modal espectral o análisis tiempo-historia.

Dadas las características del proyecto, la edificación es catalogada de tipo “C”, por lo que se emplearán los procedimientos de análisis modal espectral.

### Aceleración espectral

Para la evaluación dinámica se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, definido por:

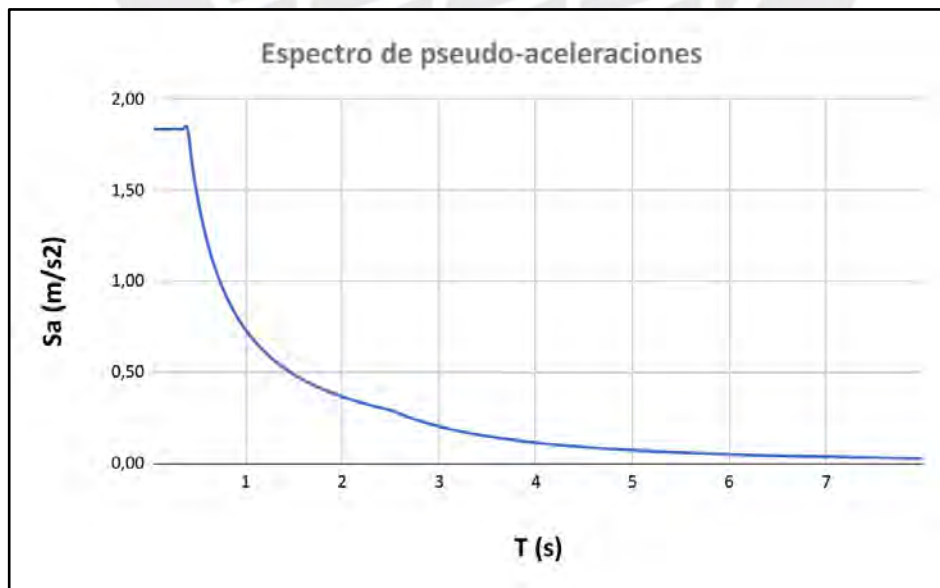
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Dentro de esta expresión, se considera como variable en función del periodo al valor del factor de amplificación sísmica (C).

**Tabla 3.11.** Datos usados para análisis modal espectral

Parámetro	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T	0,38	0,4
Tp	0,4	0,4
Tl	2,5	2,5
Z	0,45	0,45
U	1	1
S	1	1
R	6	6
g	9,81	9,81

El cálculo aplicado con estos parámetros genera un valor máximo de pseudo-aceleración igual a 1.86 m/s<sup>2</sup> (Figura 3.4).



**Figura 3.4.** Espectro de sismo para dirección X-X e Y-Y

**Tabla 3.12.** Fuerza cortante dinámica en la base de la estructura

Caso de carga	Vbasal dinámico (ton)
SISMOX+	453
SISMOX-	389
SISMOY+	518
SISMOY-	530

Cabe destacar que el valor más alto en el caso X+ se debe a la respuesta torsional del edificio, inducida por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

### Fuerza cortante mínima

Con estos resultados, la norma E.030 menciona que, para las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el primer nivel no debe ser inferior al 80% del valor obtenido en el análisis estático equivalente. En edificaciones irregulares, este límite se eleva al 90%.

Cuando esta condición no se cumple, se debe amplificar proporcionalmente la magnitud de las fuerzas y momentos en toda la estructura, sin modificar los desplazamientos obtenidos del análisis. La tabla 3.13 resume los factores de escala aplicados a los resultados dinámicos para ajustarlos a los valores mínimos requeridos.

**Tabla 3.13.** Fuerza cortante dinámica en la base de la estructura

Excentr.	Sentido	V estática (ton)	V dinámica (ton)	80% Vestático (ton)	Vdiseño (ton)	Factor	%PESO
MY+	X	752	453	601	601	1,33	15%
MY-	X	752	389	601	601	1,54	15%
MX+	Y	752	518	601	601	1,16	15%
MX-	Y	752	530	601	601	1,13	15%

Dado que la estructura es regular para el proyecto, el cociente mínimo es 0.8 para ambas direcciones. En la tabla 3.9 se verifica que no se cumple con el cociente mínimo para los casos, por lo que se amplificarán las fuerzas y momentos por los factores correspondientes.

## Derivas máximas

La norma E.030 menciona que el valor máximo de derivas inelásticas en los entrepisos es de 0.007. Para obtener las derivas máximas inelásticas estimadas, se parte de los desplazamientos elásticos obtenidos del modelo dinámico y se aplica un factor de corrección igual a 0.75R. Este procedimiento se aplica exclusivamente a estructuras consideradas regulares, como es el caso del presente proyecto. En la siguiente tabla se presentan los desplazamientos elásticos, los valores de deriva inelásticos calculados y su respectiva comparación con el límite normativo permitido.

**Tabla 3.14.** Derivas máximas en ambas direcciones

Piso	Elevación (m)	XX (m)	YY (m)	Despl inel	Despl inel rel	Deriva	Deriva (%)
<b>SISMO X-</b>							
T7	23,1	0,0144	0,0107	0,0650	0,0095	0,0029	<b>2,89</b>
T6	19,8	0,0123	0,0092	0,0554	0,0106	0,0032	<b>3,20</b>
T5	16,5	0,0100	0,0074	0,0449	0,0111	0,0034	<b>3,37</b>
T4	13,2	0,0075	0,0056	0,0337	0,0111	0,0034	<b>3,37</b>
T3	9,9	0,0050	0,0037	0,0226	0,0103	0,0031	<b>3,11</b>
T2	6,6	0,0027	0,0020	0,0124	0,0084	0,0025	<b>2,54</b>
T1	3,3	0,0009	0,0007	0,0040	0,0040	0,0012	<b>1,21</b>
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	<b>0,00</b>
<b>SISMO X+</b>							
T7	23,1	0,0116	0,0091	0,0521	0,0076	0,0023	<b>2,31</b>
T6	19,8	0,0099	0,0078	0,0444	0,0085	0,0026	<b>2,57</b>
T5	16,5	0,0080	0,0063	0,0360	0,0089	0,0027	<b>2,70</b>
T4	13,2	0,0060	0,0048	0,0271	0,0089	0,0027	<b>2,70</b>
T3	9,9	0,0040	0,0032	0,0182	0,0082	0,0025	<b>2,49</b>
T2	6,6	0,0022	0,0018	0,0099	0,0067	0,0020	<b>2,02</b>
T1	3,3	0,0007	0,0006	0,0033	0,0033	0,0010	<b>0,99</b>
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	<b>0,00</b>
<b>SISMO Y-</b>							
T7	23,1	0,0047	0,0117	0,0525	0,0086	0,0026	<b>2,61</b>
T6	19,8	0,0040	0,0097	0,0439	0,0091	0,0028	<b>2,75</b>
T5	16,5	0,0033	0,0077	0,0348	0,0092	0,0028	<b>2,79</b>
T4	13,2	0,0025	0,0057	0,0256	0,0089	0,0027	<b>2,68</b>
T3	9,9	0,0017	0,0037	0,0167	0,0078	0,0024	<b>2,37</b>
T2	6,6	0,0009	0,0020	0,0089	0,0060	0,0018	<b>1,82</b>

T1	3,3	0,0003	0,0006	0,0029	0,0029	0,0009	<b>0,88</b>
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	<b>0,00</b>
<b>SISMO Y+</b>							
T7	23,1	0,0051	0,0111	0,0501	0,0084	0,0025	<b>2,54</b>
T6	19,8	0,0043	0,0093	0,0417	0,0088	0,0027	<b>2,66</b>
T5	16,5	0,0035	0,0073	0,0329	0,0088	0,0027	<b>2,68</b>
T4	13,2	0,0026	0,0054	0,0241	0,0084	0,0026	<b>2,55</b>
T3	9,9	0,0017	0,0035	0,0157	0,0074	0,0022	<b>2,24</b>
T2	6,6	0,0010	0,0018	0,0083	0,0056	0,0017	<b>1,70</b>
T1	3,3	0,0003	0,0006	0,0027	0,0027	0,0008	<b>0,81</b>
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	<b>0,00</b>

De la tabla anterior se tiene 3.37‰ de deriva máxima en la dirección X-X, y 2.79‰ en la dirección Y-Y. Ambos casos son menores a la deriva máxima establecida por norma, por lo que la estructura es acorde a los requisitos de rigidez.

Además, cabe mencionar que se analizaron las derivas con el sismo en el sentido correspondiente, para el caso del centro de masa con la excentricidad del 5% para ambos ejes, por lo que en total se presentan 4 subíndices. En otras palabras, *Sismo X-*, representa al sismo en el eje X, con la carga lateral aplicada en el centro de masa con excentricidad inferior al CM general.

### **Verificación de irregularidades**

- **Irregularidad torsional**

La irregularidad torsional se considera cuando el desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, incluyendo el efecto de excentricidad accidental, supera en más de un 20% al desplazamiento relativo correspondiente al centro de masa del mismo nivel, bajo la misma condición de carga en cualquiera de las direcciones de análisis.

Se aplica únicamente en edificaciones que cuentan con diafragmas rígidos y cuando el desplazamiento relativo de entrepiso excede el 50% del límite permisible establecido por norma (es decir 3.5‰).

Dado que las derivas obtenidas se encuentran por debajo del 3.5%, no se presenta esta irregularidad.

- **Irregularidad de Piso Blando**

Se presenta cuando la rigidez lateral de un entrepiso es significativamente menor respecto a los niveles superiores, en cualquiera de las direcciones de análisis. Este tipo de irregularidad se manifiesta bajo dos condiciones según la norma E.030:

- Si la rigidez lateral de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez del entrepiso inmediatamente superior.
- O si dicha rigidez es inferior al 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos adyacentes situados por encima.

**Tabla 3.15.** Rigidez lateral de entrepiso en X con excentricidad positiva

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
7	764245	-	-
6	141289	1,85	-
5	186874	1,32	-
4	227752	1,22	1,69
3	278826	1,22	1,50
2	357594	1,28	1,55
1	706012	1,97	2,45

**Tabla 3.16.** Rigidez lateral de entrepiso en X con excentricidad negativa

Nivel	Rigidez (ton/m)	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
7	56843	-	-
6	107550	1,89	-
5	142301	1,32	-
4	173620	1,22	1,70
3	213688	1,23	1,51
2	277240	1,30	1,57
1	560841	2,02	2,53

**Tabla 3.17.** Rigidez lateral de entrepiso en Y con excentricidad positiva

Nivel	Rigidez	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
	(ton/m)		
7	72028	-	-
6	136672	1,90	-
5	186652	1,37	-
4	235720	1,26	1,79
3	302262	1,28	1,62
2	424099	1,40	1,76
1	899292	2,12	2,80

**Tabla 3.18.** Rigidez lateral de entrepiso en Y con excentricidad negativa

Nivel	Rigidez	Relación con la rigidez del piso superior	Relación con la rigidez promedio de los 3 pisos superiores
	(ton/m)		
7	73297	-	-
6	138680	1,89	-
5	188809	1,36	-
4	237903	1,26	1,78
3	304552	1,28	1,62
2	425589	1,40	1,75
1	894506	2,10	2,77

Los resultados de rigideces de entrepiso se obtienen del modelo idealizado en ETABS. De acuerdo a los resultados mostrados, en ninguno de los casos existe la irregularidad por piso blando.

### **Junta de separación sísmica**

Toda edificación debe mantenerse físicamente separada de las construcciones colindantes mediante una distancia mínima denominada junta de separación sísmica “s”, medida desde el nivel del terreno natural (norma E.030). Esta separación tiene como finalidad prevenir impactos o colisiones entre estructuras durante la ocurrencia de un sismo, evitando así daños adicionales por choque entre edificaciones vecinas.

Esta distancia no debe ser menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes, ni menor que:

- $s \geq 0.006 h$
- $s \geq 0.03$

Donde:

s = junta mínima de separación sísmica, en metros

h = altura total desde el nivel del terreno natural hasta el nivel superior considerado

Dado que no se cuentan con los desplazamientos máximos de las estructuras adyacentes, se calculará “s” en base a los criterios restantes:

- $s \geq 0.006 h = 0.006 * 2310 = 13.86 \text{ cm}$
- $s \geq 0.03 \text{ m}$

Asimismo, la separación del edificio respecto al límite de propiedad debe ser como mínimo el mayor valor entre dos tercios del desplazamiento inelástico máximo en cada dirección, y la mitad de la junta sísmica ( $s/2$ ), acorde a los parámetros establecidos en la norma E.030.

A partir de esto, se evalúan los requerimientos en ambos ejes de análisis para definir la distancia mínima al lindero en función del comportamiento dinámico.

Para la dirección Y-Y:

- $\frac{2}{3} * 6.50 = 4.3 \text{ cm}$
- $13.86/2 = 6.9 \text{ cm}$

Con esto, se determina que el edificio tendrá una separación del límite de propiedad de 7 cm en la dirección Y. No se analiza el sentido en X ya que no se tiene límite de propiedad.

## CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

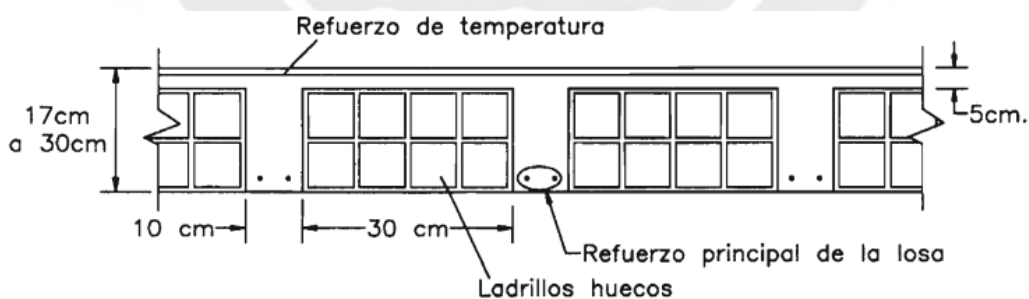
Las losas aligeradas son elementos estructurales horizontales diseñados principalmente para resistir esfuerzos de flexión y corte generados por cargas gravitacionales. Su empleo es ampliamente difundido en el sector construcción debido a que permiten reducir el volumen de concreto utilizado, gracias al uso de bloques huecos de aligeramiento, lo que a su vez disminuye el peso propio de la estructura.

Estas losas son conformadas monolíticamente con las vigas, permitiendo un comportamiento estructural conjunto. De este modo, cumplen la función de diafragma rígido, distribuyendo las cargas horizontales hacia los elementos verticales resistentes (columnas y placas), lo que contribuye significativamente a la estabilidad global del edificio ante acciones sísmicas.

### 4.1. Diseño por flexión

Las losas aligeradas están conformadas por viguetas con sección transversal en forma de “T”, típicamente empleadas en este tipo de sistemas. Para el presente proyecto, cada vigueta cuenta con un peralte total de 25 cm y un ancho tributario de 40 cm.

Estas viguetas se apoyan sobre vigas estructurales con espesores de 25 y 30 cm, dependiendo de su ubicación dentro de la planta estructural. A continuación, se presentan las propiedades geométricas y condiciones de diseño consideradas para estas secciones:



**Figura 4.1.** Sección de losa aligerada (Harmsen, 2002)

El cálculo de refuerzo requerido por flexión se realiza con las ecuaciones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.9 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} \quad (4.1)$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (4.2)$$

Donde:

$a$  = Longitud de bloque de compresiones

$d$  = Peralte efectivo

$b$  = Ancho de la sección

$f'c$  = Resistencia característica del concreto

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$M_u$  = Momento último

$A_s$  = Área transversal de acero

Para momentos negativos, la norma E.060 menciona que el refuerzo mínimo de un elemento sometido a flexión debe ser al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento en la sección bruta ( $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ), donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} \quad (4.3)$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad (4.4)$$

En el caso de momentos positivos, el refuerzo mínimo requerido en tracción se determina aplicando la siguiente expresión, correspondiente a secciones rectangulares o tipo T (cuando el ala se encuentra comprimida):

$$A_{s_{min}^+} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \quad (4.5)$$

Por último, para refuerzo máximo positivo y negativo, el refuerzo de la sección no debe exceder al 75% del área de acero balanceado ( $0.75 A_{sb}$ ), acorde a la norma E.060. Este se calcula a través de las siguientes expresiones:

$$cb = \frac{(d - cb)(\epsilon_{cu})}{\epsilon_y} \quad (4.6)$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * cb * \beta * b_e * f'c}{f_y} \quad (4.7)$$

## 4.2. Diseño por cortante

En el caso de las losas aligeradas el concreto debe ser el único material responsable de resistir los esfuerzos cortantes generados por las cargas gravitacionales, dado que no se tienen estribos. La fuerza cortante de diseño se calcula a una distancia “d” (peralte efectivo de la vigueta) desde la cara del apoyo.

Según lo estipulado en la norma E.060, se puede incrementar la resistencia al corte del concreto en un 10% adicional, siempre que no existan estribos. Bajo este criterio, se tiene la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 1.1 * (\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d) \quad (4.8)$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (4.9)$$

donde,

$V_u$  = fuerza cortante de diseño actuante

$V_c$  = capacidad de corte del concreto

$b_w$  = ancho de la vigueta

$d$  = peralte efectivo

En caso no se cumpla la expresión 4.9, se deberán implementar ensanches en las viguetas, los cuales pueden ser alternados o continuos. Estos ensanches permiten aumentar el ancho efectivo  $b_w$  de 10 cm hasta 25 o 40 cm, respectivamente, exclusivamente en las zonas donde se requiera mejorar la resistencia al corte.

## 4.3. Refuerzo por contracción y temperatura

Las losas deben contar con una cuantía mínima de refuerzo destinada a controlar los efectos de retracción y temperatura (artículo 9.7.2. de la norma E.060). Este refuerzo se dispone en la dirección perpendicular al sentido estructural de trabajo de la losa, y su objetivo principal es limitar la aparición de fisuras ocasionadas por los cambios volumétricos del concreto, producto de la contracción plástica y las variaciones de temperatura.

La cuantía a utilizar depende del tipo de refuerzo:

**Tabla 4.1.** Refuerzo por cambios volumétricos en losa según tipo de refuerzo

Tipo de barra	$\rho$
Barra lisa	0,0025
Barra corrugada con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0,0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0,0018

#### 4.4. Corte de fierro

La optimización de un diseño requiere la colocación de acero cortado a través de bastones, con la finalidad de economizar y optimizar el diseño. La norma E.060 establece que el refuerzo longitudinal debe prolongarse más allá de la zona donde es teóricamente requerido. Esta extensión mínima debe ser igual al mayor valor entre:

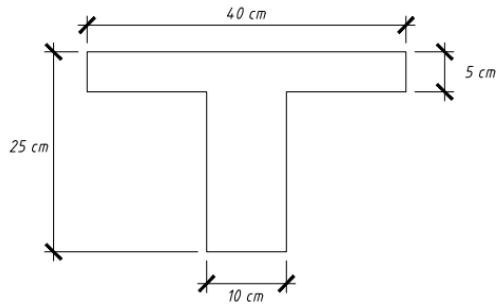
- 12 db (diámetro de la barra)
- d (peralte efectivo del elemento, siempre que se cumpla con el desarrollo de la longitud de anclaje)

#### 4.5. Ejemplo de diseño

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño de la losa entre los ejes B-C y 2-6, compuesto por cuatro paños.

##### Metrado de losa aligerada

Para el metrado de cargas, se evalúan tanto las cargas muertas como las cargas vivas. Estas se distribuyen según el área tributaria que corresponde al sector de losa analizado. En las tablas 4.2 y 4.3 se detallan las propiedades de los materiales, dimensiones y valores de carga utilizados en el diseño.



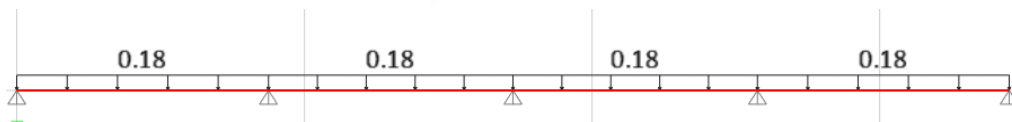
**Figura 4.2.** Sección de vigueta típica

**Tabla 4.2** Propiedades de concreto y acero

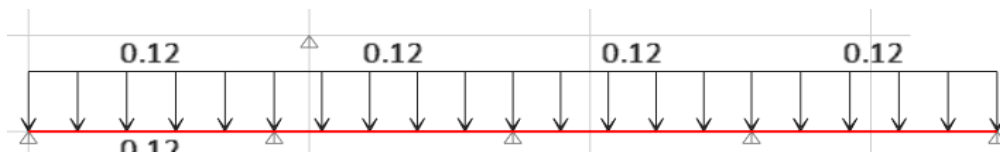
Propiedades de los materiales	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
ε <sub>cu</sub>	0,003
E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	217371
f <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
ε <sub>s</sub>	0,0021
E <sub>s</sub>	2000000

**Tabla 4.3.** Metrado de carga muerta y viva de vigueta

Carga muerta		
Peso propio (ton/m)	0,35*0,4	0,14
Piso terminado (ton/m)	0,1*0,4	0,04
CM (ton/m)		0,18
Carga viva		
S/C oficinas (ton/m)	0,25*0,4	0,1
Tabiquería móvil (ton/m)	0,05*0,4	0,02
CV (ton/m)		0,12



**Figura 4.3.** Diagrama de CM en servicio de vigueta en estudio

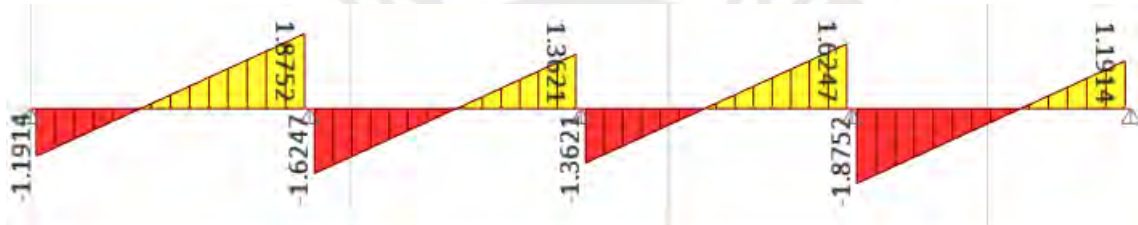


**Figura 4.4.** Diagrama de CV en servicio de vigueta en estudio

Las cargas distribuidas obtenidas en servicio se amplifican según la combinación 1.4CM+1.7CV, de acuerdo a lo estipulado en la normativa. Con esto, se procede a realizar el análisis estructural y la obtención del diagrama de momentos flectores y el diagrama de fuerzas cortantes.



**Figura 4.5.** DMF de vigueta en estudio (ton.m)



**Figura 4.6.** DFC de vigueta en estudio (ton)

### Diseño por flexión

Los refuerzos máximos y mínimos (positivos y negativos), se obtienen de las ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5.

**Tabla 4.4.** Aceros máximos y mínimos

As + (cm <sup>2</sup> )	Máx	8,29
	Mín	0,53
As - (cm <sup>2</sup> )	Máx	3,51
	Mín	1,16

Luego, el área de acero requerido se calcula por medio de las ecuaciones 4.1 y 4.2, en donde  $M_u$  es el momento a la cara del elemento, obtenido del DMF en ETABS.

**Tabla 4.5.** Acero colocado en vigueta en estudio

Mu (ton.m)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )	φMn instalado (ton*m)
+1,73	1,26	2,14	1Φ1/2"+1Φ1/2"	2,58	2,07
+0,74	0,53	0,90	2Φ3/8"	1,42	1,16
-2,15	7,29	3,10	1Φ1/2"+1Φ5/8"	3,29	2,62
-1,29	4,02	1,71	1Φ3/8"+1Φ1/2"	2	1,62

### Diseño por cortante

Del análisis se obtienen los valores de cortante última a “d” de la cara. Dado que la vigueta es simétrica en forma y cargas aplicadas, se muestran las fuerzas cortantes correspondientes a 2 tramos. De esta manera, se obtiene:

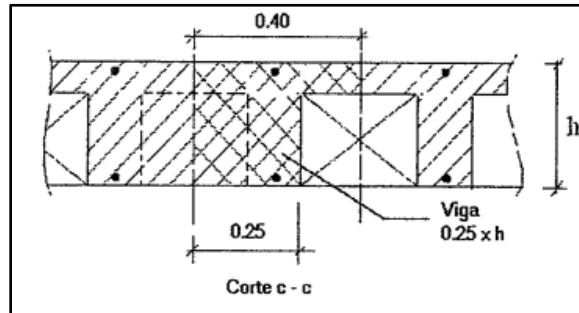
**Tabla 4.6.** Fuerzas cortantes de diseño para vigueta en estudio

Tramo	Vu (ton)	Vud (ton)
1	1,19	1,16
	1,88	1,83
2	1,62	1,58
	1,36	1,32

Para un aligerado de h=25 cm, de acuerdo a la fórmula 4.8:

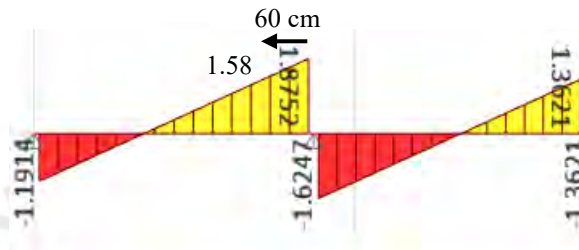
$$\phi V_c = 1,58 \text{ ton}$$

Tanto en el extremo derecho del primer tramo como en el extremo izquierdo del segundo, se verifica la necesidad de colocar un ensanche ya que la fuerza cortante última a “d” de la cara excede al valor de  $\phi V_c$ . El ensanche en cada tramo tendrá la longitud necesaria hasta que se cumpla que  $V_u = \phi V_c$  (cortante última resultante es resistida por el aporte del concreto). Considerando un ensanche alternado, se considera un ancho de vigueta de 25 cm, con lo que  $\phi V_c = 3.95 \text{ ton} > V_{ud}$ .



**Figura 4.7.** Sección de ensanche alternado (Ottazzi, 2016)

Este ensanche tendrá una longitud de 60 cm en el primer tramo.



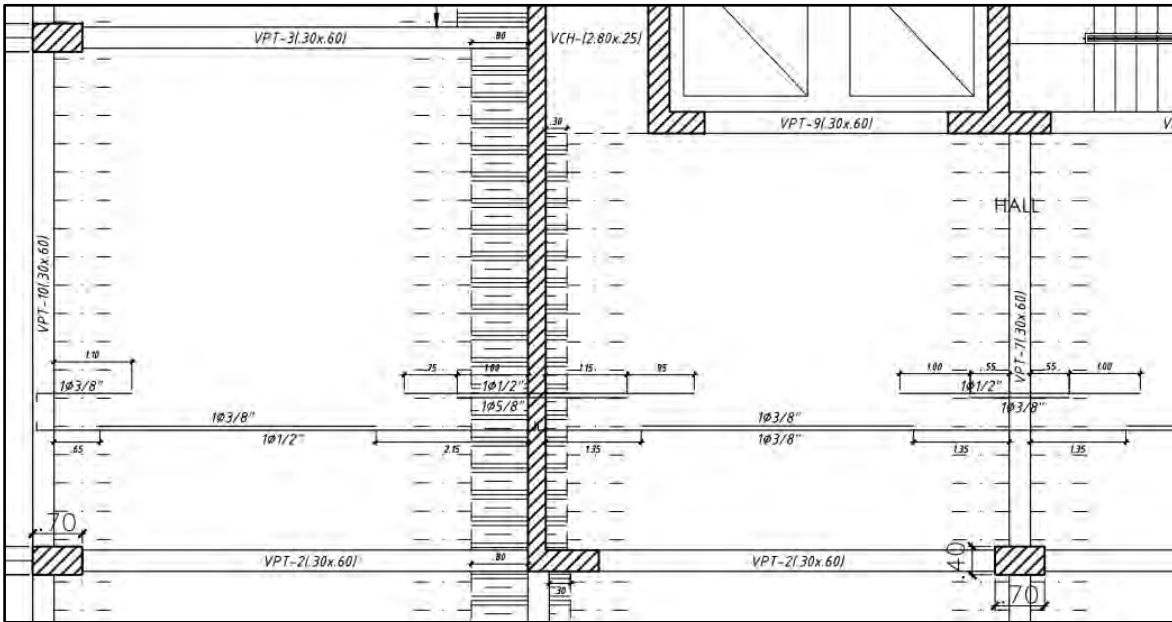
**Figura 4.8.** Ensanche alternado en DFC

#### **Corte de fierro**

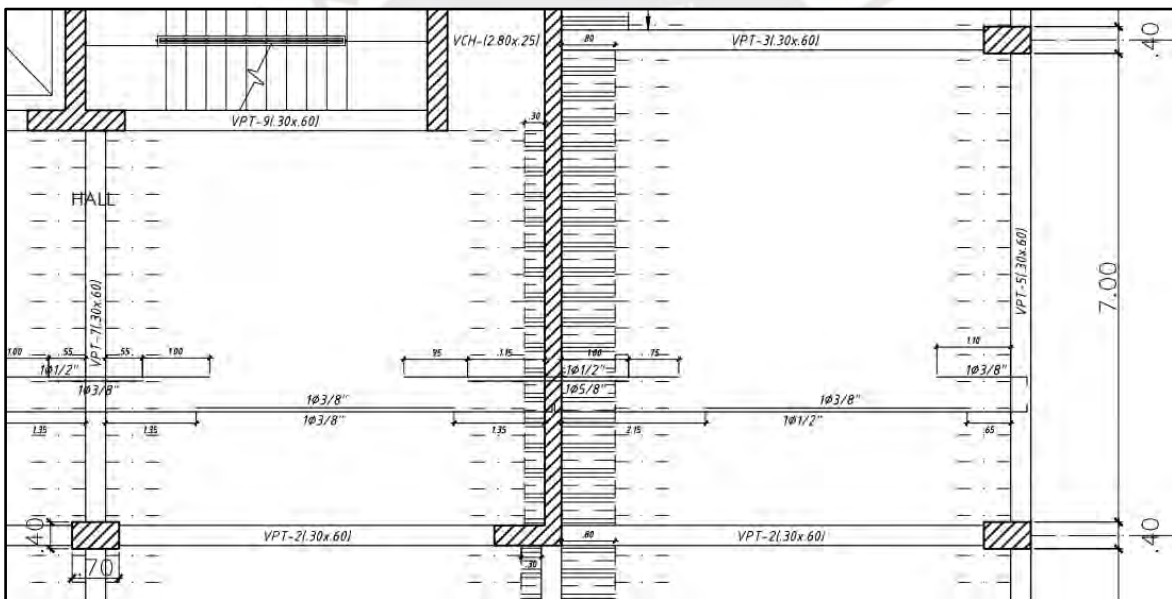
Se aplicará el criterio explicado anteriormente tanto para acero positivo como negativo. Se prioriza, además, garantizar la facilidad de construcción a través de cortes comunes que permitan habilitar el acero.

#### **Diseño final de losa aligerada**

Tal como se mencionó anteriormente, además del refuerzo por flexión, se colocan aceros por temperatura y contracción. Se debe garantizar una cuantía mínima de refuerzo transversal de 0.0020 (norma E.060), aplicable cuando se usan barras corrugadas o mallas de alambre con  $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ . En este sentido, se decide implementar barras de 1/4" (6 mm) colocadas cada 25 cm perpendicularmente a la dirección de la vigueta



**Figura 4.9.** Distribución final del refuerzo en losa aligerada entre ejes 2 y 4



**Figura 4.10.** Distribución final del refuerzo en losa aligerada entre ejes 4 y 6

## CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Para el análisis y modelación de las losas macizas en el piso y techo de la caja del ascensor, se ha considerado el comportamiento de una losa unidireccional, este comportamiento corresponde a losas cuya relación entre su dimensión mayor y menor es superior a 2 ( $L_{mayor}/L_{menor} \geq 2$ ). Bajo este criterio, se idealiza el sistema como una sección de losa de 1 metro de ancho, simplemente apoyada en sus extremos en la dirección más corta

### 5.1. Diseño por flexión

El procedimiento seguido para calcular el refuerzo por flexión es similar al aplicado en el diseño de losas aligeradas (capítulo 4.1), trabajando con secciones de 1 metro de ancho.

Nuevamente, se considera el refuerzo mínimo por contracción y temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh \quad (5.1)$$

donde,

b = ancho de losa en estudio

h = peralte de losa en estudio

### 5.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante en una losa maciza tiene los mismos principios que la losa aligerada descrita en el capítulo 4.2, con la diferencia de que la norma no permite aplicar el incremento del 10% en la resistencia al corte, la cual se determina con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (5.2)$$

Se debe cumplir que  $\phi V_c > V_u$  (fuerza cortante última calculada a una distancia “d” de la cara de los apoyos).

### 5.3. Corte de fierro

Se utilizan los mismos criterios mencionados en el capítulo 4.3 para el corte de fierro en losas macizas.

## 5.4. Ejemplo de diseño

Se desarrolla el diseño estructural de un paño de losa maciza correspondiente a la caja de ascensores, con dimensiones de 4.50x.2.20 m y un espesor de 20 cm.

### Metrado de losa maciza

A continuación, se presenta el metrado del elemento, incluyendo las propiedades mecánicas de los materiales.

**Tabla 5.1.** Propiedades de concreto y acero

Propiedades de los materiales	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
ε <sub>cu</sub>	0,003
E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	217371
f <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
ε <sub>s</sub>	0,0021
E <sub>s</sub>	2000000

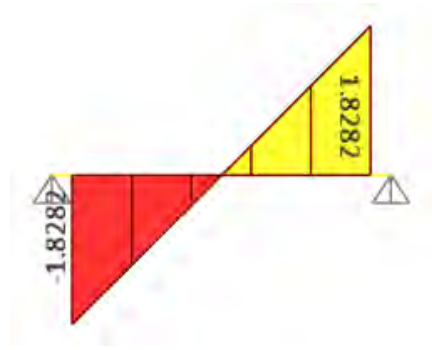
**Tabla 5.2.** Metrado de carga muerta y viva de losa maciza

Carga muerta		
Peso propio (ton/m)	1*0,20*2,4	0,48
Piso terminado (ton/m)	1*0,1	0,1
CM (ton/m)		0,58
Carga viva		
S/C	1*0,5	0,5
CV (ton/m)		0,5

Nuevamente, la norma amplifica las cargas de servicio obtenidas (1.4 CM + 1.7 CV), cuyo resultado permite realizar el análisis estructural del elemento y obtener el DMF y DFC.



**Figura 5.1.** DMF de losa maciza en estudio (ton.m)



**Figura 5.2.** DFC de losa maciza en estudio (ton)

### Diseño por flexión

Calculamos el acero mínimo a través de la fórmula 5.1, con lo que se obtiene:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Posteriormente, se calcula la cuantía de acero requerida. Para este caso se tiene un único momento positivo de 1.26 ton\*m.

**Tabla 5.3.** Acero colocado en losa maciza en estudio

Mu (ton.m)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )	φMn instalado (ton*m)
1,26	0,47	2	3/8"@0.20	3,55	2,23

Dado que el acero requerido es menor que el mínimo, se procede a colocar una cuantía que cumpla con el requisito mínimo de acero (3/8" cada 20 cm).

### Diseño por cortante

Para verificar la resistencia al corte de la losa maciza analizada, se emplean los valores de fuerza cortante última (Vu) obtenidos a una distancia “d” desde la cara del apoyo:

**Tabla 5.4.** Fuerzas cortantes de diseño para losa maciza en estudio

Tramo	Vu (ton)	Vud (ton)
1	1,83	1,71

Para 20 cm de espesor, de acuerdo a la fórmula 5.2, se tiene:

$$\phi Vc = 11,10 \text{ ton}$$

Se verifica que la losa tiene un espesor adecuado dado que  $\Phi Vc > V_u$  requerido.

### Diseño final de losa maciza

El refuerzo dispuesto en la losa maciza contempla tanto el acero principal para resistir flexión, como acero destinado a controlar los efectos por contracción y temperatura. En este caso particular, en análisis por flexión indica un refuerzo mínimo en la dirección de análisis, por lo que se opta por distribuir del mismo tipo de refuerzo en ambas direcciones de la losa, teniendo así barras de 3/8" con una separación de 20 cm en ambas direcciones.

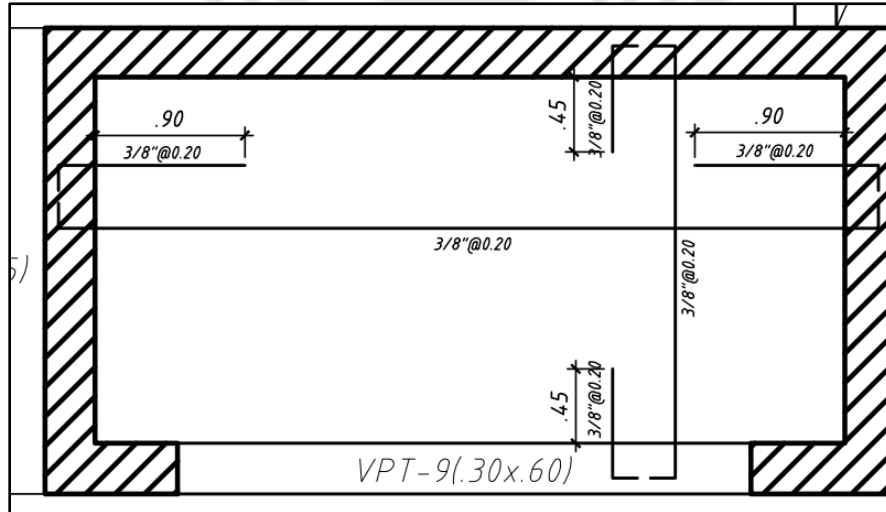


Figura 5.3. Distribución final del refuerzo en losa maciza entre ejes 2 y 4

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

### 6.1. Análisis estructural

El modelo estructural de las vigas se considerará a través de conjuntos de pórticos, en donde la rigidez de los elementos verticales (columnas y placas), será considerada para la distribución de fuerzas actuantes en cada elemento. Además, las vigas con responsabilidad sísmica se evaluarán según todas las combinaciones de carga propuestas por la Norma E.060 para su diseño:

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

Para el diseño se utilizará una envolvente de valores máximos y mínimos para cada fuerza cortante y momento flector obtenido de las combinaciones realizadas.

### 6.2. Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo se parte del momento último resultante de las combinaciones de carga. Se tienen las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.9 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} \quad (6.1)$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (6.2)$$

Donde:

- $a$  = Longitud de bloque de compresiones
- $d$  = Peralte efectivo
- $b$  = Ancho de la sección
- $f'c$  = Resistencia característica del concreto
- $fy$  = Esfuerzo de fluencia del acero
- $Mu$  = Momento último

$A_s$  = Área transversal de acero

Para el cálculo de acero mínimo positivo por tracción en secciones rectangulares y tipo T (con ala en compresión), la norma E.060 brinda la siguiente expresión

$$A_{S_{mín}^+} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d \quad (6.3)$$

Respecto al acero máximo, la norma E.060 determina que la sección no debe tener un esfuerzo mayor al 75% del acero balanceado (artículo 10.3.4).

$$A_{S_{max}} = 0.75 A_{sb} \quad (6.4)$$

$$cb = \frac{(d-cb)(\epsilon_{cu})}{\epsilon_y} 0.588d \quad (6.5)$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * cb * \beta * b * e * f'c}{f_y} \quad (6.6)$$

Adicionalmente, según el artículo 21.4.4 de la norma E.060, se deben cumplir las siguientes condiciones específicas:

- Se debe colocar refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la viga, con dos barras en la parte superior e inferior, cuya área no sea menor al refuerzo mínimo.
- No se permiten empalmes por traslape dentro de las zonas de confinamiento, las cuales deben tener una longitud mínima de dos veces el peralte de la viga, medidas desde la cara de los apoyos.
- El momento resistente positivo en los extremos debe ser, al menos, un tercio del correspondiente momento negativo.
- En cualquier sección a lo largo del elemento, el momento positivo o negativo no deben ser menores al 25% del momento máximo que se desarrolla en las caras de los elementos o nudos.

### 6.3. Diseño por cortante

En el caso de las vigas, tanto el acero como el concreto actúan en conjunto para resistir las fuerzas cortantes actuantes sobre el elemento. A diferencia de las losas, las vigas soportan

fuerzas cortantes usualmente mayores a la resistencia proporcionada por el concreto, por lo que es necesario colocar estribos.

De esta manera, se tienen las siguientes expresiones:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (6.7)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (6.8)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (6.9)$$

donde:

$V_u$  = Resistencia última por corte en la sección analizada

$V_n$  = Resistencia nominal al corte de la sección

$V_c$  = Resistencia al corte aportada por el concreto

$V_s$  = Resistencia al corte aportada por los estribos

$\Phi$  = Factor de reducción ( $\phi=0.85$ )

$A_v$  = Área de refuerzo de cortante

$s$  = Espaciamiento entre estribos

El aporte de la resistencia  $V_s$  se ve limitado bajo la siguiente ecuación:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (6.10)$$

Asimismo, la norma restringe el espaciamiento máximo para el reforzamiento de las secciones de las vigas, con la finalidad de que las grietas se formen a 45° debido a las cortantes y estas puedan ser controladas por un estribo mínimo.

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm; si } V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (6.11)$$

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm; si } V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (6.12)$$

Cuando  $V_u \leq 0.5 \Phi V_c$ , solo se requieren estribos de montaje, mas no como refuerzo por cortante, por tanto se colocarán estribos mínimos con el siguiente espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * b_w} \quad (6.13)$$

Además del diseño convencional por resistencia a fuerzas cortantes, la norma E.060 exige que, en elementos con función sísmica, se aplique el enfoque de diseño por capacidad. Este criterio tiene como objetivo asegurar que, en caso de sobrepasar los límites elásticos, las vigas desarrollen mecanismos de rotulación plástica por flexión antes que una falla frágil por corte, que ocurre de forma súbita y sin advertencia. Las fallas por flexión, en cambio, presentan señales visibles como fisuras verticales progresivas a lo largo del elemento, lo que permite detectar y controlar la condición de falla de manera más segura y dúctil.

Para garantizar este comportamiento, la norma propone que la fuerza cortante de diseño se calcule a partir de los momentos nominales en los extremos de la viga, considerando el refuerzo colocado por flexión. En este sentido, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor de las siguientes consideraciones:

- a) Cortante hallada por la expresión

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2} \quad (6.14)$$

donde:

$M_{ni}$  : Momento nominal en el nudo izquierdo del elemento

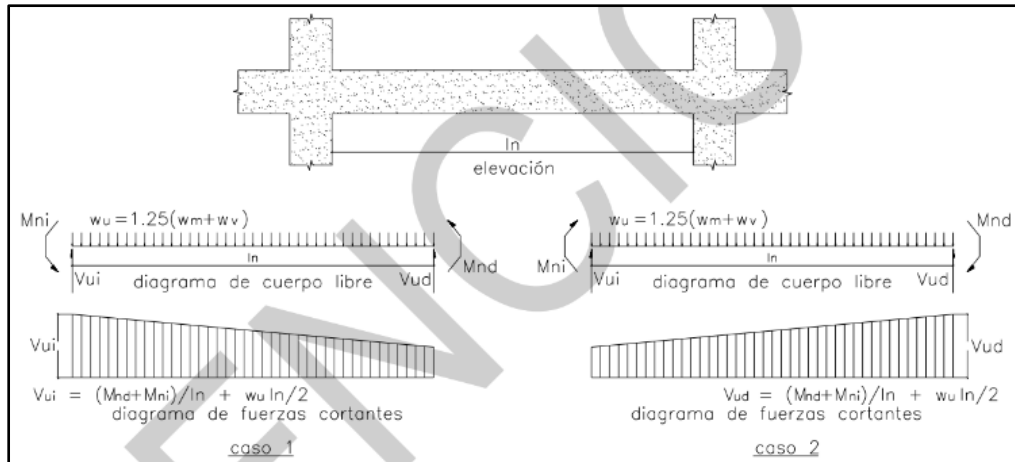
$M_{nd}$  : Momento nominal en el nudo derecho del elemento

- b) Cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga considerando un factor de amplificación de 2.5 para los valores de sismo.

Además, la norma indica requisitos específicos para vigas en sistemas resistentes de muros:

- a) La longitud de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga  
 b) El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento debe como máximo al menor los siguientes valores:

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 15 cm
- $10 \cdot db$ , donde “db” es el diámetro de la barra longitudinal más pequeña
- $24 \cdot de$ , donde “de” es el diámetro del estribo
- 30 cm



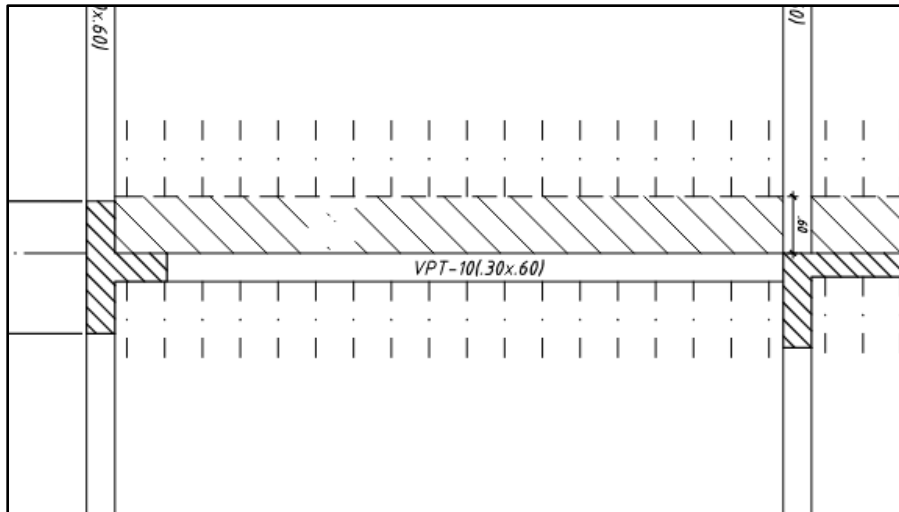
**Figura 6.1.** Diseño por capacidad (Norma E.060)



**Figura 6.2.** Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.060)

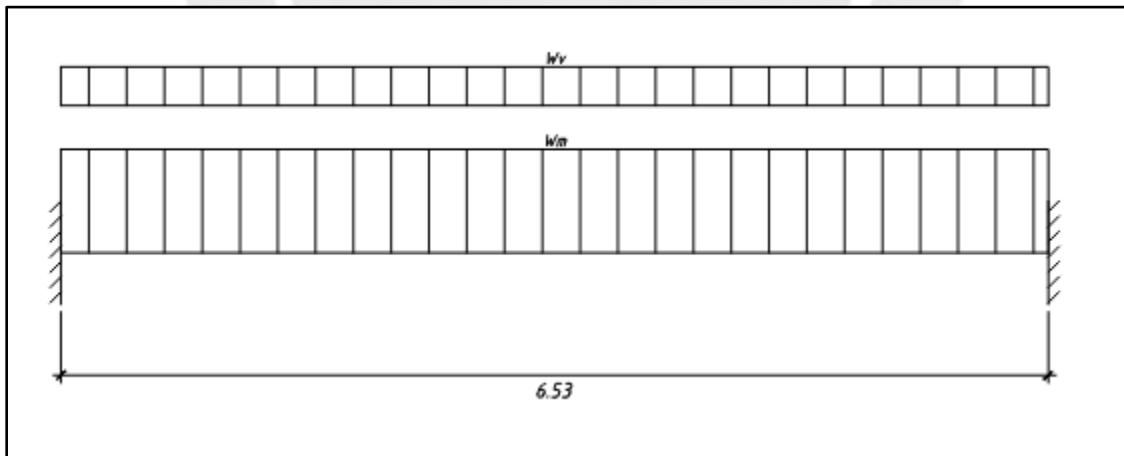
## 6.4. Diseño de vigas de eje 3: VPT-10 y VPT-11

### 6.4.1. Metrado de cargas



**Figura 6.3.** Vista de planta de viga VPT-10 ubicada en el eje 3

Para este caso se realiza el metrado únicamente del aligerado en ambos extremos y el peso propio de la viga. Si bien es cierto que el aligerado contiene un tramo con ensanche, esta variación se desprecia. En este sentido, se presenta el siguiente diagrama de carga muerta y viva.

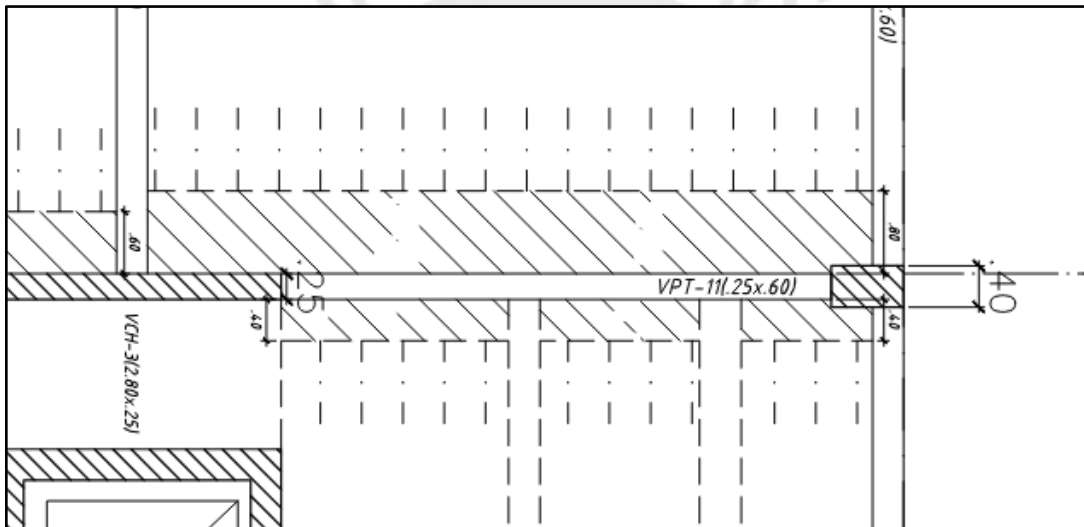


**Figura 6.4.** Diagrama de carga muerta y carga viva en VPT-10

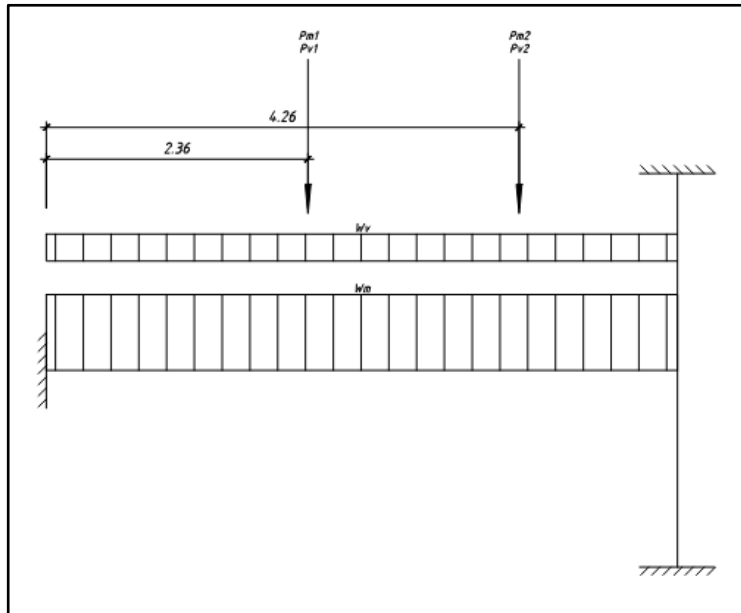
**Tabla 6.1.** Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-10

Carga muerta		
Peso propio (ton/m)	$0,3*0,6*2,4$	0,43
Peso de losa aligerada	$0,35*(3,25+3,35)$	2,31
Piso terminado (ton/m)	$0,1*(0,3+3,25+3,35)$	0,69
CM (ton/m)		<b>3,43</b>
Carga viva		
S/C oficinas (ton/m)	$0,25*(0,3+3,25+3,35)$	1,73
Tabiquería móvil (ton/m)	$0,05*(0,3+3,25+3,35)$	0,35
CV (ton/m)		<b>2,07</b>

Por otro lado, para la viga VPT-11 se tiene la siguiente vista en planta y diagrama de cargas, así como el respectivo metrado de cargas.



**Figura 6.5.** Vista de planta de viga VPT-11 ubicada en el eje 3



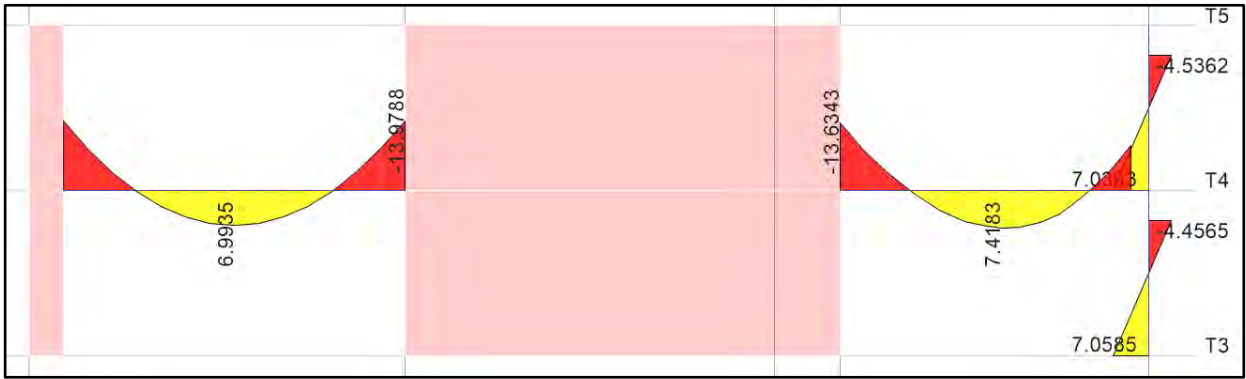
**Figura 6.6.** Diagrama de carga muerta y carga viva en VPT-10

**Tabla 6.2.** Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-11

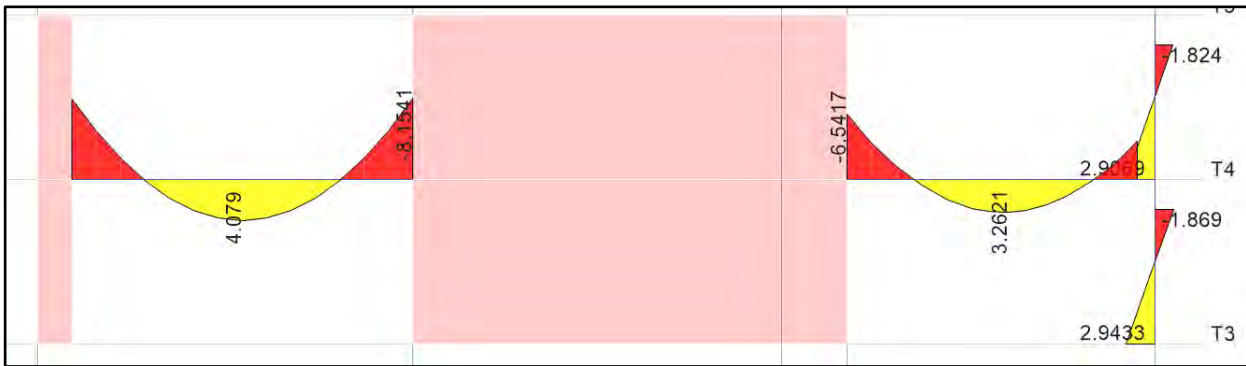
<b>Carga muerta</b>		
Peso propio (ton/m)	$0,25 \times 0,65 \times 2,4$	0,39
Peso de losa aligerada (ton/m)	$0,35 \times (3,25 + 2,975)$	2,18
Piso terminado (ton/m)	$0,1 \times (0,3 + 2,975 + 3,25)$	0,65
Peso de viga chata 1 (ton)	$0,25 \times 0,3 \times 2,4$	0,18
Peso de tabiquería 1 (ton)	$0,15 \times 1,8 \times 3,05 \times 2,275$	1,87
Peso de viga chata 2 (ton)	$0,25 \times 0,4 \times 2,4$	0,24
Peso de tabiquería 2 (ton)	$0,15 \times 1,8 \times 3,05 \times 2,975$	2,45
CM (ton/m)		<b>3,22</b>
<b>Carga viva</b>		
S/C oficinas (ton/m)	$0,25 \times (0,3 + 3,25 + 2,975)$	1,725
Tabiquería móvil (ton/m)	$0,05 \times (0,3 + 3,25 + 2,975)$	0,345
CV (ton/m)		<b>2,07</b>

#### 6.4.2. Diseño por flexión

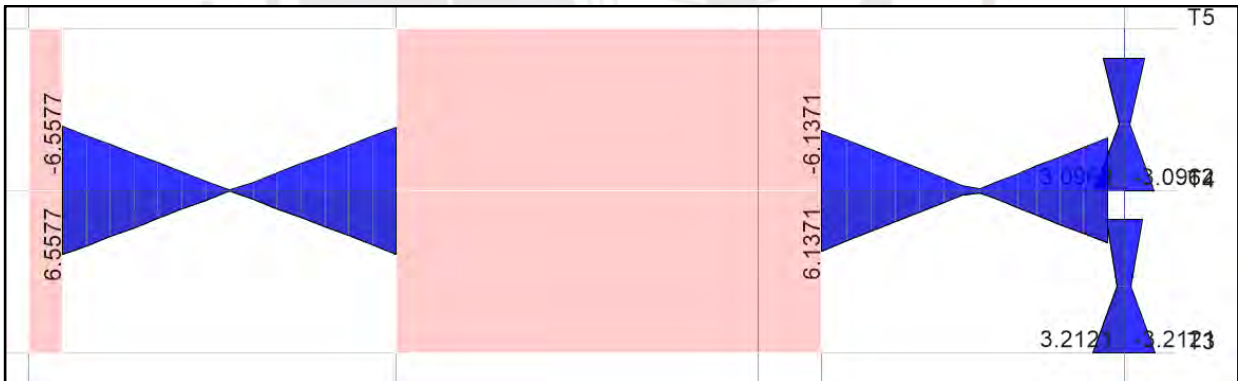
A través del modelo de ETABS para las vigas VPT-10 y VPT-11, se obtienen los DMF para las cargas en servicio (carga muerta, viva y de sismo).



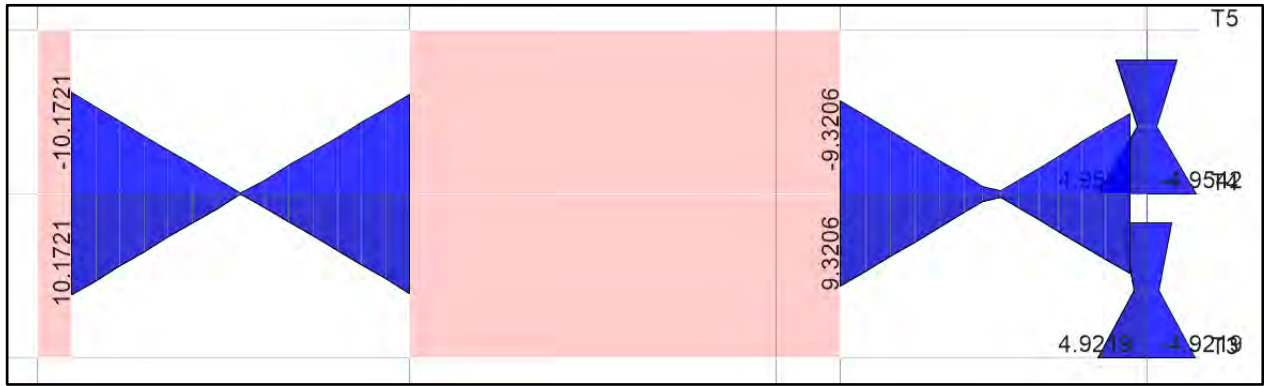
**Figura 6.7.** DMF (ton.m) debido a la carga muerta en viga del eje 3



**Figura 6.8.** DMF (ton.m) debido a la carga viva en viga del eje 3

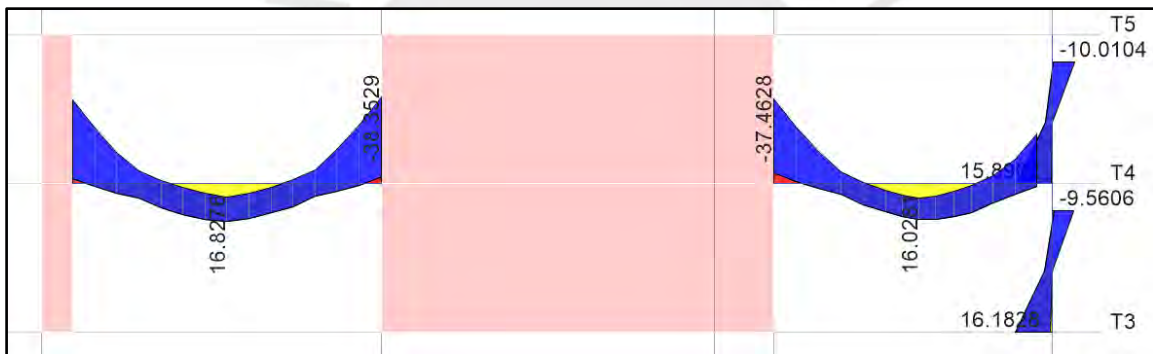


**Figura 6.9.** DMF (ton.m) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 3



**Figura 6.10.** DMF (ton.m) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 3

Con estos momentos, se realizan las combinaciones detalladas anteriormente y se calcula la envolvente de cargas, en donde se toman los valores máximos y mínimos a lo largo del elemento.



**Figura 6.11.** Envolvente de momentos para viga del eje 3

VIGA	DIST.	Mu (ton)										ENVOLVENTE (ton*m)	
		1.4 CM + 1.7 CV	1.25(CM+ CV)+SDX	1.25(CM+ CV)-SDX	1.25(CM+ CV)+SDY	1.25(CM+ CV)-SDY	0.9 CM+SDX	0.9 CM- SDX	0.9 CM+SDY	0.9 CM- SDY			
<u>VPT-10</u>	0,00	-33,24	-20,95	-34,07	-17,02	-38,00	-5,95	-19,07	-2,02	-23,00	-2,02	-38,00	
<u>VPT-10</u>	2,93	15,72	13,98	12,03	14,53	11,48	6,89	4,94	7,44	4,39	15,72	4,39	
<u>VPT-10</u>	6,83	-33,43	-21,20	-34,13	-17,23	-38,11	-6,11	-19,05	-2,14	-23,02	-2,14	-38,11	
<u>VPT-11</u>	0,00	-30,21	-19,08	-31,36	-15,50	-34,94	-6,13	-18,41	-2,55	-21,99	-2,55	-34,94	
<u>VPT-11</u>	3,23	15,93	13,56	13,14	13,65	13,05	6,89	6,46	6,97	6,38	15,93	6,38	
<u>VPT-11</u>	5,83	-19,30	-10,89	-21,51	-7,86	-24,54	-2,87	-13,50	0,15	-16,53	0,15	-24,54	

**Tabla 6.3.** Combinaciones de cargas por flexión para vigas del eje 3

De esta manera, se calcula el refuerzo requerido para la viga a través de los momentos últimos pertenecientes a la envolvente presentada.

**Tabla 6.4.** Diseño por flexión VPT-10

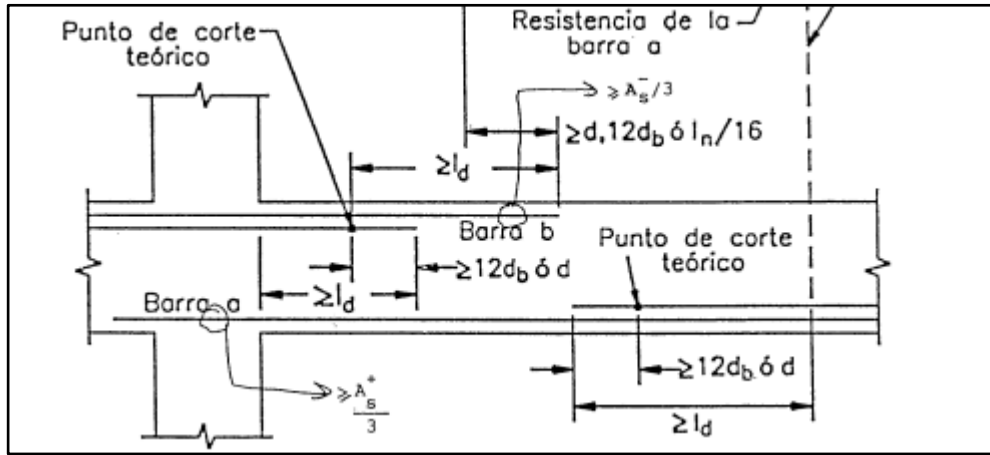
	<b>Mu (tn.m)</b>	<b>Asmax (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asmin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a(cm)</b>	<b>As req (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As instalado</b>	<b>Cuantía</b>
Tramo 1 - IZQ	38	25,8	3,91	17,41	22,2	21,56	2φ1"+4φ3/4
Tramo 1 - DER	38,11	25,8	3,91	17,47	22,27	21,56	2φ1"+4φ3/4
Tramo 1 +	16,73	25,8	3,91	6,86	8,75	10,2	2φ1"

**Tabla 6.5.** Diseño por flexión VPT-11

	<b>Mu (tn.m)</b>	<b>Asmax (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Asmin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a(cm)</b>	<b>As req (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As instalado</b>	<b>Cuantía</b>
Tramo 1 - IZQ	34,94	23,475	3,56	17,27	18,35	18,72	2φ1"+3φ3/4
Tramo 1 - DER	24,54	23,475	3,56	11,47	12,19	13,04	2φ1"+1φ3/4
Tramo 1 +	15,93	23,475	3,56	7,16	7,61	10,2	2φ1"

Es importante comprobar que la distribución de acero cumpla con las consideraciones mencionadas en el capítulo 6.2 del presente caso de estudio. Se verifican, por tanto, que ambas consideraciones cumplen con el diseño presentado.

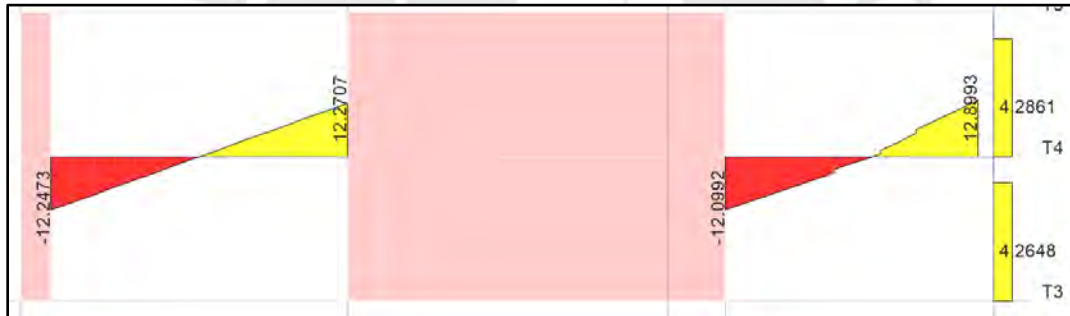
Para el corte del refuerzo (bastones), se siguen las consideraciones expresadas en la norma E.060 para longitudes de desarrollo en tracción y compresión para barras superiores e inferiores. Con esto, para los cortes de acero negativo, desde el nudo hasta el corte teórico ( $M_n = M_u$ ) se le sumará el peralte efectivo, esta distancia tendrá que ser mayor a la longitud de desarrollo  $L_d$ . Para el acero negativo, por otro lado, desde el nudo hasta donde se requiera el bastón, se tendrá que restar el peralte efectivo, este último tendrá que ser menor a la longitud de desarrollo. A continuación se muestra un gráfico representativo a lo mencionado.



**Figura 6.12.** Cortes de bastones según longitud de desarrollo (Ottazzi, 2015)

### 6.4.3. Diseño por cortante

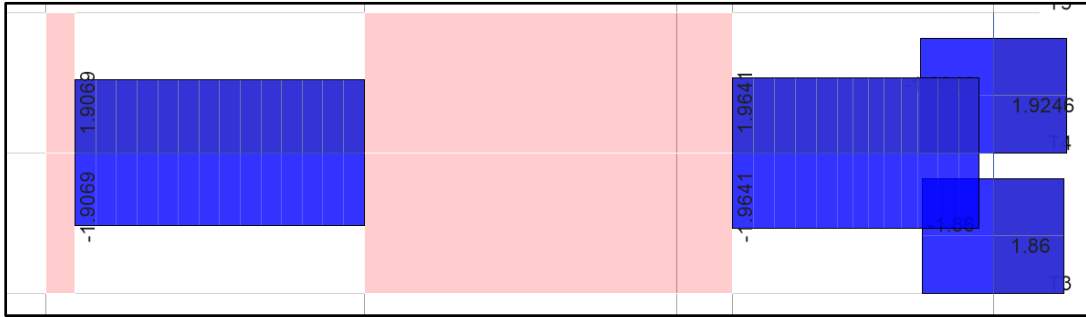
Se presentan los diagramas de fuerzas cortante (DFC) para las cargas en servicio (muerta, viva y de sismo), obtenidas por medio de ETABS.



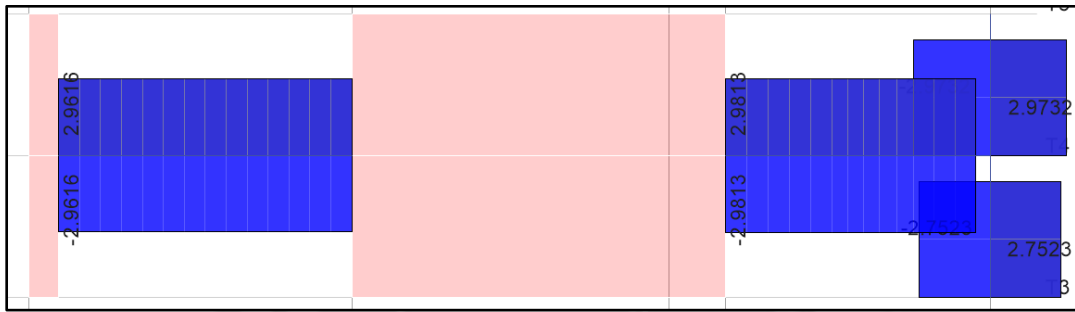
**Figura 6.13.** DFC (ton) debido a la carga muerta en viga del eje 3



**Figura 6.14.** DFC (ton) debido a la carga viva en viga del eje 3

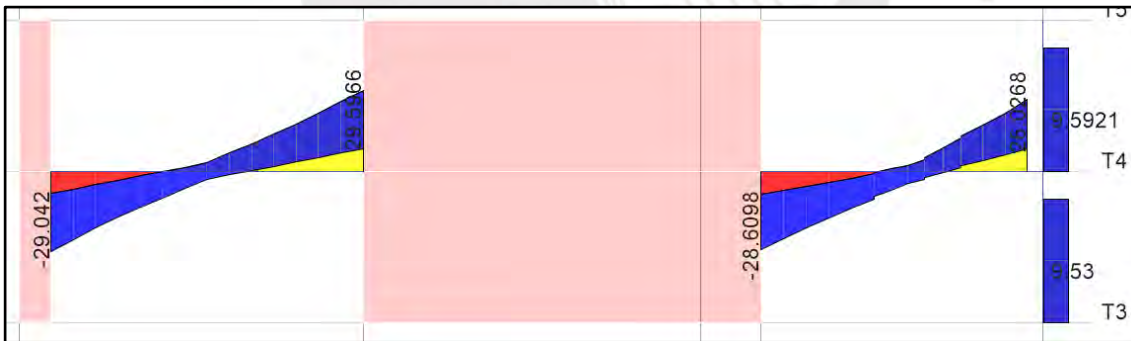


**Figura 6.15.** DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso



**Figura 6.16.** DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso

Con estos resultados, se amplifican las cargas por medio de las combinaciones correspondientes y se genera el diagrama envolvente.



**Figura 6.17.** Envolvente de cortantes para viga del eje 3

VIGA	DIST.	Vu (ton)									ENVOLVENTE (ton)	
		1.4 CM + 1.7 CV	1.25(CM+ CV)+SDX	1.25(CM+ CV)-SDX	1.25(CM+ CV)+SDY	1.25(CM+ CV)-SDY	0.9 CM+SDX	0.9 CM- SDX	0.9 CM+SDY	0.9 CM- SDY		
<u>VPT-10</u>	0,50	-23,51	-17,62	-21,55	-16,49	-22,69	-7,42	-11,35	-6,28	-12,48	-6,28	-23,51
<u>VPT-10</u>	5,35	22,39	20,78	16,86	21,92	15,72	11,58	7,65	12,71	6,52	22,39	6,52
<u>VPT-11</u>	0,49	-25,10	-18,87	-22,68	-17,71	-23,84	-7,54	-11,35	-6,38	-12,51	-6,38	-25,10
<u>VPT-11</u>	6,34	25,16	22,73	18,91	23,88	17,75	11,37	7,56	12,53	6,40	25,16	6,40

**Tabla 6.6.** Combinaciones de cargas por cortante para vigas del eje 3

Una vez definidas las fuerzas cortantes en los extremos de los elementos, se calcula el aporte del concreto a la resistencia al corte a través de la ecuación 6.8 para ambas secciones de vigas.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 60 = 10576 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 65 = 9629 \text{ kg}$$

Las fuerzas cortantes mostradas se encuentran aproximadamente a “d” de distancia. Tras este análisis, se observa que se requieren estribos de 3/8” para cumplir con la resistencia última al corte.

Para VPT-10:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 15217 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 21,2 \text{ cm}$$

Por tanto, se utilizará una separación de 20 cm para la zona de confinamiento.

**Tabla 6.7.** Resumen de diseño por cortante para VPT-10

VPT-10			
	IZQ	DER	
Vu diseño	23,51	22,39	ton
	23510	22390	kg
Vs	15217	13899	kg
Av	0,71	0,71	cm2

<b>n</b>	2	2	
<b>S</b>	21,2	23,2	cm
<b>Factor</b>	8,0	9,0	
<b>S_analisis</b>	20	22,5	cm
<b>Vs</b>	16103	14314	kg
<b>Vs lim</b>	25823,6	25823,6	kg
<b>S max</b>	27	27	cm
<b>S_final</b>	20	22,5	cm
<b>S minimos</b>	25	25	cm

Para VPT-11:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 24411 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 19,3 \text{ cm}$$

Por tanto, se utilizará una separación de 20 cm para la zona de confinamiento.

**Tabla 6.8.** Resumen de diseño por cortante para VPT-11

<b>VPT-11</b>			
	<b>IZQ</b>	<b>DER</b>	
<b>Vu diseño</b>	25,1	25,16	ton
	25100	25160	kg
<b>Vs</b>	18201	18271	kg
<b>Av</b>	0,71	0,71	cm <sup>2</sup>
<b>n</b>	2	2	
<b>S</b>	19,3	19,3	cm
<b>Factor</b>	7,0	7,0	
<b>S_analisis</b>	17,5	17,5	cm
<b>Vs</b>	20107	20107	kg
<b>Vs lim</b>	23512,3	23512,3	kg
<b>S max</b>	29,5	29,5	cm
<b>S_final</b>	17,5	17,5	cm
<b>S minimos</b>	27,5	27,5	cm

Posteriormente, se debe verificar que cumpla el diseño por capacidad especificado en la norma. En ese sentido, se hallará la fuerza cortante según este método aplicado para las vigas VPT-10 y VPT-11 correspondientes al eje 3.

**Tabla 6.9.** Datos de diseño por capacidad para VPT-10

<b>Mni =</b>	41,24	ton
<b>Mnd =</b>	41,24	ton
<b>wm =</b>	3,40	ton/m
<b>wv =</b>	2,07	ton/m
<b>ln =</b>	6,53	m
<b>Vu Capacidad</b>	34,97	ton

Dado a que la cortante calculada por capacidad es mayor a la cortante última aplicada y, a su vez, es la menor entre las condiciones a y b detalladas en el capítulo 6.3., la viga deberá ser rediseñada considerando la cortante diseño a la cortante por capacidad.

**Tabla 6.10.** Resumen de diseño por cortante para VPT-10

<b>VPT-10</b>			
	<b>IZQ</b>	<b>DER</b>	
<b>Vu diseño</b>	34,965	34,965	ton
	34965	34965	kg
<b>Vs</b>	28693	28693	kg
<b>Av</b>	0,71	0,71	cm <sup>2</sup>
<b>n</b>	2	2	
<b>S</b>	11,2	11,2	cm
<b>Factor</b>	4,0	4,0	
<b>S_analisis</b>	10	10	cm
<b>Vs</b>	32206	32206	kg
<b>Vs lim</b>	25823,6	25823,6	kg
<b>S max</b>	13,5	13,5	cm
<b>S_final</b>	10	10	cm
<b>S minimos</b>	25	25	cm

El resultado final concluye que, para la viga VPT-10, se requiere un espaciamiento de 10 cm en la zona de confinamiento y el refuerzo mínimo fuera de esta, correspondiente al espaciamiento máximo de 25 cm.

**Tabla 6.11.** Datos de diseño por capacidad para VPT-11

<b>Mni =</b>	39,47	ton
<b>Mnd =</b>	28,96	ton
<b>wm =</b>	3,28	ton/m
<b>wv =</b>	1,99	ton/m
<b>ln =</b>	5,33	m
<b>Vu Capacidad</b>	30,38	ton

El valor de la cortante de diseño, de acuerdo al diseño por capacidad, es de 30,38 ton. Este resultado es el menor entre las condiciones a y b. A su vez, este resultado es mayor a la cortante actuante del diseño anterior, por lo que será necesario rediseñar la viga.

**Tabla 6.12.** Resumen de diseño por cortante para VPT-11

<b>VPT-11</b>			
	<b>IZQ</b>	<b>DER</b>	
<b>Vu diseño</b>	30,38	30,38	ton
	30379	30379	kg
<b>Vs</b>	24411	24411	kg
<b>Av</b>	0,71	0,71	cm <sup>2</sup>
<b>n</b>	2	2	
<b>S</b>	14,4	14,4	cm
<b>Factor</b>	5,0	5,0	
<b>S_analisis</b>	12,5	12,5	cm
<b>Vs</b>	28150	28150	kg
<b>Vs lim</b>	23512,3	23512,3	kg
<b>S max</b>	14,75	14,75	cm
<b>S_final</b>	12,5	12,5	cm
<b>S minimos</b>	27,5	27,5	cm

De esta manera, la viga VPT-11 requerirá un espaciamiento de 15 cm ya que, para resultados de  $d/4$  menores a 15, se toma este valor como mínimo dentro de la zona de confinamiento; sin embargo, se podrá usar el espaciamiento máximo de 27,5 cm fuera de esta.

En síntesis, se obtienen los siguientes armados para las vigas analizadas:

- VPT-10 →  $1\phi 3/8'' : @.05, 20@.15, RTO.@.20$  C/EXT
- VPT-11 →  $1\phi 3/8'' : @.05, RTO.@.15$  C/EXT

#### 6.4.4. Control de fisuración y deflexiones

En elementos sometidos a flexión, como vigas, los esfuerzos de tracción en la fibra inferior pueden generar fisuración del concreto. Estas grietas pueden afectar considerablemente la durabilidad de la estructura, dañan elementos no estructurales y no son agradables estéticamente, pues generan desconfianza acerca de la condición estructural de la edificación (Ottazzi, 2016). Para el control de fisuraciones se tienen las siguientes expresiones analizadas a través del valor del parámetro  $Z$ , en donde se debe de cumplir  $Z \leq 26$  kN/mm.

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act}$$

$$fs = \frac{Ms}{0.9 * d * As}$$

$$Act = 2 * Ys * b$$

donde:

dc = espesor del recubrimiento (mm)

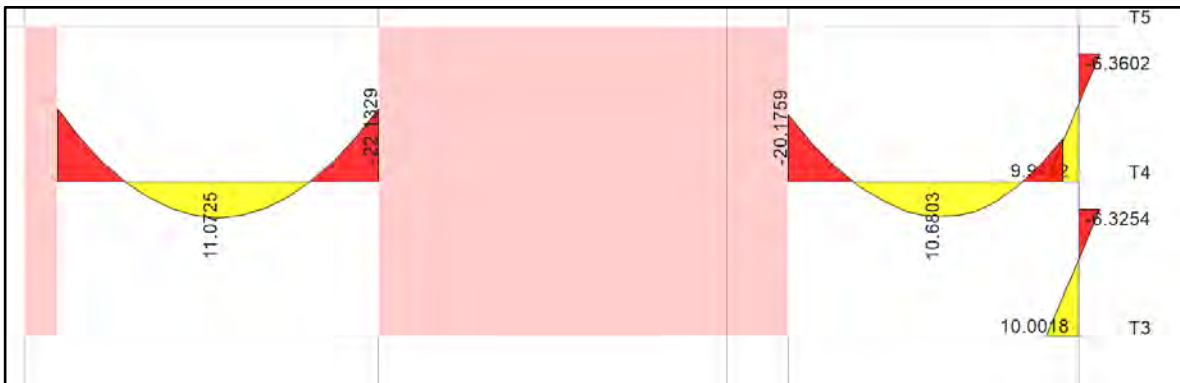
Act = área efectiva del concreto en tracción (mm<sup>2</sup>)

Ys = centroide del refuerzo principal de tracción

fs = esfuerzo del acero (MPa)

Ms = momento máximo en servicio

Tras la obtención del DMF en condiciones de servicio, se resumen los resultados del análisis de control de fisuras a través de la siguiente tabla.



**Figura 6.18.** DMF en servicio para viga del eje 3

**Tabla 6.13.** Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-10

	Sección	
	M+	M-
<b>b (cm)</b>	30	30
<b>h (cm)</b>	60	60
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	10,2	21,56
<b>Ms (ton.m)</b>	11,07	22,13
<b>Ys (cm)</b>	6	8
<b>Nº barras</b>	2	6
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2233	2193
<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	180	80
<b>dc (cm)</b>	6	6
<b>Z (kg/cm)</b>	22911	17173
<b>z/26000</b>	88%	66%

**Tabla 6.14.** Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-11

	Sección	
	M+	M-
<b>b (cm)</b>	25	25
<b>h (cm)</b>	65	65
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	10,2	21,56
<b>Ms (ton.m)</b>	10,68	20,18
<b>Ys (cm)</b>	6	7

<b>N° barras</b>	2	5
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	1972	1793
<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	150	70
<b>dc (cm)</b>	6	6
<b>Z (kg/cm)</b>	19038	13428
<b>z/26000</b>	73%	52%

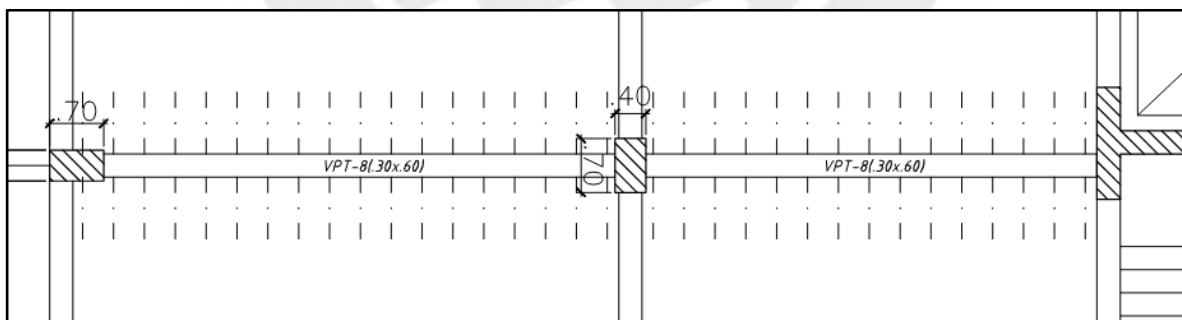
El resultado obtenido verifica que no se llega al límite de Z de 26000 para ambas vigas pertenecientes al eje 3. Por tanto, se encuentran dentro del parámetro aceptable según la Norma E.060.

Por otro lado, para el control de deflexiones, la norma E.060 menciona los requisitos mínimos de peralte del elemento según las siguientes expresiones:

- VPT-10 →  $h_{\text{mín}} = \frac{ln}{18,5} = \frac{6,53}{18,5} = 35,30 \text{ cm}$
- VPT-11 →  $h_{\text{mín}} = \frac{ln}{18,5} = \frac{5,33}{18,5} = 28,81 \text{ cm}$

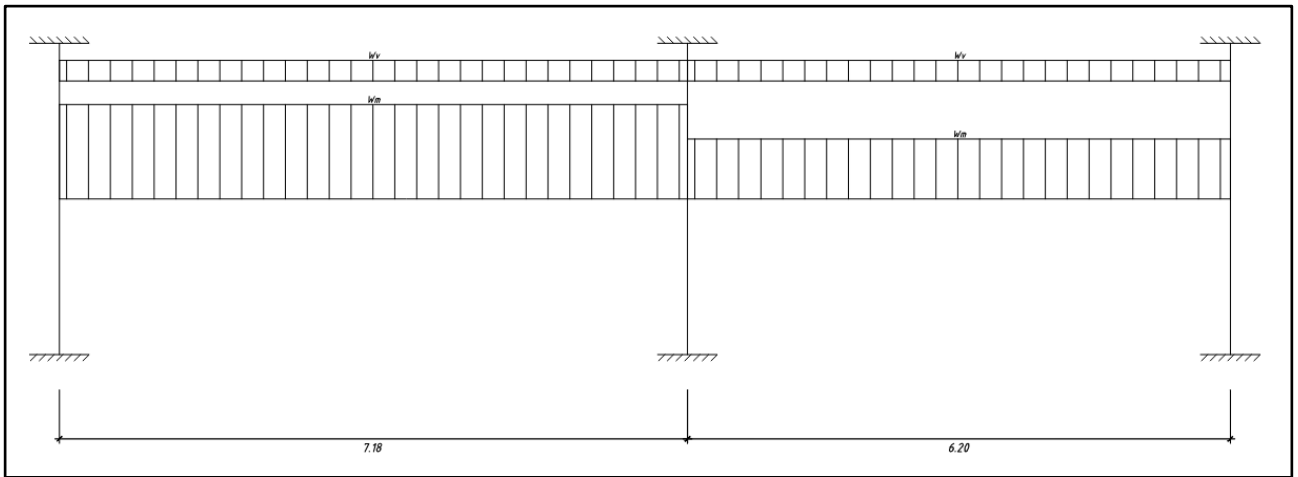
Debido a que la viga en estudio presenta un peralte mayor al mínimo, se verifica el cumplimiento del control de deflexiones.

#### 6.5. Diseño de viga VPT-8 (eje 4)



**Figura 6.19.** Vista de planta de viga VPT-8

### 6.5.1. Metrado de cargas



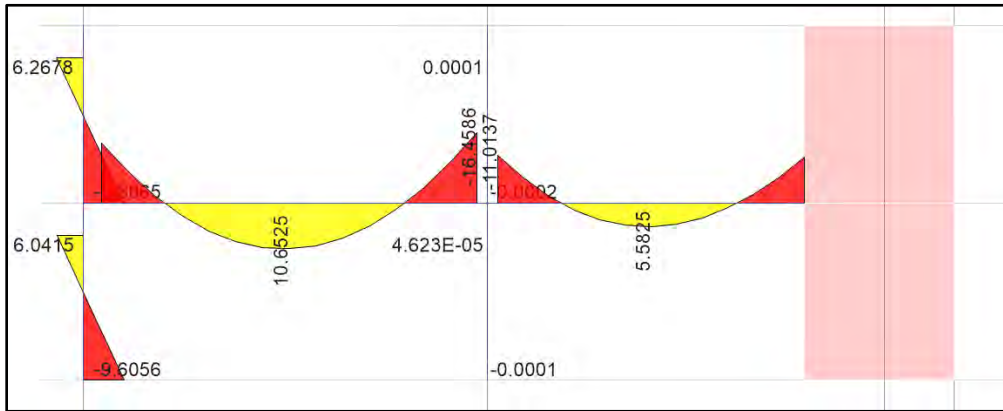
**Figura 6.20.** Diagrama de carga muerta y carga viva de VPT-8

**Tabla 6.15.** Metrado de carga muerta y viva de viga VPT-11

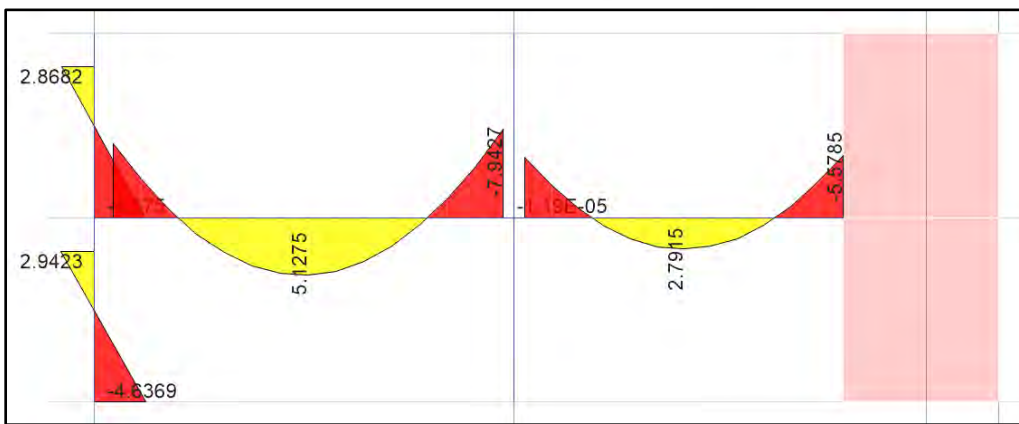
Carga muerta		
Peso propio (ton/m)	$0,3 \cdot 0,6$	0,18
Peso de losa aligerada	$0,35 \cdot (6,5)$	2,28
Piso terminado (ton/m)	$0,1 \cdot (0,3 + 6,5)$	0,68
Peso de tabique (ton/m)	$0,15 \cdot 1,8 \cdot 2,7$	0,73
CM1 (ton/m)		<b>3,86</b>
CM2 (ton/m)		<b>3,14</b>
Carga viva		
S/C oficinas (ton/m)	$0,25 \cdot (0,3 + 3,25 + 3,35)$	1,73
Tabiquería móvil (ton/m)	$0,05 \cdot (0,3 + 3,25 + 3,35)$	0,35
CV (ton/m)		<b>2,07</b>

### 6.5.2. Diseño por flexión

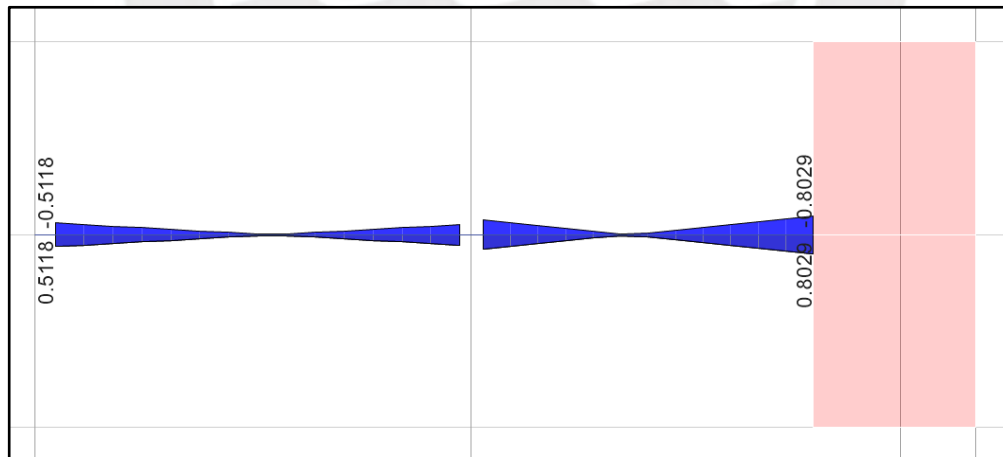
Las figuras mostradas a continuación corresponden a los DMF resultantes a las cargas muerta, viva y de sismo, obtenidas a través de ETABS para la viga VPT-8 del eje 4.



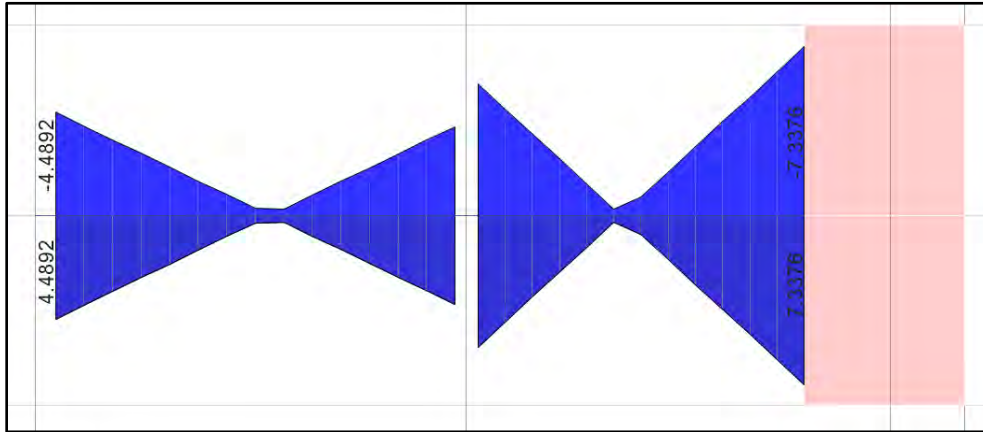
**Figura 6.21.** DMF (ton.m) debido a la carga muerta en viga del eje 4



**Figura 6.22.** DMF (ton.m) debido a la carga viva en viga del eje 4

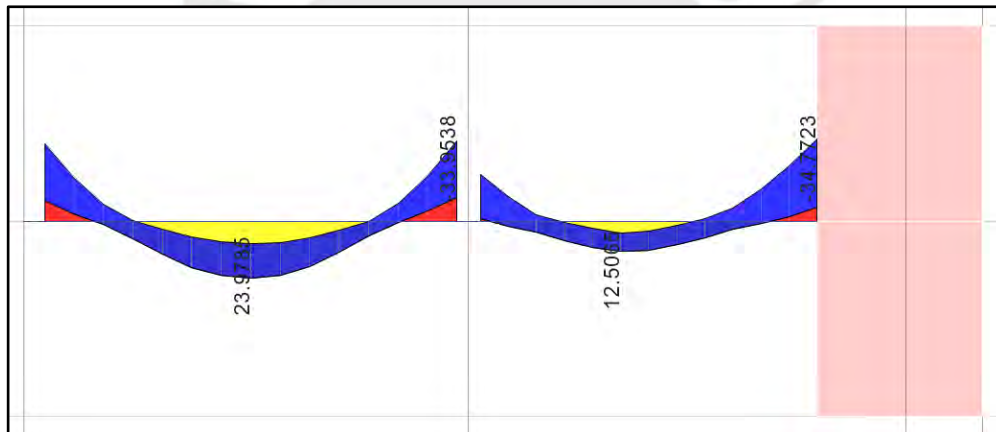


**Figura 6.23.** DMF (ton.m) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 4



**Figura 6.24.** DMF (ton.m) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 4

Tal como en el ejemplo anterior, se realizan las combinaciones correspondientes y se calcula la envolvente con valores máximos y mínimos.



**Figura 6.25.** Envolvente de momentos para viga del eje 4

**Tabla 6.16.** Combinaciones de cargas por flexión para vigas del eje 4

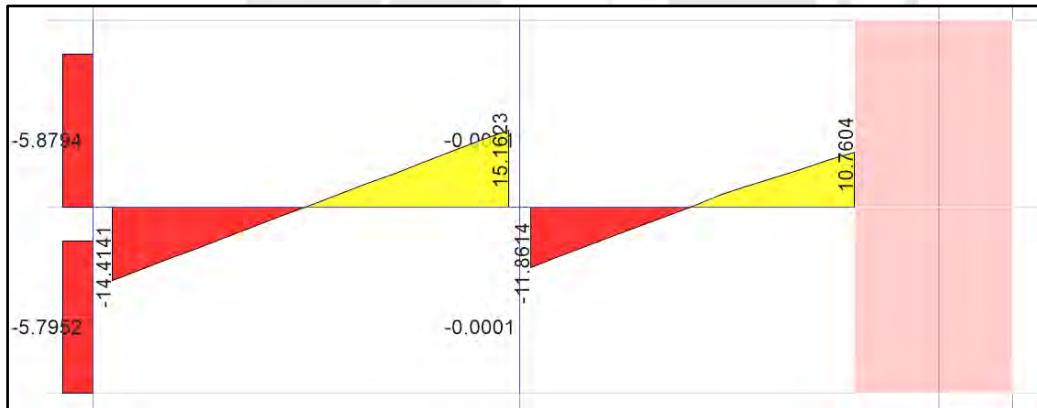
VIGA	DIST.	1.4 CM + 1.7 CV	1.25(CM+ CV)+SDX	1.25(CM+ CV)-SDX	1.25(CM+ CV)+SDY	1.25(CM+ CV)-SDY	0.9 CM+SDX	0.9 CM- SDX	0.9 CM+SDY	0.9 CM- SDY	ENVOLVENT E (ton)	
<u>VPT-08-1</u>	0,35	-30,69	-25,11	-26,13	-21,00	-30,25	-11,95	-12,97	-7,84	-17,09	-7,84	-30,69
<u>VPT-08-1</u>	3,84	23,63	19,76	19,69	20,05	19,40	9,62	9,55	9,91	9,26	23,63	9,26
<u>VPT-08-1</u>	7,33	-36,54	-30,06	-30,95	-26,53	-34,48	-14,37	-15,26	-10,84	-18,79	-10,84	-36,54
<u>VPT-08-2</u>	0,2	-24,61	-19,90	-21,15	-14,70	-26,36	-9,29	-10,54	-4,08	-15,74	-4,08	-26,36
<u>VPT-08-2</u>	2,575	11,67	9,76	9,70	9,99	9,47	4,72	4,66	4,95	4,42	11,67	4,42
<u>VPT-08-2</u>	5,9	-24,37	-19,46	-21,07	-12,73	-27,79	-8,77	-10,37	-2,04	-17,10	-2,04	-27,79

Con los momentos últimos de la envolvente, se obtiene el acero requerido para la viga.

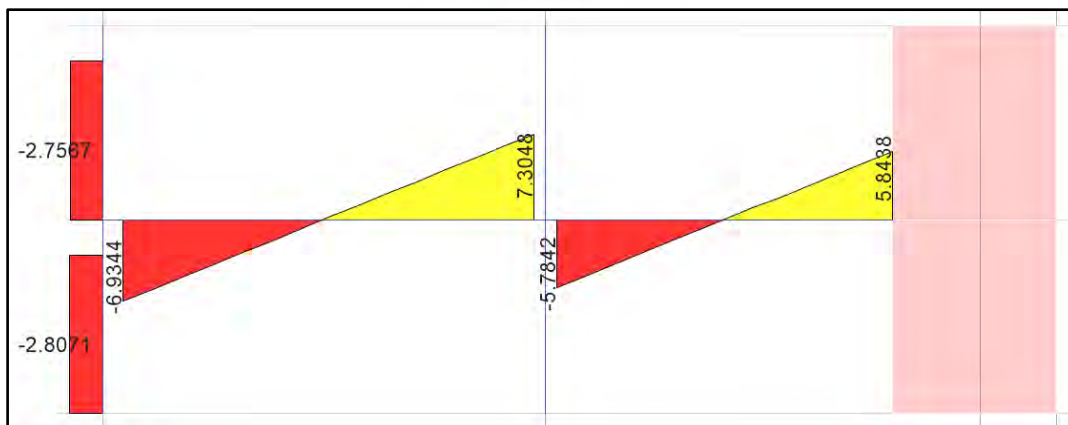
**Tabla 6.17.** Diseño por flexión VPT-8

	Mu (tn.m)	Asmax (cm2)	Asmin (cm2)	a(cm)	As req (cm2)	As instalado	Cuantía
TRAMO 1 - IZQ	38	25,8	3,91	17,41	22,2	21,56	2 $\phi$ 1"+3 $\phi$ 3/4
TRAMO 1 - DER	38,11	25,8	3,91	17,47	22,27	21,56	2 $\phi$ 1"+4 $\phi$ 3/4
TRAMO 1 +	16,73	25,8	3,91	6,86	8,75	10,2	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4"
TRAMO 2 - IZQ	26,36	25,8	3,91	11,31	14,42	15,88	2 $\phi$ 1"+2 $\phi$ 3/4
TRAMO 2 - DER	27,79	25,8	3,91	12,01	15,31	15,88	2 $\phi$ 1"+2 $\phi$ 3/4
TRAMO 2 +	12,56	25,8	3,91	5,06	6,45	10,2	2 $\phi$ 1"

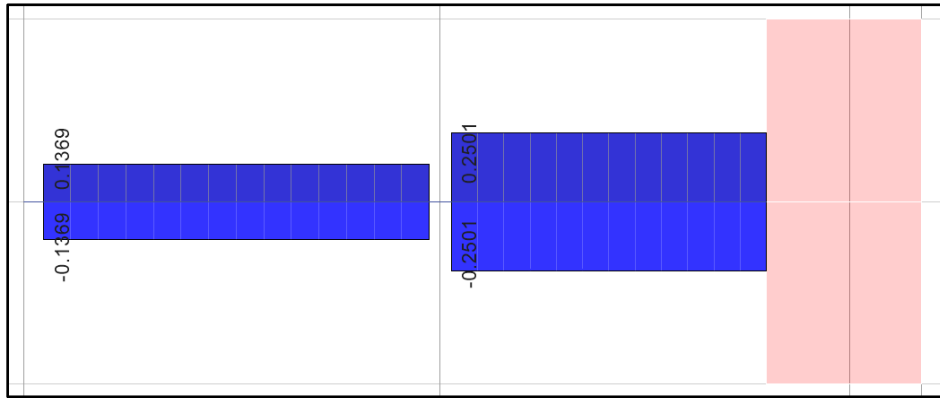
### 6.5.3. Diseño por cortante



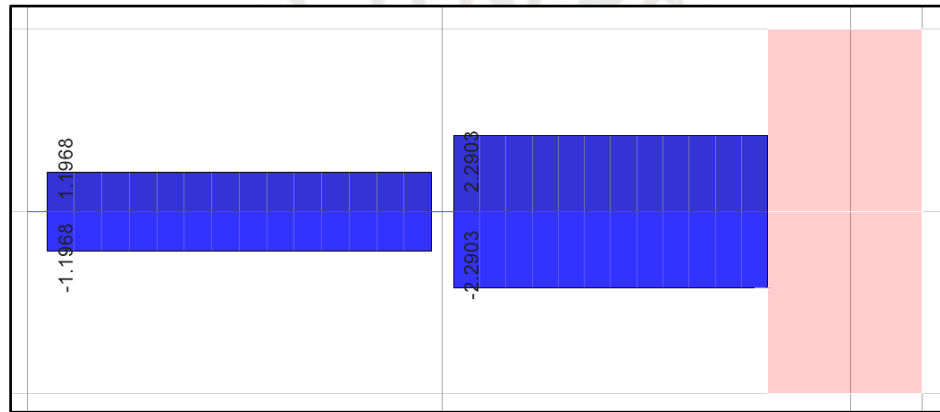
**Figura 6.26.** DFC (ton) debido a la carga muerta en viga del eje 4



**Figura 6.27.** DFC (ton) debido a la carga viva en viga del eje 4

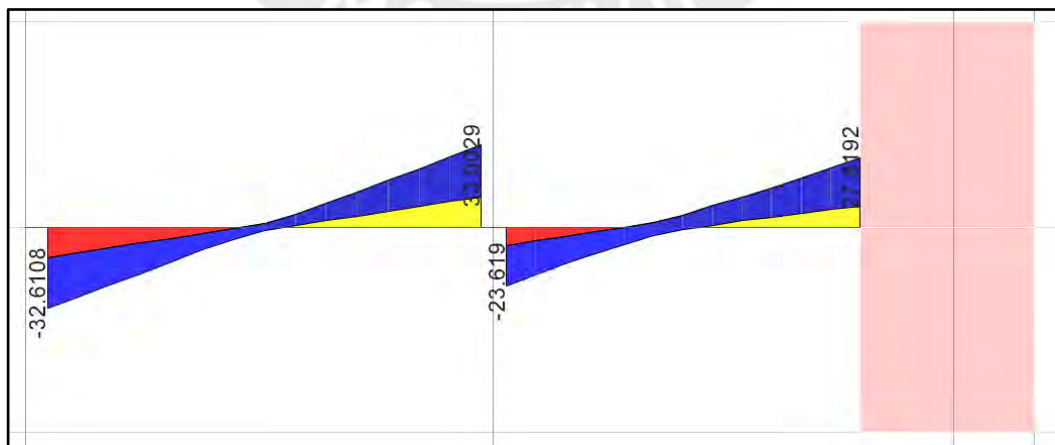


**Figura 6.28.** DFC (ton) debido al sismo en X en el cuarto piso para viga del eje 4



**Figura 6.29.** DFC (ton) debido al sismo en Y en el cuarto piso para viga del eje 4

Con estos resultados, se realizan las combinaciones de carga correspondientes y se genera la envolvente de fuerzas cortantes.



**Figura 6.30.** Envoltura de cortantes para viga del eje 4

**Tabla 6.18.** Combinaciones de cargas por cortante para vigas del eje 4

VIGA	DIST.	1.4 CM + 1.7 CV	1.25(CM+ CV)+SDX	1.25(CM+ CV)-SDX	1.25(CM+ CV)+SDY	1.25(CM+ CV)-SDY	0.9 CM+SDX	0.9 CM- SDX	0.9 CM+SDY	0.9 CM- SDY	ENVOLVENTE	
<u>VPT-8-1</u>	0,85	-27,28	-22,64	-22,91	-21,54	-24,01	-10,93	-11,21	-9,84	-12,30	-9,84	-27,28
<u>VPT-8-1</u>	6,83	28,96	24,31	24,03	25,40	22,94	11,88	11,61	12,98	10,51	28,96	10,51
<u>VPT-8-2</u>	0,68	-21,97	-18,08	-18,58	-15,99	-20,67	-8,61	-9,11	-6,52	-11,21	-6,52	-21,97
<u>VPT-8-2</u>	5,43	21,02	17,71	17,21	19,80	15,12	8,43	7,93	10,53	5,84	21,02	5,84

De igual manera, se calcula el aporte del concreto a la resistencia al corte.

$$\phi Vc = 10576 \text{ kg}$$

Una vez obtenidos los valores de cortante última tras la envolvente de combinaciones, se procede con el diseño por cortante, el cual se resume en la siguiente tabla:

**Tabla 6.19.** Resumen de diseño por cortante para VPT-8

	TRAMO 1		TRAMO 2		
	IZQ	DER	IZQ	DER	
<b>Vu diseño</b>	27,28	28,97	21,97	21,02	ton
	27280	28970	21970	21020	kg
<b>Vs</b>	19652	21640	13405	12287	kg
<b>Av</b>	0,71	0,71	0,71	0,71	cm2
<b>n</b>	2	2	2	2	
<b>S</b>	16,4	14,9	24,0	26,2	cm
<b>Factor</b>	6,0	5,0	9,0	10,0	
<b>S_analisis</b>	15	12,5	22,5	25	cm
<b>Vs</b>	21470	25764	14314	12882	kg
<b>Vs lim</b>	25824	25824	25824	25824	kg
<b>S max</b>	27	27	27	27	cm
<b>S_final</b>	15	12,5	22,5	25	cm
<b>S minimos</b>	25	25	25	25	cm

Nuevamente, para determinar el diseño final, se comprueba con el diseño por capacidad para la viga.

**Tabla 6.20.** Datos de diseño por capacidad para VPT-8

	TRAMO 1	TRAMO 2
--	---------	---------

<b>Mni =</b>	36,69	36,69	ton
<b>Mnd =</b>	41,24	31,20	ton
<b>wm =</b>	3,36	3,36	ton/m
<b>wv =</b>	2,04	2,04	ton/m
<b>ln =</b>	6,33	5,85	m
<b>Vu Capacidad</b>	33,66	31,34	ton

Dado que la cortante por capacidad es mayor para ambos casos, se procede a rediseñar el elemento por cortante. Se presenta a continuación el resumen de resultados obtenidos.

**Tabla 6.21.** Resumen de diseño por capacidad para VPT-8

	<b>TRAMO 1</b>		<b>TRAMO 2</b>		
	<b>IZQ</b>	<b>DER</b>	<b>IZQ</b>	<b>DER</b>	
<b>Vu diseño</b>	33,66	33,66	31,34	31,34	ton
	33664	33664	31338	31338	kg
<b>Vs</b>	27162	27162	24426	24426	kg
<b>Av</b>	0,71	0,71	0,71	0,71	cm <sup>2</sup>
<b>n</b>	2	2	2	2	
<b>S</b>	11,9	11,9	13,2	13,2	cm
<b>Factor</b>	4,0	4,0	5,0	5,0	
<b>S_analysis</b>	10	10	12,5	12,5	cm
<b>Vs</b>	32206	32206	25764	25764	kg
<b>Vs lim</b>	25824	25824	25824	25824	kg
<b>S max</b>	13,5	13,5	27	27	cm
<b>S_final</b>	12,5	12,5	15	15	cm
<b>S minimos</b>	25	25	25	25	cm

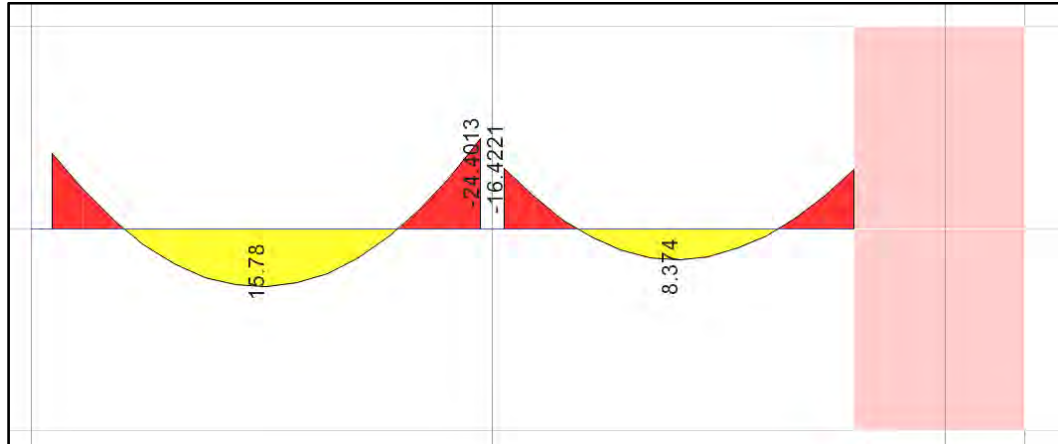
De esta manera, se concluye que se requerirá un espaciamiento de 10 cm para la viga VPT-8 en el tramo 1 y de 15 cm en el tramo 2 en toda la zona de confinamiento; sin embargo, se podrá usar una separación máxima de 25 cm fuera de esta.

En síntesis, se obtienen los siguientes armados para la viga analizada:

- Tramo 1 → 1φ3/8":@.05, 20@.125, RTO.@.25 C/EXT
- Tramo 2 → 1φ3/8":@.05, 16@.15, RTO.@.25 C/EXT

#### 6.5.4. Control de fisuración y deflexiones

A continuación, se presenta el DMF en condiciones de servicio para el cálculo de fisuras.



**Figura 6.31.** DMF en servicio para viga del eje 4

**Tabla 6.22.** Cálculo de Z para control de fisuraciones para VPT-10

	Sección	
	M+	M-
<b>b (cm)</b>	30	30
<b>h (cm)</b>	60	60
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	13,04	21,56
<b>Ms (ton.m)</b>	15,78	24,4
<b>Ys (cm)</b>	7	7
<b>Nº barras</b>	3	5
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2537	2373
<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	140	84
<b>dc (cm)</b>	6	6
<b>Z (kg/cm)</b>	23937	18881
<b>z/26000</b>	92%	73%

El resultado obtenido verifica que no se llega al límite de Z de 26000 para la viga del eje 4. Por tanto, se encuentran dentro del parámetro aceptable según la Norma E.060.

Finalmente, para el control de deflexiones, se valida nuevamente el peralte mínimo.

- Tramo 1  $\rightarrow h_{\text{mín}} = \frac{ln}{18,5} = \frac{6,63}{18,5} = 35,84 \text{ cm}$
- Tramo 2  $\rightarrow h_{\text{mín}} = \frac{ln}{18,5} = \frac{5,86}{18,5} = 31,64 \text{ cm}$

Debido a que el peralte de la viga en estudio cumple con los requisitos de peralte mínimo y no tiene una luz libre excesiva, se valida el control de deflexiones.



## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que trabajan principalmente a flexocompresión y cortante, cumpliendo la función esencial de transmitir las cargas gravitacionales y sísmicas desde los elementos horizontales (losas y vigas) hacia el sistema de cimentación.

### 7.1. Análisis estructural

Las columnas forman parte de un sistema estructural tipo pórtico, modeladas como elementos tipo frame en ETABS, en donde las cargas sísmicas serán obtenidas del modelo y se analizarán en ambas direcciones por separado (sismo en eje X y sismo en eje Y). Según la norma E.060, se tienen las siguientes combinaciones de cargas:

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

### 7.2. Efectos de esbeltez

El efecto de esbeltez en columnas es considerado como un efecto de segundo orden, que consideran tanto la no linealidad del material como el agrietamiento del concreto. Este debe ser analizado ya que determina la estabilidad de las columnas, evidenciado a través del pandeo de estos elementos, y modifica los momentos obtenidos del análisis elástico, por lo que se debe calcular un momento por una nueva excentricidad.

En este contexto, se calcula el índice de estabilidad a nivel de entrepiso, en ambas direcciones principales de análisis. Este índice permite determinar si los efectos de segundo orden pueden considerarse despreciables, de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.12.2 de la norma E.060. En caso el límite exceda los límites establecidos por norma, será necesario amplificar los momentos últimos en los extremos de las columnas mediante un factor de corrección por esbeltez ( $\delta_{ns}$ ). Para ello, se tienen las siguientes expresiones:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \cdot \Delta o}{V_{us} \cdot h_e} \quad (7.1)$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (7.2)$$

Donde:

$P_u$  = Carga axial última de diseño

$\Delta o$  = Desplazamiento inelástico lateral de entrepiso obtenido del análisis sísmico

$V_{us}$  = Fuerza cortante de sismo

$h_e$  = Altura de entrepiso

$k$  = 1, según la norma E.060

$l_u$  = Altura libre de la columna

$r$  = 0.3 x dimensión total de la sección analizada para secciones rectangulares

M1 = Menor momento en el extremo del elemento

M2 = Mayor momento en el extremo del elemento

**Tabla 7.1.** Índice de estabilizador de entrepiso en X-X

Piso	$\Sigma P_u$ (ton)	$\Delta o$	$V_{us}$ (ton)	$H_e$	Q
7	447,23	0,065	136,01	3,30	0,06
6	1040,97	0,055	281,39	3,30	0,06
5	1634,71	0,045	393,66	3,30	0,06
4	2228,44	0,034	480,03	3,30	0,05
3	2822,18	0,023	544,67	3,30	0,04
2	3415,92	0,012	589,46	3,30	0,02
1	4009,65	0,004	610,53	3,30	0,01

**Tabla 7.2.** Índice de estabilizador de entrepiso en Y.Y

Piso	$\Sigma P_u$ (ton)	$\Delta o$	$V_{us}$ (ton)	$H_e$	Q
7	447,23	0,05	144,37	3,30	0,05
6	1040,97	0,04	284,56	3,30	0,05
5	1634,71	0,03	388,89	3,30	0,04
4	2228,44	0,03	467,37	3,30	0,04
3	2822,18	0,02	524,45	3,30	0,03
2	3415,92	0,01	562,27	3,30	0,02
1	4009,65	0,00	579,90	3,30	0,01

Verificamos que el valor de Q es menor a 0.06 en ambas direcciones de análisis, por lo que los entrepisos se consideran arriostrados. Para las columnas C-01 (40x70) y C-02 (40x80), se tienen los siguientes resultados del análisis de esbeltez.

Para C-01, la longitud de análisis en X sería 0.70 m y en Y, 0,40 m. Por lo que r tendría un valor de 0.21 y 0.12 respectivamente. El valor de r es de 1 y la altura de entrepiso es de 2.7 m. De esta forma, obtenemos:

**Tabla 7.3.** Verificación de efecto de esbeltez para C-01 en X-X

Piso	Esbeltez	M1 (t.m)	M2 (t.m)	Expresión 7.2
1	12,86	-3,33	2,58	49,50
2	12,86	-2,86	1,80	53,08
3	12,86	-2,76	1,80	52,45
4	12,86	-2,54	1,68	52,08
5	12,86	-2,25	1,51	51,86
6	12,86	-2,06	1,35	52,37
7	12,86	-6,46	0,92	118,37

**Tabla 7.4.** Verificación de efecto de esbeltez para C-01 en Y-Y

Piso	Esbeltez	M1 (t.m)	M2 (t.m)	Expresión 7.2
1	22,50	-0,31	0,37	44,01
2	22,50	-0,17	0,11	52,57
3	22,50	-0,58	0,11	99,62
4	22,50	0,13	0,76	31,94
5	22,50	0,32	-0,11	67,82
6	22,50	0,78	-0,27	68,04
7	22,50	0,33	-0,44	43,02

Para C-02, la longitud de análisis en X sería 0.80 m y en Y, 0,40 m. Por lo que r tendría un valor de 0.24 y 0.12 respectivamente. El valor de r es de 1 y la altura de entrepiso es de 2.7 m. Se obtiene lo siguiente:

**Tabla 7.5.** Verificación de efecto de esbeltez para C-02 en X-X

Piso	Esbeltez	M1 (t.m)	M2 (t.m)	Expresión 7.2
1	11,25	-6,53	8,87	42,83
2	11,25	-5,05	8,10	41,48
3	11,25	-5,19	7,97	41,81
4	11,25	-4,94	7,62	41,79

5	11,25	-4,67	7,02	41,99
6	11,25	-4,39	7,15	41,37
7	11,25	-3,59	2,41	51,88

**Tabla 7.6.** Verificación de efecto de esbeltez para C-02 en Y-Y

Piso	Esbeltez	M1 (t.m)	M2 (t.m)	Expresión 7.2
1	22,50	-0,19	0,21	44,91
2	22,50	-0,72	0,16	88,68
3	22,50	-0,87	0,17	95,81
4	22,50	-0,57	0,15	79,58
5	22,50	-0,39	0,13	71,07
6	22,50	-0,13	0,11	48,04
7	22,50	0,23	0,72	30,24

Con estos resultados se verifica que es posible ignorar los efectos de esbeltez en ambos elementos, por ende, no se amplificarán los momentos  $M_u$ .

### 7.3. Diseño por flexocompresión uniaxial

Las columnas, al ser elementos que reciben cargas verticales significativas y, simultáneamente, momentos flectores, deben ser diseñadas considerando el efecto combinado de compresión axial y flexión, denominado flexocompresión. Para evaluar la resistencia de la sección bajo este tipo de esfuerzos, se construye un diagrama de interacción, el cual representa las distintas combinaciones de carga axial y momento que puede soportar el elemento. Esta curva describe cómo varía la capacidad resistente de la sección a medida que cambia la posición del eje neutro, reflejando los distintos estados límite de equilibrio.

Para el diseño, la norma E.060 establece una cuantía mínimo con el cual se inicia una iteración en base al predimensionamiento realizado para el elemento. Esta debe estar en un rango de  $1\% < p < 6\%$ . La norma, además, determina que para los casos en los que se exceda el 4%, se deberá detallar la armadura colocada en las uniones con vigas.

#### 7.4. Diseño por flexocompresión biaxial

La flexocompresión biaxial se presenta en columnas que, además de soportar cargas axiales importantes, se ven afectadas por cargas laterales sea por sismo o viento, los que generan un elevado momento en ambas direcciones y, por ende, una sollicitación biaxial. La norma E.060 en el artículo 10.18 plantea evaluar esta situación a través de la ecuación de Bresler, la cual presenta las siguientes restricciones:

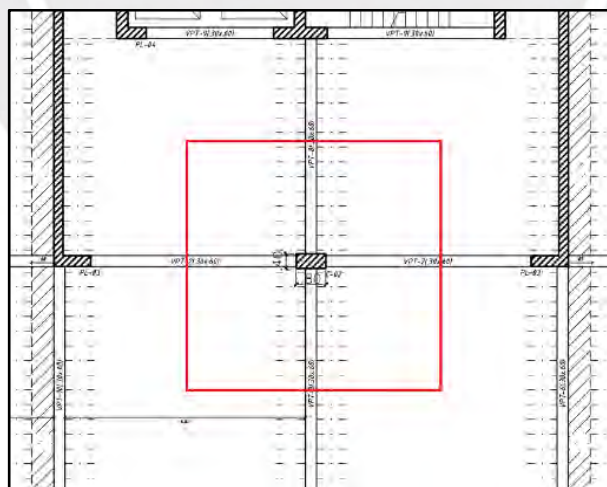
- Es aplicable en columnas rectangulares con armadura longitudinal simétrica
- Aplicable a valores de cargas axiales últimas en ambos sentidos, por encima del valor de carga balanceada correspondiente a la sección.

Para el presente análisis, se determinará si la influencia de momentos elevados en ambos sentidos requerirá este cálculo.

#### 7.5. Diseño de columna C-02 del primer nivel

##### 7.5.1. Metrado de cargas

Inicialmente, se determina el área tributaria correspondiente a la columna en estudio y, con ello, se realiza el metrado de las cargas.



**Figura 7.1.** Área tributaria de columna C-02

**Tabla 7.7.** Metrado de cargas en servicio por piso para las columnas C-02

Piso	CM (ton)	CV (ton)
7	-23,6	-2,7
6	-51,5	-14,5
5	-79,9	-26,5
4	-108,7	-38,6
3	-138,4	-51,1
2	-169,0	-63,9
1	-200,9	-77,3

### 7.5.2. Diseño por flexocompresión

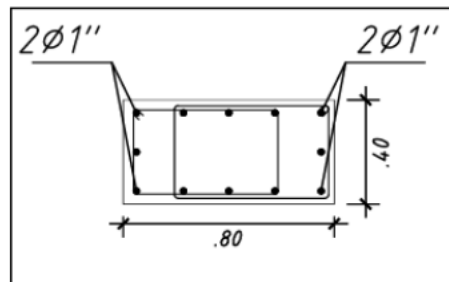
A continuación se presentan los resultados de fuerzas según las combinaciones. En este caso, los valores de fuerza en compresión son positivos y los de tracción son negativos (para valores “P” en ton).

**Tabla 7.8.** Combinaciones de cargas actuantes en columna C-02

Combinación	Pu (ton)	Mu-X (t.m)	Mu-Y (t.m)
1.4CM+1.7CV	412,7	2,9	0,1
1.25CM+1.25CV+SX	350,2	2,7	10,6
1.25CM+1.25CV-SX	345,3	2,1	-10,5
0.9CM+SX	183,3	1,5	10,6
0.9CM-SX	178,3	0,9	-10,5
1.25CM+1.25CV+SY	350,2	-2,7	-10,6
1.25CM+1.25CV-SY	345,3	-2,1	10,5
0.9CM+SY	183,3	-1,5	-10,6
0.9CM-SY	178,3	-0,9	10,5

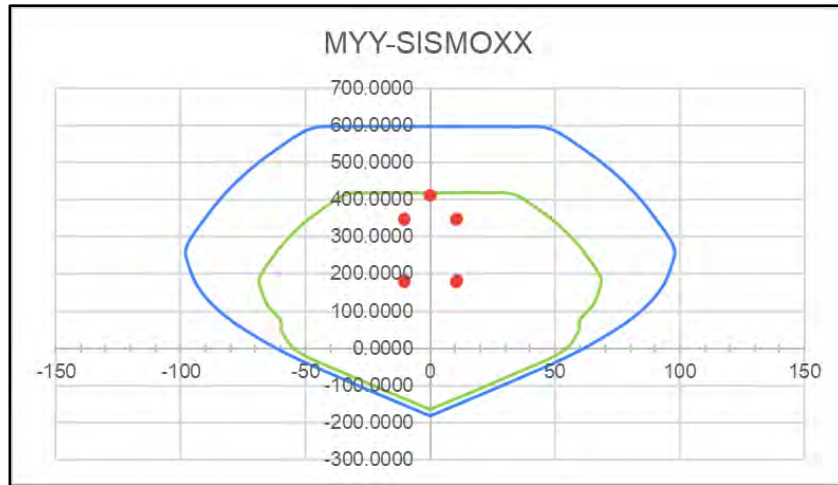
Dado a que esta columna es centrada y, por ende, presenta un área tributaria considerable,, para el diseño inicial se propone una cuantía de superior a 1,25%.

$$As = 0.0125 * 40 * 80 = 40 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\Phi 1" + 8\Phi 3/4" = 43,12 \text{ cm}^2$$

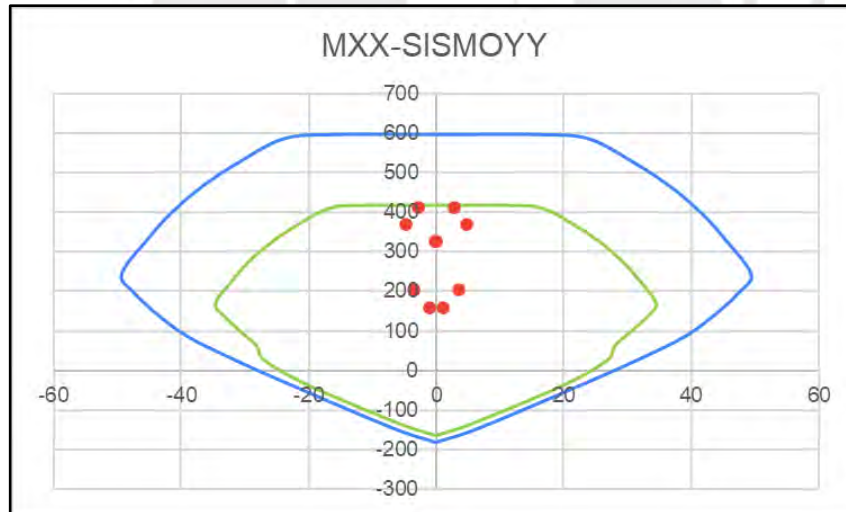


**Figura 7.2.** Distribución de acero en columna C-02

Nuevamente, una vez definida una primera iteración de distribución, se desarrolla el diagrama de interacción de la sección, en donde el eje horizontal representa a los momentos y el eje vertical a las cargas axiales. Asimismo, se superponen los puntos (Mu;Pu) que son resultado de las diversas combinaciones..



**Figura 7.3.** Diagrama de interacción en eje Y-Y para columna C-02 (ton.m vs ton)



**Figura 7.4.** Diagrama de interacción en eje X-X para columna C-02 (ton.m vs ton)

De esta manera, se verifica que los puntos (Mu;Pu) se encuentran dentro de la curva de resistencia nominal. Se observa, también, que las solicitaciones de cargas axiales tienen mayor relevancia frente a los sismos, ya que se encuentran más cerca del límite nominal a comparación de los momentos. Si bien se tienen puntos de combinaciones muy cercanos al límite de resistencia, aún se encuentran dentro del diagrama definido.

Para los siguientes pisos se priorizará optimizar el diseño colocando cuantía mínima a partir del tercer nivel.

### 7.5.3. Diseño de resistencia por cortante y capacidad

Aplicando la ecuación 7.2 se obtiene la resistencia a la cortante otorgada por el concreto, el cual tiene un valor de  $\phi V_c = 34,31$  ton.

Posteriormente, se estiman las fuerzas cortantes últimas a través de las capacidades de los nudos de la columna en estudio. En este caso, se presenta el mayor momento nominal para la combinación 0.9CM-SX, con un valor de  $M_n = 95$ . Por tanto, el  $V_u$  de diseño, calculado a través del método de capacidad, es estima de la siguiente manera:

$$V_u = (95 + 95)/2,7 = 70,37 \text{ ton}$$

Adicionalmente, los cortantes por sismo se deben estimar amplificando por 2.5 su valor. En este caso, se obtienen los siguientes valores:

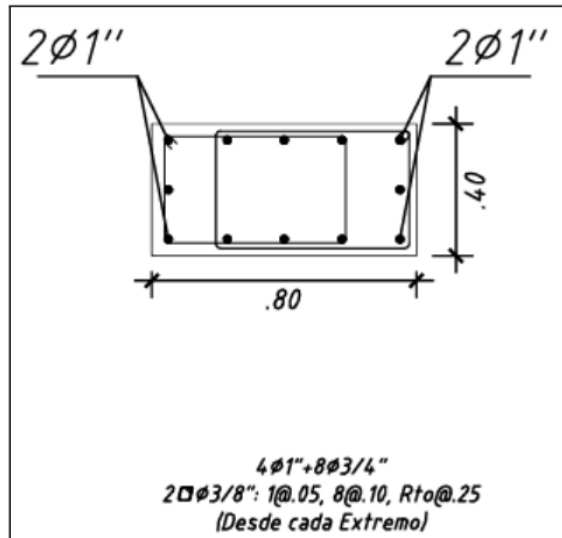
- $V_u = 1.25(CM+CV) + 2.5 SX = 9,91$  ton
- $V_u = 1.25(CM+CV) - 2.5 SX = -9,88$  ton

Dado que los valores de sismo amplificados son menores a la cortante nominal, la norma E.060 señala que se utilice el menor de los valores obtenidos. Por ello, se trabaja con un  $V_u = 9,88$  ton.

Finalmente, como  $\phi V_c > V_u$ , no se requieren estribos, por lo que se colocará el refuerzo mínimo según norma, teniendo en cuenta lo siguiente:

- $L_o = 0,8$  m
- $S_o = 10$  cm
- $S = 30$  cm

Dado que la distribución de acero es muy cercana a la cuantía mínima determinada por la sección, se tendrá la misma distribución en todos los pisos.

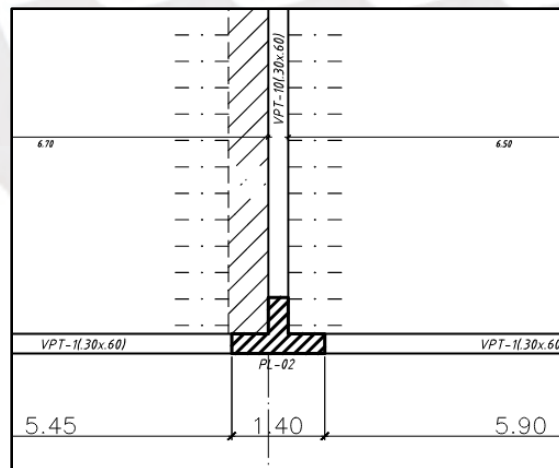


**Figura 7.5.** Distribución final para columna C-02

## 7.6. Diseño de columna C-04 del primer nivel

### 7.6.1. Metrado de cargas

De similar manera al ejemplo anterior, se calcula el área tributaria del elemento y, con ello, se calculan las cargas axiales muerta y viva.



**Figura 7.6.** Área tributaria de columna C-04

**Tabla 7.9.** Metrado de cargas por piso para las columnas C-03

Piso	CM (ton)	CV (ton)
7	-22,2	-3,0
6	-44,5	-11,6
5	-66,7	-20,3
4	-88,9	-28,9
3	-111,0	-37,6
2	-133,1	-46,2
1	-155,1	-54,8

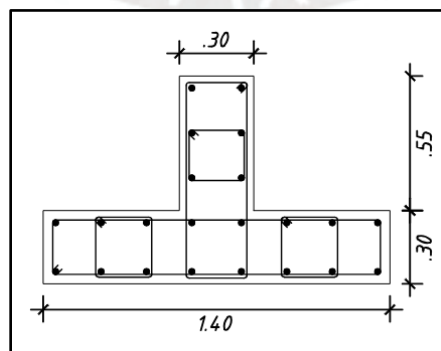
### 7.6.2. Diseño por flexocompresión

La tabla 7.10 resume los resultados tras la combinación de cargas actuantes sobre la columna en estudio.

**Tabla 7.10.** Combinaciones de cargas actuantes en columna C-03

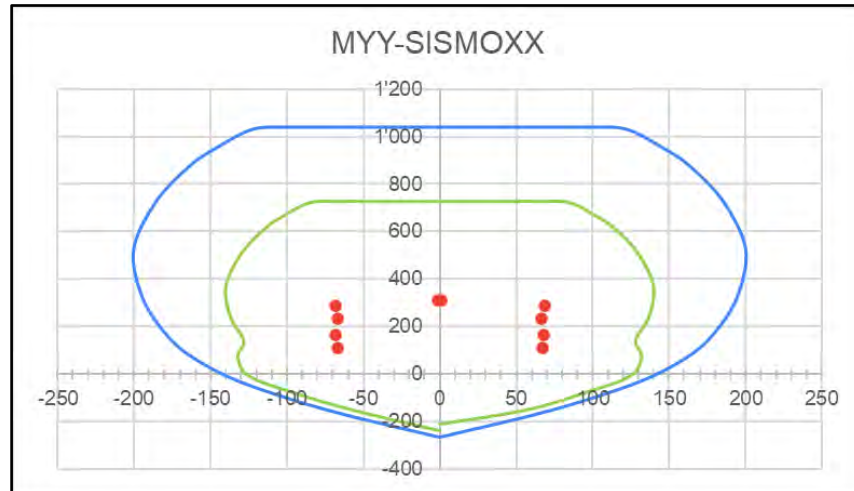
Combinación	Pu (ton)	Mu-Y (t.m)	Mu-X (t.m)
1.4CM+1.7CV	310,3	-17,1	9,5
1.25CM+1.25CV+SX	284,1	19,8	21,5
1.25CM+1.25CV-SX	240,7	-30,2	-19,8
0.9CM+SX	161,3	9,7	21,1
0.9CM-SX	117,9	-22,6	-20,2
1.25CM+1.25CV+SY	284,1	-19,8	-21,5
1.25CM+1.25CV-SY	240,7	30,2	19,8
0.9CM+SY	161,3	-96,6	-21,1
0.9CM-SY	117,9	22,6	20,2

$$A_{s_{min}} = 0.01 * (5850) = 58,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 22 \Phi 3/4" = 62,48 \text{ cm}^2$$

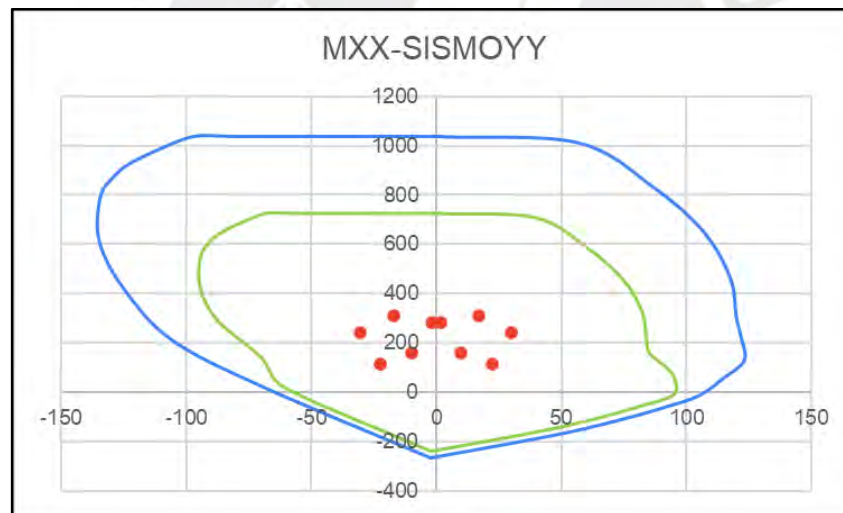


**Figura 7.7.** Distribución de acero en columna C-03

Tal como en el ejemplo anterior, después de la primera iteración de distribución, se realiza el diagrama de interacción correspondiente a la sección, en donde se colocan los puntos  $(M_u; P_u)$  producto de las combinaciones de cargas.



**Figura 7.8.** Diagrama de interacción en eje Y-Y para columna C-04 (ton.m vs ton)



**Figura 7.9.** Diagrama de interacción en eje X-X para columna C-04 (ton.m vs ton)

De esta manera, se verifica que los puntos  $(M_u; P_u)$  se encuentran dentro de la curva de resistencia nominal. Asimismo, debido a que se utilizó la cuantía mínima, se mantendrá este diseño para todos los pisos.

### 7.6.3. Diseño de resistencia por cortante y capacidad

De la ecuación (7.2) se obtiene la resistencia a la cortante otorgada por el concreto, el cual tiene un valor de  $\phi V_c = 40$  ton.

Se presenta el mayor momento nominal para la combinación 0.9CM+SX, con un valor de  $M_n = 153$  ton.m. Por tanto, el  $V_u$  de diseño, calculado a través del método de capacidad, es estima de la siguiente manera:

$$V_u = 113 \text{ ton}$$

Adicionalmente, se deben estimar los cortantes por sismo amplificados por 2.5. En este caso, se obtienen los siguientes valores:

- $V_u = 1.25(CM+CV) + 2.5 SX = 52$  ton
- $V_u = 1.25(CM+CV) - 2.5 SX = -51$  ton

De los valores mencionados, se elige el mayor,  $V_u = 52$  ton.

Finalmente, como  $V_u > \phi V_c$ , sí se requieren estribos, por lo que se calcula el espaciamiento con las siguientes expresiones:

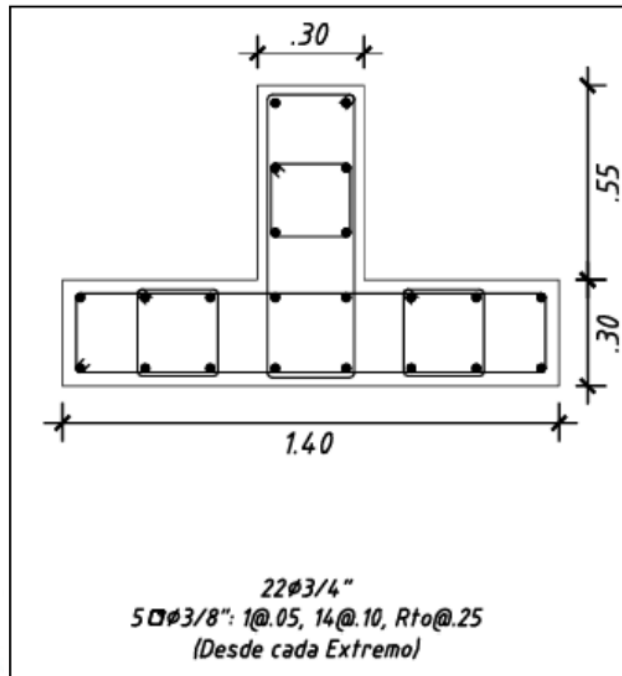
Considerando 2 estribos de 3/8", con un espaciamiento  $s = 30$  cm

$$\phi V_s = 45,29 \text{ ton}$$

$$V_u = 85,38 \text{ ton}$$

Sin embargo, dada la distribución y espaciamiento de las varillas verticales, se colocarán 3 estribos en la sección horizontal, lo que resulta un  $V_u = 108$  ton. Por tanto, el diseño por cortante resulta aún más conservador, dada la necesidad de amarre entre las varillas.

Dado que la distribución de acero es muy cercana a la cuantía mínima determinada por la sección, se tendrá la misma distribución en todos los pisos.



**Figura 7.10.** Distribución final para columna C-04

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos que soportan cargas verticales y horizontales respecto a su plano a causa de los sismos. Son elementos estructurales caracterizados por su alto aporte en la rigidez lateral de la estructura, por lo que controlan los desplazamientos laterales y por recibir la mayor parte de la fuerza sísmica.

### 8.1. Análisis estructural

El análisis estructural de estos elementos se realiza de manera similar al análisis del capítulo 7 para columnas.

### 8.2. Diseño por flexocompresión

Las placas se diseñan con el diagrama de interacción, tal como en el caso de columnas (capítulo 7). A excepción de que, para este caso, se tienen dos formas de distribución de la armadura vertical: a través de núcleos confinados en los extremos de la placa, llamados elementos de borde, o con una distribución uniforme.

#### 8.2.1. Elementos de borde en muros

La norma E.060 detalla los requerimientos de los elementos de bordes en los muros en el artículo 21.9.7. Se confinarán los elementos de bordes en zonas de compresión si se cumple el siguiente criterio:

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta u/h_m)} \quad (8.1)$$

Donde:

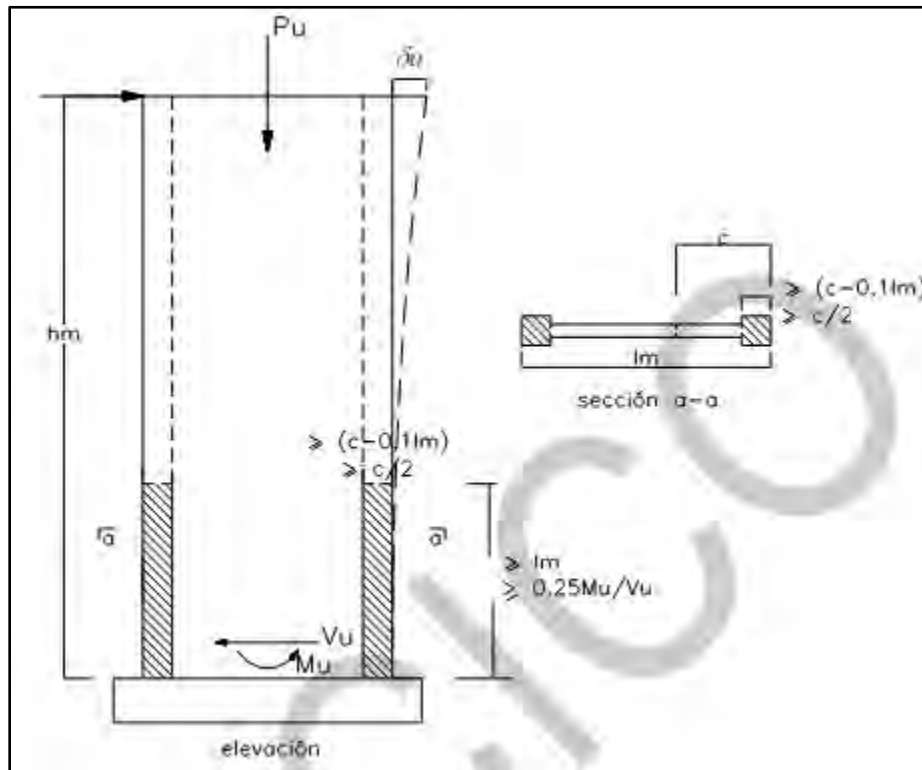
$l_m$  = Longitud del muro en el plano horizontal

$h_m$  = Altura total del muro

$\delta u$  = Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro

La norma E.060 indica que, para el caso de muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho efectivo del ala. Asimismo, se deben cumplir los siguientes lineamientos:

- La longitud de confinamiento debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta la mayor de las siguientes distancias:
  - $l_{conf} = c - 0.1 l_m$
  - $l_{conf} = c/2$
- Para muros con alas, los elementos de borde deben de incluir el ancho efectivo del ala en compresión y deben extenderse, cómo mínimo, 300 mm dentro del alma.
- El diámetro mínimo de estribos transversales se determina según el diámetro de las barras longitudinales:
  - 8 mm para barras de hasta 5/8"
  - 3/8" para barras de hasta 1"
  - 1/2" para barras mayores a 1"
- El espaciamiento no debe exceder al menor de los siguientes valores:
  - 250 mm,
  - la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde,
  - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- El refuerzo transversal dispuesto en los bordes de los muros estructurales debe anclarse dentro del apoyo con una longitud que, como mínimo, sea igual a la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro. Sin embargo, cuando el elemento de borde concluye en una zapata o losa de cimentación, esta longitud puede limitarse a 300 mm empotrado dentro la cimentación.
- El refuerzo horizontal ubicado en el alma del muro debe estar adecuadamente anclado dentro del núcleo confinado, asegurando así la correcta transferencia de esfuerzos entre ambos componentes.



**Figura 8.1.** Elementos confinados de borde en placas

### 8.3. Diseño por cortante

En el artículo 11.10, la norma indica una expresión para estimar el aporte del concreto en la resistencia al corte:

$$V_c = \alpha c * \sqrt{f'c} * t * l \quad (8.2)$$

Donde:

t = Espesor de la placa

l = Longitud de la placa

El valor de  $\alpha$  se obtiene a partir de la relación  $h_m/l_m$ , a través de las siguientes expresiones:

- $\alpha c = 0.80$ ; si  $h_m/l_m \leq 1.5$
- $\alpha c = 0.53$ ; si  $h_m/l_m \geq 2.0$
- Para valores intermedios, se debe interpolar

Por otro lado, el valor límite de  $V_n$  se rige bajo la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad (8.3)$$

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * t * l \quad (8.4)$$

Adicionalmente, según la norma E.060, las cuantías se contemplarán de acuerdo a las siguientes expresiones:

- Si  $V_u \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * t * d$ , considerar refuerzo mínimo de  $\rho_h = 0.0020$
- Si  $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * t * d$ , o  $V_u > \Phi V_c$ , se estimará la cuantía horizontal:

$$V_s = V_u / \Phi - V_c \quad (8.5)$$

$$\rho_h = V_s / (f_y * t * d) \quad (8.6)$$

$$\rho_{h_{min}} = 0.0025 \quad (8.7)$$

A partir de esto, para el caso de la cuantía vertical, se tiene la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - h_m / l_m) * (\rho_h - 0.0025) \quad (8.8)$$

$$\rho_v = 0.0025 \quad (8.9)$$

Es importante mencionar que tanto el espaciamiento horizontal como el vertical no deben exceder de 3 veces el espesor del muro o 40 cm para ambos casos.

Por último, las placas se diseñan por capacidad para estructuras de muros de concreto armado (artículo 21.9.5.3 de la norma E.060). En este caso, la fuerza cortante última obtenida deberá ser corregida con el fin de asegurar que se genere primero una falla dúctil (flexión o flexocompresión) y no una falla frágil (cortante).

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \frac{M_n}{M_u} \leq R \quad (8.10)$$

Donde  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  representan a la fuerza cortante y momento últimos amplificados, y  $M_n$  representa al momento nominal del refuerzo colocado en la placa. Es importante mencionar que esta indicación es limitada a una altura medida desde la base hasta el valor determinado por el mayor resultado entre  $l_m$ ,  $0.25 * M_u / V_u$  o la altura de los dos primeros niveles.

## 8.4. Diseño de placa PL-01 del eje 3 del primer nivel

### 8.2.1. Diseño por flexocompresión

Se tiene la siguiente tabla de resumen de las combinaciones de cargas.

**Tabla 8.1.** Combinaciones de cargas actuantes en placa PL-01 del eje 3

Combinación	Pu (ton)	Mu22 (t.m)	Mu33 (t.m)
1.4CM+1.7CV	1047	0	77
1.25CM+1.25CV+SX	930	106	3210
1.25CM+1.25CV-SX	839	-106	-3079
0.9CM+SX	513	106	3178
0.9CM-SX	422	-106	-3111
1.25CM+1.25CV+SY	930	-106	-3210
1.25CM+1.25CV-SY	839	106	3079
0.9CM+SY	513	-106	-3178
0.9CM-SY	422	106	3111

A continuación, se verifica el confinamiento de los bordes por medio del cálculo iterativo para obtener el eje neutro. Para las cargas  $P_u = 938.69$  ton y  $M_u = 2409.14$  ton.m se obtiene  $c = 2.61$  m.

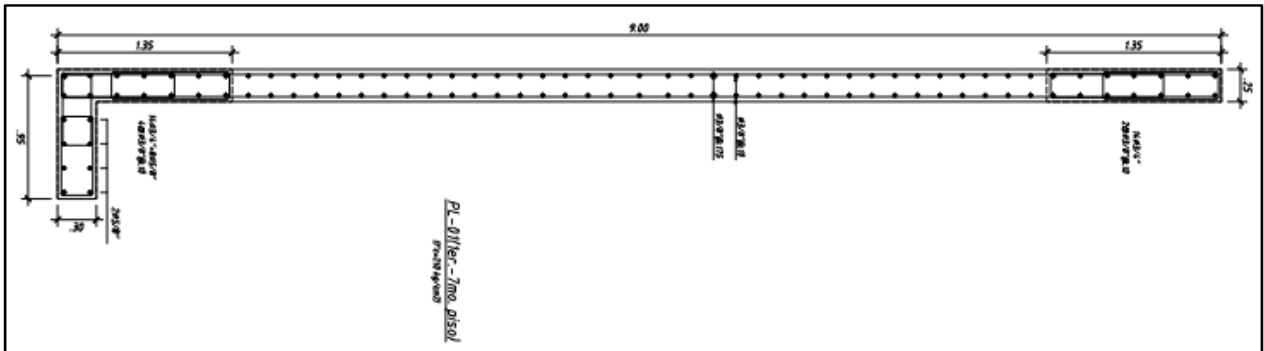
- $\frac{\delta u}{hm} = \frac{5.81}{2100} = 0.0027 \leq 0.005$ , se asume como mínimo 0.005
- $c_{lim} \geq \frac{900}{600(0.005)} = 300$  cm

De esta manera, se verifica que no es necesario colocar bordes especiales. La norma E.060, sin embargo, menciona algunos requerimientos mínimos para los elementos de borde:

- $l_{conf} = c - 0.1 l_m = 171$  cm
- $l_{conf} = c/2 = 130.5$  cm

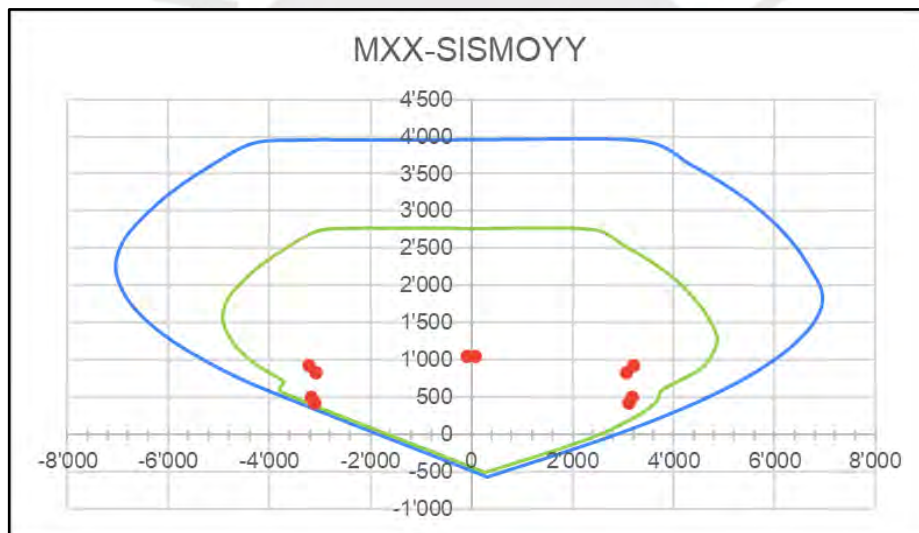
Para el análisis inicial, se plantean que los núcleos confinados tengan una longitud equivalente al 15% de la longitud total del muro, lo cual resulta en aproximadamente 1.35 m. Esta configuración busca cumplir con los criterios normativos de confinamiento y garantizar un comportamiento sísmico adecuado del muro. A

continuación, la figura 8.2 presenta la distribución preliminar del confinamiento a lo largo de la placa.



**Figura 8.2.** Distribución de acero en placa PL-01

Con esta distribución, se genera el diagrama de interacción en el eje X-X:



**Figura 8.3.** Diagrama de interacción en eje X-X para placa PL-01 (ton.m vs ton)

Se verifica que los valores ( $M_u$ ;  $P_u$ ) obtenidos del análisis se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo que indica que la distribución preliminar del refuerzo propuesta tiene la capacidad suficiente para resistir las solicitaciones combinadas de carga axial y momento flector, tanto por efectos gravitacionales como sísmicos.

### 8.2.2. Diseño por cortante

Si bien teóricamente los bordes confinados no requieren refuerzo transversal, se colocan estribos con la finalidad de asegurar la estructura, con un espaciamiento máximo de acuerdo al menos de los siguientes resultados:

- 10 db = 19.1 cm
- Menor dimensión de sección transversal = 25 cm
- 25 cm

Ahora, mediante la ecuación 8.10, se calcula la fuerza cortante de diseño. Para la combinación “1.25(CM+CV)+CSY”, se obtienen las cargas actuantes  $V_{ua} = 196.33$  ton y  $M_{ua} = 3209.63$  ton.m, por lo que el momento nominal es  $M_n = 5186$  ton.m. Por tanto, se tiene como fuerza cortante de diseño:

$$V_u = 196.33 \left( \frac{5186}{3209.63} \right) = 317 \text{ ton}; \quad \frac{5186}{3209.63} = 1.62 < 6$$

El aporte de resistencia a la cortante del concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 900 = 173 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 147 \text{ ton}$$

Por lo que  $V_s = 200.39$  ton. Ahora, se verifica con el valor límite de  $V_n$ :

$$V_n = 172.81 + 200.39 = 373 \text{ ton}$$

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{210} * 25 * 900 = 848 \text{ ton}$$

Por tanto, el valor resultante se encuentra dentro del límite.

Para la cuantía vertical y horizontal, dado que  $V_u > \phi V_c/2$ , se tienen las siguientes expresiones:

$$\rho_h = 248.35 * 10^3 / (4200 * 25 * 900) = 0.0021 \rightarrow 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Debido al espesor de 25 cm, se colocarán barras de acero de 3/8" en las 2 caras:

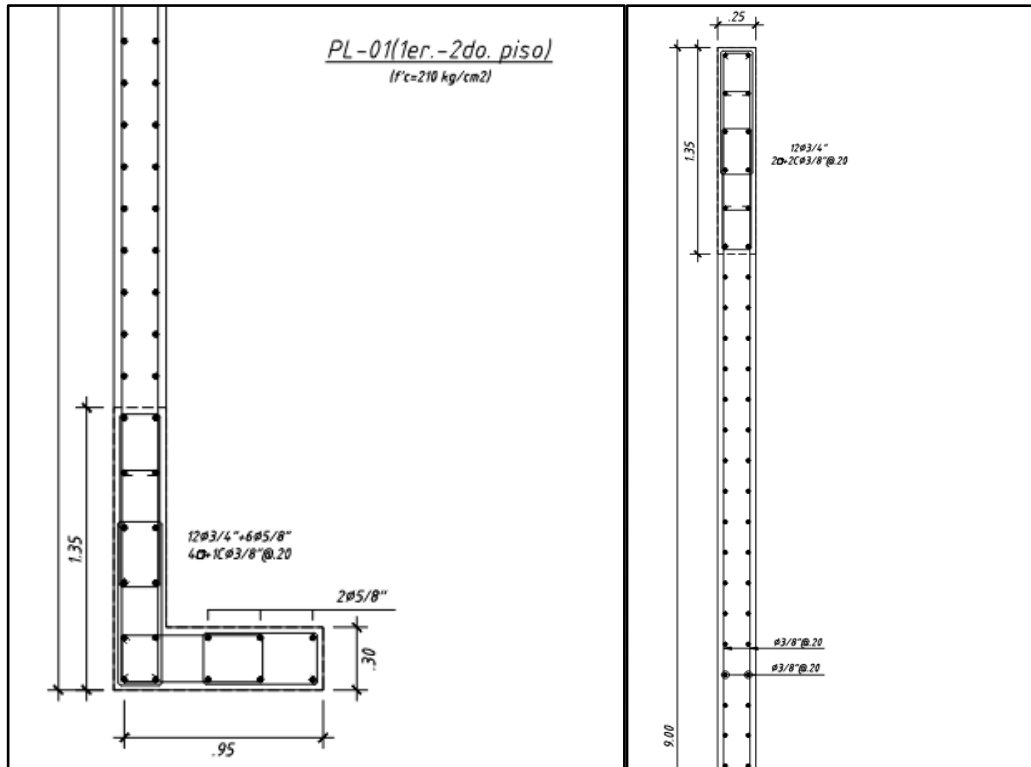
$$A_{sh} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = 2 * 0.71 / 6.25 = 23 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$A_{sv} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = 2 * 0.71 / 6.25 = 23 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Finalmente, se presenta el armado final de la placa PL-01:



**Figura 8.4.** Distribución final de acero en placa PL-01

## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son los elementos estructurales encargados de transferir las cargas provenientes de las columnas y placas hacia el suelo. Para su diseño, aplican los criterios mencionados en las normas E.050 y E.060. En este proyecto, se colocan cimentaciones superficiales como zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, vigas de cimentación y cimientos corridos.

### 9.1. Dimensionamiento por presión admisible

El dimensionamiento de zapatas se realiza asegurando que la presión máxima transmitida al suelo no supere la capacidad portante admisible en ninguno de sus extremos. Esta verificación es fundamental para evitar asentamientos diferenciales o fallas en el terreno.

De acuerdo a la norma E.060, cuando se considera la acción sísmica en el análisis se permite incrementar en 30% la presión admisible del suelo y reducir las cargas sísmicas en un 20%, es decir, se utiliza el 80% de dichas cargas para diseño.

No obstante, durante el predimensionamiento no se consideran momentos flectores, por lo que se adopta un 90% del valor de la presión admisible como medida de seguridad adicional.

En caso de que los refuerzos transmitidos al terreno excedan la capacidad portante, se deberán adoptar medidas correctivas como aumentar el área de la zapata, reorganizar la distribución estructural, o evaluar la implementación de un sistema de cimentación de mayor rigidez, como zapatas combinadas o una platea de cimentación.

$$\text{Área requerida} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{0.9*\sigma_{adm}} \quad (9.1)$$

$$\text{Área requerida} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})+P_{CS}}{1.3*0.9 \sigma_{adm}} \quad (9.2)$$

Siendo %PP el peso propio de la zapata expresado como porcentaje de las cargas por gravedad, de acuerdo a las recomendaciones del ingeniero Higashi, se debe tener en cuenta:

- %PP = 5% →  $\sigma_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$  (excelente suelo)
- %PP = 7.5% →  $\sigma_{adm} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$  (suelo intermedio)

- %PP = 10% →  $\sigma_{adm} = 1 \text{ kg/cm}^2$  (mal suelo)

Una vez definida el área se estiman las dimensiones de la zapata, considerando volados en los sentidos X e Y que nacen desde las caras de los elementos verticales.

Los esfuerzos máximos y mínimos finales se estiman mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6\Sigma M_{X-X}}{Lx^2Ly} \pm \frac{6\Sigma M_{Y-Y}}{LxLy^2} \quad (9.3)$$

Donde,

R = Fuerza axial resultante

A = Área de la cimentación

$M_{X-X}$  = Momento resultante en X-X

$M_{Y-Y}$  = Momento resultante en Y-Y

Estos esfuerzos deben ser menores que el esfuerzo admisible del suelo y mayores a cero, dado que los valores positivos corresponden a fuerzas de compresión y el suelo no resiste fuerzas de tracción. Sin embargo, en caso resulten fuerzas negativas (tracción), se debe de realizar una distribución de esfuerzo, como pueda ser Meyerhof.

## 9.2. Verificación por punzonamiento

En el diseño de zapatas sin refuerzo transversal (estribos), se debe garantizar que el peralte de la zapata sea suficiente para resistir las fuerzas de punzonamiento, generadas por la acción concentrada de columnas o placas sobre la losa de cimentación.

La sección crítica para evaluar este tipo de falla se define como el perímetro del apoyo (columna o placa), ubicado a una distancia de  $d/2$  desde su cara, siendo “d” el peralte efectivo de la zapata.

La resistencia requerida “Vu” se determina mediante la siguiente expresión:

$$Vu = \sigma_{ul} * (A - A_0) \quad (9.4)$$

La resistencia de diseño  $\Phi V_c$  se considera como el menor resultado de las siguientes expresiones:

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53(1 + \frac{2}{\beta}) * \sqrt{f'c} * b_0 * d \quad (9.5)$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.27(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}) * \sqrt{f'c} * b_0 * d \quad (9.6)$$

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d \quad (9.7)$$

Donde:

$b_0$  = Perímetro de la sección crítica

$d$  = Peralte efectivo de la cimentación

$\alpha_s$  = Relaciona la resistencia con la cantidad de bordes resistentes. Para columnas interiores, laterales o esquineras se consideran los valores de 40, 30 y 20 respectivamente

$\beta$  = Relación entre la mayor y menor dimensión del elemento vertical

Por último, se verifica que  $\Phi V_c > V_u$ , de lo contrario se deberá aumentar el peralte hasta cumplir esta condición.

### 9.3. Verificación por cortante

Los volados mencionados anteriormente se consideran empotrados en la cara del elemento vertical, por lo que se asimila a una viga en voladizo con carga distribuida hacia arriba. En este sentido, la fuerza cortante de diseño se considera a una distancia “d” de la cara del elemento.

$$\text{En x: } V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d) \quad (9.8)$$

$$\text{En y: } V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d) \quad (9.9)$$

Para la resistencia de diseño se tienen las siguientes expresiones:

$$\text{En x: } \Phi V_c = \Phi 0.53 * \sqrt{f'c} * L_y * d \quad (9.10)$$

$$\text{En } y: \Phi V_c = \Phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * L_x * d \quad (9.11)$$

De igual manera, se valida que  $\Phi V_c \geq V_u$ , en caso contrario se deberá aumentar el peralte hasta cumplir con esta condición.

#### 9.4. Diseño por flexión

Las zapatas aisladas se idealizan como una viga en voladizo empotradas en la cara del elemento vertical, con una carga distribuida hacia arriba, la cual corresponde al esfuerzo último actuante del terreno. Por tanto, se considera acero de refuerzo en la parte inferior del elemento. De esta manera, se tienen las siguientes expresiones:

$$\text{En } x: M_u = \sigma_u * L_v x^2 * L_y / 2 \quad (9.12)$$

$$\text{En } y: M_u = \sigma_u * L_v y^2 * L_x / 2 \quad (9.13)$$

Finalmente, se verifica que el área calculada cumpla con el refuerzo mínimo según norma:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h$$

#### 9.5. Diseño de zapata aislada

A manera de ejemplo, se desarrolla la zapata correspondiente a la columna C-02 (0.40x0.80 m) ubicada en el eje C-4.

Para el presente proyecto se tienen los siguientes datos del suelo:

- Perfil del suelo: S1
- Esfuerzo admisible: 4 kg/cm<sup>2</sup>
- Profundidad de cimentación: 1.50 m

Según el análisis estructural, en la base de la columna indicada se presentan las siguientes cargas en servicio:

**Tabla 9.1.** Cargas de servicio en zapata de C-4

Carga	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	-200,9	0	1,3
CV	-77,3	0	0,6
SX	2,5	10,6	0,3
SX	22,3	3,5	2,3

**9.5.1. Verificación de esfuerzo en la base**

Considerando %PP = 5%, se obtiene el área requerida por medio de la fórmula 9.1 (cargas de gravedad) y 9.2 (cargas de sismo).

$$\text{Sin sismo } A_{req} = 8.11 \text{ m}^2$$

$$\text{Con sismo } A_{req} = 5.76 \text{ m}^2$$

Por tanto, se escoge una dimensión preliminar de  $L = 3.00 \text{ m}$  y  $B = 2.60 \text{ m}$ . Con esto, se calculan los esfuerzos en la base por cargas de gravedad.

$$\sigma_1 = 38.92 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 38.89 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = 39.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = 38.34 \text{ ton/m}^2$$

En todos los casos se cumple que  $\sigma_{max} \leq 40 \text{ ton/m}^2$  y  $\sigma_{min} > 0 \text{ ton/m}^2$ . Ahora, se calculan los esfuerzos resultantes por cargas de gravedad y sismo.

**Tabla 9.2.** Esfuerzos considerando sismo en zapata de C-4

Esfuerzo	En X (ton/m <sup>2</sup> )	En Y (ton/m <sup>2</sup> )
Máximo	41.34	41.22
Mínimo	36.50	35.49

En todos los casos se verifica que  $\sigma_{max} \leq 1.3 \sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2$ . Por tanto, se comprueba que las dimensiones propuestas son adecuadas.

### 9.5.2. Verificación por punzonamiento

Para la verificación por punzonamiento, se halla el esfuerzo crítico como  $1.5 \sigma_{max}$  por gravedad, con el fin de simular de manera simplificada y conservadora los efectos combinados de carga gravitacional más carga sísmica, con lo que se obtiene un  $\sigma_{crit} = 60 \text{ ton/m}^2$ . Asimismo, dado que la columna C-02 tiene acero longitudinal de 1", requiere una longitud de anclaje de 60 cm, por lo que el peralte de la zapata será de 0.75 m. Con esto, se obtienen los siguientes valores:

- $b_o = 7.1 \text{ m}$
- $A_o = 2.39 \text{ m}^2$
- $\alpha = 40$ , por ser una columna centrada.

Aplicando las ecuaciones 9.5, 9.6 y 9.7, se obtienen los siguientes resultados de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = 602.57 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 376.61 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 869.02 \text{ ton}$$

Finalmente, la fuerza cortante por punzonamiento, aplicando la ecuación 9.8 y 9.9, es  $V_u = 353.08 \text{ ton}$ . Se verifica que, con el menor de los resultados de la resistencia de diseño,  $\phi V_c \geq V_u$ , por lo que el peralte  $h = 0.75 \text{ m}$  cumple con la condición. Se intentó optimizar el diseño con un peralte  $h = 0.70 \text{ m}$ ; sin embargo, dada la verificación por punzonamiento no se cumplía lo esperado.

### 9.5.3. Verificación por cortante

Dado que se contemplan volados de 1.10 m en cada dirección, aplicando las fórmulas 9.8 a la 9.11, se obtiene:

En X e Y:

**Tabla 9.3.** Resumen de verificación por corte en zapata de C-4

En X e Y	
Volado (m)	<b>1.1</b>
$V_u$ (ton) =	<b>28.44</b>
$V_c$ (ton) =	<b>49.92</b>
$\phi V_c$ (ton) =	<b>42.43</b>

Dado que la fuerza cortante resistente  $\Phi V_c > V_u$ , se verifica que la zapata está correctamente dimensionada.

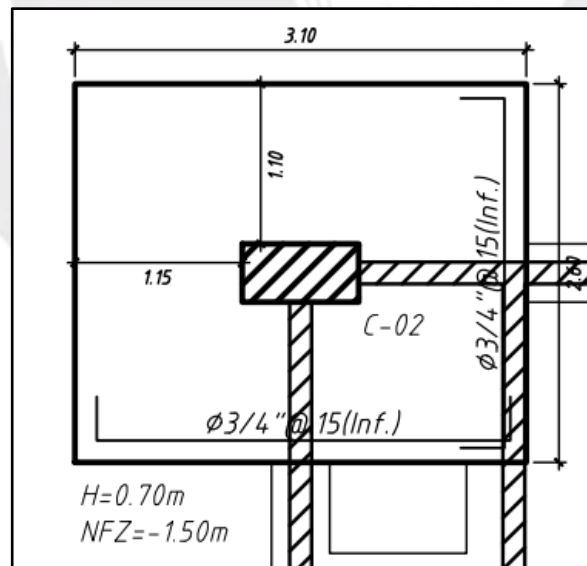
#### 9.5.4. Diseño por flexión

Se procede con el diseño por flexión, teniendo en cuenta el volado de 1.10 m en ambos lados, el peralte establecido y una sección de 1 m de ancho:

$$M_u = 38.2 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 16.03 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/4" @.175 \text{ m (malla inferior)}$$

$$A_{s_{\min}} = 13.50 \text{ cm}^2$$



**Figura 9.1.** Distribución final de acero en zapata de C-4

## 9.6. Diseño de zapata conectada

A continuación, se desarrolla el diseño completo de la zapata conectada de los ejes A/B-2. Para este diseño, se inicia de la misma manera que con zapatas aisladas. Se dimensionó la zapata excéntrica con  $B = 3.80$  m y  $L = 1.80$  m y la zapata centrada con  $B = 2.30$  m y  $L = 2.00$  m inicialmente, se verifican a continuación.

**Tabla 9.4.** Cargas de servicio en zapatas A-2 y B-2

Carga	Zapata A-2			Zapata B-2		
	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	-120,0	-0,2	0,4	-104,0	-1,1	-3,7
CV	-45,6	0,0	0,2	-30,8	-0,1	-1,9
SX	6,1	5,5	-3,2	25,2	-70,0	60,6
SX	-2,0	-2,0	2,2	17,1	-25,9	35,6

### 9.6.1. Verificación de esfuerzo en la base

**Tabla 9.5.** Esfuerzos por gravedad en zapata de A/B-2

Esfuerzos	Zapata A-2	Zapata B-2
$\sigma_x$ (max) =	<b>39.3</b>	<b>23.3</b>
$\sigma_x$ (min) =	<b>39.1</b>	<b>22.7</b>
$\sigma_y$ (max) =	<b>39.6</b>	<b>27.4</b>
$\sigma_y$ (min) =	<b>38.8</b>	<b>21.9</b>

**Tabla 9.6.** Esfuerzos considerando sismo en zapata de A/B-2

Esfuerzo	Zapata A-2		Zapata B-2	
	En X (ton/m <sup>2</sup> )	En Y (ton/m <sup>2</sup> )	En X (ton/m <sup>2</sup> )	En Y (ton/m <sup>2</sup> )
Máximo	39.2	51.57	42.9	41.1
Mínimo	7.4	3.2	40.5	38.0

Se verifica que en ningún caso por gravedad se superan los 40 ton/m<sup>2</sup> y en los casos considerando sismo no se superan 1.3 veces la carga admisible (52 ton/m<sup>2</sup>), por tanto, el dimensionamiento inicial es correcto.

### 9.6.2. Verificación por punzonamiento

Para la verificación por punzonamiento, se halla el esfuerzo crítico como  $1.5 \sigma_{max}$  por gravedad, con lo que se obtiene un  $\sigma_{crit} = 60 \text{ ton/m}^2$ .

**Tabla 9.7.** Tabla resumen de punzonamiento en zapata de A/B-2

Valor	Zapata A-2	Zapata B-2
d (m) =	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>
bo =	<b>5.6</b>	<b>6.5</b>
Ao =	<b>2</b>	<b>1.9</b>
Vu =	<b>290.4</b>	<b>163.5</b>
$\phi Vc =$	<b>511.8</b>	<b>265.2</b>

Se verifica que, para ambas zapatas, se cumple la condición de  $\phi Vc \geq Vu$ .

### 9.6.3. Verificación por cortante

**Tabla 9.8.** Tabla resumen de cortante en zapata de A/B-2

Valor	Zapata A-2		Zapata B-2	
	En X	En Y	En X	En Y
Volado (m)	1.4	0.8	0.8	0.8
Vu (ton) =	42.0	6.0	18.0	18.0
Vc (ton) =	53.8	53.8	38.4	38.4
$\phi Vc$ (ton) =	45.7	45.7	32.6	32.6

Se verifica que, para ambas zapatas, se cumple la condición de  $\phi Vc \geq Vu$ .

### 9.6.4. Diseño por flexión

Para la zapata A-2 (volado de 1.40 m en X y 0.80 m en Y), se tiene la siguiente tabla de resumen.

**Tabla 9.9.** Tabla resumen de diseño por flexión en zapata de A-2

Valor	En X	En Y
Mu (ton.m) =	58.8	19.2
As (cm <sup>2</sup> ) =	23.1	14.4

Es importante acotar que, para el sentido Y, mandó el acero mínimo, por lo que las distribuciones de las mallas de acero inferior resultantes son  $3/4''@.125$  m y  $3/4''@.20$  m para X e Y, respectivamente.

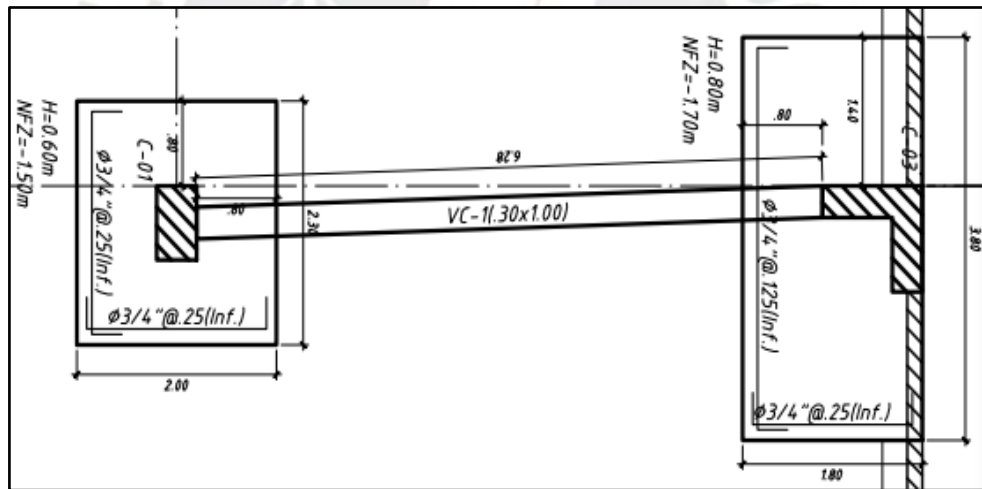
Para la zapata B-2 (volados de 0.80 m en X e Y), se tiene la siguiente tabla de resumen.

**Tabla 9.10.** Tabla resumen de diseño por flexión en zapata de A-2

Valor	En X	En Y
Mu (ton.m) =	19.2	19.2
As (cm <sup>2</sup> ) =	10.8	10.8

En este caso mandó el acero mínimo y dado los volados iguales se tiene la distribución de mallas de acero inferior de  $3/4''@.25$  m para X e Y.

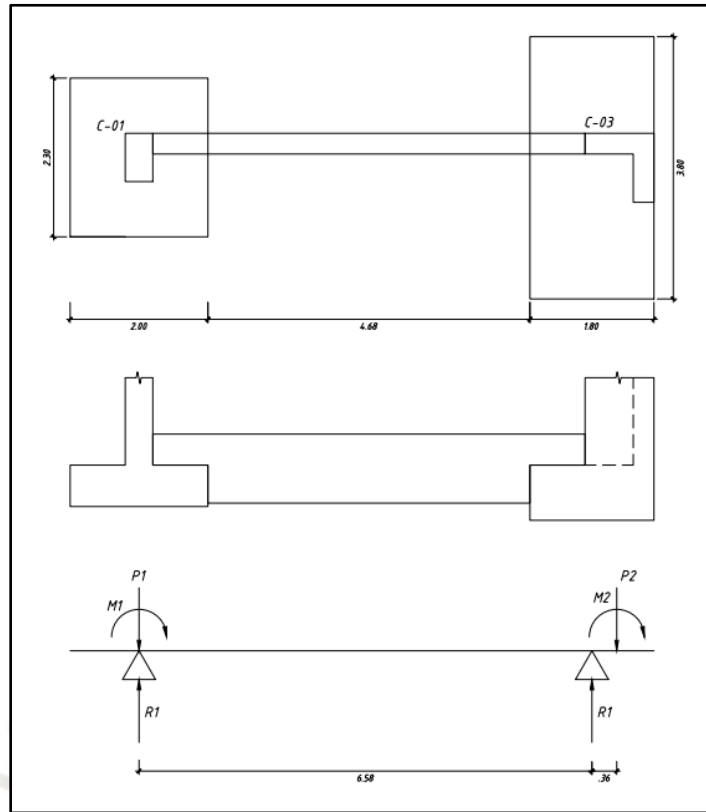
Con esto, se tiene la distribución de acero de la zapata en estudio.



**Figura 9.2.** Distribución final de acero en zapata de AB-2

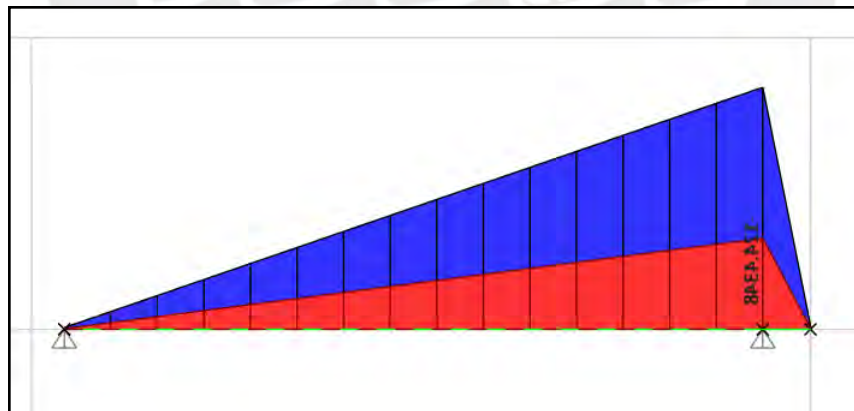
#### 9.6.4. Diseño de viga de cimentación

La viga de cimentación tiene como función conectar la zapata aislada y la zapata excéntrica, con el fin de resistir los momentos generados por la excentricidad. Inicialmente, se propone la viga de sección 0.30x1.10 m, la cual se muestra a continuación.



**Figura 9.3.** Vista en planta, elevación e idealización de viga de cimentación en eje 2

A continuación, se muestran las envolventes de DMF y DFC resultantes.



**Figura 9.4.** DMF de viga de cimentación VC-01



**Figura 9.5.** DFC de viga de cimentación VC-01

### Diseño por cortante

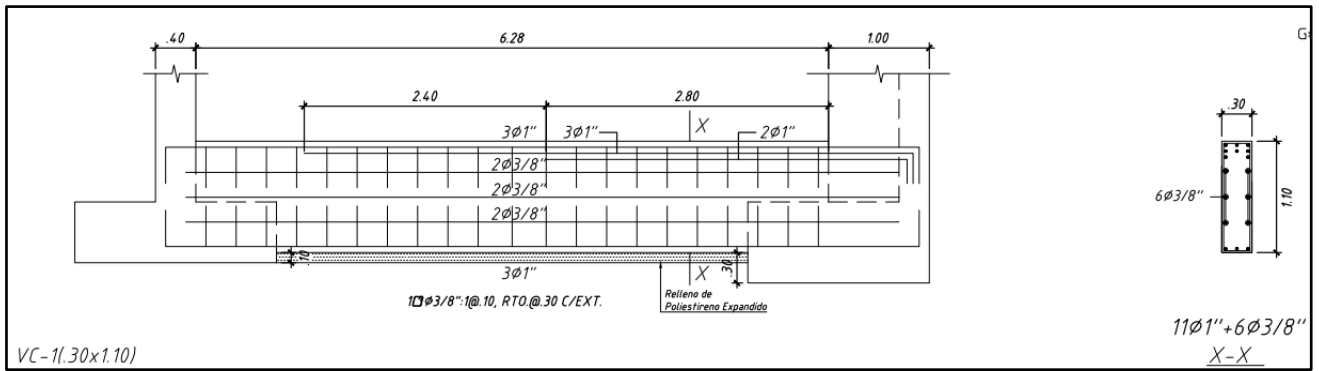
Tal como en el capítulo 5 de diseño de vigas, se calcula la resistencia del concreto  $\phi V_c$  y se compara con la cortante última.

- $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 100 = 19.6 \text{ ton}$
- $V_u = 17.2 \text{ ton}$

Se verifica que  $\phi V_c > V_u$ , por lo que se usarán estribos de  $3/8'' @ .30 \text{ m}$ .

### Diseño por flexión

Del DMF se obtiene un momento último  $M_u = 124.4 \text{ ton.m}$ , por lo que se requerirá  $A_s = 38.8 \text{ cm}^2$ . Se verifica que se encuentre dentro de los límites de acero máximo y mínimo ( $A_s \text{ máx} = 47.78 \text{ cm}^2$  y  $A_s \text{ mín} = 7.25 \text{ cm}^2$ ). De esta manera, se propone el siguiente armado:  $8\Phi 1''$  (acero principal) +  $6\Phi 3/8''$  (acero en el alma) para el acero negativo y  $3\Phi 1''$  para acero positivo.



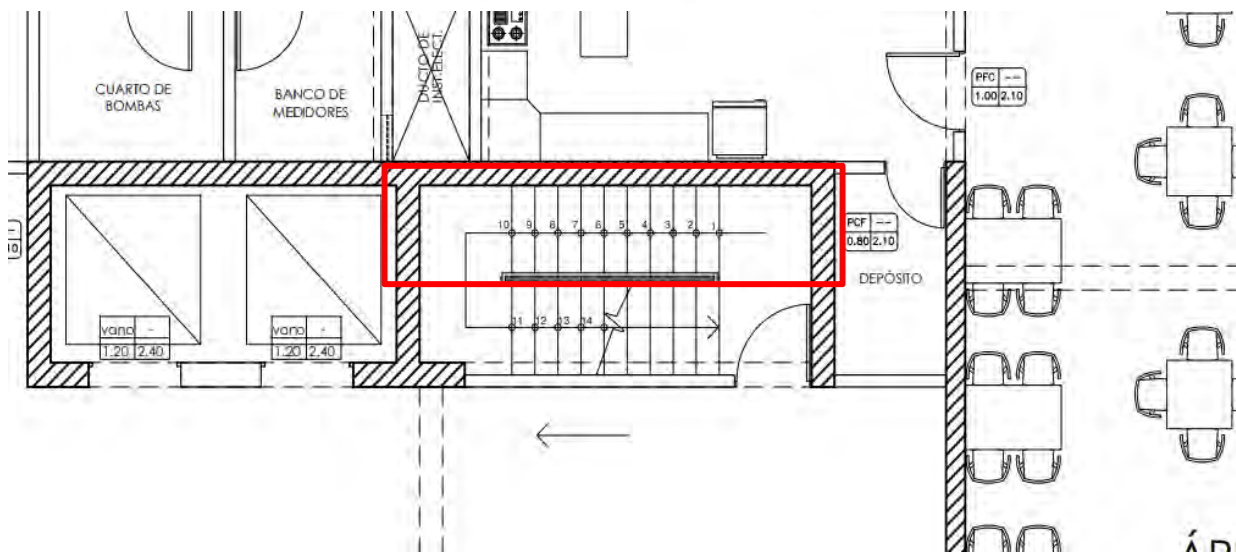
**Figura 9.6.** Diseño final de viga de cimentación VC-01



## CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

### 10.1. Diseño de escaleras

La arquitectura del edificio presenta las escaleras ubicadas al lado de la caja de ascensores, ubicado con el fin de cumplir los parámetros de la norma A.010 respecto a la ruta de evacuación. La escalera cuenta con un total de 20 pasos de 30 cm entre cada piso, contrapasos de 16.5 cm, garganta y descansos de 20 cm de espesor. Para el análisis estructural, se idealiza como una losa maciza de 1 m de ancho simplemente apoyada.



**Figura 10.1.** Tramo 1 de escalera

Con las dimensiones mencionadas, se realiza el diseño del primer tramo de la escalera considerando el siguiente metrado de cargas:

- En la escalera

$$w_p = 2.4 * \left(\frac{C_p}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P}\right)^2}\right) = 0.75 \text{ ton/m}^2$$

$$w_{pt} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.85 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.4 \text{ ton/m}$$

- En el descanso

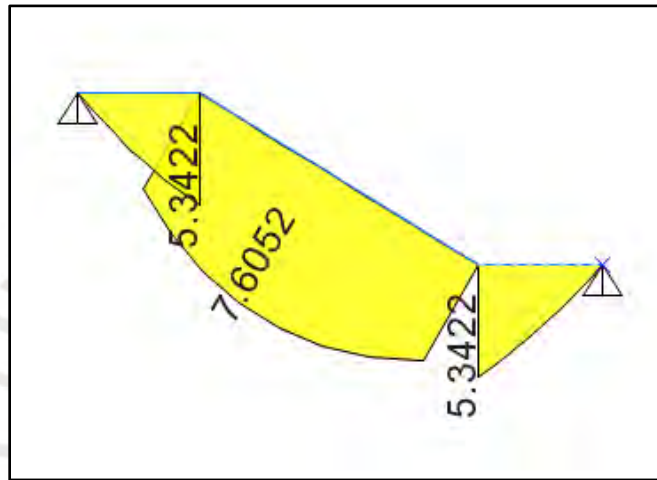
$$w_p = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$w_{pt} = 0.1 \text{ ton/m}$$

$$CM = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.4 \text{ ton/m}$$

A continuación, el DFC de la carga última distribuida en el elemento.



**Figura 10.2.** DFC del tramo 1 de escalera

### 10.1.1. Diseño por flexión

Del diagrama de momentos flectores se obtienen las cargas de momento último de  $M_u = 5.34 \text{ ton.m}$  y  $M_u = 7.60 \text{ ton.m}$ , para el descanso y las escaleras, respectivamente. Con estos resultados, se realiza el diseño por flexión.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 3.06 \text{ cm}^2$$

**Tabla 10.1.** Tabla resumen de diseño por flexión del tramo 1 de escalera

Valor	Escalera	Descanso
$M_u \text{ (ton.m)} =$	7.6	5.34
$A_s \text{ (cm}^2) =$	11.69	45396
$A_s \text{ instalado} =$	$\Phi 1/2" @ .10$	$\Phi 1/2" @ .15$

Por tanto, para los aceros longitudinales se coloca la configuración de 1/2"@.10 m en el tramo inclinado y de 1/2"@.15 m en los descansos. Por otro lado, para los aceros transversales se coloca el refuerzo mínimo de 3/8"@.20 m.

### 10.1.2. Diseño por corte

Para la verificación por corte debe cumplirse que  $\Phi V_c \geq V_u$ , donde  $\Phi V_c$

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

De acuerdo al análisis estructural,  $V_u = 5.50 \text{ ton}$ , por lo que se verifica la condición.

## 10.2. Diseño de cisterna

Para el presente proyecto de oficinas, se optó por dividir la cisterna en 3 compartimientos destinados al almacenamiento de agua de uso diario, agua contra incendio, y al cuarto de bombas. A continuación, se presenta el diseño de los elementos de la cisterna:

### 10.2.1. Diseño de losa de fondo y techo

Se decidió plantear una estructura de 15 cm de espesor para la losa de fondo y 20 cm para la losa de techo, armada en dos direcciones ya que tiene una relación entre dimensiones laterales igual a 2. Para el diseño se aplicará el método de coeficientes considerando todos los extremos empotrados.

Para la losa de fondo, dado a que es un elemento con contacto con agua, se tiene como cuantía mínima:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0028 * b * h = 4.2 \text{ cm}^2$$

Se tienen las siguientes cargas:

- Peso del agua ( $w_w$ ) =  $1 \text{ ton/m}^3 * 2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 2 \text{ ton/m}$
- Peso propio ( $w_d$ ) =  $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0.36 \text{ ton/m}$
- Carga última =  $3.90 \text{ ton/m}$

La norma E.060 plantea las siguientes ecuaciones para el cálculo de momentos negativos en la franja central:

$$M_a = C_a * w_u * A^2 \quad (10.1)$$

$$M_a = C_b * w_u * B^2 \quad (10.2)$$

Y para positivos:

$$M_a = C_a * w_{ud} * A^2 \quad (10.3)$$

$$M_a = C_b * w_{ul} * B^2 \quad (10.4)$$

donde,

Ma = Momento de flexión en la dirección A

Mb = Momento de flexión en la dirección B

A = Luz libre del tramo en la dirección corta

B = Luz libre del tramo en la dirección larga

Ca y Cb = Coeficientes de momentos para direcciones corta y larga

wu = Carga última (wud para carga muerta, wul para carga viva)

De esta manera, se obtienen los siguientes resultados para el caso (A/B = 0.5):

**Tabla 10.2.** Tabla resumen de diseño por flexión del tramo 1 de escalera

Valor	Negativo	Positivo (D)	Positivo (L)
Ca	0,086	0,095	0,095
Cb	0,006	0,006	0,006
wud (ton/m)	0,50	0,50	0,50
wul (ton/m)	3,40	3,40	3,40
wu (ton/m)	3,90	3,90	3,90
A (m)	2	2	2
B (m)	4	4	4
Ma (ton.m)	1,34	0,19	1,29
Mb (ton.m/m)	0,37	0,05	0,33

Por tanto, se tienen los siguientes requisitos de acero:

- $Ma^- = 1.34 \text{ ton/m} \rightarrow As = 3.06 \text{ cm}^2$
- $Mb^- = 0.37 \text{ ton/m} \rightarrow As = 0.81 \text{ cm}^2$
- $Ma^+ = 1.34 \text{ ton/m} \rightarrow As = 3.36 \text{ cm}^2$
- $Ma^+ = 1.34 \text{ ton/m} \rightarrow As = 0.85 \text{ cm}^2$

Por tanto, se usa acero mínimo 3/8"@.15 m.

Luego, se realiza la verificación por cortante:

$$V = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1.0 - 0.5\frac{A}{B}\right) \quad (10.4)$$

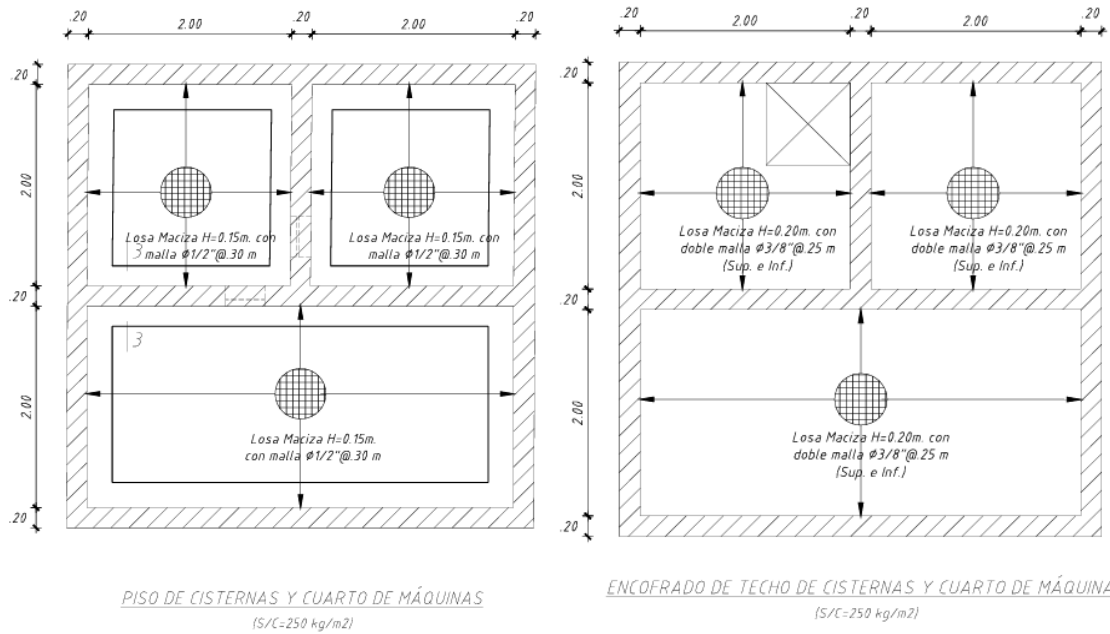
Con esto se obtiene un  $V_u = 2.57 \text{ ton}$ . Asimismo, se calcula la resistencia al corte del elemento con la expresión:

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d = 7.83 \text{ ton} \geq V_u$$

Por otro lado, para la losa de techo, se calcula el refuerzo mínimo:

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 * b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

Se realiza el análisis estructural considerando el tránsito vehicular encima de la losa de techo de cisterna, ya que está ubicada debajo de la zona de estacionamientos (S/C = 250 kg/m<sup>2</sup>). Se obtienen valores de momentos flectores despreciables por lo que se considera un refuerzo mínimo en el elemento (doble malla 3/8"@.25 m).



**Figura 10.3.** Diseño de losa de fondo y techo de cisterna en planta

### 10.2.2. Diseño de muros

Los muros de la cisterna están sometidos a los empujes del agua y suelo que lo rodean. Para el proyecto, se consideraron muros de 20 cm de espesor, de 2.50 m de altura de piso a techo. Se tienen las siguientes características:

- Peso específico del terreno ( $\gamma_s$ ) = 1.95 ton/m<sup>3</sup>
- Peso específico del agua ( $\gamma_w$ ) = 1.00 ton/m<sup>3</sup>
- Altura de agua ( $H_w$ ) = 2 m
- Altura de muro ( $H_m$ ) = 2.50 m
- Factor de empuje activo de suelos en reposo ( $K_a$ ) = 0.33
- Resistencia del concreto ( $f'_c$ ) = 280 kg/cm<sup>2</sup>

$$E_a = 1.4 * \gamma_w * H_w \quad (10.1)$$

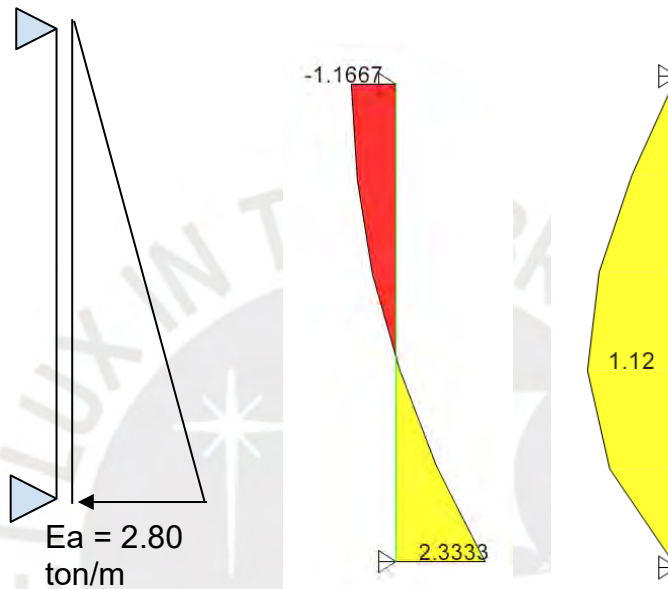
$$E_s = S * K_a * \gamma_s * H_m * \quad (10.2)$$

Con estas expresiones, se calculan los empujes correspondientes al agua y al suelo:

$$E_a = 2.80 \text{ ton/m}$$

$$E_s = 2.10 \text{ ton/m}$$

De esta manera, se determina el caso crítico de diseño para la cisterna, considerando que una cara del muro está sometida a la presión hidrostática del agua y la otra cara no presenta cargas. Además, se considera un modelo simplificado tipo viga. Con esto se obtiene:



**Figura 10.4.** DFC y DMF de muro de cisterna (ton y ton.m)

Respecto a la verificación por cortante, se tiene:

$$\phi V_c = 10.4 \text{ ton} > V_u = 2.3 \text{ ton}$$

Respecto al diseño por flexión, se tienen los siguientes refuerzos mínimos y la tabla de resumen respectiva:

$$A_{s_{min}} = 0.0028 * b * h = 5.6 \text{ cm}^2$$

**Tabla 10.2.** Tabla resumen de diseño por flexión de muros de cisterna

Mu (ton.m)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )	φMn instalado (ton*m)
1,12	0,44	1,87	3/8"@0.20	7,10	4,07

Por tanto, se decide colocar una doble malla de 3/8"@.20 m, cumpliendo la cuantía mínima para muros en contacto con agua.

### 10.3. Diseño de tabiquería

La tabiquería usada en muros divisorios, cercos y parapetos, no es considerada elemento estructural, dado que no soportan cargas ni aportan rigidez a la estructura, por lo que debe de ser aislada adecuadamente de esta. Sin embargo, la norma E.030 indica que el diseño debe resistir las fuerzas sísmicas relacionadas a su peso propio y que la fuerza de diseño sísmico a nivel base y sótanos se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$F = 0.5 * Z * U * S * P_e \quad (10.3)$$

Por otro lado, en pisos superiores se puede estimar en base a su aceleración:

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * P_e \quad (10.4)$$

Donde:

- Z = Factor de zona (0.45)
- U = Factor de uso (1)
- S = Factor de suelo (1)
- ai = Aceleración horizontal del nivel
- C1 = Coeficiente sísmico

La norma E.070 de Albañilería, por su parte, menciona las exigencias para el diseño de la albañilería mediante las siguientes expresiones:

$$w = 0.8 * Z * U * C_1 * \gamma * e \quad (10.5)$$

$$Ms = m * w * a^2 \quad (10.6)$$

Donde:

- w = Carga sísmica
- $\gamma$  = Peso específico de la albañilería (1800 kg/m<sup>3</sup>)
- e = Espesor bruto del muro (15 cm)

- $M_s$  = Momento flector por unidad de longitud
- $m$  = Coeficiente de momentos
- $a$  = Dimensión crítica del paño

A continuación, se presenta el diseño del cerco perimétrico que tiene como características una altura de 2.4 m y un espesor de 0.15 m. Asimismo, las columnas son consideradas como vigas en voladizo y se asume que la albañilería está apoyada en todos sus bordes, dado que se cuenta con vigas soleras. Las columnetas (0.25x0.30 m) están distribuidas cada 4.5 m como máximo y las vigas soleras son de 0.25x0.20 m de sección. Con esto se tiene:

$$w = 0.8 * 0.45 * 1 * 0.6 * 1800 * 0.15 = 58.32 \text{ kg/m}^2$$

La relación entre la distancia libre horizontal y la altura libre máxima es  $4.2/2.5 = 1.68$ , por lo que el valor  $m = 0.0896$  para el caso de muros arriostrados en sus bordes.

$$M_s = 32.67 \text{ kg.m/m}$$

- Con esto, se calcula el esfuerzo  $\sigma = 6 * 5630/0.13^2 = 1.16 \text{ kg/cm}^2$ . Se verifica que cumple con el esfuerzo límite especificado en la Norma E.070 ( $1.50 \text{ kg/cm}^2$ ).

Por tanto, la distancia máxima entre columnetas de 4.5 m y la altura de 3 m son válidas.

Respecto a las columnetas, de las ecuaciones 10.3 y 10.5, se tiene:

- $F = 60.75 \text{ kg/m}^2$
- $w_{col} = 182.25 \text{ kg/m}$
- $M_u = 1093.5 \text{ kg.m}$

Se muestra la tabla de resumen del diseño por flexión y cortante, cuyo procedimiento es el mismo al explicado en el capítulo 7. Diseño de columnas.

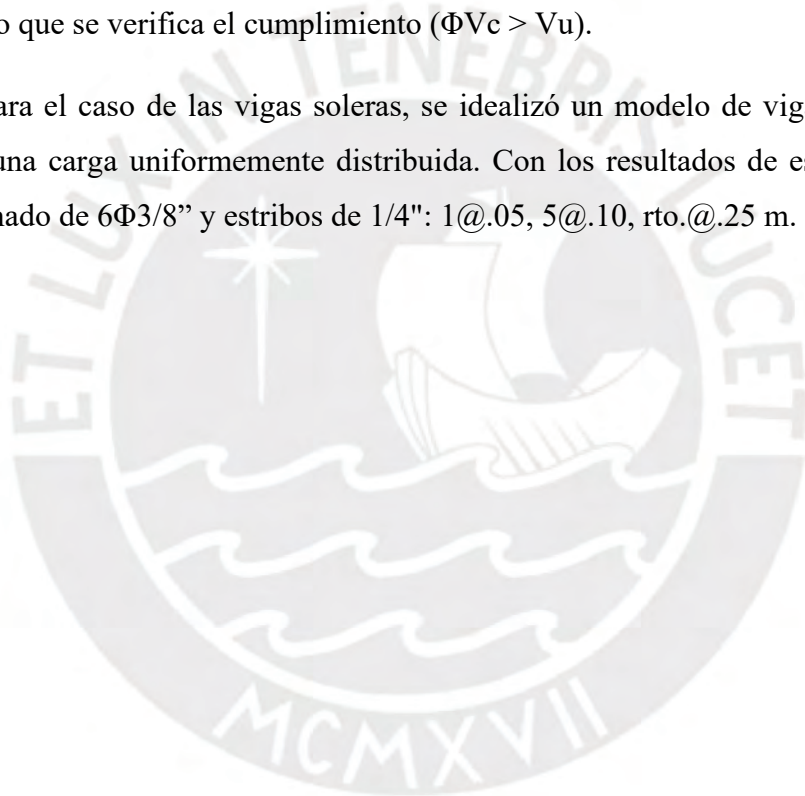
**Tabla 10.3.** Tabla resumen de diseño por flexión en columnetas

b (cm)	40
h (cm)	25
d (cm)	22
Mu (ton.m)	1,1
As (cm <sup>2</sup> )	1,35

Por tanto, se eligen 2 barras de 1/2" ( $A_s = 2.58 \text{ cm}^2$ ) en cada extremo de la columneta.

Por otro lado, para el diseño por cortante se estima la fuerza de  $V_u = 546.75 \text{ kg}$  y un  $\Phi V_c = 5744 \text{ kg}$ , por lo que se verifica el cumplimiento ( $\Phi V_c > V_u$ ).

Finalmente, para el caso de las vigas soleras, se idealizó un modelo de viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida. Con los resultados de este análisis, se plantea un armado de 6 $\Phi$ 3/8" y estribos de 1/4": 1@.05, 5@.10, rto.@.25 m.



## CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- La estructura se diseñó de acuerdo a las normas vigentes establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Las placas otorgan gran rigidez a la estructura, resistiendo más del 90% de la fuerza cortante basal. Con estos elementos y los pórticos en los sentidos X e Y, se obtuvieron derivas menores a 3.5%, por lo que se desprecian los efectos de torsión y resulta en una estructura regular.
- Los periodos fundamentales realizados a través del análisis modal permiten concluir que el edificio tiene un comportamiento torsional predominante, lo que ha relegado los modos traslacionales (Y-Y y X-X) al segundo y tercer lugar. Si bien las derivas cumplen con la norma, la torsión provoca una distribución de fuerzas internas en los elementos estructurales, lo que se evidencia en los factores de amplificación en el sentido X, con la mayor excentricidad en Y-.
- El peso sísmico obtenido de ETABS para cada planta difiere en alrededor del 3% con el cálculo manual. Esta diferencia no representa ninguna variación relevante con respecto al diseño de la estructura, por lo que se consideró el peso obtenido del software.
- Los elementos estructurales se reforzaron con la cuantía mínima necesaria con el fin de optimizar el diseño y resultar en una solución viable económicamente para el proyecto. En este sentido, se redujo el refuerzo de acero en placas y columnas de acuerdo a 2 o 3 niveles de diferencia.
- En la mayoría de casos de diseño de vigas, el diseño por capacidad predominó, a fin de que se asegure una falla dúctil que permita que la energía provocada por un sismo se disipe. Esto se evidencia en el armado de las vigas VPT-7 y VPT-11, por ejemplo.
- Se verificó el comportamiento frente a las cargas axiales y momentos de las columnas y placas. De esta forma, las columnas se comportan de la manera esperada, ya que el esfuerzo a compresión predomina respecto a los momentos, a diferencia de las placas en donde ocurre lo contrario. Este detalle se aprecia en los diagramas de interacción correspondientes.

- Para el pre-dimensionamiento de zapatas se consideraron las recomendaciones presentadas en los “Apuntes del curso de Concreto Armado 2”, del ingeniero Julio Higashi, las cuales resultaron suficientes para su posterior diseño y dimensionamiento final.
- Se consideró una zapata central combinada que une la caja de ascensor y escaleras con las placas en los ejes 3 y 5. Esta fue modelada como un elemento tipo shell con los esfuerzos calculados manualmente. Asimismo, la zapata permite conectar las zapatas excéntricas por medio de una viga de cimentación.
- Se optó por ubicar la cisterna en la zona de estacionamientos con el fin de evitar interferencias con las cimentaciones del edificio. Dadas las pequeñas dimensiones y solicitaciones de carga, predominó la cuantía mínima en el diseño de sus elementos.



## REFERENCIAS Y ANEXOS

OTTAZZI, G. (2019). *Apuntes del curso: Concreto armado 1*. PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería

MUÑOZ, A. (1999). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

BLANCO, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil*. Lima, Perú

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2009). *Norma A.010 Condiciones Generales De Diseño*. Lima, Perú.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2016). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006). *Norma E.070 Albañilería*. Lima, Perú.

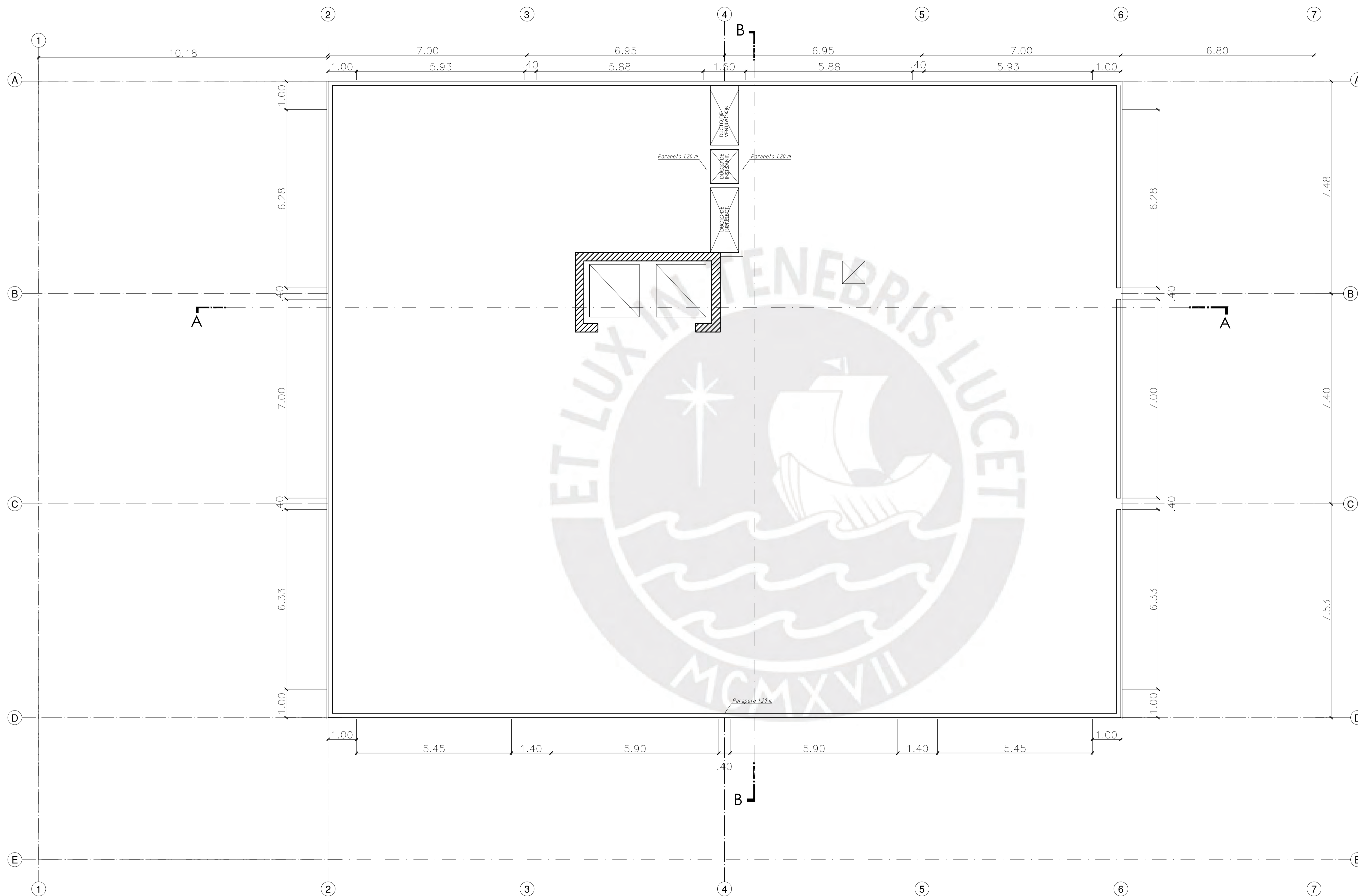






PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

DETALLES Y/O ANOTACIONES



PROYECTO

EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO

PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR

GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD

ARQUITECTURA

TÍTULO

ARQUITECTURA DE  
AZOTEA

ESCALA

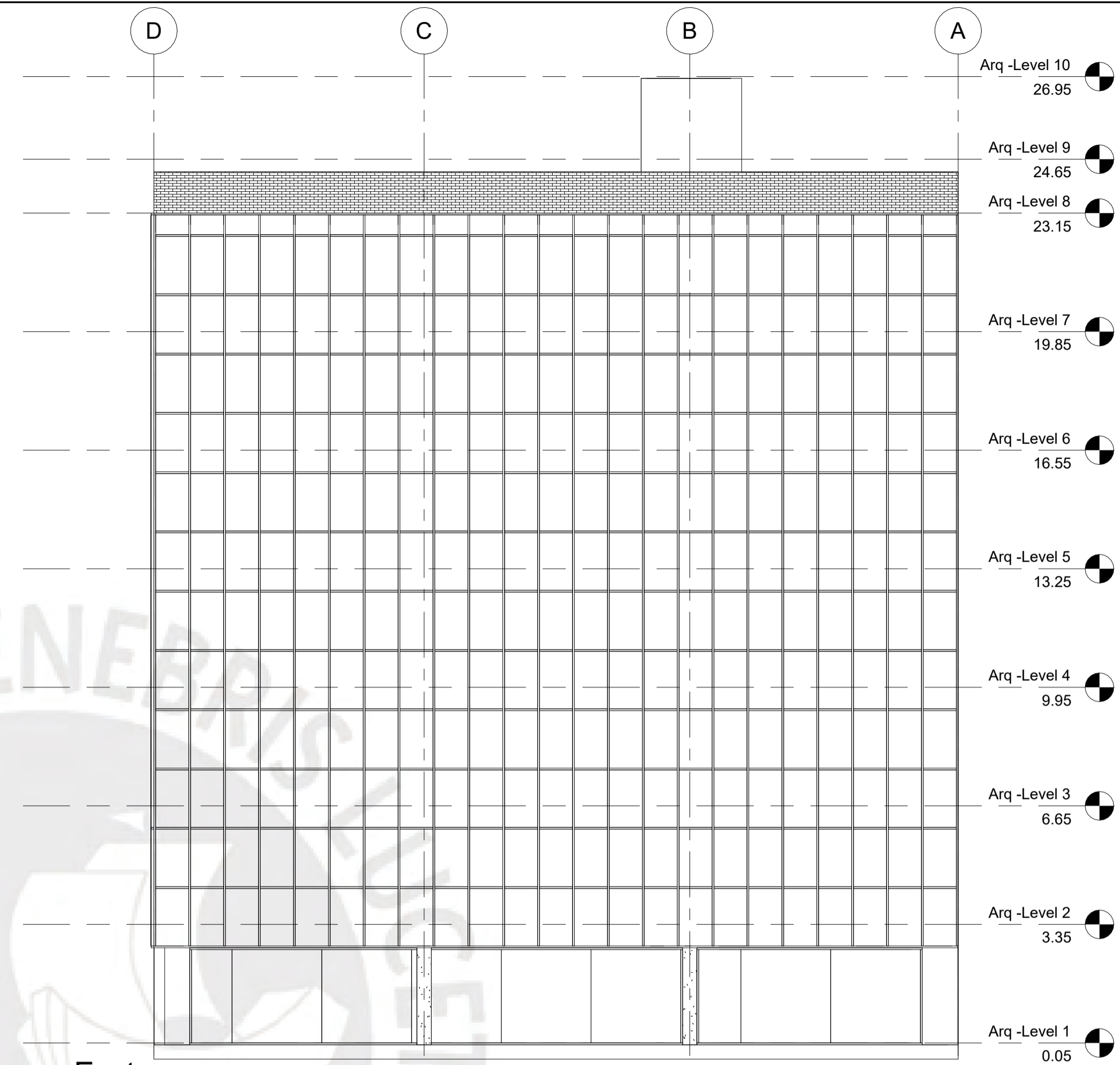
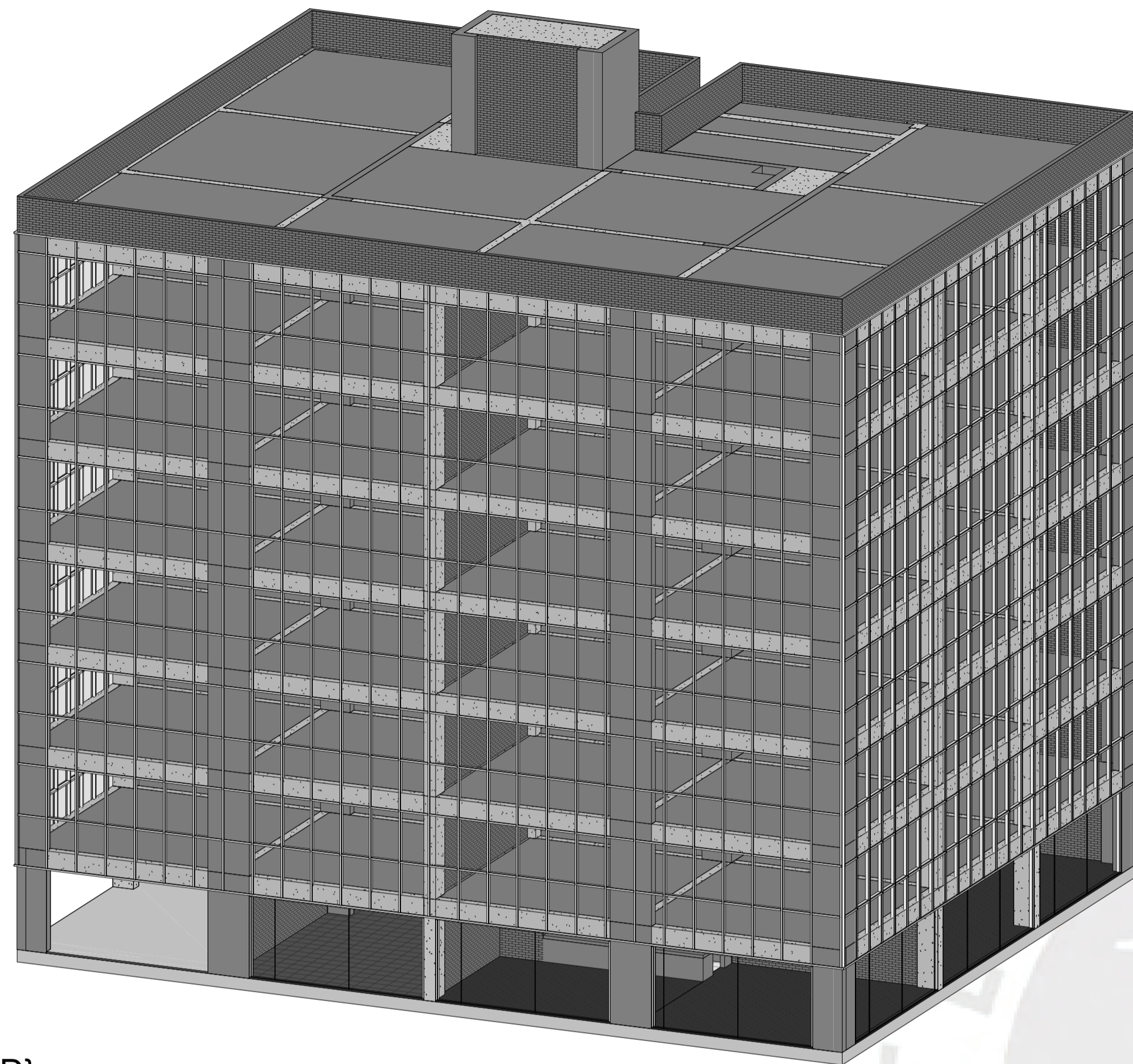
1/75

FECHA

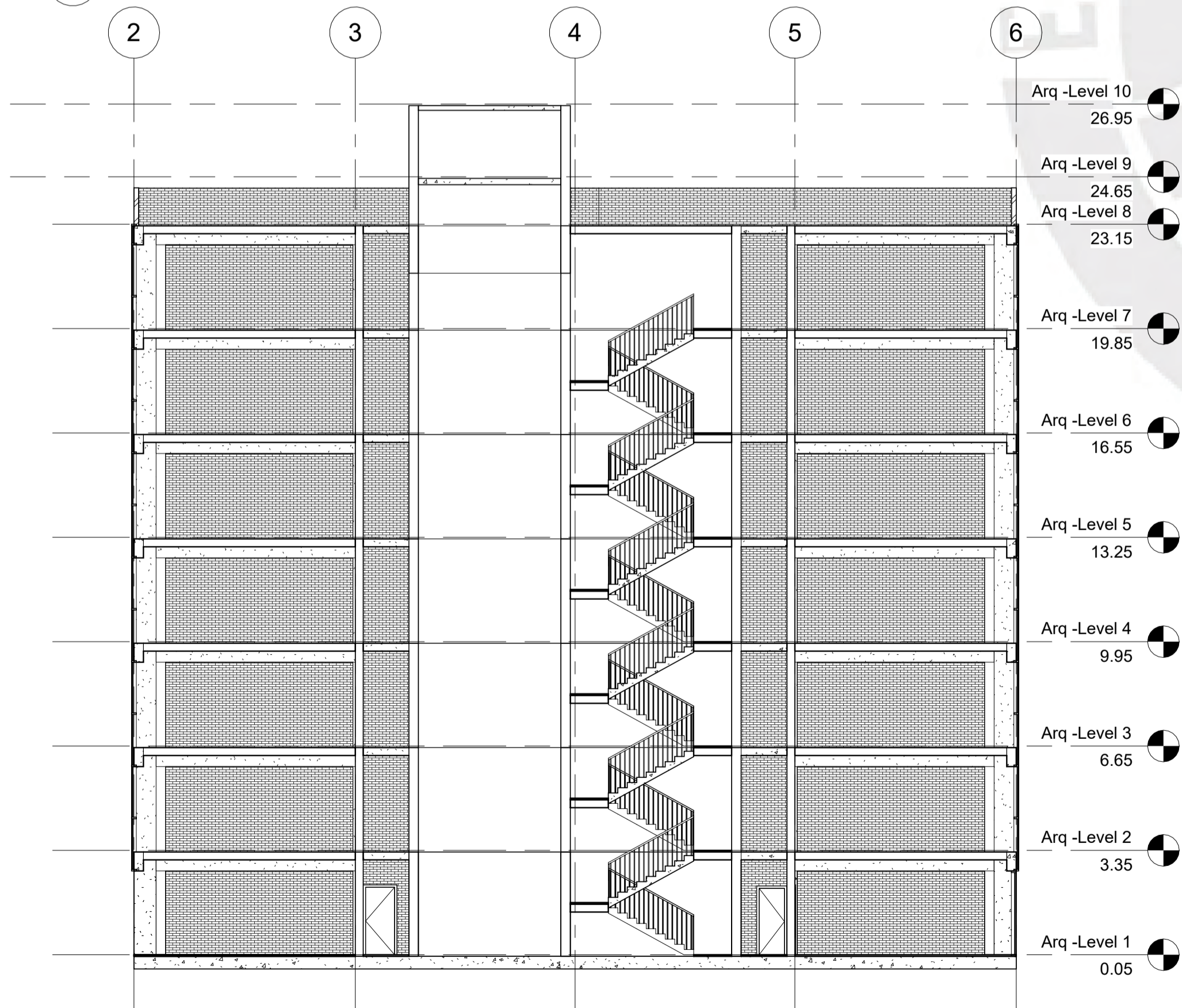
20/06/2024

N. DE LÁMINA

A-03

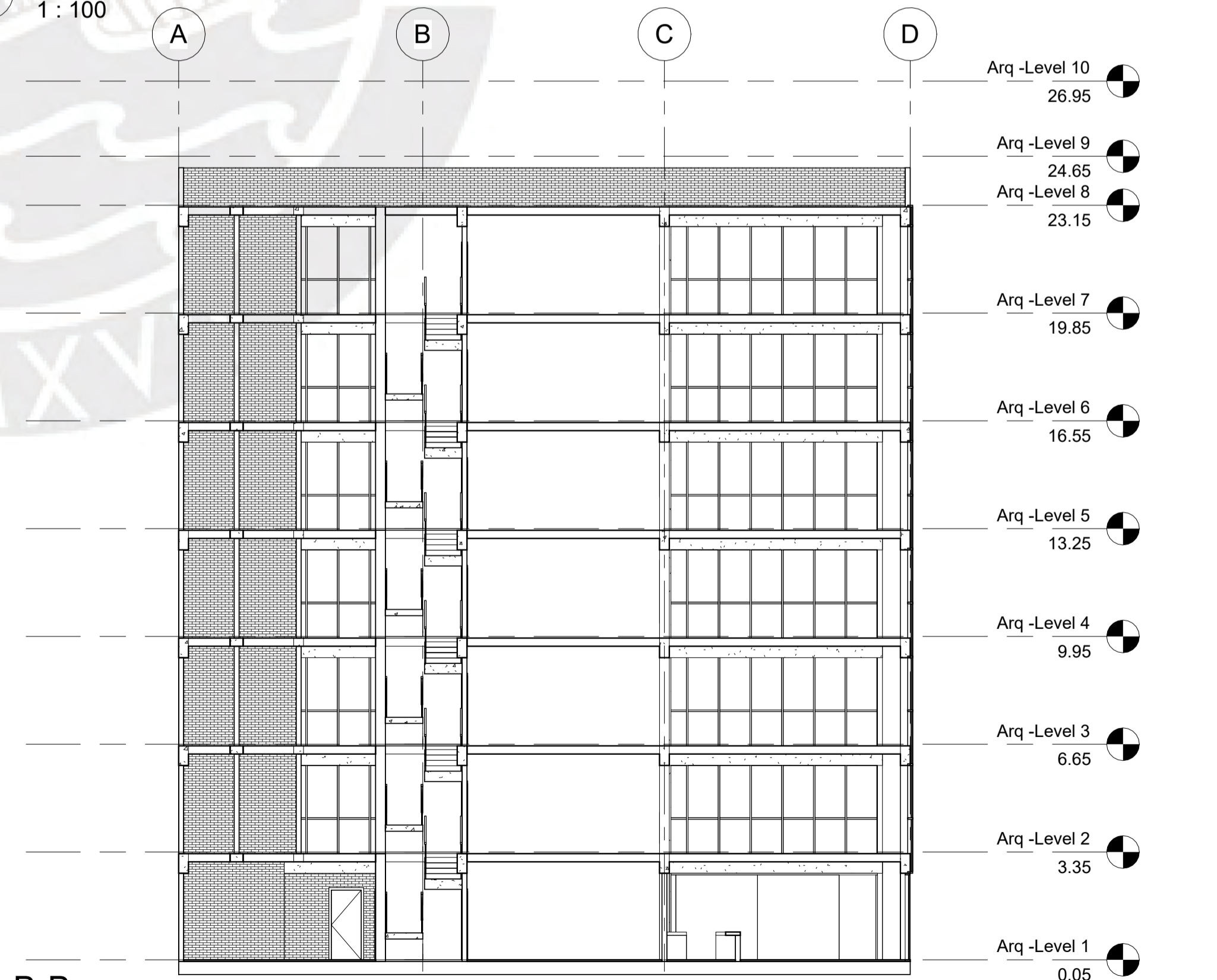


1 {3D}



2 Corte A-A  
1:125

4 East  
1:100



3 Corte B-B  
1:125



PROYECTO:

EDIFICIO DE OFICINAS

DIRECCION:

CLIENTE:

DISEÑO ORIGINAL:

CODIGO PROYECTO:

N°	REVISION	FECHA

DISCIPLINA:

PLANO:

CORTES Y ELEVACIÓN DE ARQUITECTURA

CONFIDENCIAL

DESARROLLADO POR:

Piero Guevara Payano

FECHA:

18/04/2024

ESCALA:

Como se indica

LAMINA:

A-04

# EDIFICIO DE OFICINAS



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

## RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-03	CORTES DE CIMENTACIÓN
E-04	CUADRO DE COLUMNAS
E-05	PLACAS
E-06	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER-6TO. PISO Y CORTES DE TECHO
E-07	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7MO. PISO Y CORTES DE TECHO
E-08	DESARROLLO DE VIGAS TÍPICAS DEL 1ER-6TO. PISO
E-09	DESARROLLO DE VIGAS DEL 7MO. PISO
E-10	ESCALERAS
E-11	DETALLES TÍPICOS

## ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADÉMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.

## ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T.	NIVEL DE JARDÍN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SÓLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C.	NIVEL DE FONDO DE CIMENTO CORRIDO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
Ø	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR.	EXTREMO

## CARGAS

CARGAS VIVAS-	
REGLAMENTO:	E 020
OFICINAS	250 kg/m <sup>2</sup>
TABICUERÍA MÓVIL	50 kg/m <sup>2</sup>
CORREDORES Y ESCALERAS	250 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m <sup>2</sup>
DEPÓSITOS	400 kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA	100 kg/m <sup>2</sup>

CARGAS SÍSMICAS.	
REGLAMENTO:	E 030
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R <sub>x</sub> =6 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R <sub>y</sub> =6 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

## CIMENTACIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN SEGÚN ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
PROFESIONAL RESPONSABLE (PR):	NOMBRE DE PROFESIONAL
TIPO DE CIMENTACIÓN:	ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS DE CONCRETO ARMADO
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:	POR PREGUNTAR
PROFUNDIDAD DE LA NAPÁ FREÁTICA:	NO SE ENCONTRÓ FECHA: AGOSTO 2023
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: D <sub>f</sub> min = 1.5 m (CON RESPECTO AL N.T.)
PRESIÓN ADMISIBLE:	4.00 kg/cm <sup>2</sup>
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE (ESTÁTICO, DINÁMICO):	MAYOR A 3 EN ESTÁTICO Y A 2.5 EN DINÁMICO
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO ACEPTABLE:	1.74 cm
PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E 030)	
ZONA SÍSMICA:	4
TIPO DE PERFIL DEL SUELO:	SUELOS MUY RÍGIDOS
FACTOR DEL SUELO (S):	1.00
PERIODO TP (s):	0.40
PERIODO TL (s):	2.50
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN:	NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACIÓN CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO EMPERAR ALGÚN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN:	
LICUACIÓN:	NO DETECTADO
COLAPSO:	NO DETECTADO
EXPANSIÓN:	NO DETECTADO
INDICACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ NAPÁ FREÁTICA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UNLENTE-BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m. Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLÓPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGÜE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACIÓN YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARSE ÉSTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MÁS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

## CONCRETO

- COLOCACIÓN-**
  - EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
  - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
  - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
  - NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO LUEGO DE SU FRAGUADO INICIAL.
  - UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
  - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
  - TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.
- CURADO-**
  - A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
  - EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO, A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.
- ENCOFRADO-**
  - LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.
- CALIDAD DEL CONCRETO-**

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS PLACAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
PLACAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABICUERÍA	175 kg/cm <sup>2</sup>	3/4"	4"
MUROS DE LA CISTERNA	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
- ACERO DE REFUERZO-**

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

- RECUBRIMIENTOS-**

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN LOS PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS VACIADAS SOBRE UN SÓLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5.0cm
VIGAS	4.0cm
COLUMNETAS EN TABICUERÍA	2.0cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS, SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, POR LO QUE NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS. EN CASO CONTRARIO, SE DEBERÁ VERIFICAR QUE LOS EMPALMES LOGREN DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA.
- PODRÁN SOLDARSE LOS REFUERZOS SOLO CON LA PREVIA AUTORIZACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN O DILATACIÓN.

DETALLES Y/O ANOTACIONES

PROYECTO

EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO

PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:

GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD

ESTRUCTURAS

7/16/00

ESPECIFICACIONES  
TÉCNICAS

ESCALA: 1/30 FECHA: 18/08/2024

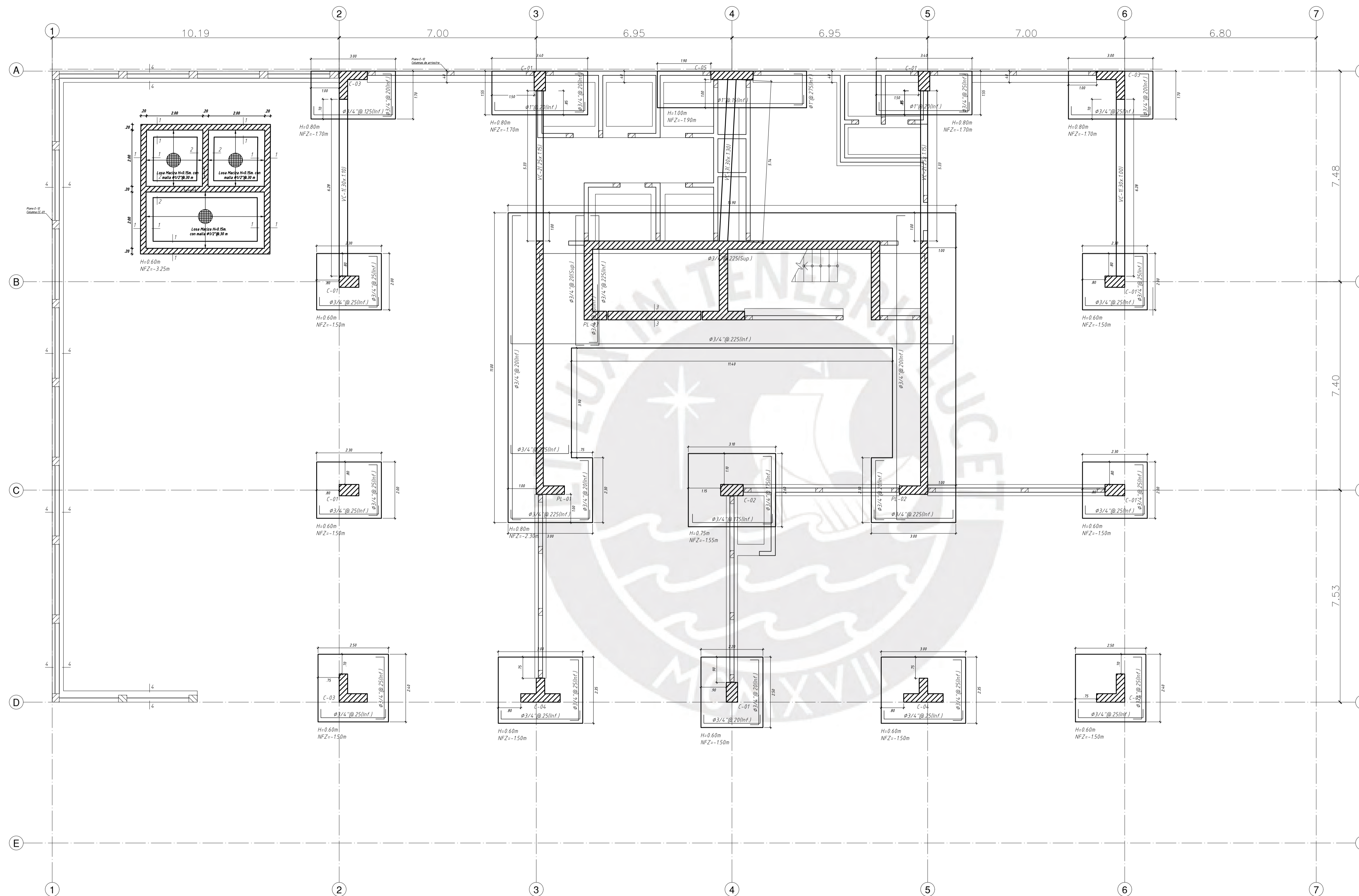
N. DE LÁMINA:

E-01



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

DETALLES Y/O ANOTACIONES



PROYECTO:  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO:  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

TÍTULO:  
PLANO DE  
CIMENTACIONES

ESCALA: 1/75      FECHA: 22/05/2024

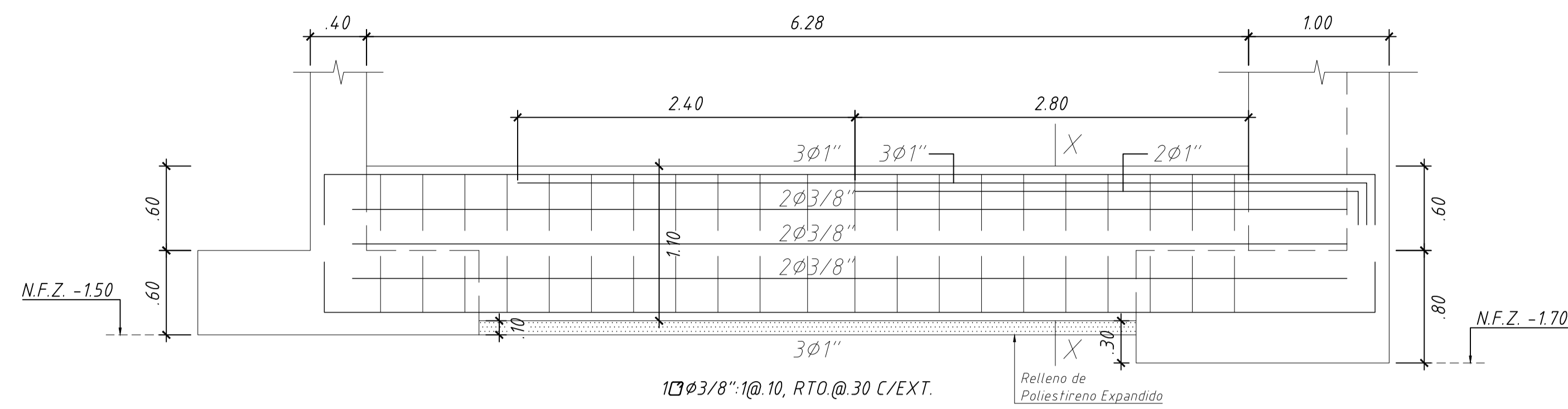
N. DE LÁMINA:

E-02

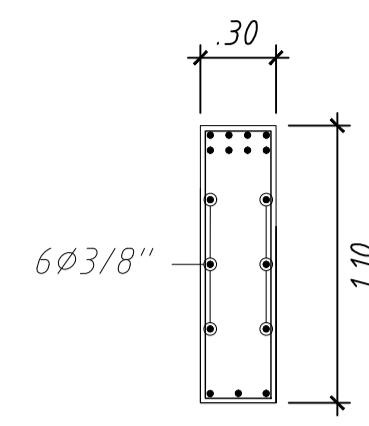


PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

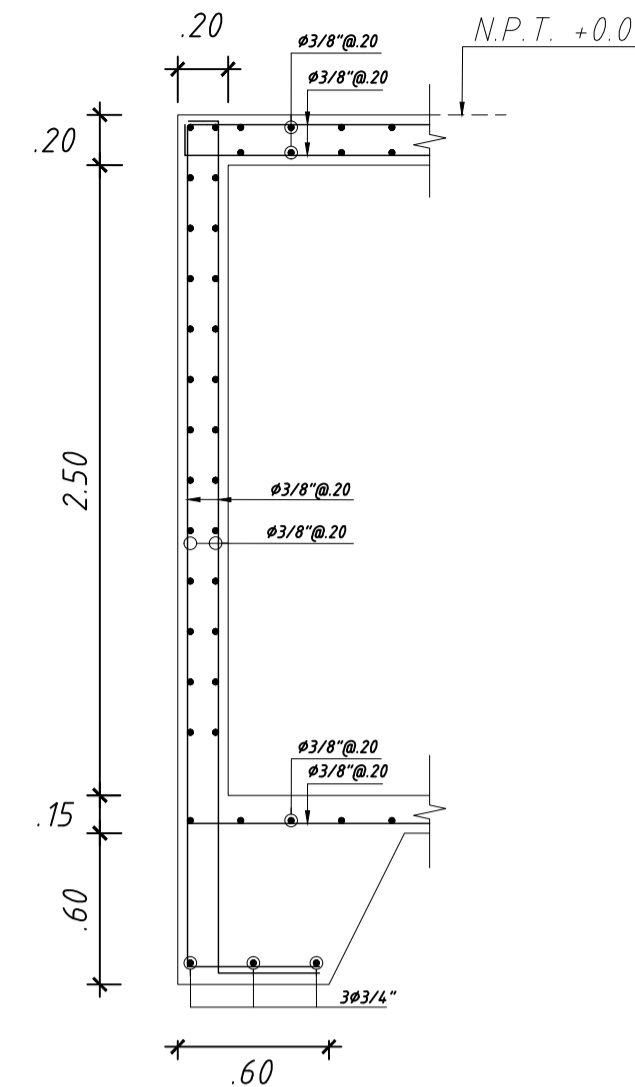
DETALLES Y/O ANOTACIONES



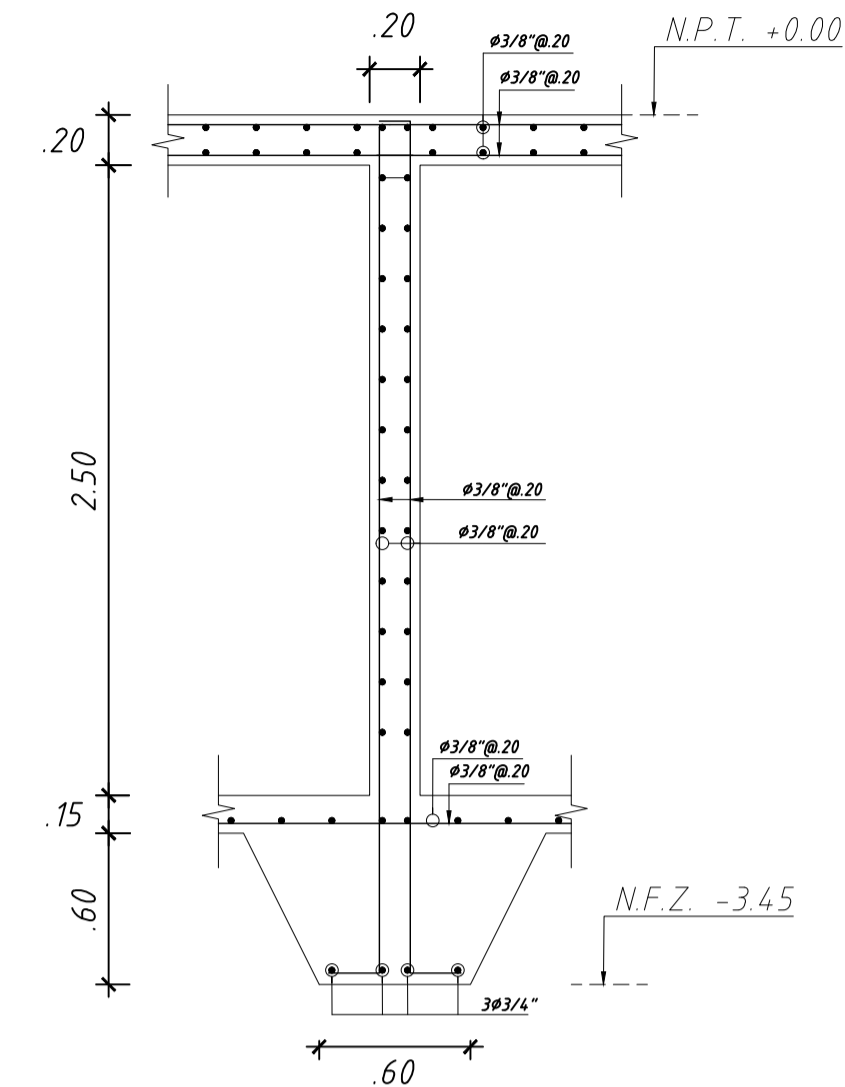
VC-1(.30x1.10)



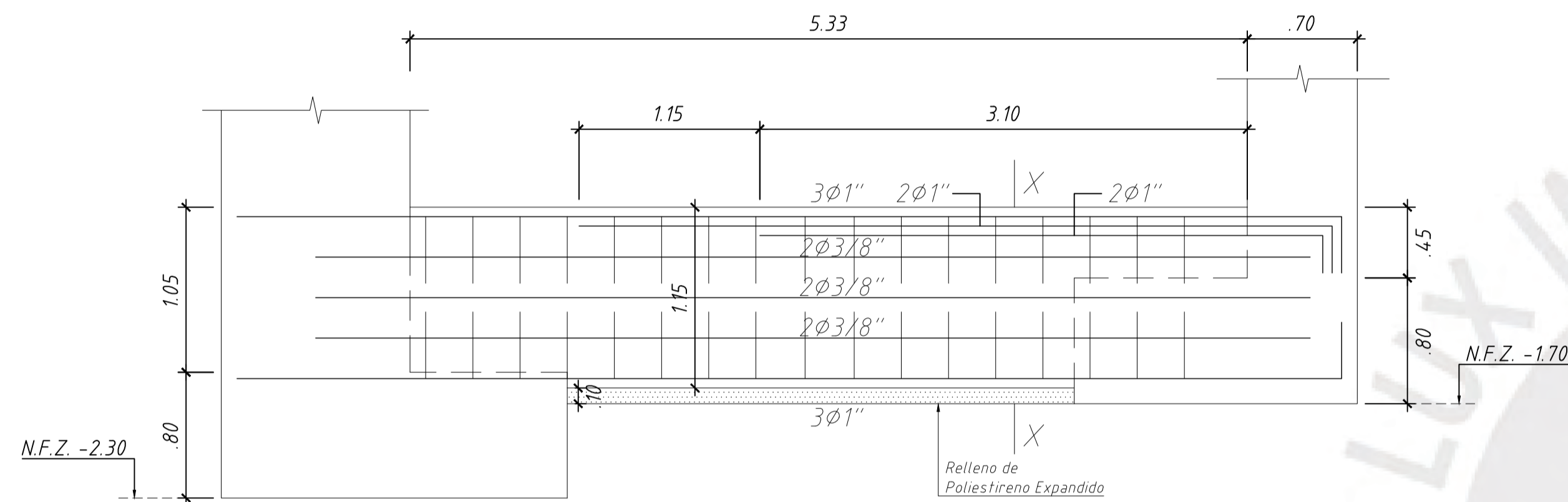
11Ø1" + 6Ø3/8"  
X-X



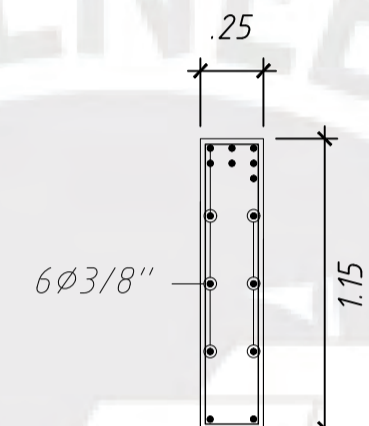
1-1



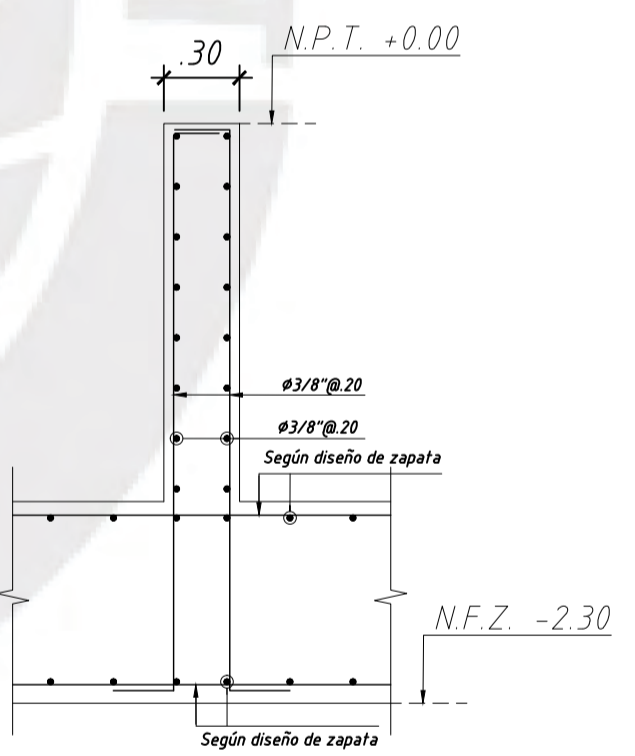
2-2



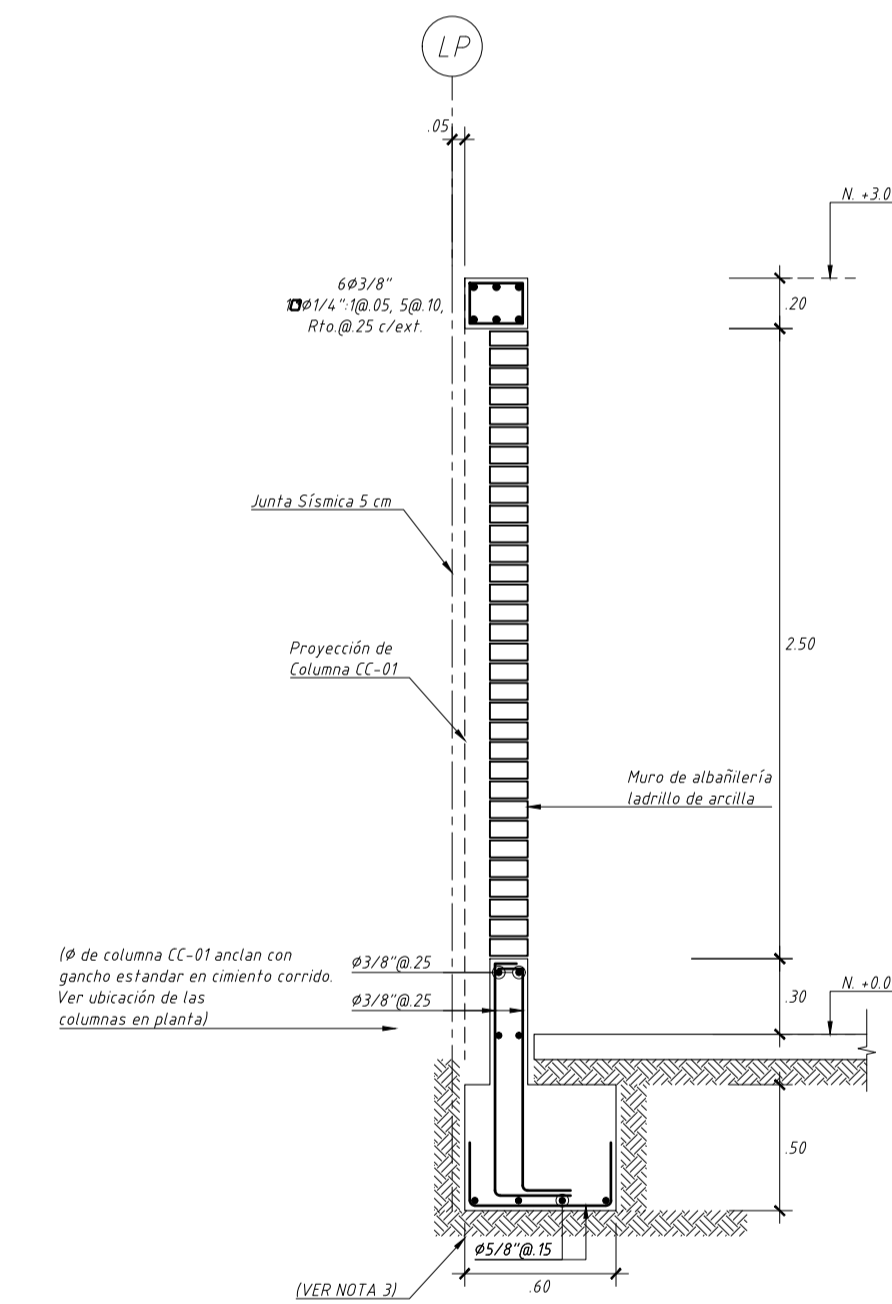
VC-2(.25x1.15)



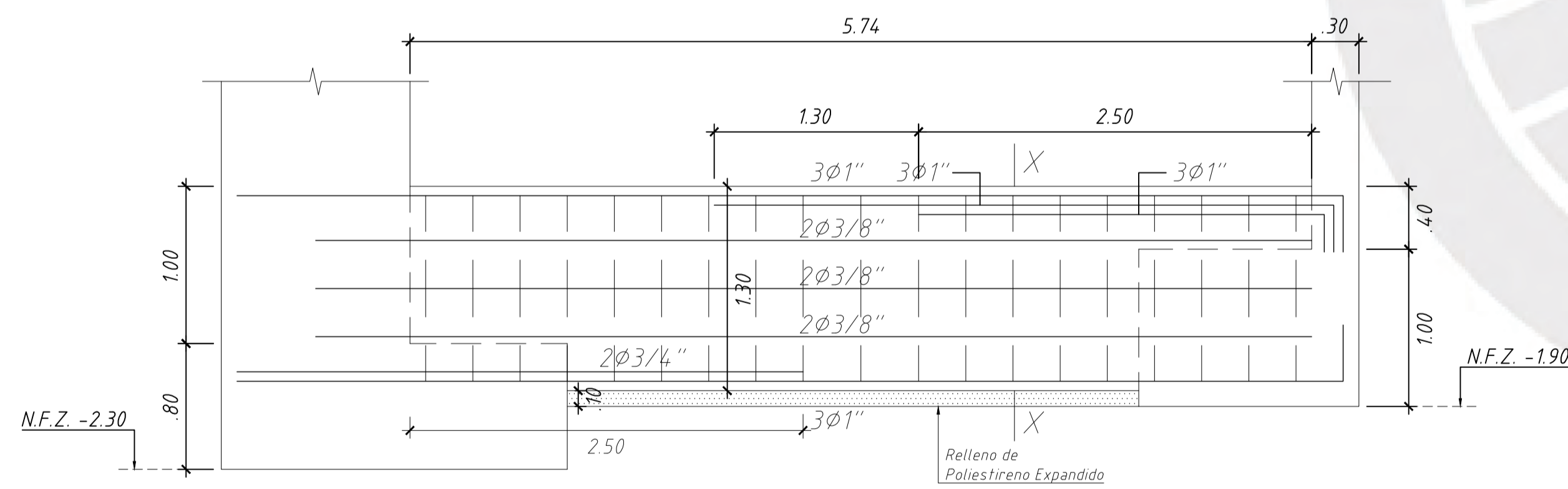
10Ø1" + 6Ø3/8"  
X-X



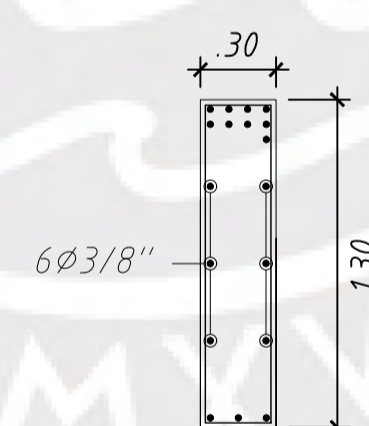
3-3



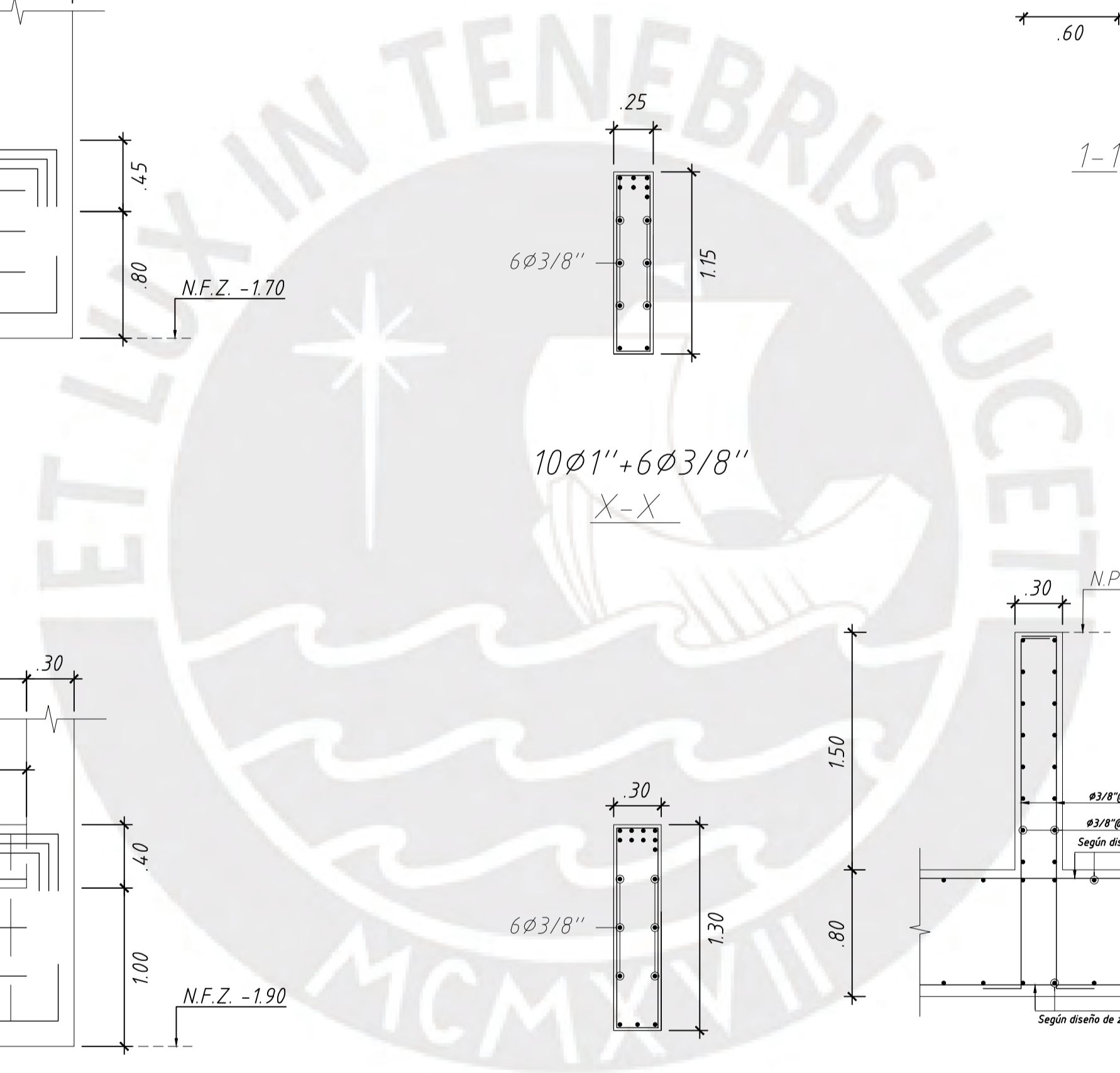
4-4



VC-3(.30x1.30)



10Ø1" + 6Ø3/8"  
X-X



PROYECTO  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD  
ESTRUCTURAS

TÍTULO  
CORTES DE  
CIMENTACIÓN Y  
VIGAS DE  
CIMENTACIÓN

ESCALA 1/30 FECHA 22/05/2024  
N. DE LÁMINA

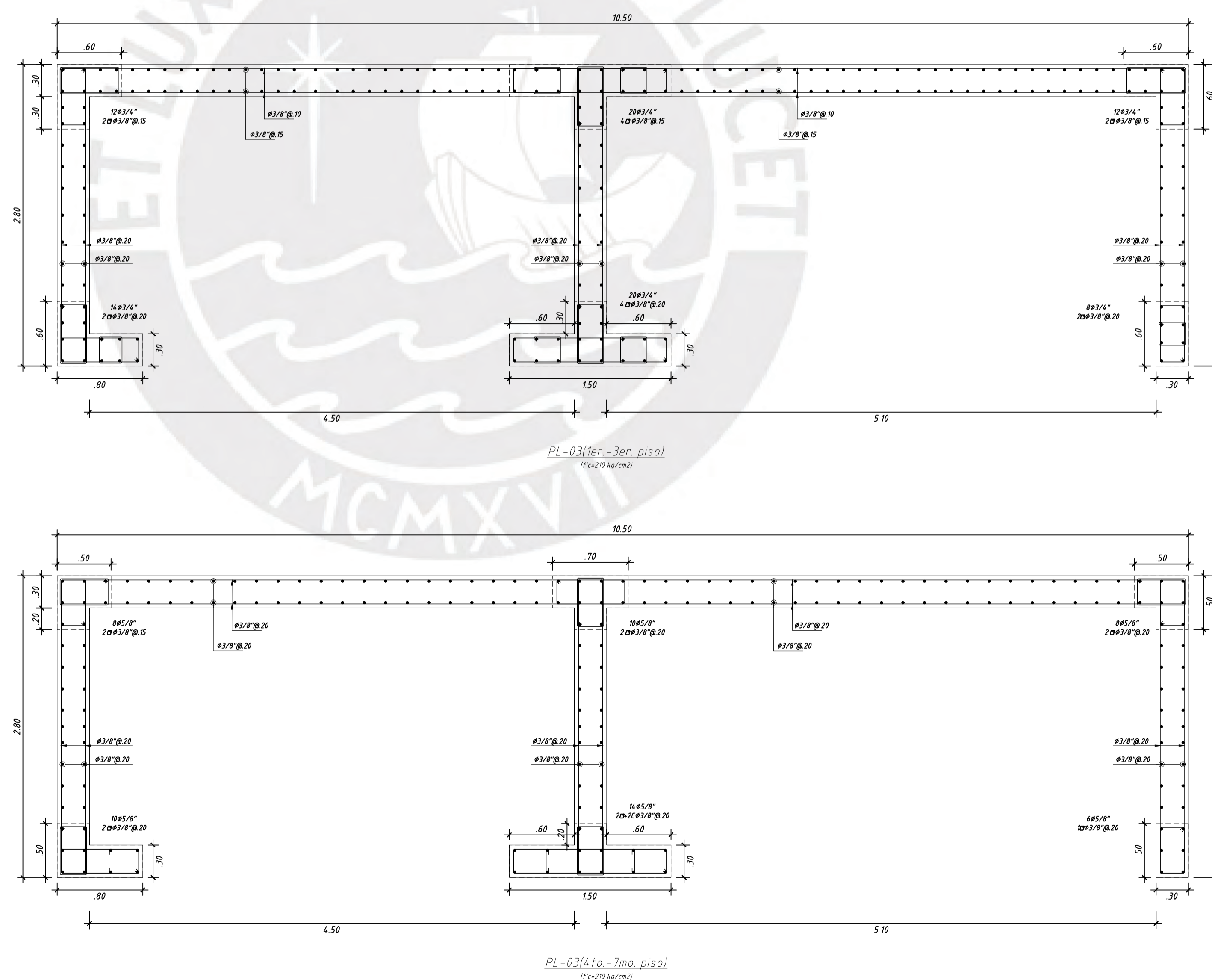
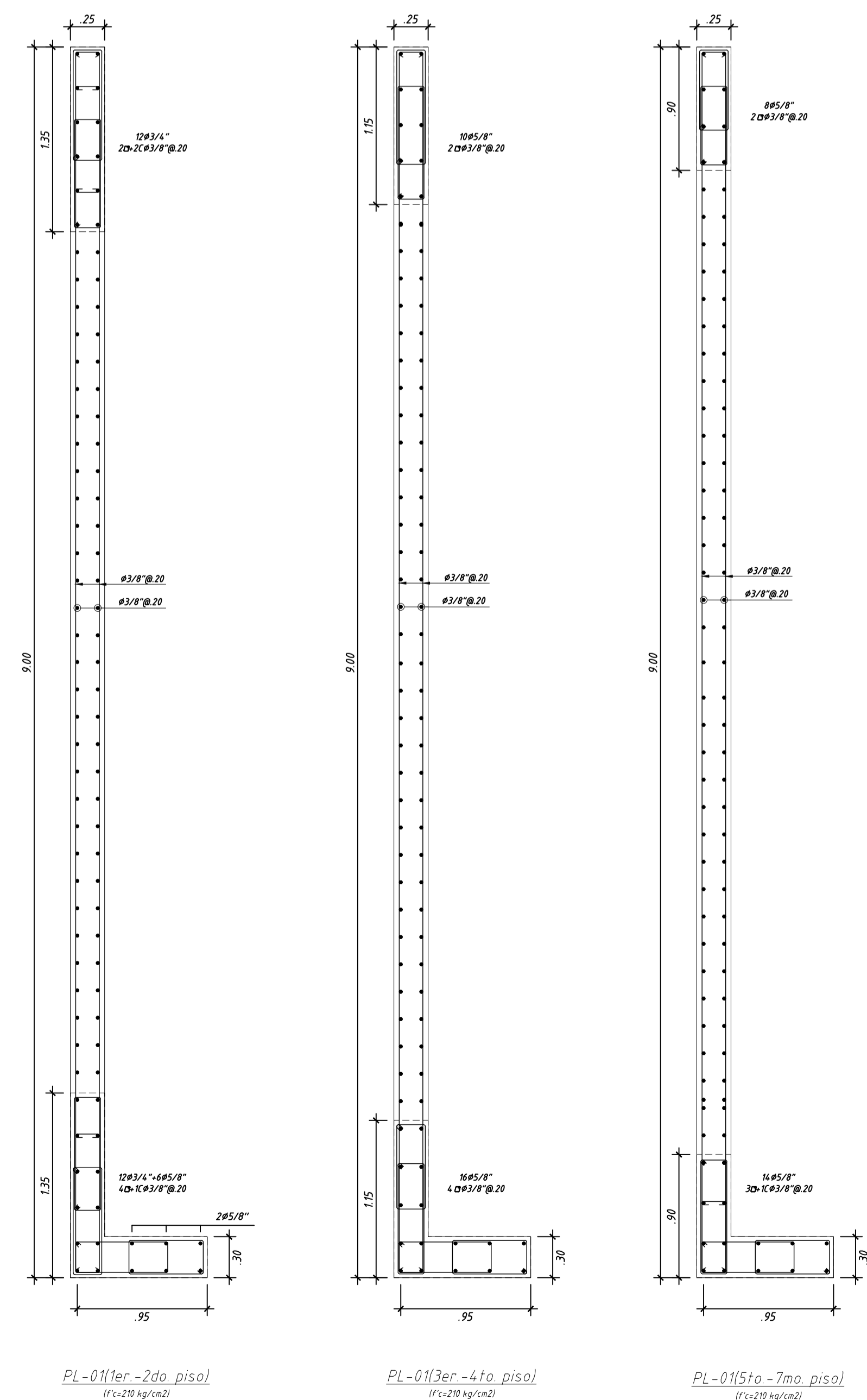
E-03



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

DETALLES Y/O ANOTACIONES

COL PISO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05
1er-2do piso	 10#3/4" 20#3/8" @ 05, 7@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	 4#1"-#63/4" 20#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	 10#3/4" 40#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	 20#3/4" 50#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	 10#3/4" 20#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)
3er-7mo piso	IGUAL	 12#3/4" 20#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	IGUAL	 8#3/4"-14#5/8" 50#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)	 8#3/4"-8#5/8" 20#3/8" @ 05, 8@ 10, R1@25 (Desde cada Extremo)



PROYECTO:  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO:  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

TÍTULO:  
DESARROLLO DE  
COLUMNAS Y PLACAS

ESCALA: 1/30      FECHA: 22/05/2024

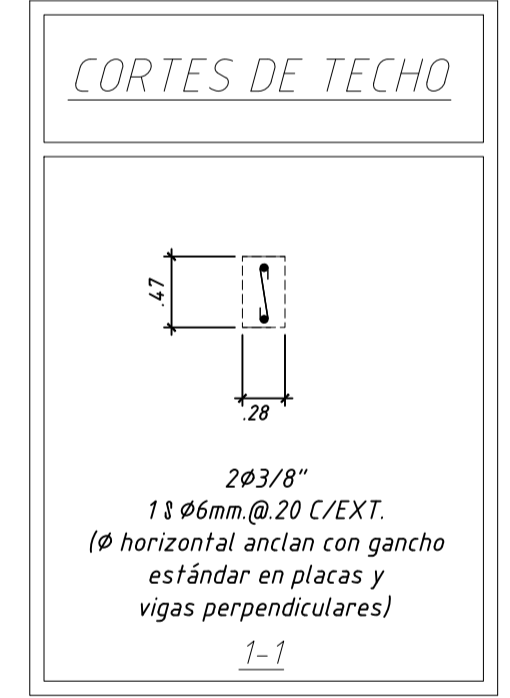
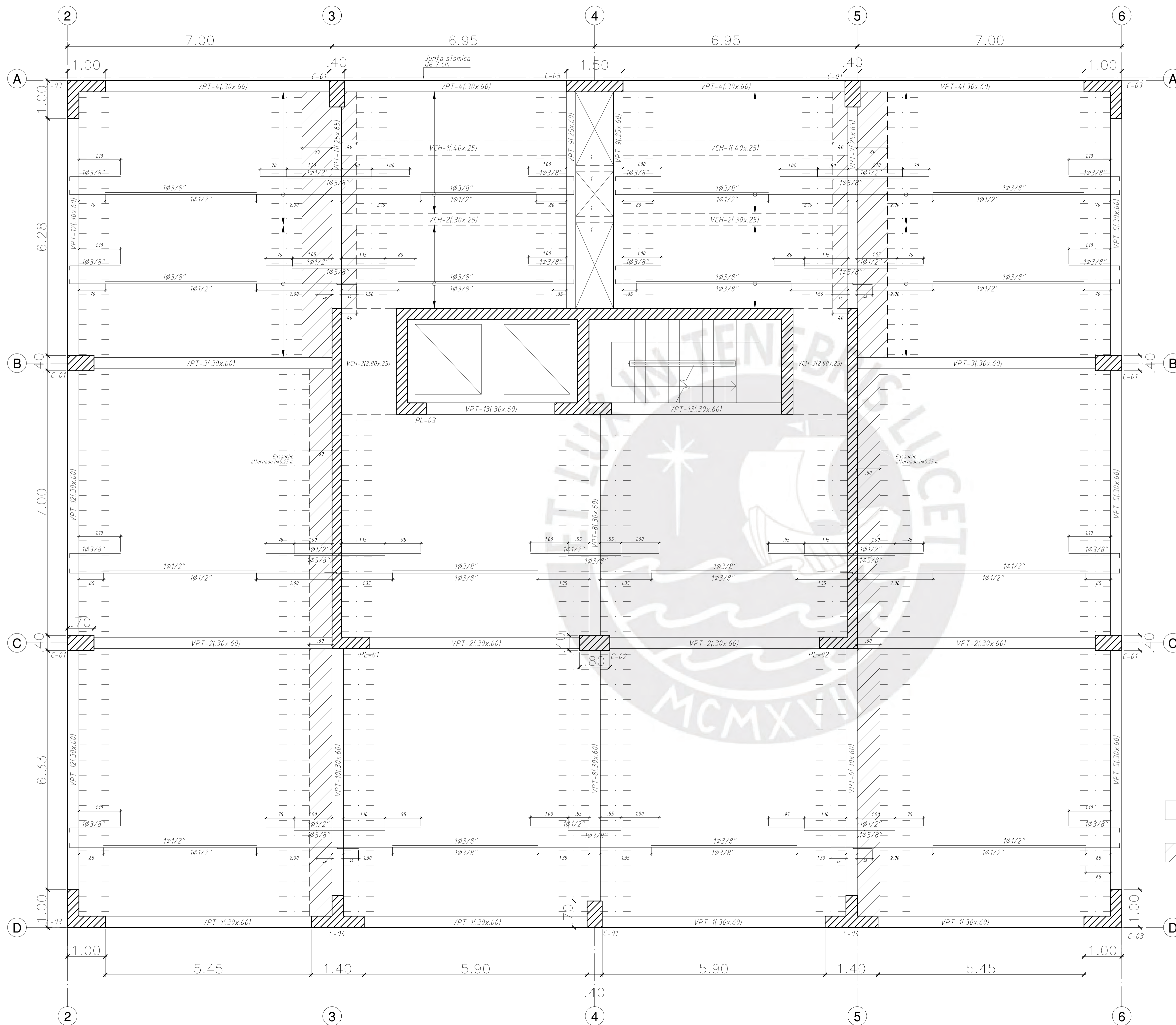
N. DE LÁMINA:

E-04



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

DETALLES Y/O ANOTACIONES



**ENCOFRADO DE TECHO DEL 1ER.-6TO. PISO**  
(S/C=250 kg/m<sup>2</sup>)

LOSA DE H=0.25m;  
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS  
 ESPACIADAS @ 40.

ENSANCHO ALTERNADO DE H=0.25m;  
 ENSANCHO ALTERNADO EN LOSAS ALIGERADAS

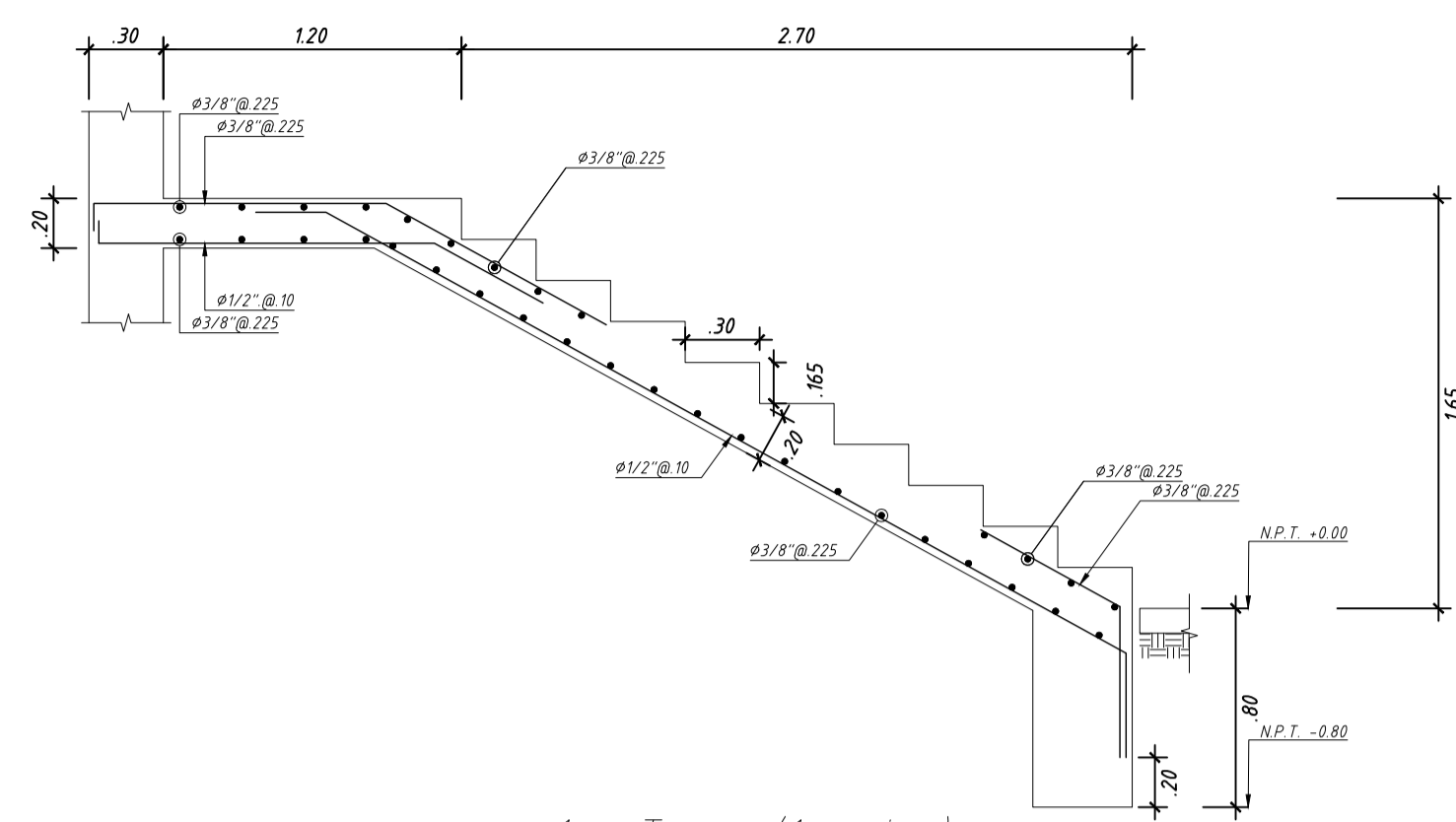
PROYECTO:	EDIFICIO DE OFICINAS
ALUMNO:	PIERO GIOVANNI GUEVARA PAYANO
ASESOR:	GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
TÍTULO:	ENCOFRADO DE TECHO PARA 1ER.-6TO. PISO
ESCALA:	1/50
FECHA:	18/08/2024
N. DE LÁMINA:	E-05



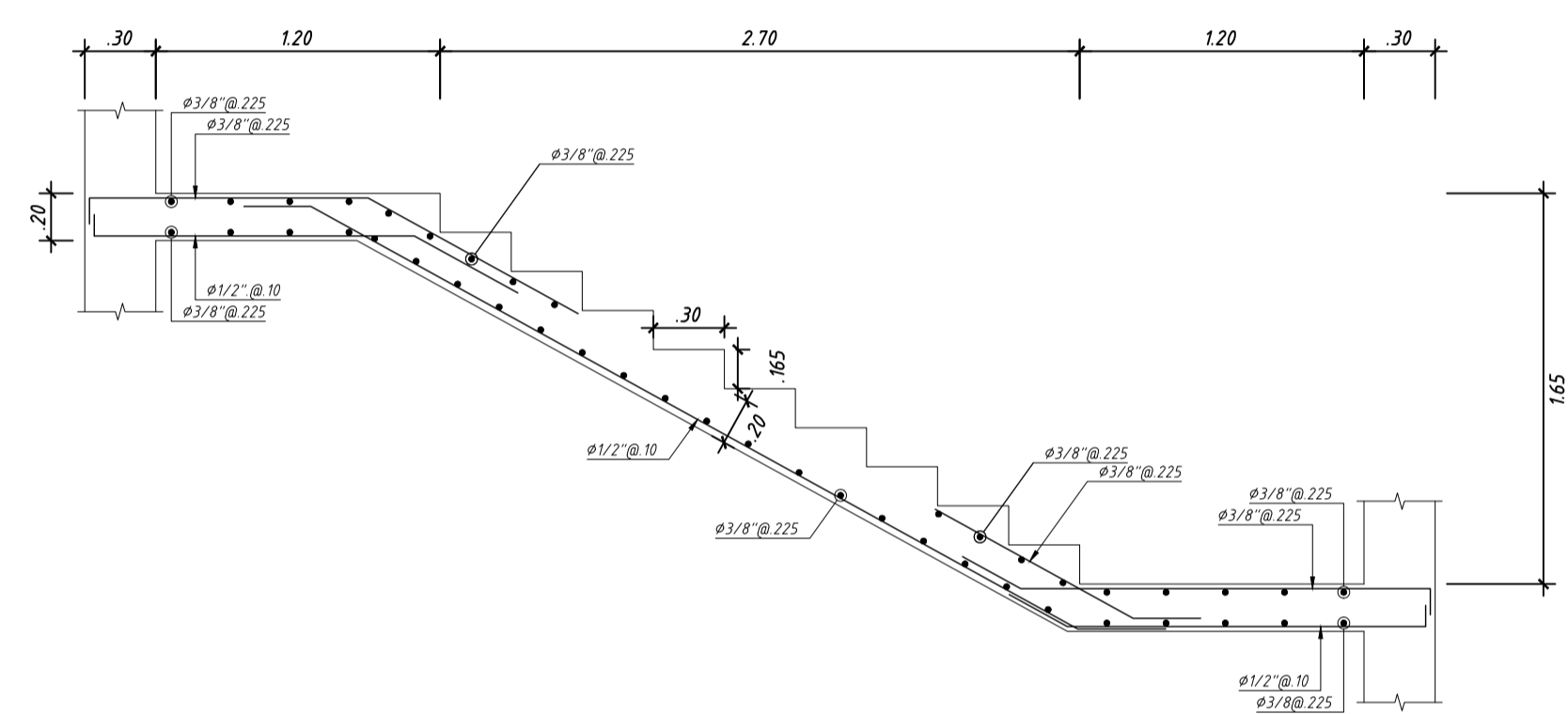


PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

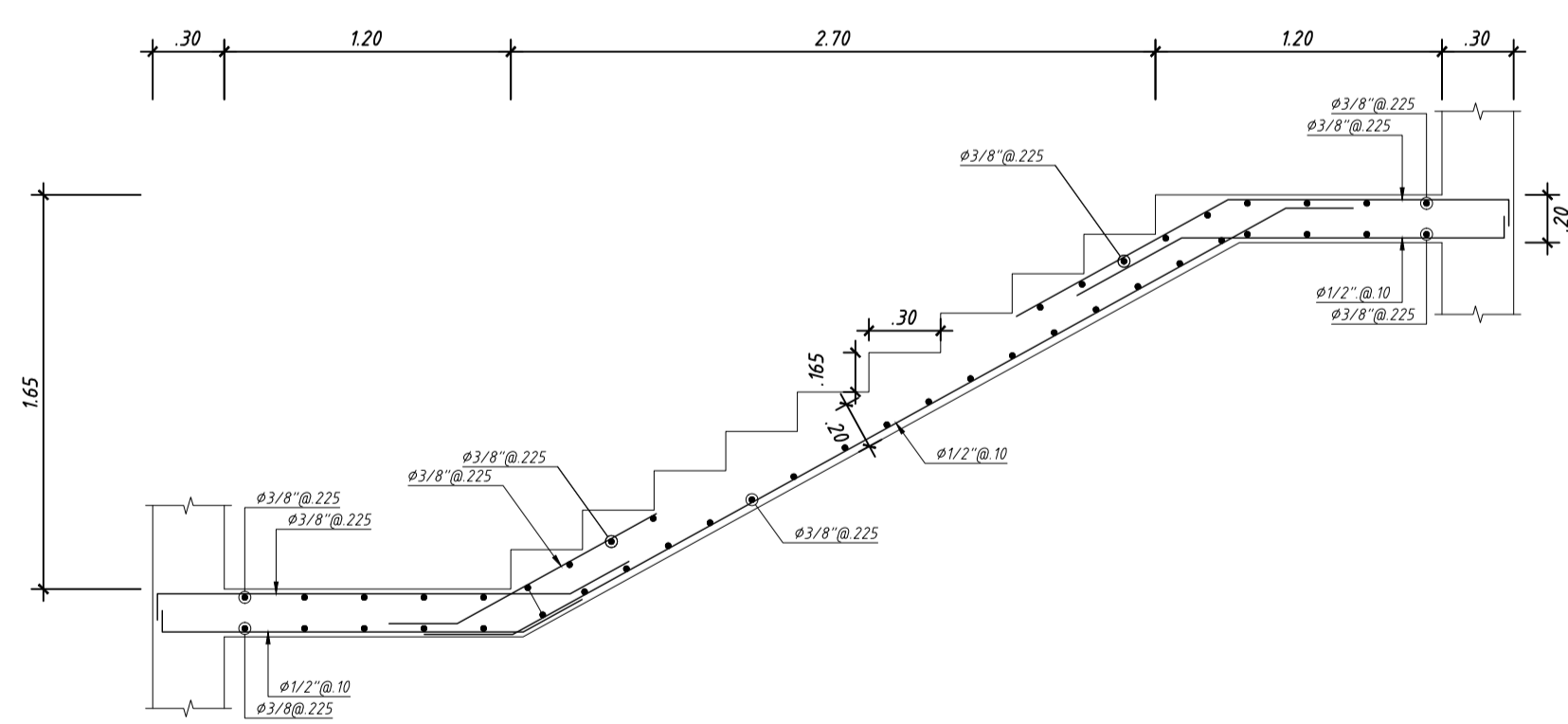
DETALLES Y/O ANOTACIONES



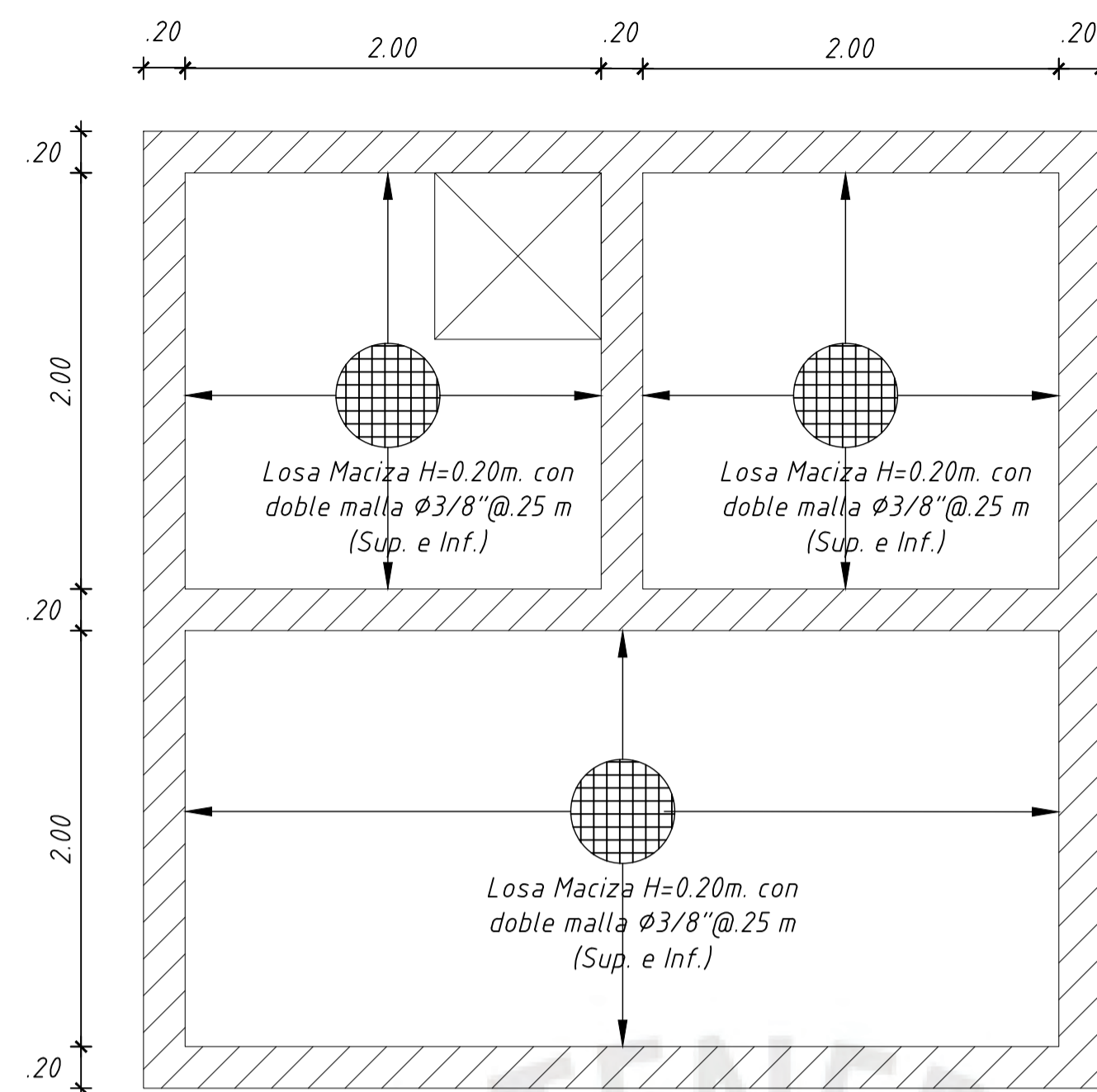
1er. Tramo (1er piso)  
(S/C=400 kg/m<sup>2</sup>)



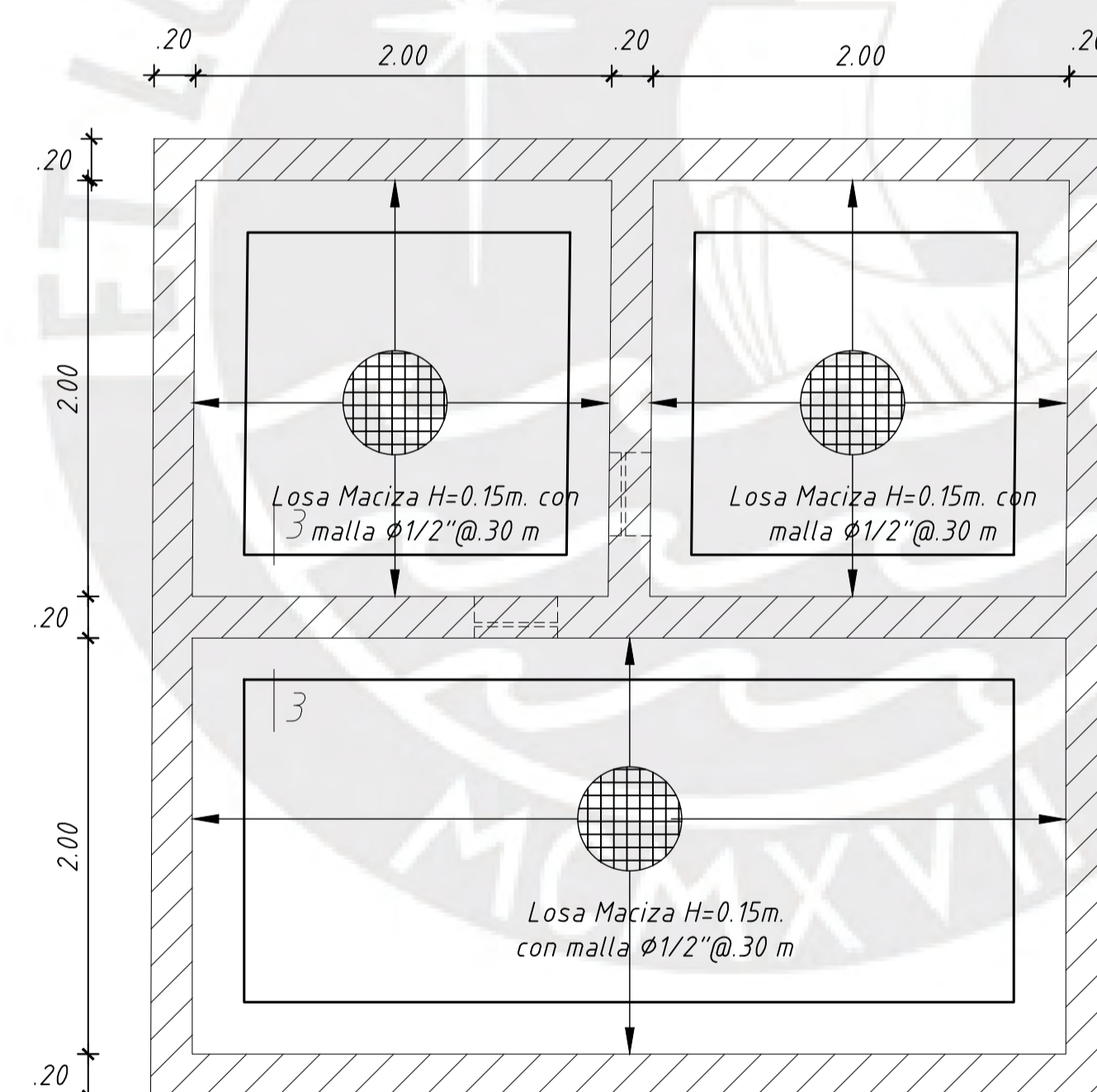
1er. Tramo típico  
(S/C=400 kg/m<sup>2</sup>)



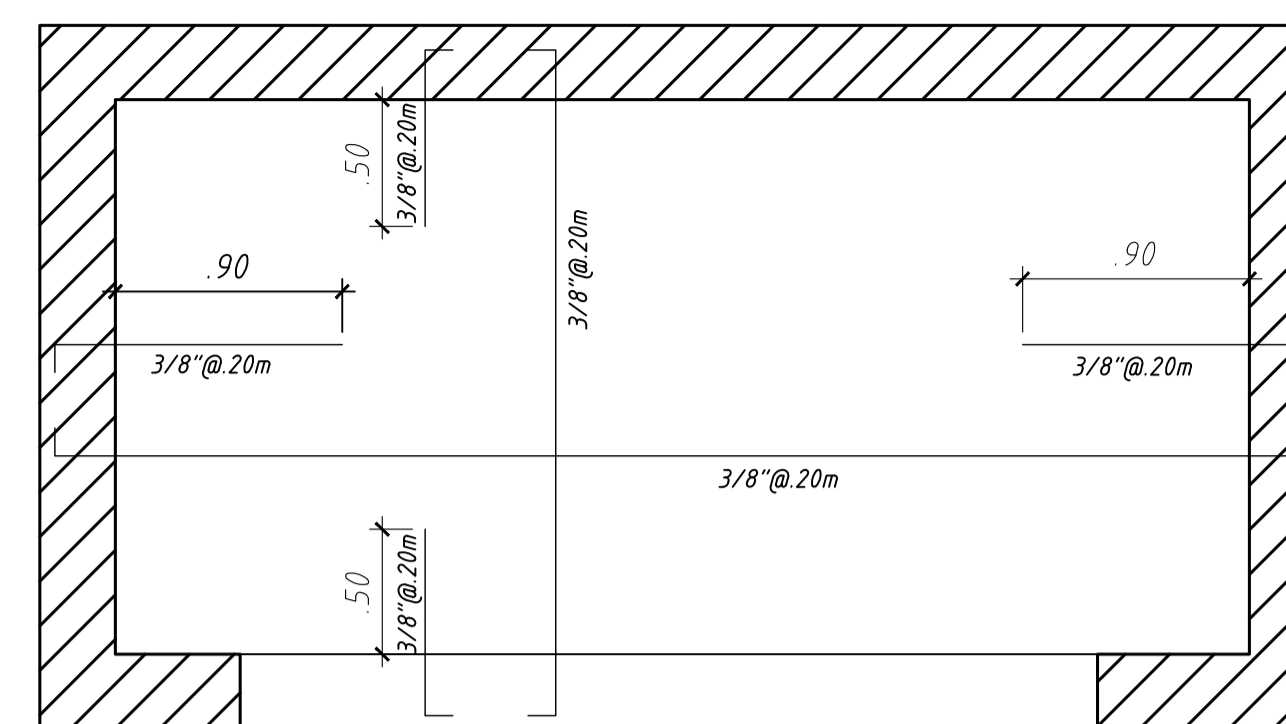
2do. Tramo típico  
(S/C=400 kg/m<sup>2</sup>)



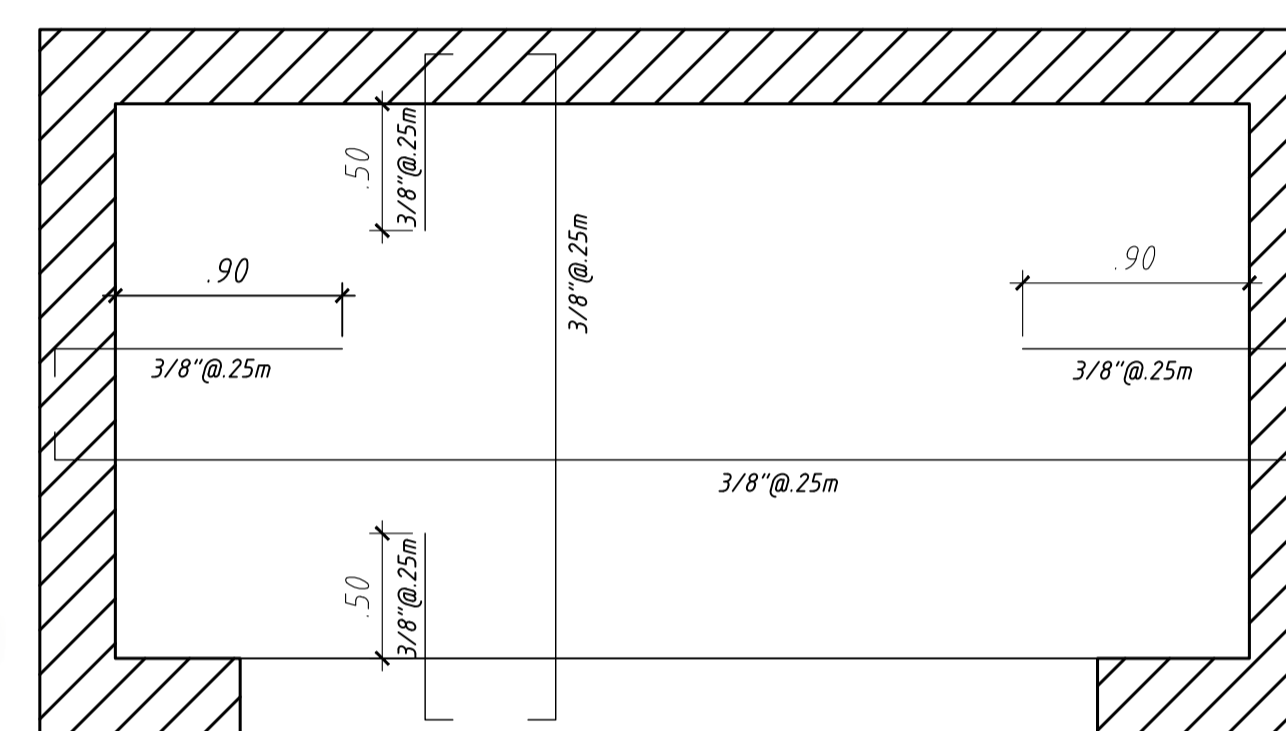
ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNAS Y CUARTO DE MÁQUINAS  
(S/C=250 kg/m<sup>2</sup>)



PISO DE CISTERNAS Y CUARTO DE MÁQUINAS  
(S/C=250 kg/m<sup>2</sup>)



ENCOFRADO DE LOSA MACIZA DE CAJA DE ASCENSOR (H=0.20m)  
(S/C=500 kg/m<sup>2</sup>)



ENCOFRADO DE LOSA MACIZA EN TECHO DE CAJA DE ASCENSOR (H=0.15m)  
(S/C=250 kg/m<sup>2</sup>)

PROYECTO:  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO:  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

TÍTULO:  
DETALLES DE  
ESCALERAS Y  
CISTERNA

ESCALA: 1/75      FECHA: 18/08/2024

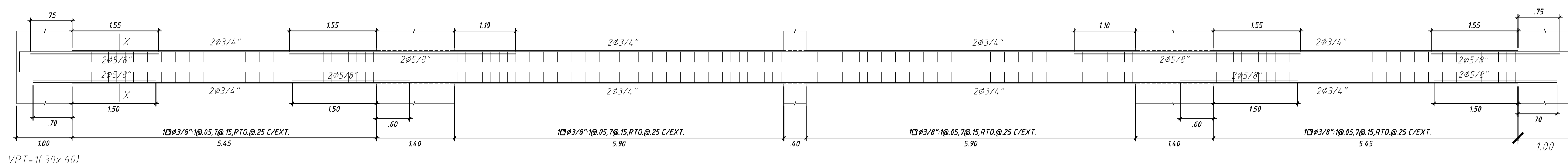
N. DE LÁMINA:

E-07

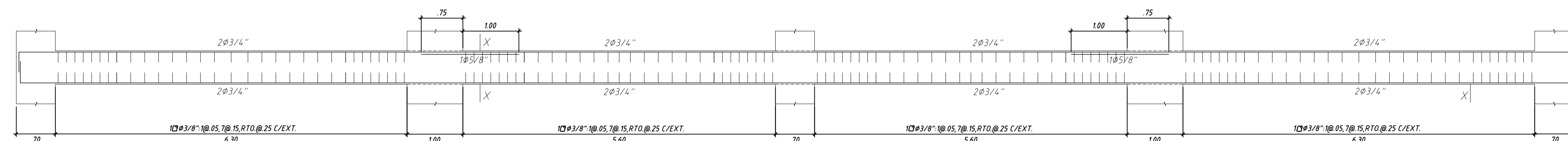
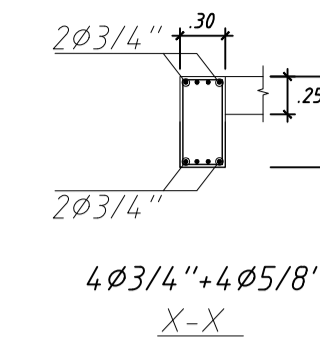


PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

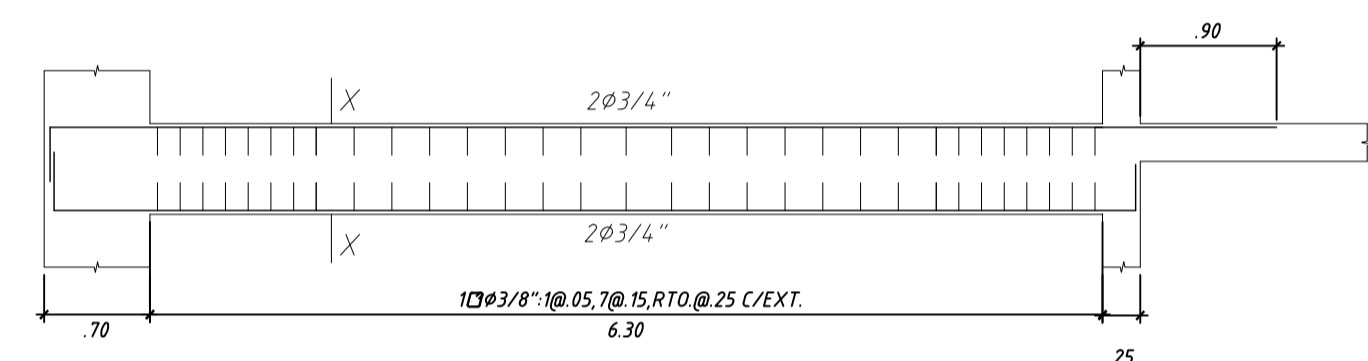
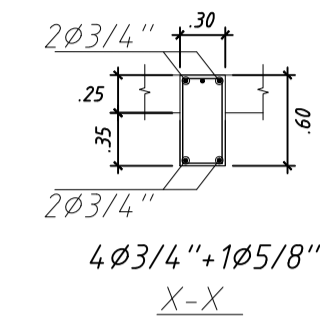
DETALLES Y/O ANOTACIONES



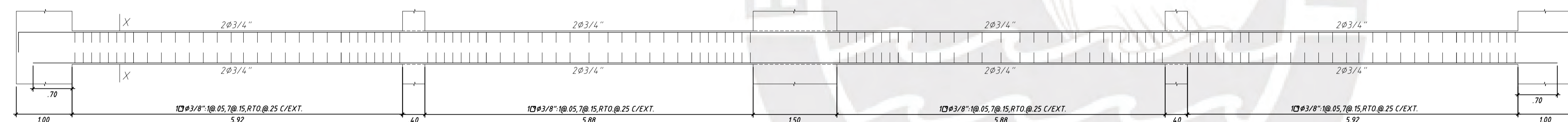
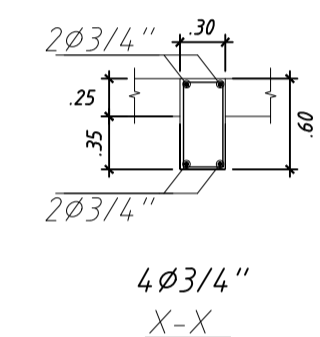
VPT-1(1.30x.60)



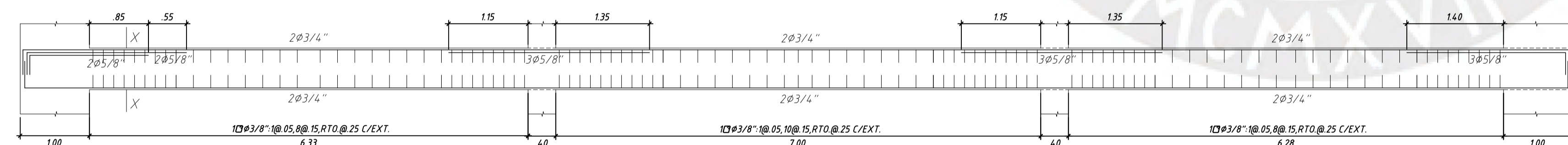
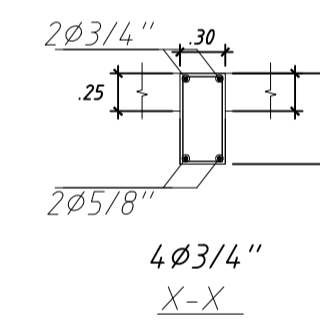
VPT-2(1.30x.60)



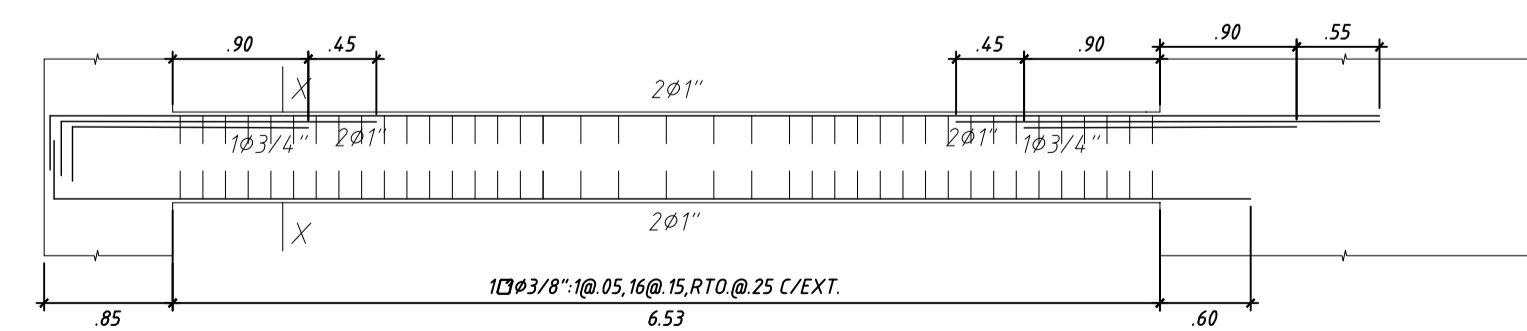
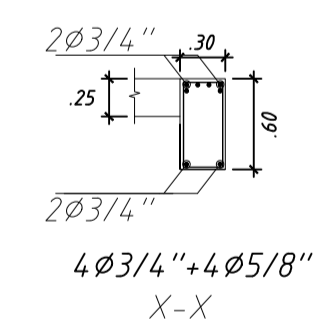
VPT-3(1.30x.60)



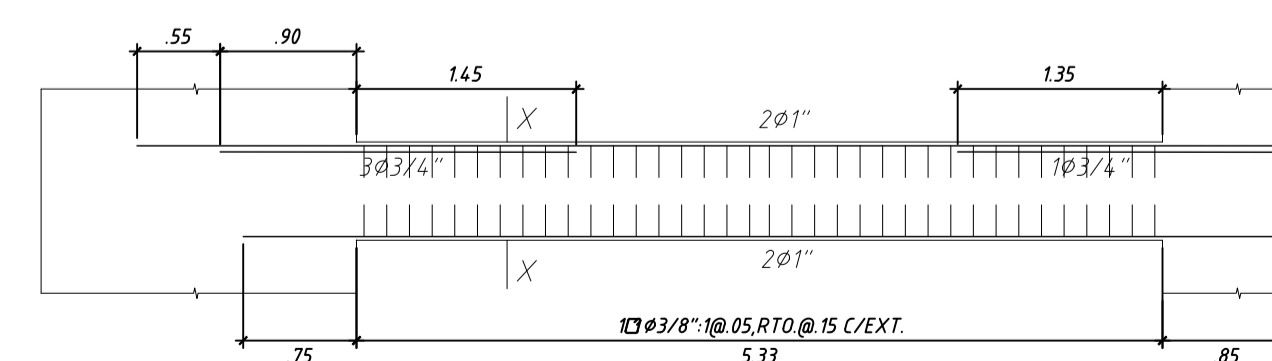
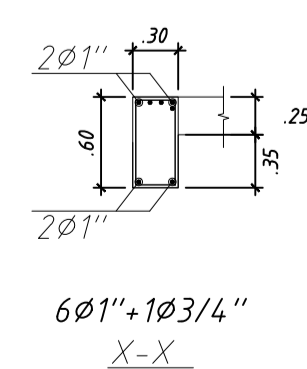
VPT-4(1.30x.60)



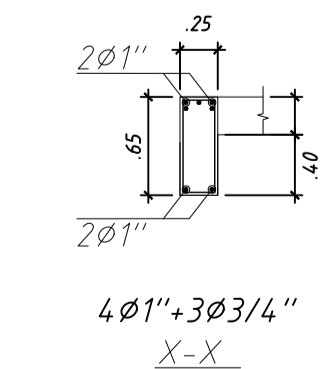
VPT-5(1.30x.60)



VPT-6(1.30x.60)



VPT-7(1.25x.65)



PROYECTO:  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO:  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

TÍTULO:  
DESARROLLO DE  
VIGAS DE 1ER.-6TO.  
PISO [1/2]

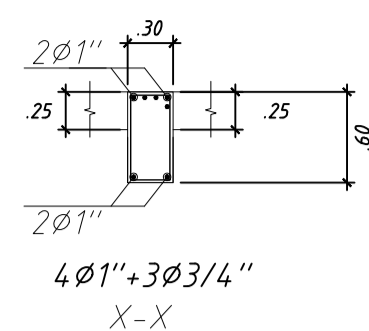
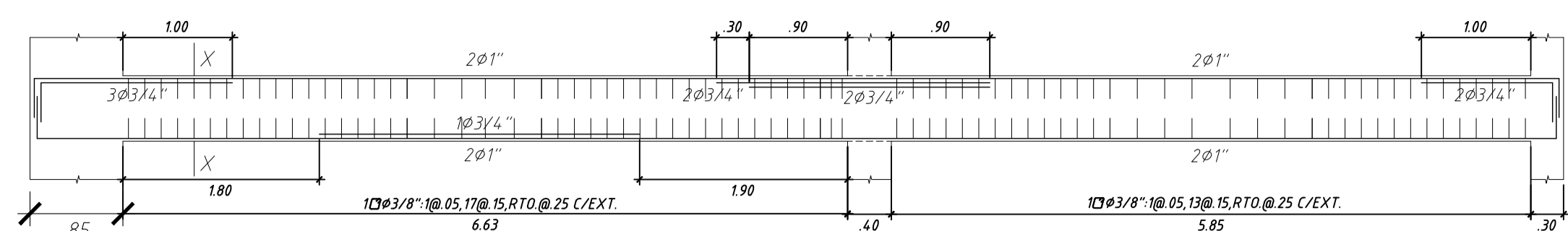
ESCALA: 1/50      FECHA: 20/06/2024  
N. DE LÁMINA:

E-08

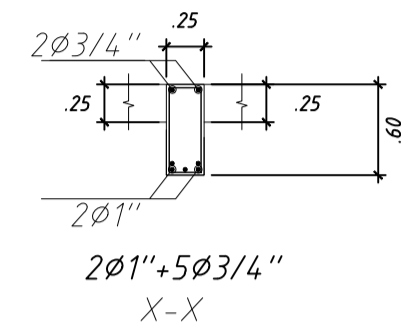
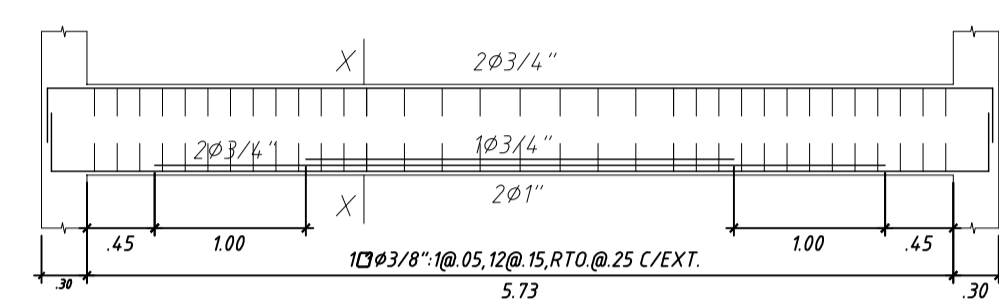


PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

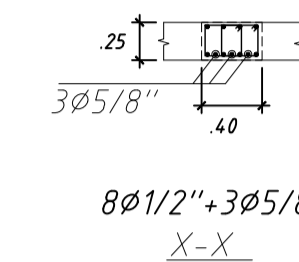
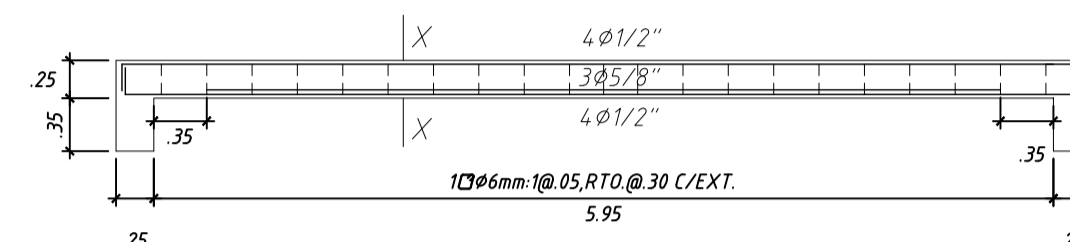
DETALLES Y/O ANOTACIONES



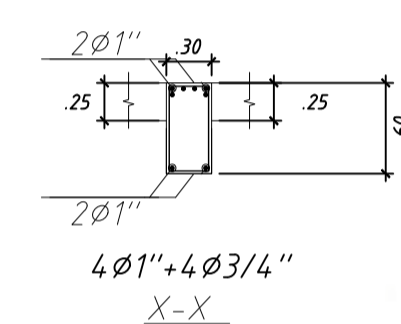
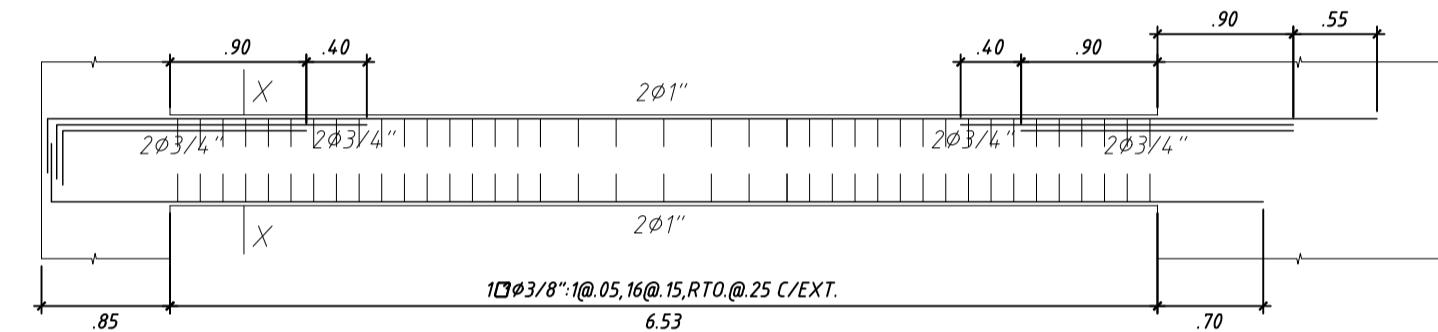
VPT-8(30x60)



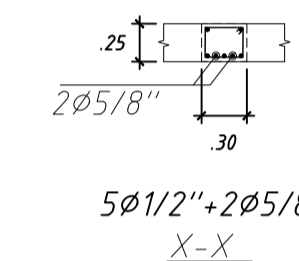
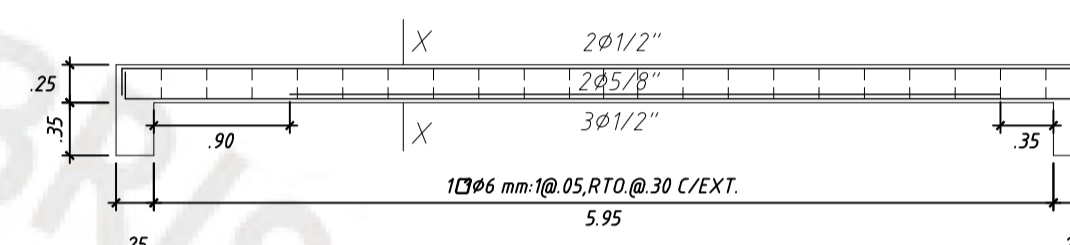
VPT-9(25x60)



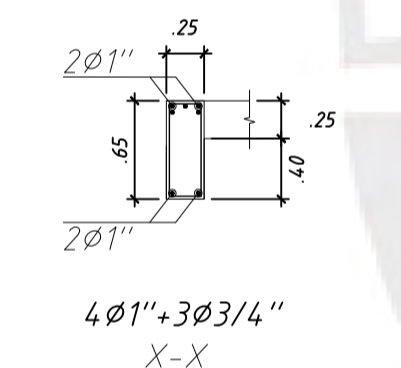
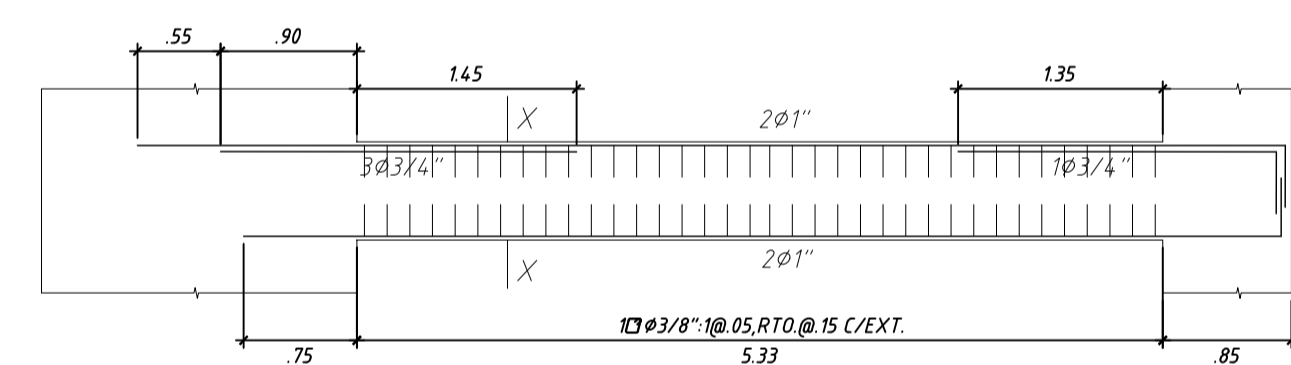
VCH-01(40x25)



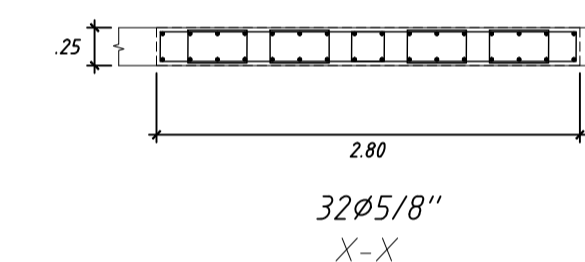
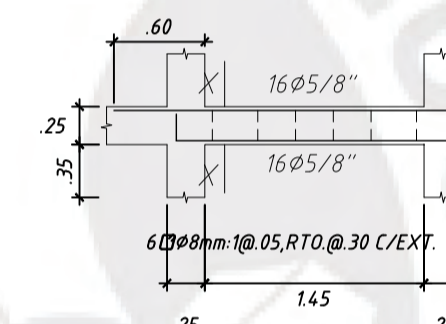
VPT-10(30x60)



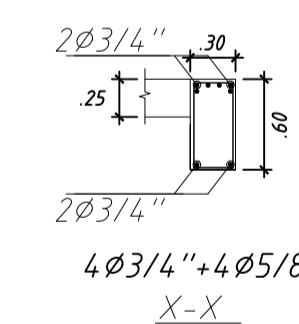
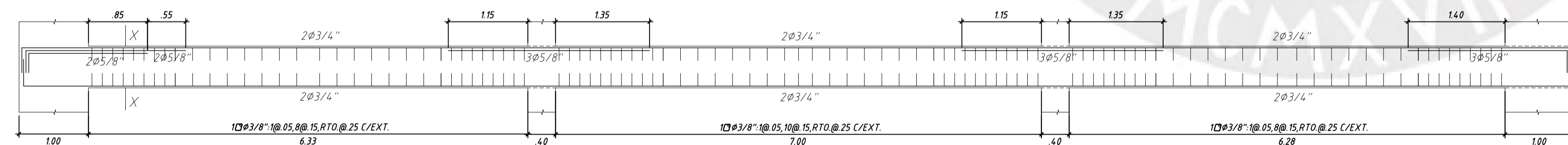
VCH-02(30x25)



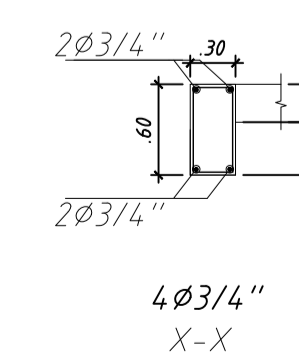
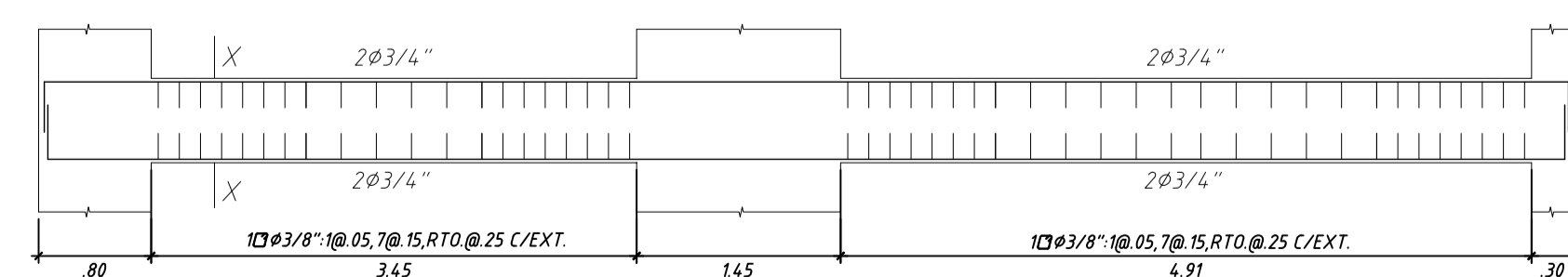
VPT-11(25x65)



VCH-03(280x25)



VPT-12(30x60)



VPT-13(30x60)

PROYECTO  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD  
ESTRUCTURAS

TÍTULO  
DESARROLLO DE  
VIGAS DE 1ER.-6TO.  
PISO [2/2]

ESCALA 1/50 FECHA 20/06/2024  
N. DE LÁMINA

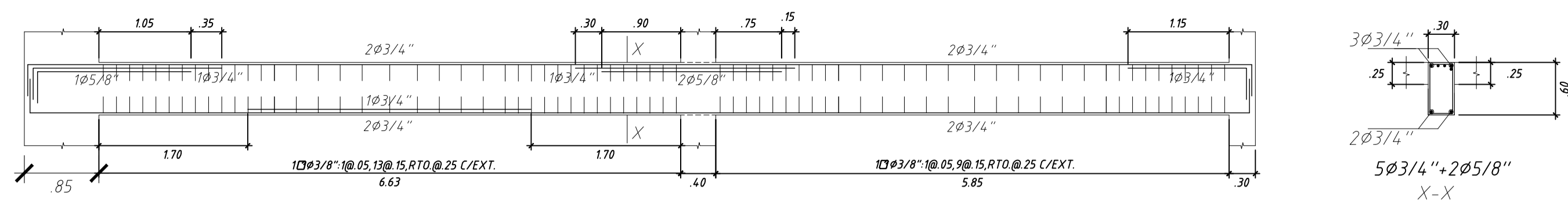
E-09



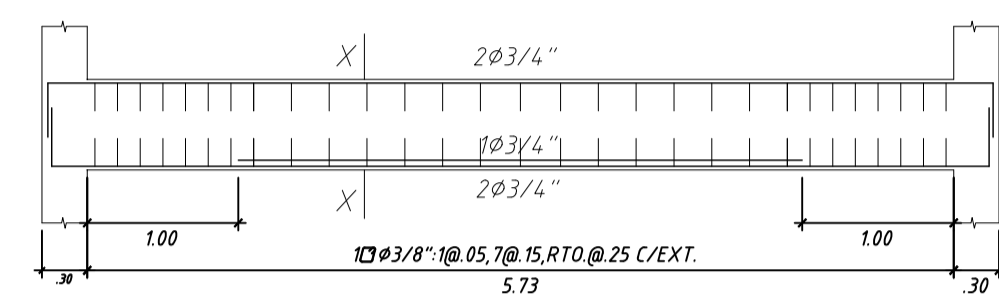
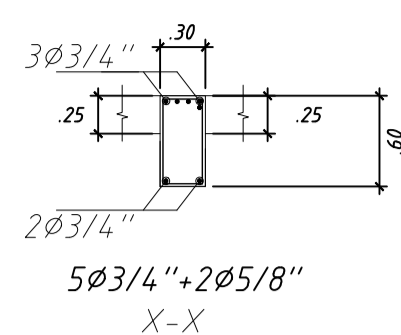


PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ

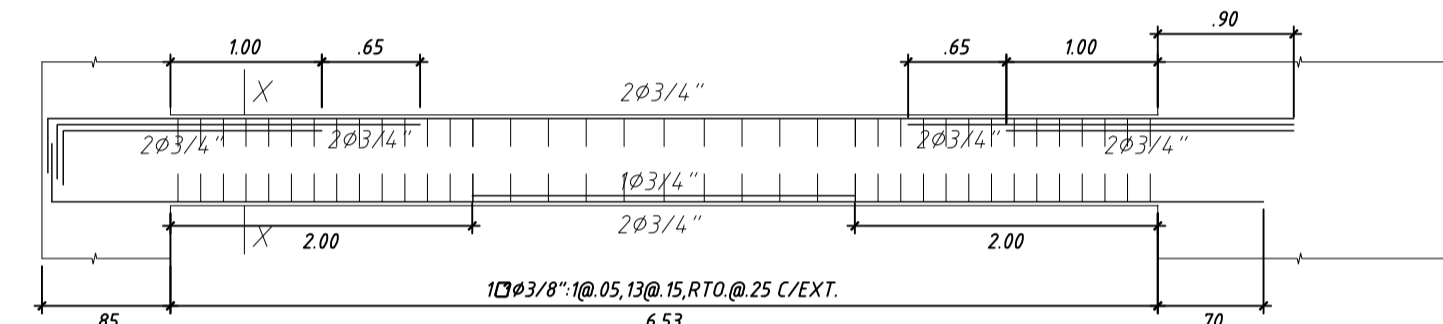
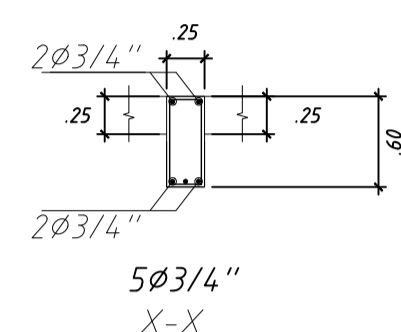
DETALLES Y/O ANOTACIONES



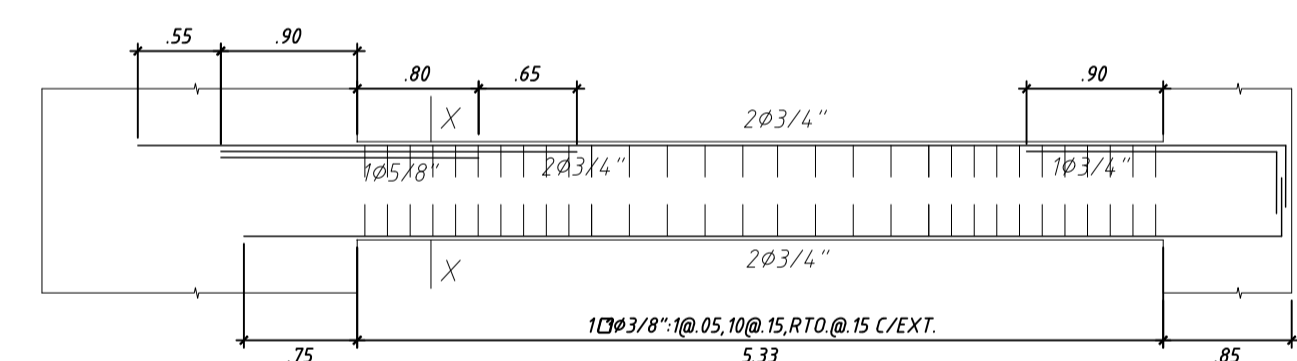
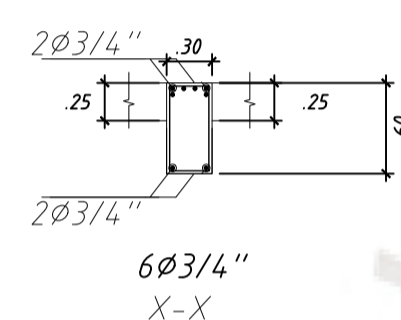
VPT-8( 30x.60)



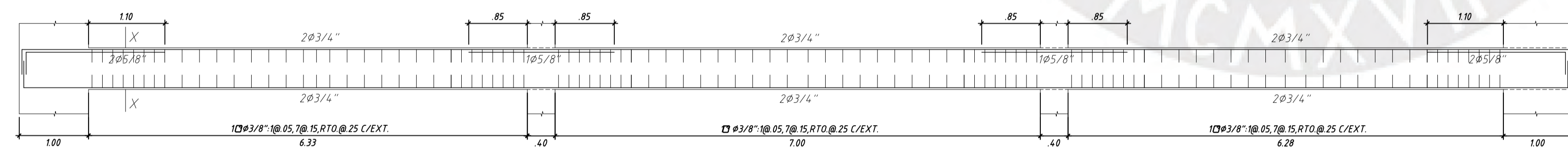
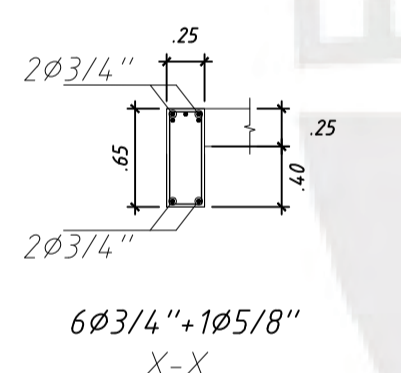
VPT-9( 25x.60)



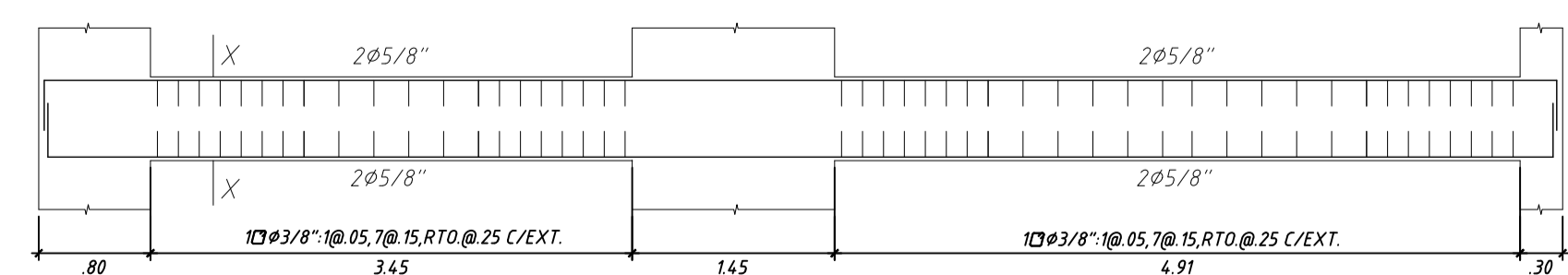
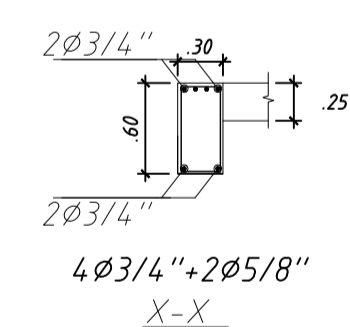
VPT-10( 30x.60)



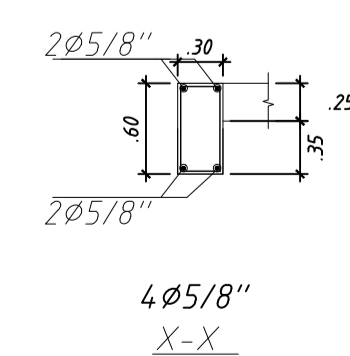
VPT-11( 25x.65)



VPT-12( 30x.60)



VPT-13( 30x.60)



PROYECTO:  
EDIFICIO DE OFICINAS

ALUMNO:  
PIERO GIOVANNI  
GUEVARA PAYANO

ASESOR:  
GIAN FRANCO  
OTTAZZI PASINO

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

TÍTULO:  
DESARROLLO DE  
VIGAS DE AZOTEA  
[2/2]

ESCALA: 1/50      FECHA: 20/06/2024

N. DE LÁMINA:

E-11



**DETALLE TÍPICOS PARA LAS PLACAS Y COLUMNAS**

**REMATE DE COLUMNAS**

**CONCENTRACIÓN DE ESTIBOS EN COLUMNAS**

**EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE LOS SÓTANOS**

**DETALLE DE CAMBIO DE SECCIÓN EN PLACAS Y COLUMNAS**

**PLANTA**

**ELEVACIÓN DE VIGA PRINCIPAL**

**DETALLE DE ESTIBOS EN CRUCE DE VIGAS**

**DETALLES PARA LAS LOSAS**

**DETALLE PARA LA INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS EN LAS LOSAS MACIZAS**

**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REFUERZO DE LOSAS Y VIGAS CHATAS**

**DETALLE PARA EL REFUERZO DE LAS LOSAS AL REDOR DE LAS ABERTURAS PARA LOS DUCTOS**

**ANCLAJE RECTO DEL REFUERZO DE LOSAS Y VIGAS CHATAS**

**DETALLE PARA LAS LOSAS AL REDOR DE LAS ABERTURAS EN LOS VOLADOS**

**EMPALME DEL REFUERZO COORDINADO EN LAS LOSAS**

**DETALLES TÍPICOS EN ZAPATAS Y PLATEAS**

**EMPALME DE REFUERZOS LONGITUDINALES EN LAS ZAPATAS O PLATEAS**

**DETALLES TÍPICOS PARA LAS VIGAS**

**EMPALME DE REFUERZOS LONGITUDINALES EN LAS VIGAS**

**DETALLE DE ALIGERADO CON VIGUETA @ 0.40m SIN ESCALA**

**DETALLE DE AMARRE DE LOS LADRILLOS DE ARCILLA CON LAS COLUMNETAS**

**DETALLES PARA LOS LADRILLOS DE ARCILLA**

**DETALLE TÍPICO PARA LOS CERROS - (ALTURA MÁXIMA DE 3.00M) ARRANQUE EN TERRENO**

**DETALLES PARA LOS MUROS NO ESTRUCTURALES (CON LADRILLOS DE ARCILLA)**

**ELEVACIÓN**

**PLANTA - SECCIÓN A-A**

**DETALLE DE DOBLADO DE ESTIBOS EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS**

**ESTIBO TIPO 1**

**ESTIBO TIPO 2**

**GRAPA SUPLEMENTARIA**

**NOTAS:**

- LA TUBERÍA DEBE ESTAR ALICATADA UNA DISTANCIA DE 10 CM POR LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS.
- LOS PASOS DEBERÁN SER DE 10 CM ENTRE LOS PASOS DE LAS VIGAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS.
- DEBERÁN SER DE 10 CM ENTRE LOS PASOS DE LAS VIGAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS.
- DEBE USARSE PARA ANCLAJE LOS RECORRIDOS DE LAS TUBERÍAS A FIN DE RESERVAR ESTAS ANCLAJES.

**VALORES TÍPICOS DE LAZ**

LAZ	LAZ	LAZ
0.30m	0.35m	0.40m
0.40m	0.45m	0.50m
0.50m	0.55m	0.60m
0.60m	0.65m	0.70m
0.70m	0.75m	0.80m
0.80m	0.85m	0.90m
0.90m	0.95m	1.00m

**VALORES TÍPICOS DE LAZ**

LAZ	LAZ	LAZ
0.30m	0.35m	0.40m
0.40m	0.45m	0.50m
0.50m	0.55m	0.60m
0.60m	0.65m	0.70m
0.70m	0.75m	0.80m
0.80m	0.85m	0.90m
0.90m	0.95m	1.00m

**VALORES TÍPICOS DE LAZ**

LAZ	LAZ	LAZ
0.30m	0.35m	0.40m
0.40m	0.45m	0.50m
0.50m	0.55m	0.60m
0.60m	0.65m	0.70m
0.70m	0.75m	0.80m
0.80m	0.85m	0.90m
0.90m	0.95m	1.00m