

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES**

**Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

Juan Carlos Salazar Casafranca

**ASESOR:**

M.Sc. Edward Jonathan Soto Oblea

Lima, setiembre, 2025

## Informe de Similitud

Yo, EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

ANALISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES


del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **16 %**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 05/09/2025.
- 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, 08 de septiembre de 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Soto Oblea, Edward Jonathan	
DNI: 45532183	Firma  Edward Jonathan Soto Oblea
ORCID: 0000-0001-5267-0899	

## Agradecimientos

*Expreso mi más sincero agradecimiento a mi familia por su apoyo incondicional durante todo este proceso. A mi asesor, M. Sc. Edward Jonathan Soto Oblea, por su valiosa orientación y guía, a mis amigos y compañeros por su compañía y contribuciones que hicieron posible la realización de esta tesis. A todos ustedes, muchas gracias.*



## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño sismorresistente de un edificio multifamiliar de concreto armado de 10 niveles, ubicado en la ciudad de Lima. La edificación, con un área techada total de 3335 m<sup>2</sup>, consta de dos departamentos por piso, una caja de ascensor, escaleras y una zona de estacionamientos en el primer nivel. Para el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones, se ha considerado una capacidad portante del suelo de 3.00 kg/cm<sup>2</sup>.

El trabajo se estructura en 12 capítulos, en los cuales se desarrollan los principios fundamentales del diseño estructural, siguiendo la normativa peruana vigente y complementando con recomendaciones de normas internacionales en casos donde la regulación local no proporciona lineamientos específicos.

En el primer capítulo se presenta una descripción general del proyecto, junto con los objetivos, la justificación de la investigación y los principios de diseño, además de las normativas empleadas.

Los capítulos subsiguientes abordan los criterios de estructuración, el metrado de cargas y el análisis sismorresistente conforme a las Normas E.020 y E.030, utilizando el software ETABS para el modelamiento y análisis estructural.

A partir del capítulo 5, se detalla el diseño en concreto armado de los elementos estructurales según la Norma E.060. El capítulo 10 está dedicado al diseño de cimentaciones, mientras que en el capítulo 11 se desarrollan los elementos secundarios, como escaleras, cisterna y cercos perimetrales. Para estos fines, se emplean herramientas especializadas como ETABS, SAP 2000 y SAFE, garantizando precisión en el análisis y diseño.

Finalmente, en el capítulo 12, se exponen las conclusiones derivadas del proceso integral de análisis y diseño sismorresistente aplicado al edificio de 10 niveles.

## ÍNDICE GENERAL

<b>1. GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO .....	1
1.2 OBJETIVOS .....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN .....	2
1.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO .....	2
1.5 NORMATIVAS.....	3
<b>2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>3</b>
2.1 ESTRUCTURACIÓN.....	3
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO .....	4
<b>3. METRADO DE CARGAS .....</b>	<b>8</b>
3.1 DEFINICIÓN DE CARGAS .....	8
3.1.1 CARGAS MUERTAS.....	8
3.1.2 CARGAS VIVAS.....	8
3.2 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS.....	9
3.3 METRADO DE LOSAS MACIZAS .....	10
3.4 METRADO DE VIGAS CHATAS .....	12
3.5 METRADO DE VIGAS PERALTADAS .....	13
3.6 METRADO DE PLACAS .....	14
<b>4. ANÁLISIS SÍSMICO .....</b>	<b>16</b>
4.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE MODELADO ESTRUCTURAL .....	16
4.2 ASIGNACIÓN DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS.....	18
4.3 MODELADO ESTRUCTURAL .....	18
4.4 FACTOR DE ZONA.....	21
4.5 CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	21
4.6 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN .....	22
4.7 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA .....	23
4.8 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA ( $R_0$ ).....	23
4.9 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	24
4.9.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA ( $I_a$ ) .....	24
4.9.2 IRREGULARIDA EN PLANATA ( $I_p$ ).....	26
4.10 ANÁLISIS ESTÁTICO .....	29
4.11 ANÁLISIS DINÁMICO .....	31
4.12 DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....	34
4.13 DERIVAS.....	34
4.14 JUNTA SÍSMICA Y LÍMITE DE PROPIEDAD.....	36
4.15 VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .....	37

4.16 VERIFICACIÓN DE DIAFRAGMA RÍGIDO .....	37
<b>5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....</b>	<b>40</b>
5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN .....	40
5.2 DISEÑO POR CORTE .....	43
5.3 ACERO MÍNIMO.....	43
5.4 ACERO MÁXIMO .....	43
5.5 ACERO DE TEMPERATURA .....	45
5.6 CORTES DE ACERO .....	45
5.7 CONTROL DE FISURAS .....	45
5.8 CONTROL DE DEFLEXIONES .....	46
5.9 EJEMPLO DE DISEÑO .....	49
<b>6. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....</b>	<b>59</b>
6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN .....	59
6.2 DISEÑO POR CORTE .....	59
6.3 ACERO MÍNIMO.....	60
6.4 ACERO MÁXIMO .....	60
6.5 CORTES DE ACERO .....	60
6.6 CONTROL DE FISURAS .....	60
6.7 CONTROL DE DEFLEXIONES .....	60
6.8 EJEMPLO DE DISEÑO .....	61
<b>7. DISEÑO DE VIGAS CHATAS.....</b>	<b>73</b>
7.1 DISEÑO POR FLEXIÓN .....	73
7.2 DISEÑO POR CORTE .....	73
7.3 ACERO MÍNIMO.....	73
7.4 ACERO MÁXIMO .....	74
7.5 CORTES DE ACERO .....	74
7.6 CONTROL DE FISURAS .....	74
7.7 CONTROL DE DEFLEXIONES .....	74
7.8 EJEMPLO DE DISEÑO .....	75
<b>8. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.....</b>	<b>81</b>
8.1 DISEÑO POR FLEXIÓN .....	81
8.2 DISEÑO POR CORTE .....	81
8.3 DISEÑO POR CORTE CAPACIDAD .....	82
8.4 DISEÑO MÍNIMO EN VIGAS SEGÚN NORMA E.060.....	83
8.5 ACERO MÍNIMO.....	85
8.6 ACERO MÁXIMO .....	85
8.7 CORTES DE ACERO.....	85

8.8 CONTROL DE FISURAS .....	86
8.9 CONTROL DE DEFLEXIONES .....	86
8.10 EJEMPLO DE DISEÑO .....	86
<b>9. DISEÑO DE PLACAS.....</b>	<b>96</b>
9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	96
9.2 DISEÑO POR CORTE .....	96
9.3 DISEÑO POR CAPACIDAD .....	97
9.4 CUANTÍA MÍNIMA .....	97
9.5 ELEMENTOS DE BORDE .....	98
9.6 EJEMPLO DE DISEÑO .....	99
<b>10. DISEÑO DE CIMENTACIONES .....</b>	<b>106</b>
10.1 GENERALIDADES .....	106
10.2 PREDIMENSIONAMIENTO .....	106
10.3 DISEÑO POR CORTANTE .....	107
10.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO .....	108
10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN .....	108
10.6 CUANTÍA MÍNIMA .....	109
10.7 EJEMPLO DE DISEÑO .....	109
<b>11. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS .....</b>	<b>127</b>
11.1 DISEÑO DE ESCALERAS .....	127
11.2 DISEÑO DE CISTERNA .....	133
11.3 DISEÑO DE MUROS PERIMETRALES DE ALBAÑILERÍA .....	140
<b>12. CONCLUSIONES.....</b>	<b>152</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>154</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Primer piso .....	1
Figura 1.2: Piso típico .....	1
Figura 2.1: Estructuración y predimensionamiento de piso típico .....	7
Figura 3.1: Sección típica de aligerado .....	9
Figura 3.2: Vigueta de análisis .....	9
Figura 3.3: Modelo estructural de vigueta de análisis .....	10
Figura 3.4: Losa maciza de análisis .....	11
Figura 3.5: Modelo simplificado de losa maciza para metrado de cargas .....	11
Figura 3.6: Viga chata de análisis .....	12
Figura 3.7: Modelo estructural de viga chata .....	12
Figura 3.8: Viga peraltada de análisis .....	13
Figura 3.9: Modelo estructural de viga peraltada de análisis .....	14
Figura 3.10: Placa de análisis .....	14
Figura 4.1: Modelo estructural de piso típico .....	19
Figura 4.2: Asignación de cargas de tabiquería en piso típico .....	19
Figura 4.3: Modelo global de la estructura .....	20
Figura 4.4: Zonas sísmicas .....	21
Figura 4.5: Espectro de amplificación dinámica .....	23
Figura 4.6: Espectro de pseudoaceleraciones .....	32
Figura 5.1: Modelo elastoplástico de esfuerzos y deformaciones del acero .....	40
Figura 5.2: Distribución real y equivalente de esfuerzos a compresión del concreto .....	41
Figura 5.3: Modelo de bloque de compresiones y deformaciones .....	41
Figura 5.4: Variación del parámetro $\beta$ .....	41
Figura 5.5: Sección de análisis del aligerado .....	44
Figura 5.6: Cortes de acero de refuerzo en flexión .....	45
Figura 5.7: Área efectiva de concreto en tracción .....	46
Figura 5.8: Factor de amplificación para deflexiones diferidas .....	48
Figura 5.9: Losa aligerada seleccionada para el diseño .....	49
Figura 5.10: Asignación de carga muerta (CM) en vigueta .....	50
Figura 5.11: Asignación de carga viva (CV) en vigueta .....	50
Figura 5.12: Diagrama de momentos en vigueta de análisis .....	50
Figura 5.13: Cortes de acero por flexión en vigueta de diseño .....	52
Figura 5.14: Diagrama de fuerzas cortantes en vigueta de análisis .....	52

Figura 5.15: Sección no agrietada.....	54
Figura 5.16: Sección agrietada.....	54
Figura 5.17: Deflexión por carga muerta tramo B'C' .....	57
Figura 5.18: Deflexión por carga viva tramo B'C' .....	57
Figura 5.19: Deflexión por carga muerta más viva tramo B'C' .....	57
Figura 5.20: Deflexión por carga muerta más 30 % de carga viva tramo B'C'.....	57
Figura 5.21: Deflexión en la vigueta de análisis.....	57
Figura 5.22: Diseño final de losa aligerada de análisis.....	58
Figura 6.1: Detalle típico de losa maciza h = 20 cm.....	59
Figura 6.2: Losa maciza seleccionada para el diseño .....	61
Figura 6.3: Diagrama de momentos de losas en dirección X-X .....	61
Figura 6.4: Diagrama de momentos de losas en dirección Y-Y.....	62
Figura 6.5: Idealización de losa maciza de análisis en dirección X-X para Kalmanok.....	62
Figura 6.6: Tabla N°13 de Kalmanok para losas rectangulares .....	63
Figura 6.7: Modelo simplificado de losa maciza en dirección X-X .....	64
Figura 6.8: Idealización de losa maciza de análisis en dirección Y-Y para Kalmanok. ....	65
Figura 6.9: Modelo simplificado de losa maciza en dirección Y-Y .....	65
Figura 6.10: Diagrama de fuerzas cortantes máximas en losas (VMax) .....	68
Figura 6.11: Deflexión inicial en losa maciza por carga muera.....	70
Figura 6.12: Deflexión inicial en losa maciza por carga viva.....	70
Figura 6.13: Deflexión inicial en losa maciza por 30 % de carga viva .....	71
Figura 6.14: Diseño final de la losa maciza seccionada para el análisis.....	72
Figura 7.1: Deflexión inicial en losa maciza por 30 % de carga viva.....	75
Figura 7.2: Carga muerta (CM) en viga chata de análisis.....	75
Figura 7.3: Carga muerta (CV) en viga chata de análisis .....	75
Figura 7.4: Diagrama de momentos en viga chata de análisis .....	76
Figura 7.5: Cortes de acero por flexión en viga chata .....	77
Figura 7.6: Diagrama de fuerzas cortantes en viga chata .....	77
Figura 7.7: Deflexión en viga chata por carga muerta .....	79
Figura 7.8: Deflexión en viga chata por carga viva .....	79
Figura 7.9: Deflexión en viga chata por 30% de carga viva .....	79
Figura 7.10: Diseño final de viga chata VCH-01.....	80
Figura 8.1: Espaciamiento de estribos por corte en vigas.....	82
Figura 8.2: Cortante de diseño por capacidad en vigas .....	83
Figura 8.3: Diseño mínimo a flexión en vigas según Norma E.060 .....	84

Figura 8.4: Confinamiento mínimo en vigas sismorresistentes según Norma E.060 .....	84
Figura 8.5: Viga peraltada seleccionada para el diseño .....	86
Figura 8.6: Envolvente de diseño en viga VT-01 .....	87
Figura 8.8: Espaciamiento mínimo de estribos según Norma E.060 .....	88
Figura 8.9: Envolvente de fuerzas cortantes en viga VT-01 (30x60 cm).....	89
Figura 8.10: Fuerza cortante para $12(CM+CV)+2.5CS$ .....	90
Figura 8.11: Diagrama de momento flector para condiciones de servicio.....	91
Figura 8.12: Deflexión en viga VT-01 por carga muerta .....	94
Figura 8.13: Deflexión en viga VT-01 por carga viva .....	94
Figura 8.14: Deflexión en viga VT-01 por 30% de carga viva .....	94
Figura 8.15: Diseño final de la viga seleccionada para el análisis.....	95
Figura 9.1: Diagrama de interacción de una sección de concreto armado.....	96
Figura 9.2: Placa PL-07 de análisis.....	99
Figura 9.3: Sección de diseño y distribución de acero en placa PL-07 .....	100
Figura 9.4: Diagrama de interacción para ejes locales 22 y 33 para sismo XX .....	101
Figura 9.5: Diagrama de interacción para ejes locales 22 y 33 para sismo YY.....	101
Figura 9.6: Diagrama de momento curvatura de placa PL-07 .....	103
Figura 9.7: Diseño final de placa seleccionada para el análisis .....	105
Figura 10.1: Tipos de cimentaciones superficiales .....	106
Figura 10.2: Sección crítica por corte .....	107
Figura 10.3: Sección crítica por punzonamiento .....	108
Figura 10.4: Sección crítica por flexión.....	109
Figura 10.5: Dimensiones en planta de zapatas por cargas de servicio .....	110
Figura 10.6: Modelo general de cimentaciones .....	111
Figura 10.7: Diagrama de presiones del suelo sin vigas de cimentación.....	112
Figura 10.8: Dimensiones de las zapatas con vigas de cimentación.....	112
Figura 10.9: Diagrama de presiones del suelo con vigas de cimentación .....	113
Figura 10.10: Diagrama de presiones del suelo para Sismo XX .....	113
Figura 10.11: Diagrama de presiones del suelo para Sismo YY .....	114
Figura 10.12: Zapata Z-01 en isométrico.....	114
Figura 10.13: Zapata Z-01 en planta.....	115
Figura 10.14: Zapata Z-05 en isométrico.....	115
Figura 10.15: Zapata Z-05 en planta.....	116
Figura 10.16: Diagrama de momento flector en zapata en dirección XX .....	120
Figura 10.17: Viga de cimentación V-30x100 cm.....	121

Figura 10.18: Modelo para el diseño de vigas de cimentación en zapatas conectadas.....	122
Figura 10.19: Envolvente de momentos de viga de cimentación V-30x100 cm.....	123
Figura 10.20: Envolvente de cortantes en viga de cimentación V-30x100 cm.....	124
Figura 10.21: Diseño final de zapata Z-01.....	125
Figura 10.22: Diseño final de zapata Z-05.....	126
Figura 10.23: Diseño final de viga de cimentación VC01-0.30x1.00.....	126
Figura 11.1: Esquema en elevación de escalera del primer nivel .....	127
Figura 11.2: Modelo estructural del primer tramo de escalera con carga muerta.....	128
Figura 11.3: Modelo estructural del primer tramo de escalera con carga viva .....	128
Figura 11.4: Modelo estructural del segundo tramo de escalera con carga muerta .....	128
Figura 11.5: Modelo estructural del segundo tramo de escalera con carga viva .....	129
Figura 11.6: Diagrama de momentos flectores del primer tramo de escalera.....	129
Figura 11.7: Diagrama de momentos flectores del primer tramo de escalera.....	130
Figura 11.8: Diagrama de fuerzas cortantes del primer tramo de escalera .....	131
Figura 11.9: Diagrama de fuerzas cortantes del segundo tramo de escalera .....	131
Figura 11.10: Diseño final del tramo de escalera de primer piso .....	132
Figura 11.11: Dimensiones en planta de la cisterna.....	133
Figura 11.12: Dimensiones en elevación de la cisterna .....	133
Figura 11.13: Diagrama de momentos M11.....	135
Figura 11.14: Diagrama de momentos M22 .....	135
Figura 11.15: Diagrama de cortantes V13 .....	136
Figura 11.16: Diagrama de cortantes V23 .....	136
Figura 11.17: Diagrama de momentos en pared larga de cisterna M22.....	137
Figura 11.18: Diagrama de cortantes en pared larga de cisterna V23.....	138
Figura 11.19: Diagrama de momento flector de losa de fondo M22 .....	139
Figura 11.20: Diagrama de cortante de losa de fondo V23.....	140
Figura 11.21: Vista en elevación y corte de muro perimétrico .....	140
Figura 11.22: Líneas de falla y cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro .....	142
Figura 11.23: Esquema de cargas sísmicas actuantes en viga solera.....	143
Figura 11.24: Esquema de cargas sísmicas actuantes en columneta.....	144
Figura 11.25: Diagrama de momentos flectores en viga solera.....	144
Figura 11.26: Diagrama de cortantes en viga solera.....	145
Figura 11.27: Diagrama de momento flector en columneta.....	146
Figura 11.28: Diagrama de cortantes en columneta.....	146
Figura 11.29: Diseño final de cerco perimétrico.....	151

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Combinaciones de carga según Norma E.060.....	2
Tabla 2.1. Peraltes recomendados para losas y vigas armadas en una dirección.....	4
Tabla 2.2. Peraltes recomendados de losa aligerada según la luz libre.....	5
Tabla 2.3. Peraltes recomendados de losa maciza según la luz libre.....	5
Tabla 3.1. Valores de carga muerta según Norma E.020.....	8
Tabla 3.2. Valores de carga viva según Norma E.020.....	9
Tabla 4.1. Materiales y valores seleccionados para modelado en ETABS.....	16
Tabla 4.2. Asignación de elemento finito para modelado en ETABS.....	17
Tabla 4.3. Longitudes mínimas de anclaje para desarrollar momento.....	17
Tabla 4.4. Asignación de cargas en ETBAS según el tipo de elemento.....	18
Tabla 4.5. Factor de suelo “S” según Norma E.030.....	21
Tabla 4.6. Periodo “ <i>TP</i> ” y “ <i>TL</i> ” según Norma E.030.....	22
Tabla 4.7. Categoría de las edificaciones y factor “U” según Norma E.030.....	22
Tabla 4.8. Factor de reducción sísmica “ <i>Ro</i> ” según Norma E.030.....	23
Tabla 4.9. Rigidez de entrepiso para Sismo X-X y excentricidad de masa positiva.....	24
Tabla 4.10. Rigidez de entrepiso para Sismo X-X y excentricidad de masa negativa.....	24
Tabla 4.11. Rigidez de entrepiso para Sismo Y-Y y excentricidad de masa positiva.....	25
Tabla 4.12. Rigidez de entrepiso para Sismo Y-Y y excentricidad de masa negativa.....	25
Tabla 4.13. Masas de entrepiso y relación de masas.....	26
Tabla 4.14. Ratio de deriva máxima y deriva promedio en dirección X-X.....	27
Tabla 4.15. Ratio de deriva máxima y deriva promedio en dirección Y-Y.....	27
Tabla 4.16. Esquinas entrantes de la edificación.....	28
Tabla 4.17. Primer criterio de discontinuidad de diafragma.....	28
Tabla 4.18. Segundo criterio de discontinuidad de diafragma.....	28
Tabla 4.19. Segundo criterio de discontinuidad de diafragma.....	29
Tabla 4.20. Fuerza cortante basal para cada dirección de análisis X-X, Y-Y.....	30
Tabla 4.21. Distribución de fuerzas horizontales en la dirección X-X.....	30
Tabla 4.22. Distribución de fuerzas horizontales en la dirección Y-Y.....	31
Tabla 4.23. Modos de vibración de la estructura.....	32
Tabla 4.24. Fuerzas cortantes dinámicas basales.....	33
Tabla 4.25. Fuerzas cortantes mínimas de diseño.....	33
Tabla 4.26. Desplazamientos máximos de entrepiso en cada dirección.....	34
Tabla 4.27. Derivas de entrepiso para dirección de análisis X-X.....	35

Tabla 4.28. Derivas de entrepiso para dirección de análisis Y-Y .....	35
Tabla 4.29. Fuerza cortante basal en placas .....	37
Tabla 4.30. Fuerza cortante basal de la estructura .....	37
Tabla 4.31. Ratios de desplazamiento máximo de diafragma y deriva promedio vertical en X-X.....	38
Tabla 4.32. Ratios de desplazamiento máximo de diafragma y deriva promedio vertical en Y-Y .....	39
Tabla 5.1. Deflexiones máximas admisible según Norma E.060 .....	46
Tabla 6.1. Comparación de momentos obtenidos por tablas Kalmanok y ETABS .....	66
Tabla 8.1. Resumen de diseño a flexión en la viga VT-01 (30x60 cm) .....	87
Tabla 9.1. Cuantía mínima en placas según Norma E.060 .....	97
Tabla 9.2. Cargas axiales y momentos flectores en placa PL-07 .....	99
Tabla 9.3. Combinaciones de carga en placa PL-07 para sismo XX .....	100
Tabla 9.4. Combinaciones de carga en placa PL-07 para sismo YY .....	100
Tabla 9.5. Combinaciones de fuerza cortante para sismo XX placa PL-07.....	102
Tabla 9.6. Combinaciones de fuerza cortante para sismo YY placa PL-07 .....	102
Tabla 10.1. Predimensionamiento de zapatas por cargas axiales de servicio .....	110
Tabla 10.2. Diseño por punzonamiento en zapatas de cimentación.....	117
Tabla 10.3. Diseño por cortante en zapatas de cimentación .....	118
Tabla 10.4. Resumen de diseño por cortante en zapatas de cimentación .....	118
Tabla 11.1. Diseño por flexión en el primer tramo de la escalera del primer piso .....	129
Tabla 11.2. Diseño por flexión en el segundo tramo de la escalera del primer piso.....	130
Tabla 11.3. Refuerzo mínimo por contracción y temperatura.....	134
Tabla 11.4. Valores de coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a” .....	141
Tabla 11.5. Momentos actuantes de derecha a izquierda .....	148
Tabla 11.6. Momentos resistentes de derecha a izquierda .....	148
Tabla 11.7. Momentos actuantes de izquierda a derecha .....	149
Tabla 11.8. Momentos resistentes de izquierda a derecha .....	149

# 1. GENERALIDADES

## 1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto consiste en un edificio multifamiliar de 10 pisos ubicado en el distrito de San Martín de Porres, en la provincia y departamento de Lima. El edificio colinda en sus laterales con edificaciones multifamiliares de 5 pisos. El primer nivel está destinado a estacionamientos, acceso peatonal y vehicular. Los pisos superiores, típicos, cuentan con dos departamentos, los cuales consisten en un ambiente de sala comedor con acceso a balcón, dos habitaciones principales con baño propio, un baño de visita y una habitación de visita. Cada piso típico cuenta con área de  $300\text{ m}^2$ , acceso por escalera y ascensor. Así mismo, la edificación cuenta con acceso a la azotea en la que se podrán realizar actividades recreativas. La altura típica entre nivel de falso piso típico es de 2.80 m, el sistema estructural adoptada para el proyecto es de muros estructurales con losas de techo aligeradas y losas macizas en las zonas de baños para facilitar las instalaciones sanitarias. A continuación, se muestran la primera planta y la planta típica de la arquitectura del proyecto:

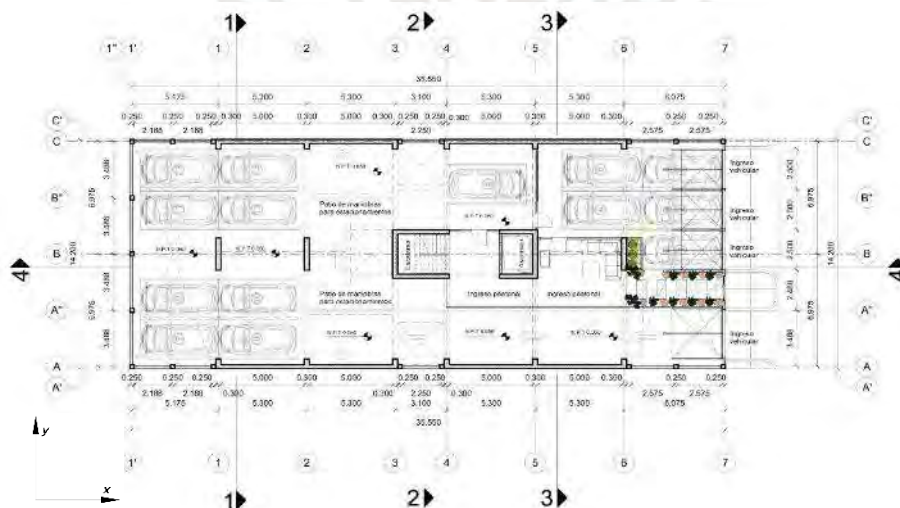


Figura 1.1: Primer piso  
Nota. Fuente propia

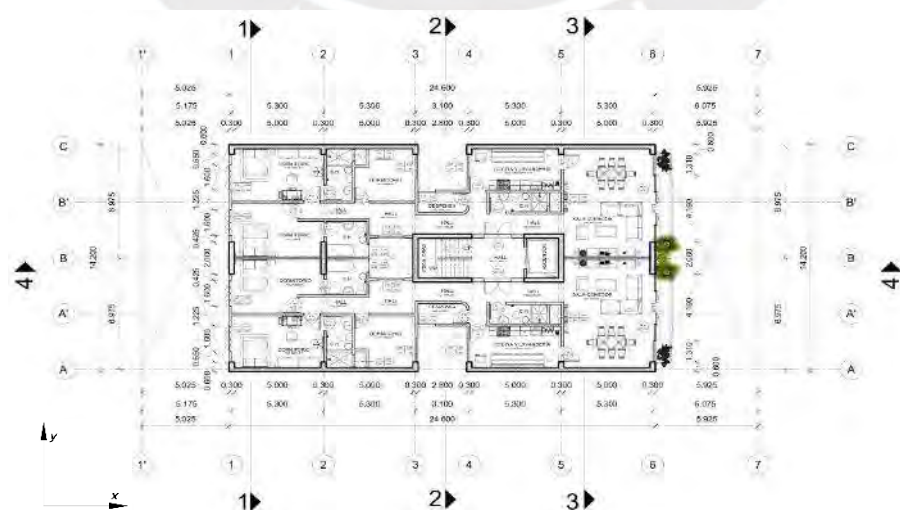


Figura 1.2: Piso típico  
Nota. Fuente propia

## 1.2 OBJETIVOS

Realizar el análisis y diseño sismorresistente de un edificio multifamiliar de concreto armado de 10 niveles ubicado en el distrito de San Martín de Porres, bajo las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las recomendaciones del ACI 318-19.

## 1.3 JUSTIFICACIÓN

La costa peruana está situada dentro del cinturón de fuego del Pacífico, una región con alta actividad sísmica, lo que representa un riesgo significativo para la seguridad de sus habitantes. Por ello, se hace necesario implementar diseños estructurales que cumplan con las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las recomendaciones del código internacional del ACI. En este contexto, la presente tesis tiene como objetivo demostrar el correcto uso de la normativa peruana para realizar diseños estructurales capaces de comportarse de manera eficiente y segura ante eventos sísmicos.

## 1.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

El diseño estructural en concreto armado se realizará de acuerdo con la filosofía del diseño por resistencias últimas, amplificando cargas y reduciendo resistencias según la naturaleza de las cargas.

$$\text{Resistencia nominal} \times \phi \geq \text{Resistencia requerida}$$

La resistencia requerida se determinará como el mayor valor de las combinaciones de cargas establecidas en la Norma E.060.

Tabla 1.1. Combinaciones de carga según Norma E.060

Resistencia requerida	Combinación
Cargas viga y muerta	$U = 1.4 CM + 1.7 CV$
Sismo	$U = 1.25 (CM + CV) + CS$
Sismo	$U = 1.25 (CM + CV) - CS$
Sismo	$U = 0.9 CM + CS$
Sismo	$U = 0.9 CM - CS$

Nota. Adaptado de “Norma E.060 Concreto Armado”, 2020

La resistencia nominal de los elementos estructurales dependerá de su diseño, geometría, cuantía de acero y las propiedades mecánicas de los materiales. Además, los factores de reducción ( $\phi$ ) estarán determinados por el tipo de falla para el cual se diseñen los elementos, tales como falla a flexión, compresión, flexo compresión, torsión y corte. Estos temas se profundizarán en los siguientes capítulos.

## 1.5 NORMATIVAS

Para el desarrollo de los cálculos de la estructurales se usarán los siguientes códigos y estándares nacionales e internacionales:

- NTE E020: Norma Técnica de Edificaciones – Carga
- NTE E030: Norma Técnica de Edificaciones – Diseño Sismorresistente
- NTE E050: Norma Técnica de Edificaciones – Suelos y Cimentaciones
- NTE E060: Norma Técnica de Edificaciones – Concreto Armado
- ACI 318-19.

## 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 ESTRUCTURACIÓN

La etapa de estructuración consiste en definir la geometría y la ubicación de los elementos estructurales de manera que puedan ser capaces de soportar las solicitaciones de cargas sísmicas y de gravedad. Esta estructuración se realizará de modo que, en lo posible, no se alteren significativamente las características arquitectónicas. Así mismo, se buscará una estructuración que sea simple, simétrica y de geometría regular para efectos de una mejor predicción del comportamiento de la estructura.

A continuación, se muestran algunos criterios de acuerdo con Blanco, A. (1994)

- **Simetría y simplicidad**

Las estructuras simétricas y simples muestran un mejor comportamiento frente a eventos sísmicos, lo cual ha sido confirmado por la experiencia práctica. Este tipo de estructuración facilita a los ingenieros la predicción del comportamiento de la estructura, ya que los elementos estructurales son más fáciles de idealizar, lo que permite representar de manera más precisa el comportamiento real.

- **Resistencia y ductilidad**

Las estructuras deben contar con una adecuada resistencia en ambas direcciones ortogonales para garantizar su estabilidad. Los elementos estructurales se diseñarán de modo que se provea de ductilidad a la estructura, lo cual se traduce en la capacidad de disipar energía a través de la formación de rótulas plásticas, preferentemente en las vigas. En todo momento, se debe evitar un diseño que conduzca a una falla frágil.

- **Hiperestaticidad y monolitismo**

Las estructuras hiperestáticas facilitan la redistribución de esfuerzos mediante la formación de mecanismos plásticos, lo que permite disipar la energía sísmica y contribuye a la estabilidad general de la estructura. Por otro lado, las conexiones monolíticas entre los elementos favorecen la formación de estos mecanismos.

- **Uniformidad y continuidad de la estructura**

Los elementos estructurales deben, preferiblemente, mantener continuidad tanto en planta como en elevación. En caso de ser necesario un cambio de sección, se recomienda evitar variaciones bruscas y realizar un análisis detallado para cada caso específico para seguir garantizando un adecuado comportamiento de la estructura.

- **Rigidez lateral**

Las estructuras deben ser capaces de resistir fuerzas horizontales sin que se presenten deformaciones significativas que afecten su servicio. Para lograrlo, es necesario incorporar elementos estructurales que proporcionen rigidez en las direcciones principales de la estructura. Un ejemplo de ello son las placas o muros estructurales, los cuales controlan de manera eficaz los desplazamientos horizontales.

- **Diafragma rígido.**

En el análisis de edificaciones, es común considerar la hipótesis de que las losas actúan como elementos rígidos capaces de distribuir las fuerzas horizontales hacia las columnas y muros, en función de su rigidez lateral. Para que esta hipótesis sea válida, es fundamental evitar el diseño de losas con grandes aberturas que puedan comprometer su rigidez.

## 2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

En esta sección se lleva a cabo el predimensionamiento de los elementos estructurales de acuerdo con la Norma Peruana de Diseño en Concreto E.060 (2020) y las recomendaciones del ingeniero Blanco en su libro "*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*" (1994). A continuación, el predimensionamiento de los siguientes elementos estructurales:

- **Losa Aligerada**

*Tabla 2.1. Peraltes recomendados para losas y vigas armadas en una dirección*

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

*Nota.* Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

La siguiente tabla 2.2 muestra el peralte recomendado para losas aligeradas según la luz libre en condiciones de sobrecarga normales de acuerdo con (Blanco 1994).

*Tabla 2.2. Peraltes recomendados de losa aligerada según la luz libre*

<b>Luz libre</b>	<b>Peralte recomendado</b>
$L \leq 4 \text{ m}$	17 cm
$4 \text{ m} \leq L \leq 5.5 \text{ m}$	20 cm
$5.0 \text{ m} \leq L \leq 6.5 \text{ m}$	25 cm
$6.0 \text{ m} \leq L \leq 7.5 \text{ m}$	30 cm

*Nota.* Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, 1994

Para el caso de la edificación en cuestión, la luz máxima es de 5.00 m. Según la norma E.060, el peralte se calcula de la siguiente manera:

$$h = \frac{5.00 \text{ m}}{24} = 0.208 \text{ m} = 20.8 \text{ cm}$$

Sin embargo, de acuerdo con la tabla 2.2, el peralte recomendado es de 20 cm. Por razones prácticas y de uniformidad, se adoptará un peralte de 20 cm para todas las losas aligeradas

- **Losa Maciza**

La elección del peralte de las losas macizas en una dirección se realizará de acuerdo con las recomendaciones del ingeniero Blanco (1994), que se presentan en la siguiente tabla:

*Tabla 2.3. Peraltes recomendados de losa maciza según la luz libre*

<b>Luz libre</b>	<b>Peralte recomendado</b>
$L \leq 4.0 \text{ m}$	12 o 13 cm
$L \leq 5.5 \text{ m}$	15 cm
$L \leq 6.5 \text{ m}$	20 cm
$L \leq 7.5 \text{ m}$	25 cm

*Nota.* Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, 1994

Para la edificación en cuestión, la luz máxima no excede los 4 m, por lo que el espesor de la losa podría elegirse entre 12 y 13 cm. Sin embargo, dado que las losas en dos direcciones requieren un menor espesor, se ha decidido optar por un espesor de 20 cm para todas las losas macizas, considerando tanto aspectos constructivos como la necesidad de uniformidad en la ejecución en obra.

- **Viga Peraltada**

Las vigas peraltadas se predimensionan según las siguientes recomendaciones:

- El peralte se establece en un rango de 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga
- La Norma Peruana de Concreto Armado establece que las vigas con responsabilidad sísmica deberán tener un ancho mínimo de 25 cm. Sin embargo, esta limitación no impide tener vigas de menor espesor, siempre y cuando sean vigas que no formen pórticos.

Para la edificación en cuestión, la luz libre máxima para una viga sísmica es de 5.50 m. En consecuencia, se procede a calcular el peralte de la siguiente manera:

$$h = \frac{5.50 \text{ m}}{10} = 0.55 \text{ m} \approx 60 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se elige un peralte de 60 cm para todas las vigas peraltadas por razones prácticas y construibles. Para las vigas principales, se adoptará un ancho de 30 cm, mientras que, para las vigas secundarias, el ancho será de 25 cm.

- **Viga chata**

Para la estructura en cuestión, las vigas chatas se emplearán cuando la tabiquería esté alineada con la dirección del aligerado. El peralte será igual al espesor de la losa ( $h = 20$  cm) y el ancho será de 20 cm.

- **Placas (Muros)**

En el caso de placas o muros estructurales, no existen fórmulas o recomendaciones generales de predimensionamiento como en el caso de los demás elementos estructurales. Sin embargo, de acuerdo con la norma E.060, se señala un espesor de 15 cm como mínimo para muros de corte. Para este proyecto, se optó por espesores de 25 y 30 cm.

A continuación, se muestra la estructuración y el predimensionamiento del piso típico del proyecto en cuestión:

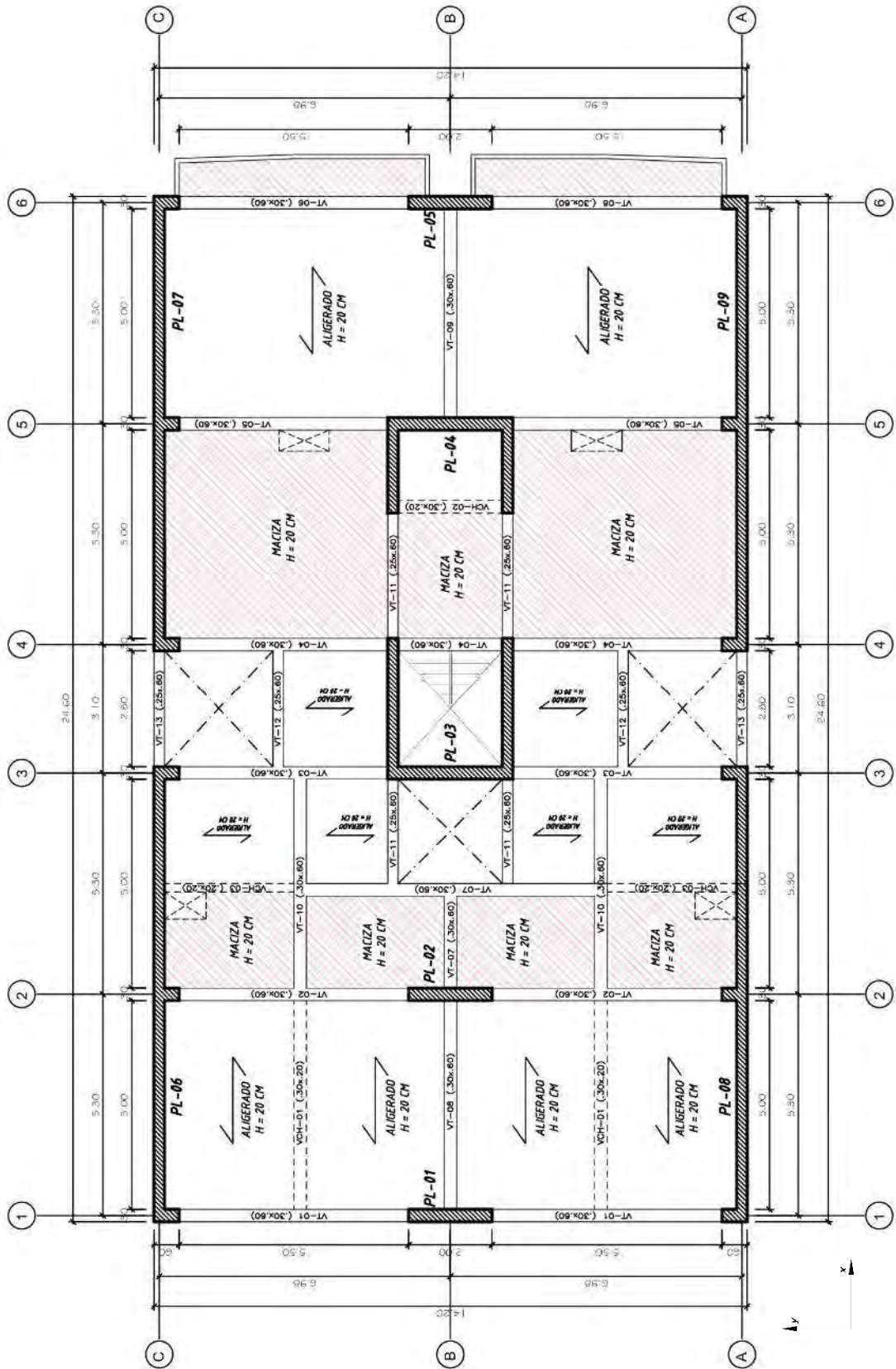


Figura 2.1: Estructuración y predimensionamiento de piso típico  
 Nota. Fuente propia

### 3. METRADO DE CARGAS

#### 3.1 DEFINICIÓN DE CARGAS

El metrado de cargas es el proceso de cuantificación de las cargas que deben ser soportadas por las edificaciones. Estas cargas actuarán en diferentes combinaciones, y su aplicación no debe generar esfuerzos ni deformaciones no previstas bajo condiciones de servicio. La cuantificación de las cargas se realizará de acuerdo con los lineamientos establecidos en la Norma de Cargas E.020.

En el presente capítulo se desarrollará el metrado de cargas permanentes (cargas muertas) y cargas variables (cargas vivas). Las cargas accidentales, como las sísmicas, serán abordadas en el siguiente capítulo. Las demás cargas descritas en la Norma E.020 no se desarrollarán, ya que no representan un aporte significativo al análisis en el contexto del proyecto.

##### 3.1.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas comprenden el peso propio de la estructura, así como todas las cargas permanentes adicionales que permanecen inalteradas durante toda la vida útil de la edificación. En la siguiente tabla se muestra los valores que serán usados para el metrado de acuerdo con la Norma E.020.

Tabla 3.1. Valores de carga muerta según Norma E.020

Carga muerta (CM)	Valor según Norma E.020	Unidad
Concreto armado	2.40	ton/m <sup>3</sup>
Losa maciza h = 20 cm	0.48	ton/m <sup>2</sup>
Losa aligerada h = 20 cm	0.30	ton/m <sup>2</sup>
Piso terminado e = 5cm	0.10	ton/m <sup>2</sup>
Tabiquería e = 15 cm	1.80	ton/m <sup>3</sup>

Nota. Adaptado de "Norma E.020 Cargas", 2020

##### 3.1.2 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son cargas de naturaleza variable, que incluyen el peso de los ocupantes, muebles, equipos, tabiquería móvil, entre otros. En la siguiente tabla se muestra los valores que serán usados para el metrado, según el tipo de ambiente, de acuerdo con la Norma E.020.

Tabla 3.2. Valores de carga viva según Norma E.020

Carga viva (CV)	Valor según Norma E.020	Unidad
Corredores	0.20	ton/m <sup>2</sup>
Escaleras	0.20	ton/m <sup>2</sup>
Azotea (techos)	0.10	ton/m <sup>2</sup>
Pisos típicos	0.20	ton/m <sup>2</sup>

Nota. Adaptado de "Norma E.020 Cargas", 2020

### 3.2 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas del proyecto son losas unidireccionales, con viguetas espaciadas a intervalos de 40 cm, tal como se muestra en la figura 3.1.

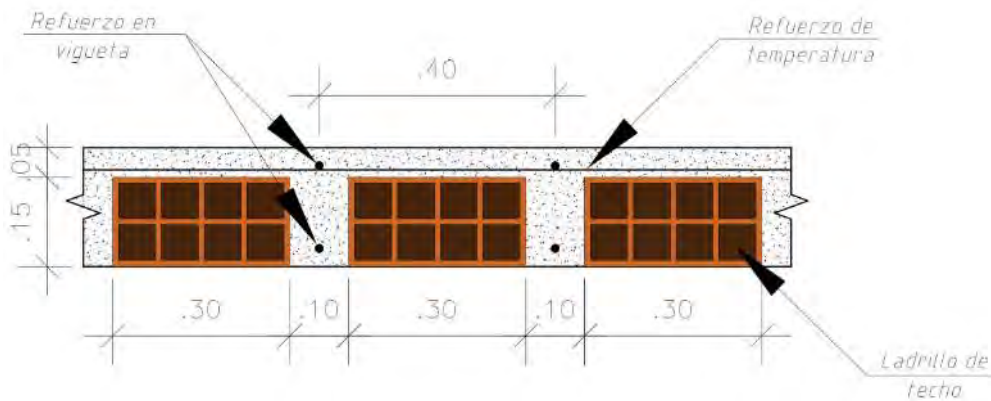


Figura 3.1: Sección típica de aligerado  
Nota. Fuente propia

La vigueta escogida como ejemplo para el análisis se encuentra entre los ejes 2 y 3, tal como se muestra en la figura 3.2

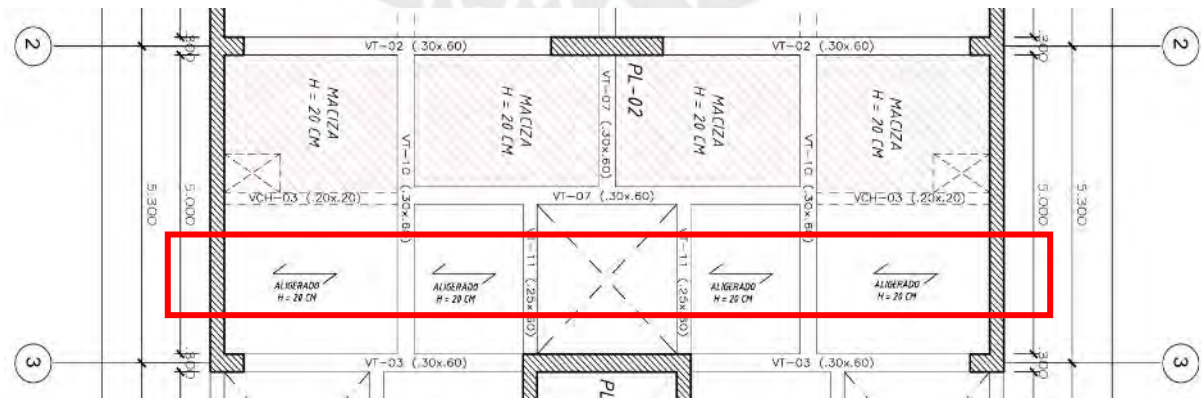


Figura 3.2: Vigueta de análisis  
Nota. Fuente propia

### Carga Muerta (CM)

$$W_{PESO\ PROPIO} = 0.30\ ton/m^2 \times 0.40\ m = 0.12\ ton/m$$

$$W_{PISO\ TERMINADO} = 0.10\ ton/m^2 \times 0.40\ m = 0.04\ ton/m$$

$$W_{TABIQUERÍA} = 0.00\ ton/m$$

$$W_{CM} = 0.16\ ton/m$$

### Carga Viva (CV)

$$W_{SOBRECARGA\ PISO\ TÍPICO} = 0.20\ ton/m^2 \times 0.40\ m = 0.08\ ton/m$$

$$W_{CV} = 0.16\ ton/m$$

### Modelo estructural

Dado que la planta típica es simétrica respecto al eje B, basta con realizar el análisis de una mitad del tramo seleccionado. Los apoyos extremos se consideran simplemente apoyados por condiciones de apoyo no empotrado.

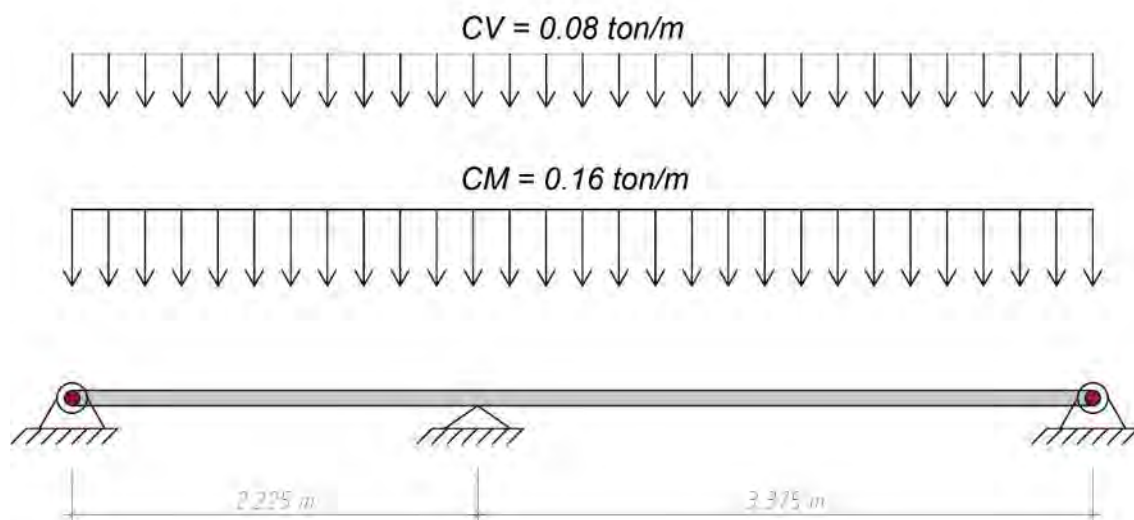


Figura 3.3: Modelo estructural de vigueta de análisis

Nota. Fuente propia

### 3.3 METRADO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son elementos de tipo área que pueden comportarse en una o dos direcciones, dependiendo de sus condiciones de apoyo y de la relación entre sus lados. En el caso de que la losa soporte tabiquería, se calculará el peso total de la misma y se distribuirá de manera uniforme sobre todo el área de análisis. La losa maciza seleccionada para el análisis de muestra figura 3.4 ubicada entre los ejes B, 4 y 5.

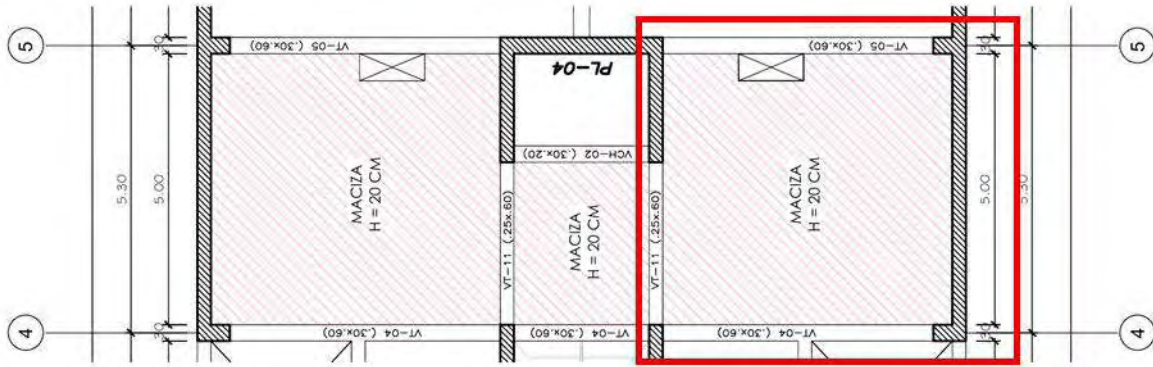


Figura 3.4: Losa maciza de análisis

Nota. Fuente propia

### Carga Muerta (CM)

$$W_{\text{PESO PROPIO}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{\text{PISO TERMINADO}} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{TABIQUERÍA}} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.6 \text{ m} \times 10.5 \text{ m} = 7.37 \text{ ton}$$

$$W_{\text{TABIQUERÍA}} = \frac{7.37 \text{ ton}}{26.15 \text{ m}^2} = 0.28 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{\text{CM}} = 0.86 \text{ ton/m}^2$$

### Carga Viva (CV)

$$W_{\text{CV}} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

### Modelo estructural

El modelo simplificado será una losa simplemente apoyada con sobrecarga uniformemente distribuida. El diseño en concreto armado abordará en los siguientes capítulos usando el programa ETABS.

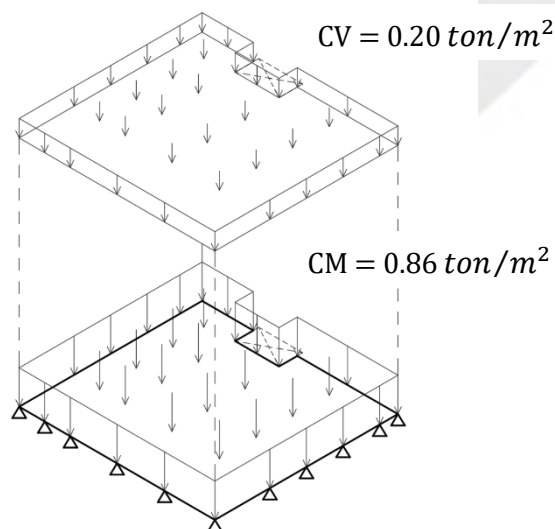


Figura 3.5: Modelo simplificado de losa maciza para metrado de cargas

Nota. Fuente propia

### 3.4 METRADO DE VIGAS CHATAS

Las vigas chatas son elementos unidireccionales que se utilizarán para soportar las cargas de la tabiquería que tienen la misma dirección del aligerado. La viga chata seleccionada para el análisis se muestra en la figura 3.6.

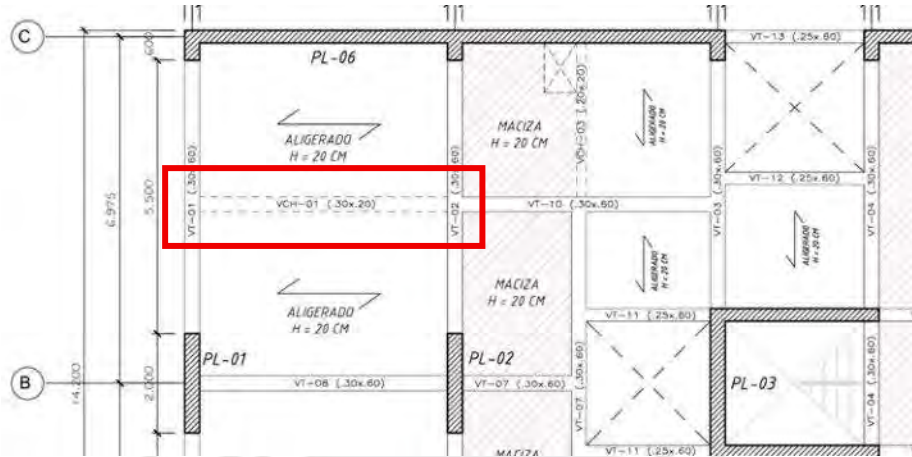


Figura 3.6: Viga chata de análisis

Nota. Fuente propia

#### Carga Muerta (CM)

$$W_{\text{PESO PROPIO}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} = 0.144 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{PISO TERMINADO}} = 0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 0.03 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{TABIQUERÍA}} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.6 \text{ m} = 0.702 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{CM}} \approx 0.876 \text{ ton/m}$$

#### Carga Viva (CV)

$$W_{\text{SOBRECARGA}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 0.03 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{CV}} = 0.03 \text{ ton/m}$$

#### Modelo estructural

El modelo estructural consistirá en una viga simplemente apoyada en sus extremos tal como se muestra en la siguiente figura 3.7

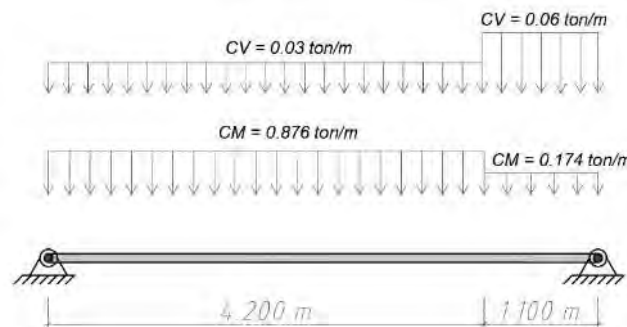


Figura 3.7: Modelo estructural de viga chata

Nota. Fuente propia

### 3.5 METRADO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas peraltadas reciben las cargas muertas y vivas de las losas y se encargan de transmitir las hacia las columnas. La viga seleccionada para el análisis se ubica en el eje 1 y se muestra en la figura 3.8.

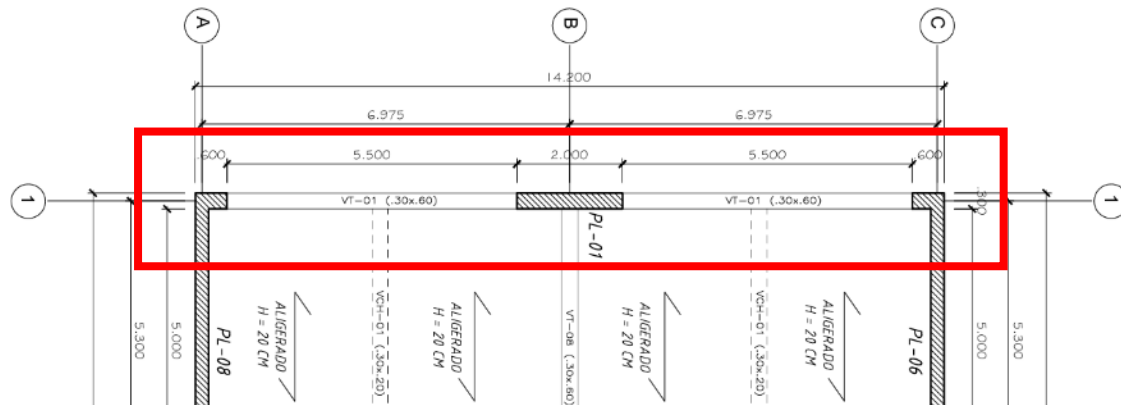


Figura 3.8: Viga peraltada de análisis

Nota. Fuente propia

#### Carga Muerta (CM)

$$W_{\text{PESO PROPIO}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{PISO TERMINADO}} = 0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 0.03 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{ALIGERADO}} = 0.30 \text{ ton/m}^2 \times 2.50 \text{ m} = 0.75 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{TABIQUERÍA}} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} = 0.594 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{TABIQUERÍA PUNTUAL}} = (0.876 \times 4.2 + 0.174 \times 1.1)/2 \approx 1.80 \text{ ton}$$

$$W_{\text{CM}} \approx 1.81 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{CM}} \approx 1.80 \text{ ton}$$

#### Carga Viva (CV)

$$W_{\text{S/C DE VIGA}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.3 \text{ m} = 0.06 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{S/C DE ALIGERADO}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 2.50 \text{ m} = 0.50 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{S/C PUNTUAL}} = (0.04 \times 5.30)/2 = 0.11 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{CV}} = 0.56 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{CV}} = 0.11 \text{ ton}$$

#### Modelo estructural

Las vigas se analizarán en un sistema hiperestático, considerando el empotramiento de las columnas y las placas en los pisos adyacentes. Asimismo, se considerarán brazos rígidos en los nudos entre la viga y los elementos verticales. El modelo simplificado se presenta en la figura 3.9.

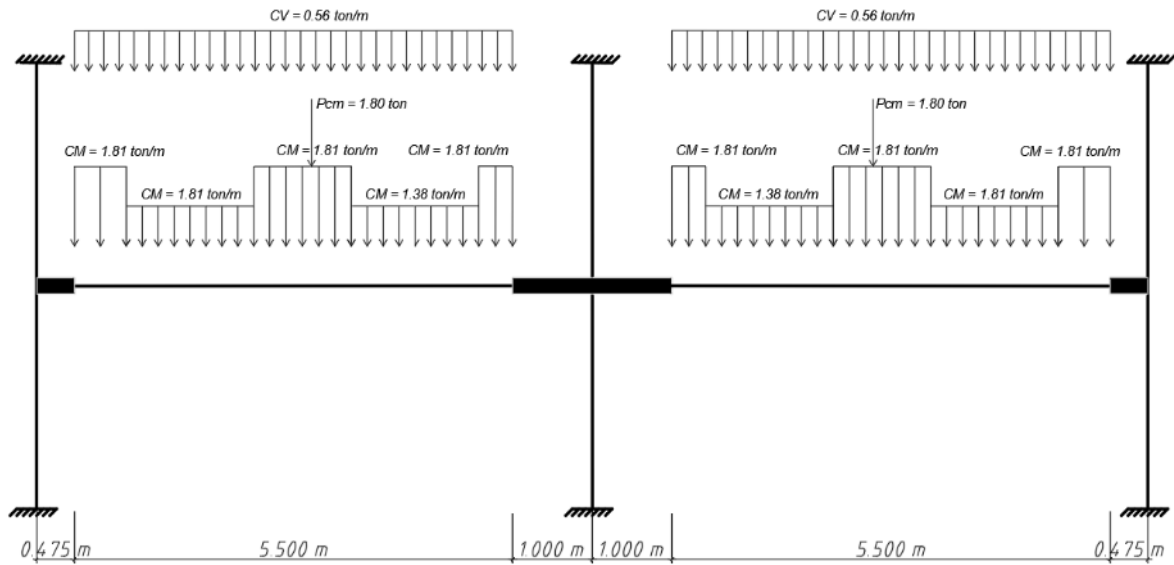


Figura 3.9: Modelo estructural de viga peraltada de análisis  
 Nota. Fuente propia

### 3.6 METRADO DE PLACAS

El metrado de cargas se realizará considerando el área tributaria, sin aplicar la reducción de carga viva, dado que estos elementos cuentan con una adecuada resistencia a nivel axial. La placa seleccionada para el análisis se presenta en la figura 3.10.

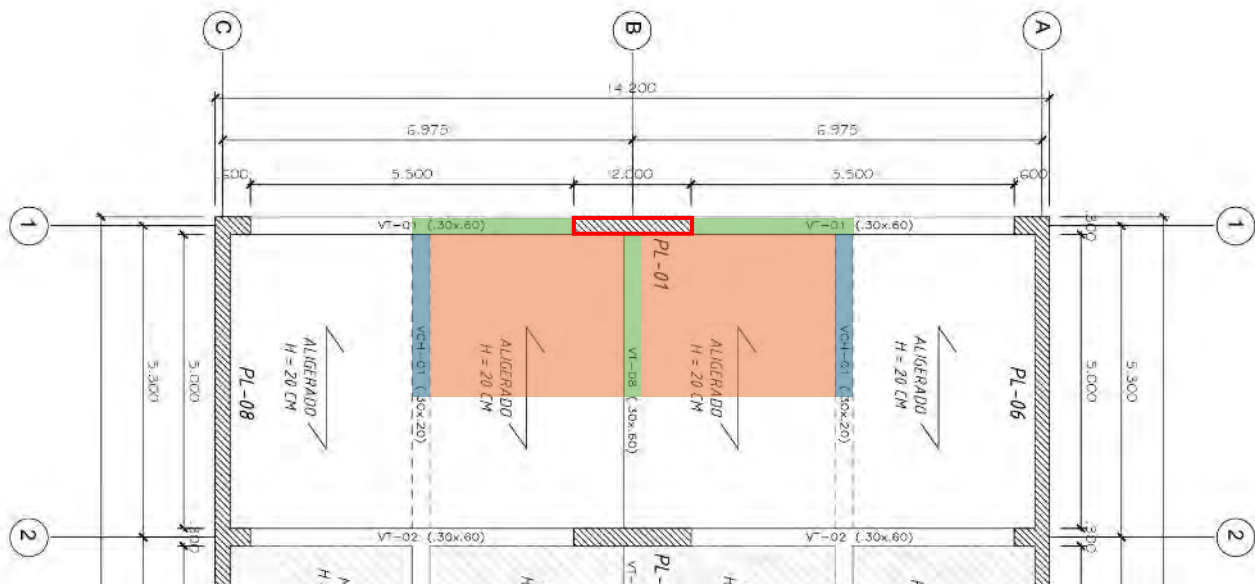


Figura 3.10: Placa de análisis  
 Nota. Fuente propia

## Carga Muerta (CM)

- **Piso típico**

$$P_{PESO PROPIO} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 2.80 \text{ m} = 4.032 \text{ ton}$$

$$P_{ALIGERADO} = 0.30 \text{ ton/m}^2 \times 3.30 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 2 = 4.95 \text{ ton}$$

$$P_{VIGA CHATA} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 0.48 \text{ ton}$$

$$P_{TABIQUERÍA} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.60 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 3.51 \text{ ton}$$

SOBRE VIGA CH

$$P_{VIGA VT-01} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 5.50 \text{ m} = 2.376 \text{ ton}$$

PESO PROPIO

$$P_{TABIQUERÍA} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.20 \text{ m} \times 2.30 \text{ m} = 1.366 \text{ ton}$$

SOBRE VT-01

$$P_{TABIQUERÍA} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 3.20 \text{ m} = 0.518 \text{ ton}$$

SOBRE VT-01

$$P_{VIGA VT-08} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 1.08 \text{ ton}$$

PESO PROPIO

$$P_{TABIQUERÍA} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.20 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 1.485 \text{ ton}$$

SOBRE VT-08

$$P_{PISO} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 2.80 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = 2.10 \text{ ton}$$

TERMINADO

$$P_{CARGA MUERTA} = 21.90 \text{ ton}$$

PISO TÍPICO

- **Azotea**

$$P_{PESO PROPIO} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 2.80 \text{ m} = 4.032 \text{ ton}$$

$$P_{ALIGERADO} = 0.30 \text{ ton/m}^2 \times 3.30 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 2 = 4.95 \text{ ton}$$

$$P_{VIGA VT-01} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 5.50 \text{ m} = 2.376 \text{ ton}$$

PESO PROPIO

$$P_{PARAPETO} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = 1.62 \text{ ton}$$

SOBRE VT-01

$$P_{VIGA VT-08} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 1.08 \text{ ton}$$

PESO PROPIO

$$P_{PISO} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 2.80 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = 2.10 \text{ ton}$$

TERMINADO

$$P_{CARGA MUERTA} = 16.16 \text{ ton}$$

AZOTEA

## Carga Viva (CV)

- **Piso típico**

$$P_{SOBRECARGA} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 2.80 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = 4.20 \text{ ton}$$

$$P_{CARGA VIVA} = 4.20 \text{ ton}$$

PISO TÍPICO

- **Azotea**

$$P_{SOBRECARGA} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 2.80 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = 2.10 \text{ ton}$$

$$P_{CARGA VIVA} = 2.10 \text{ ton}$$

AZOTEA

## 4. ANÁLISIS SÍSMICO

El objetivo de este capítulo es realizar el análisis sísmico de la estructura, evaluando su comportamiento ante cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas sísmicas (CS). El desarrollo de este análisis se llevará a cabo siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

### 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE MODELADO ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis sísmico, la estructura se modeló en el programa ETABS, en el cual se idealizaron las condiciones de apoyo, cargas, geometría y materiales. A continuación, se detallan las consideraciones utilizadas para el modelado:

- **Condición de apoyo en cimentación**

El modelo adopta una condición simplificada de apoyo empotrado para toda la cimentación, puesto que esta tesis no aborda la interacción suelo-estructura. Además, las favorables propiedades del suelo y la geometría de las cimentaciones garantizan que se cumplan adecuadamente las longitudes de desarrollo de los aceros.

- **Altura de entrepiso**

El piso típico mantiene una altura de 2.80 m; sin embargo, en el primer nivel se está considerando una altura de 3.60 m. Esto se debe a la consideración de una profundidad de cimentación de 1.50 m, una altura de zapata de 70 cm y el empotramiento de la estructura a una profundidad de 80 cm respecto del terreno natural.

- **Materiales**

Tabla 4.1. Materiales y valores seleccionados para modelado en ETABS

Material	Valor	Unidad
<b>Concreto Armado</b>		
Peso unitario ( $\gamma$ )	2 400	$kg/m^3$
Resistencia a la compresión ( $f'c$ )	210	$kg/cm^2$
Módulo de rotura ( $fr$ )	28.98	$kg/cm^2$
Módulo de elasticidad ( $E$ )	$15\ 000\sqrt{210}$	$kg/cm^2$
Módulo de Poisson del ( $\nu$ )	0.20	-
<b>Acero corrugado</b>		
Peso unitario ( $\gamma$ )	7 850	$kg/m^3$
Módulo de elasticidad ( $E$ )	$2 \times 10^6$	$kg/cm^2$
Esfuerzo de fluencia ( $fy$ )	4 200	$kg/cm^2$

Nota. Fuente propia

- **Tipo de elemento finito**

La asignación del tipo de elemento finito se realiza de acuerdo con el comportamiento del elemento estructural. En la siguiente tabla 4.2 se muestra la asignación de los elementos para el modelado.

Tabla 4.2. Asignación de elemento finito para modelado en ETABS

Elemento estructural	Dimensiones	Elemento finito
Vigas chatas	Todas las secciones	Frame
Vigas peraltadas	Todas las secciones	Frame
Columnas	Todas las secciones	Frame
Placa	Espesor e = 25 cm	Shell thin
Placa	Espesor e = 30 cm	Shell thin
Losa aligerada	Peralte h = 20 cm	Membrane
Losa Maciza	Peralte h = 20 cm	Membrane

Nota. Fuente propia

- **Rótulas**

En las vigas que presenten una longitud de anclaje insuficiente para desarrollar momento negativo, se asignarán raleases (rótulas). En la siguiente tabla 4.3 se muestran los valores correspondientes, según el diámetro de la barra de acero y la resistencia del concreto.

Tabla 4.3. Longitudes mínimas de anclaje para desarrollar momento

**Anclaje con Gancho Estándar - Norma Peruana E-060**

- 1)  $L_{dg} \geq 318 db / (f'c)^{1/2}$
- 2)  $L_{dg} \geq 8 db$
- 3)  $L_{dg} \geq 0.15 m$  (ojo)

$f_y =$	<b>4,200</b>	kg/cm <sup>2</sup>
---------	--------------	--------------------

Barra	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
			210	280	350	420
			Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	18	15	14	12
3/8"	0.95	0.71	21	18	16	15
1/2"	1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"	1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"	1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"	2.22	3.87	49	42	38	34
1"	2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61	56

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado I", Ottazzi, 2016

- **Brazos rígidos**

En los nudos entre vigas y columnas se asignarán brazos rígidos con un factor de rigidez igual a 1.

- **Diafragma rígido**

Se consideraron las losas como un diafragma rígido, lo que implica que los grados de libertad dinámicos se reducen en 3 por piso: dos en traslación y uno en rotación. Esta asignación permite que las fuerzas horizontales se distribuyan a los elementos verticales de acuerdo con su rigidez relativa. La verificación del diafragma rígido se realizará en el capítulo 4.15 de acuerdo con lo establecido del código ASCE/SEI 7-22.

## 4.2 ASIGNACIÓN DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS

Las cargas serán asignadas de acuerdo con el metrado de cada tipo de elemento. Sin embargo, la forma en que se asignen dependerá de las configuraciones realizadas en el software ETABS, asegurando que las cargas se introduzcan de manera adecuada y que no se pierdan durante el análisis. En la siguiente tabla 4.4 se muestran las cargas asignadas al modelo según el tipo de elemento.

*Tabla 4.4. Asignación de cargas en ETBAS según el tipo de elemento*

Elemento estructural	Carga muerta (Dead)	Carga viva (Live)
Losa aligerada h = 20 cm	0.40 ton/m <sup>2</sup>	0.20 ton/m <sup>2</sup>
Losa maciza h = 20 cm	0.58 ton/m <sup>2</sup>	0.20 ton/m <sup>2</sup>
Escalera e = 22.5 cm	0.65 ton/m <sup>2</sup>	0.20 ton/m <sup>2</sup>
Vigas chatas	No se asigna manual	No se asigna manual
Vigas peraltadas	No se asigna manual	No se asigna manual
Columnas	No se asigna manual	No se asigna manual
Placas	No se asigna manual	No se asigna manual
Tabiquería	Se asigna manual	No se asigna

*Nota. Fuente propia*

## 4.3 MODELADO ESTRUCTURAL

Las vigas peraltadas y chatas se modelan como elementos tipo “frame”, ya que resisten principalmente esfuerzos de flexión y corte, asignándose las cargas de tabiquería directamente a cada elemento según su ubicación. Las losas se representan mediante elementos tipo “membrane”: en dos direcciones para losas macizas y en una dirección para losas aligeradas, distribuyéndose las cargas mediante un metrado basado en el área tributaria. Los muros estructurales se modelan como elementos tipo “Shell-thin”, adecuados para captar tanto esfuerzos en el plano como fuera del plano. Para el análisis sísmico, las opciones de “Mesh” para elementos tipo “Membrane” y “Shell” permanecerán desactivadas, con el fin de obtener un análisis más conservador. A continuación, las siguientes figuras presentan el modelado del piso típico de la estructura en cuestión.



Figura 4.1: Modelo estructural de piso típico  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

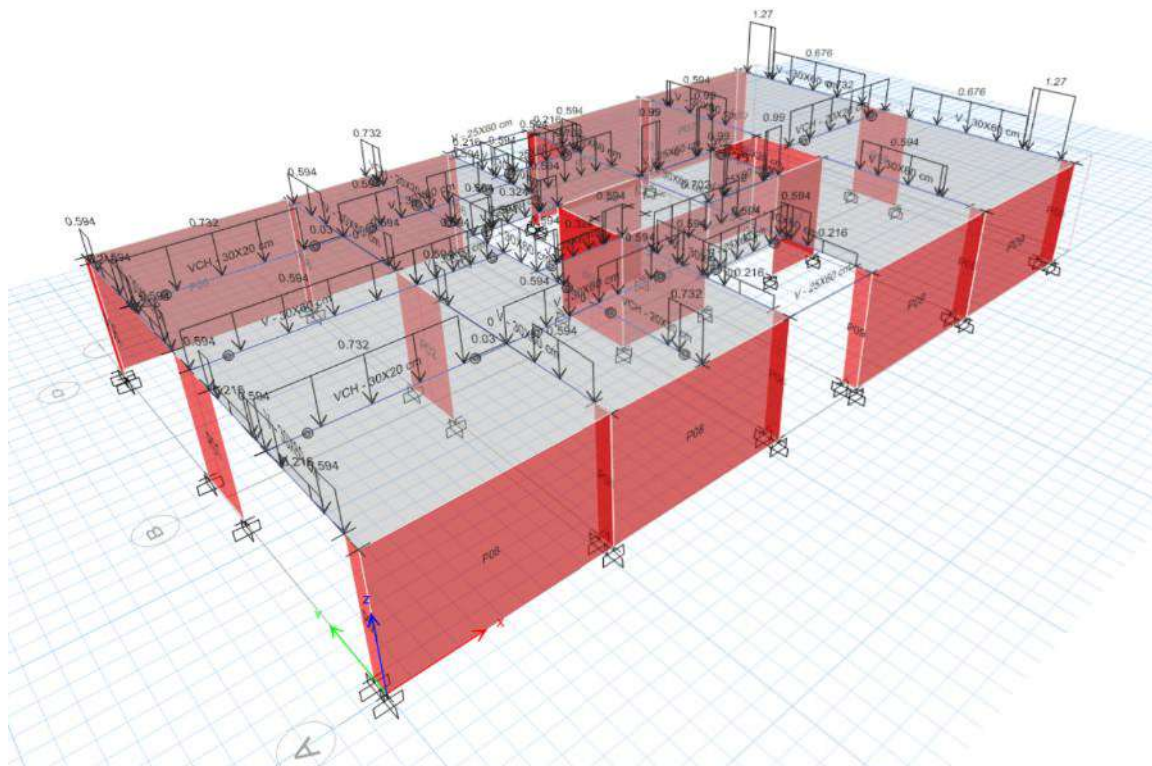


Figura 4.2: Asignación de cargas de tabiquería en piso típico  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

Luego de realizar el modelamiento geométrico y asignar las cargas muertas y vivas correspondientes a todos los elementos, se proceden con los siguientes pasos en el programa ETABS:

- **Asignación de diafragma rígido**

Se realiza una selección general a todo el modelo y se le asigna el diafragma rígido

- **Asignación del factor “C” de amplificación dinámica**

Se define una función de respuesta espectral y se introduce en el programa. Esta función corresponde a la mostrada en la imagen 4.5.

- **Definición de “Mass Sources”**

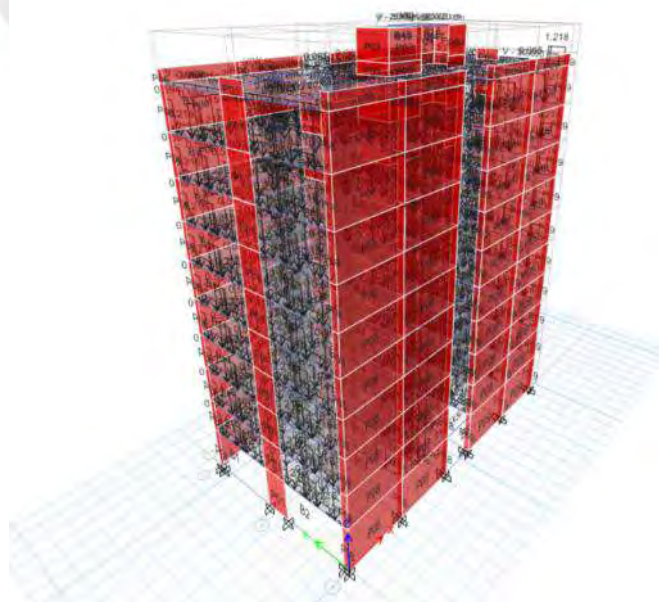
De acuerdo con lo establecido en la Norma E.030, la masa sísmica se define considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, incluyendo además las excentricidades accidentales.

- **Definición de “Load Cases”**

Se definen los casos modales, de sismo y de deriva, considerando las excentricidades accidentales.

- **Definición de “Load Combinations”**

Se definen todas las combinaciones de carga establecidas por la Norma E.060, tanto para condiciones de servicio como para diseño, tal como se señala en la Tabla 1.1.



*Figura 4.3: Modelo global de la estructura  
Nota. Obtenido del programa ETABS*

#### 4.4 FACTOR DE ZONA

De acuerdo con la Norma E.030, el factor de zona "Z" será de 0.45, dado que la edificación se proyecta en la ciudad de Lima. Este factor "Z" representa una fracción de la aceleración de la gravedad, y se interpreta como la aceleración máxima horizontal que se espera en el suelo, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.



Figura 4.4: Zonas sísmicas

Nota. Tomado de "Norma E.030 Diseño Sismorresistente", 2020

#### 4.5 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Se ha clasificado el suelo como tipo "S1", por lo que, conforme a lo establecido en la Norma E.030, los parámetros sísmicos de análisis son los siguientes:

Tabla 4.5. Factor de suelo "S" según Norma E.030

ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Tomado de "Norma E.030 Diseño Sismorresistente", 2020

Tabla 4.6. Periodo “ $T_p$ ” y “ $T_L$ ” según Norma E.030

Tabla N° 4 PERÍODOS “ $T_p$ ” Y “ $T_L$ ”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2020

#### 4.6 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

La edificación será diseñada para viviendas, por lo que, de acuerdo con la tabla N°5 de la Norma E.030, la categoría de la edificación corresponde a la categoría “C”, con un factor de importancia “U” igual a 1.

Tabla 4.7. Categoría de las edificaciones y factor “U” según Norma E.030

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2020

#### 4.7 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA

El factor de amplificación dinámica se interpreta como la amplificación de la aceleración de la estructura en relación con la aceleración del suelo. De acuerdo con las características del sitio, este factor se calculará utilizando las siguientes expresiones según la Norma E.030:

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

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

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

Donde “T” es variable, mientras que “TP” y “TL” son valores conocidos. Con estos parámetros, se podrá construir el espectro de análisis, el cual será introducido en ETABS.

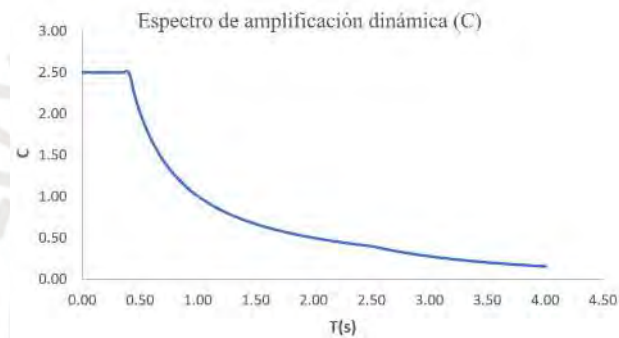


Figura 4.5: Espectro de amplificación dinámica  
Nota. Fuente propia

#### 4.8 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (Ro)

Tabla 4.8. Factor de reducción sísmica “Ro” según Norma E.030

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2020

## 4.9 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

### 4.9.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA ( $I_a$ )

- **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando**

Existirá irregularidad de rigidez cuando se cumpla alguno de los siguientes criterios:

- **Criterio 1:** La rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.
- **Criterio 2:** La rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Para determinar esta irregularidad, se empleará el programa ETABS y se calculará la rigidez de entrepiso en cada dirección de análisis y para cada caso de excentricidad de masa. De acuerdo con los resultados presentados en las tablas subsiguientes, se concluye que, en ningún caso, los valores obtenidos se encuentran por debajo del 70% y 80% para los respectivos criterios establecidos.

Tabla 4.9. Rigidez de entrepiso para Sismo X-X y excentricidad de masa positiva

PISO	Caso de Sismo	Rigidez	Criterio 1	Criterio 2
		tonf/m	Rigidez adyacente <0.7	Rigidez promedio <0.8
10	SISMO XX MY+	154444.6		
9	SISMO XX MY+	284466.4	1.84	
8	SISMO XX MY+	383275.4	1.35	
7	SISMO XX MY+	465521.1	1.21	1.7
6	SISMO XX MY+	543814.3	1.17	1.44
5	SISMO XX MY+	630149.3	1.16	1.36
4	SISMO XX MY+	739740.6	1.17	1.35
3	SISMO XX MY+	900613.2	1.22	1.41
2	SISMO XX MY+	1178646.8	1.31	1.56
1	SISMO XX MY+	1678587.4	1.42	1.79

Nota. Fuente propia

Tabla 4.10. Rigidez de entrepiso para Sismo X-X y excentricidad de masa negativa

PISO	Caso de Sismo	Rigidez	Criterio 1	Criterio 2
		tonf/m	Rigidez adyacente <0.7	Rigidez promedio <0.8
10	SISMO XX MY-	154444.6		
9	SISMO XX MY-	284466.4	1.84	
8	SISMO XX MY-	383275.4	1.35	
7	SISMO XX MY-	465521.1	1.21	1.70
6	SISMO XX MY-	543814.3	1.17	1.44
5	SISMO XX MY-	630149.3	1.16	1.36
4	SISMO XX MY-	739740.6	1.17	1.35
3	SISMO XX MY-	900613.2	1.22	1.41
2	SISMO XX MY-	1178646.8	1.31	1.56
1	SISMO XX MY-	1678587.4	1.42	1.79

Nota. Fuente propia

Tabla 4.11. Rigidez de entrepiso para Sismo Y-Y y excentricidad de masa positiva

PISO	Caso de Sismo	Rigidez	Criterio 1	Criterio 2
		tonf/m	Rigidez adyacente <0.7	Rigidez promedio <0.8
10	SISMO YY MX+	37139.4		
9	SISMO YY MX+	59725.4	1.60	
8	SISMO YY MX+	71938.6	1.20	
7	SISMO YY MX+	79581.6	1.11	1.41
6	SISMO YY MX+	86316.4	1.09	1.23
5	SISMO YY MX+	94428.8	1.09	1.19
4	SISMO YY MX+	105967	1.12	1.22
3	SISMO YY MX+	124667.6	1.18	1.31
2	SISMO YY MX+	157868.7	1.27	1.46
1	SISMO YY MX+	261527.5	1.66	2.02

Nota. Fuente propia

Tabla 4.12. Rigidez de entrepiso para Sismo Y-Y y excentricidad de masa negativa

PISO	Caso de Sismo	Rigidez	Criterio 1	Criterio 2
		tonf/m	Rigidez adyacente <0.7	Rigidez promedio <0.8
10	SISMO YY MX-	37139.4		
9	SISMO YY MX-	59725.4	1.61	
8	SISMO YY MX-	71938.6	1.20	
7	SISMO YY MX-	79581.6	1.11	1.41
6	SISMO YY MX-	86316.4	1.08	1.23
5	SISMO YY MX-	94428.8	1.09	1.19
4	SISMO YY MX-	105967	1.12	1.22
3	SISMO YY MX-	124667.6	1.18	1.30
2	SISMO YY MX-	157868.7	1.27	1.46
1	SISMO YY MX-	261527.5	1.66	2.02

Nota. Fuente propia

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil**

Dado que la rigidez es decreciente en altura, tal como se observan en las tablas de rigidez lateral presentadas previamente, se concluye que no se presentará esta irregularidad en la edificación.

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Esta irregularidad se presentará cuando la masa o el peso de un piso sea superior a 1.5 veces la masa o el peso de un piso adyacente. Cabe destacar que este criterio no es aplicable para azoteas ni sótanos. Para determinar la presencia de dicha irregularidad, se utilizará el programa ETABS para calcular la masa de los entrepisos. Según se muestra en la tabla 4.13, la relación de masas no excede el valor de 1.5, lo que permite concluir que la edificación no presentará esta irregularidad.

Tabla 4.13. Masas de entrepiso y relación de masas

PISO	MASA (tonf-s <sup>2</sup> /m)	Relación de masa ascendente	Relación de masa descendente
10	30.77		0.72
9	42.81	1.39	1.00
8	42.81	1.00	1.00
7	42.81	1.00	1.00
6	42.81	1.00	1.00
5	42.81	1.00	1.00
4	42.81	1.00	1.00
3	42.81	1.00	1.00
2	42.81	1.00	0.96
1	44.62	1.04	

Nota. Fuente propia

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Esta condición se presenta cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de un piso es superior a 1.3 veces la dimensión de un piso adyacente. Este criterio no es aplicable a azoteas ni a sótanos. Dado que la estructura del proyecto no presenta variaciones en la disposición en planta, se concluye que la edificación no presentará esta irregularidad

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Esta irregularidad ocurre cuando un elemento estructural, que soporta más del 10% de la fuerza cortante, presenta un cambio en su sección que provoca un desalineamiento vertical. Sin embargo, en la edificación en cuestión, no se presenta dicha irregularidad, ya que ninguno de los elementos estructurales experimenta variaciones en su sección transversal.

#### 4.9.2 IRREGULARIDA EN PLANATA ( $I_p$ )

- **Irregularidad Torsional**

Esta condición se presenta cuando el cociente entre la deriva máxima de un entrepiso y la deriva promedio de entrepiso excede el valor de 1.30. Para calcular estos ratios, se utilizará el programa ETABS, que permitirá determinar las derivas correspondientes a cada caso de sismo y de excentricidad de masa. Las tablas 4.13 y 4.14 presentan los cocientes obtenidos, observándose que estos ratios son inferiores a 1.30, lo que permite concluir que la edificación no presentará esta irregularidad. Además, dado que no se cumple con esta irregularidad, tampoco se presentará una irregularidad extrema, conforme a lo estipulado en la Tabla Nro. 9 de la Norma E.030.

Tabla 4.14. Ratio de deriva máxima y deriva promedio en dirección X-X

PISO	CASO	DIRECCIÓN	DERIVA MÁXIMA	DERIVA PROMEDIO	RATIOS
10	SISMO XX MY+	X	0.000746	0.000682	1.09
	SISMO XX MY-	X	0.000746	0.000682	1.09
9	SISMO XX MY+	X	0.000785	0.000717	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000785	0.000717	1.10
8	SISMO XX MY+	X	0.000815	0.000743	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000815	0.000743	1.10
7	SISMO XX MY+	X	0.000829	0.000755	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000829	0.000755	1.10
6	SISMO XX MY+	X	0.000822	0.000748	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000822	0.000748	1.10
5	SISMO XX MY+	X	0.000791	0.000718	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000791	0.000718	1.10
4	SISMO XX MY+	X	0.000730	0.000662	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000730	0.000662	1.10
3	SISMO XX MY+	X	0.000635	0.000575	1.10
	SISMO XX MY-	X	0.000635	0.000575	1.10
2	SISMO XX MY+	X	0.000505	0.000456	1.11
	SISMO XX MY-	X	0.000505	0.000456	1.11
1	SISMO XX MY+	X	0.000362	0.000327	1.11
	SISMO XX MY-	X	0.000362	0.000327	1.11

Nota. Fuente propia

Tabla 4.15. Ratio de deriva máxima y deriva promedio en dirección Y-Y

PISO	CASO	DIRECCIÓN	DERIVA MÁXIMA	DERIVA PROMEDIO	RATIOS
10	SISMO YY MX+	Y	0.001929	0.001838	1.05
	SISMO YY MX-	Y	0.001933	0.001831	1.06
9	SISMO YY MX+	Y	0.002142	0.002053	1.04
	SISMO YY MX-	Y	0.002165	0.002047	1.06
8	SISMO YY MX+	Y	0.002345	0.002257	1.04
	SISMO YY MX-	Y	0.002383	0.002253	1.06
7	SISMO YY MX+	Y	0.002516	0.002430	1.04
	SISMO YY MX-	Y	0.002566	0.002426	1.06
6	SISMO YY MX+	Y	0.002628	0.002546	1.03
	SISMO YY MX-	Y	0.002687	0.002543	1.06
5	SISMO YY MX+	Y	0.002658	0.002582	1.03
	SISMO YY MX-	Y	0.002725	0.002581	1.06
4	SISMO YY MX+	Y	0.002582	0.002516	1.03
	SISMO YY MX-	Y	0.002655	0.002516	1.06
3	SISMO YY MX+	Y	0.002355	0.002302	1.02
	SISMO YY MX-	Y	0.002434	0.002304	1.06
2	SISMO YY MX+	Y	0.001955	0.001920	1.02
	SISMO YY MX-	Y	0.002040	0.001923	1.06
1	SISMO YY MX+	Y	0.001221	0.001194	1.02
	SISMO YY MX-	Y	0.001280	0.001197	1.07

Nota. Fuente propia

- **Esquinas Entrantes**

Esta irregularidad se presenta cuando las esquinas entrantes de la edificación tienen dimensiones en ambas direcciones que superan el 20 % de la dimensión total en planta. Para que la estructura cumpla con esta irregularidad, es necesario que se supere el 20 % en ambas direcciones simultáneamente. Sin embargo, se observa que los porcentajes de la tabla 4.16 no exceden el 20% simultáneamente, lo que permite concluir que la estructura no presenta esta irregularidad.

*Tabla 4.16. Esquinas entrantes de la edificación*

Dirección	Longitud de esquina	Longitud total	%
Horizontal (X)	2.80 m	25.60 m	10.9 %
Vertical (Y)	2.85 m	14.20 m	20.1 %

*Nota. Fuente propia*

- **Discontinuidad de Diafragma**

Esta irregularidad se presenta cuando se cumple alguno de los siguientes criterios:

- **Criterio 1:** Cuando existan aberturas cuya área sea superior al 50% del área bruta del diafragma.
- **Criterio 2:** Cuando alguna de las secciones transversales del diafragma tenga un área neta resistente menor al 25% del área de la sección total en la dirección analizada.

En las siguientes tablas, tabla 4.17 y 4.18, se observa que el porcentaje no supera el 50% para el primer criterio y el 25 % para el segundo criterio. Por lo tanto, se concluye que la estructura no presentará esta discontinuidad.

*Tabla 4.17. Primer criterio de discontinuidad de diafragma*

Área bruta de diafragma (m <sup>2</sup> )	360.6
Área de ductos	33.3
Porcentaje (%)	9.23 %

*Nota. Fuente propia*

*Tabla 4.18. Segundo criterio de discontinuidad de diafragma*

Sección del diafragma	14.20
Sección resistente	6.0
Porcentaje (%)	42.3 %

*Nota. Fuente propia*

- **Sistemas no Paralelos**

Esta irregularidad se presenta cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos estructurales resistentes a las fuerzas laterales no son paralelos. Para la edificación en cuestión, todos elementos estructurales son perpendiculares, por lo que no se presentará esta irregularidad.

#### 4.10 ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático es un método sísmico en el que se consideran cargas estáticas aplicadas en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Para llevar a cabo este procedimiento, es fundamental determinar la masa sísmica de la edificación, la cual, de acuerdo con lo establecido en la norma E.030 para edificaciones comunes, se calcula como el 100% de la carga muerta (CM) más el 25% de la carga viva (CV). A continuación, se presenta tabla 4.19 donde se detalla la masa y el peso correspondiente a cada nivel de la edificación obtenidos del programa ETABS.

Tabla 4.19. Segundo criterio de discontinuidad de diafragma

PISO	MASA (tonf-s <sup>2</sup> /m)	PESO (ton)	AREA TECHADA (m <sup>2</sup> )	RATIO (ton/m <sup>2</sup> )
10	30.77	301.8	333.7	0.90
9	42.81	420.0	333.7	1.26
8	42.81	420.0	333.7	1.26
7	42.81	420.0	333.7	1.26
6	42.81	420.0	333.7	1.26
5	42.81	420.0	333.7	1.26
4	42.81	420.0	333.7	1.26
3	42.81	420.0	333.7	1.26
2	42.81	420.0	333.7	1.26
1	44.62	437.7	333.7	1.31
	<b>417.9</b>	<b>4099.7</b>		

Nota. Fuente propia

- **Fuerza cortante Basal**

La fuerza cortante basal de la estructura de determinará a través de la siguiente expresión matemática:

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

Esta fuerza cortante será calculada para cada dirección de análisis. Para ello, se conocen todos los factores de la ecuación, excepto el factor C, el cual depende del periodo de fundamental de la estructura. Este periodo será obtenido del programa ETABS realizando un análisis traslacional restringido para cada dirección. En la siguiente tabla 4.20 se presenta un resumen de los cálculos y las fuerzas obtenidas para cada dirección

Tabla 4.20. Fuerza cortante basal para cada dirección de análisis X-X, Y-Y

DIRECCIÓN		X-X	Y-Y
Periodo fundamental (s)	T	0.29	0.81
Periodo que define la plataforma (s)	Tp	0.40	0.40
Factor de Zona	Z	0.45	0.45
Factor de Uso	U	1.00	1.00
Factor del Suelo	S	1.00	1.00
Coefficiente de Reducción Sísmica	R	6.00	6.00
Factor de irregularidad en altura (Ia)	Ia	1.00	1.00
Factor de irregularidad en planta (Ip)	Ip	1.00	1.00
Coefficiente de Amplificación Sísmica	C	2.50	1.24
Relación mínima C/R ≥ 0.11	C/R	0.417	0.207
Coefficiente sísmico (%)	ZUCS/R	18.8%	9.3%
Peso sísmico	W (Ton)	4099.7	4099.7
Fuerza cortante basal estática (ton)	Vestático	<b>768.7</b>	<b>381.3</b>

Nota. Fuente propia

- **Distribución de Fuerzas Sísmicas**

Las fuerzas horizontales para cada nivel se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones estipuladas en la Noma E.030:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

A continuación, las siguientes tablas muestran un resumen de la distribución de las fuerzas horizontales en altura:

Tabla 4.21. Distribución de fuerzas horizontales en la dirección X-X

Nivel	hi (m)	Pi (ton)	k	Pi (h)^k	$\alpha_i$	Fi (ton)
1	3.60	437.7	1	1575.9	2.44	18.7
2	6.40	420.0	1	2688.1	4.15	31.9
3	9.20	420.0	1	3864.1	5.97	45.9
4	12.0	420.0	1	5040.1	7.79	59.9
5	14.8	420.0	1	6216.1	9.61	73.8
6	17.6	420.0	1	7392.2	11.42	87.8
7	20.4	420.0	1	8568.2	13.24	101.8
8	23.2	420.0	1	9744.2	15.06	115.8
9	26.0	420.0	1	10920.2	16.88	129.7
10	28.8	301.8	1	8693.1	13.44	103.3

Nota. Fuente propia

Tabla 4.22. Distribución de fuerzas horizontales en la dirección Y-Y

Nivel	hi (m)	Pi (ton)	k	Pi (h)^k	$\alpha_i$	Fi (ton)
1	3.60	437.7	1.15	1909.7	1.91	7.30
2	6.40	420.0	1.15	3551.1	3.55	13.5
3	9.20	420.0	1.15	5390.3	5.38	20.5
4	12.0	420.0	1.15	7316.7	7.31	27.9
5	14.8	420.0	1.15	9312.4	9.30	35.5
6	17.6	420.0	1.15	11365.8	11.35	43.3
7	20.4	420.0	1.15	13468.9	13.45	51.3
8	23.2	420.0	1.15	15616.0	15.60	59.5
9	26.0	420.0	1.15	17802.4	17.78	67.8
10	28.8	301.8	1.15	14390.7	14.37	54.8

Nota. Fuente propia

El análisis de las fuerzas sísmicas podría considerarse satisfactorio hasta este punto, ya que la Norma E.030, en su artículo 28.1.2, establece que las estructuras regulares con una altura no superior a 30 m pueden ser analizadas utilizando este método. No obstante, en la presente tesis se opta por desarrollar un análisis dinámico modal espectral, ya que este permite una mejor aproximación de la distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la estructura, considerando además la participación de los distintos modos de vibración, lo cual proporciona una representación más realista del comportamiento dinámico de la edificación.

#### 4.11 ANÁLISIS DINÁMICO

La Norma E.030 establece que cualquier estructura podrá ser diseñada con los resultados obtenido de este análisis por combinación modal espectral. La combinación que se empleará será la Combinación Cuadrática Completa (CQC) para estimar las fuerzas y desplazamientos máximos probables. En esta sección se utilizará el programa ETABS para el cálculo de las cortantes dinámicas considerando las excentricidades accidentales para cada dirección de análisis.

- **Aceleración Espectral**

Para cada dirección de análisis, se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por la siguiente ecuación:

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

Donde:

Sa: Pseudoaceleración espectral

Z: Factor de zona (Z = 0.45)

C: Factor de amplificación dinámica (Variable)

S: Factor de suelo (S = 1)

R: Factor de reducción sísmica (R = 6)

g: Aceleración de la gravedad (g = 9.81 m/s<sup>2</sup>)

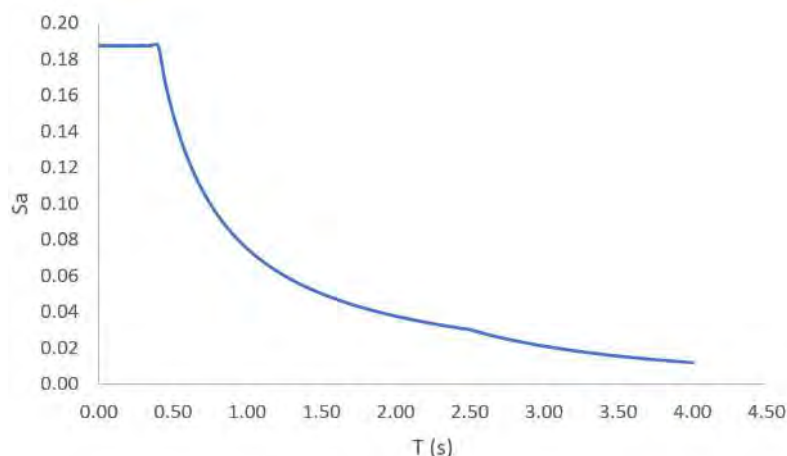


Figura 4.6: Espectro de pseudoaceleraciones

Nota. Fuente propia

### • Modos de Vibración

De acuerdo con la Norma E.030, para cada dirección de análisis se deben considerar aquellos modos cuya suma de las masas efectivas alcance al menos el 90% de la masa total. A continuación, en la siguiente Tabla 4.22, se presentan los 10 primeros modos de vibración de la estructura.

Tabla 4.23. Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	SumUX	UY	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.81	0.0%	0.0%	74.2%	74.2%	0.0%	0.0%
2	0.35	0.0%	0.0%	0.0%	74.2%	72.5%	72.5%
3	0.31	71.4%	71.4%	0.0%	74.2%	0.0%	72.5%
4	0.22	0.0%	71.4%	14.7%	88.9%	0.0%	72.5%
5	0.11	0.0%	71.4%	5.4%	94.3%	0.2%	72.8%
6	0.09	0.0%	71.4%	0.1%	94.4%	18.0%	90.8%
7	0.08	19.4%	90.8%	0.0%	94.4%	0.0%	90.8%
8	0.06	0.0%	90.8%	2.5%	96.9%	0.0%	90.8%
9	0.05	0.0%	90.8%	1.2%	98.1%	0.7%	91.5%
10	0.04	0.0%	90.8%	0.1%	98.2%	4.5%	96.1%

Nota. Fuente propia

De acuerdo con la tabla 4.22, el primer modo de la estructura corresponde al desplazamiento en la dirección “Y” con un porcentaje de masa efectiva del 74.2% y un periodo de 0.81s. El segundo modo corresponde al desplazamiento rotacional alrededor de la dirección “Z” con un porcentaje de masa efectiva del 72.5% y un periodo de 0.35s. Mientras que el tercer modo corresponde al desplazamiento en la dirección “X” con un porcentaje de masa efectiva del 71.4% y un periodo de 0.31 s. Se observa que la dirección “Y” es más flexible y la dirección “X” es más rígida debido a una mayor presencia de placas en esta dirección.

- **Fuerza Cortante Dinámica**

La fuerza cortante dinámica en la base de la estructura será determinada utilizando el programa ETABS. La Tabla 4.23 presenta las fuerzas cortantes correspondientes al primer entrepiso para cada uno de los casos de excentricidad de masa considerados.

Tabla 4.24. Fuerzas cortantes dinámicas basales

Piso	Caso	Vx (ton)	Vy (ton)
1	SISMO XX MY+	544.1	-
1	SISMO XX MY-	544.1	-
1	SISMO YY MX+	-	312.1
1	SISMO YY MX-	-	311.4

Nota. Fuente propia

- **Fuerza Cortante Mínima Estática**

La fuerza cortante mínima será escalada al 80% de la cortante obtenida en el análisis estático. La Tabla 4.24 presenta un resumen del proceso de escalamiento utilizado para obtener las fuerzas sísmicas finales, las cuales serán empleadas en el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

Tabla 4.25. Fuerzas cortantes mínimas de diseño

SENTIDO	CASO	C	V estática	V dinámica	80% V estático	V diseño	Factor	%PESO
X	MY+	2.50	768.7	544.1	614.9	614.9	1.13	15.0%
X	MY-	2.50	768.7	544.1	614.9	614.9	1.13	15.0%
Y	MX+	1.24	381.3	312.1	305.0	312.1	1.00	7.4%
Y	MX-	1.24	381.3	311.4	305.0	311.4	1.00	7.4%

Nota. Fuente propia

De acuerdo con los resultados presentados en las Tablas 4.20 y 4.23, se observa que la fuerza cortante obtenida mediante el análisis estático es mayor que la cortante dinámica derivada del análisis modal espectral en el programa ETABS. Cabe destacar que ambos análisis corresponden a una estructura regular y utilizan el mismo factor de reducción  $R$ .

La Norma E.030 especifica que, en estos casos, la cortante mínima resultante del análisis modal espectral no debe ser inferior al 80% de la cortante estática para estructuras regulares. Por lo tanto, para garantizar el cumplimiento de este requisito, se realiza un escalamiento entre ambas fuerzas, ajustando así la cortante de diseño tal como se detalla en la Tabla 4.24.

#### 4.12 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Para calcular los desplazamientos laterales, los valores obtenidos del análisis elástico se multiplican por un factor de reducción, que es  $0.75R$  para estructuras regulares. Este factor ha sido considerado en el programa ETABS, y los resultados se muestran en la Tabla 4.25, donde se observa un desplazamiento máximo de 22.3 cm en la dirección Y-Y.

Tabla 4.26. Desplazamientos máximos de entrepiso en cada dirección

Piso	Elevación (m)	Dirección X-X (cm)	Dirección Y-Y (cm)
10	28.8	6.21	22.3
9	26.0	5.55	20.5
8	23.2	4.86	18.4
7	20.4	4.14	16.1
6	17.6	3.41	13.6
5	14.8	2.68	11.0
4	12.0	1.98	8.31
3	9.2	1.34	5.69
2	6.4	0.77	3.29
1	3.6	0.32	1.28

Nota. Fuente propia

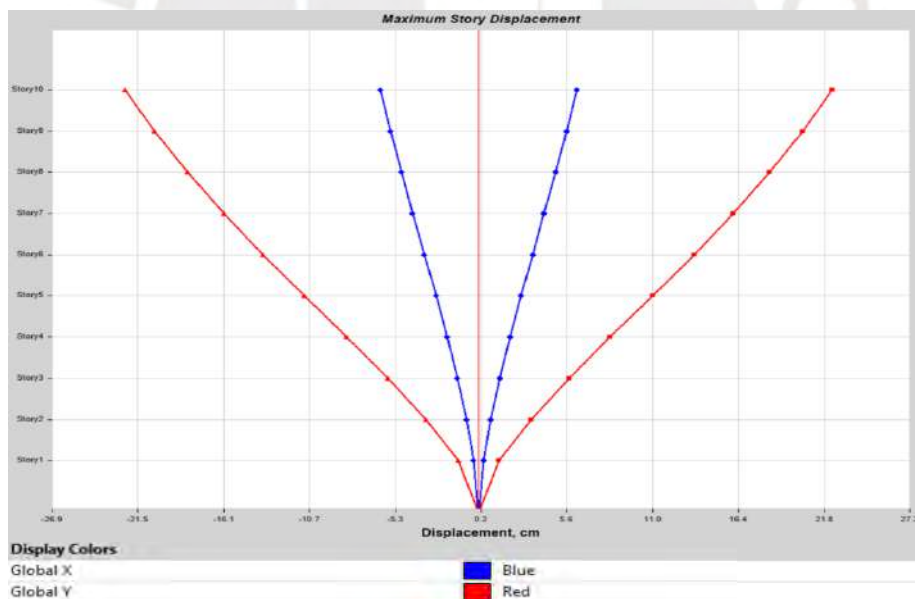


Figura 4.5: Desplazamientos máximos de entrepiso  
Nota. Obtenido del programa ETABS

#### 4.13 DERIVAS

Las derivas se limitan a un ratio de 0.007 para estructuras de concreto armado de acuerdo con la Norma E.030. A continuación, se muestran las tablas 4.26 y 4.27 con las derivas para cada piso proporcionados por el software ETABS y para cada dirección de análisis.

Tabla 4.27. Derivas de entrepiso para dirección de análisis X-X

Piso	Caso	Dirección	Deriva
10	DERIVA XX MY+	X	0.00119
	DERIVA XX MY-	X	0.00119
9	DERIVA XX MY+	X	0.00125
	DERIVA XX MY-	X	0.00125
8	DERIVA XX MY+	X	0.00130
	DERIVA XX MY-	X	0.00130
7	DERIVA XX MY+	X	0.00132
	DERIVA XX MY-	X	0.00132
6	DERIVA XX MY+	X	0.00131
	DERIVA XX MY-	X	0.00131
5	DERIVA XX MY+	X	0.00126
	DERIVA XX MY-	X	0.00126
4	DERIVA XX MY+	X	0.00116
	DERIVA XX MY-	X	0.00116
3	DERIVA XX MY+	X	0.00101
	DERIVA XX MY-	X	0.00101
2	DERIVA XX MY+	X	0.00081
	DERIVA XX MY-	X	0.00081
1	DERIVA XX MY+	X	0.00045
	DERIVA XX MY-	X	0.00045

Nota. Fuente propia

Tabla 4.28. Derivas de entrepiso para dirección de análisis Y-Y

Piso	Caso	Dirección	Deriva
10	DERIVA YY MX+	Y	0.00309
	DERIVA YY MX-	Y	0.00309
9	DERIVA YY MX+	Y	0.00343
	DERIVA YY MX-	Y	0.00347
8	DERIVA YY MX+	Y	0.00375
	DERIVA YY MX-	Y	0.00381
7	DERIVA YY MX+	Y	0.00402
	DERIVA YY MX-	Y	0.00410
6	DERIVA YY MX+	Y	0.00420
	DERIVA YY MX-	Y	0.00430
5	DERIVA YY MX+	Y	0.00425
	DERIVA YY MX-	Y	0.00436
4	DERIVA YY MX+	Y	0.00413
	DERIVA YY MX-	Y	0.00424
3	DERIVA YY MX+	Y	0.00376
	DERIVA YY MX-	Y	0.00389
2	DERIVA YY MX+	Y	0.00312
	DERIVA YY MX-	Y	0.00326
1	DERIVA YY MX+	Y	0.00152
	DERIVA YY MX-	Y	0.00159

Nota. Fuente propia

Se observa que las derivas no superan el valor de 0.007, lo que permite concluir que la edificación cumple con los requisitos de derivas máximas establecidos para edificaciones de concreto armado.

#### 4.14 JUNTA SÍSMICA Y LÍMITE DE PROPIEDAD

Para calcular la junta sísmica, la Norma E.030 establece que la separación “s” mínima entre la edificación y las estructuras vecinas no deberá ser inferior al mayor de los valores obtenidos de las siguientes condiciones:

- $S \geq 2/3$  la suma de los desplazamientos máximos de las edificaciones adyacentes
- $S \geq 0.006$  la altura desde el terreno hasta el nivel de análisis
- $S \geq 3$  cm

Por otro lado, la Norma E.030 también establece que la junta respecto al límite de propiedad no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$  del desplazamiento máximo inelástico de la estructura
- $S/2$

La estructura presenta un desplazamiento máximo de 22.3 cm en la dirección Y-Y. Sin embargo, se desconocen los desplazamientos máximos de las edificaciones adyacentes, por lo que solo se procederá a determinar la junta sísmica respecto al límite de propiedad considerando el máximo desplazamiento inelástico de la estructura.

Resolviendo estas condiciones:

- $\frac{2}{3} \cdot (22.3) \approx 15$  cm

Por lo tanto, se concluye que la junta sísmica respecto del límite de propiedad será de 15 cm para la dirección Y-Y de análisis.

#### 4.15 VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Para verificar el sistema estructural, se determinó, utilizando en programa ETABS, el porcentaje de la fuerza cortante absorbida por los muros estructurales, concluyéndose que se trata de una estructura de muros, ya que la fuerza cortante tomada por estos supera el 70% del cortante basal, conforme a lo establecido en la Norma E.030. Las siguientes tablas presentan las cortantes basales en los muros y la cortante basal en toda la estructura.

Tabla 4.29. Fuerza cortante basal en placas

Caso	VX (ton)	VY (ton)
SISMO XX MY+	544.1	3.63
SISMO XX MY-	544.1	3.63
SISMO YY MX+	0.00	312.1
SISMO YY MX-	0.00	311.4

Nota. Fuente propia

Tabla 4.30. Fuerza cortante basal de la estructura

Caso	VX (ton)	VY (ton)
SISMO XX MY+	544.1	3.63
SISMO XX MY-	544.1	3.63
SISMO YY MX+	0.00	312.1
SISMO YY MX-	0.00	311.4

Nota. Fuente propia

De acuerdo con las tablas presentadas, se observa que las fuerzas cortantes son iguales, lo cual era un resultado esperado, ya que en la estructuración no se han definido elementos tipo columna. Por lo tanto, todas las fuerzas cortantes son absorbidas por los muros estructurales, lo que verifica el sistema estructural propuesto.

#### 4.16 VERIFICACIÓN DE DIAFRAGMA RÍGIDO

Para verificar que las losas de entrepiso presenten un comportamiento de diafragma rígido, en esta sección se tomará como referencia lo establecido en el código internacional de la "American Society of Civil Engineers" (ASCE 7-22). En su artículo 12.3.1.3 establece la condición que satisface la idealización de un diagrama flexible. Esta condición se encuentra representada por la siguiente desigualdad:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$$

Donde:

$\delta_{MDD}$  : Deformación máxima del diafragma

$\Delta_{ADVE}$  : Desplazamiento promedio de elemento vertical

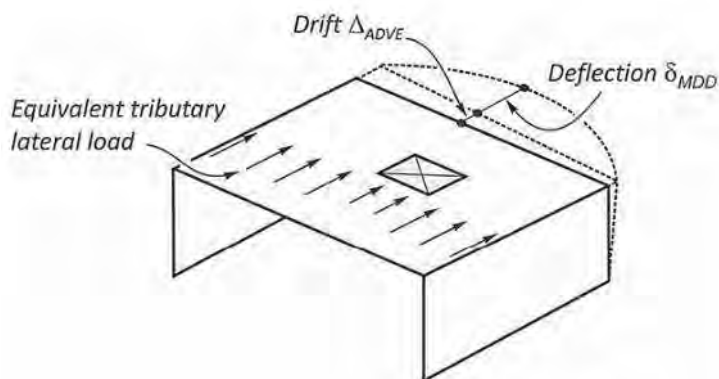


Figura 4.6: Condición de diafragma flexible  
Fuente: ASCE 7-22

Tabla 4.31. Ratios de desplazamiento máximo de diafragma y deriva promedio vertical en X-X

Piso	Caso	Dirección	$\delta_{MDD}$	$\Delta_{ADVE}$	Ratio
10	SISMO XX MY+	X	0.006043	0.006358	0.950
	SISMO XX MY-	X	0.006043	0.006358	0.950
9	SISMO XX MY+	X	0.005393	0.005679	0.950
	SISMO XX MY-	X	0.005393	0.005679	0.950
8	SISMO XX MY+	X	0.004712	0.004966	0.949
	SISMO XX MY-	X	0.004712	0.004966	0.949
7	SISMO XX MY+	X	0.004008	0.004227	0.948
	SISMO XX MY-	X	0.004008	0.004227	0.948
6	SISMO XX MY+	X	0.003293	0.003477	0.947
	SISMO XX MY-	X	0.003293	0.003477	0.947
5	SISMO XX MY+	X	0.002585	0.002732	0.946
	SISMO XX MY-	X	0.002585	0.002732	0.946
4	SISMO XX MY+	X	0.001906	0.002017	0.945
	SISMO XX MY-	X	0.001906	0.002017	0.945
3	SISMO XX MY+	X	0.001281	0.001357	0.944
	SISMO XX MY-	X	0.001281	0.001357	0.944
2	SISMO XX MY+	X	0.000738	0.000783	0.943
	SISMO XX MY-	X	0.000738	0.000783	0.943
1	SISMO XX MY+	X	0.000309	0.000327	0.945
	SISMO XX MY-	X	0.000309	0.000327	0.945

Nota. Fuente propia

Tabla 4.32. Ratios de desplazamiento máximo de diafragma y deriva promedio vertical en Y-Y

Piso	Caso	Dirección	$\delta_{MDD}$	$\Delta_{ADVE}$	Ratio
10	SISMO YY MX+	Y	0.021229	0.021226	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.021189	0.021205	0.999
9	SISMO YY MX+	Y	0.019446	0.019455	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.01945	0.019442	1.000
8	SISMO YY MX+	Y	0.017476	0.017485	0.999
	SISMO YY MX-	Y	0.017485	0.017477	1.000
7	SISMO YY MX+	Y	0.015302	0.015309	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.015314	0.015307	1.000
6	SISMO YY MX+	Y	0.012943	0.012948	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.012957	0.012951	1.000
5	SISMO YY MX+	Y	0.01045	0.010454	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.010465	0.010461	1.000
4	SISMO YY MX+	Y	0.007902	0.007905	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.007917	0.007913	1.001
3	SISMO YY MX+	Y	0.005405	0.005407	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.005418	0.005416	1.000
2	SISMO YY MX+	Y	0.003111	0.003112	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.003121	0.003119	1.001
1	SISMO YY MX+	Y	0.001194	0.001194	1.000
	SISMO YY MX-	Y	0.001198	0.001197	1.001

Nota. Fuente propia

De acuerdo con los valores obtenidos en las Tablas 4.30 y 4.31, se observa que los ratios calculados son menores a 2. Por lo tanto, se concluye que las losas analizadas cumplen con el comportamiento estructural de un diafragma rígido.

## 5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

### 5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de los elementos sujetos a flexión se basa en tres principios fundamentales: equilibrio, compatibilidad de deformaciones y relaciones constitutivas. Por otro lado, la Norma E.060 de Concreto Armado, en su capítulo 10, establece diversas hipótesis de diseño a flexión que se detallan a continuación:

1. Las secciones planas permanecen planas antes y después de las deformaciones, de acuerdo con la hipótesis de Navier.
2. La máxima deformación unitaria del concreto,  $\epsilon_{cu}$ , en la fibra extrema sometida a compresión, será de 0.003.
3. Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
4. Las deformaciones unitarias en el concreto y el acero son proporcionales respecto a la distancia del eje neutro de la sección.
5. El esfuerzo del acero antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia  $f_y$  será igual al producto del módulo de elasticidad  $E_s$  y su deformación unitaria correspondiente. Para deformaciones unitarias mayores al de la fluencia  $\epsilon_y$ , el esfuerzo en el acero será independiente de la deformación unitaria e igual al esfuerzo de fluencia  $f_y$ . Esta hipótesis se refleja en un modelo elastoplástico perfecto que se muestra en la figura 5.1.

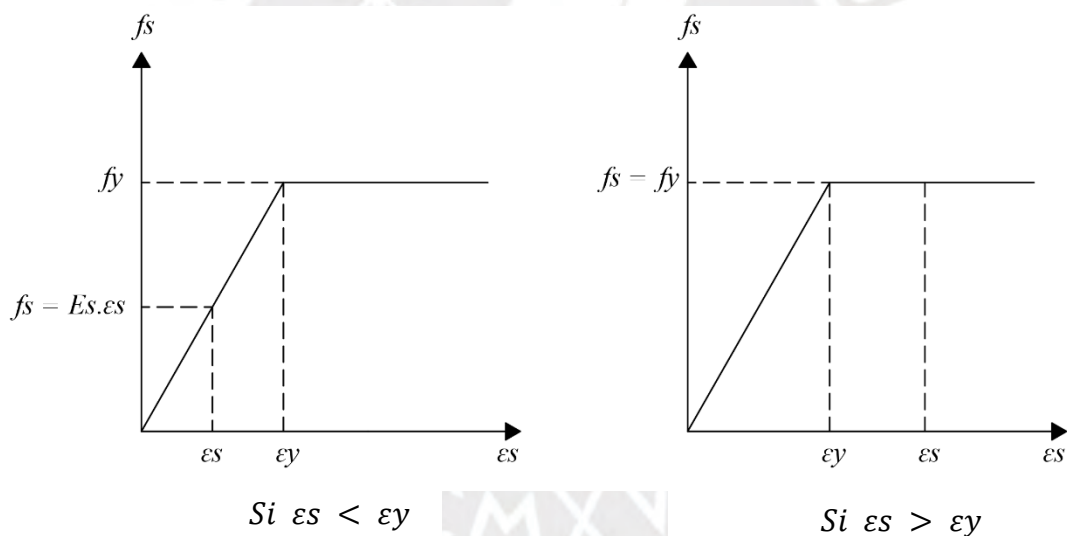


Figura 5.1: Modelo elastoplástico de esfuerzos y deformaciones del acero

Nota. Fuente propia

6. El diagrama real de los esfuerzos a compresión del concreto será reemplazado por un bloque rectangular de esfuerzos equivalentes propuesto por Whitney. En este bloque se distribuye un esfuerzo de compresión uniforme igual a  $\beta \cdot f'c$  y por una línea recta paralela al eje neutro "c", a una distancia  $a = \beta \cdot c$  de la fibra en deformación máxima a compresión. Las figuras 5.2 y 5.3 representan gráficamente lo mencionado en esta hipótesis.

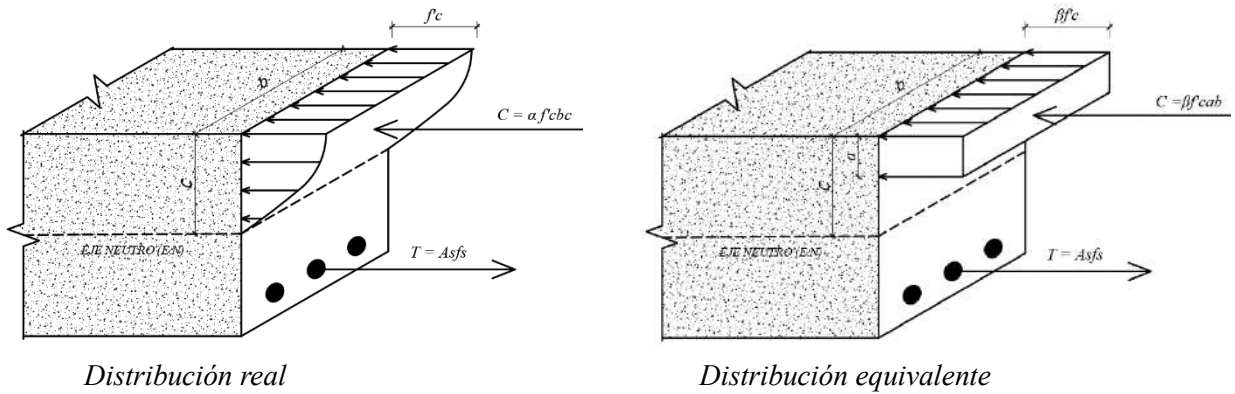


Figura 5.2: Distribución real y equivalente de esfuerzos a compresión del concreto  
 Nota. Fuente propia

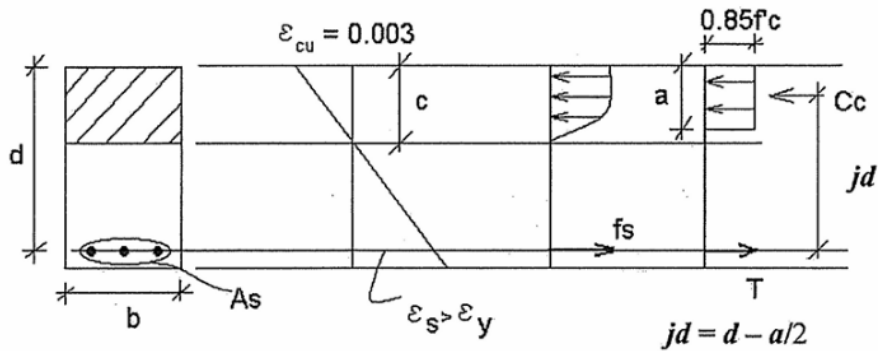


Figura 5.3: Modelo de bloque de compresiones y deformaciones  
 Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado 1", Ottazzi, 2016

7. El parámetro  $\beta$  es igual a 0.85 para un  $f'c$  entre 170 y 280  $kg/cm^2$ . Para un  $f'c$  entre 280 y 560  $kg/cm^2$ , el valor de  $\beta$  se interpola linealmente entre 0.85 y 0.65. Para un  $f'c$  mayor o igual a 560  $kg/cm^2$ , el valor de  $\beta$  se tomará con el valor de 0.65. La figura 5.3 representa gráficamente la variación de este parámetro.

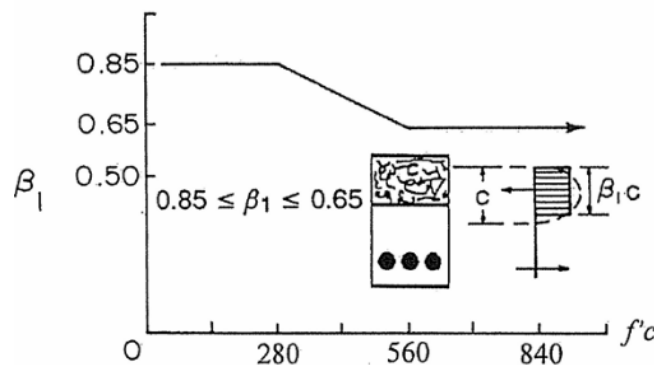
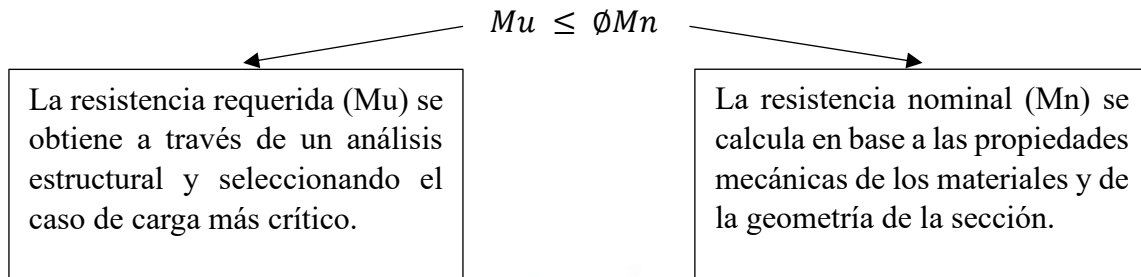


Figura 5.4: Variación del parámetro  $\beta$   
 Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado 1", Ottazzi, 2016

Una vez definidas las principales hipótesis en el diseño a flexión de elementos de concreto armado, se procede a establecer las ecuaciones fundamentales que se utilizarán en el proceso de diseño. En tal sentido, el análisis y diseño de las viguetas del aligerado deberán cumplir con las solicitaciones de resistencia por flexión, conforme a la siguiente expresión:



Para determinar la resistencia nominal ( $M_n$ ) y la cantidad de acero ( $A_{s_{req}}$ ) que requiere una sección se utilizarán las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s_{req}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

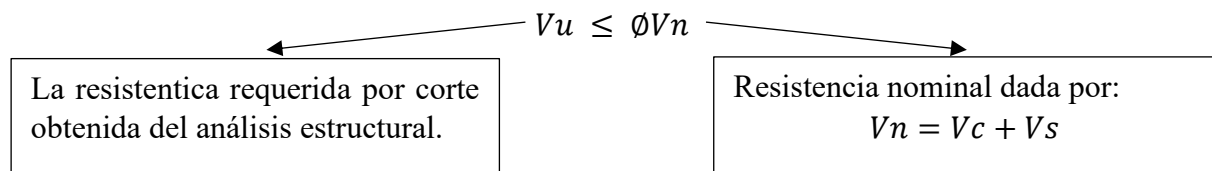
Donde:

- Mu = Resistencia requerida a flexión
- Mn = Resistencia nominal a flexión
- f'c = Resistencia a compresión del concreto
- fy = Esfuerzo de fluencia del acero
- β = Parámetro experimental
- Ø = Factor de reducción a flexión = 0.9
- d = Peralte efectivo
- a = Profundidad del bloque equivalente
- b = Ancho de la sección
- A<sub>s<sub>req</sub></sub> = Acero requerido por la sección

Estas ecuaciones han sido establecidas considerando una sección rectangular de concreto armado. Sin embargo, pese a que la sección del aligerado es una vigueta tipo T, estas ecuaciones también serán válidas para el diseño a flexión de losas unidireccionales, en vigas chatas y peraltadas que se desarrollarán en capítulos posteriores.

## 5.2 DISEÑO POR CORTE

En las losas aligeradas, se considerará que el alma de concreto de la vigueta es responsable de resistir todo el esfuerzo debido a las fuerzas cortantes, dado que las viguetas no cuentan con estribos. El diseño para la fuerza cortante se basa en las siguientes expresiones:



$$VC = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Donde:

$Vu$  = Resistencia requerida a corte  
 $VC$  = Resistencia proporcionada por el concreto  
 $Vs$  = Aporte del acero ( $Vs = 0$ )  
 $f'c$  = Resistencia a compresión del concreto  
 $\phi$  = Factor de reducción a corte = 0.85  
 $d$  = Peralte efectivo de la vigueta  
 $bw$  = Ancho de la sección

## 5.3 ACERO MÍNIMO

Para el cálculo del acero mínimo positivo o negativo, se deberá garantizar que la resistencia a flexión de la sección sea, al menos, 1.2 veces la resistencia a flexión sin refuerzo. Esta condición se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$\phi Mn = 1.2 Mcr$$

$$Mcr = \frac{fr \cdot Ig}{Y}$$

Donde:

$Mn$  = Resistencia nominal a flexión de la sección  
 $Mcr$  = Resistencia al agrietamiento de la sección  
 $fr$  = Resistencia a la tracción del concreto =  $2\sqrt{f'c}$   
 $Ig$  = Momento de inercia de la sección bruta  
 $Y$  = Distancia la fibra más extrema en tracción  
 $\phi$  = Factor de reducción por flexión corte = 0.90

## 5.4 ACERO MÁXIMO

Para determinar el acero máximo positivo y negativo de la sección será necesario conocer la geometría de la sección de análisis. La figura 5.5 muestra la sección típica de una losa aligerada en una dirección, el cual será utilizada en el proyecto.

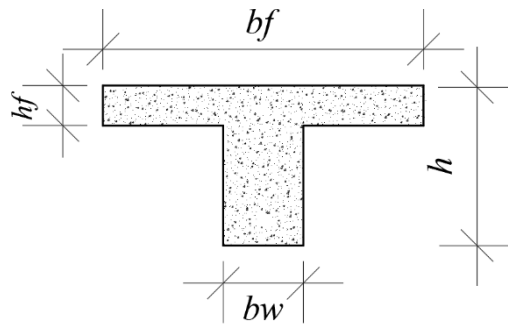


Figura 5.5: Sección de análisis del aligerado  
Nota. Fuente propia

El acero máximo se calculará como el 75 % del acero que produce la falla balanceada de la sección. Las expresiones matemáticas se detallan a continuación:

$$a = 0.85 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \cdot d$$

- **Acero positivo**

Si  $a < hf$ :

$$A_{s_{max}^+} = 0.75 \left[ \frac{0.85\beta f'c}{f_y} \times \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \right] \times bf \times d$$

Si  $a > hf$ :

$$A_{s_{max}^+} = 0.75 \left( \frac{0.85f'c}{f_y} \right) \times [(bf - bw) \cdot hf + a \cdot bw]$$

- **Acero negativo**

$$A_{s_{max}^-} = 0.75 \left[ \frac{0.85\beta f'c}{f_y} \times \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \right] \times bw \times d$$

Donde:

$f'c$  = Resistencia a compresión del concreto

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$\varepsilon_{cu}$  = Deformación unitaria del concreto = 0.003

$\varepsilon_y$  = Deformación unitaria del acero en fluencia = 0.0021

$bw$  = Ancho del alma

$bf$  = Ancho tributario en compresión de la viga

$d$  = Peralte efectivo

$hf$  = Altura del ala

## 5.5 ACERO DE TEMPERATURA

La norma E.060 establece que se puede utilizar una cuantía mínima debido a las condiciones de contracción y cambios de temperatura del concreto. Esta cuantía mínima es de 0.0018, y el espaciamiento de las armaduras no debe exceder los 40 cm ni 5 veces el peralte de la losa.

## 5.6 CORTES DE ACERO

La Norma E.060 permite realizar cortes de acero para momento positivo y negativo. Para el primer caso, el refuerzo se extenderá una distancia igual al mayor entre  $d$  y  $12d_b$  desde el punto de corte teórico. En el segundo caso, el refuerzo se extenderá una distancia no menor al mayor valor entre  $d$ ,  $12d_b$  o  $l_n/16$ . La figura 5.6 representa gráficamente los cortes de acero.

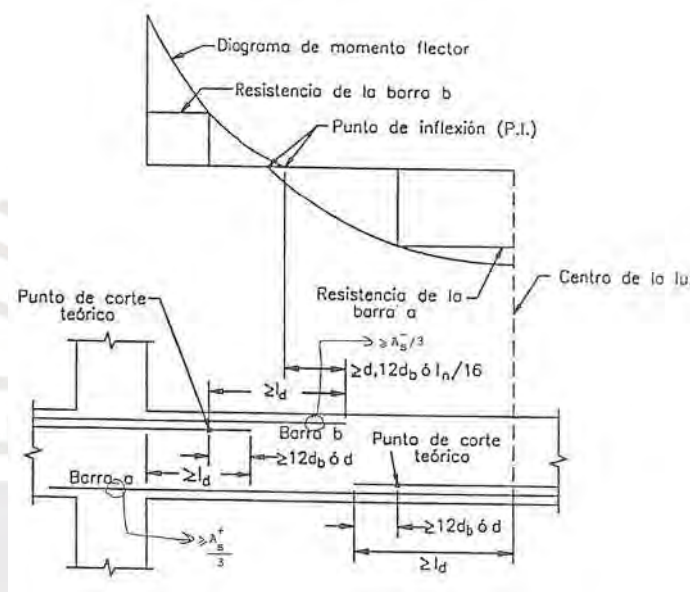


Figura 5.6: Cortes de acero de refuerzo en flexión

Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado 1", Ottazzi, 2016

## 5.7 CONTROL DE FISURAS

De acuerdo con la Norma E.060, en su artículo 9.9.3, se define el parámetro  $Z$  como un indicador para el control de fisuras por flexión en las zonas de tracción bajo condiciones de servicio. Este parámetro se considera óptimo cuando sea menor o igual a 26 000 kg/cm. El parámetro  $Z$  se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_c t}$$

Donde

$f_s$ : representa el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio y se calcula en base al momento flector mediante:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \cdot d \cdot A_s)}$$

$d_c$ : representa el espesor del recubrimiento desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra más cercana a la fibra extrema.

$A_{ct}$ : Representa el área efectiva del concreto en tracción y se calcula mediante:

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot Y_s \cdot b}{N \text{ barras}}$$

$Y_s$ : Centroide del refuerzo principal a tracción por flexión

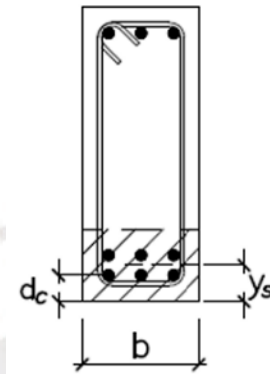


Figura 5.7: Área efectiva de concreto en tracción  
Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

## 5.8 CONTROL DE DEFLEXIONES

La Norma E.060, en su capítulo 9.6, establece los límites máximos de deflexión permitidos según el tipo de elemento, tal como se indica en la tabla 5.1. Estos límites serán comparados con las deflexiones finales calculadas de los elementos para verificar las condiciones de servicio del diseño en concreto armado.

Tabla 5.1. Deflexiones máximas admisibles según Norma E.060

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240 \S$

Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

Las deflexiones de los elementos de concreto armado dependen del tiempo y se dividen en dos tipos: instantáneas y diferidas. Las deflexiones instantáneas ocurren debido al comportamiento elástico de los materiales, y pueden ser calculadas utilizando las ecuaciones clásicas de Resistencia de Materiales. Por otro lado, las deflexiones diferidas son causadas por el creep y la contracción del concreto, efectos que resultan de cargas sostenidas a lo largo del tiempo. Estas deflexiones se estiman multiplicando la deflexión instantánea por un factor  $\lambda\Delta$ .

- **Deflexión instantánea**

Para calcular la deflexión instantánea se seguirá el siguiente procedimiento:

1. Verificar si el momento flector en servicio ( $M_s$ ) excede el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ). En el caso de que no se exceda este valor, se usará el momento de inercia de la sección no agrietada ( $I_g$ ).

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

2. Si el momento flector en servicio ( $M_s$ ) excede el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ), se usará el momento de inercia efectiva de la sección ( $I_e$ ). Esta inercia se calculará de acuerdo con el código ACI 318-19 Ec (24.2.3.9a).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}$$

Donde:

$I_e$  = Momento de inercia efectiva

$I_g$  = Momento de inercia de sección bruta

$I_{cr}$  = Momento de inercia de sección agrietada

$M_{cr}$  = Momento flector de agrietamiento

$M_a$  = Momento flector máximo de la sección

3. Debido a que el momento flector varía a lo largo de la sección, también lo hará el valor de la inercia efectiva. Para superar este problema, el código ACI 318-19 y la Norma E.060 proponen usar un promedio ponderado de acuerdo con los siguientes casos:

- a) Para elementos continuos en ambos extremos

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e \text{ sección extrema 1}} + I_{e \text{ sección extrema 2}} + 2I_{e \text{ sección central}}}{4}$$

- b) Para elementos continuos en un solo extremo

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e \text{ extremo continuo}} + 2I_{e \text{ sección central}}}{3}$$

c) Para elementos simplemente apoyados

$$I_{e \text{ promedio}} = I_{e \text{ sección central}}$$

d) Para elementos en voladizo

$$I_{e \text{ promedio}} = I_{e \text{ sección de apoyo}}$$

4. Una vez determinada el momento de inercia efectiva promedio ( $I_e$  promedio), se procede a calcular las deflexiones:

$$\delta_L = \delta_{D+L} - \delta_D$$

Donde:

$\delta_L$ : Deflexión instantánea por carga viva

$\delta_D$ : Deflexión instantánea por carga muerta

#### • Deflexión diferida

La deflexión diferida ( $\delta_\Delta$ ) será igual a la deflexión instantánea por carga viva ( $\delta_L$ ) más el factor multiplicador ( $\lambda_\infty$ ) en producto con la deflexión instantánea por carga muerta ( $\delta_D$ ) más el factor multiplicador por carga viva permanente ( $\lambda_t$ ) en producto con la deflexión inicial por carga viva ( $\delta_{SL}$ ).

$$\delta_\Delta = \delta_L + \lambda_\infty \delta_D + \lambda_t \delta_{SL}$$

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50p'}$$

Donde:

$\xi$ : Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

$p'$ : Cuantía de acero en compresión

Los valores del factor dependiente ( $\xi$ ) se determinarán mediante la siguiente figura 5.8:

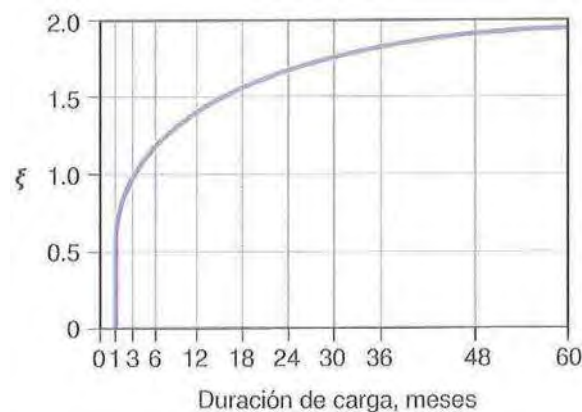


Figura 5.8: Factor de amplificación para deflexiones diferidas

Nota. Tomado de "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural", ACI 318-19

## 5.9 EJEMPLO DE DISEÑO

La losa aligerada seleccionada para el diseño será la misma que se seleccionó en el capítulo de metrado de cargas. Por lo tanto, las cargas se presentarán directamente, sin necesidad de cálculos adicionales, ya que han sido previamente determinadas en el capítulo correspondiente.

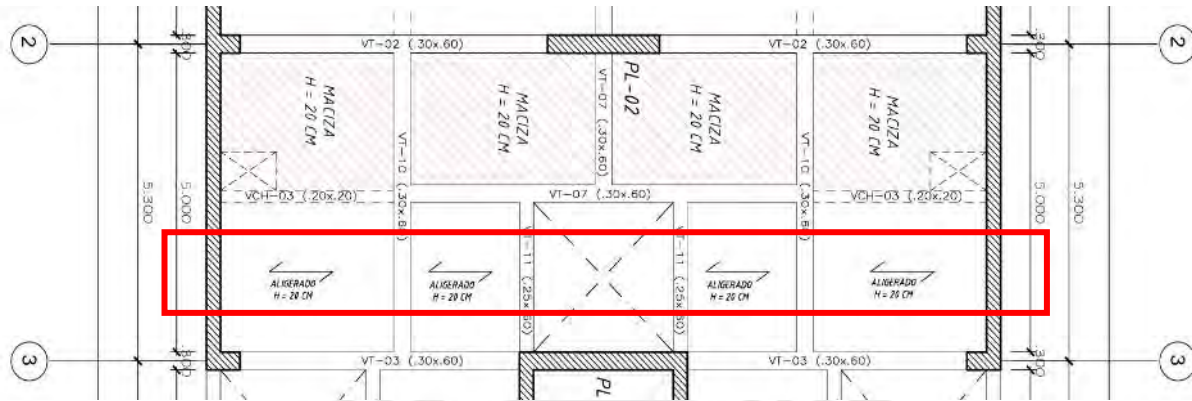


Figura 5.9: Losa aligerada seleccionada para el diseño  
Nota. Fuente propia

- **Diseño por flexión**

El diseño por flexión de la losa se procede realizando un metrado de cargas y el análisis estructural para la condición más crítica de carga para las losas, es decir,  $1.4CM + 1.7CV$ . Sin embargo, antes de determinar el acero requerido por flexión, se calcularán los aceros mínimos y máximos de la sección.

- **Acero mínimo positivo y negativo**

$$A_{s_{min}^+} = \frac{1.2 \cdot \left( \frac{28.98 \cdot 11\,800}{20 - 6.785} \right)}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.95 \cdot 17} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}^-} = \frac{1.2 \cdot \left( \frac{28.98 \cdot 11\,800}{6.785} \right)}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.95 \cdot 17} = 0.99 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo positivo y negativo**

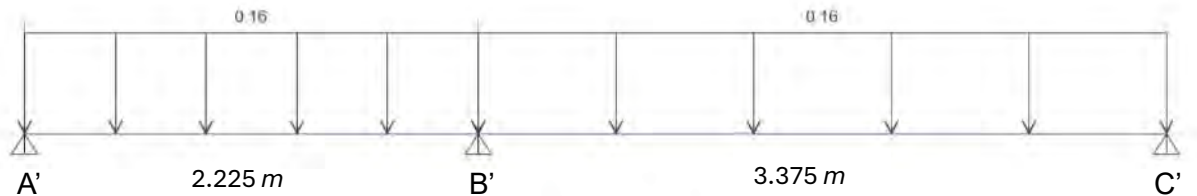
$$a = 0.85 \cdot \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \cdot 17 = 8.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{max}^+} = 0.75 \cdot \left( \frac{0.85 \cdot 210}{4200} \right) \cdot [(40 - 10) \cdot 5 + 8.5 \cdot 10] = 7.49 \text{ cm}^2$$

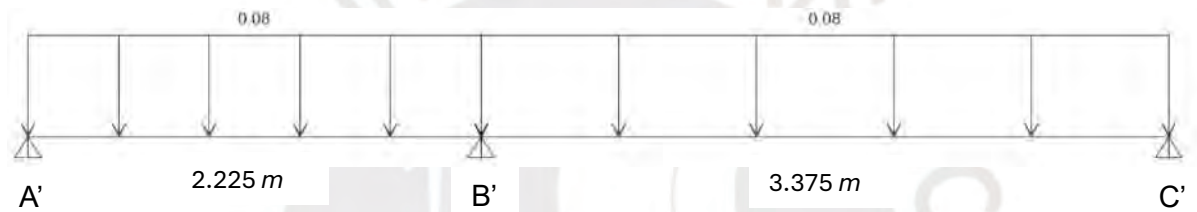
$$A_{s_{max}^-} = 0.75 \cdot \left[ \frac{0.85 \cdot 210}{4200} \cdot \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 10 \cdot 17 = 2.71 \text{ cm}^2$$

- **Acero requerido por flexión**

El acero requerido por flexión se determinará en base a los momentos últimos. Para ello, se utilizará el programa ETABS, modelando la viga como un elemento lineal y con apoyos simplemente apoyados. A continuación, en las figuras siguientes, se detalla el procedimiento seguido:

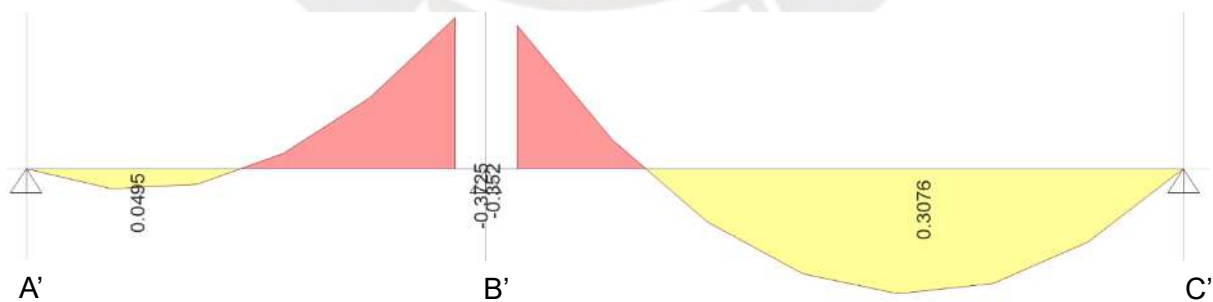


*Figura 5.10: Asignación de carga muerta (CM) en viga  
Nota. Obtenido del programa ETABS*



*Figura 5.11: Asignación de carga viva (CV) en viga  
Nota. Obtenido del programa ETABS*

Con las cargas asignadas y los materiales definidos para el modelo, el programa presenta el diagrama de momentos flectores mostrado en la figura 5.12. Con los valores máximos obtenidos del diagrama se procede a determinar el acero requerido por flexión.



*Figura 5.12: Diagrama de momentos en viga de análisis (ton.m)  
Nota. Obtenido del programa ETABS*

- Para  $Mu+ = 0.0495$  ton.m ubicado en el primer tramo A'B'

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.0495 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 40}} = 0.0453 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{0.0495 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(17 - \frac{0.0453}{2}\right)} = 0.0771 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se observa que el acero requerido es menor al acero mínimo positivo. En consecuencia, se instalará una barra de 3/8" con un área de acero de  $0.71 \text{ cm}^2$ .

- Para  $Mu- = 0.3725$  ton.m ubicado en el primer tramo A'B'

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.3725 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 10}} = 1.424 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{0.3725 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(17 - \frac{1.424}{2}\right)} = 0.605 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se observa que el acero requerido es menor al acero mínimo negativo. Por lo tanto, se instalará una barra de 1/2" con un área de acero de  $1.29 \text{ cm}^2$ .

- Para  $Mu+ = 0.3076$  ton.m ubicado en el segundo tramo B'C'

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.3076 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 40}} = 0.284 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{0.3076 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(17 - \frac{0.284}{2}\right)} = 0.483 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se observa que el acero requerido es menor al acero mínimo positivo. En consecuencia, se instalará una barra de 3/8" con un área de acero de  $0.71 \text{ cm}^2$ .

- Para  $Mu- = 0.3520$  ton.m ubicado en el segundo tramo B'C'

Dado que este valor corresponde al momento negativo del tramo continuo y es menor al momento adyacente  $Mu- = 0.3725$  ton.m, bastará correr con un acero de 1/2" con un área de acero de  $1.29 \text{ cm}^2$  para cumplir con la sollicitación de carga.

- **Cortes de acero por flexión**

Se han calculado los aceros requeridos para los momentos máximos positivos y negativos. Sin embargo, se observa del diagrama que, no se pueden hacer los mismos cálculos para los extremos en los apoyos. Para estas secciones, se optará por colocar un acero mínimo negativo, es decir, una barra 1/2" con un área de acero de  $1.29 \text{ cm}^2$ .

Definidos los aceros requeridos en todas las secciones a lo largo de la vigueta, es posible proceder con el corte de los aceros por flexión. La figura 5.13 presenta un esquema en elevación del corte de acero en la vigueta.

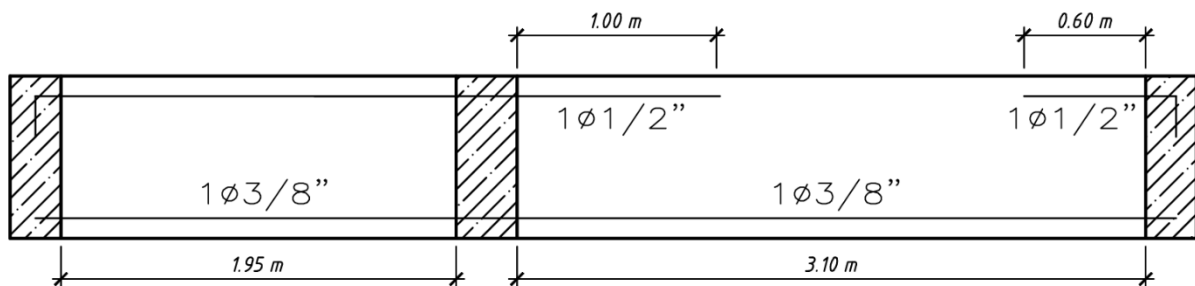


Figura 5.13: Cortes de acero por flexión en vigueta de diseño

Nota. Fuente propia

- **Diseño por corte**

A continuación, se muestra el diagrama fuerzas cortantes de la vigueta con los brazos rígidos para obtener las fuerzas a la cara de los apoyos.

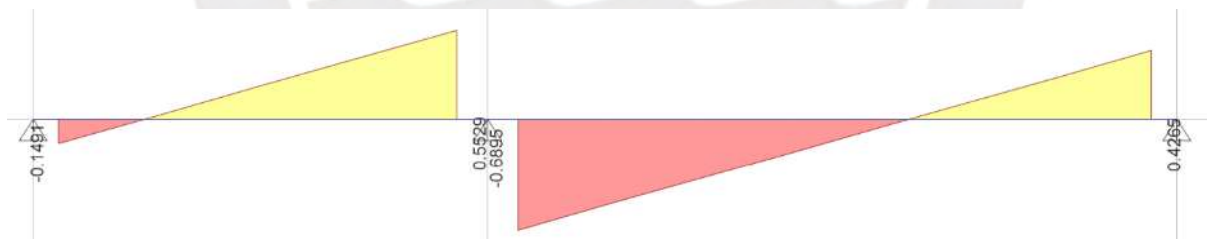


Figura 5.14: Diagrama de fuerzas cortantes en vigueta de análisis (ton)

Nota. Obtenido del programa ETABS

Para una fuerza cortante de  $V_u = 0.6823 \text{ ton}$  a una distancia "d" de la cara del apoyo, se determina el aporte de la resistencia del concreto  $\phi VC$  como sigue:

$$\phi VC = 0.85 \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17) \cdot 10^{-3}$$

$$\phi VC = 1.22 \text{ ton}$$

Dado que  $\phi VC > Vu$ , se concluye que concreto tendrá la capacidad suficiente para resistir los esfuerzos cortantes y, por tanto, no se requerirán ensanches por corte en el aligerado.

- **Acero de temperatura**

Se analiza la losa superior del aligerado, la cual tiene una altura de 5 cm y se realiza el diseño por metro lineal para una cuantía mínima de 0.0018.

- $As = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{por ml}$
- Se selecciona un refuerzo de  $\phi 1/4"$  con área de  $0.32 \text{ cm}^2$
- El diseño queda con un espaciamiento (s) =  $\phi 1/4"@25 \text{ cm}$

- **Control de fisuras**

Con el programa ETABS, para la vigueta de análisis, se determinan los momentos máximos en condiciones de servicio (CS = CM+CV) y se calcula que el parámetro Z para evaluar las condiciones de fisuración establecidas en la Norma E.060.

- Para  $Ms+ = 0.203 \text{ ton.m}$

$$fs = \frac{0.203 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 0.71} = 1869 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1869 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot 60} = 10553 \text{ kg/cmm}$$

- Para  $Ms- = 0.248 \text{ ton.m}$

$$fs = \frac{0.248 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 1.29} = 1257 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \cdot 3 \cdot 40}{1} = 240 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1257 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot 240} = 11266 \text{ kg/cm}$$

Se observa que parámetro Z calculado no supera el valor de  $26000 \text{ kg/cm}$  en ninguna de las situaciones evaluadas anteriormente, por lo que se espera que no se presenten problemas de fisuración en condiciones normales de servicio para el aligerado analizado.

- **Control de deflexiones**

- **Para la región de momento positivo**

1. Se determina el eje centroidal para la sección no agrietada ( $\bar{y}$ ), el momento de inercia ( $I_g$ ) y el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ).

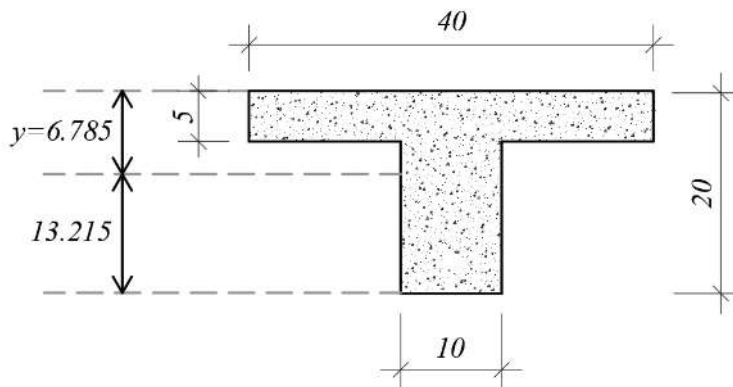


Figura 5.15: Sección no agrietada

Nota. Fuente propia

$$\bar{y} = \frac{(40 \cdot 5) \cdot 2.5 + (10 \cdot 15) \cdot 12.5}{40 \cdot 5 + 10 \cdot 15} = 6.875 \text{ cm}$$

$$I_g = 11\,800 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 11\,800}{13.215} \cdot 10^{-5} = 0.260 \text{ ton.m}$$

2. Se determina el eje centroidal de la sección agrietada ( $y$ ) y el momento de inercia ( $I_{cr}$ ). En esta sección se considera la sección transformada y los aceros en tracción ( $A_s$ ) y compresión ( $A_s'$ ).

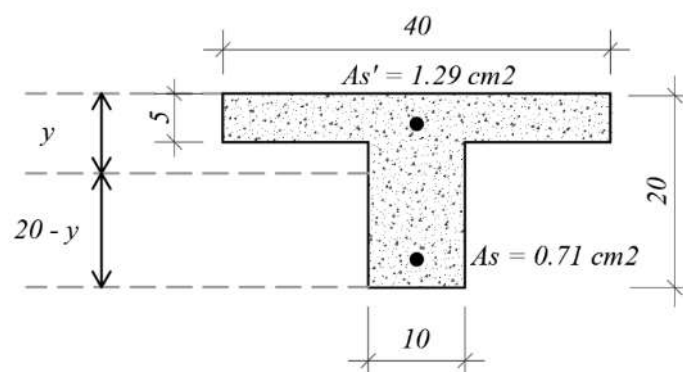


Figura 5.16: Sección agrietada

Nota. Fuente propia

Debido a que se está considerando la sección transformada, es necesario tener en cuenta la relación modular ( $n = E_s/E_c$ ).

$$n = \frac{2 \cdot 10^6}{15000\sqrt{210}} = 9.2$$

Tomando el momento de inercia de primer orden respecto del eje neutro. Asumiendo que el eje neutro es menor al ancho del ala ( $y < 5\text{cm}$ ) se tiene la siguiente ecuación:

$$9.2(0.71)(17 - y) = (9.2 - 1)(1.29)(y - 3) + (40)(5)(y - 2.5)$$

$$y = 2.96 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{40 \cdot 2.96^3}{3} + (9.2 - 1) \cdot 1.29 \cdot (3 - 2.96)^2 + 9.2 \cdot 0.71 \cdot (17 - 2.96)^2$$

$$I_{cr} = 1633 \text{ cm}^2$$

3. Se procede a calcular el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ) para la región de momento positivo. Se considera un momento máximo por carga viva y muerta en servicio de 0.203 ton.m ( $M_a$ ).

$$I_e = \left(\frac{0.260}{0.203}\right)^3 \cdot 11800 + \left[1 - \left(\frac{0.260}{0.203}\right)^3\right] \cdot 1633$$

$$I_e = 22994 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se observa que el momento en servicio ( $M_a$ ) es menor que el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ). Además, la inercia efectiva ( $I_e$ ) calculada es mayor que la inercia de la sección bruta ( $I_g$ ). Esta última observación sería incongruente, por lo tanto, se concluye que para los siguientes cálculos se tomará la inercia efectiva ( $I_e$ ) igual a la inercia bruta ( $I_g$ ).

$$I_e = I_g = 11800 \text{ cm}^2$$

▪ **Para la región de momento negativo**

1. Se determina el eje centroidal para la sección no agrietada ( $\bar{y}$ ), el momento de inercia ( $I_g$ ) y el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ).

$$\bar{y} = \frac{(40 \cdot 5) \cdot 2.5 + (10 \cdot 15) \cdot 12.5}{40 \cdot 5 + 10 \cdot 15} = 6.875 \text{ cm}$$

$$I_g = 11800 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 11\,800}{6.875} \cdot 10^{-5} = 0.50 \text{ ton.m}$$

2. Se determina el eje centroidal de la sección agrietada ( $y$ ) y el momento de inercia ( $I_{cr}$ ). En esta sección se considera la sección transformada y los aceros en tracción ( $A_s$ ) y compresión ( $A_s'$ ). Para esta sección el acero negativo se encuentra en tracción y el acero positivo en compresión, de este planteamiento se desprende la siguiente ecuación para calcular el eje neutro ( $y$ ).

$$9.2 \cdot 1.29 \cdot (y - 3) = 10 \cdot \frac{(20 - y)^2}{2} + (9.2 - 1) \cdot 0.71 \cdot (17 - y)$$

$$y = 14.9 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 9.2 \cdot 1.29 \cdot (14.9 - 3)^2 + (9.2 - 1) \cdot 0.71 \cdot (5.1 - 3)^2 + \frac{10 \cdot 5.1^3}{3}$$

$$I_{cr} = 2159 \text{ cm}^2$$

3. Se procede a calcular el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ) para la región de momento negativo. Se considera un momento máximo por carga viva y muerta en servicio de 0.250 ton.m ( $M_a$ ).

$$I_e = \left(\frac{0.50}{0.25}\right)^3 \cdot 11800 + \left[1 - \left(\frac{0.50}{0.25}\right)^3\right] \cdot 2159$$

$$I_e = 79\,287 \text{ cm}^2$$

De los cálculos se observa que el momento en servicio ( $M_a$ ) es menor que el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ). Además, la inercia efectiva ( $I_e$ ) calculada es mayor que la inercia de la sección bruta ( $I_g$ ). Esta última observación sería incongruente, por lo tanto, se concluye que para los siguientes cálculos se tomará la inercia efectiva ( $I_e$ ) igual a la inercia bruta ( $I_g$ ).

$$I_e = I_g = 11\,800 \text{ cm}^2$$

Para calcular las deflexiones instantáneas por carga muerta, carga viva y carga muerta + viva, se usarán las deflexiones proporcionadas por programa ETABS. Estas deflexiones consideran el momento de inercia de la sección bruta ( $I_g$ ). Por lo tanto, se utilizarán directamente sin necesidad de escalar por la inercia efectiva ya que se ha determinado que esta inercia será igual a la inercia a la sección bruta. Para tal objetivo, solo se analizará el segundo tramo de la viga, el más crítico. Las siguientes figuras presentan las deflexiones en tramo crítico y en toda la viga continua.

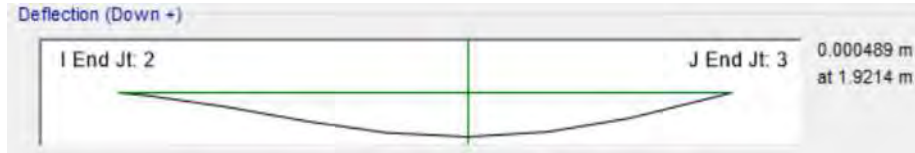


Figura 5.17: Deflexión por carga muerta tramo B'C'

Nota. Obtenido del programa ETABS

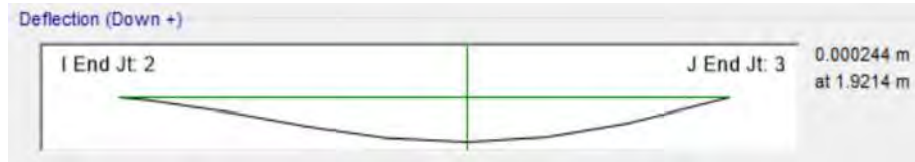


Figura 5.18: Deflexión por carga viva tramo B'C'

Nota. Obtenido del programa ETABS



Figura 5.19: Deflexión por carga muerta más viva tramo B'C'

Nota. Obtenido del programa ETABS



Figura 5.20: Deflexión por carga muerta más 30 % de carga viva tramo B'C'

Nota. Obtenido del programa ETABS

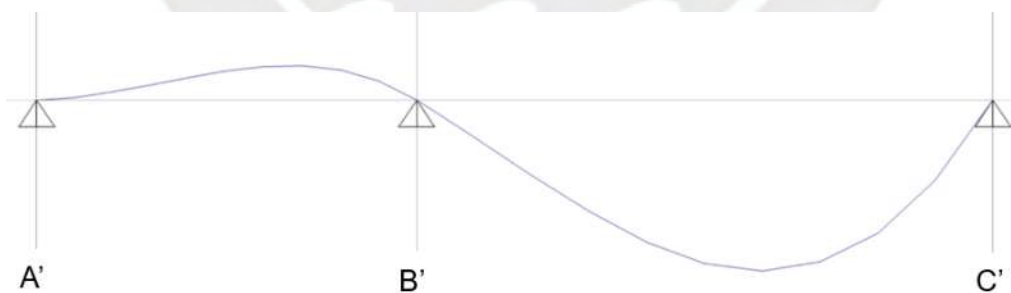


Figura 5.21: Deflexión en la viga de análisis

Nota. Obtenido del programa ETABS

De las figuras se obtiene las siguientes deflexiones instantáneas:

$$\delta_D = 0.0489 \text{ cm}$$

$$\delta_{D+L} = 0.0733 \text{ cm}$$

$$\delta_L = 0.0244 \text{ cm}$$

$$\delta_{SL} = 0.0562 \text{ cm}$$

En seguida se calculan los factores multiplicadores  $\lambda_{\infty}$  y  $\lambda_t$  para determinar la deflexión diferida. Para ello, se considera la carga muerta a largo plazo y el 30 % de la carga viva por tres años y que en la sección de análisis no existe acero en compresión.

$$\lambda_{\infty} = \frac{2.0}{1 + 0} = 2.0$$

$$\lambda_{t=3 \text{ años}} = \frac{1.80}{1 + 0} = 1.80$$

Luego se tiene la deflexión diferida:

$$\delta_{\Delta} = 0.0244 + 2 \cdot 0.0489 + 1.80 \cdot 0.0562 = 0.22 \text{ cm}$$

Se calcula el límite de deflexión permitida de acuerdo con la Norma E.060:

$$\delta_{Admisible} = \frac{ln}{480} = \frac{3.10 \text{ m} \times 10^2}{480} = 0.645 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión diferida es menor que la deflexión admisible calculada, por lo tanto, se concluye que la losa aligerada no presentará problemas de flexión en condiciones de servicio.

- **Diseño final**

La siguiente figura 5.22 presenta un resumen en planta del diseño de la losa aligerada para el paño seleccionado.

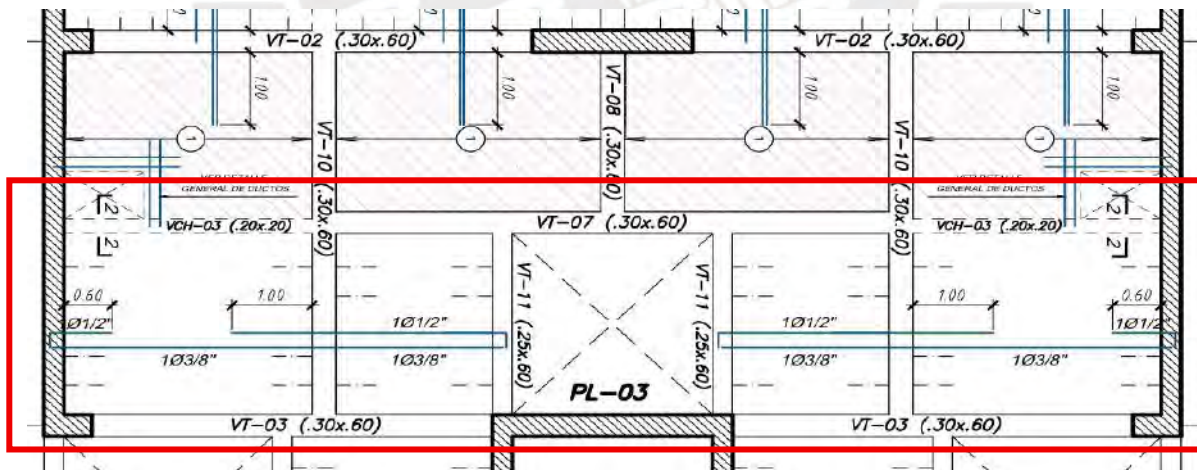


Figura 5.22: Diseño final de losa aligerada de análisis

Nota. Fuente propia

## 6. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

### 6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño a flexión de las losas macizas se basa en las mismas hipótesis planteadas en el capítulo del diseño de losas aligeras. Sin embargo, en el caso de las losas macizas, existen dos posibilidades de análisis: que la losa se comporte unidireccionalmente o en dos direcciones. En el primer caso, su análisis y diseño se realiza como si este elemento fuera una viga de sección rectangular con un ancho tributario de 1 metro. Para el segundo caso, el análisis se hace más complejo, por lo que, para obtener los momentos de diseño, se tendrá que usar un programa de elementos finitos como ETABS. En cualquier caso, siempre se deberá cumplir la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

$M_u$  = Resistencia requerida a flexión

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión

$\phi$  = Factor de reducción por flexión = 0.90

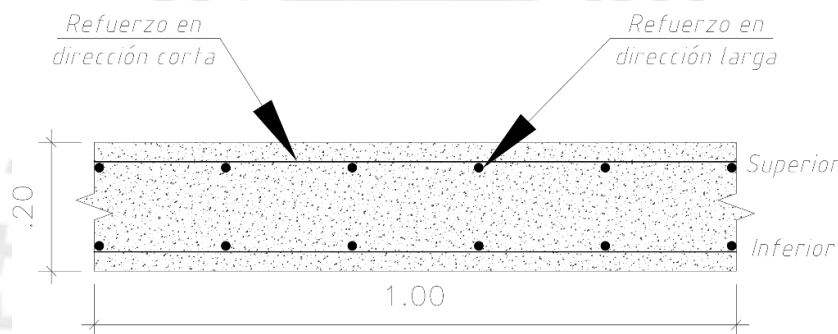


Figura 6.1: Detalle típico de losa maciza  $h = 20$  cm

Nota. Fuente propia

### 6.2 DISEÑO POR CORTE

En las losas macizas, se considerará que el concreto resiste todo el esfuerzo de las fuerzas cortantes. El diseño por fuerza cortante se basa en

las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = VC + VS$$

$$VC = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal por corte

$VC$  = Resistencia por corte del concreto

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$b$  = Ancho de la sección = 100 cm

$d$  = Peralte efectivo de la sección = 17 cm

$VS$  = Resistencia por corte del acero = 0 ton

$\phi$  = Factor de reducción por flexión = 0.85

### 6.3 ACERO MÍNIMO

El acero mínimo para las losas macizas puede calcularse considerando una sección rectangular de acuerdo con la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Sin embargo, según la norma E.060, se deberá proporcionar una cuantía mínima de acero de 0.0018. Esta cuantía podrá distribuirse en ambas caras, dependiendo del espesor, y se deberá asegurar que el refuerzo en la cara inferior no sea inferior a 0.0012. Por otro lado, el espaciamiento no deberá exceder tres veces el espesor de la losa ni de 40 cm tal como lo indica la Norma E.060.

### 6.4 ACERO MÁXIMO

El acero máximo para las losas macizas podrá calcularse considerando una sección rectangular. Este acero corresponde al 75 % del acero que produce la falla balanceada con la finalidad de garantizar una falla dúctil. El acero máximo se calcula en base a la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \cdot \left[ \frac{0.85 \beta f'c}{f_y} \cdot \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \right] \cdot b \cdot d$$

### 6.5 CORTES DE ACERO

Los cortes de acero por flexión, de ser necesarios, se realizarán de la misma manera que las losas aligeradas de acuerdo con la figura 5.6.

### 6.6 CONTROL DE FISURAS

Para el control de fisuras se calculará el parámetro  $Z$  tal como se desarrolló en la sección 5.7 y se verificará que sea menor a 26 000 kg/cm.

### 6.7 CONTROL DE DEFLEXIONES

El control de deflexiones se llevará a cabo de la misma manera que en las losas aligeradas. En esta sección, se empleará el programa ETABS para calcular las deflexiones elásticas. La deflexión total obtenida será comparada con el límite permisible establecido en la Norma E.060, según lo indicado en la tabla 5.1. En caso de que las deflexiones excedan los valores admisibles, se podrá considerar el uso de contra flechas en el diseño para compensar estas deformaciones bajo condiciones de servicio.

## 6.8 EJEMPLO DE DISEÑO

La losa maciza seleccionada para el diseño es la misma empleada en el metrado de cargas del Capítulo 3. Para el diseño a flexión y corte, se desarrolló un modelo de elementos finitos en el programa ETABS, con el objetivo de obtener los momentos y cortantes de diseño. Las losas macizas y aligeradas se modelaron utilizando elementos tipo “Shel-thin”, considerando el comportamiento de secciones agrietadas. Asimismo, se asignaron “releases” en las zonas de discontinuidad estructural. Se aplicó un “Auto Mesh” con una subdivisión de 0.25 m para lograr una mayor precisión en los resultados.

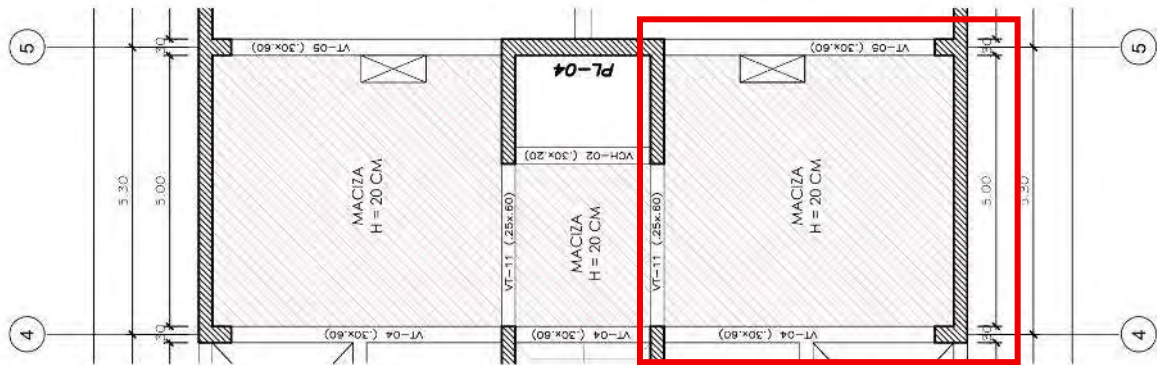


Figura 6.2: Losa maciza seleccionada para el diseño

Nota. Fuente propia

### • Diseño por flexión

Los momentos de diseño se obtuvieron a través de un modelo de elementos finitos del programa ETABS. A continuación, se muestran los diagramas de momentos para las direcciones principales de análisis.

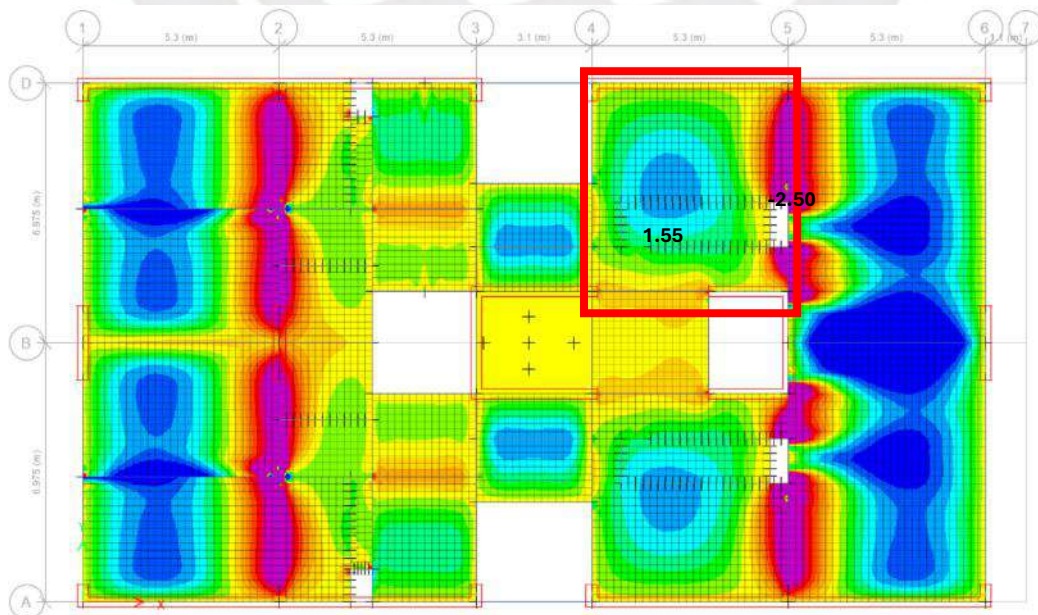


Figura 6.3: Diagrama de momentos de losas en dirección X-X

Nota. Obtenido del programa ETABS

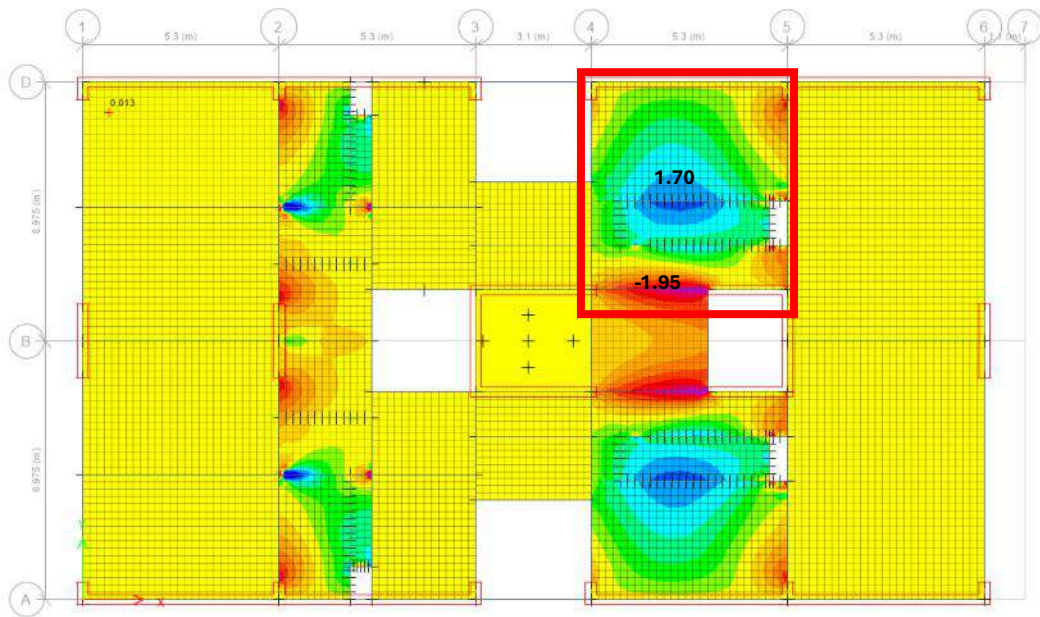


Figura 6.4: Diagrama de momentos de losas en dirección Y-Y  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

Adicionalmente, estos momentos serán verificados con los valores obtenidos del análisis obtenido a través de las tablas de Kalmanok para las dos direcciones principales:

**Dirección X-X:**

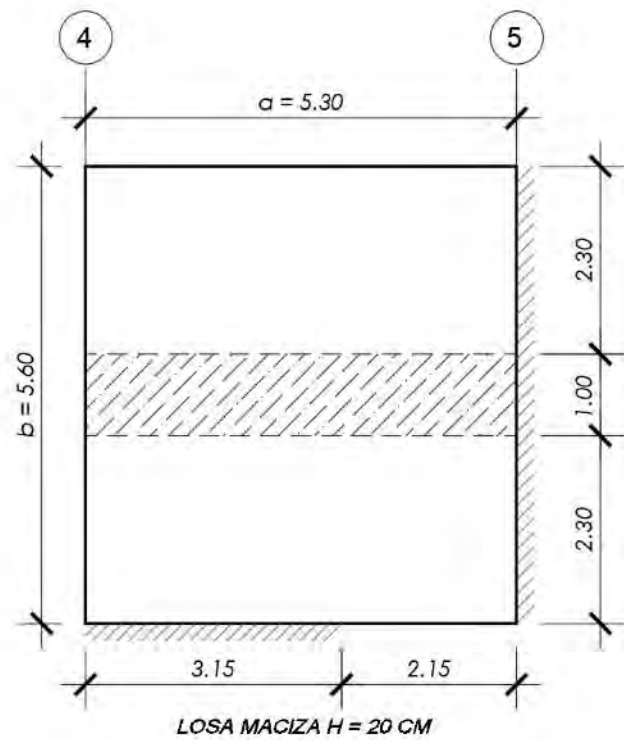


Figura 6.5: Idealización de losa maciza de análisis en dirección X-X para Kalmanok  
 Nota. Fuente propia

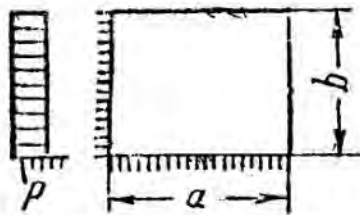


Tabla 15. — Placa rectangular, libremente apoyada en dos lados contiguos y empotrada en los dos restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	$w_{cp}$	$M_a^0$	$M_b^0$	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	$M_0$	$R_{a3}$	$R_{ac}$	$R_{b3}$	$R_{bc}$
0,50	0,00468	-0,1177	-0,0782	0,0560	0,0079	$\pm 0,0443$	0,350	0,157	0,967	0,526
0,55	0,00444	-0,1136	-0,0779	0,0529	0,0105	$\pm 0,0440$	0,350	0,158	0,849	0,458
0,60	0,00418	-0,1093	-0,0776	0,0496	0,0130	$\pm 0,0436$	0,350	0,158	0,756	0,403
0,65	0,00390	-0,1047	-0,0773	0,0462	0,0153	$\pm 0,0430$	0,350	0,159	0,670	0,356
$\frac{b}{a}$ 0,70	0,00360	-0,0996	-0,0768	0,0426	0,0171	$\pm 0,0421$	0,350	0,159	0,604	0,315
0,75	0,00333	-0,0940	-0,0759	0,0390	0,0188	$\pm 0,0411$	0,349	0,160	0,545	0,279
0,80	0,00308	-0,0882	-0,0746	0,0355	0,0203	$\pm 0,0399$	0,348	0,161	0,493	0,248
0,85	0,00283	-0,0825	-0,0731	0,0322	0,0216	$\pm 0,0385$	0,346	0,162	0,447	0,222
0,90	0,00258	-0,0773	-0,0714	0,0291	0,0226	$\pm 0,0370$	0,344	0,163	0,406	0,200
0,95	0,00234	-0,0724	-0,0696	0,0262	0,0232	$\pm 0,0353$	0,341	0,163	0,370	0,180
1,00	0,00210	-0,0677	-0,0677	0,0234	0,0234	$\pm 0,0333$	0,338	0,162	0,338	0,162
0,95	0,00234	-0,0696	-0,0724	0,0232	0,0262	$\pm 0,0353$	0,370	0,180	0,341	0,163
0,90	0,00258	-0,0714	-0,0773	0,0226	0,0291	$\pm 0,0370$	0,406	0,200	0,344	0,163
0,85	0,00283	-0,0731	-0,0825	0,0216	0,0322	$\pm 0,0385$	0,447	0,222	0,346	0,162
0,80	0,00308	-0,0746	-0,0882	0,0203	0,0355	$\pm 0,0399$	0,493	0,248	0,348	0,161
0,75	0,00333	-0,0759	-0,0940	0,0188	0,0390	$\pm 0,0411$	0,545	0,279	0,349	0,160
$\frac{b}{a}$ 0,70	0,00360	-0,0768	-0,0996	0,0171	0,0426	$\pm 0,0421$	0,604	0,315	0,350	0,159
0,65	0,00390	-0,0773	-0,1047	0,0153	0,0462	$\pm 0,0430$	0,670	0,356	0,350	0,159
0,60	0,00418	-0,0776	-0,1093	0,0130	0,0496	$\pm 0,0436$	0,756	0,403	0,350	0,158
0,55	0,00444	-0,0779	-0,1136	0,0105	0,0529	$\pm 0,0440$	0,849	0,458	0,350	0,158
0,50	0,00468	-0,0782	-0,1177	0,0079	0,0560	$\pm 0,0443$	0,967	0,526	0,350	0,157

para  $a/b < 1$  ; para las flechas,  $pa^4/D$  ;  
para los demás valores,  $pa^2$  ;

para  $b/a < 1$  ; para las flechas,  $pb^4/D$  ;  
para los demás valores,  $pb^2$  .

Figura 6.6: Tabla N°13 de Kalmanok para losas rectangulares  
Nota. Tomado de Kalmanok, J. (1981)

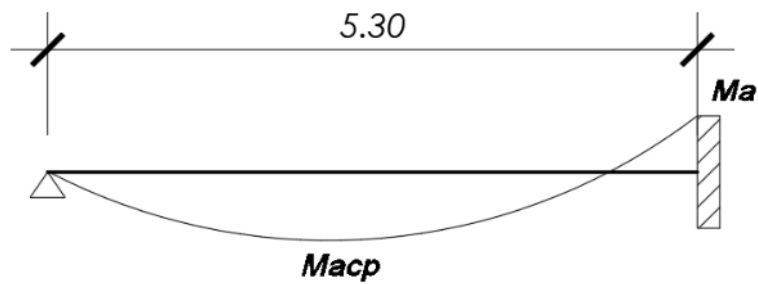


Figura 6.7: Modelo simplificado de losa maciza en dirección X-X  
Nota. Fuente propia

Con  $a = 5.30$ ,  $b = 5.60$ , usando la tabla N°15 de Kalmanok se tiene:

$$\frac{a}{b} = \frac{5.30}{5.60} \approx 0.95$$

Del metrado de cargas de losas macizas se tiene:

$$CM = 0.86 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, la carga última de diseño será:

$$Wu = 1.4CM + 1.7CV = 1.544 \text{ ton/m}^2$$

➤ Momento máximo negativo  $Mu-$ :

$$Mpa = 0.0724 \cdot (1.554) \cdot (5.30)^2$$

$$\mathbf{Mpa = 3.16 \text{ ton.m/m}}$$

➤ Momento máximo positivo  $Mu+$ :

$$Macp = 0.0262 \cdot (1.554) \cdot (5.30)^2$$

$$\mathbf{Macp = 1.14 \text{ ton.m/m}}$$

**Dirección Y-Y:**

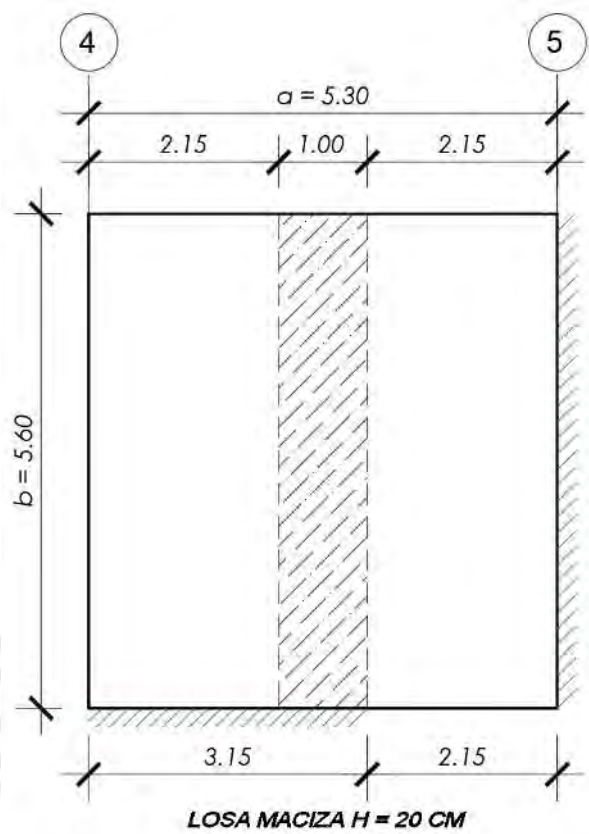


Figura 6.8: Idealización de losa maciza de análisis en dirección Y-Y para Kalmanok  
Nota. Fuente propia

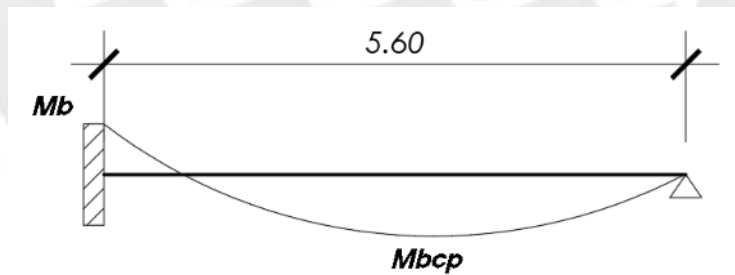


Figura 6.9: Modelo simplificado de losa maciza en dirección Y-Y  
Nota. Fuente propia

Con  $a = 5.30$ ,  $b = 5.60$ , usando la tabla N°15 de Kalmanok se tiene:

$$\frac{a}{b} = \frac{5.30}{5.60} \approx 0.95$$

Se tiene también la carga última:

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.544 \text{ ton/m}^2$$

- Momento máximo negativo Mu-:

$$Mpa = 0.0696 \cdot (1.554) \cdot (5.30)^2$$

$$\mathbf{Mb = 3.04 \text{ ton. m/m}}$$

- Momento máximo positivo Mu+:

$$Mbcpr = 0.0232 \cdot (1.554) \cdot (5.30)^2$$

$$\mathbf{Mbcpr = 1.01 \text{ ton. m/m}}$$

Estos valores obtenidos a través de las tablas de Kalmanok serán comparados con los resultados obtenidos del programa ETABS, tal como se muestra en la siguiente Tabla 6.1:

Tabla 6.1. Comparación de momentos obtenidos por tablas Kalmanok y ETABS

DIRECCIÓN	ETABS		KALMANOK	
	Mu +	Mu -	Mu+	Mu-
X-X	1.55	2.50	1.14	3.16
Y-Y	1.70	1.95	1.01	3.04

Nota. Fuente propia

De la Tabla 6.1 se observa que los momentos negativos obtenidos por las tablas de Kalmanok son superiores a los del programa ETABS. Esta diferencia se debe a que estos momentos fueron calculados al eje de la losa y, además, en la idealización de Kalmanok no se considera la presencia de ductos ni la ubicación aproximada de los tabiques. En cambio, en el programa ETABS sí se consideran estos detalles, ya que su análisis se basa en el método de elementos finitos. Por ello, los diseños se realizarán con los valores obtenidos del programa ETABS ya que sus resultados se aproximan mejor al comportamiento real de las losas.

Antes de proceder con el diseño por flexión, se determinará el acero mínimo requerido de la losa maciza seleccionada para el diseño.

- **Acero mínimo**

- **Acero mínimo inferior**

$$As_{min \text{ inf}} = 0.0012 \cdot 100 \cdot 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer esta solicitud podría optarse por una distribución de acero de  $\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$ , con un área de acero instalado de  $2.84 \text{ cm}^2$

- **Acero mínimo superior**

$$A_{S_{min\ sup}} = 0.0006 \cdot 100 \cdot 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer esta sollicitación podría optarse por una distribución de acero de  $\varnothing 8 \text{ mm}$  @ 25 cm, con un área de acero instalado de  $1.28 \text{ cm}^2$

- **Acero máximo**

$$A_{S_{max}} = 0.75 \cdot \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \cdot \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{S_{max}} = 27.1 \text{ cm}^2$$

- **Acero requerido por flexión**

- Para  $Mu+ = 1.70 \text{ ton.m/m}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 1.70 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 100}} = 0.63 \text{ cm}$$

$$A_{S_{req\ inf}} = \frac{1.70 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left( 17 - \frac{0.63}{2} \right)} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero requerido es mayor al acero mínimo inferior, por lo que el diseño se satisface con un acero instalado de  $\varnothing 3/8''$  @ 25 cm.

- Para  $Mu- = 2.50 \text{ ton.m/m}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 2.6 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 100}} = 0.94 \text{ cm}$$

$$A_{S_{req\ inf}} = \frac{2.6 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left( 17 - \frac{0.94}{2} \right)} = 4.0 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero requerido es mayor al acero mínimo superior. Por lo que, para satisfacer el diseño, se decide extender los aceros negativos de la losa aligerada adyacente:  $2\varnothing 1/2''$  @ 0.40 cm con un total de acero instalado  $6.44 \text{ cm}^2$ .

- **Diseño por corte**

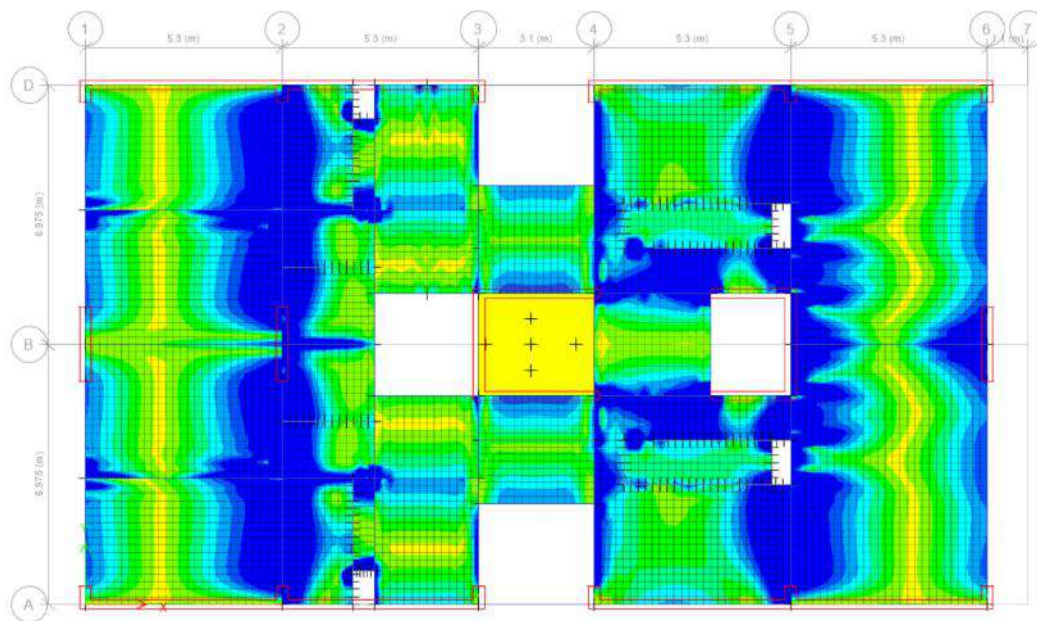


Figura 6.10: Diagrama de fuerzas cortantes máximas en losas (VMax)

Nota. Obtenido del programa ETABS

Se calcula el aporte del concreto a la resistencia de corte:

$$VC = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17$$

$$\emptyset VC = 11.1 \text{ ton}$$

La losa maciza no presenta problemas de corte, ya que este valor sobrepasa las resistencias requeridas por corte. Sin embargo, en la zona de los ductos será necesario colocar un refuerzo adicional para evitar problemas de fisuración.

- **Control de fisuras**

Con el programa ETABS, para la losa de análisis, se determinan los momentos máximos en condiciones de servicio (CS = CM+CV) y se calcula que el parámetro Z para evaluar las condiciones de fisuración establecidas en la Norma E.060.

- Para  $M_{s+} = 1.2 \text{ ton.m}$

$$f_s = \frac{1.2 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 2.84} = 2762 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 100}{4} = 150 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2762 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot 150} = 21165 \text{ kg/cm}$$

- Para  $M_s = 1.6 \text{ ton.m}$

$$f_s = \frac{1.6 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 6.44} = 1624 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 100}{6} = 100 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1624 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot 100} = 10872 \text{ kg/cm}$$

Se observa que parámetro  $Z$  calculado no supera el valor de  $26000 \text{ kg/cm}$  en ninguna de las situaciones evaluadas anteriormente, por lo que se espera que no se presenten problemas de fisuración en condiciones normales de servicio para la losa maciza.

- **Control de deflexiones**

- **Para región de momento positivo**

Para esta región se tiene un momento máximo de  $1.20 \text{ ton.m}$  para condiciones de servicio. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 20^3 = 133333 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 133333 \cdot 10^{-5}}{10} = 3.86 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es superior al momento de servicio aplicado, por lo que el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ) será igual al momento de inercia de la sección bruta ( $I_g$ ).

- **Para región de momento negativo**

Para esta región se tiene un momento máximo de  $1.60 \text{ ton.m}$  para condiciones de servicio. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 20^3 = 133333 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 133333 \cdot 10^{-5}}{10} = 3.86 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es superior al momento de servicio aplicado, por lo que el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ) será igual al momento de inercia de la sección bruta ( $I_g$ ).

Por lo tanto, para la región de momento positivo, a través de un modelo elástico y usando el programa ETABS, se determinan las deflexiones iniciales por carga muerta ( $\delta_D$ ), carga viva ( $\delta_L$ ) y 30 % de carga viva ( $\delta_D$ ). Las figuras a continuación presentan estas deflexiones.

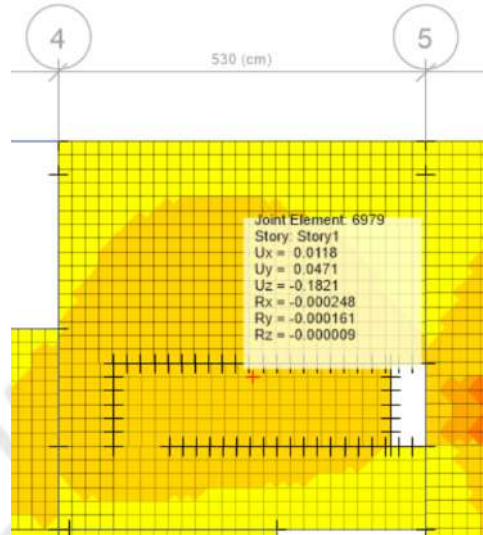


Figura 6.11: Deflexión inicial en losa maciza por carga muera  $\delta_D$   
 Nota. Obtenido del programa ETABS

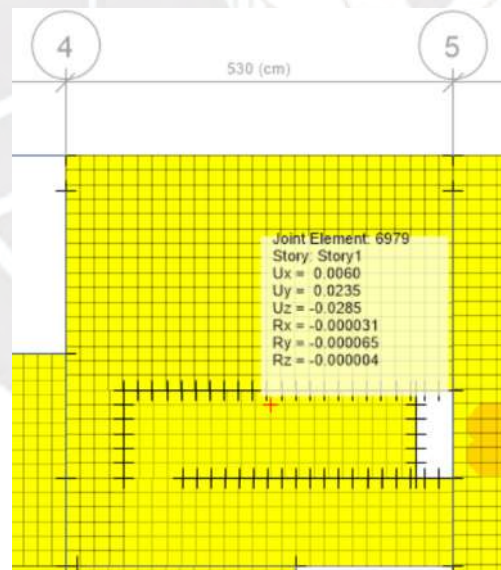


Figura 6.12: Deflexión inicial en losa maciza por carga viva  $\delta_L$   
 Nota. Obtenido del programa ETABS

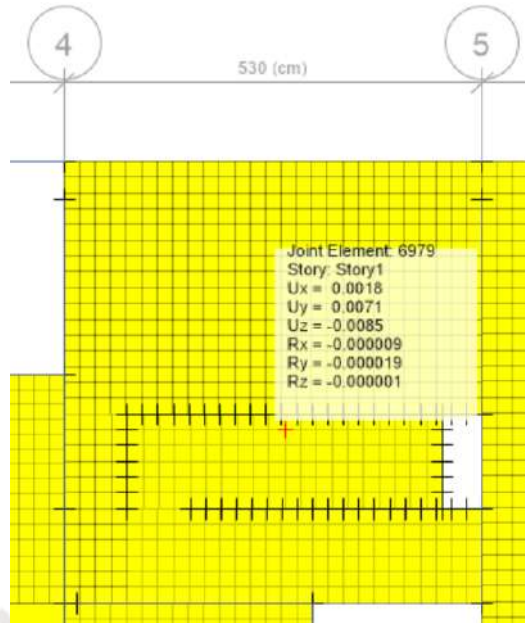


Figura 6.13: Deflexión inicial en losa maciza por 30 % de carga viva  $\delta_{SL}$   
 Nota. Obtenido del programa ETABS

De las figuras se obtiene las siguientes deflexiones instantáneas:

$$\begin{aligned}\delta_D &= 0.1821 \text{ cm} \\ \delta_L &= 0.0285 \text{ cm} \\ \delta_{SL} &= 0.0085 \text{ cm}\end{aligned}$$

En seguida se calculan los factores multiplicadores  $\lambda_\infty$  y  $\lambda_t$  para determinar la deflexión diferida. Para ello, se considera la carga muerta a largo plazo y el 30 % de la carga viva por tres años y una cantía de acero en compresión de 0.06%.

$$\begin{aligned}\lambda_\infty &= \frac{2.0}{1 + 50 \cdot 0.0006} = 1.94 \\ \lambda_{t=3 \text{ años}} &= \frac{1.80}{1 + 50 \cdot 0.0006} = 1.74\end{aligned}$$

Luego se tiene la deflexión diferida:

$$\delta_\Delta = 0.0285 + 1.94 \cdot 0.1821 + 1.74 \cdot 0.0085 = 0.39 \text{ cm}$$

Se calcula el límite de deflexión permitida de acuerdo con la Norma E.060:

$$\delta_{Admisible} = \frac{ln}{480} = \frac{5.0 \text{ m} \times 10^2}{480} = 1.04 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión diferida es menor que la deflexión admisible calculada, por lo tanto, se concluye que la losa maciza analizada no presentará problemas de deflexión en condiciones de servicio.

- **Diseño final de losa maciza**

La siguiente figura 6.9 presenta un resumen del diseño de la losa maciza. En la figura solo se muestran los bastones adicionales. La malla se encuentra especificada según el diseño.

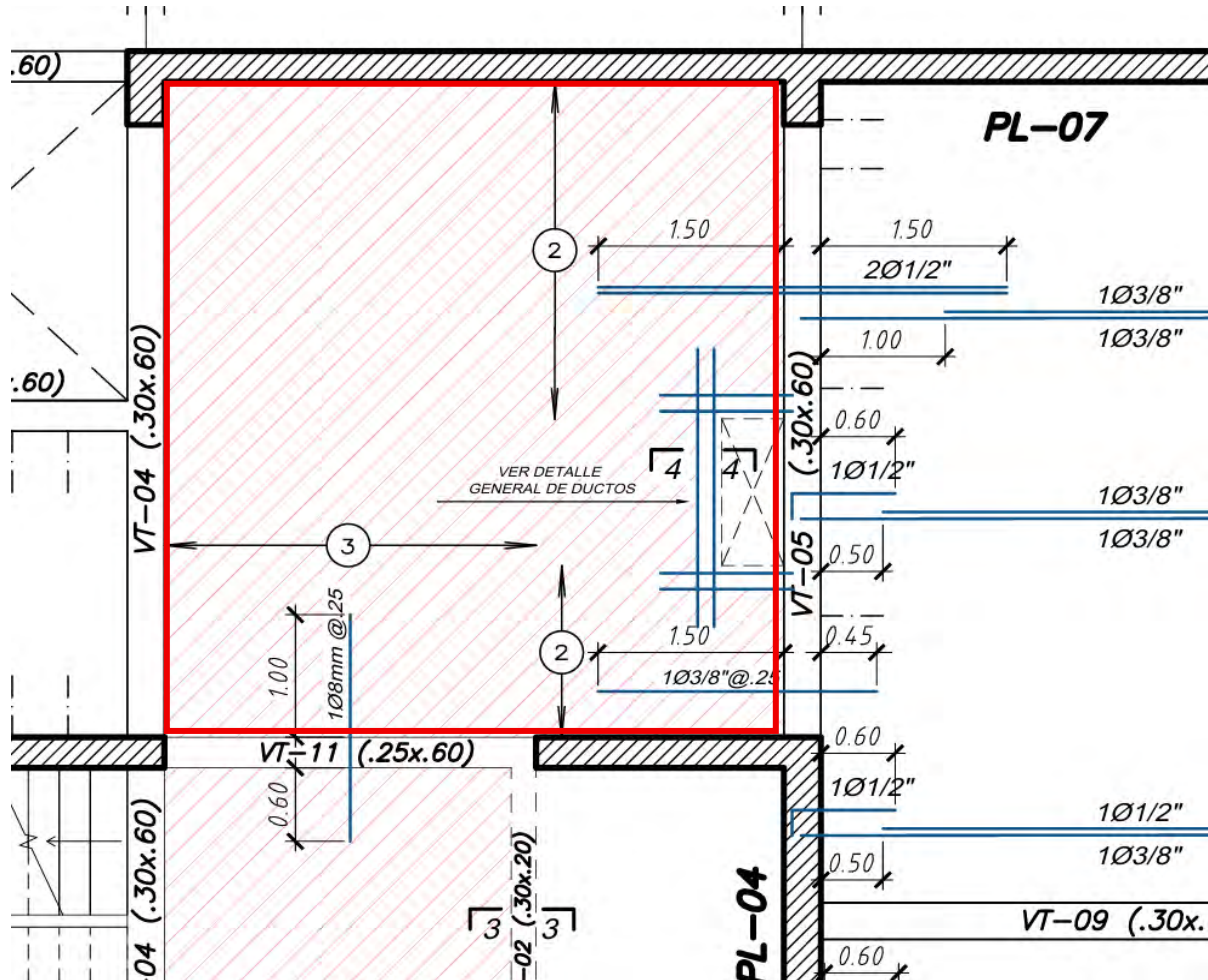


Figura 6.14: Diseño final de la losa maciza seccionada para el análisis

Nota. Fuente propia

## 7. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

### 7.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de las vigas chatas sigue los mismos principios establecidos en capítulos anteriores. Estas vigas tienen una sección rectangular y no se consideran los efectos sísmicos. Por lo tanto, la condición crítica de diseño se expresa como  $1.4CM+1.7CV$ . El diseño sigue la siguiente expresión para asegurar la resistencia adecuada.

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

$M_u$  = Resistencia requerida a flexión

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión

$\phi$  = Factor de reducción por flexión = 0.90

### 7.2 DISEÑO POR CORTE

En las vigas chatas, se considerará el aporte del concreto (VC) y del acero (VS) de ser necesario, de lo contrario, solo se instalarán estribos de montaje. El diseño por fuerza cortante se basa en las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = VC + VS$$

$$VC = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal por corte

$VC$  = Resistencia por corte del concreto

$VS$  = Resistencia por corte del acero

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo de la sección = 17 cm

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$\phi$  = Factor de reducción por corte = 0.85

### 7.3 ACERO MÍNIMO

El acero mínimo en las vigas chatas se calculará bajo la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$f_y$  = Resistencia a la fluencia de del acero

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo

## 7.4 ACERO MÁXIMO

El acero máximo en las vigas chatas se calculará bajo la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85\beta f'c}{f_y} \times \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \right] \times b \times d$$

Donde:

$f'c$  = Resistencia a compresión del concreto

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$\beta$  = Parámetro experimental = 0.85

$\varepsilon_{cu}$  = Deformación unitaria del concreto = 0.003

$\varepsilon_y$  = Deformación unitaria del acero en fluencia = 0.0021

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo

## 7.5 CORTES DE ACERO

Los cortes de acero por flexión, de ser necesarios, se realizarán de la misma manera que en las losas de acuerdo con la figura 5.6.

## 7.6 CONTROL DE FISURAS

Para el control de fisuras se calculará el parámetro  $Z$  tal como se desarrolló en la sección 5.7 y se verificará que sea menor a 26 000 kg/cm.

## 7.7 CONTROL DE DEFLEXIONES

El control de las deflexiones se llevará a cabo utilizando las mismas ecuaciones empleadas en el diseño de las losas. Así mismo, se empleará el programa ETABS para el cálculo de las deflexiones elásticas de la viga chata.

## 7.8 EJEMPLO DE DISEÑO

La viga chata seleccionada para el diseño será la misma que fue seleccionada para el metrado de cargas en el capítulo 3.

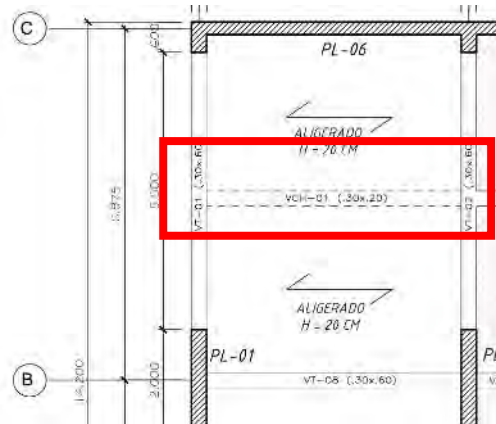


Figura 7.1: Deflexión inicial en losa maciza por 30 % de carga viva  $\delta_{SL}$   
Nota. Obtenido del programa ETABS

- **Diseño por flexión**

A continuación, se presentan las cargas y el diagrama de momentos flectores para la viga chata de diseño:

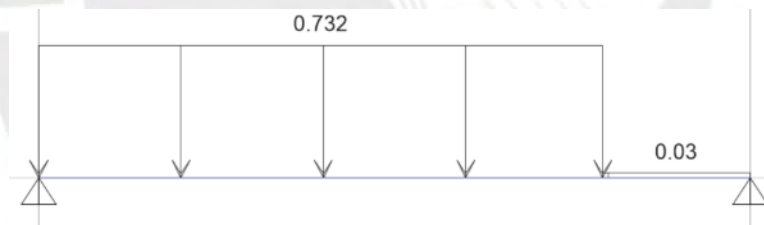


Figura 7.2: Carga muerta (CM) en viga chata de análisis  
Nota. Obtenido del programa ETABS

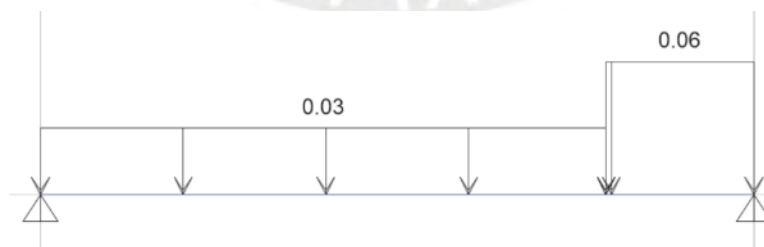


Figura 7.3: Carga muerta (CV) en viga chata de análisis  
Nota. Obtenido del programa ETABS

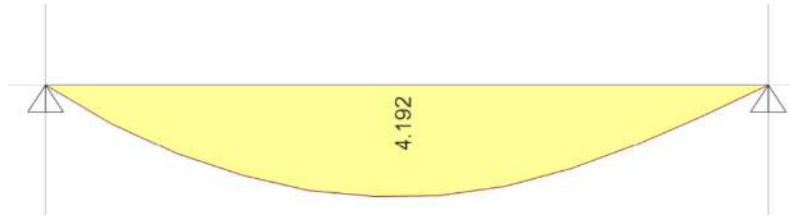


Figura 7.4: Diagrama de momentos en viga chata de análisis  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Antes de proceder a calcular el acero requerido por flexión se calculan los aceros máximos y mínimos.

- **Acero mínimo**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 30 \cdot 17 = 1.23 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \times 30 \times 17$$

$$A_{s_{max}} = 8.13 \text{ cm}^2$$

- **Acero requerido**

- Para  $Mu+ = 4.2 \text{ ton.m}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 4.2 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 30}} = 6.30 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{4.2 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(17 - \frac{6.3}{2}\right)} = 8.02 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer los requisitos de diseño por flexión, en la zona inferior se colocan dos barras de  $\varnothing 5/8''$  y dos bastones de  $\varnothing 5/8''$ . Mientras tanto, en la zona superior se disponen dos barras de  $\varnothing 3/8''$ .

- **Cortes de acero**

Los cortes de acero se realizan de acuerdo con el diagrama de momento flector. A continuación, en la figura 7.5 se presenta los cortes para el acero positivo de la viga chata. No existen cortes de acero negativo porque se ha corrido dos barras de acero de  $\varnothing 3/8$  para cumplir con la cuantía mínima.

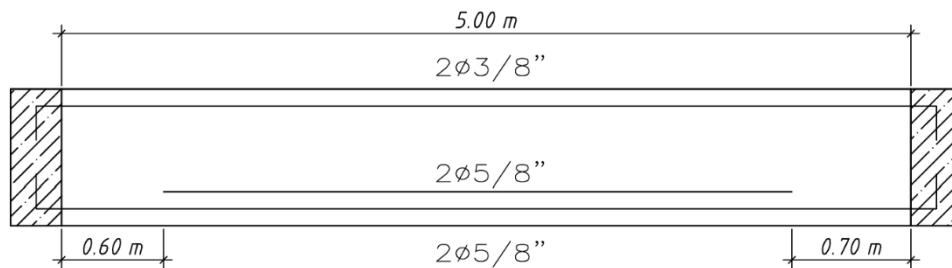


Figura 7.5: Cortes de acero por flexión en viga chata  
Nota. Obtenido del programa ETABS

- **Diseño por corte**

La fuerza cortante de diseño requerida  $V_u = 2.87$  ton se obtiene del programa ETABS. Este valor se obtuvo a una distancia "d" de la cara del apoyo. La figura 7.6 muestra el diagrama de fuerza cortante para la viga chata.

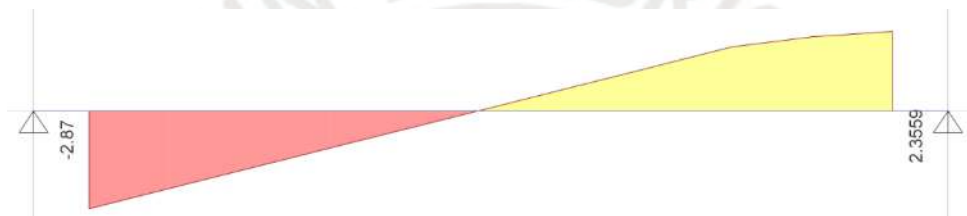


Figura 7.6: Diagrama de fuerzas cortantes en viga chata  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Se calcula la resistencia del concreto  $\phi VC$ :

$$VC = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 17 \cdot 10^{-3}$$

$$\phi VC = 3.91 \text{ ton}$$

Se observa que el aporte del concreto es suficiente para resistir los esfuerzos a corte. Por lo tanto, solo se considerarán estribos de montaje de  $\phi 3/8 @ 25$  cm para la viga chata analizada.

- **Control de fisuras**

Con el programa ETABS, se determinan los momentos máximos en condiciones de servicio ( $CS = CM + CV$ ) y se calcula que el parámetro Z para evaluar las condiciones de fisuración establecidas en la Norma E.060.

- Para  $M_{s+} = 2.97$  ton.m

$$f_s = \frac{2.97 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 8} = 2426 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \cdot 3 \cdot 30}{4} = 45 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2426 \cdot \sqrt[3]{3 \cdot 45} = 12\,445 \text{ kg/cm}$$

Se observa que parámetro  $Z$  calculado no supera el valor de  $26\,000 \text{ kg/cm}$ , por lo que se espera que no se presenten problemas de fisuración en condiciones normales de servicio para la losa viga chata.

- **Control de deflexiones**

- **Para región de momento positivo**

1. Para esta región se tiene un momento máximo de  $2.97 \text{ ton.m}$  para condiciones de servicio. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 20^3 = 20\,000 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 20000 \cdot 10^{-5}}{10} = 0.58 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es inferior al momento de servicio aplicado, por lo que se procederá a determinar el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ).

2. Se calcula el eje centroidal ( $y$ ) y se determina el momento de inercia de la sección transformada ( $I_{cr}$ ) a través de las siguientes ecuaciones:

$$9.2(8)(17 - y) = 30(y) \left(\frac{y}{2}\right) + (9.2 - 1)(1.42)(y - 3)$$

$$y = 6.84 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 6.84^3 + (9.2 - 1)(1.42)(6.84 - 3)^2 + 9.2(8)(17 - 3)^2$$

$$I_{cr} = 17\,797 \text{ cm}^4$$

3. Se determina el momento de inercia efectiva y con ello las deflexiones instantáneas

$$I_e = \left(\frac{0.58}{2.97}\right)^3 (20000) + \left[1 - \left(\frac{0.58}{2.97}\right)^3\right] (17797)$$

$$I_e = 17\,809 \text{ cm}^4$$

Esta inercia se introduce como un factor de escalamiento en ETABS y se obtienen los siguientes desplazamientos elásticos mostrados en las figuras:

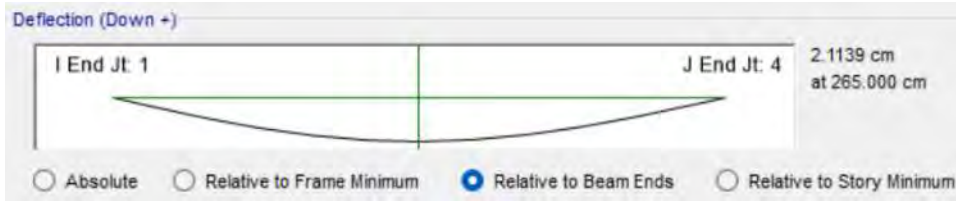


Figura 7.7: Deflexión en viga chata por carga muerta ( $\delta_D$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

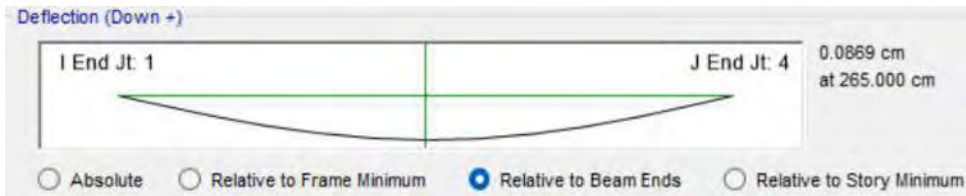


Figura 7.8: Deflexión en viga chata por carga viva ( $\delta_L$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

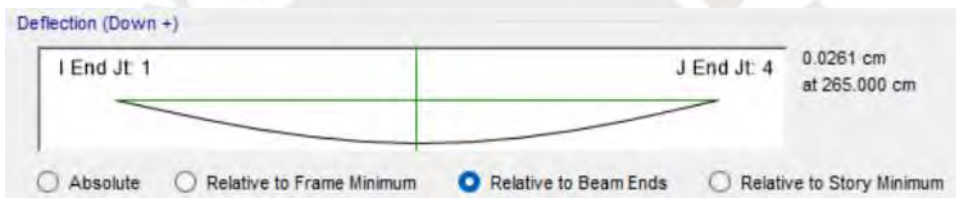


Figura 7.9: Deflexión en viga chata por 30% de carga viva ( $\delta_{SL}$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

De las figuras se obtiene las siguientes deflexiones instantáneas:

$$\begin{aligned}\delta_D &= 2.114 \text{ cm} \\ \delta_L &= 0.0869 \text{ cm} \\ \delta_{SL} &= 0.0261 \text{ cm}\end{aligned}$$

- En seguida se calculan los factores multiplicadores  $\lambda_\infty$  y  $\lambda_t$  para determinar la deflexión diferida. Para ello, se considera la carga muerta a largo plazo y el 30 % de la carga viva por tres años y una cuantía de acero en compresión de 0.24%.

$$\begin{aligned}\lambda_\infty &= \frac{2.0}{1 + 50 \cdot 0.0024} = 1.78 \\ \lambda_{t=3 \text{ años}} &= \frac{1.80}{1 + 50 \cdot 0.0024} = 1.60\end{aligned}$$

Luego se tiene la deflexión diferida:

$$\delta_\Delta = 0.0869 + 1.78 \cdot 2.114 + 1.60 \cdot 0.0261 = 3.89 \text{ cm}$$

Se calcula el límite de deflexión permitida de acuerdo con la Norma E.060:

$$\delta_{Admisible} = \frac{ln}{480} = \frac{5.0 \text{ m} \times 10^2}{480} = 1.04 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión diferida es mayor que la deflexión admisible calculada, por lo tanto, se optará por aplicar una contra flecha. Esta contra flecha se calculará a partir del 100 % de carga muerta (CM) antes de construir la tabiquería. Adicionalmente, se incrementará la cuantía en compresión con dos barras de acero de  $\varnothing 5/8''$ .

La nueva deflexión por aumento de cuantía en compresión,  $\lambda_{\infty} = 1.5$ ,  $\lambda_{t=3 \text{ años}} = 1.35$

$$\delta_{\Delta} = 0.0869 + 1.5 \cdot 2.114 + 1.35 \cdot 0.0261 = 3.29 \text{ cm}$$

Para esta viga chata, una contra flecha de 2.3 cm sería adecuada para cumplir con los límites permisibles. Esta contra flecha se ha estimado a partir de la deflexión provocada por la tabiquería.

$$\Delta c = 2.3 \text{ cm}$$

Finalmente se obtiene la deflexión diferida final aplicando contra flecha:

$$\delta_{final} = 2.39 - 2.3 = 0.99 \text{ cm} < 1.04 \text{ cm} \rightarrow OK$$

- **Diseño final**

A continuación, se presenta el diseño final de la viga chata seleccionada para el diseño en la siguiente figura 7.10.

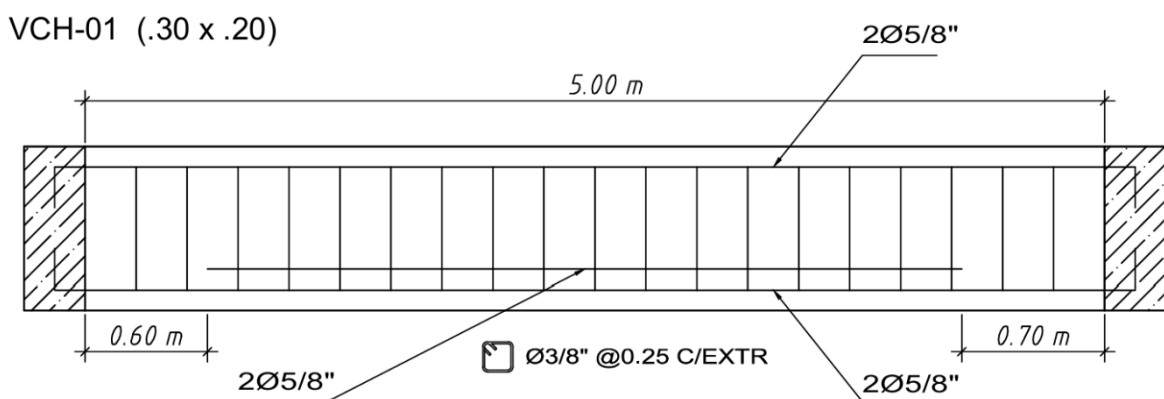


Figura 7.10: Diseño final de viga chata VCH-01  
Nota. Fuente propia

## 8. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

### 8.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño a flexión de vigas peraltadas sigue los mismos principios explicados en capítulos anteriores. Para el análisis, estas vigas pueden ser de dos tipos: vigas de gravedad y vigas con responsabilidad sísmica. En el primer caso, la combinación crítica será producto de las cargas muertas (CM) y vivas (CV). En el segundo caso, la combinación crítica proviene de una envolvente que considera las cargas sísmicas (CS). Para cualquier combinación última, el diseño se basa en la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

$M_u$  = Resistencia requerida a flexión

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión

$\phi$  = Factor de reducción por flexión = 0.90

### 8.2 DISEÑO POR CORTE

En las vigas peraltadas normalmente existen solicitaciones por esfuerzos cortantes. El diseño se basa en las siguientes expresiones matemáticas:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal por corte

$V_c$  = Resistencia por corte del concreto

$V_s$  = Resistencia por corte del acero

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo de la sección = 17 cm

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$\phi$  = Factor de reducción por corte = 0.85

Si  $V_u < \phi V_c$  entonces se pueden considerar estribos mínimos con un espaciamiento ( $s$ ) que no exceda de los siguientes valores:

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

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5b}$$

Estos estribos se podrán colocar solo en la zona en la cual el cortante  $V_u \geq 0.5 \phi V_c$ . En el caso que  $V_u < 0.5 \phi V_c$ , no se necesitará considerar ningún refuerzo por corte, excepto los estribos de montaje.

Si  $V_u > \phi V_c$  entonces se deberá proporcionar de refuerzo transversal y se calculará mediante las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

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

Se verifica que cumpla  $V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$  lo que equivale a que la resistencia por corte en cualquier parte de la sección no puede exceder del cortante máximo  $\phi V_n \max = \phi(V_c + 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$ .

Se calcula  $V_s \lim = 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

Si  $V_s < V_s \lim$  entonces  $S_{\max} = d/2$  o 60cm

Si  $V_s > V_s \lim$  entonces  $S_{\max} = d/4$  o 30 cm

La siguiente figura 8.1 representa un resumen gráfico de lo establecido en esta sección.

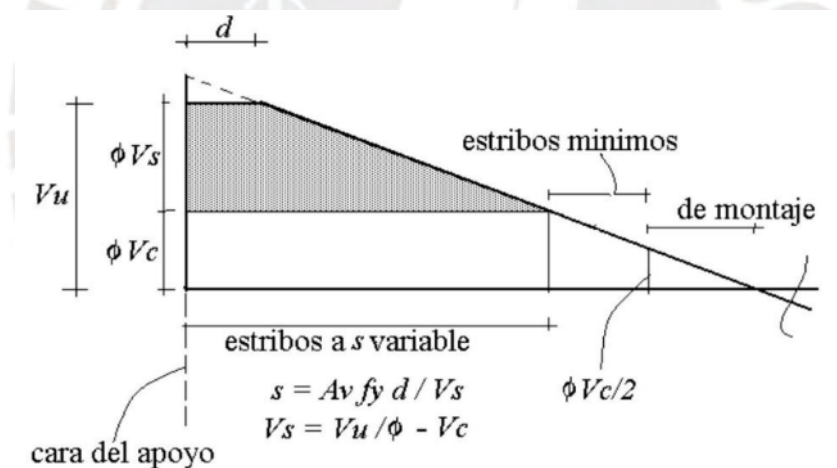


Figura 8.1: Espaciamiento de estribos por corte en vigas  
Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado I", Ottazzi, 2016

### 8.3 DISEÑO POR CORTE CAPACIDAD

La norma E.060 establece que, para edificaciones con un sistema estructural de muros o dual tipo I, la fuerza cortante de diseño  $V_u$  no debe ser menor que el menor valor obtenido de los siguientes criterios (a) y (b):

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. La figura 8.2 representa el diseño por capacidad en vigas.

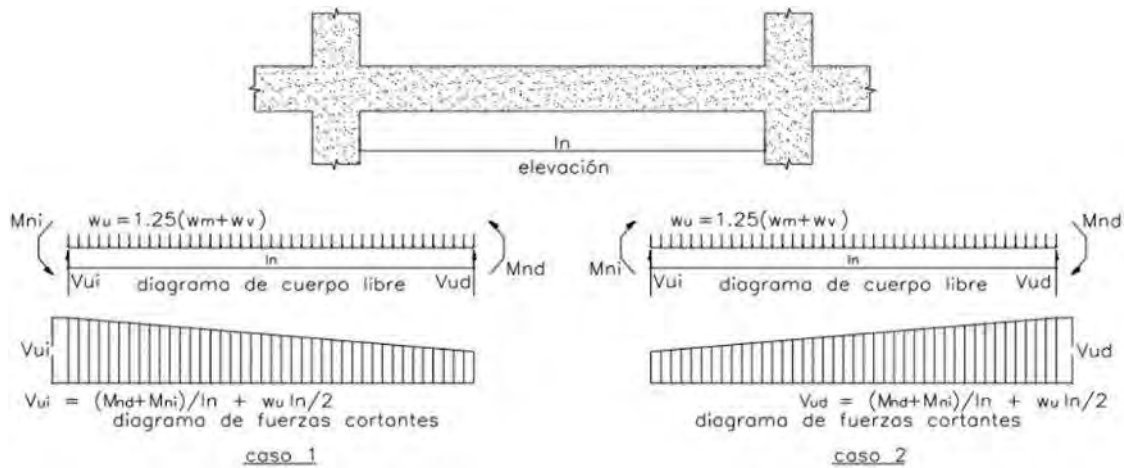


Figura 8.2: Cortante de diseño por capacidad en vigas  
Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

$$U = 1.25(CM + CV) \pm 2.5 CS$$

$$U = 0.9CM \pm 2.5CS$$

En ningún caso  $V_u$  debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura, para los diferentes estados de carga y combinaciones especificadas en el capítulo 9 de la norma E.060.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

#### 8.4 DISEÑO MÍNIMO EN VIGAS SEGÚN NORMA E.060

La Norma establece un diseño mínimo para vigas sismorresistentes, los cuales se detallan a continuación:

- El armado de vigas tendrá como mínimo dos barras corridas inferiores y superiores.
- Los empalmes deberán realizarse dentro una zona localizada a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia del acero inferior en la cara del nudo será por lo menos  $1/3$  de la resistencia del acero superior.

- La resistencia a momento positivo y negativo a lo largo de la longitud del elemento será por lo menos 1/4 de la máxima resistencia instalada en los nudos
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de los siguientes valores:
  - $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm
  - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
  - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
  - 300 mm

Las figuras 8.3 y 8.4 representan gráficamente los requerimientos mínimos de diseño vigas sismorresistentes de acuerdo con la norma E.060.

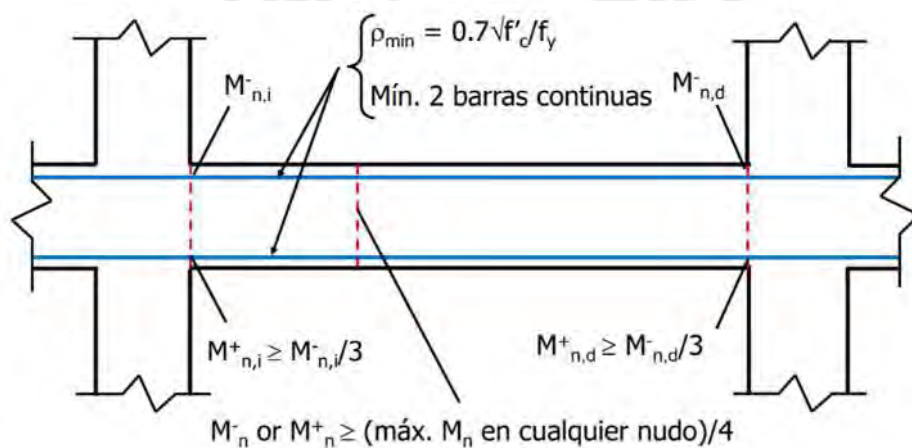


Figura 8.3: Diseño mínimo a flexión en vigas según Norma E.060  
 Nota. Tomado de "Curso de Concreto Armado 2", Higashi, 2023

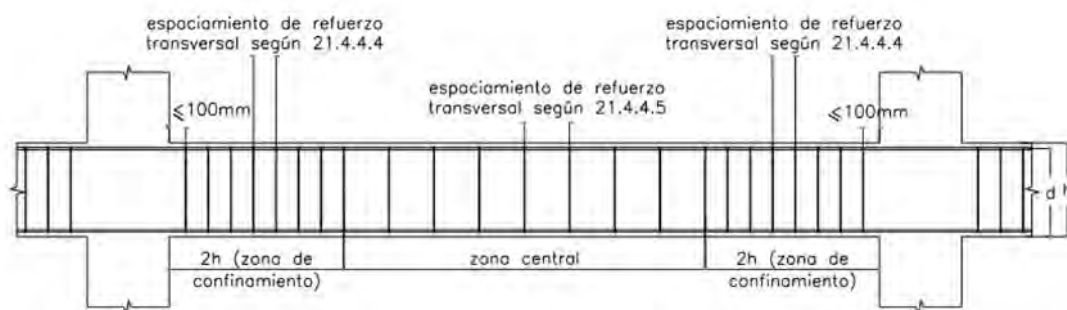


Figura 8.4: Confinamiento mínimo en vigas sismorresistentes según Norma E.060  
 Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

## 8.5 ACERO MÍNIMO

El acero mínimo en las vigas peraltadas se calculará bajo la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$f_y$  = Resistencia a la fluencia de del acero

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo

## 8.6 ACERO MÁXIMO

El acero máximo en las vigas peraltadas se calculará bajo la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85\beta f'c}{f_y} \times \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \right] \times b \times d$$

Donde:

$f'c$  = Resistencia a compresión del concreto

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$\beta$  = Parámetro experimental = 0.85

$\epsilon_{cu}$  = Deformación unitaria del concreto = 0.003

$\epsilon_y$  = Deformación unitaria del acero en fluencia = 0.0021

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo

## 8.7 CORTES DE ACERO

La norma E.060, en su capítulo 12, establece las siguientes consideraciones para el corte de acero:

- Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.
- Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que  $d$ ,  $12 d_b$  o  $l_n/16$  la que sea mayor.

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  o  $12 d_b$ , la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo  $l_d$  más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

## 8.8 CONTROL DE FISURAS

El control de fisuras se realizará a través del cálculo del parámetro  $Z$  tal como se desarrolló en la sección 5.7 y se verificará que sea menor a  $26\ 000\text{ kg/cm}$ .

## 8.9 CONTROL DE DEFLEXIONES

El control de las deflexiones se llevará a cabo utilizando las mismas ecuaciones empleadas en el diseño de las losas y vigas chatas. Así mismo, se empleará el programa ETABS para el cálculo de las deflexiones elásticas de la viga peraltada.

## 8.10 EJEMPLO DE DISEÑO

La viga seleccionada para el diseño es la misma que la del capítulo 3 de metrado cargas. La figura 8.4 muestra la viga ubicada en el eje 1.

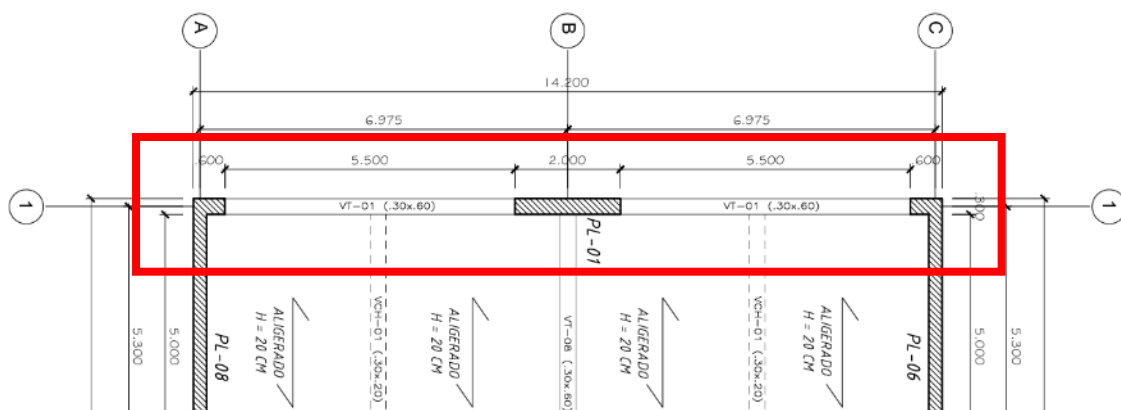


Figura 8.5: Viga peraltada seleccionada para el diseño

Nota. Fuente propia

### • Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión en la viga de análisis es necesario conocer los momentos de resistencias requeridos a lo largo de toda la viga. Para obtener estos momentos, se ha utilizado el programa ETABS, definiendo previamente las combinaciones de diseño estipuladas en la Norma E.060. La figura 8.6 presenta la envolvente de momentos requeridos para el diseño.

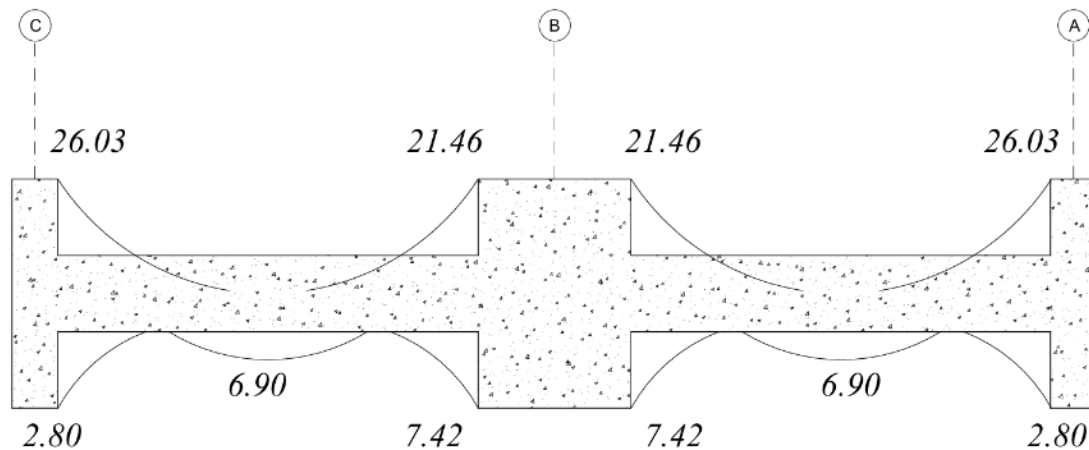


Figura 8.6: Envoltura de diseño en viga VT-01  
Nota. Fuente propia

- Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 30 \cdot 54$$

$$A_{s_{min}} = 3.91 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 30 \cdot 54$$

$$A_{s_{max}} = 25.82 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

En la tabla 8.1 se presenta un resumen del diseño a flexión en la viga. Se observa que la resistencia suministrada es aproximadamente igual a la resistencia requerida con déficit menor al 1%, por lo que se puede considerar un diseño satisfactorio considerando las propiedades mecánicas de los materiales.

Tabla 8.1. Resumen de diseño a flexión en la viga VT-01 (30x60 cm)

Tramo	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As req (cm2)	Ø instalado	As colocado (cm2)	ØMn (ton.m)
CB	-26.03	54	11.15	14.22	2Ø3/4"+3Ø3/4"	14.20	-26.0
	6.90	54	2.72	3.91	2Ø3/4"	5.68	11.12
	-21.46	54	8.99	11.47	2Ø3/4"+2Ø3/4"	11.36	-21.3
BA	-21.46	54	8.99	11.47	2Ø3/4"+2Ø3/4"	11.36	-21.3
	6.90	54	2.72	3.91	2Ø3/4"	5.68	11.12
	-26.03	54	11.15	14.22	2Ø3/4"+3Ø3/4"	14.20	-26.0

Nota. Fuente propia

- **Cortes de acero**

Los cortes de acero se realizan de acuerdo con el momento flector en la viga y lo estipulado en la Norma E.060. A continuación, la figura 8.7 muestra una elevación con los cortes de acero debido a flexión.

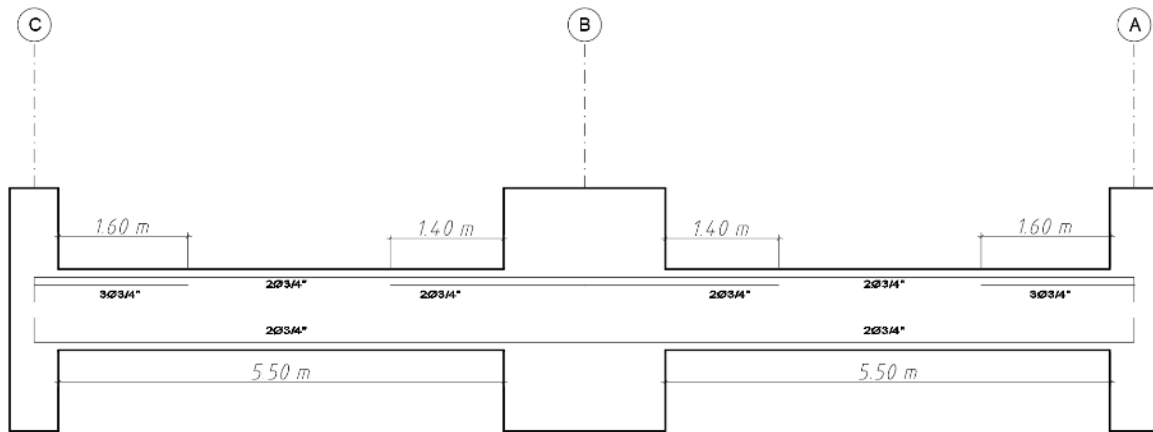


Figura 8.7: Cortes de acero por flexión en viga VT-01  
 Nota. Fuente propia

- **Diseño mínimo según Norma E.060**

De acuerdo con la Norma, se dispone de un espaciamiento mínimo de estribos en las zonas de confinamiento y en la zona central. La figura 8.8 representa gráficamente el espaciamiento mínimo de estribos en la viga VT-01.

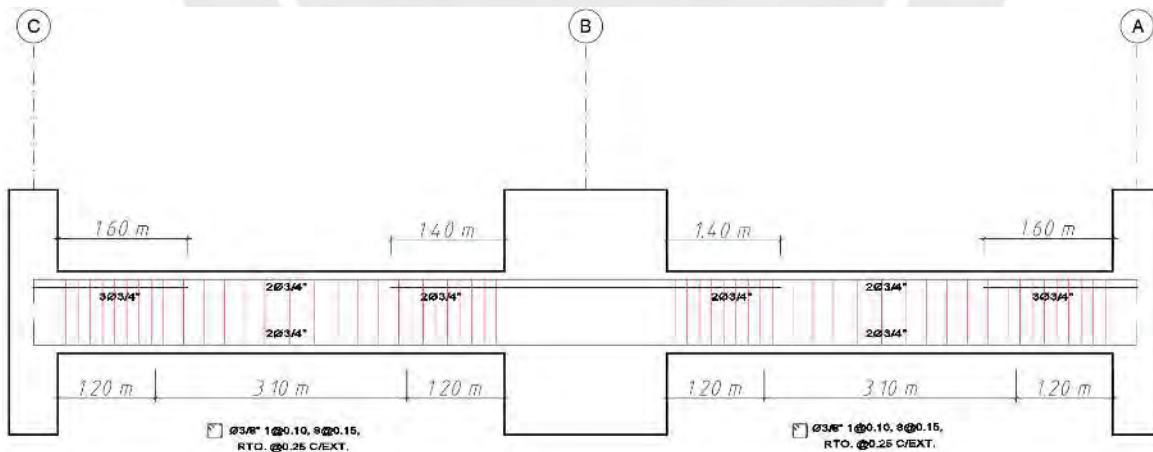
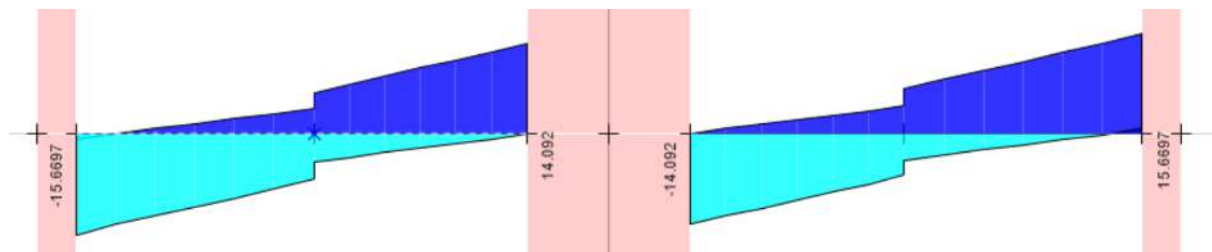


Figura 8.8: Espaciamiento mínimo de estribos según Norma E.060  
 Nota. Fuente propia

- **Diseño por corte**

Para proceder con el diseño por corte por resistencia se obtienen los esfuerzos por corte máximos a lo largo de la viga y para ello, se ha utilizado el programa ETABS. La figura 8.9 presenta la envolvente de las fuerzas cortantes a cara del apoyo.



*Figura 8.9: Envolvente de fuerzas cortantes en viga VT-01 (30x60 cm)  
Nota. Obtenido del programa ETABS*

- Para  $V_u = 13.9$  ton a una distancia “d” de la cara del apoyo:

Se tiene el aporte a la resistencia del concreto:

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54 \cdot 10^{-3} = 12.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 10.6 \text{ ton}$$

Dado que  $V_u > \phi V_c$ , entonces, será necesario proporcionar refuerzo transversal con estribos

$$V_s = \frac{13.9}{0.85} - 12.44 = 3.91 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 54}{3.91 \cdot 10^3} = 82.4 \text{ cm}$$

Se calcula  $V_s \text{ lim}$ :

$$V_s \text{ lim} = 1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54 \cdot 10^{-3} = 25.8 \text{ ton}$$

Como  $V_s < V_s \text{ lim}$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{54}{2} \approx 25 \text{ cm}$$

Se observa que el espaciamiento requerido por esfuerzo cortante es de 82.4 cm. Sin embargo, dado que  $V_s < V_s \text{ lim}$ , el espaciamiento máximo se restringe a 25 cm. Por otro lado, de acuerdo con la Norma E.060, el espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento es de 15 cm, por lo que el diseño por corte estará restringido por lo establecido en la Norma.

- **Diseño por capacidad**

La fuerza cortante “ $V_c$ ” por capacidad no será menor que el menor de los siguientes valores obtenidos se (a) y (b). Se analizará solo el primer tramo CB por condiciones de simetría respecto del eje B.

a) Cortante isostático para cargas de gravedad amplificadas 1.25(CM+CV) y momentos nominales

- Caso 1

$M_{ni} = 29.37 \text{ ton.m}$   
 $M_{nd} = 12.39 \text{ ton.m}$   
 $V_u = 9.71 \text{ ton}$

$$V_{ui} = \frac{1.25 \cdot (29.37 + 12.39)}{5.50} + 9.71$$

$$V_{ui} = 19.2 \text{ ton}$$

- Caso 2

$M_{ni} = 12.38 \text{ ton.m}$   
 $M_{nd} = 23.78 \text{ ton.m}$   
 $V_u = 9.71 \text{ ton}$

$$V_{ud} = \frac{1.25 \cdot (12.38 + 23.78)}{5.50} + 9.71$$

$$V_{ud} = 17.93 \text{ ton}$$

b) Cortante obtenido de la combinación 1.25(CM+CV)+2.5 CS

Esta fuerza cortante se determina con el programa ETABS, tal como se muestra en la figura 8.10.

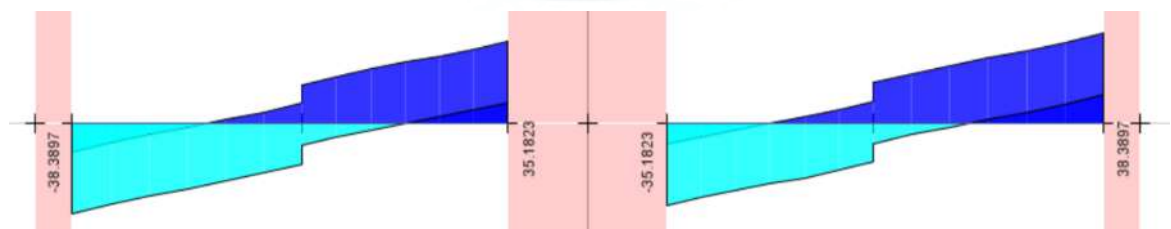


Figura 8.10: Fuerza cortante para 1.25(CM+CV)+2.5CS  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

$$V_u = 38.4 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante por capacidad será  $V_u = 19.20$  ton, pero se sabe que, para un espaciamiento de 15 cm en la zona de confinamiento, la resistencia a corte instalada es de  $\phi V_n = 28.83$  ton, por lo que se verifica que se cumple con el diseño por capacidad. Finalmente, se considera una distribución para el refuerzo por corte de  $\phi 3/8''$  1 @10cm, 8@15cm, resto @25cm desde cada extremo.

- **Control de fisuras**

Para  $M_s = - 7.57$  ton.m

$$f_s = \frac{7.57 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 54 \cdot 14.2} = 1097 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \cdot 6 \cdot 30}{5} = 72 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1097 \cdot \sqrt[3]{6 \cdot 72} = 8293 \text{ kg/cm}$$

Para  $M_s = +4.61$  ton.m

$$f_s = \frac{4.61 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 54 \cdot 5.68} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \cdot 6 \cdot 30}{2} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1670 \cdot \sqrt[3]{6 \cdot 180} = 17134 \text{ kg/cm}$$

Se observa que parámetro  $Z$  calculado no supera el valor de 26 000  $\text{kg/cm}$ , por lo que se espera que no se presenten problemas de fisuración en condiciones normales de servicio para la viga VT-01.

- **Control de deflexiones**

Para el control de fisuras se calculará el momento de inercia efectivo a lo largo de toda la viga. En este caso un momento de inercia en la región positiva y dos momentos de inercia en la región negativa. Con el promedio de estos tres se procederá a calcular las deflexiones instantáneas con el programa ETABS. La figura 8.11 muestra el diagrama de momentos flectores para condiciones de servicio.

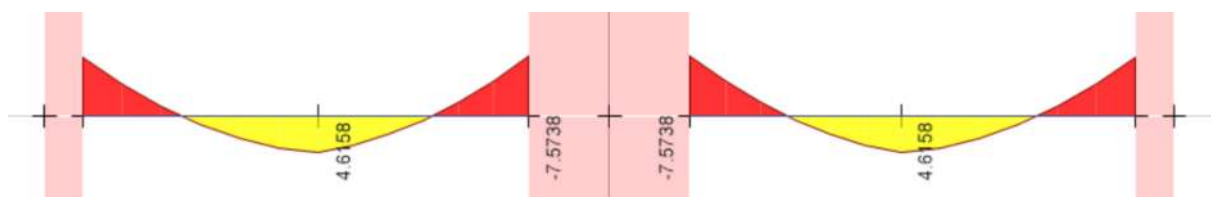


Figura 8.11: Diagrama de momento flector para condiciones de servicio

Nota. Obtenido del programa ETABS

- **Para región de momento positivo**

1. Para esta región se tiene un momento máximo de 4.61 ton.m para condiciones de servicio. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 60^3 = 540\,000 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 540\,000 \cdot 10^{-5}}{30} = 5.22 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es superior al momento de servicio aplicado, por lo que se concluye que el momento de inercia de la sección bruta ( $I_g$ ) es igual al momento de inercia efectiva ( $I_e$ ).

- **Para la región de momento negativo**

**Para  $M_s = 7.44 \text{ ton.m}$**

1. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 60^3 = 540\,000 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 540\,000 \cdot 10^{-5}}{30} = 5.22 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es inferior al momento de servicio aplicado, por lo que se procederá a determinar el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ).

2. Se calcula el eje centroidal ( $y$ ) y se determina el momento de inercia de la sección transformada ( $I_{cr}$ ) a través de las siguientes ecuaciones:

$$9.2(14.2)(54 - y) = 30(y) \left(\frac{y}{2}\right) + (9.2 - 1)(5.68)(y - 6)$$

$$y = 16.98 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 16.98^3 + (9.2 - 1)(5.68)(16.98 - 6)^2 + 9.2(14.2)(54 - 16.98)^2$$

$$I_{cr} = 233\,612 \text{ cm}^4$$

3. Se determina el momento de inercia efectiva

$$I_e = \left(\frac{5.22}{7.44}\right)^3 (540\,000) + \left[1 - \left(\frac{5.22}{7.44}\right)^3\right] (233\,612)$$

$$I_e = 339\,431 \text{ cm}^4$$

Para  $M_s = 7.57 \text{ ton.m}$

1. Se procede con el cálculo de la inercia bruta ( $I_g$ ) el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 60^3 = 540\,000 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \cdot 540\,000 \cdot 10^{-5}}{30} = 5.22 \text{ ton.m}$$

Se observa que el momento de agrietamiento es inferior al momento de servicio aplicado, por lo que se procederá a determinar el momento de inercia efectiva ( $I_e$ ).

2. Se calcula el eje centroidal ( $y$ ) y se determina el momento de inercia de la sección transformada ( $I_{cr}$ ) a través de las siguientes ecuaciones:

$$9.2(11.36)(54 - y) = 30(y) \left(\frac{y}{2}\right) + (9.2 - 1)(5.68)(y - 6)$$

$$y = 15.46 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 15.46^3 + (9.2 - 1)(5.68)(15.46 - 6)^2 + 9.2(11.36)(54 - 15.46)^2$$

$$I_{cr} = 196\,354 \text{ cm}^4$$

3. Se determina el momento de inercia efectiva

$$I_e = \left(\frac{5.22}{7.57}\right)^3 (540\,000) + \left[1 - \left(\frac{5.22}{7.57}\right)^3\right] (233\,612)$$

$$I_e = 309\,031 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia que se utilizará será el promedio de los momentos de inercia efectivos calculados. Este promedio se calculará de acuerdo con las condiciones de apoyo y lo estipulado en la Norma E.060. En el caso de la viga VT-01, se observa que, para cualquier tramo, solo un extremo es continuo, por lo que se empleará la siguiente expresión:

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e \text{ extremo continuo}} + 2I_{e \text{ sección central}}}{3}$$

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{309\,031 + 2 \cdot 540\,000}{3}$$

$$I_{e \text{ prom}} = 463\,010 \text{ cm}^4$$

Con esta inercia promedio se proceden a calcular las deflexiones instantáneas en el tramo central de la viga. Las siguientes figuras muestran las deflexiones por 100 % carga muerta (CM), 100 % carga viva (CV) y 30% de carga viva (0.3CV).

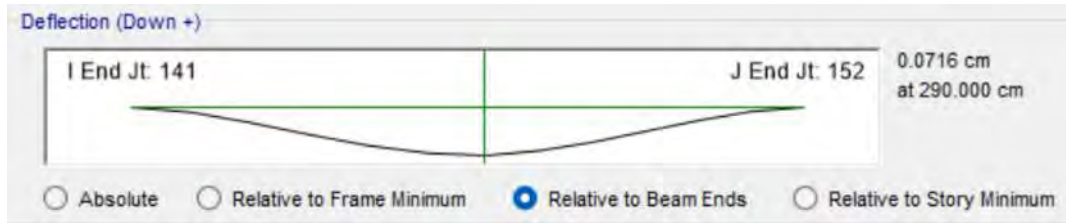


Figura 8.12: Deflexión en viga VT-01 por carga muerta ( $\delta_D$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS



Figura 8.13: Deflexión en viga VT-01 por carga viva ( $\delta_L$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

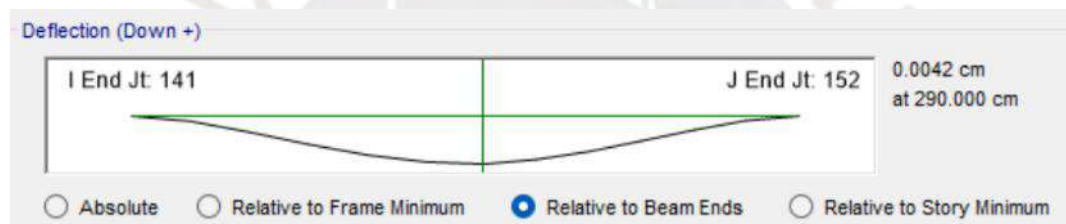


Figura 8.14: Deflexión en viga VT-01 por 30% de carga viva ( $\delta_{SL}$ )  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

De las figuras se obtiene las siguientes deflexiones instantáneas:

$$\begin{aligned}\delta_D &= 0.0716 \text{ cm} \\ \delta_L &= 0.0141 \text{ cm} \\ \delta_{SL} &= 0.0042 \text{ cm}\end{aligned}$$

En seguida se calculan los factores multiplicadores  $\lambda_\infty$  y  $\lambda_t$  para determinar la deflexión diferida. Para ello, se considera la carga muerta a largo plazo y el 30 % de la carga viva por tres años y una cuantía de acero en compresión de 0.315%.

$$\begin{aligned}\lambda_\infty &= \frac{2.0}{1 + 50 \cdot 0.00315} = 1.72 \\ \lambda_{t=3 \text{ años}} &= \frac{1.80}{1 + 50 \cdot 0.00315} = 1.55\end{aligned}$$

Luego se tiene la deflexión diferida:

$$\delta_{\Delta} = 0.0141 + 1.72 \cdot 0.0716 + 1.55 \cdot 0.0042 = 0.143 \text{ cm}$$

Se calcula el límite de deflexión permitida de acuerdo con la Norma E.060:

$$\delta_{Admisible} = \frac{ln}{480} = \frac{5.0 \text{ m} \times 10^2}{480} = 1.04 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión diferida es menor que la deflexión admisible calculada, por lo tanto, se espera que la viga VT-01 no presente problemas de deflexiones en condiciones de servicio.

### • Diseño final

La siguiente figura 8.15 presenta un resumen del diseño de la viga VT-01. Este diseño es válido del primer hasta el noveno nivel. El detalle de la viga en el nivel de azotea se muestra en los planos finales adjuntados al final.

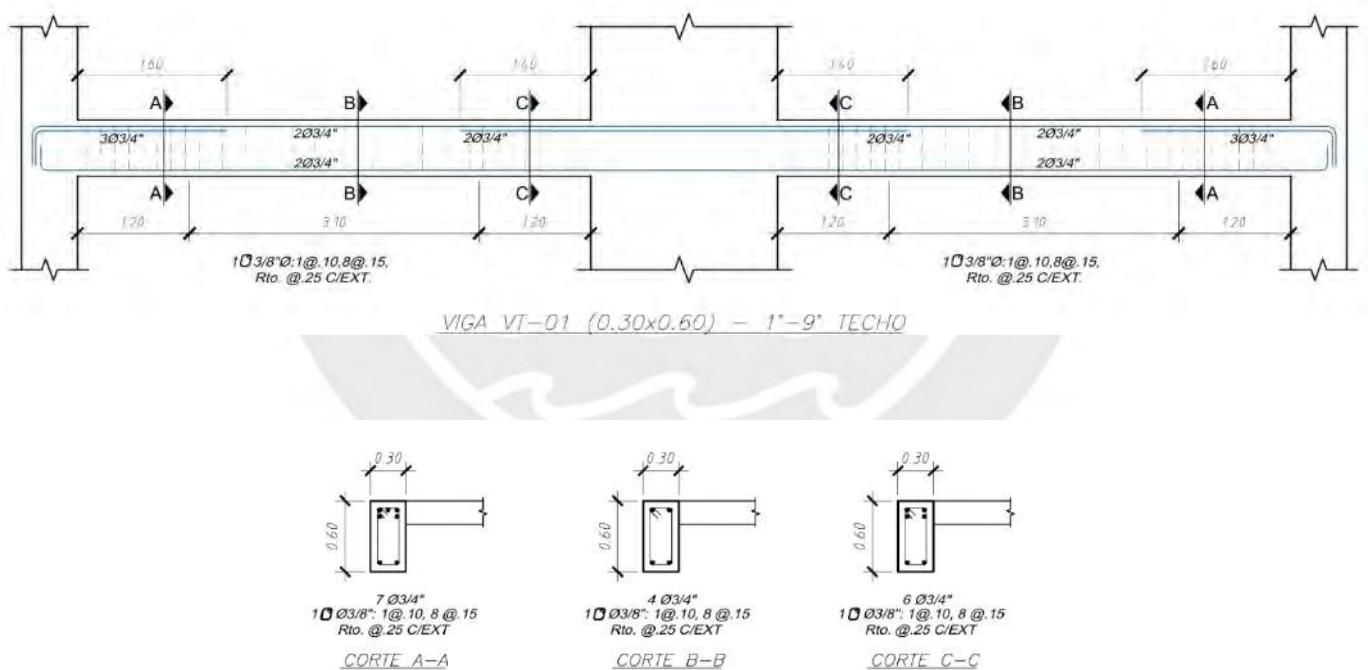


Figura 8.15: Diseño final de la viga seleccionada para el análisis  
Nota. Fuente propia

## 9. DISEÑO DE PLACAS

### 9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión se llevará a cabo utilizando el diagrama de interacción, el cual representa el lugar geométrico de los distintos casos de carga axial y momentos correspondientes a la sección en análisis. A los valores obtenidos, correspondientes a los casos nominales, se les aplicará el factor de reducción  $\phi$  de acuerdo con la Norma E.060. Se deberá verificar que las cargas y momentos últimos, derivados de las combinaciones, se encuentren dentro del diagrama de interacción. La figura 9.1 representa gráficamente los componentes fundamentales del diagrama de interacción.

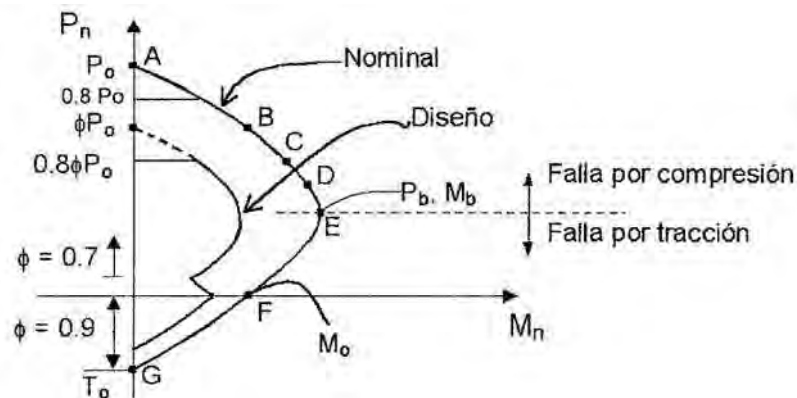


Figura 9.1: Diagrama de interacción de una sección de concreto armado  
Nota. Tomado de "Apuntes del Curso de Concreto Armado 1", Ottazzi, 2016

### 9.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño por fuerza cortante de las placas o muros estructurales basa en las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal por corte

$V_c$  = Resistencia por corte del concreto

$V_s$  = Resistencia por corte del acero

$A_{cw}$  = Área de corte

$\alpha$  = Coeficiente que depende de la relación altura (hm) y longitud de la placa (lm)

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$\phi$  = Factor de reducción por corte = 0.85

El coeficiente " $\alpha$ " es 0,8 para  $h_m/l_m \leq 1,5$ ; 0,53 para  $h_m/l_m \geq 2,0$  y varía linealmente entre 0,80 y 0,53 para  $h_m/l_m$  entre 1,5 y 2,0.

Por otro lado, el aporte a la resistencia por corte del acero y el espaciamiento se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

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

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_c$  = Resistencia por corte del concreto

$V_s$  = Resistencia por corte del acero

$A_v$  = Área de corte de estribos

$d$  = Peralte efectivo de la sección

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero

### 9.3 DISEÑO POR CAPACIDAD

De acuerdo con la norma E.060, la fuerza cortante de diseño  $V_u$  por capacidad se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por capacidad

$V_{ua}$  = Cortante amplificado del análisis

$M_{ua}$  = Momento amplificado del análisis

$M_n$  = Momento nominal asociado a la carga  $P_u$

Esta cortante por capacidad podrá limitarse a una altura igual al mayor de los siguientes valores: la longitud del muro ( $l_m$ ),  $\frac{M_u}{4V_u}$  o la altura de los dos primeros pisos.

### 9.4 CUANTÍA MÍNIMA

Las placas serán dotadas de una cuantía mínima de acuerdo con la Norma E.060. Esta cuantía dependerá de la magnitud de la cortante de diseño  $V_u$ , tal como se muestra en la tabla 9.1.

Tabla 9.1. Cuantía mínima en placas según Norma E.060

Cortante de diseño $V_u$	Cuantía horizontal ( $\rho_h$ )	Cuantía vertical ( $\rho_v$ )
$V_u < \frac{\phi V_c}{2}$	0.0020	0.0015
$\frac{\phi V_c}{2} < V_u < \phi V_c$	0.0025	0.0020
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025

Nota. Adaptado de "Norma E.060 Diseño en Concreto Armado", 2020

## 9.5 ELEMENTOS DE BORDE

Según la Norma E.060, las placadas se deberán dotar de elementos de borde si el valor de la profundidad del eje neutro ( $c$ ) es mayor que el  $C$  límite, el cual se determina por medio de la siguiente expresión.

$$C_{lim} = \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

Donde:

$lm$  = Longitud de la placa

$\delta u$  = Desplazamiento máximo de la placa

$hm$  = Altura de la placa

$\frac{\delta u}{hm}$  = Relación siempre mayor que 0.005

Otra condición por evaluar es cuando el esfuerzo de compresión en la fibra extrema del muro, considerando los efectos sísmicos, sea mayor a  $0.2f'c$ . En este caso, será necesario proveer de elementos de borde confinados.

$$\sigma u \geq 0.2f'c$$

Si se verifica que se requiere confinar, la Norma establece algunas recomendaciones para los siguientes dos casos:

- Donde se requieran elementos de borde confinados se deben cumplir con las siguientes condiciones:
  - El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre  $(cm - 0,1)$  y  $c/2$ .
  - El espaciamiento no debe exceder al menor entre diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde y 250 mm.
- En donde no se requieran elementos de borde confinados se deben cumplir con las siguientes condiciones:
  - El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 250 mm.

Con los aspectos principales definidos, en la siguiente sección se procederá al diseño de una placa, con el fin de ejemplificar y aplicar el marco teórico presentado en las primeras secciones de este capítulo

## 9.6 EJEMPLO DE DISEÑO

El elemento seleccionado como ejemplo de diseño será la placa PL-07 ubicado en la intersección de los ejes 4-6 y C. La figura 9.2 presenta la placa seleccionada para el diseño

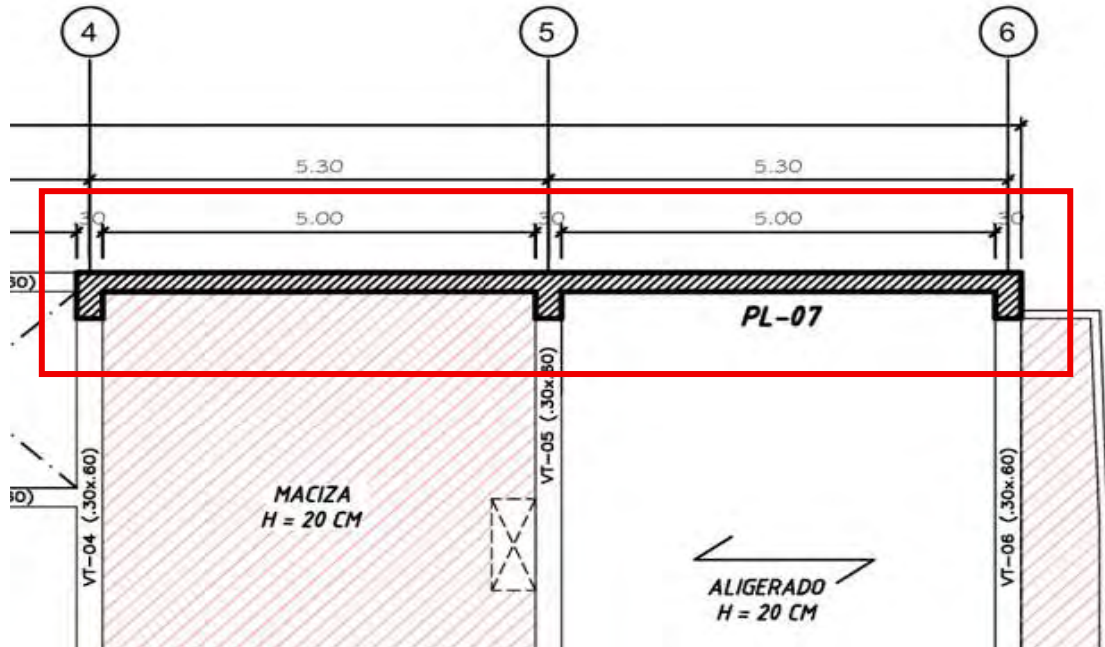


Figura 9.2: Placa PL-07 de análisis

Nota. Fuente propia

### ➤ Cargas de diseño

Las cargas de diseño para la placa PL-07 se obtendrán del programa ETABS. Estas serán las cargas actuantes en la base del primer nivel. La tabla 9.2 presenta las cargas actuantes en la placa de análisis.

Tabla 9.2. Cargas axiales y momentos flectores en placa PL-07

Piso	Caso de carga	P	M2	M3	V2	V3
P1	Muerta	-527.4	12.2	-66.1	1.09	7.28
P1	Viva	-67.2	2.63	-2.88	0.057	1.57
P1	SISMO DE DISEÑO XX	101.4	5.26	2431.7	158.3	2.13
P1	SISMO DE DISEÑO YY	135.7	43.42	267.2	21.1	15.28

Nota. Fuente propia

### ➤ Diseño por flexocompresión

Para elaborar el diagrama de interacción de la placa, se empleó el software ETABS. Se ha dispuesto una distribución de 16 barras de  $\varnothing 5/8$ " en los extremos y 16 barras de  $\varnothing 5/8$ " en el centro de la placa. Además, se ha considerado una cuantía vertical  $\rho_v$  de 0.00252, con una distribución de doble malla de  $\varnothing 3/8$ " a intervalos de 22.5 cm a lo largo del alma de la placa. La figura 9.3 presenta la distribución de estos aceros en ETABS.

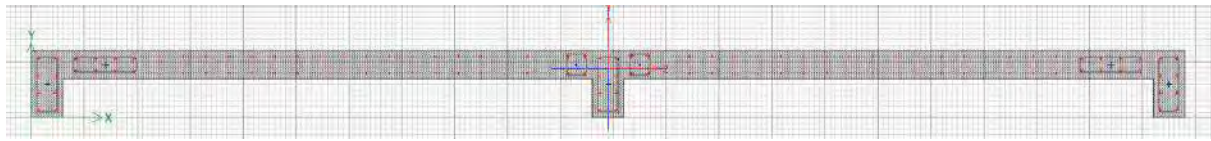


Figura 9.3: Sección de diseño y distribución de acero en placa PL-07  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

Con las fuerzas actuantes en la tabla 9.2 se proceden a realizar las combinaciones últimas de diseño para seno en dirección XX y sismo en dirección YY.

### Para sismo XX

Tabla 9.3. Combinaciones de carga en placa PL-07 para sismo XX

		<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	852.7	21.57	-97.5
	1.25(CM+CV) +S	844.7	23.82	2345.5
	1.25(CM+CV) - S	642.0	13.29	-2518.0
	0.9CM+S	576.1	16.25	2372.2
	0.9CM-S	373.4	5.72	-2491.3
M2 Y M3 CON SIGNO CAMBIADO		844.7	-23.82	-2345.5
		642.0	-13.29	2518.0
		576.1	-16.25	-2372.2
		373.4	-5.72	2491.3

Nota. Fuente propia

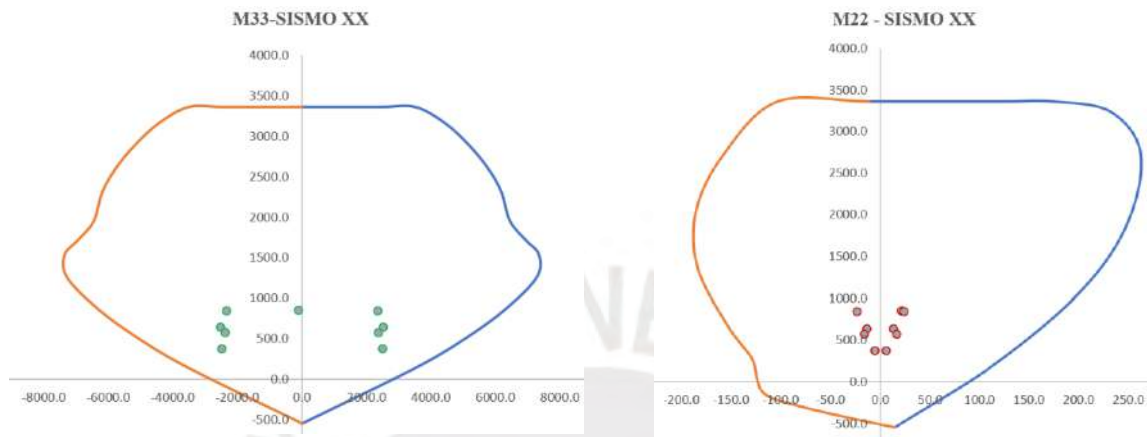
### Para sismo YY

Tabla 9.4. Combinaciones de carga en placa PL-07 para sismo YY

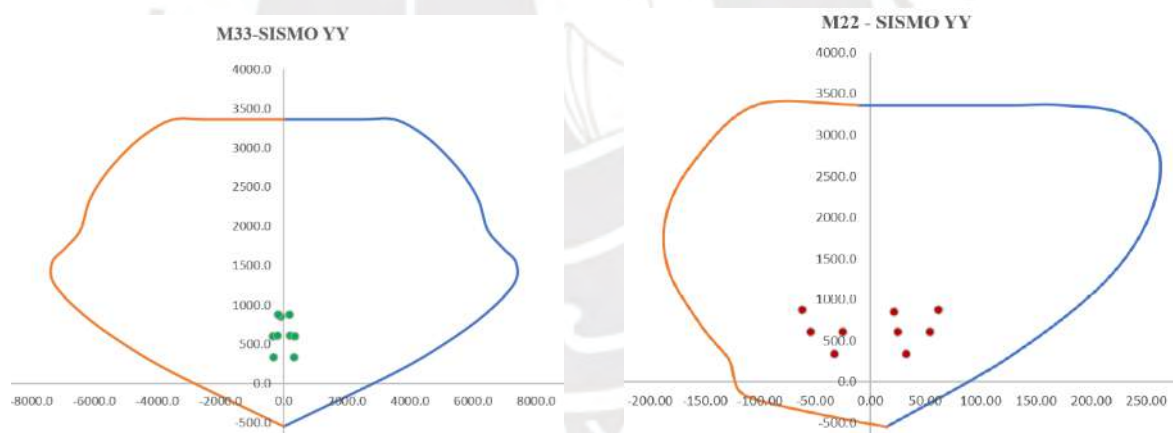
		<b>P</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	852.7	21.57	-97.5
	1.25(CM+CV) +S	879.0	61.98	181.0
	1.25(CM+CV)-S	607.7	-24.87	-353.5
	0.9CM+S	610.4	54.41	207.7
	0.9CM-S	339.0	-32.44	-326.8
M2 Y M3 CON SIGNO CAMBIADO		879.0	-61.98	-181.0
		607.7	24.87	353.5
		610.4	-54.41	-207.7
		339.0	32.44	326.8

Nota. Fuente propia

Estas combinaciones se han ubicado en el diagrama de interacción correspondiente a los ejes locales 22 y 33, considerando las condiciones de sismo en XX y sismo en YY. A continuación, se presentan las figuras 9.4 y 9.5 que muestran gráficamente los puntos correspondientes al diagrama.



*Figura 9.4: Diagrama de interacción para ejes locales 22 y 33 para sismo XX*  
*Nota. Fuente propia*



*Figura 9.5: Diagrama de interacción para ejes locales 22 y 33 para sismo YY*  
*Nota. Fuente propia*

De acuerdo con los diagramas mostrados, se observa que todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de resistencias para cada caso de sismo. Por lo tanto, se concluye que el diseño por flexocompresión es satisfactorio para la placa PL-07.

#### ➤ **Diseño por corte por resistencia**

Se calculan las cortantes de diseño a partir de las combinaciones última de carga. Las tablas 9.5 y 9.6 presentan estas combinaciones para cada de sismo correspondiente.

Tabla 9.5. Combinaciones de fuerza cortante para sismo XX placa PL-07

		V2	V3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	1.63	12.86
	1.25(CM+CV) +S	159.73	13.19
	1.25(CM+CV)-S	-156.86	8.94
	0.9CM+S	159.28	8.68
	0.9CM-S	-157.31	4.43

Nota. Fuente propia

Tabla 9.6. Combinaciones de fuerza cortante para sismo YY placa PL-07

		V2	V3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	1.63	12.86
	1.25(CM+CV) +S	22.50	26.35
	1.25(CM+CV)-S	-19.62	-4.22
	0.9CM+S	22.05	21.84
	0.9CM-S	-20.08	-8.73

Nota. Fuente propia

De las tablas, se tiene una fuerza cortante de diseño  $V_u = 159.7$  ton. El diseño por cortante se muestra a continuación:

$$hm = 29.60 \text{ m}$$

$$lm = 10.90 \text{ m}$$

$$hm/lm = 2.71$$

$$\alpha = 0.53$$

Se calcula el aporte a la resistencia por corte del concreto

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.80 \cdot 1090) \cdot 10^{-3} = 167.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 142.3 \text{ ton}$$

Dado que  $V_u > \phi V_c$ , entonces, se procede a calcular el aporte del acero ( $V_s$ ) y espaciamiento requerido ( $s$ ) para refuerzo de  $\phi 3/8$ ".

$$V_s = \frac{159.7}{0.85} - 167.4 = 20.5 \text{ ton}$$

$$s = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot (0.80 \cdot 1090)}{20.5 \cdot 10^3} = 254 \text{ cm}$$

Como el espaciamiento requerido es muy grande, se usará una cuantía mínima horizontal de 0.0025 con un refuerzo horizontal de dos mallas de  $\phi 3/8$ " @0.225.

### ➤ Diseño por capacidad

Se calcula la cortante por capacidad considerando un momento actuante  $M_u = 2491.3 \text{ ton.m}$  y un momento nominal asociado  $M_n = 5000 \text{ ton.m}$

$$V_u = 159.7 \cdot \left( \frac{5000}{2518} \right) = 317.1 \text{ ton}$$

Dado que  $V_u > \phi V_c$ , entonces:

$$V_s = \frac{317.1}{0.85} - 167.4 = 205.6 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot (0.80 \cdot 1090)}{205.6 \cdot 10^3} = 25 \text{ cm}$$

$$p_h = \frac{5.68}{100 \cdot 25} = 0.0022$$

Se observa que, para un refuerzo horizontal de  $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$  se requiere una cuantía de 0.0022, la cual es menor a la cuantía mínima de 0.0025 estipulada por la Norma E.060 para el caso de que  $V_u > \phi V_c$ . Por lo tanto, el diseño por capacidad se satisface con la cuantía mínima y con un refuerzo horizontal de dos mallas de  $\phi 3/8" @ 0.225$

### ➤ Elementos de borde

#### ▪ Primer criterio

Se determina el eje neutro para el caso más crítico  $1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{S}$ . Usando el programa SAP 2000 se determina la deformación unitaria del acero  $\epsilon_s$ . La figura 9.6 muestra las deformaciones unitarias para la placa PL-07.

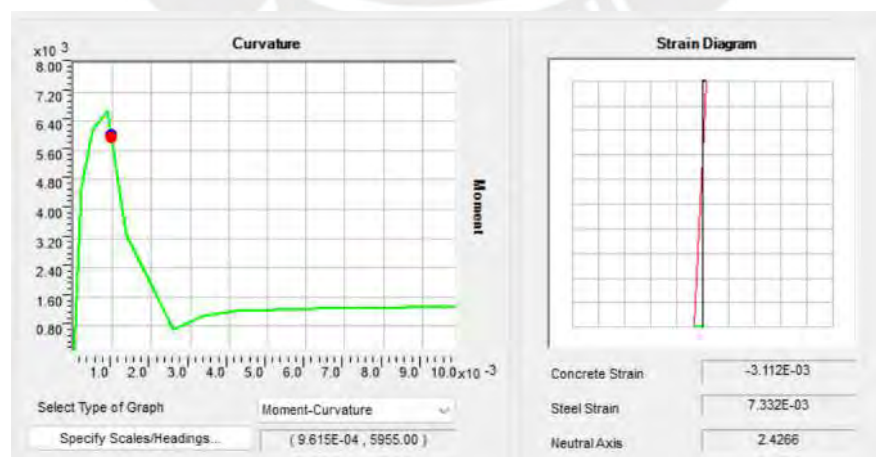


Figura 9.6: Diagrama de momento curvatura de placa PL-07  
Nota. Obtenido de SAP 2000

Se determina el eje neutro “c” de la placa:

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.00733} \cdot (0.80 \cdot 10.9) = 2.53 \text{ m}$$

Desplazamiento máximo inelástico en la placa PL-07:

$$\delta u = 0.008396 \cdot 0.75 \cdot 6 = 0.0378 \text{ m}$$

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{0.0378}{29.60} = 0.001$$

Como  $\frac{\delta u}{hm}$  es menor a 0.005, el  $C$  límite se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$C_{lim} = \frac{10.90}{600 \cdot (0.005)} = 3.63 \text{ m}$$

Dado que  $C = 2.53 \text{ m} < C_{lim} = 3.63 \text{ m}$ , no se requieren elementos de borde confinados por este criterio.

#### ▪ Segundo criterio

Se tiene de la combinación 1.25(CM+CV)-S,  $P_u = 642.0 \text{ ton}$  y  $M_u = 2518 \text{ ton.m}$  y se determina el esfuerzo máximo en la fibra más alejada:

$$\sigma_{xx} = \left( \frac{642.2}{9.18} + \frac{6 \cdot 2518}{0.25 \cdot 10.9^2} \right) \cdot 10^{-1} = 57.9 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, el esfuerzo límite  $\sigma_{lim}$ :

$$\sigma_{lim} = 0.20 \cdot 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Bajo este criterio se observa que  $\sigma_{xx} > \sigma_{lim}$ , por lo tanto, se requerirán elementos de borde confinados en las placas.

#### ➤ Longitud de elementos de borde

La longitud mínima del elemento de borde será el mayor de los siguientes valores:

$$- l = c - 0.1 \text{ lm} = 2.53 - 0.1 \cdot 10.9 = 1.44 \text{ m}$$

$$- l = c/2 = 2.53/2 = 1.265 \text{ m}$$

De las ecuaciones se deduce una longitud de confinamiento de 1.44 m, por lo tanto, se dotará de una longitud de 1.50 m confinada en los extremos de la placa PL-07. Por otro lado, el

espaciamiento vertical del refuerzo en la zona se tomará como el menor de los siguientes valores:

- $10 d_b = 10(1.59) = 15.9 \text{ cm}$
- Menor ancho de la sección =  $25 \text{ cm}$
- $25 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamiento de los estribos en la zona confinada queda con una distribución de  $\emptyset 3/8'' @ .15$ .

### ➤ Altura de confinamiento

Se confinará en una altura no menor al mayor de los siguientes valores:

- $L_m = 10.90 \text{ m}$  o equivalente a tres pisos
- $M_u/4V_u = 3.96 \text{ m}$
- $H$  dos pisos =  $6.40 \text{ m}$

Por lo tanto, la altura vertical de confinamiento será igual a los 3 primeros pisos. En el cuarto y quinto piso se consideran espaciamientos mínimos por estar menos exigidos.

### ➤ Diseño final

La siguiente figura 9.7 presenta un resumen del diseño final de la placa PL-07 para los tres primeros pisos. El diseño para los pisos siguientes se muestra en los planos finales adjuntados al final.

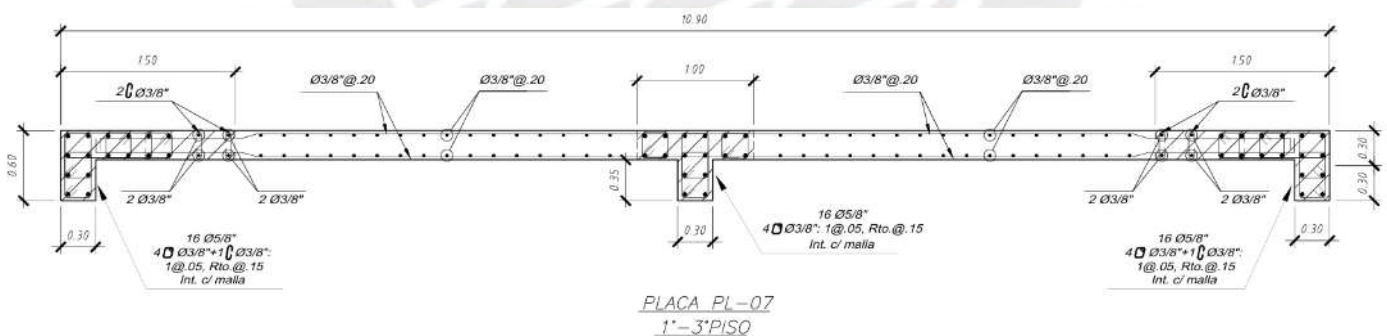


Figura 9.7: Diseño final de placa seleccionada para el análisis  
Nota. Fuente propia

## 10. DISEÑO DE CIMENTACIONES

### 10.1 GENERALIDADES

La cimentación es la parte de la estructura encargada de transmitir todos los esfuerzos por cargas estáticas y dinámicas hacia al terreno o suelo. El terreno deberá ser capaz de soportar estas cargas sin presentar deformaciones o asentamientos importantes para no ocasionar daños estructurales y no estructurales. Dependiendo del caso, se seleccionará el tipo de cimentación más adecuado, como zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas o losas de cimentación, tal como se ilustra en la figura 10.1.

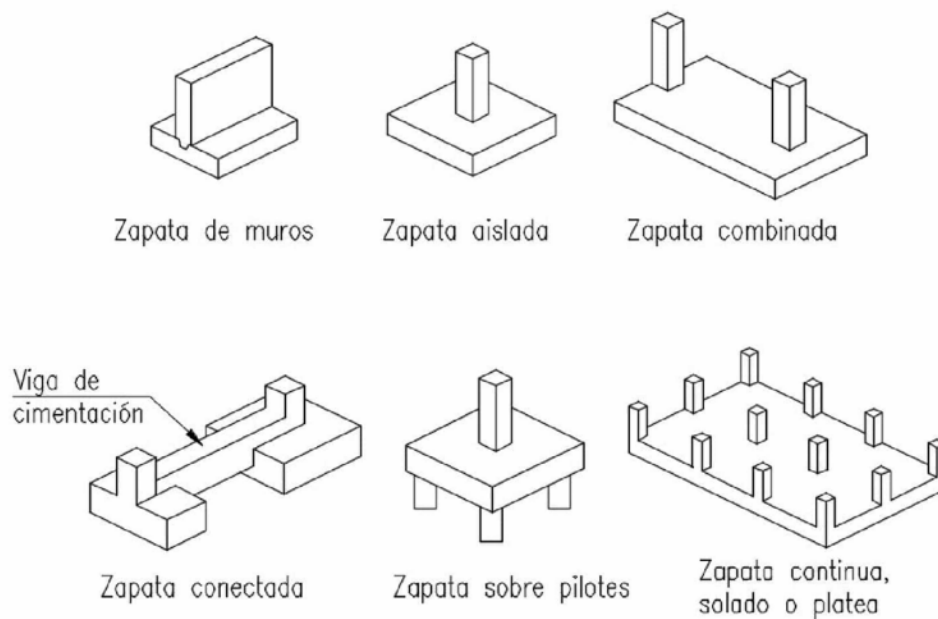


Figura 10.1: Tipos de cimentaciones superficiales

Nota. Tomado de "Diseño de estructuras de concreto armado", Harmsen, 2017

Cada tipo de suelo tiene sus propias características mecánicas y reaccionan a los efectos de cargas de distintas maneras. Para el diseño, se considera que la cimentación es rígida y que el suelo es homogéneo y elástico. Estas hipótesis conllevan a que la distribución de esfuerzos de la reacción del suelo sea de un orden lineal. Esta sección se desarrollará de acuerdo con los lineamientos de la Noma de Suelos y Cimentaciones E.060.

### 10.2 PREDIMENSIONAMIENTO

La cimentación se podrá dimensionar en planta bajo cargas de servicio (CM+CV) considerando un incremento del 5% para tener en cuenta el peso propio de la zapata y el terreno sobre la zapata. El área requerida por cargas de servicio se calculará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Area = \frac{P_{servicio} \cdot 1.05}{k \cdot \sigma_s}$$

Donde:

$P_{servicio}$  = Carga axial en condiciones de servicio (CM+CV)

$k$  = Coeficiente por rigidez de suelo rígido = 0.90

$\sigma_s$  = Capacidad portante del suelo =  $3.0 \text{ kg/cm}^2$  para el proyecto en cuestión

### 10.3 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante se efectuará de manera que no sea necesario incorporar refuerzo de acero para cortante. De este modo, se logrará obtener un peralte efectivo “d” que cumpla con esta condición. El diseño por corte se basa en las siguientes ecuaciones:"

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida por corte

$V_n$  = Resistencia nominal por corte

$V_s$  = Resistencia al corte del acero = 0

$V_c$  = Resistencia al corte del concreto

$\phi$  = Coeficiente de reducción por corte = 0.85

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$b$  = Ancho de la sección crítica

$d$  = Peralte efectivo de la zapata

El diseño por corte se realizará en la sección más crítica a una distancia “d” de la cara del elemento vertical. La figura 10.2 presenta la ubicación de la sección crítica para algunos casos.

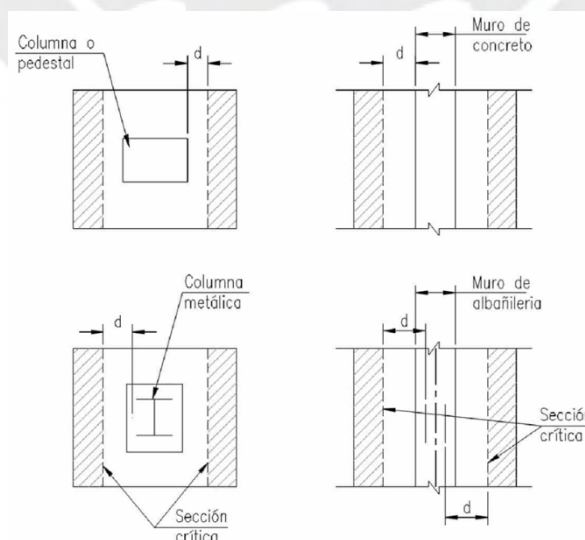


Figura 10.2: Sección crítica por corte

Nota. Tomado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017

## 10.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Las zapatas no cuentan con estribos, por lo que el concreto debe ser capaz de resistir completamente los esfuerzos de corte. El diseño o verificación por punzonamiento se llevará a cabo a una distancia de “d/2” del elemento vertical y se calculará utilizando las siguientes expresiones:

$$Vu \leq \phi Vc$$
$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$Vu$  = Resistencia requerida por corte

$Vc$  = Resistencia al corte del concreto

$\phi$  = Coeficiente de reducción por corte = 0.85

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$b$  = Ancho de la sección crítica

$d$  = Peralte efectivo de la zapata

A continuación, la figura 10.4 presenta la sección crítica por punzonamiento para algunos casos.

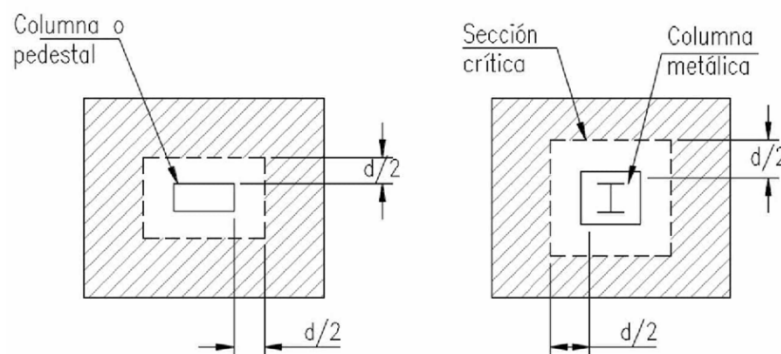


Figura 10.3: Sección crítica por punzonamiento

Nota. Tomado de “Diseño de estructuras de concreto armado”, Harmsen, 2017

## 10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN

El comportamiento a flexión de la cimentación es similar a una losa en dos direcciones. Su diseño se efectuará en las dos direcciones principales con los momentos últimos de diseño a cara de los elementos verticales. El diseño a flexión se realiza con la ecuación mostrada.

$$Mu \leq \phi Mn$$

Donde:

$Mu$  = Resistencia requerida a flexión

$Mn$  = Resistencia nominal a flexión

$\phi$  = Factor de reducción por flexión = 0.90

Para una sección rectangular, considerando un volado igual a “c” y un esfuerzo último de diseño  $\sigma_u$ , se pueden usar las siguientes expresiones para determinar  $M_u$  y  $\phi M_n$ .

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot c^2}{2}$$

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

A continuación, La figura 10.5 representa gráficamente la sección crítica para el diseño a flexión en una zapata rectangular a compresión simple.

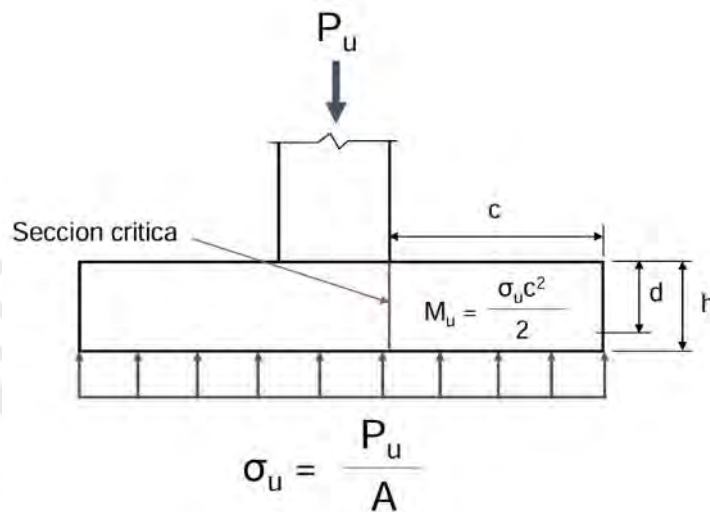


Figura 10.4: Sección crítica por flexión

Nota. Tomado de “Curso de Concreto Armado 2”, Higashi, 2023

## 10.6 CUANTÍA MÍNIMA

De acuerdo con la Norma E.060, la cuantía mínima de acero por retracción y temperatura de 0.0018 con un espaciamiento entre ejes no mayor a 400 mm ni tres veces el espesor. En caso de que el acero mínimo se distribuya en las dos caras, se deberá cumplir que la cuantía del acero en tracción por flexión no sea inferior a 0.0012.

## 10.7 EJEMPLO DE DISEÑO

Dadas las limitaciones arquitectónicas y de entorno, no es viable emplear cimentaciones mediante zapatas aisladas o combinadas. Por ello, se optará por la utilizar vigas de cimentación, lo que incrementa la complejidad del análisis. En consecuencia, se ha considerado apropiado desarrollar un modelo integral de la cimentación en el programa SAFE, con el fin de garantizar un diseño adecuado. Como ejemplo ilustrativo, se procederá al diseño de la placa PL-01

## ➤ Predimensionamiento

Con las cargas de servicio, se procede a determinar el área requerida para cada zapata. En caso de que las áreas se superpongan, se optarán por realizar zapatas combinadas según sea el caso. Una vez obtenidas las áreas, se determinan las dimensiones en planta de modo que cumplan con las solicitaciones de servicio. A continuación, la tabla 10.1 presenta un resumen del predimensionamiento de todas las zapatas.

Tabla 10.1. Predimensionamiento de zapatas por cargas axiales de servicio

Placa	Zapata	Carga axial	$\sigma_{adm}$	Factor k	Área	Ancho	Longitud
PL-01	Z-01	232.3	30	0.9	9.03	2.0	4.5
PL-02	Z-02	414.9	30	0.9	16.14	2.5	6.5
PL-03	Z-03	837.1	30	0.9	32.55	5.0	6.0
PL-04	Z-04	572.7	30	0.9	22.27	5.0	4.5
PL-05	Z-05	228.2	30	0.9	8.87	2.0	4.5
PL-06	Z-06	620.7	30	0.9	24.14	2.0	12.9
PL-07	Z-07	594.7	30	0.9	23.13	2.0	12.9
PL-08	Z-08	620.7	30	0.9	24.14	2.0	12.9
PL-09	Z-09	594.7	30	0.9	23.13	2.0	12.9

Nota. Fuente propia

Luego de analizar las áreas requeridas de las zapatas por cargas de servicio, se llegó al primer dimensionamiento inicial de las zapatas, tal como se muestra en la figura 10.6.

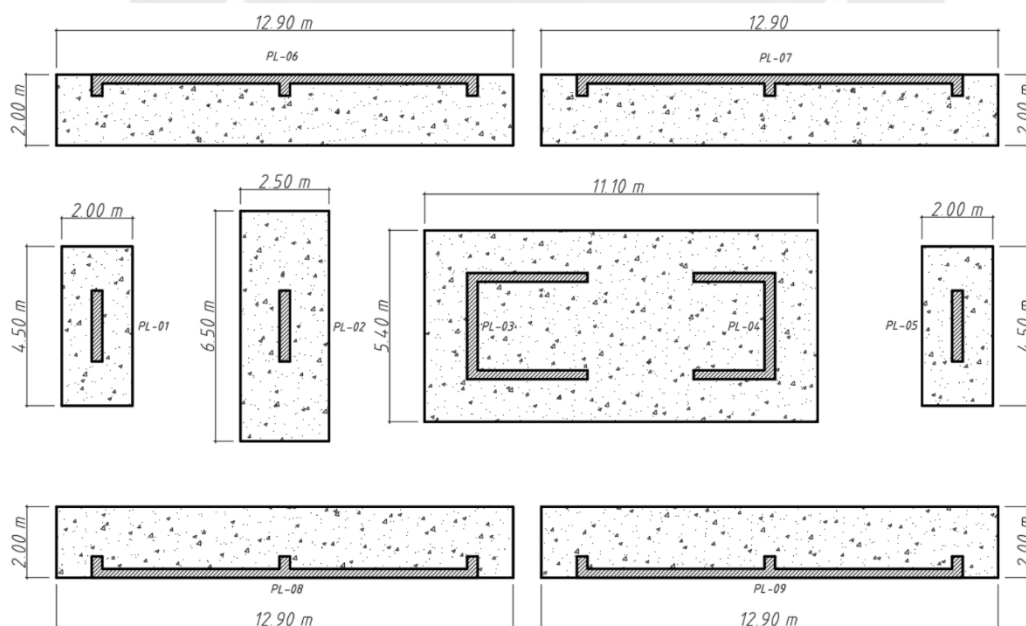


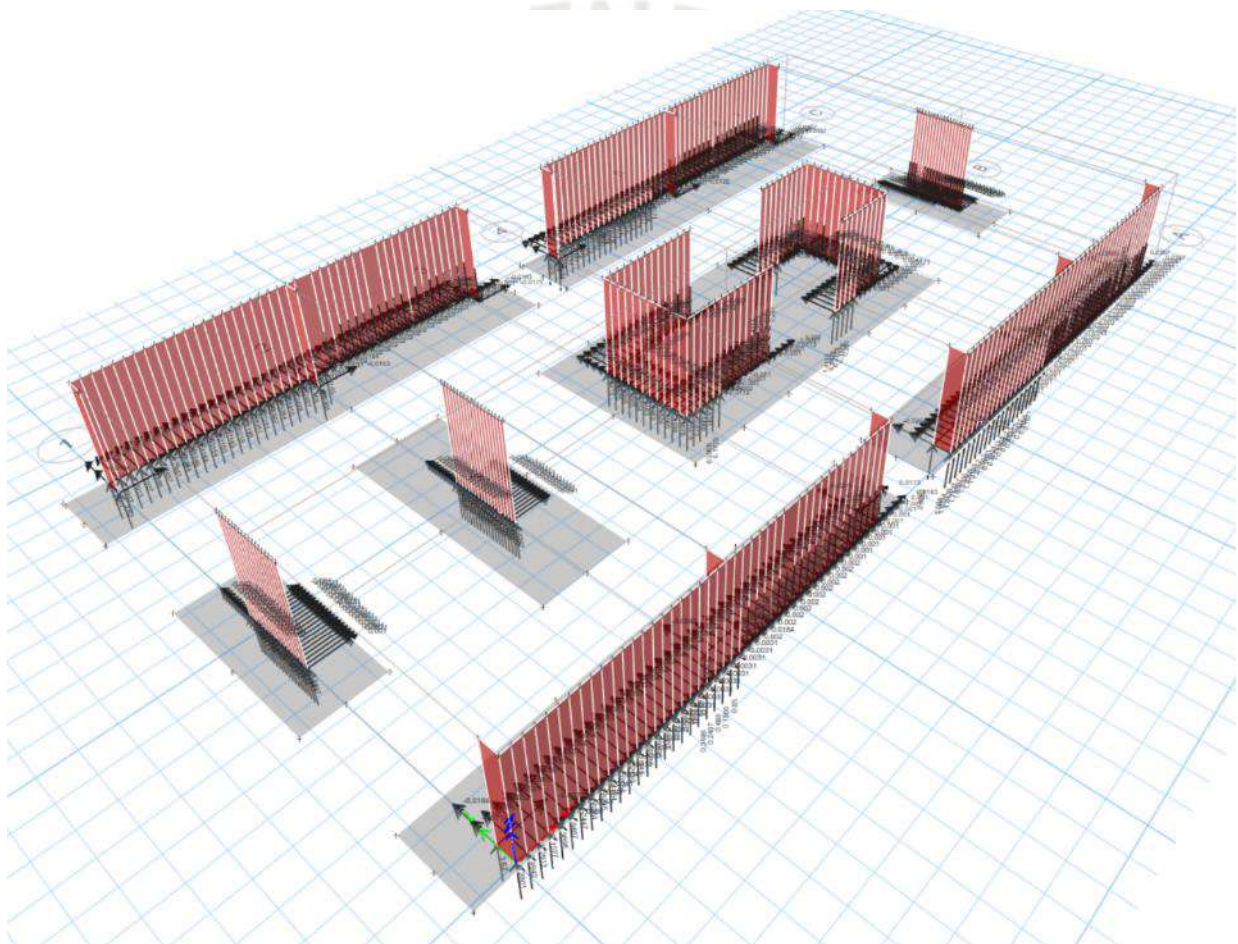
Figura 10.5: Dimensiones en planta de zapatas por cargas de servicio

Nota. Fuente propia

### ➤ Consideraciones de modelado en SAFE

En primer lugar, dentro del modelo general en ETABS, se discretizan los elementos verticales con el objetivo de exportar correctamente todas las cargas hacia la cimentación. Estas cargas se exportan al programa SAFE para el análisis y diseño de la cimentación, conforme se muestra en la Figura 10.6.

Por otro lado, los apoyos de la losa de cimentación han sido considerados como empotrados, y se ha introducido un valor de coeficiente de balasto para representar la interacción suelo. Este coeficiente está relacionado con la capacidad portante del terreno; para un suelo con una capacidad de  $3 \text{ kg/cm}^2$ , se ha considerado un valor de  $6000 \text{ ton/m/m}^2$ . En el análisis realizado en el programa SAFE, se seleccionó el caso de análisis no lineal, considerando únicamente reacciones por compresión.



*Figura 10.6: Modelo general de cimentaciones*

*Nota. Obtenido del programa SAFE*

### ➤ Verificación por cargas de servicio

De acuerdo con la figura 10.7 de los resultados obtenidos del programa SAFE, la zona de color violeta excede por mucho la capacidad admisible del suelo de 30 ton/m<sup>2</sup>. Este resultado era esperado debido a la excentricidad de las cargas. Por lo tanto, se decide conectar las zapatas con vigas de cimentación de 30x100 cm.

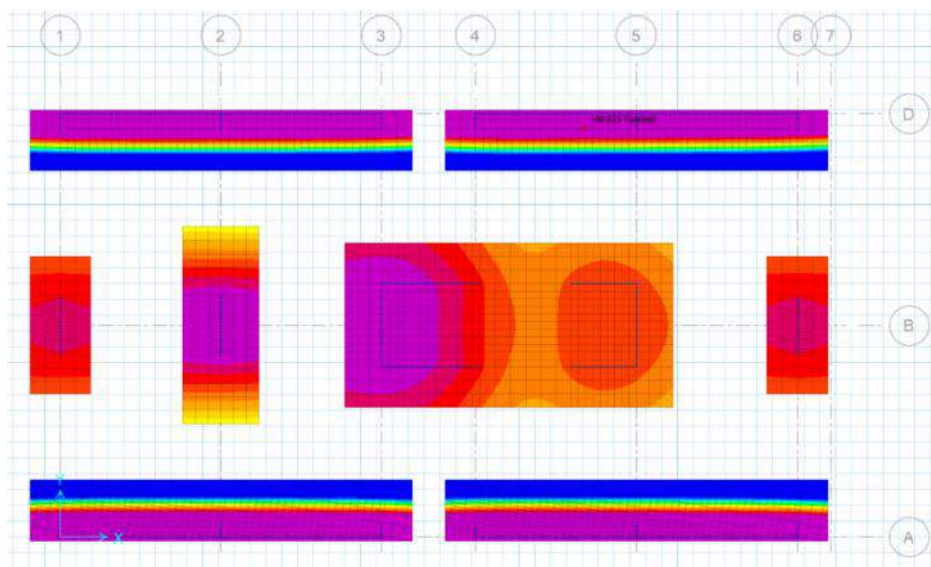


Figura 10.7: Diagrama de presiones del suelo sin vigas de cimentación  
Nota. Obtenido del programa SAFE

A continuación, la figura 10.8 presenta la estructuración de la cimentación con las vigas de cimentación para las zapatas excéntricas.

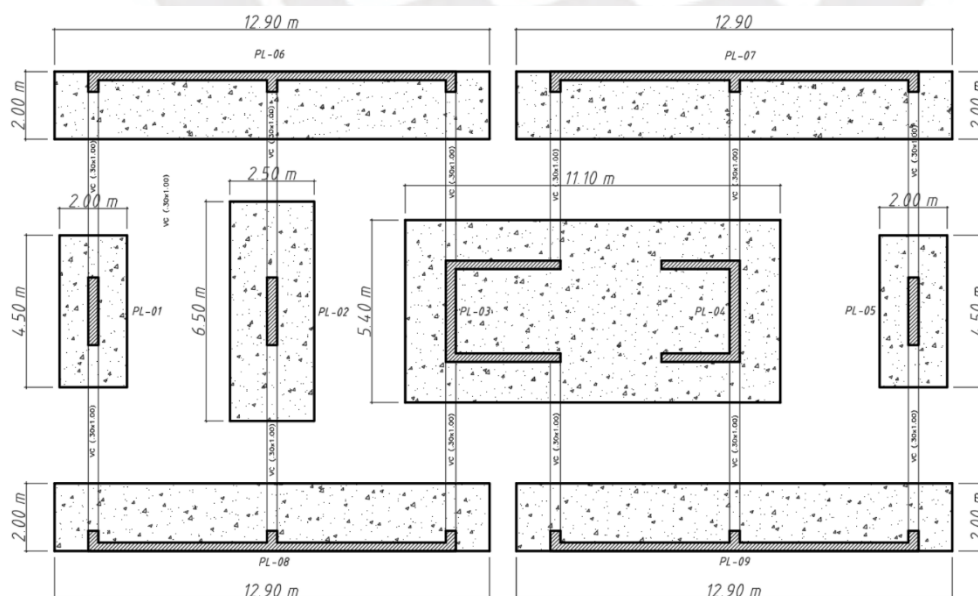


Figura 10.8: Dimensiones de las zapatas con vigas de cimentación  
Nota. Fuente propia

Con las vigas de cimentación, la presión sobre el suelo se reduce a valores cercanos a la capacidad portante del terreno. Aunque se observan algunas áreas en color violeta que exceden la presión admisible, estas no serán consideradas debido a que corresponden a concentraciones puntuales de esfuerzos. La figura 10.9 presenta el diagrama de presiones del suelo con las vigas de cimentación de 30x100 cm.

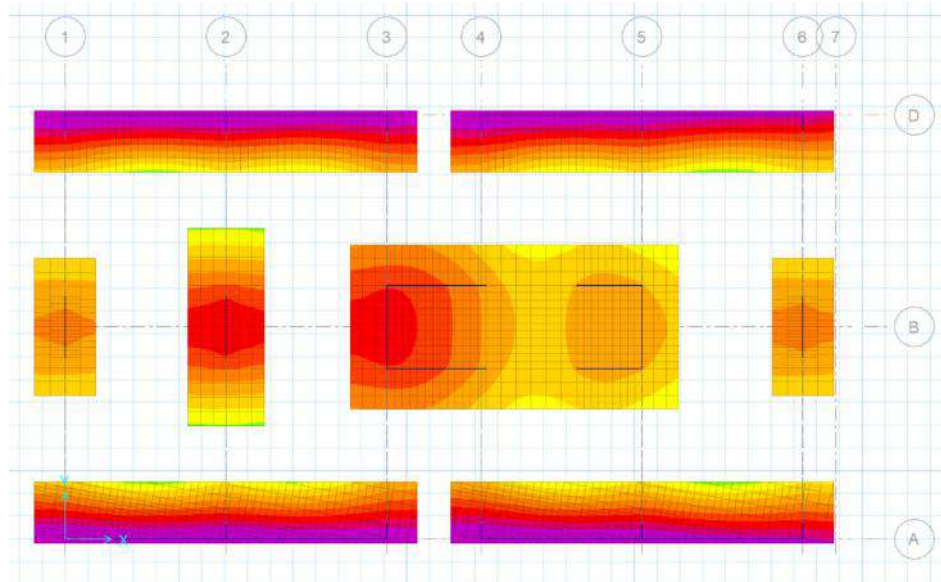


Figura 10.9: Diagrama de presiones del suelo con vigas de cimentación  
Nota. Obtenido del programa SAFE

#### ➤ Verificación por cargas de sismo

Las presiones del suelo se incrementan por los efectos del sismo en ambas direcciones; sin embargo, se permite un incremento de la capacidad portante del suelo de un 30%, ya que el sismo se trata de una situación eventual. A continuación, las figuras 10.10 y 10.11 presentan los diagramas de presiones para los sismos en las dos direcciones de análisis.

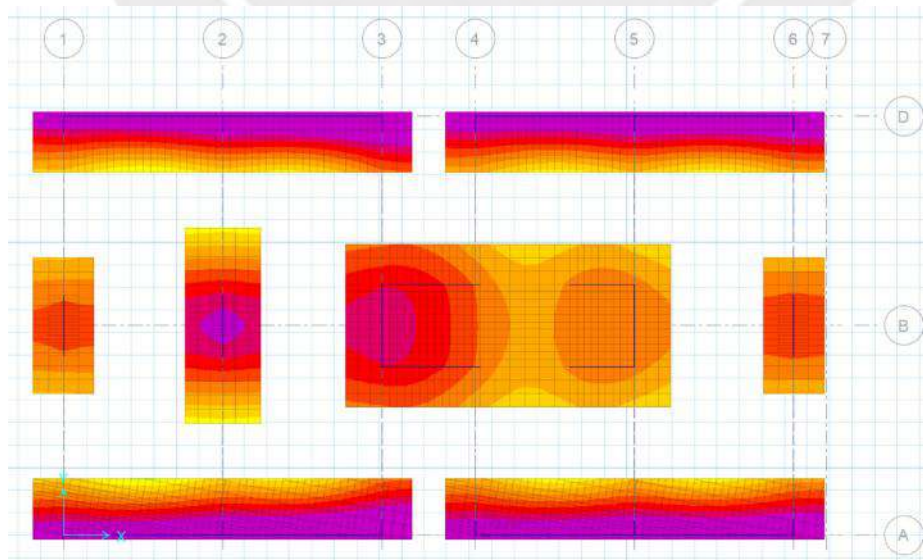


Figura 10.10: Diagrama de presiones del suelo para Sismo XX  
Nota. Obtenido del programa SAFE

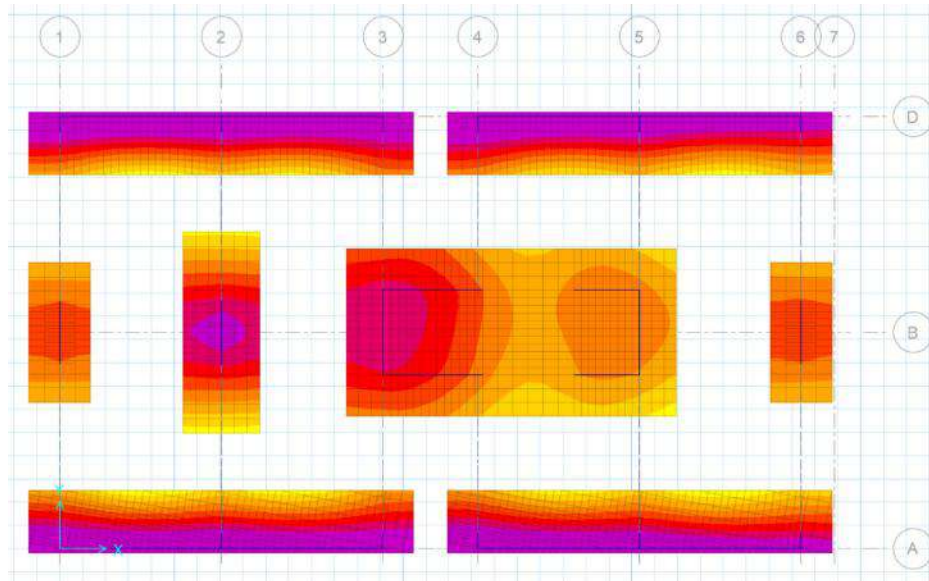


Figura 10.11: Diagrama de presiones del suelo para Sismo YY  
 Nota. Obtenido del programa SAFE

Las presiones máximas para los casos de sismo alcanzan valores alrededor de 40 ton/m<sup>2</sup>, lo que equivale aproximadamente a 1.3 veces la capacidad portante del suelo. Por ello, se considera que las dimensiones adoptadas son adecuadas para proceder con el diseño en concreto armado

➤ **Diseño por punzonamiento en zapatas**

De las combinaciones últimas de diseño, se obtuvo un esfuerzo de diseño  $\sigma_u = 47 \text{ ton/m}^2$ , el cual se considerará uniforme en todas las zapatas. A continuación, se presentan los cálculos del diseño por punzonamiento de las zapatas Z-01 y Z-05:

➤ **Para la zapata Z-01:**

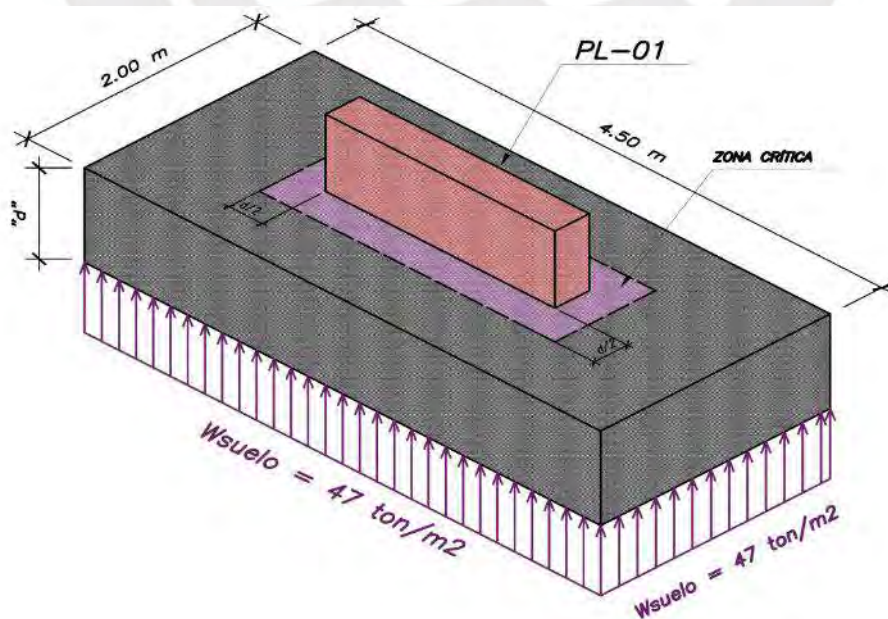


Figura 10.12: Zapata Z-01 en isométrico  
 Nota. Fuente propia

Suponiendo un peralte efectivo “d” de 0.50 m.

$$A_{total} = 4.50 \cdot 2 = 9.00 \text{ m}^2$$

$$A_{crítica} = 0.8 \cdot 2.5 = 2.0 \text{ m}^2, \text{ (a “d/2”)}$$

$$b_{crítico} = 2 \cdot 0.8 + 2 \cdot 2 = 6.60 \text{ m, (perímetro)}$$

### Cortante de diseño $V_u$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_{crítica})$$

$$V_u = 47 \cdot (9.00 - 2) = 329 \text{ ton}$$

### Cortante resistente $\phi V_c$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 660 \cdot 50) \cdot 10^{-3} = 430.8 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c = 430.8 \text{ ton} > V_u = 329 \text{ ton}$ , se concluye que el peralte efectivo “d” de 50 centímetros por punzonamiento en la zapata Z-01 es adecuado.

- Para la zapata Z-05:

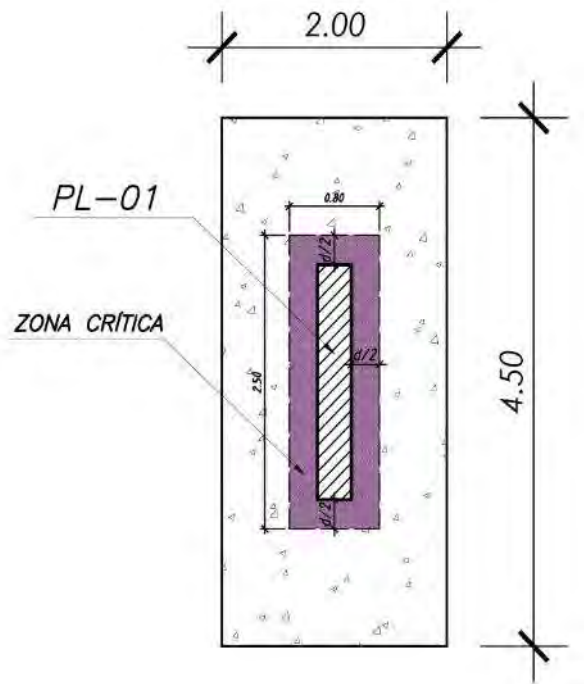


Figura 10.13: Zapata Z-01 en planta  
Nota. Fuente propia

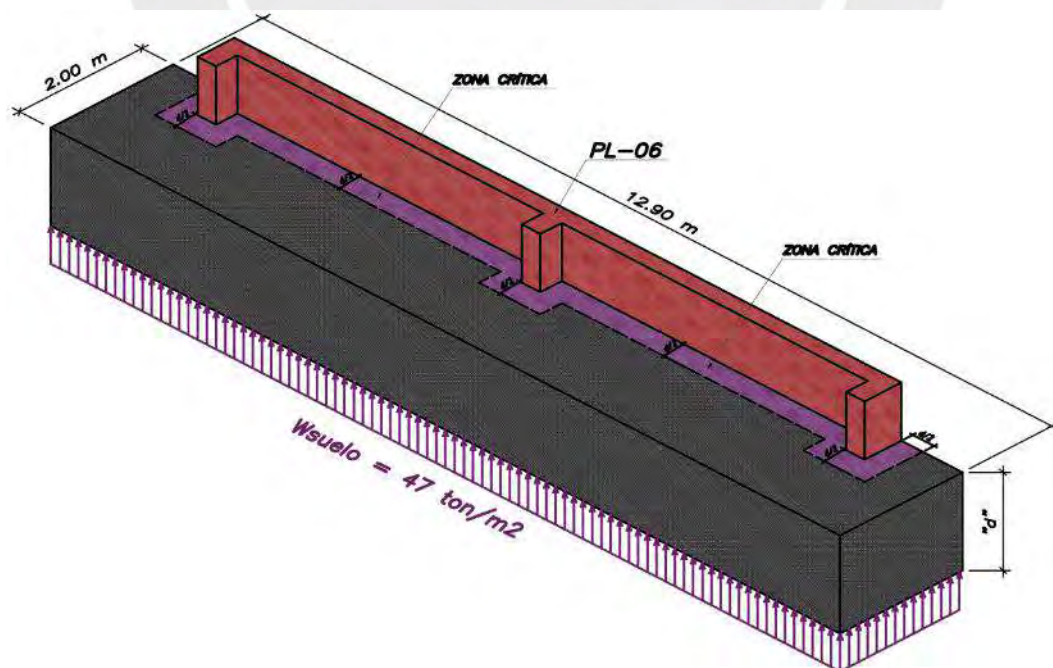


Figura 10.14: Zapata Z-05 en isométrico  
Nota. Fuente propia

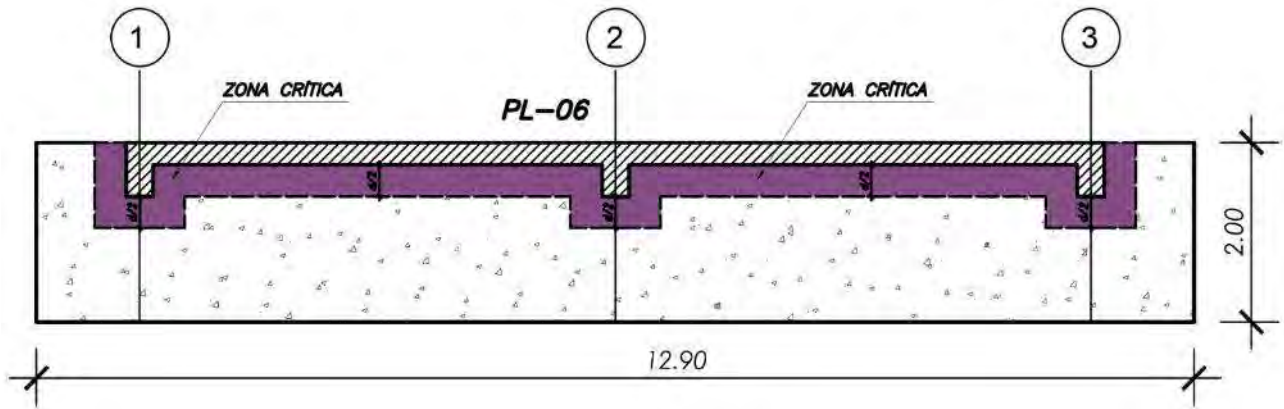


Figura 10.15: Zapata Z-05 en planta  
Nota. Fuente propia

Suponiendo un peralte efectivo “d” de 0.50 m.

$$A_{total} = 12.90 \cdot 2.0 = 25.80 \text{ m}^2$$

$$A_{critica} = 3.50 \text{ m}^2, \text{ (a “d/2”)}$$

$$b_{critico} = 14.50 \text{ m, (perímetro)}$$

#### Cortante de diseño $V_u$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_{critica})$$

$$V_u = 47 \cdot (25.80 - 14.50) = 531.1 \text{ ton}$$

#### Cortante resistente $\phi V_c$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 1450 \cdot 50) \cdot 10^{-3} = 946.6 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c = 946.6 \text{ ton} > V_u = 531.1 \text{ ton}$ , se concluye que el peralte efectivo “d” de 50 centímetros por punzonamiento en la zapata Z-05 es adecuado

Del mismo modo, se procede con las demás zapatas para determinar el peralte efectivo necesario por punzonamiento. La tabla 10.2 presenta un resumen del diseño por punzonamiento de todas las zapatas.

Tabla 10.2. Diseño por punzonamiento en zapatas de cimentación

Zapata	Peralte "d"	Vu (ton)	ØVc (ton)	ØVc > vu
Z-01	0.50	329	365.6	Sí
Z-02	0.70	653.8	676.3	Sí
Z-03	0.50	2194.4	2454.7	Sí
Z-04	0.50	329	365.6	Sí
Z-05	0.50	905.1	946.6	Sí
Z-06	0.50	905.1	946.6	Sí
Z-07	0.50	905.1	946.6	Sí
Z-08	0.50	905.1	946.6	Sí

Nota. Fuente propia

#### ➤ Diseño por corte de zapatas

- Para la zapata Z-01:

Se determina la cortante a una distancia "d" de la cara de la placa PL-01 para una presión última del suelo de  $\sigma_u = 47 \text{ ton/m}^2$ .

Cortante de diseño Vu:

$$Vu = 47 \cdot 4.5 \cdot (0.85 - 0.5) = 74 \text{ ton}$$

Cortante resistente ØVc:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 450 \cdot 50) \cdot 10^{-3} = 146.8 \text{ ton}$$

Como  $\phi Vc = 146.8 \text{ ton} > Vu = 74 \text{ ton}$ , se concluye que el peralte efectivo "d" de 50 cm es adecuado para efectos de corte en la zapata Z-01.

Se procede de este modo para las demás zapatas, analizando la sección más crítica a una distancia "d" de los elementos verticales. La siguiente tabla 10.3 presenta un resumen de la verificación por corte de las zapatas de la cimentación.

Tabla 10.3. Diseño por cortante en zapatas de cimentación

Zapata	Peralte "d"	Vu (ton)	ØVc (ton)	ØVc > vu
Z-01	0.50	74	146.8	Sí
Z-02	0.70	122.2	297	Sí
Z-03	0.50	365.2	362.3	No
Z-04	0.50	74	146.8	Sí
Z-05	0.50	728.9	505.9	No
Z-06	0.50	728.9	505.9	No
Z-07	0.50	728.9	505.9	No
Z-08	0.50	728.9	505.9	No

Nota. Fuente propia

De acuerdo con la Tabla 10.3, se observa que algunas zapatas no cumplen por el diseño a corte con los peraltes efectivos calculados previamente en el diseño por punzonamiento. Por lo tanto, se optará por incrementar el peralte efectivo de las zapatas según sea el caso. La siguiente tabla 10.4 presenta una tabla resumen del diseño por cortante con los peraltes efectivos finales para todas las zapatas.

Tabla 10.4. Resumen de diseño por cortante en zapatas de cimentación

Zapata	Peralte "d"	Vu (ton)	ØVc (ton)	ØVc > vu
Z-01	0.50	74	146.8	Sí
Z-02	0.70	122.2	297	Sí
Z-03	0.60	313	434.8	Sí
Z-04	0.50	74	146.8	Sí
Z-05	0.70	579.5	744.9	Sí
Z-06	0.70	579.5	744.9	Sí
Z-07	0.70	579.5	744.9	Sí
Z-08	0.70	579.5	744.9	Sí

Nota. Fuente propia

### ➤ Diseño por flexión en zapatas

- Para la zapata Z-01 en dirección longitudinal XX:

$$M_u = \frac{47 \cdot (0.85^2) \cdot 4.50}{2}$$

$$M_u = 76.4 \text{ ton. m}$$

Acero requerido:

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 \cdot 76.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 450}} = 2.16 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} = \frac{76.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(50 - \frac{2.16}{2}\right)} = 41.3 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 450 \cdot 60 = 48.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se puede satisfacer este requerimiento en la zona inferior con barras de  $\emptyset 3/4''$  espaciadas a cada 25 cm.

- Para la zapata Z-01 en dirección transversal YY:

$$M_u = \frac{47 \cdot (1.25^2) \cdot 2.0}{2}$$

$$M_u = 73.4 \text{ ton.m}$$

Acero requerido:

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 \cdot 73.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 200}} = 4.80 \text{ cm}$$

$$A_{sreq} = \frac{73.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(50 - \frac{4.80}{2}\right)} = 40.8 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 200 \cdot 60 = 21.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se puede satisfacer este requerimiento en la zona inferior con barras de  $\emptyset 1''$  espaciadas a cada 25 cm.

- Para la zapata Z-05 de la placa PL-06 en dirección longitudinal XX:

El diseño en esta dirección se realizará de acuerdo con los resultados obtenidos en el programa SAFE puesto que podrían presentarse inversiones de momentos en los tramos interiores a los volados. La figura 10.13 presenta el diagrama de momentos usando la herramienta “desing strips” del programa.

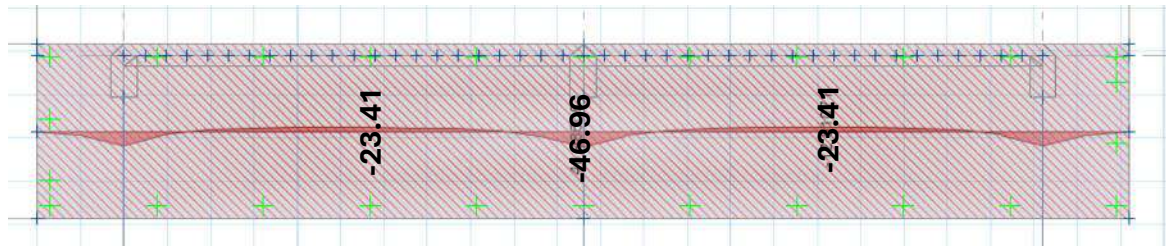


Figura 10.16: Diagrama de momento flector en zapata en dirección XX  
Nota. Obtenido del programa SAFE

**En los volados extremos:**

$$M_u = \frac{47 \cdot (1^2) \cdot 2}{2}$$

$$M_u = 47 \text{ ton.m}$$

Acero requerido:

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2 \cdot 47 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 200}} = 2.12 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{47 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{2.12}{2}\right)} = 18 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 200 \cdot 80 = 28.8 \text{ cm}^2$$

En este caso se decide colocar una cuantía mínima inferior de 0.0012 con barras corridas de  $\emptyset 3/4$ " espaciadas a cada 30 cm.

**En los tramos intermedios:**

$$M_u = 23.41 \text{ ton.m}$$

Acero requerido:

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2 \cdot 12.5 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 200}} = 1.05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{23.41 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{1.05}{2}\right)} = 8.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min \text{ sup}}} = 0.0006 \cdot 200 \cdot 80 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se decide colocar una malla superior de  $\varnothing 1/2''$  espaciadas a cada 25 cm en las las dos direcciones perpendiculares de la zapata.

- Para la zapata Z-05 de la placa PL-06 en dirección transversal YY:

$$M_u = \frac{47 \cdot (1.75^2) \cdot 12.90}{2}$$

$$M_u = 928.4 \text{ ton.m}$$

Acero requerido:

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2 \cdot 928.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 1290}} = 6.72 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{928.4 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{6.72}{2}\right)} = 368.6 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 1290 \cdot 80 = 185.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se puede satisfacer este requerimiento en la zona inferior con barras de  $\varnothing 3/4''$  espaciadas a cada 10 cm.

### ➤ Diseño de viga de cimentación

La viga de cimentación que se diseñará como ejemplo ilustrativo está ubicada en el eje 1 entre las zapatas Z-01 y Z-05, tal como se muestra en la figura 10.14.

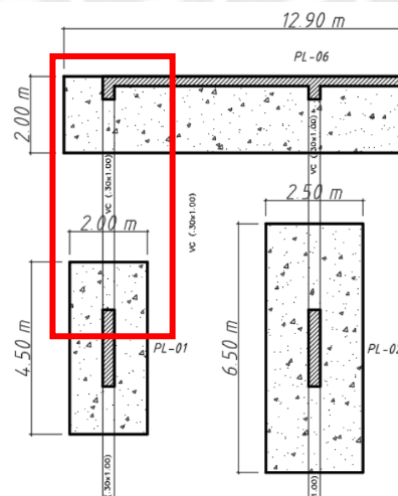


Figura 10.17: Viga de cimentación V-30x100 cm

Nota. Fuente propia

Las vigas de cimentación se pueden idealizar de acuerdo con la siguiente figura 10.15:

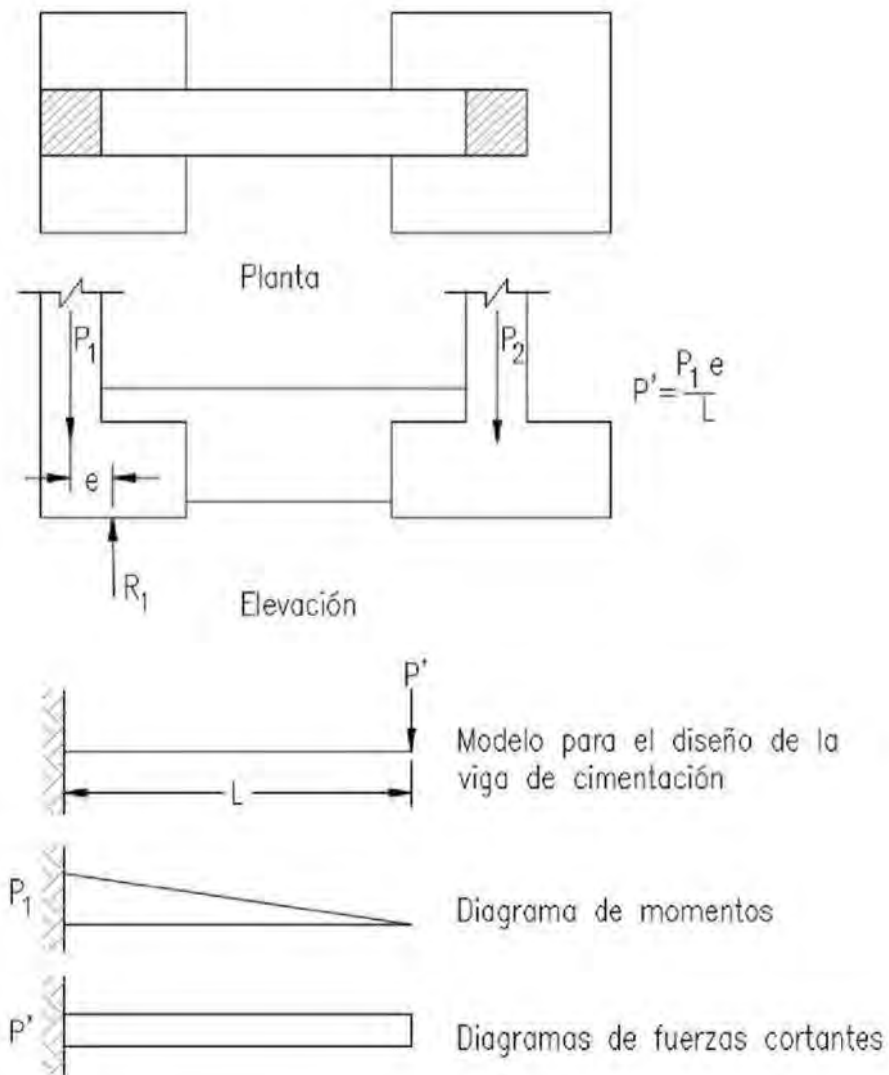


Figura 10.18: Modelo para el diseño de vigas de cimentación en zapatas conectadas

Nota. Tomado de "Diseño de estructuras de concreto armado", Harmsen, 2017

Este modelo sería útil si fuera posible simplificar la cimentación a dos zapatas aisladas conectadas por una viga de cimentación. Sin embargo, dado que esta simplificación no es viable, se determinó obtener los momentos y fuerzas cortantes que gobiernan el diseño mediante el programa SAFE, utilizando un modelo integral de toda la cimentación en la cual se consideran todas las cargas y combinaciones de diseño.

### Diseño a flexión de viga de cimentación:

El momento de diseño para la viga de cimentación seleccionada se obtiene a través de la envolvente de las combinaciones de diseño proporcionada por el programa SAFE. De acuerdo con la figura 10.16 el momento de diseño de la viga VC 01 – 0.30x1.00 es  $M_u = 95.72$  ton.m. Con este valor se procede el diseño por flexión de manera similar que cualquier otra viga sometida a esfuerzos de flexión.

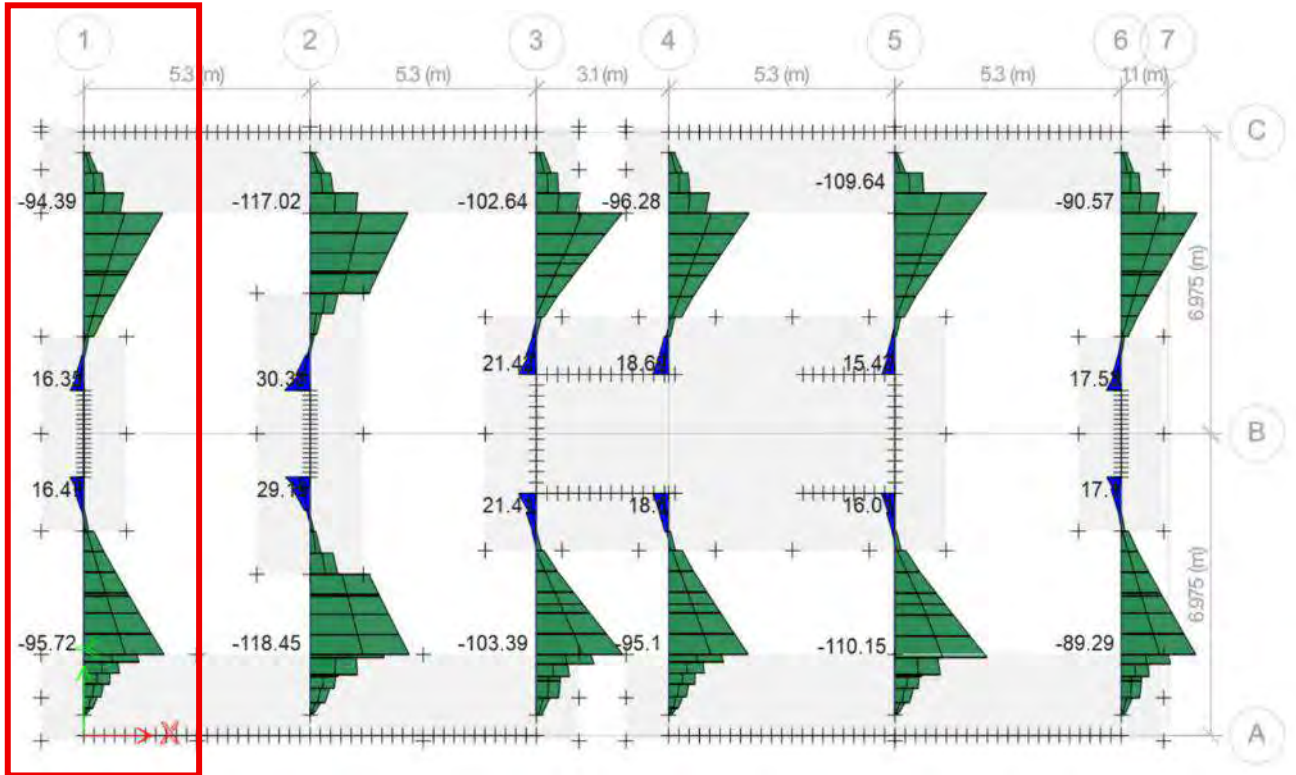


Figura 10.19: Envolvente de momentos de viga de cimentación V-30x100 cm  
Nota. Obtenido del programa SAFE

Antes de proceder con el diseño por flexión se calculan los aceros mínimos y máximos:

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 30 \cdot 90$$

$$A_{s_{min}} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 30 \cdot 54$$

$$A_{s_{max}} = 25.82 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero requerido para **Mu = 95.72 ton.m** de la viga VC01 – 0.30x1.00

Acero requerido:

$$a = 90 - \sqrt{90^2 - \frac{2 \cdot 95.72 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 30}} = 25.75 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{95.72 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(90 - \frac{25.75}{2}\right)} = 32.84 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, para el diseño, se corren 3 barras superiores de Ø1” y 3 barras Ø1” como bastones en la zona de momento máximo. Así mismo, se corren 3 barras de Ø3/4” en la zona inferior para efectos de armado, el cual representa aproximadamente 1/4 del acero superior. Por otro lado, dado el peralte de la viga, se consideran barras corridas de Ø1/2” por condiciones de retracción y temperatura.

#### Diseño por corte de viga de cimentación:

La fuerza cortante última de diseño se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes de la viga de cimentación, tal como se muestra en la figura 10.16. Con un valor de **Vu = 31.4 ton** como cortante máxima en la viga, se procede con el diseño usando las mismas ecuaciones que en los capítulos anteriores.

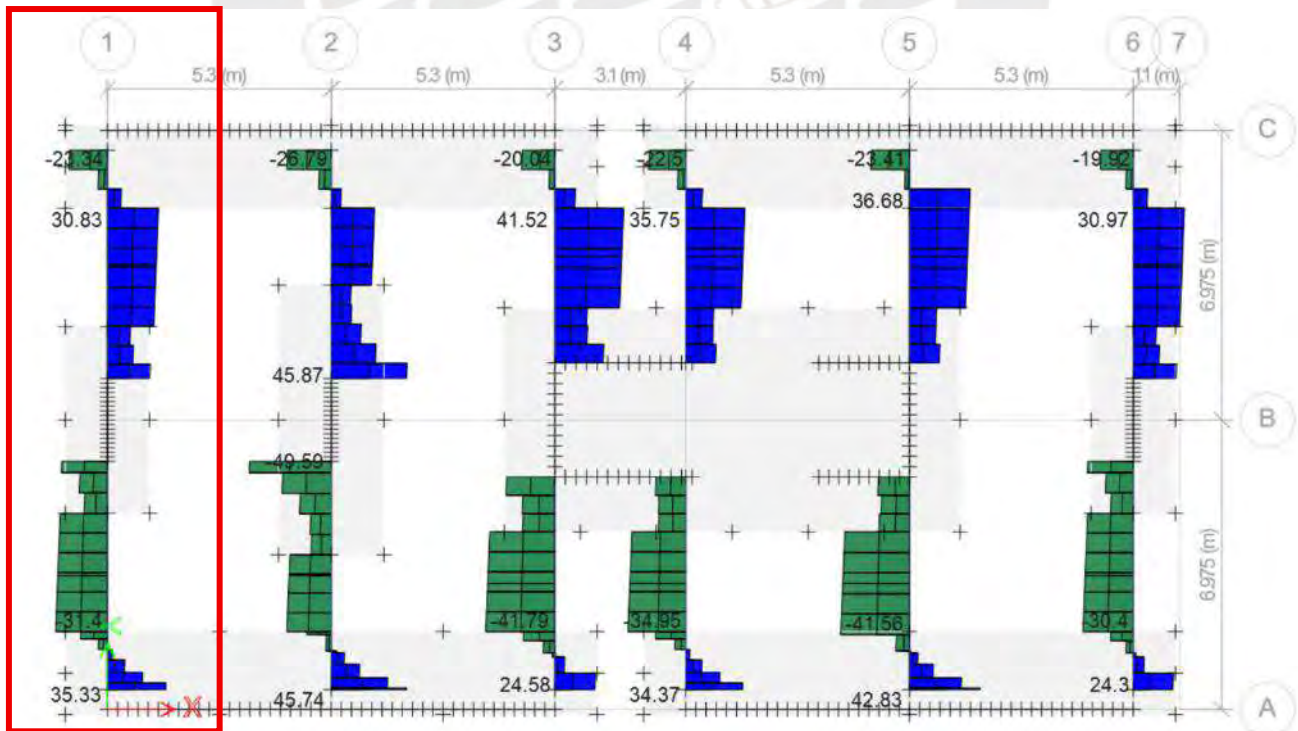


Figura 10.20: Envolvente de cortantes en viga de cimentación V-30x100 cm

Nota. Obtenido del programa SAFE

Contribución del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 90) \cdot 10^{-3} = 17.6 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , se calcula el aporte del acero necesario:

$$V_s = \frac{31.4}{0.85} - 20.7 = 16.24 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot (90)}{16.24 \cdot 10^3} = 33.05 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el diseño por corte de la viga de cimentación se satisface con estribos de  $\phi 3/8''$  espaciados a cada 30 cm.

A continuación, se presentan los diseños finales de las zapatas Z-01, Z-05 y de la viga de cimentación V01-0.30x1.00.

➤ **Diseño final de Zapata Z-01**

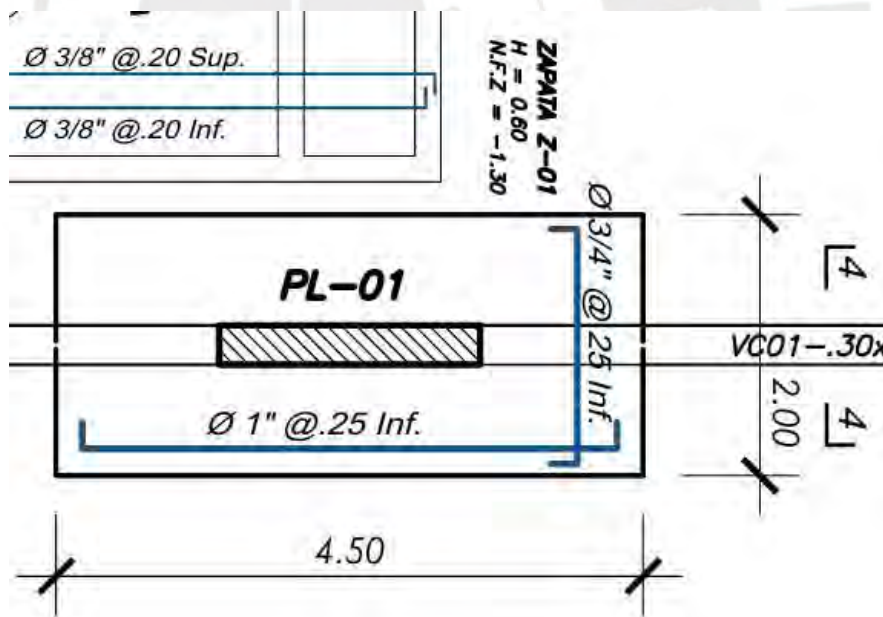


Figura 10.21: Diseño final de zapata Z-01

Nota. Fuente propia

➤ **Diseño final de Zapata Z-05**

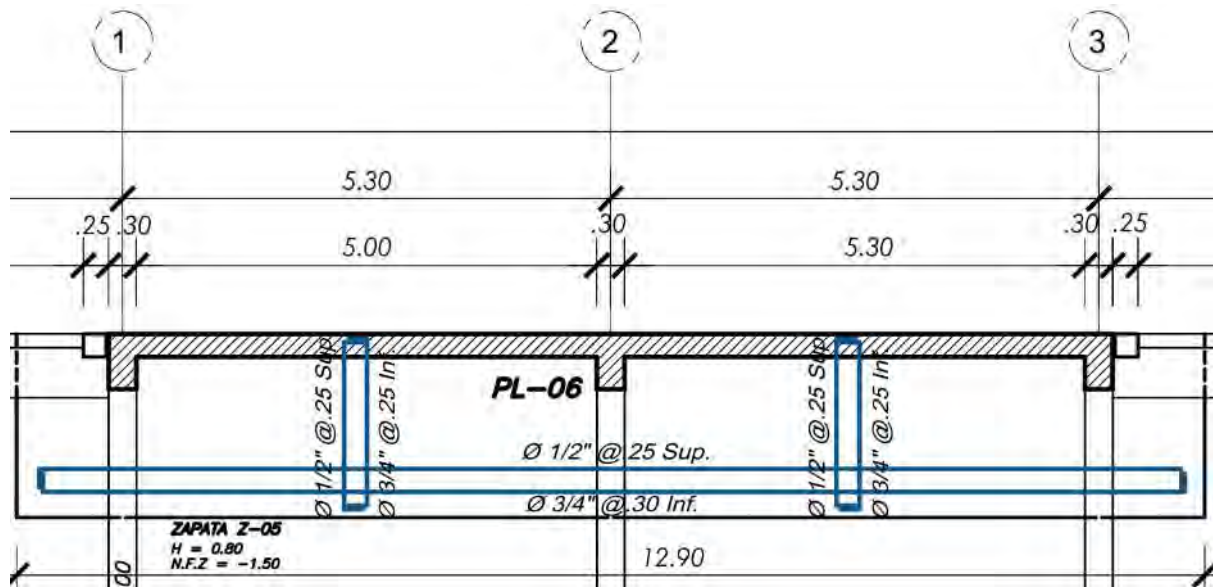


Figura 10.22: Diseño final de zapata Z-05  
Nota. Fuente propia

➤ **Diseño final de Viga de cimentación VC-01 0.30x1.00**

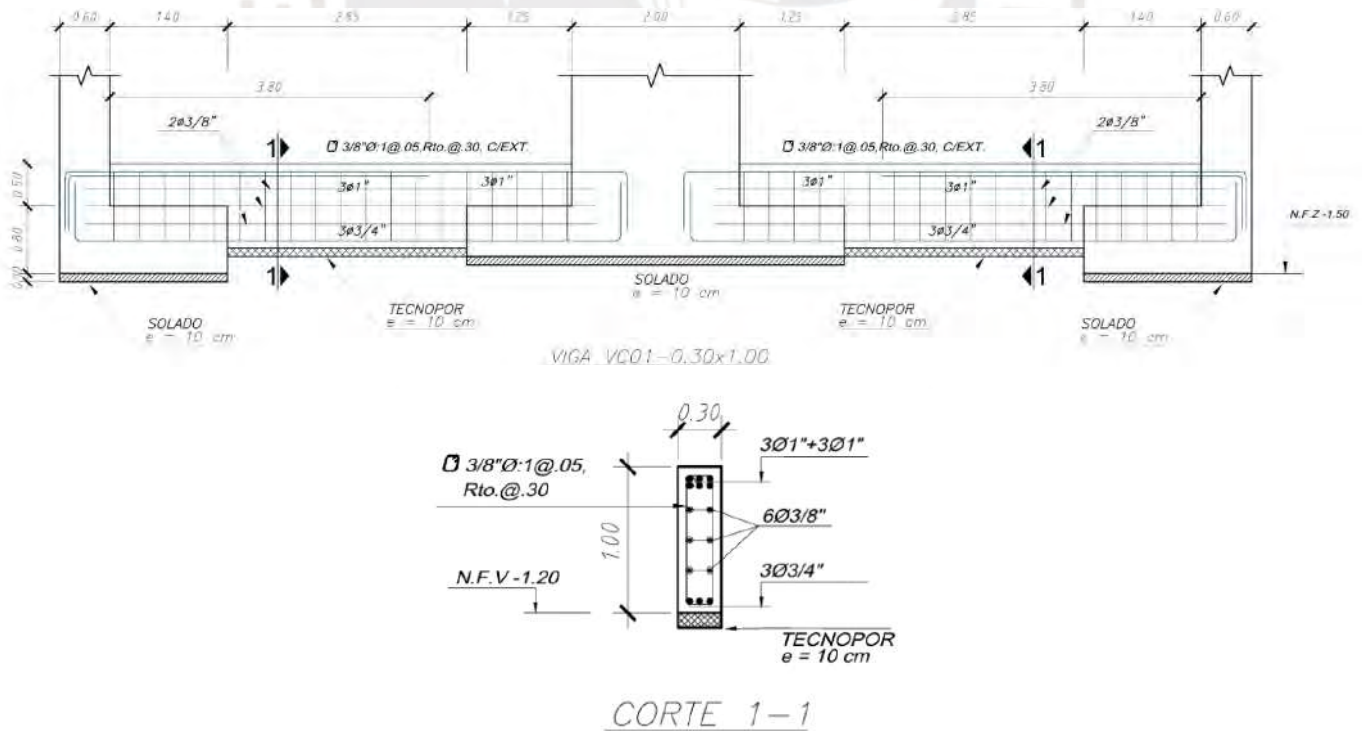


Figura 10.23: Diseño final de viga de cimentación VC01-0.30x1.00  
Nota. Fuente propia

## 11. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

### 11.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos de la edificación que conectan los pisos inferiores con los pisos superiores y viceversa. Se diseñará el tramo de escalera del primer piso considerando pasos de 25 cm, contrapasos de 17.5 cm y un espesor de garganta de 16.5 cm. Así mismo, la escalera cuenta con un descanso intermedio de 1.00 metros de ancho que se apoya en la placa PL-03. La siguiente figura 11.1 presenta un esquema en elevación de la geometría de la escalera en el primer piso.

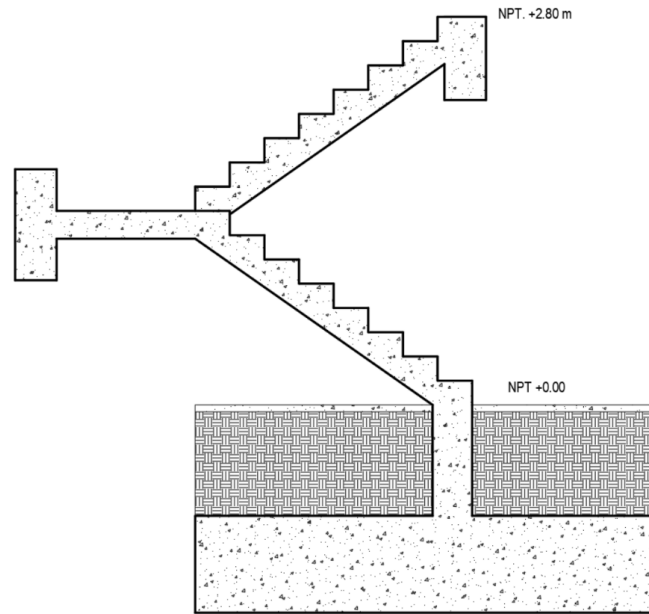


Figura 11.1: Esquema en elevación de escalera del primer nivel

Nota. Fuente propia

#### ➤ **Metrado de cargas**

##### **Carga Muerta (CM)**

$$W_{PESO\ PROPIO} = 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.235 \text{ m} = 0.677 \text{ ton/m}$$

$$W_{PISO\ TERMINADO} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$W_{CM} \approx 0.80 \text{ ton/m}$$

##### **Carga Viva (CV)**

$$W_{SOBRECARGA\ PISO\ TÍICO} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.24 \text{ ton/m}$$

$$W_{CV} = 0.24 \text{ ton/m}$$

#### ➤ **Modelo estructural**

El modelo estructural será equivalente a una viga apoyada en sus extremos. En este caso se realizarán dos modelos, para el primer tramo hasta una cota de +1.40 m y para el segundo tramo hasta el nivel +2.80 m. A continuación, se muestran los modelos obtenidos en ETABS.

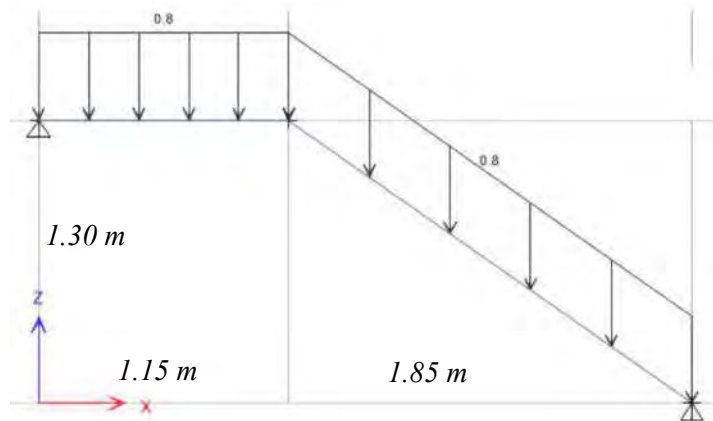


Figura 11.2: Modelo estructural del primer tramo de escalera con carga muerta  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

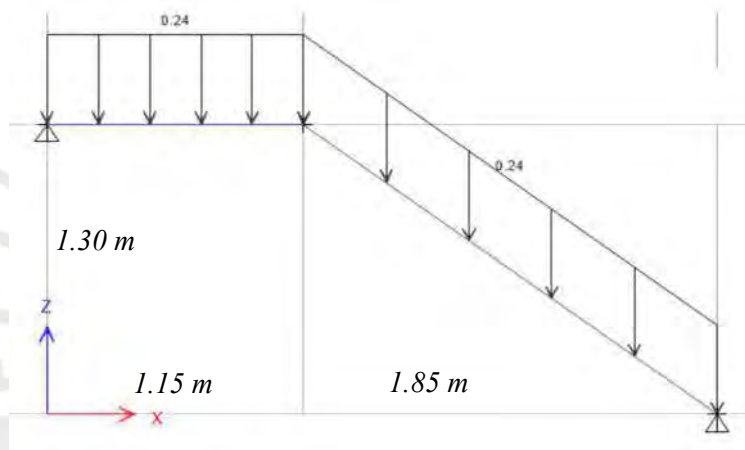


Figura 11.3: Modelo estructural del primer tramo de escalera con carga viva  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

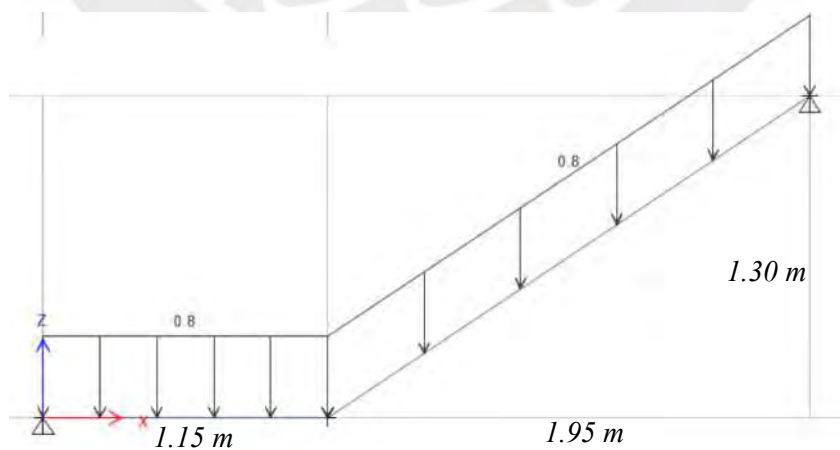


Figura 11.4: Modelo estructural del segundo tramo de escalera con carga muerta  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

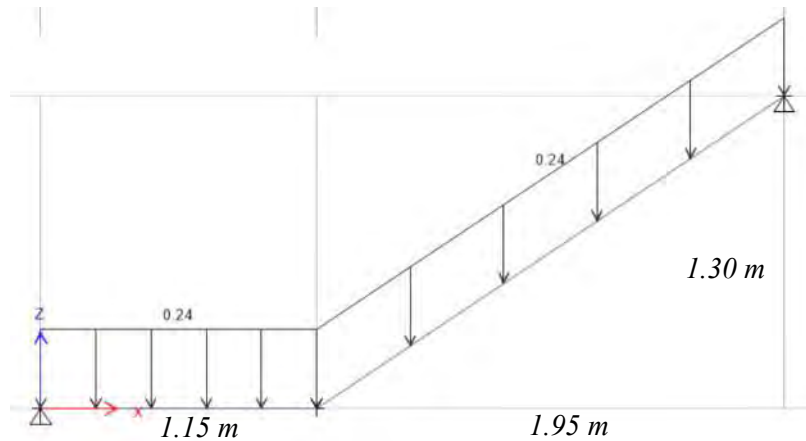


Figura 11.5: Modelo estructural del segundo tramo de escalera con carga viva  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

➤ **Diseño por flexión**

• **Para el primer tramo:**

El diseño a flexión se procede con los momentos máximos mostrados en la figura 11.4.

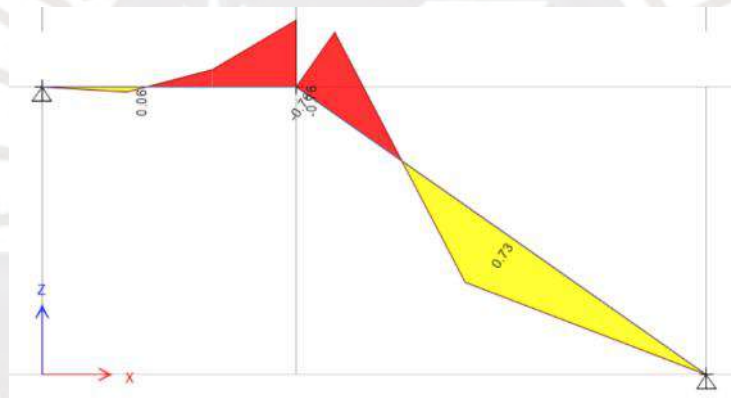


Figura 11.6: Diagrama de momentos flectores del primer tramo de escalera  
 Nota. Obtenido del programa ETABS

Se ha considerado un peralte efectivo de 13.5 cm para zona inclinada y 17 cm para la zona de descanso. Los resultados del diseño se presentan en la siguiente tabla 11.1.

Tabla 11.1. Diseño por flexión en el primer tramo de la escalera del primer piso

Componente de diseño	Zona inclinada	Zona de descanso
Peralte efectivo (cm)	13.5	17.0
Resistencia requerida $Mu+$	0.73	0.06
Resistencia requerida $Mu-$	0.76	0.76
Acero mínimo ( $cm^2$ )	3.91	4.92
Acero máximo ( $cm^2$ )	25.81	32.5
Acero requerido ( $cm^2$ ) $+$	1.44	0.093
Acero requerido ( $cm^2$ ) $-$	1.51	1.19

Nota. Fuente propia

De acuerdo con la tabla de resultados, se observa que el diseño por flexión de las escaleras se puede satisfacer con la cuantía mínima. Por lo tanto, el acero instalado se realizará con barras de  $\varnothing 3/8''$  espaciadas a cada 20 cm.

- **Para el segundo tramo:**

El diseño a flexión se procede con los momentos máximos mostrados en la figura 11.5.

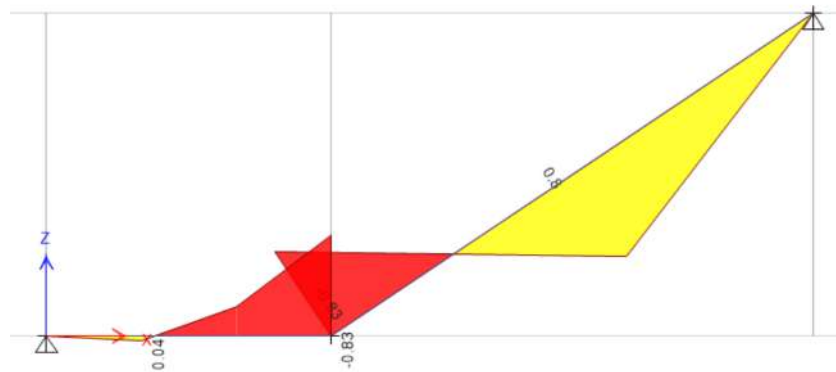


Figura 11.7: Diagrama de momentos flectores del primer tramo de escalera  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Los resultados del diseño se presentan en la siguiente tabla 11.2.

Tabla 11.2. Diseño por flexión en el segundo tramo de la escalera del primer piso

Componente de diseño	Zona inclinada	Zona de descanso
Peralte efectivo (cm)	13.5	17.0
Resistencia requerida $Mu+$	0.80	0.04
Resistencia requerida $Mu-$	0.83	0.83
Acero mínimo ( $cm^2$ )	3.91	4.92
Acero máximo ( $cm^2$ )	25.81	32.5
Acero requerido ( $cm^2$ ) $+$	1.58	0.062
Acero requerido ( $cm^2$ ) $-$	1.65	1.30

Nota. Fuente propia

Se observa que el segundo tramo también se puede satisfacer con la cuantía mínima. Por lo tanto, el acero instalado se realizará con barras de  $\varnothing 3/8''$  espaciadas a cada 20 cm.

### ➤ Diseño por cortante

Se verifica que la resistencia por corte del concreto se superior a la fuerza cortante obtenida de los diagramas de fuerzas cortantes mostrados en las figuras 11.6 y 11.7.

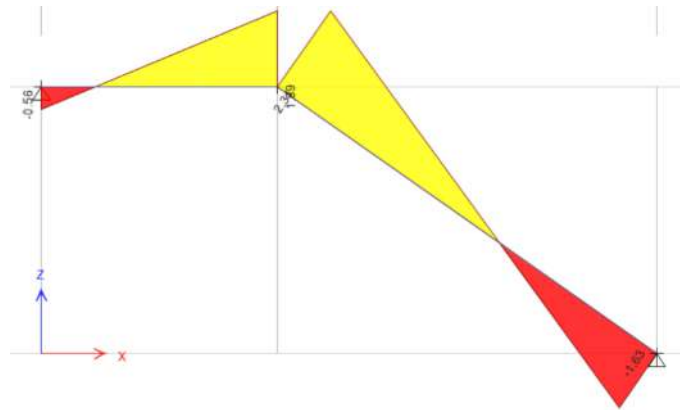


Figura 11.8: Diagrama de fuerzas cortantes del primer tramo de escalera  
Nota. Obtenido del programa ETABS

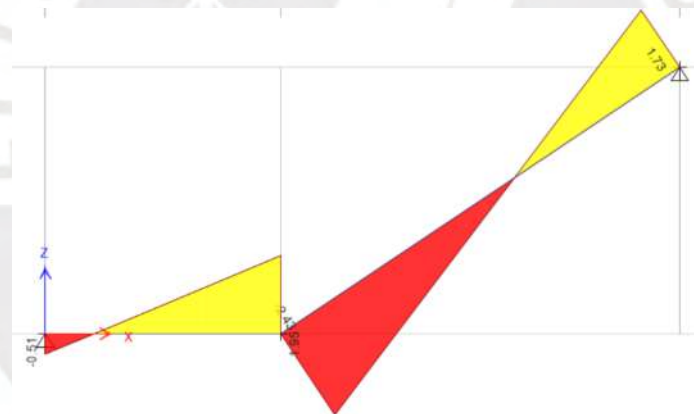


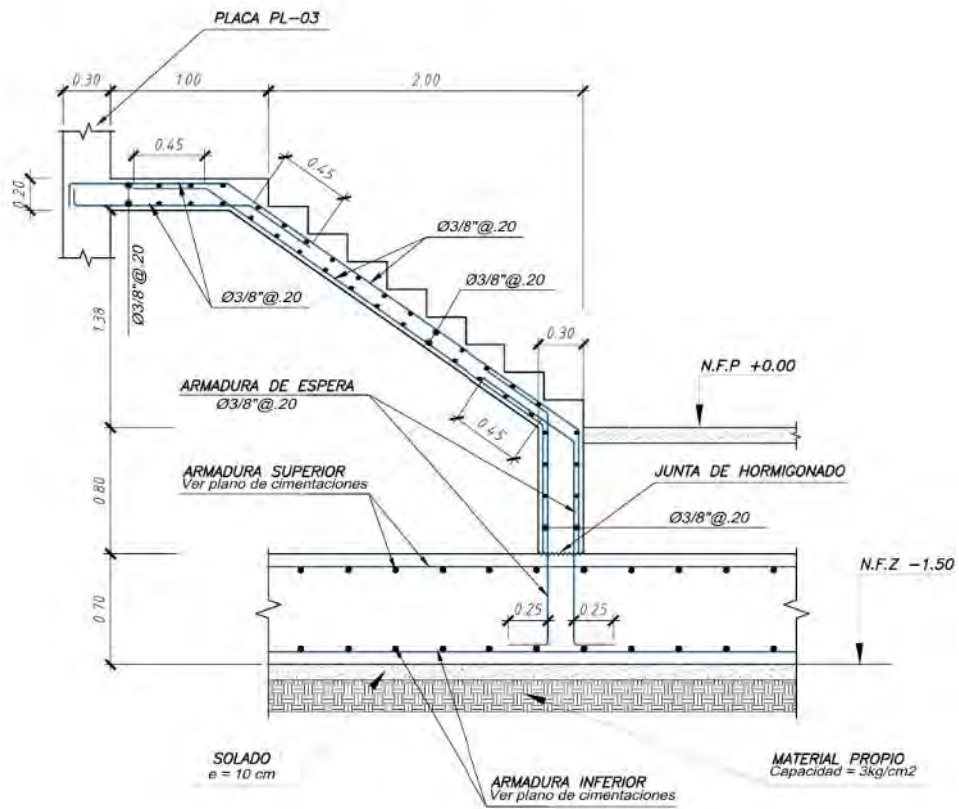
Figura 11.9: Diagrama de fuerzas cortantes del segundo tramo de escalera  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Resistencia del concreto  $\phi V_c$ :

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 120 \cdot 13.5) \cdot 10^{-3} = 10.57 \text{ ton}$$

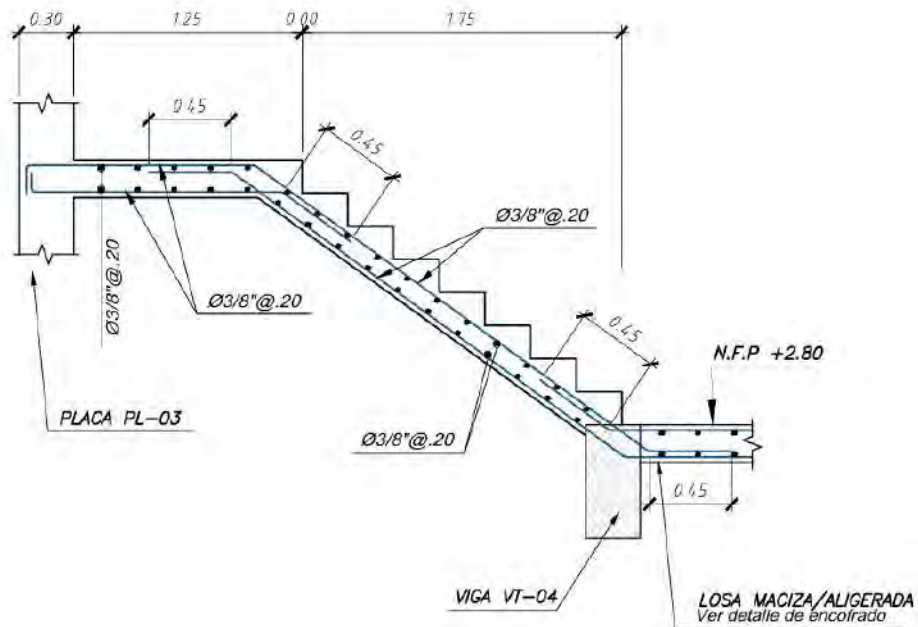
Este valor es mucho mayor que las fuerzas cortantes máximas en cualquier tramo de la escalera, por lo que se considera satisfactorio el diseño por corte.

➤ Diseño final



ESCALERAS - TRAMO 1 (PRIMER PISO)

ESC: 1/20



ESCALERAS - TRAMO 1 (PISO TÍPICO)

ESC: 1/20

Figura 11.10: Diseño final del tramo de escalera de primer piso  
Nota. Fuente propia

## 11.2 DISEÑO DE CISTERNA

La cisterna es una estructura diseñada para almacenar agua potable y abastecer a los habitantes de la edificación. Dado su contacto permanente con el agua, su diseño se realizará considerando una resistencia del concreto ( $f'c$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup>, con recubrimientos mínimos de 5 cm en las paredes laterales y la tapa, y de 7.5 cm en la base para garantizar su durabilidad y protección contra la corrosión. Con una capacidad estimada de 30 m<sup>3</sup>, la cisterna incluye un cajón de bombas de impulsión, encargadas de llevar el agua a los tanques elevados ubicados en la azotea. Las dimensiones en planta y elevación de la cisterna se presentan en la figura 11.8 y 11.9 respectivamente.

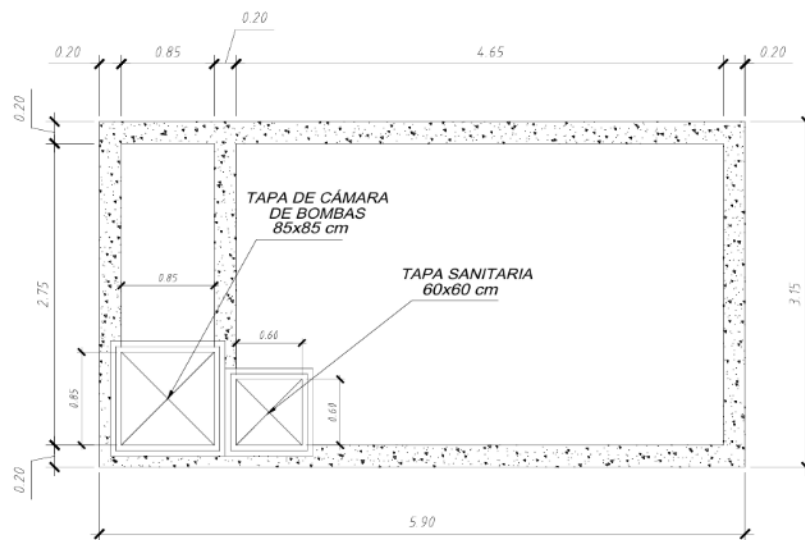


Figura 11.11: Dimensiones en planta de la cisterna  
Nota. Fuente propia

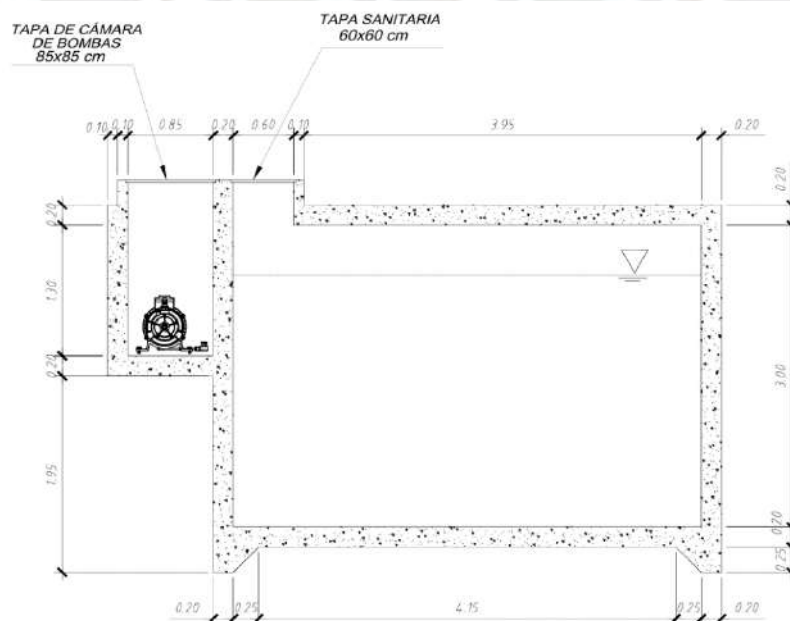


Figura 11.12: Dimensiones en elevación de la cisterna  
Nota. Fuente propia

La condición crítica de diseño para las paredes de la cisterna se presentará cuando el tanque esté vacío, ya que en este estado estarán sometidas al empuje activo del suelo y a la sobrecarga existente. Por otro lado, para el techo o tapa de la cisterna, la condición crítica estará determinada por su peso propio, la sobrecarga del terreno, el piso terminado y las cargas distribuidas generadas por los vehículos en el estacionamiento. Finalmente, en la base de la cisterna, la condición crítica será debido a la reacción del suelo, la cual dependerá de las cargas transmitidas por la estructura y las propiedades del suelo.

La Norma E.060 establece las siguientes combinaciones últimas para el diseño en concreto armado en presencia de líquidos y suelo.

- Para estructuras sometidas a empujes de suelo (CE):

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

- Para estructuras sometidas a empujes de líquidos (CL):

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

De acuerdo con el ACI 350, estas cargas todavía se amplifican por un coeficiente de durabilidad sanitaria "S" de 1.3 para flexión, 1.65 para tracción indirecta y 1.3 para corte. En este capítulo se utilizará el factor de 1.3 para los casos de flexión y corte.

Se considerará un coeficiente activo de empuje lateral  $K_a = 0.30$ , una altura de 3m de la cisterna y un peso específico del suelo de  $1.80 \text{ ton/m}^3$ .

#### ➤ Acero mínimo:

La cuantía mínima de acero para el caso de la cisterna se tomará como 0.003 de acuerdo con la recomendación del ACI 350-6 mostrado en la tabla 11.2.

Tabla 11.3. Refuerzo mínimo por contracción y temperatura

Length between movement joints, ft	Minimum shrinkage and temperature reinforcement ratio	
	Grade 40	Grade 60
Less than 20	0.0030	0.0030
20 to less than 30	0.0040	0.0030
30 to less than 40	0.0050	0.0040
40 and greater	0.0060*	0.0050*

Nota. Tomado de "American Concrete Institute ACI 350-6"

#### ➤ Diseño de la tapa

- **Diseño por flexión**

El techo de la cisterna se modelará en ETABS con una condición de apoyo simple. En estos apoyos se adicionará un momento por condición monolítica igual a  $wu \cdot l^2/16$  de acuerdo con la Norma E.060 en su Artículo 8.3.4.

## Metrado de cargas

### Carga Muerta (CM)

$$W_{PESO\ PROPIO} = 2.4\ ton/m^3 \times 0.20\ m = 0.48\ ton/m^2$$

$$W_{PESO\ SUELO} = 1.80\ ton/m^3 \times 0.20\ m = 0.36\ ton/m^2$$

$$W_{PISO\ TERMINADO} = 0.10\ ton/m^2 = 0.10\ ton/m^2$$

$$W_{AUTOMÓVILES} \approx 0.40\ ton/m^2$$

$$W_{CM} = 1.34\ ton/m^2$$

### Carga Viva (CV)

$$W_{SOBRECARGA} = 0.25\ ton/m^2$$

$$W_{CV} = 0.25\ ton/m^2$$

Estas cargas se asignan en un modelo simplemente apoyado en ETABS cuyos diagramas de momento flector se presentan a continuación en las siguientes figuras:

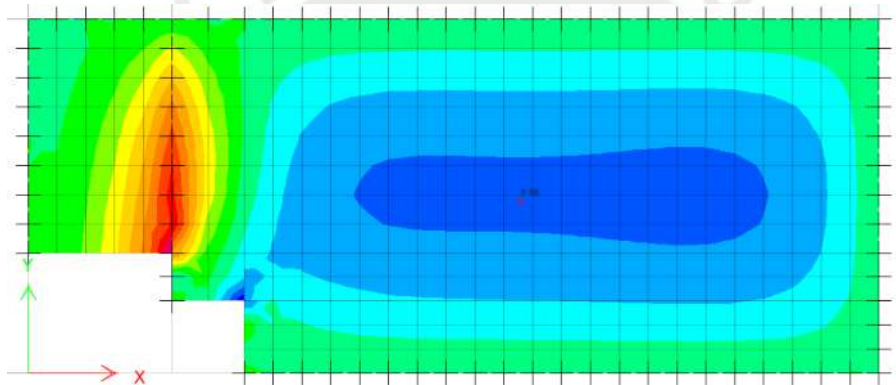


Figura 11.13: Diagrama de momentos M11  
Nota. Obtenido del programa ETABS

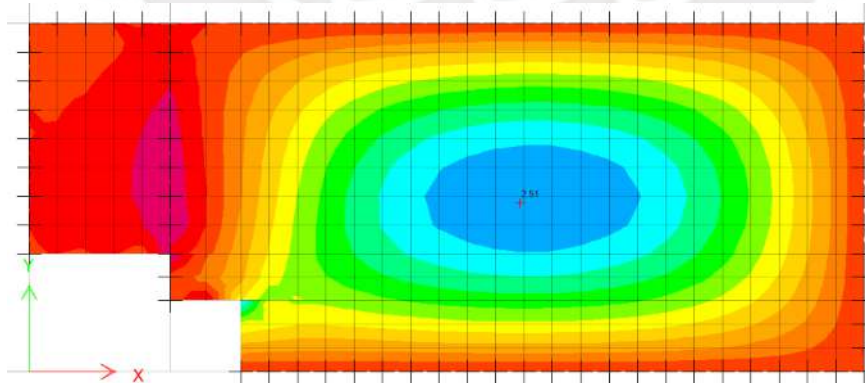


Figura 11.14: Diagrama de momentos M22  
Nota. Obtenido del programa ETABS

El caso más desfavorable se presenta de la dirección más corta (M22) con una resistencia requerida de 2.51 ton.m/m.

- Para  $Mu+ = 2.51 \text{ ton.m}$

$$a = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2 \cdot 2.51 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 0.80 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{2.51 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15 - \frac{0.80}{2}\right)} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer los requisitos de diseño por flexión, por la cuantía mínima, se instalarán aceros de  $\emptyset 3/8''$  espaciados a cada 20 cm en la cara superior e inferior de la losa. Además, bastones positivos de  $\emptyset 3/8'' @.20$ .

#### - Diseño por corte

Las siguientes figuras muestran la resistencia requerida por fuerza cortante en la losa de techo de la cisterna

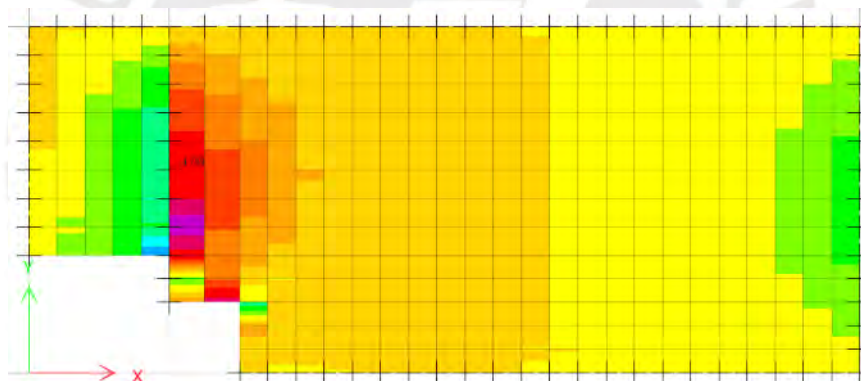


Figura 11.15: Diagrama de cortantes V13  
Nota. Obtenido del programa ETABS

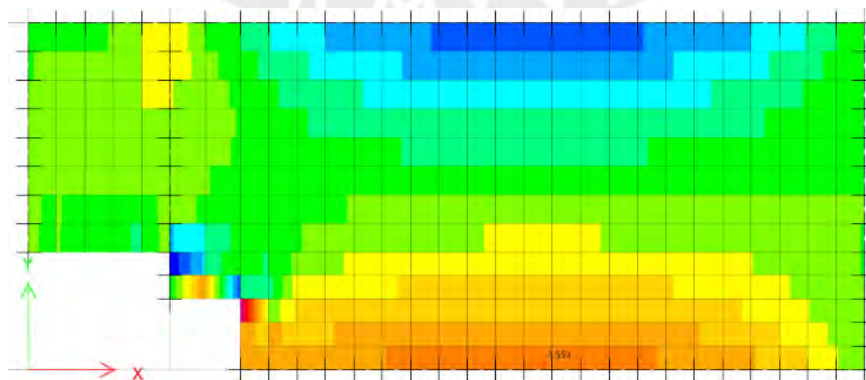


Figura 11.16: Diagrama de cortantes V23  
Nota. Obtenido del programa ETABS

La mayor fuerza cortante obtenida de los diagramas es  $V_u = 4.75$  ton. Luego, se calcula la resistencia del concreto  $\phi V_c$ :

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 15) \cdot 10^{-3} = 11.3 \text{ ton}$$

Se observa que  $\phi V_c = 11.30 > V_u = 4.75$ , por lo tanto, la resistencia del concreto es suficiente para soportar los efectos de corte.

➤ **Diseño de paredes:**

**Metrado de cargas**

**Carga Muerta (CM)**

$$W_{SUELO\ 3m} = 1.80 \text{ ton/m}^3 \times 3m \times 0.30 = 1.62 \text{ ton/m}^2, \quad \text{distribución triangular}$$

$$W_{AUTOS} = 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 0.30 = 0.12 \text{ ton/m}^2, \quad \text{distribución constante}$$

**Carga Viva (CV)**

$$W_{SOBRECARGA} = 0.25 \text{ ton/m}^2 \times 0.3 = 0.075 \text{ ton/m}^2, \quad \text{distribución constante}$$

- **Diseño por flexión**

Se obtiene el diagrama de momentos flectores en el programa ETABS, tal como se muestra en la figura 11.14. De este diagrama extraen los momentos  $M_{u+} = 1.1$  ton.m/m y  $M_{u-} = 2.36$  ton.m/m que se utilizarán para el diseño a flexión.

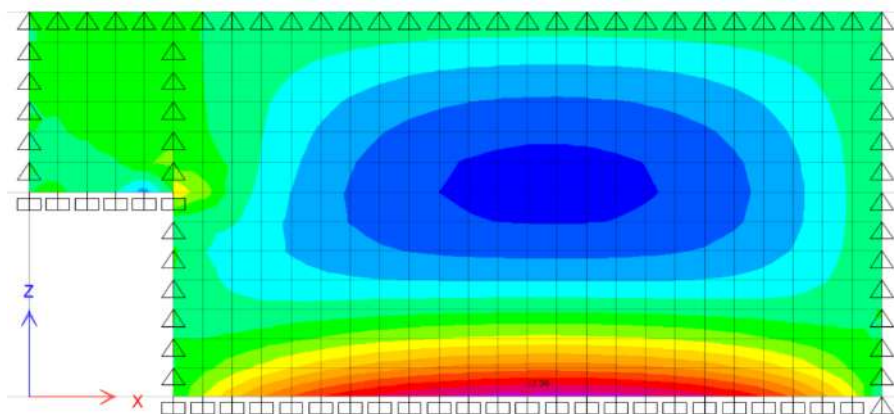


Figura 11.17: Diagrama de momentos en pared larga de cisterna M22  
Nota. Obtenido del programa ETABS

- Para  $Mu+ = 1.10 \text{ ton.m/m}$

$$a = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2 \cdot 1.1 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 0.35 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{1.1 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15 - \frac{0.35}{2}\right)} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

En la zona de momentos positivos, el diseño se satisface con la cuantía mínima, por lo tanto, se instalarán aceros de  $\emptyset 3/8''$  espaciados a cada 20 cm en la cara superior e inferior de la pared.

- Para  $Mu- = 2.36 \text{ ton.m/m}$

$$a = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2 \cdot 2.36 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 0.75 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{2.36 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15 - \frac{0.75}{2}\right)} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

El diseño se satisface con la cuantía mínima, por lo tanto, se instalarán aceros de  $\emptyset 3/8''$  espaciados a cada 20 cm en la cara superior e inferior de la pared. Además, se instarán bastones  $\emptyset 3/8''@.20$  en la zona de momentos negativos.

#### - Diseño por corte

Se obtiene una fuerza cortante última  $Vu = 4.82 \text{ ton}$  tal como se muestra en la figura 11.15

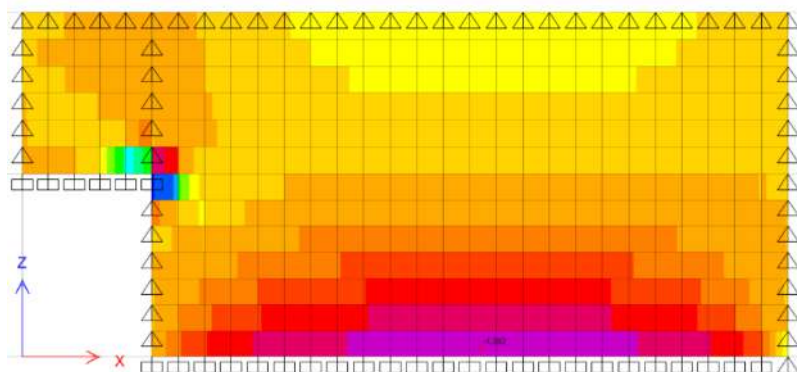


Figura 11.18: Diagrama de cortantes en pared larga de cisterna V23

Nota. Obtenido del programa ETABS

Se calcula la resistencia del concreto  $\phi V_c$ :

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 15) \cdot 10^{-3} = 11.3 \text{ ton}$$

Se observa que  $\phi V_c = 11.30 > V_u = 4.82$ , por lo tanto, la resistencia del concreto es suficiente para soportar los efectos de corte en las paredes de la cisterna.

➤ **Diseño de losa de fondo:**

- **Diseño por flexión**

De acuerdo con la figura 11.16, se tiene un momento flector máximo de  $M_u = 2.15 \text{ ton.m/m}$

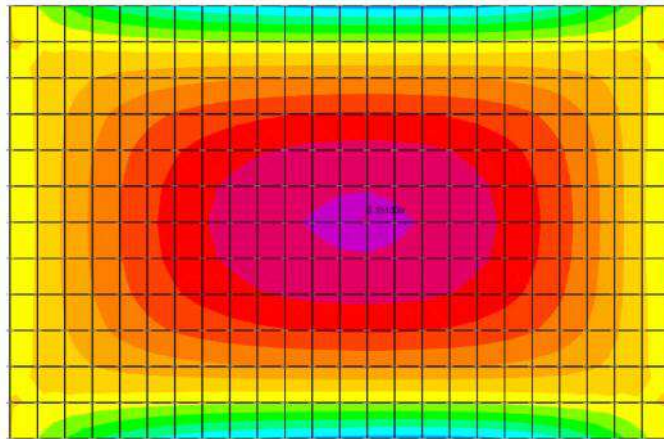


Figura 11.19: Diagrama de momento flector de losa de fondo M22  
Nota. Obtenido del programa SAP 2000

- Para  $M_u = 2.15 \text{ ton.m/m}$

$$a = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2 \cdot 2.15 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 0.68 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{2.36 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15 - \frac{0.75}{2}\right)} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Se instalarán aceros de  $\phi 3/8''$  espaciados a cada 20 cm en la cara superior e inferior de la losa de fondo.

- **Diseño por corte**

Se obtiene una fuerza cortante última  $V_u = 6.5 \text{ ton}$  tal como se muestra en la figura 11.17

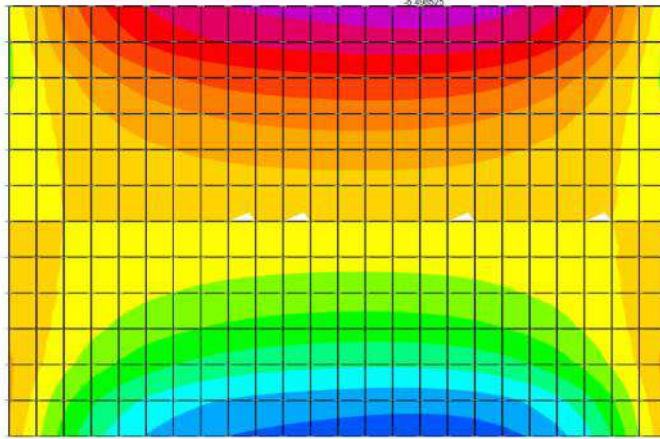


Figura 11.20: Diagrama de cortante de losa de fondo V23  
Nota. Obtenido del programa SAP 2000

Se calcula la resistencia del concreto  $\phi V_c$ :

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{280} \cdot 100 \cdot 15) \cdot 10^{-3} = 11.3 \text{ ton}$$

Se observa que  $\phi V_c = 11.30 > V_u = 6.50$ , por lo tanto, la resistencia del concreto es suficiente para soportar los efectos de corte en la losa de fondo de la cisterna.

### 11.3 DISEÑO DE MUROS PERIMETRALES DE ALBAÑILERÍA

Los cercos perimetrales se diseñarán para resistir principalmente las fuerzas sísmicas que actúan perpendicularmente a su plano. Los estándares de referencia incluirán la Norma E.070 de Albañilería, la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente y cualquier otra normativa que se considere necesaria. El muro se diseñará para la condición más crítica, para lo cual se han establecido las siguientes dimensiones iniciales: un cimiento corrido de 0.60 m x 0.60 m, un sobrecimiento de 0.15 m x 0.45 m, columnetas de 0.25 m x 0.25 m y una viga solera de 0.15 m x 0.20 m. Estas dimensiones se ilustran en la figura 11.18.

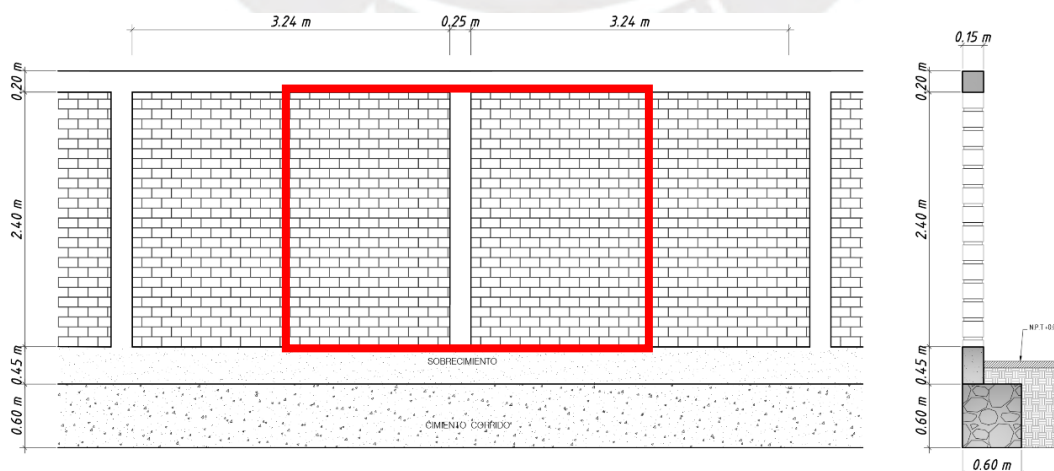


Figura 11.21: Vista en elevación y corte de muro perimétrico  
Nota. Fuente propia

- **Carga distribuida sobre el muro**

La Norma E.070 establece la siguiente expresión para determinar la magnitud de la carga uniformemente distribuida en el muro.

$$w = 0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot e$$

Donde:

$Z$  = Factor de zona = 0.45

$U$  = Factor de importancia = 1

$C_1$  = Coeficiente sísmico = 0.60 de acuerdo con la Norma E.030 (2006)

$\gamma$  = Peso específico de albañilería =  $1800 \text{ kg/m}^3$

$e$  = Espesor bruto del muro = 15 cm

De la ecuación anterior se tiene:

$$w = 0.8(0.45 \cdot 1 \cdot 0.6 \cdot 1800 \cdot 0.15) = 58.32 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se calcula el momento flector distribuido por unidad de longitud generado por la carga sísmica uniformemente distribuida:

$$M_a = m \cdot w \cdot a^2$$

Donde:

$m$  = Coeficiente adimensional de momento indicado en la tabla

$w$  = Carga sísmica distribuida

$a$  = Dimensión crítica del paño de albañilería

Tabla 11.4. Valores de coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"								
<b>CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS</b>								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
<b>CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS</b>								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
<b>CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES</b>								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
<b>CASO 4. MURO EN VOLADIZO</b>								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Nota. Tomado de “Norma E.070 Albañilería”, 2020

Calculando los valores se tiene:

$$b/a = 3.24/2.4 = 1.35$$

$$m = 0.0723 \text{ (interpolando)}$$

$$M_s = 0.0723 \cdot 58.32 \cdot 2.4^2 = 24.25 \text{ kg.m/m}$$

Se calcula el esfuerzo normal producido por el momento actuante  $M_s$  mediante la siguiente expresión:

$$f_n = \frac{6 \cdot M_s}{t^2}$$

Donde:

$t$  = espesor efectivo = 13 cm

$$f_n = \frac{6 \cdot 24.25}{0.13^2} = 8609.5 \text{ kg/m}^2$$

Se verifica que este esfuerzo  $f_n$  sea menor al esfuerzo admisible en tracción  $f'_t$  para albañilería simple:

$$f_n = 8609.5 \text{ kg/m}^2 < f'_t = 15000 \text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con la desigualdad anterior, se concluye que el espesor y la longitud del muro de albañilería son adecuados.

- **Cargas actuantes en elementos de arriostre**

Las cargas sísmicas se distribuirán en los elementos de arriostre según las líneas de falla indicadas en la figura 11.19. La viga solera soportará una carga trapezoidal originada por el muro, así como una carga uniforme debido a su peso propio. Por otro lado, la columneta crítica soportará el doble de una carga triangular procedente del muro, una carga uniforme por su peso propio y, adicionalmente, una reacción proveniente de la viga solera.

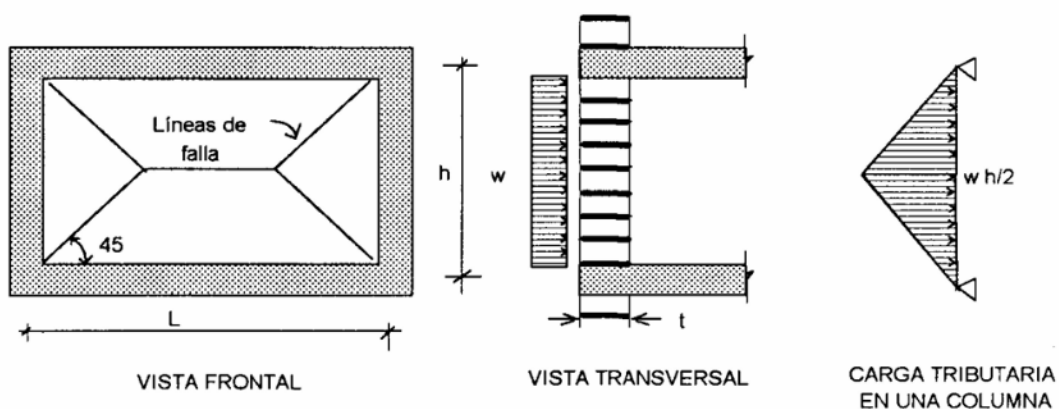


Figura 11.22: Líneas de falla y cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro  
 Nota. Tomado de "Construcciones de Albañilería", San Bartolomé, 1994

➤ Para viga solera

- Carga sísmica trapezoidal

$$w = 0.8(Z \cdot U \cdot C_1) \cdot \gamma \cdot e \cdot \frac{h_{muro}}{2}$$

$$w = 0.8(0.45 \cdot 1 \cdot 0.6) \cdot 1.80 \cdot 0.15 \cdot \frac{2.40}{2} = 0.070 \text{ ton/m}$$

- Carga sísmica uniforme

$$w = 0.8(Z \cdot U \cdot C_1) \cdot \gamma_{concreto} \cdot b_{viga} \cdot h_{viga}$$

$$w = 0.8(0.45 \cdot 1 \cdot 0.6) \cdot 2.40 \cdot 0.15 \cdot 0.20 = 0.0156 \text{ ton/m}$$

- Esquema de cargas

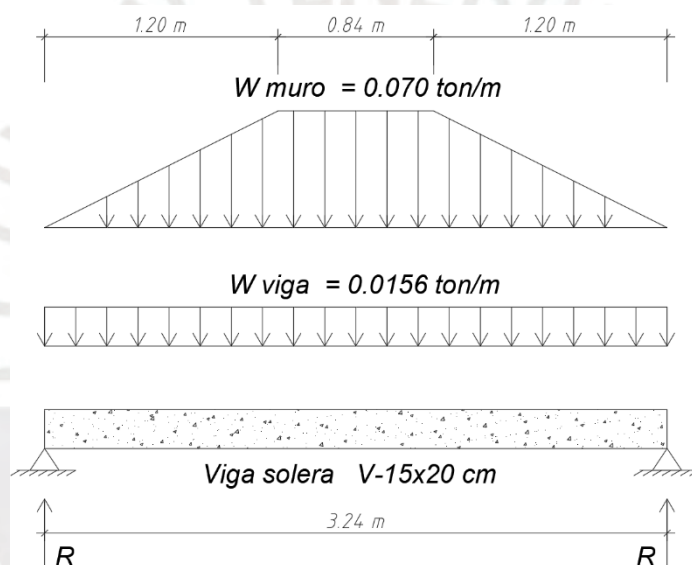


Figura 11.23: Esquema de cargas sísmicas actuantes en viga solera

Nota. Fuente propia

➤ Para columneta

- Carga sísmica triangular

$$w = 0.8(Z \cdot U \cdot C_1) \cdot \gamma \cdot e \cdot \frac{h_{muro}}{2}$$

$$w = 0.8(0.45 \cdot 1 \cdot 0.6) \cdot 1.80 \cdot 0.15 \cdot \frac{2.40}{2} = 0.070 \text{ ton/m}$$

- Carga sísmica uniforme

$$w = 0.8(Z \cdot U \cdot C_1) \cdot \gamma_{concreto} \cdot b_{col} \cdot h_{col}$$

$$w = 0.8(0.45 \cdot 1 \cdot 0.6) \cdot 2.40 \cdot 0.25 \cdot 0.25 = 0.0324 \text{ ton/m}$$

- Esquema de cargas

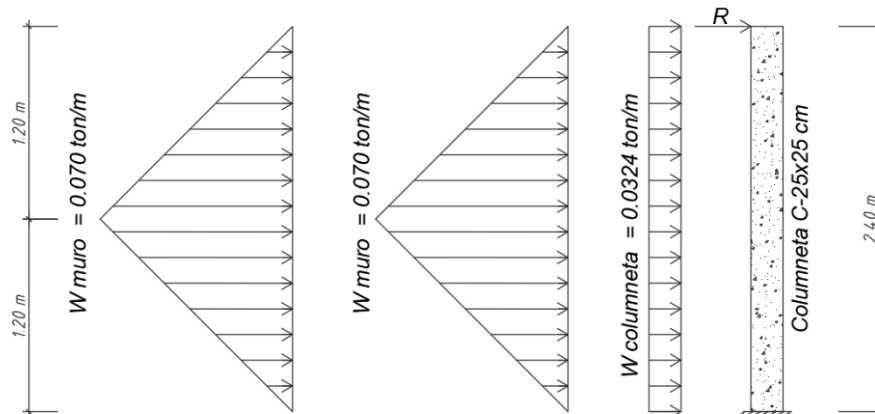


Figura 11.24: Esquema de cargas sísmicas actuantes en columneta  
Nota. Fuente propia

• Diseño de elementos de arriostre

➤ Diseño de viga solera

- Diseño por flexión

Se tiene un momento máximo  $M_u = 0.11 \text{ ton}\cdot\text{m}$  amplificado por 1.25 para el diseño en concreto armado, tal como se muestra en la figura 11.22.

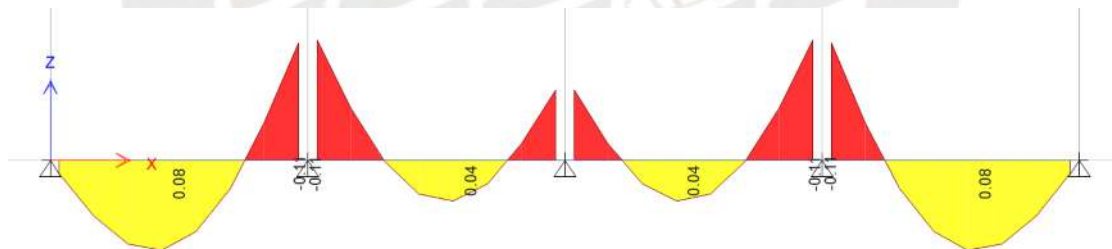


Figura 11.25: Diagrama de momentos flectores en viga solera  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{175}}{4200} \cdot 20 \cdot 12 = 0.53 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 175}{4200} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 20 \cdot 12 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Acero requerido para  $M_u = 0.11 \text{ ton.m}$

$$a = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 \cdot 0.11 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 175 \cdot 20}} = 0.35 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.11 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(12 - \frac{0.35}{2}\right)} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el diseño se puede satisfacer colocando dos barras de  $\varnothing 3/8''$  superiores e inferiores en la viga solera de  $15 \times 20 \text{ cm}$ .

### - Diseño por corte

Se tiene una cortante máxima  $V_u = 0.17 \text{ ton}$  amplificado por 1.25 para el diseño en concreto armado, tal como se muestra en la figura 11.23.

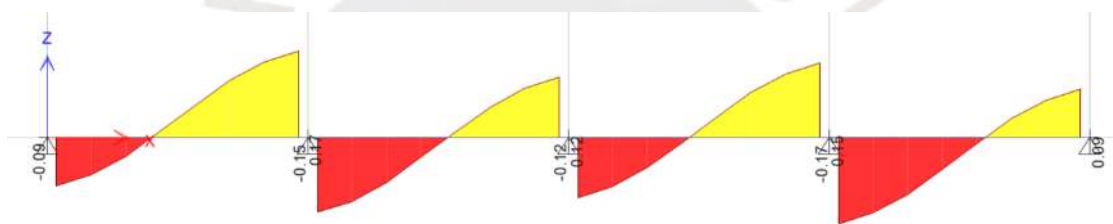


Figura 11.26: Diagrama de cortantes en viga solera  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Resistencia del concreto  $\varnothing V_c$

$$\varnothing V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 20 \cdot 12 \cdot 10^{-3} = 1.43 \text{ ton}$$

Se observa que  $\varnothing V_c = 1.43 \text{ ton} > V_u = 0.17 \text{ ton}$ , por lo que, el aporte del concreto es suficiente para resistir los esfuerzos de corte. Sin embargo, se colocará estribos de montaje:  $\varnothing 6 \text{ mm}$ ,  $5@.10$ , resto  $@.20$  desde cada extremo.

### ➤ Diseño de columna de arriostre

#### - Diseño por flexión

Se tiene un momento máximo  $M_u = 1.33 \text{ ton.m}$  amplificado por 1.25 para el diseño en concreto armado, tal como se muestra en la figura 11.24. Se destaca que la columneta se ha modelado como una viga en voladizo.

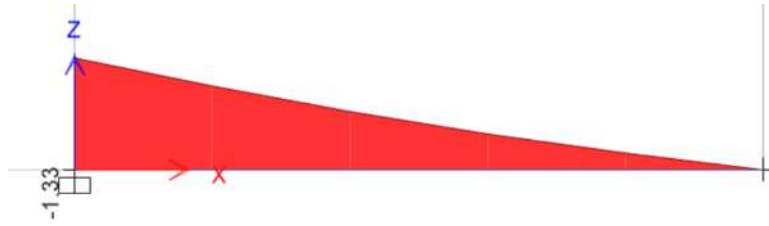


Figura 11.27: Diagrama de momento flector en columneta  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{175}}{4200} \cdot 25 \cdot 22 = 1.21 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left[ \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 175}{4200} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \right] \cdot 25 \cdot 22 = 7.3 \text{ cm}^2$$

Acero requerido para  $M_u = 1.33 \text{ ton.m}$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \cdot 1.33 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 175 \cdot 25}} = 1.89 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.33 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left( 22 - \frac{1.89}{2} \right)} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el diseño se puede satisfacer colocando dos barras de  $\varnothing 1/2''$  superiores e inferiores en la columneta de 25x25 cm.

#### - Diseño por corte

Se tiene una cortante máxima  $V_u = 0.71 \text{ ton}$  amplificado por 1.25 para el diseño en concreto armado, tal como se muestra en la figura 11.25.



Figura 11.28: Diagrama de cortantes en columneta  
Nota. Obtenido del programa ETABS

Resistencia del concreto  $\phi Vc$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 25 \cdot 22 \cdot 10^{-3} = 3.28 \text{ ton}$$

Se observa que  $\phi Vc = 3.28 \text{ ton} > Vu = 0.71 \text{ ton}$ , por lo que, el aporte del concreto es suficiente para resistir los esfuerzos de corte. Sin embargo, se colocará estribos de montaje:  $\phi 6 \text{ mm}$ ,  $5@.10$ , resto  $@.20$  desde cada extremo. Así mismo, en las uniones entre la columneta y viga solera se considerarán estribos a ca 10 cm.

- **Diseño de cimentación del muro**

- **Verificación por deslizamiento**

El factor de seguridad por deslizamiento se calculará considerando los coeficientes de empuje activo y pasivo, con valores de  $K_a = 0.30$  y  $K_p = 3.32$ , respectivamente. Asimismo, se tomará en cuenta un coeficiente de fricción de 0.60.

**Empuje activo**

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot 0.30 \cdot 1800 \cdot 0.85^2 \cdot 1 = 195.1 \text{ kg}, \quad (\text{De derecha a izquierda})$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot 0.30 \cdot 1800 \cdot 1^2 \cdot 1 = 270 \text{ kg}, \quad (\text{De izquierda a derecha})$$

**Empuje pasivo**

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 3.32 \cdot 1800 \cdot 1.85^2 \cdot 1 = 2158.8 \text{ kg}, \quad (\text{De derecha a izquierda})$$

$$E_{p2} = \frac{1}{2} \cdot 3.32 \cdot 1800 \cdot 1^2 \cdot 1 = 2988 \text{ kg}, \quad (\text{De izquierda a derecha})$$

**Peso total**

$$P_{viga} = 2400 \cdot 0.15 \cdot 0.20 = 72 \text{ kg}$$

$$P_{muro} = 1800 \cdot 2.40 \cdot 0.15 = 648 \text{ kg}$$

$$P_{\text{sobre}} = 2300 \cdot 0.45 \cdot 0.15 = 155.3 \text{ kg}$$

*cimiento*

$$P_{\text{cimiento}} = 2300 \cdot 0.60 \cdot 0.70 = 966 \text{ kg}$$

$$P_{\text{relleno}} = 1800 \cdot 0.55 \cdot 0.25 = 247.5 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = 1800 \cdot 0.55 \cdot 0.25 = 2088.8 \text{ kg}$$

**Empuje sísmico**

$$E_{viga} = 0.80 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.60 \cdot 72 = 15.55 \text{ kg}$$

$$E_{muro} = 0.80 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.60 \cdot 648 = 139.9 \text{ kg}$$

$$E_{\text{sobre}} = 0.80 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.60 \cdot 155.3 = 33.54 \text{ kg}$$

*cimiento*

$$E_{\text{cimiento}} = 0.80 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.60 \cdot 966 = 208.6 \text{ kg}$$

**Fuerza actuante**

$$F_{actuante} = 195.1 + 15.55 + 139.9 + 33.54 + 208.6$$

$$F_{actuante} = 592.7 \text{ kg}$$

**Fuerza resistente**

$$F_{resistente} = 0.6 \cdot 2088.8 + 2988$$

$$F_{actuante} = 4241.3 \text{ kg}$$

**Factor de seguridad**

$$F.S = \frac{F_{resistente}}{F_{actuante}} = \frac{4241.3}{592.7} = 7.15$$

Como  $F.S = 7.15 > F.S \text{ min} = 1.50$ , la sección es adecuada para resistir el deslizamiento

➤ **Verificación por volteo****- Pivote izquierdo**

Los momentos actuantes por cada elemento se muestran en la tabla 11.4.

*Tabla 11.5. Momentos actuantes de derecha a izquierda*

Elemento	Fuerza (kg)	Brazo (m)	M (kg.m)
Viga solera	15.55	3.55	55.20
Muro	139.9	2.25	314.8
Sobrecimiento	33.54	0.825	27.67
Cimiento	208.6	0.30	62.58
Empuje activo	195.1	0.283	55.21
		<b>M total</b>	<b>515.5</b>

*Nota. Fuente propia*

Los momentos actuantes por cada elemento se muestran en la tabla 11.5.

*Tabla 11.6. Momentos resistentes de derecha a izquierda*

Elemento	Fuerza (kg)	Brazo (m)	M (kg.m)
Viga solera	72	0.075	5.4
Muro	648	0.075	48.6
Sobrecimiento	153.3	0.075	11.5
Cimiento	966	0.35	338.1
Relleno	247.5	0.425	105.2
Empuje pasivo	2988	0.35	1045.8
		<b>M total</b>	<b>1554.6</b>

*Nota. Fuente propia*

### Factor de seguridad

$$F.S = \frac{M_{resistente}}{M_{actuante}} = \frac{1554.6}{515.5} = 3.01$$

Como  $F.S = 3.01 > F.S \text{ min} = 2.0$ , la sección es adecuada para resistir volteo cuando el punto pivote se encuentra en el lado izquierdo alineado con el muro.

### - Pivote derecho

Los momentos actuantes por cada elemento se muestran en la tabla 11.5.

Tabla 11.7. Momentos actuantes de izquierda a derecha

Elemento	Fuerza (kg)	Brazo (m)	M (kg.m)
Viga solera	15.55	3.55	55.20
Muro	139.9	2.25	314.8
Sobrecimiento	33.54	0.825	27.67
Cimiento	208.6	0.30	62.58
Empuje activo	270	0.35	94.5
		<b>M total</b>	<b>554.8</b>

Nota. Fuente propia

Los momentos actuantes por cada elemento se muestran en la tabla 11.6.

Tabla 11.8. Momentos resistentes de izquierda a derecha

Elemento	Fuerza (kg)	Brazo (m)	M (kg.m)
Viga solera	72	0.625	45
Muro	648	0.625	405
Sobrecimiento	153.3	0.625	95.81
Cimiento	966	0.35	338.1
Relleno	247.5	0.275	68.06
Empuje activo	2158.8	0.20	431.76
		<b>M total</b>	<b>1463.3</b>

Nota. Fuente propia

### Factor de seguridad

$$F.S = \frac{M_{resistente}}{M_{actuante}} = \frac{1463.3}{554.8} = 2.64$$

Como  $F.S = 2.64 > F.S \text{ min} = 2.0$ , la sección es adecuada para resistir volteo cuando el punto pivote se encuentra en el lado derecho del cimiento corrido.

➤ **Verificación de la capacidad portante**

- **Excentricidad (e):**

$$P_{total} = 2088.8 \text{ kg}$$

$$M_{actuante} = 515.5 \text{ kg.m}$$

$$M_{resistente} = 1554.6 \text{ kg.m}$$

$$X = \left( \frac{1554.6 - 515.5}{2088.8} \right) = 0.49 \text{ m}$$

$$e = 0.49 - \frac{0.70}{2} = 0.14 \text{ m}$$

$$e_{max} = \frac{0.7}{3} = 0.233 \text{ m}$$

De los cálculos se observa que la excentricidad obtenida es menor a la excentricidad máxima. Por lo tanto, se concluye que las dimensiones son adecuadas y la cimentación solo presentará esfuerzos de compresión para las condiciones dadas.

- **Presión de suelo**

Se determina la presión del suelo en el fondo de la cimentación para la excentricidad calculada en la sección anterior.

$$\sigma_{suelo} = \left( \frac{2088.8}{0.7 - 2 \cdot 0.14} \right) \cdot 10^{-4} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{admisible} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible del suelo, se satisface el diseño global de cerco perimétrico.

- **Diseño final**

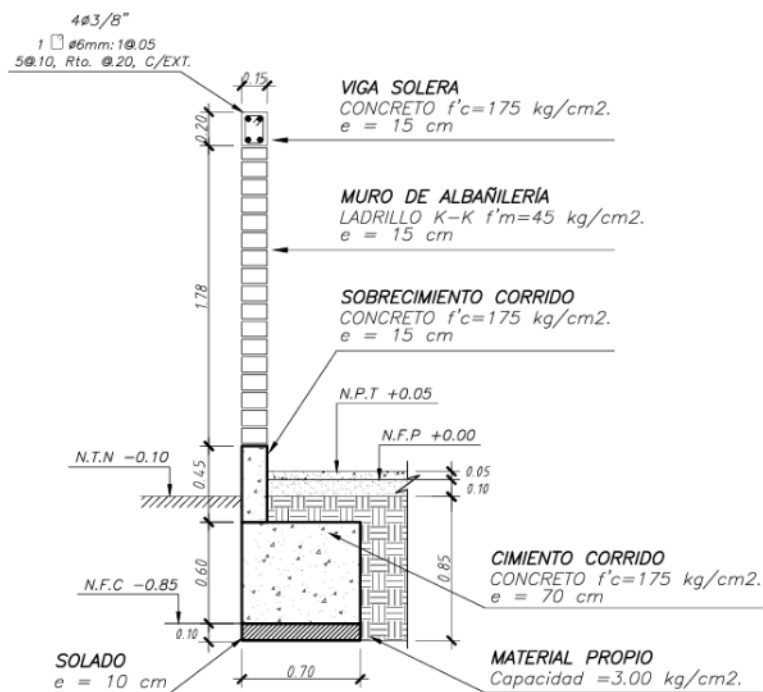
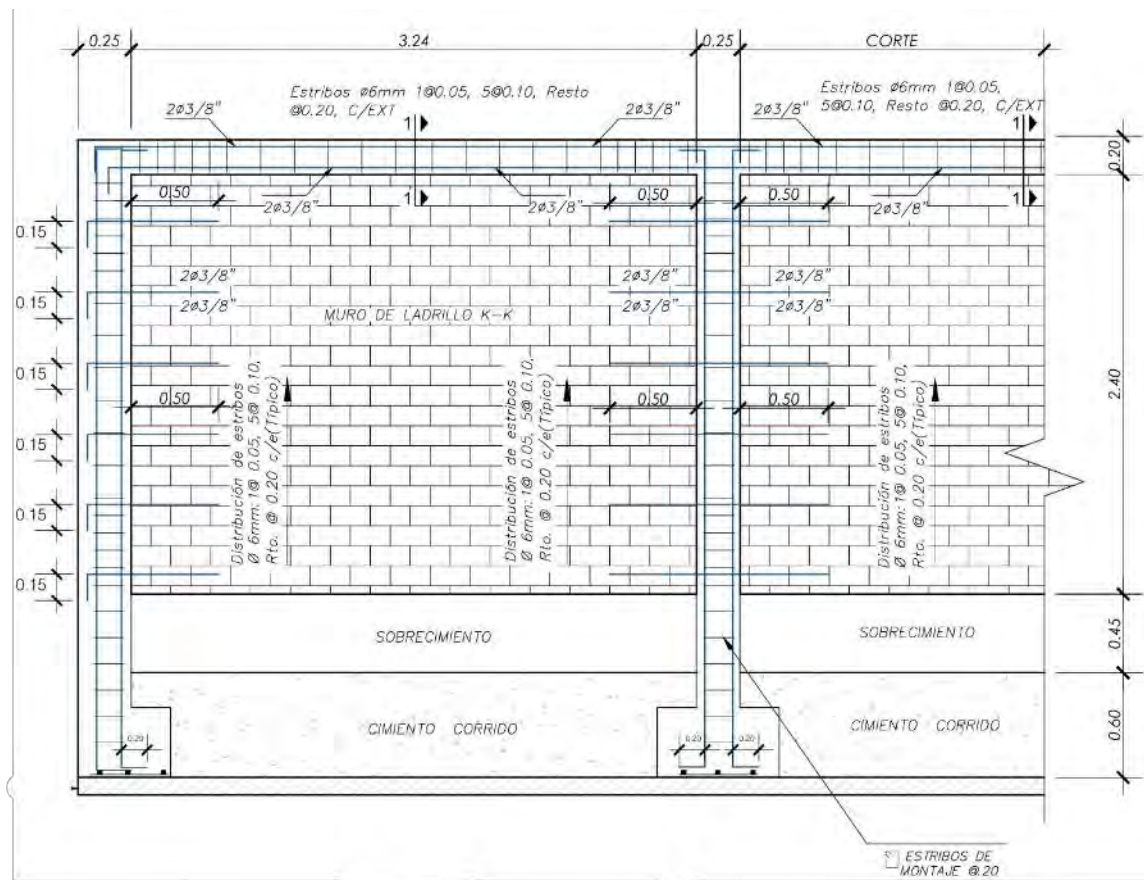


Figura 11.29: Diseño final de cerco perimétrico  
Nota. Fuente propia

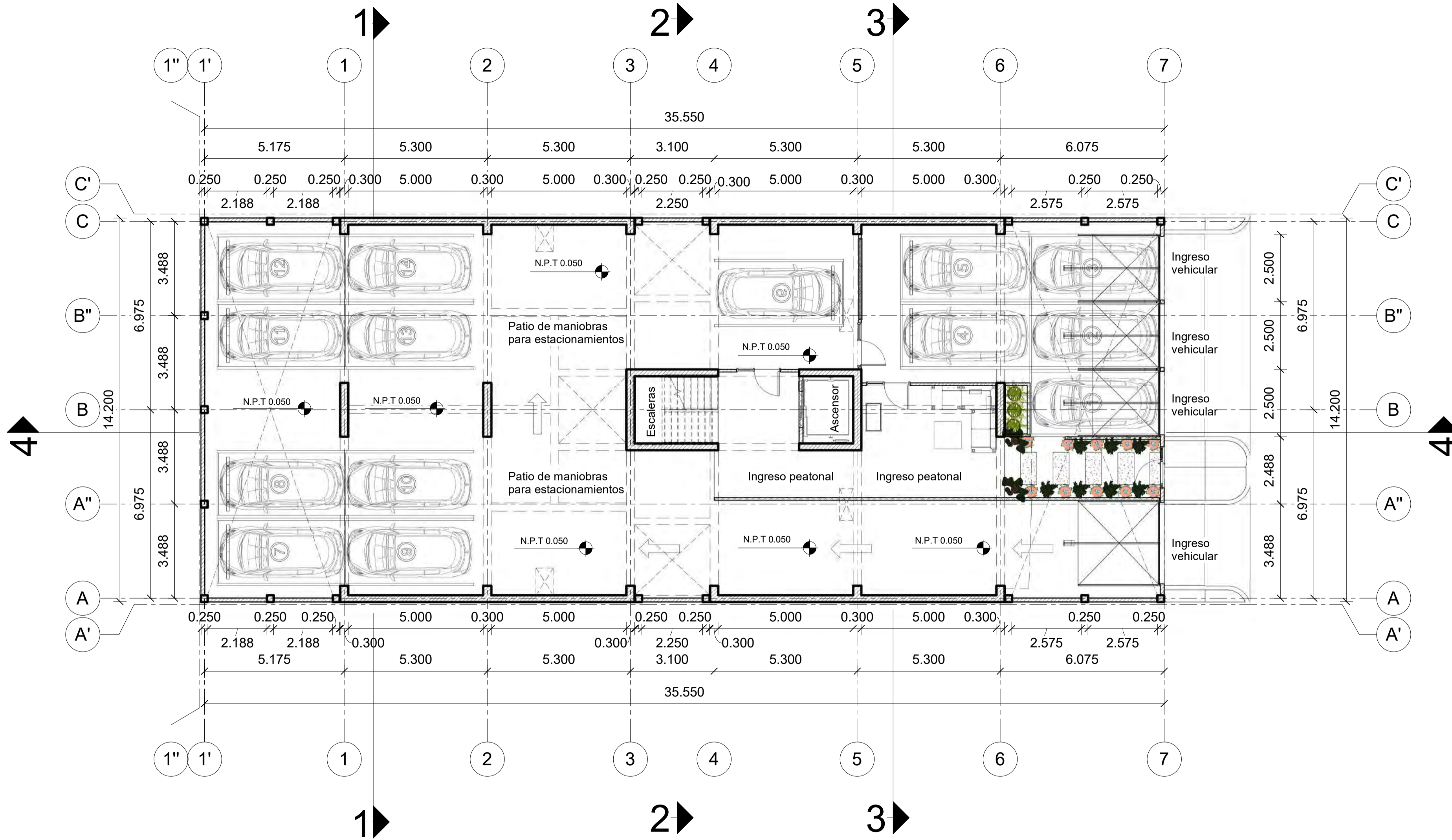
## 12. CONCLUSIONES

- La estructuración, predimensionamiento y análisis sísmico se realizó a través de un proceso iterativo de optimización, en la cual se logró una configuración estructural simétrica respecto a un eje horizontal. Debido a las restricciones impuestas por las condiciones de vecindad, se dispusieron placas alargadas en los extremos laterales, lo que proporcionó una elevada rigidez lateral en la dirección X. Asimismo, se incorporaron placas en la dirección Y para garantizar una rigidez adecuada y controlar eficientemente los desplazamientos en este eje, asegurando un comportamiento sísmico adecuado en ambas direcciones principales en cumplimiento de la Norma. E.030.
- El predimensionamiento de vigas y losas realizado conforme a los criterios establecidos por el ingeniero Blanco (1994) demostró ser técnicamente adecuado durante la fase de diseño en concreto armado, cumpliendo satisfactoriamente con los requisitos de resistencia estructural de la Norma E.060 y mostrando un comportamiento adecuado en el control de deflexiones en estado de servicio.
- El análisis sísmico evidenció que la dirección X del edificio, con mayor rigidez estructural, presenta un periodo fundamental de 0.30 segundos, mientras que la dirección Y, más flexible, alcanza un periodo de 0.80 segundos. Esta diferencia es coherente con la configuración estructural planteada, ya que a mayor rigidez corresponde un menor periodo, y viceversa, lo que confirma que la estructuración del edificio responde adecuadamente al comportamiento dinámico esperado.
- En el modelo estructural utilizado para el análisis sísmico, las losas fueron representadas como elementos tipo “*membrane*”, los cuales solo transmiten cargas en su plano (sin rigidez a flexión fuera del plano). Sin embargo, para el diseño en concreto armado, las losas se modelaron como elementos tipo “*Shell*”, que sí consideran rigidez fuera del plano y, por tanto, permiten evaluar momentos flectores y esfuerzos cortantes.
- La simetría en la configuración estructural permitió simplificar el diseño en concreto armado. Por lo que se utilizaron distribuciones similares de acero en vigas, losas y placas debido a la demanda equivalente de resistencias.
- En el diseño de las cimentaciones, las vigas de cimentación demostraron ser de gran importancia al reducir los efectos de excentricidad de los cimientos corridos en las placas laterales. Por otro, fue necesario considerar refuerzo adicional en la zona superior en las zapatas combinadas y corridas debido a la inversión de momentos que generaron tracciones en las zonas superiores de las zapatas mencionadas.

- Los elementos secundarios, como el cerco perimétrico y la cisterna demostraron tener una importancia comparable a los elementos estructurales principales de la edificación. Por su parte, los cercos perimétricos demostraron tener mayor demanda de carga en dirección perpendicular a su plano y su diseño se efectuó bajo los lineamientos de la Norma E.070 de Albañilería. Por otro lado, para el diseño de la cisterna se adoptó la normativa internacional ACI 350.06-06, para definir las consideraciones mínimas de recubrimiento, refuerzo y resistencia del concreto.
- El diseño de los elementos estructurales no necesariamente son los mismos para todos los niveles. Estos dependen de las resistencias requeridas debido a las cargas actuantes, sean de gravedad o sísmicas. En el proyecto, el encofrado típico ha sido válido para los 9 primeros pisos; sin embargo, la azotea tuvo otro diseño. A su vez, las vigas con responsabilidad sísmica, tuvieron otro diseño en el último nivel, por estar menos exigidos. Así mismo, placas reducen su demanda según se aproxima a los últimos niveles.
- El diseño estructural se optimizó nivel por nivel según las demandas de carga. Mientras los primeros 9 pisos compartieron una configuración típica, la azotea requirió un diseño específico. Las vigas con responsabilidad sísmica del último nivel se dimensionaron con menores refuerzos al estar menos solicitadas, y las placas mostraron una reducción progresiva de armado hacia los niveles superiores.
- Los planos estructurales finales demuestran la adecuada aplicación del diseño en concreto armado de acuerdo con las normativas vigentes, evidenciando su importancia en proyectos de edificaciones.

## BIBLIOGRAFÍA

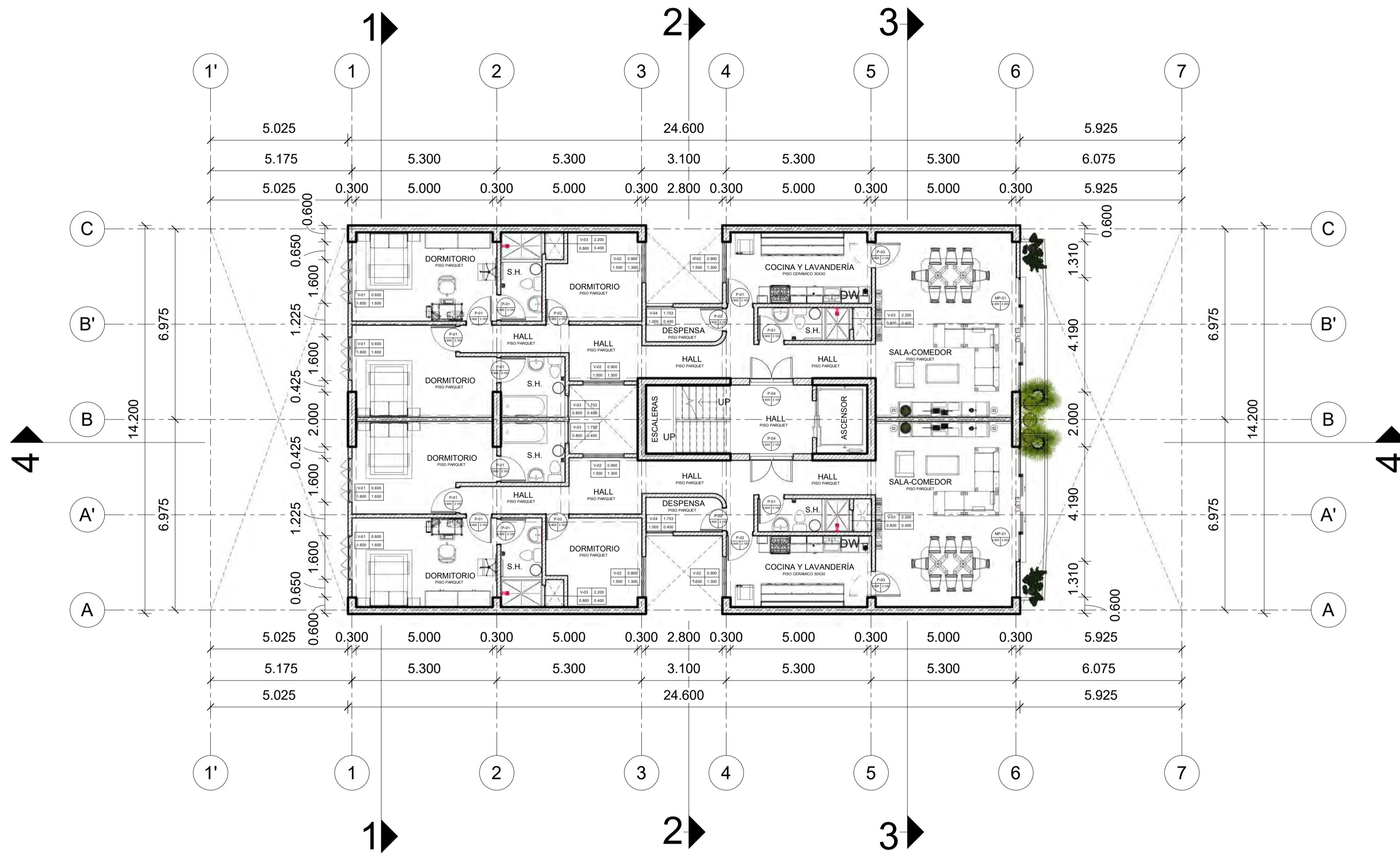
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.020 de cargas*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.030 de Diseño Sismorresistente*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.060 de Concreto Armado*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.070 de Albañilería*.
- Ottazzi Pasino, G. (2018). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima.
- Blanco Blasco, A. (1990). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capítulo de ingeniería civil.
- Harmsen, T. (2016). *Diseño de estructuras de concreto armado* (5a ed.). Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios (1a ed.)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial.
- ACI Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 350. (2006). *Seismic design of liquid-containing concrete structures (ACI 350.3-06) and commentary (ACI 350.3R-06)*. American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.



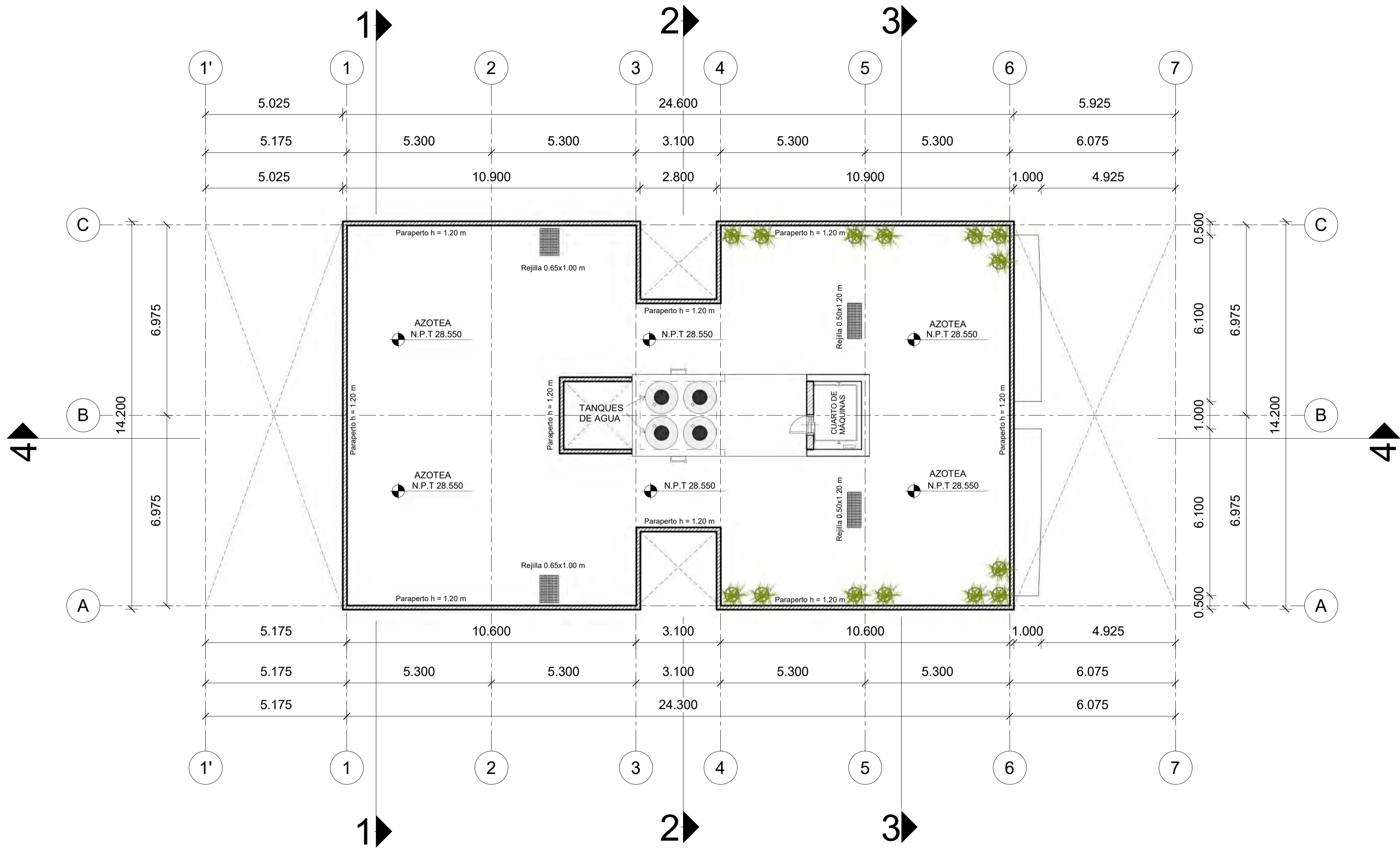
PROYECTO:  
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA  
 PROYECTISTA:  
 JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA  
 ASESOR:  
 M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA  
 PLANO:  
 PLANTA DE PRIMER PISO  
 DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: 1/100      FECHA: 11/03/2025

LÁMINA

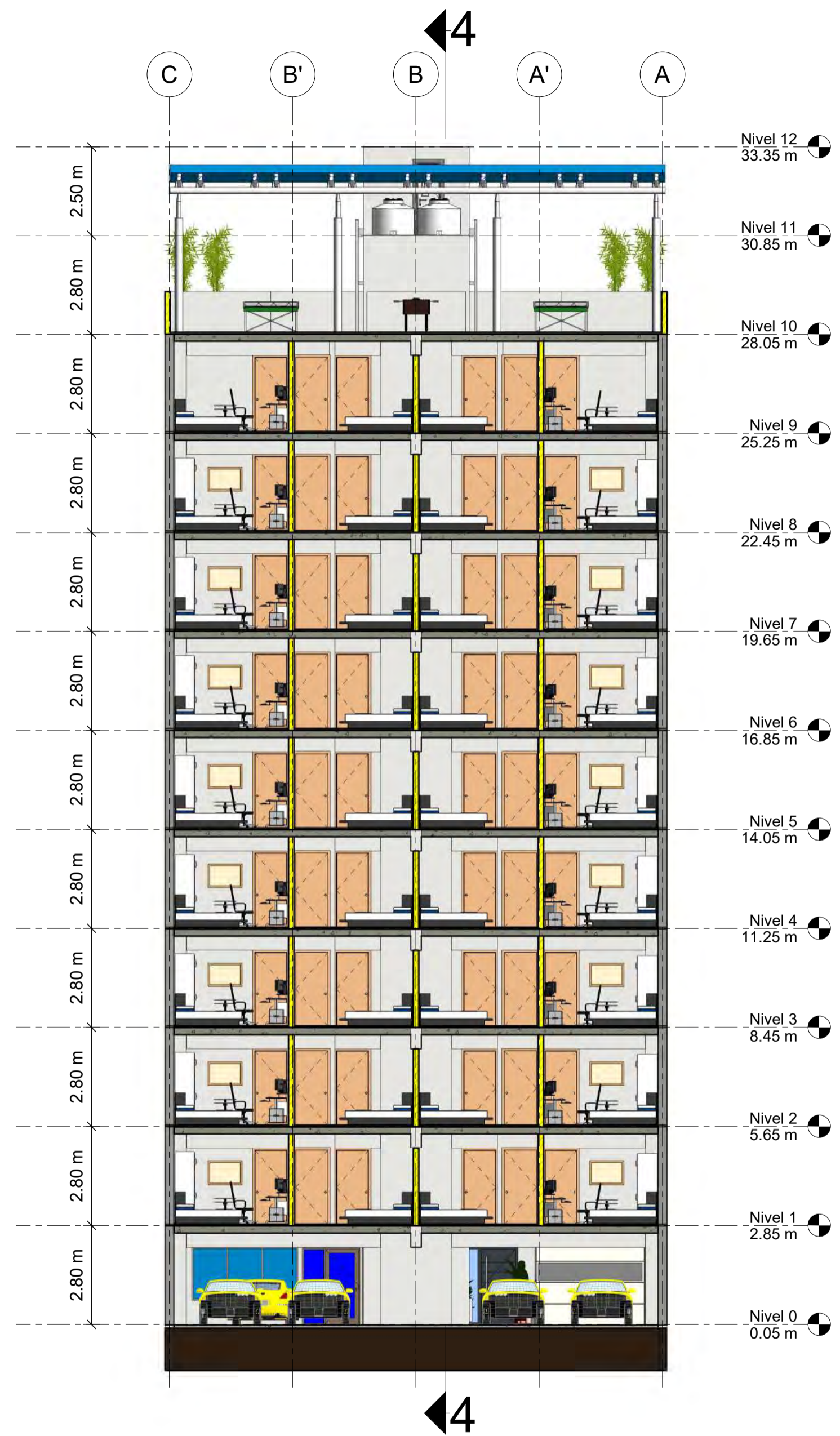
**A-1**



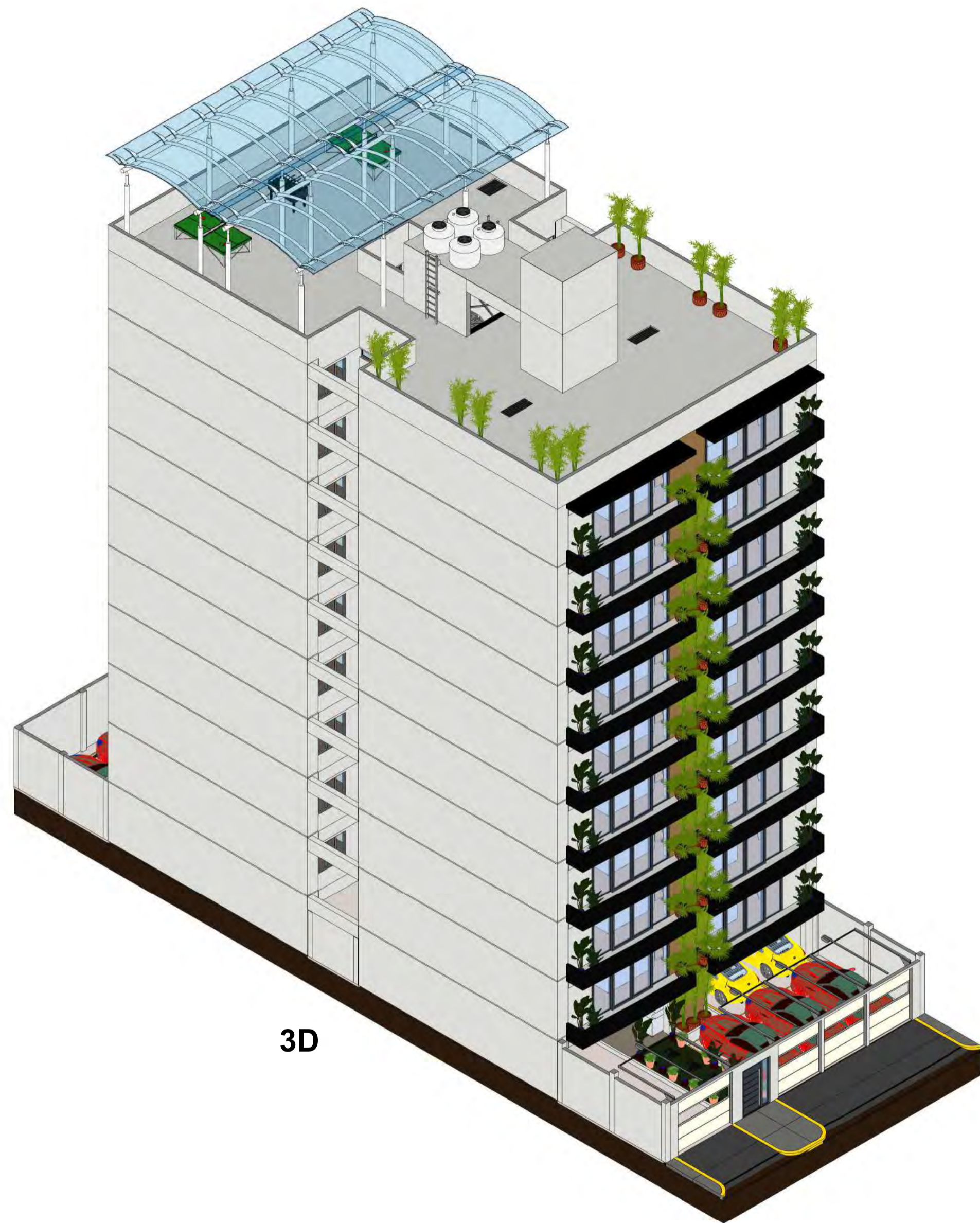
<b>PROYECTO:</b> EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
<b>PROYECTISTA:</b> JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		<b>LÁMINA</b>  <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">A-2</span>
<b>ASESOR:</b> M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
<b>PLANO:</b> PLANTA DE PISO TÍPICO		
<b>DIBUJO:</b> J.C.S.C	<b>ESCALA:</b> 1/100	<b>FECHA:</b> 11/03/2025



PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		LÁMINA
ASESOR: M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		<b>A-3</b>
PLANO: PLANTA DE AZOTEA		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: 1/100	FECHA: 11/03/2025



**CORTE 1-1**



**3D**



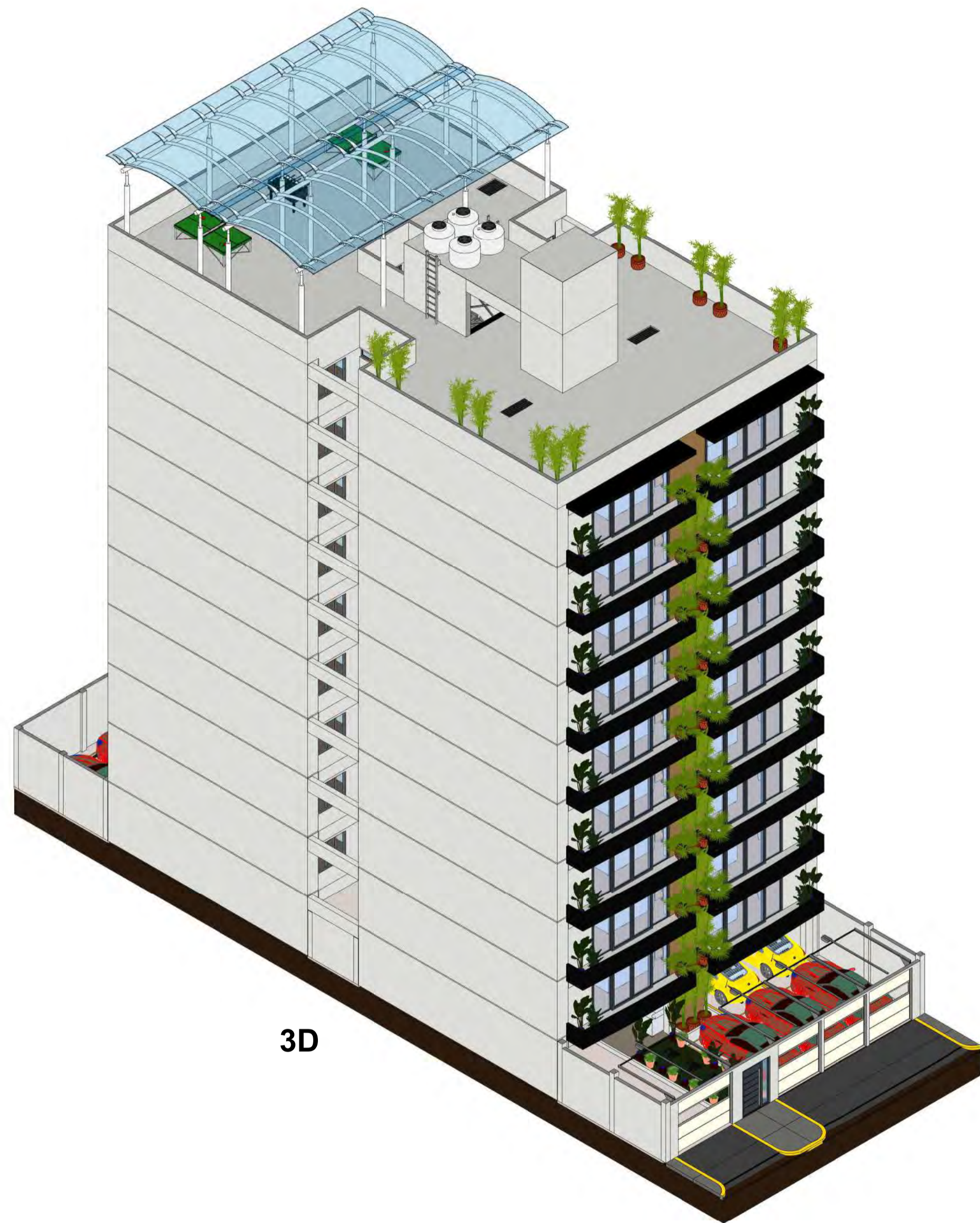
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		
ASESOR: M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
PLANO: CORTE 1-1 Y VISTA 3D		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: 1/100	FECHA: 11/03/2025

LÁMINA

**A-4**



←4  
**CORTE 2-2**



PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

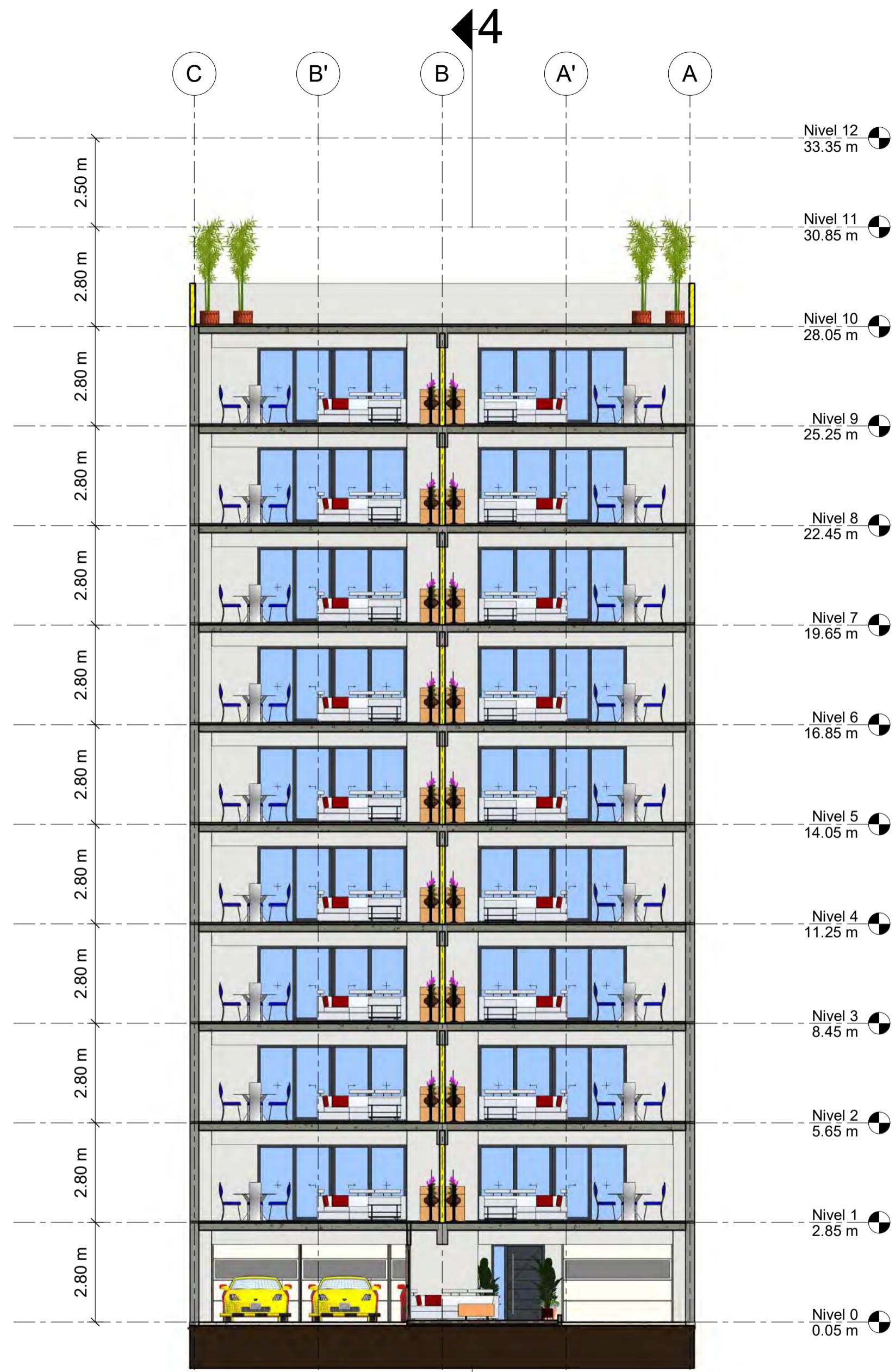
PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

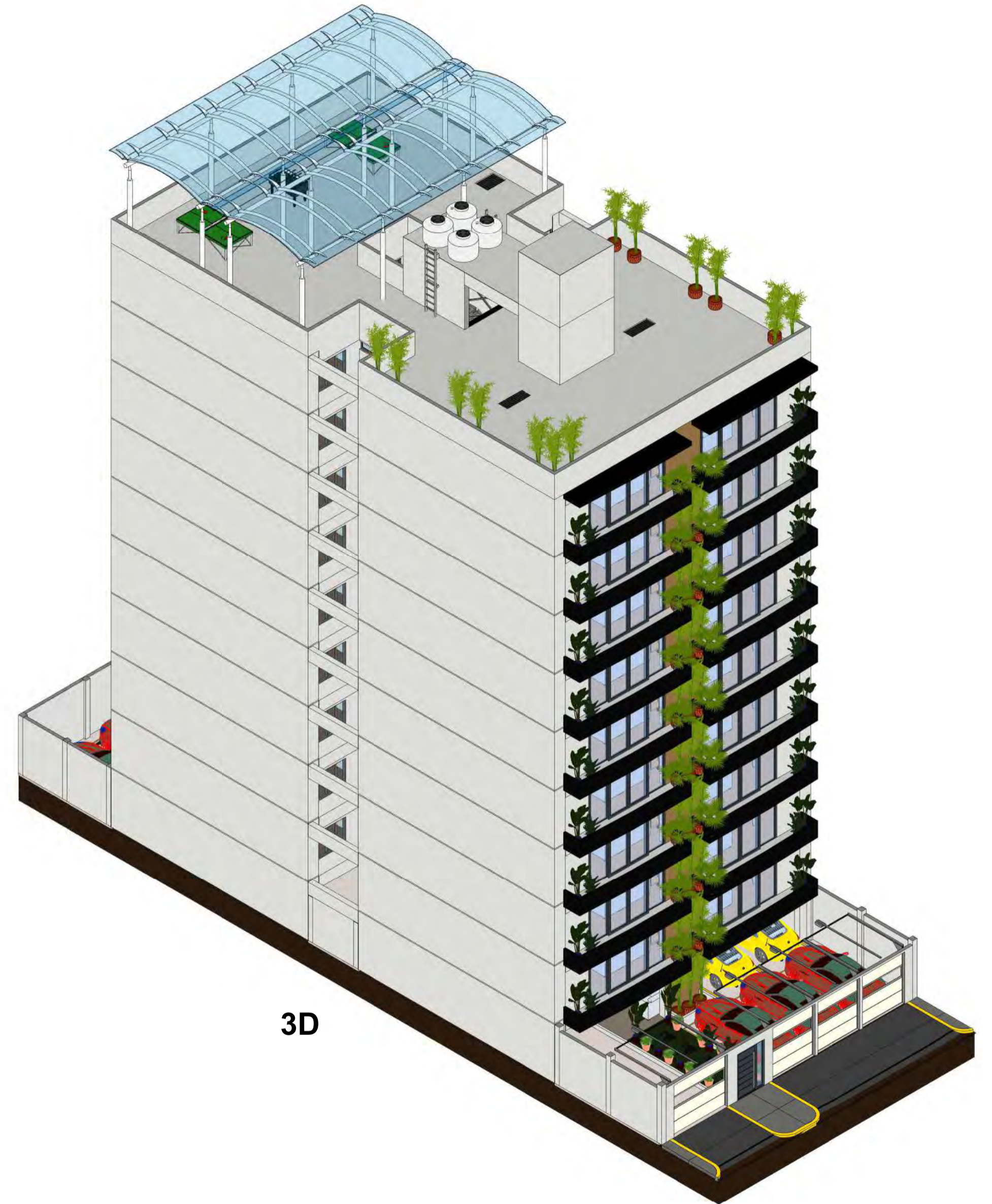
PLANO:  
CORTE 2-2 Y VISTA 3D

DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: 1/100      FECHA: 11/03/2025

LÁMINA  
**A-5**

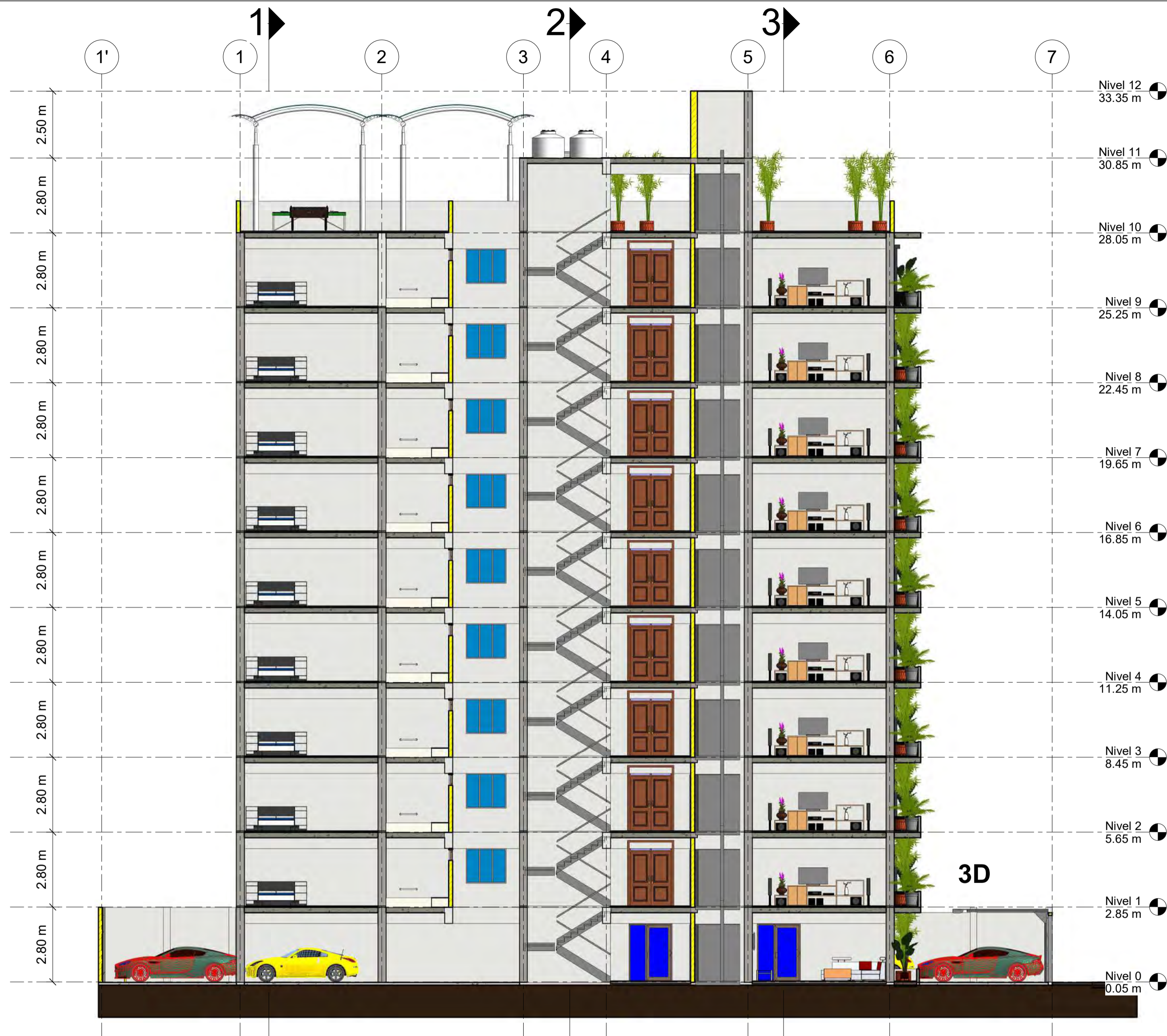


**CORTE 3-3**



PROYECTO:  
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA  
 PROYECTISTA:  
 JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA  
 ASESOR:  
 M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA  
 PLANO:  
 CORTE 3-3 Y VISTA 3D  
 DIBUJO: J.C.S.C ESCALA: 1/100 FECHA: 11/03/2025

LÁMINA  
**A-6**



**CORTE 4-4**



PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		
ASESOR: M.SC EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
PLANO: CORTE 4-4		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: 1/100	FECHA: 11/03/2025

LÁMINA  
**A-7**

## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS REFERENCIALES

### 1. CONCRETO SIMPLE:

Solados	: $f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$
Falso Piso	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Veredas	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Patios	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Cimiento corrido	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Sobrecimiento	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

### 2. CONCRETO ARMADO:

Zapatas	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Vigas de cimentación	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Placas y vigas	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Columnas perimetrales	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Columnetas interiores	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Vigas soleras	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Cisterna	: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

### 3. CEMENTO:

Cemento para Cimentación = Usar cemento tipo HS  
 Cemento para Superestructura = Usar cemento Tipo 1  
 Cemento para Cisterna = Usar cemento tipo Hs(a/c = 0.45)

### 4. ACERO:

Barras corrugadas grado 60 -  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 5. ALBAÑILERÍA:

Ladrillo tipo IV	: $f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$
Mortero (Cemento : Arena)	: 1:4
Espesor de juntas	: 1.00 - 1.50 cm

### 6. RECUBRIMIENTOS:

Zapatas	: 8.00 cm
Vigas de cimentación	: 6.00 cm
Placas o muros estructurales	: 4.00 cm
Vigas peraltadas	: 6.00 cm
Losas y vigas chatas	: 3.00 cm
Columnas perimetrales	: 4.00 cm
Columnetas interiores	: 3.00 cm
Vigas soleras	: 3.00 cm
Cisterna	: 5.00 cm

### 7. SOBRECARGAS:

Pisos típicos	: 200 kg/cm <sup>2</sup>
Azotea	: 100 kg/cm <sup>2</sup>
Corredores	: 200 kg/cm <sup>2</sup>
Escaleras	: 200 kg/cm <sup>2</sup>

### 8. NORMAS Y REGLAMENTOS:

- Norma E.020 "Cargas"
- Norma E.030 "Diseño Sismorresistente"
- Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones"
- Norma E.060 "Concreto Armado"
- Norma E.070 "Albañilería"
- ASCE 7-16 (Minimum Design Loads and Associated Criteria For Building and Other Structures)
- ACI 318-19 (Building requirements for structural concrete American Concrete Institute)
- ACI 350.3-06 (Seismic design of liquid-containing concrete structures, American Concrete Institute)

## PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

**DIRECCIÓN X-X:** PARALELA A EJES DE LETRAS  
**DIRECCIÓN Y-Y:** PARALELA A EJES DE NÚMEROS

### 1. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

DIRECCIÓN X-X: MUROS ESTRUCTURALES  
 DIRECCIÓN Y-Y: MUROS ESTRUCTURALES

### 2. PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN

$T_X = 0.30 \text{ s}$   
 $T_Y = 0.80 \text{ s}$

### 3. PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO

FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :  $Z = 0.45$   
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :  $S = 1.00$   
 $T_P = 0.40 \text{ s}$   
 $T_L = 2.50 \text{ s}$

FACTOR DE CATEGORÍA (CAT.C) :  $U = 1.00$   
 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN :  $C_x = 2.50$   
 $C_y = 1.22$

FACTOR DE REDUCCIÓN :  $R_x = 6.00$   
 $R_y = 6.00$

IRREGULARIDAD EN PLANTA : No presenta  
 IRREGULARIDAD EN ALTURA : No presenta

### 4. FUERZA CORTANTE BASAL

$V_x = 768.7 \text{ ton}$   $V_y = 381.3 \text{ ton}$

### 5. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS MÁXIMAS

$D_x = 6.21 \text{ cm}$   $D_y = 22.3 \text{ cm}$

DERIVAS MÁXIMAS:  
 $D_x/h = 0.00132$   $D_y/h = 0.00436$

## RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

PROFESIONAL RESPONSABLE : SALAZAR CASAFRANCA, JUAN CARLOS  
 ING. CIVIL (CIP) : XXXXX  
 TIPO DE CIMENTACIÓN : ZAPATA RECTANGULAR, AISLADA, COMBINADA Y CORRIDA  
 ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN : GW-GP  
 PROFUNDIDAD DE NAPA FREÁTICA : NO EXISTE PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA

### PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Profundidad de la cimentación : Mínimo de 1.20m para estructuras principales y 0.85m para cercos  
 Presión Admisible : 3.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 Factor de Seguridad (F.S) : 3.00  
 Asentamiento Diferencial Máximo :  $(\delta/L)_{max} \leq 1/500$ , 1 cm (distancia de 5.30 m entre ejes de zapatas)

### PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (De acuerdo con la Norma E.030)

Zona Sísmica : 4.00  
 Tipo de perfil de suelo : S1  
 Factor de Suelos (S) : 1.00  
 Período  $T_P$  (s) : 0.40  
 Período  $T_L$  (s) : 2.50

### AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN

La exposición a sulfatos se evalúa como "MODERADO"

### PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Licuefacción : No presenta  
 Colapso : No presenta  
 Expansión : No presenta

### INDICACIONES ADICIONALES

: Ninguna

FECHA:

## LISTA DE PLANOS ESTRUCTURALES

<b>E-01:</b>	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	<b>E-15:</b>	VIGAS IV
<b>E-02:</b>	DETALLES GENERALES I	<b>E-16:</b>	VIGAS V
<b>E-03:</b>	DETALLES GENERALES II	<b>E-17:</b>	VIGAS VI
<b>E-04:</b>	PLANO DE CIMENTACIÓN Y CORTES	<b>E-18:</b>	CISTERNA
<b>E-05:</b>	VIGAS DE CIMENTACIÓN I	<b>E-19:</b>	ESCALERAS
<b>E-06:</b>	VIGAS DE CIMENTACIÓN II		
<b>E-07:</b>	PLACAS I		
<b>E-08:</b>	PLACAS II		
<b>E-09:</b>	PLACAS III		
<b>E-10:</b>	ENCOFRADO DE PISO TÍPICO		
<b>E-11:</b>	ENCOFRADO DE AZOTEA		
<b>E-12:</b>	VIGAS I		
<b>E-13:</b>	VIGAS II		
<b>E-14:</b>	VIGAS III		

## ÍNDICE DE ABREVIATURAS EN PLANOS

<b>Sup.</b>	SUPERIOR	<b>ESC.</b>	ESCALA
<b>Inf.</b>	INFERIOR	<b>MIN.</b>	MÍNIMO
<b>N.F.P</b>	NIVEL DE FALSO PSIO	<b>MAX.</b>	MÁXIMO
<b>N.F.Z</b>	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA	<b>RTO.</b>	RESTO
<b>N.F.V</b>	NIVEL DE FONDO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	<b>C/EXT.</b>	DESDE CADA EXTREMO
<b>N.P.T</b>	NIVEL DE PISO TERMINADO	<b>S/C</b>	SOBRECARGA
$\emptyset$	DIÁMETRO	$\square$	ESTRIBOS
@	A CADA	$\hookrightarrow$	GANCHO SÍSMICO



PROYECTO:  
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

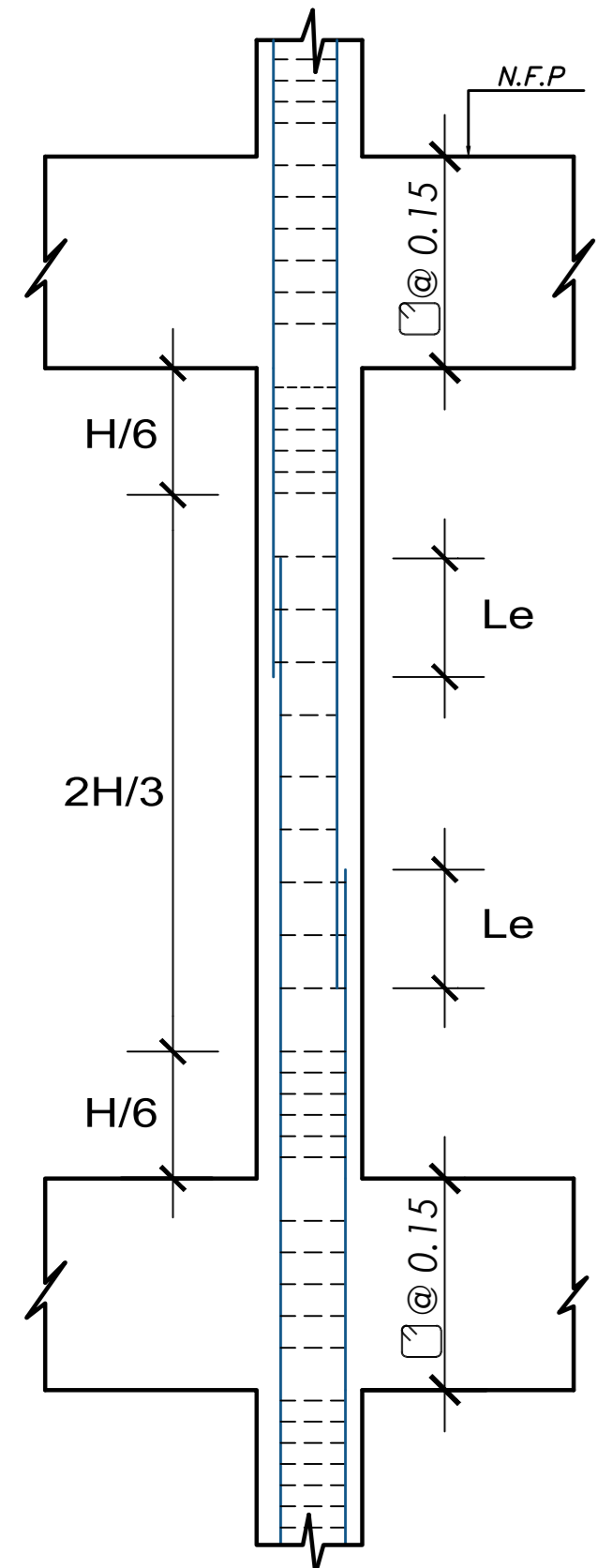
PROYECTISTA:  
 JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
 M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: SIN ESCALA FECHA: 11/03/2025

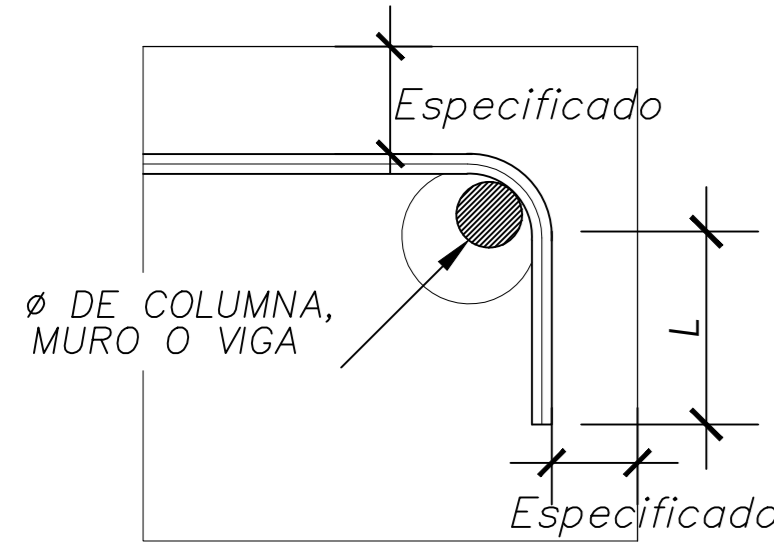
# E-01



∅	Le(m)
3/8"	.45
1/2"	.60
5/8"	.75
3/4"	.90
1"	1.45

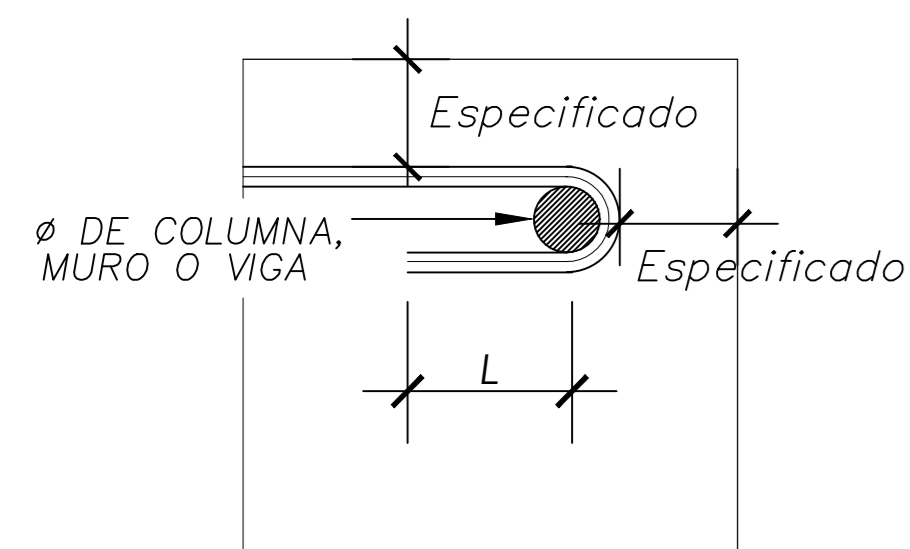
NOTA - EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO Y EN UN PORCENTAJE MENOR AL 50% DEL TOTAL DE ACERO INSTALADO

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS Y PLACAS



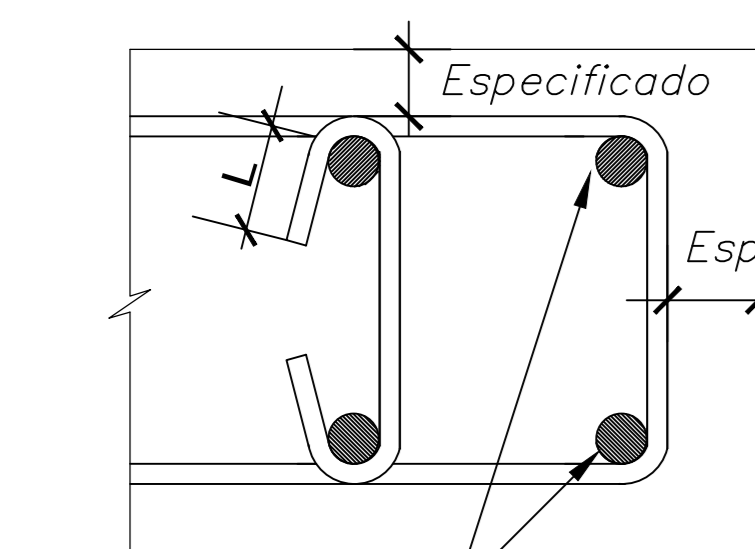
∅	L(cm)
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30
1"	40

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR A 90°



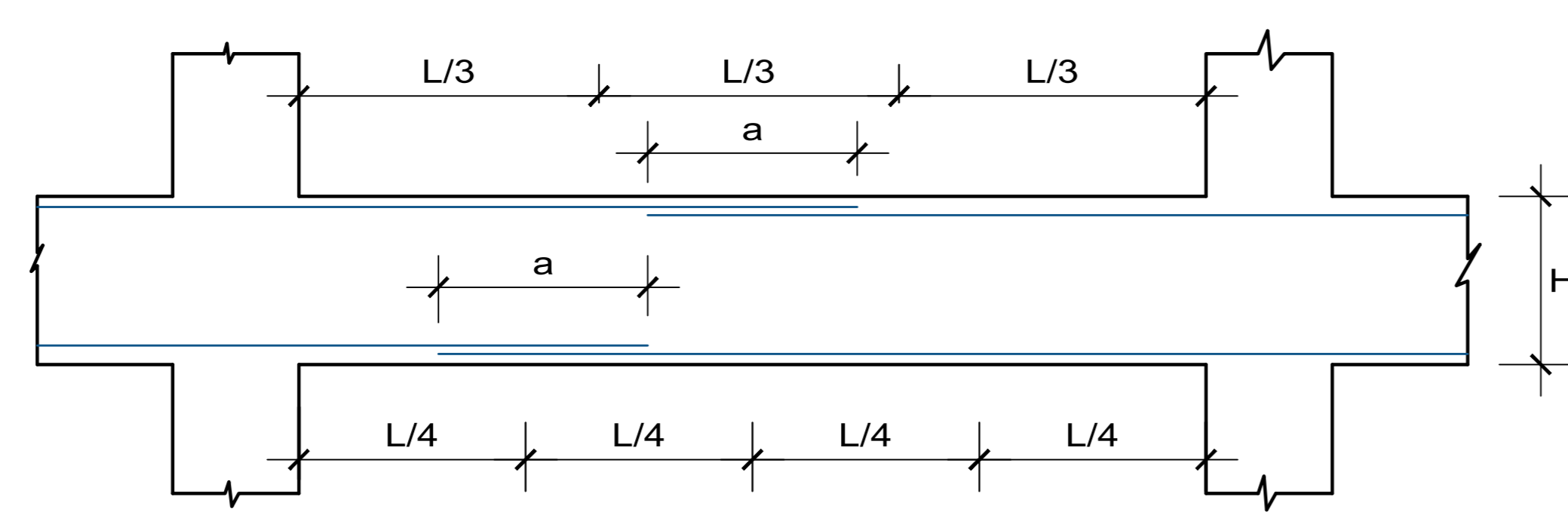
∅	L(cm)
3/8"	6.5
1/2"	6.5
5/8"	6.5
3/4"	8.0
1"	11

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR A 180°



∅	L(cm)
3/8"	6.0
1/2"	8.0
5/8"	9.5

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR A 135°



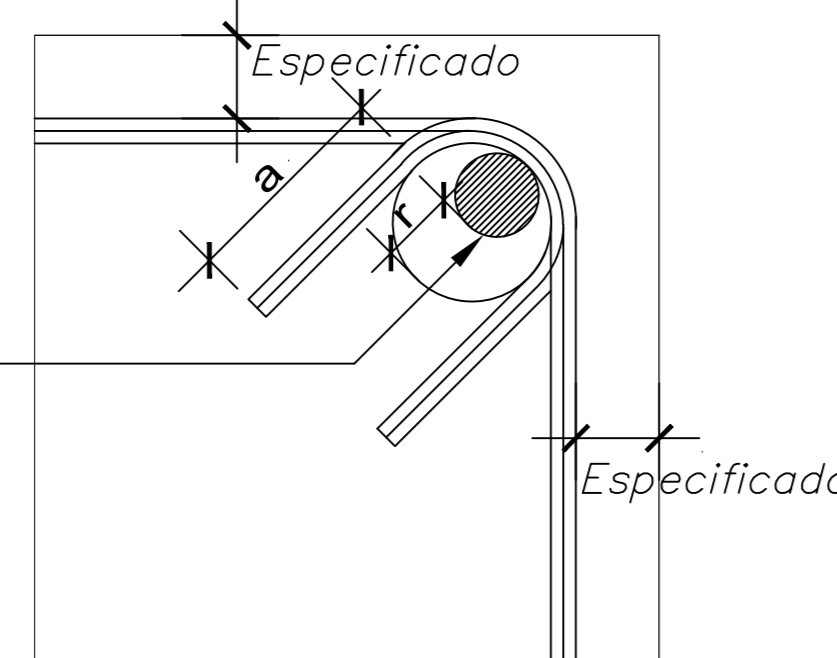
VALORES DE "a" (m)		
∅	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.45	0.60
1/2"	0.60	0.80
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

NOTA - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

EN CASO DE EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 20% Y/O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

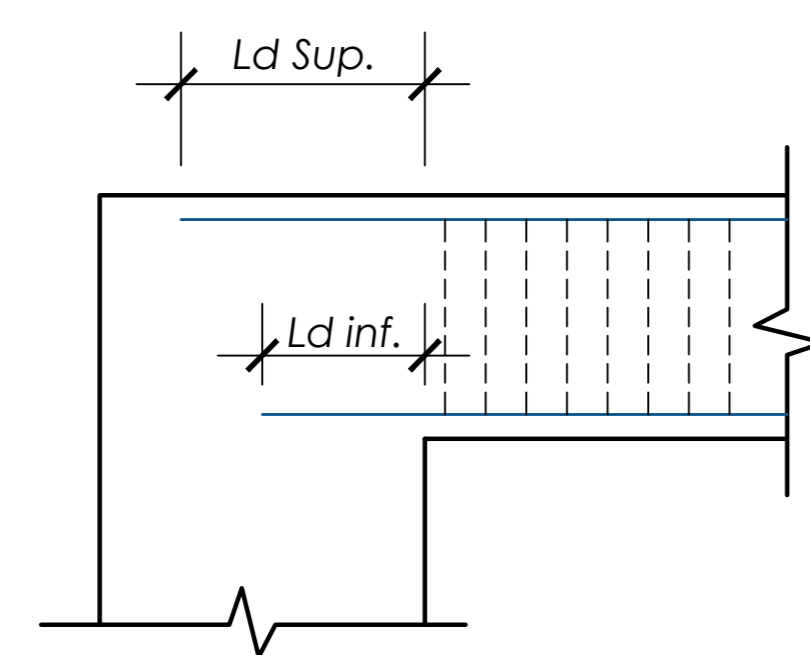
PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS Y DE CONFINAMIENTO EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 50 cm. PARA ∅ 3/8", 60 cm. PARA ∅ 1/2" Y 70 cm PARA ∅ 5/8".

EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS Y LOSAS

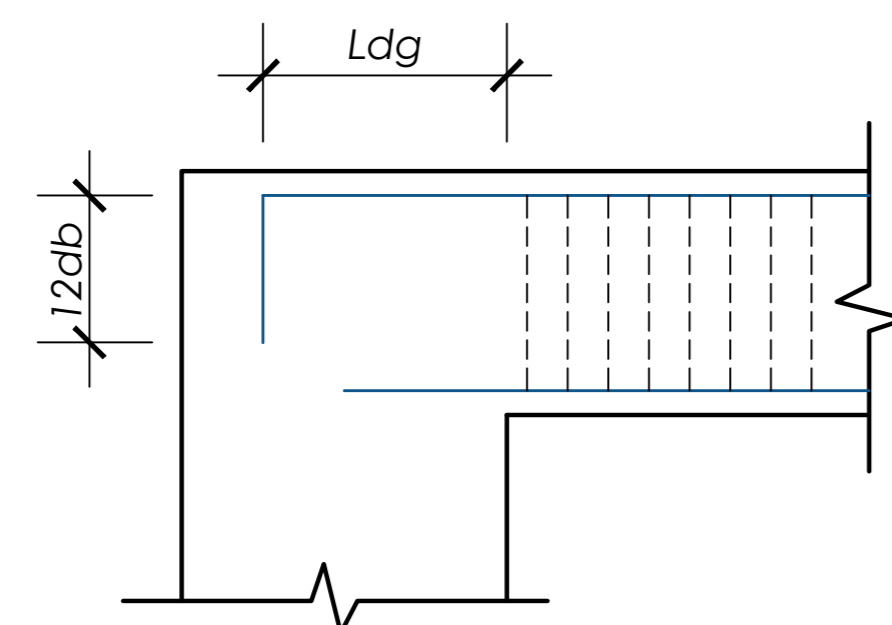


∅	r(cm)	a(cm)
6mm	1.2	6.0
1/4"	1.3	6.5
8mm	1.8	8.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5
5/8"	3.2	12.5
3/4"	5.7	12.5

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS A 45°

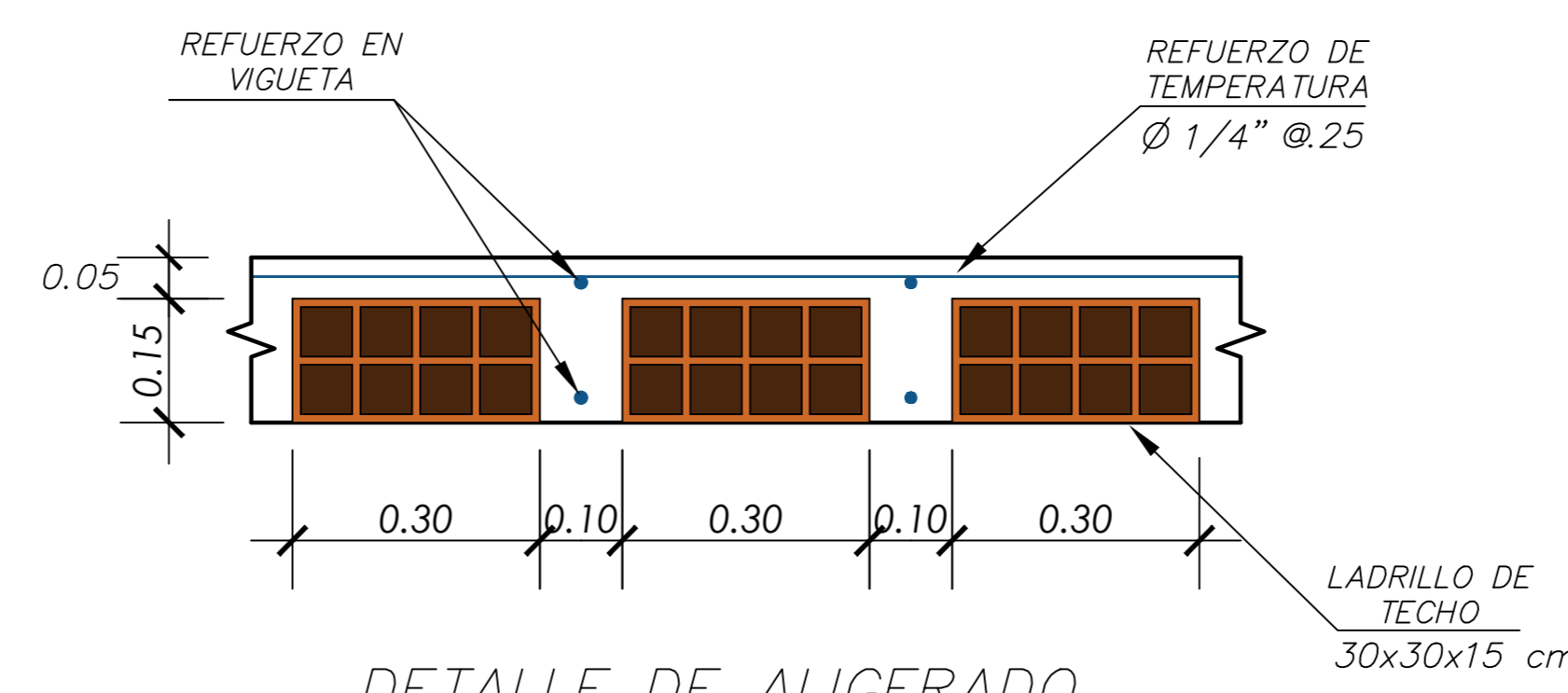


∅barra	ld Inferior(cm)		ld Superior (cm)
	Traccion	Compresion	
3/8"	35	25	45
1/2"	45	30	60
5/8"	60	35	75
3/4"	70	45	90
1"	110	55	145

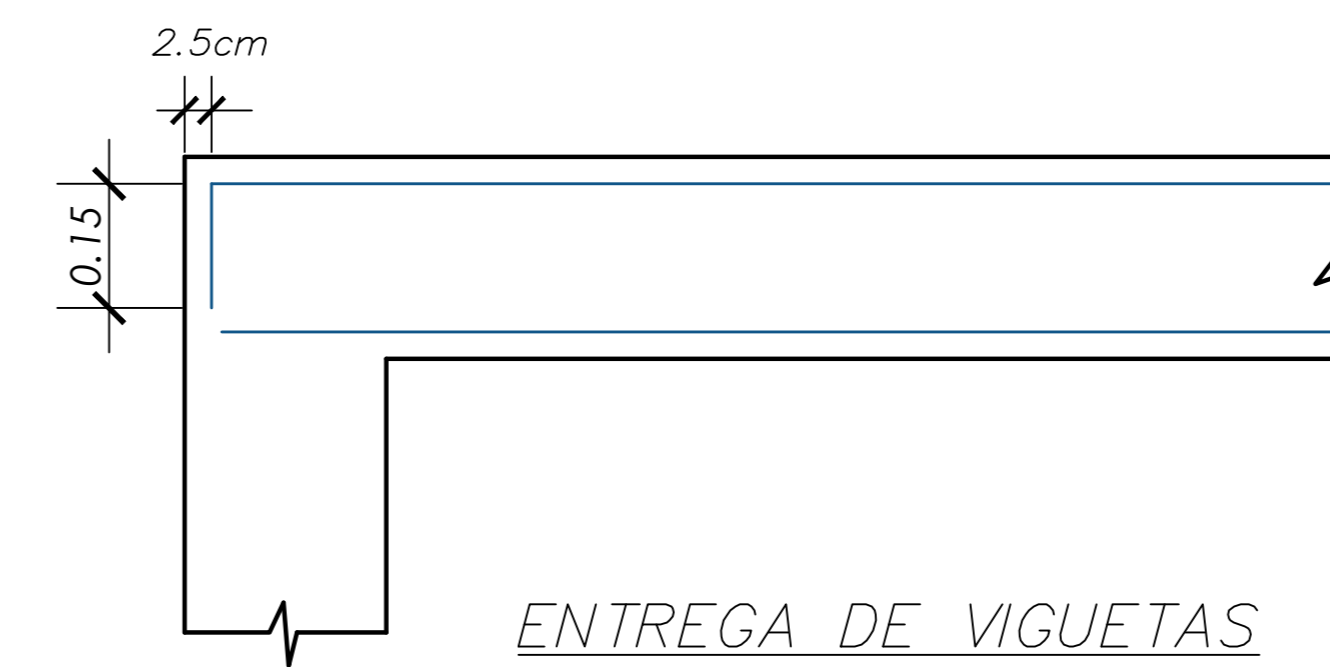


∅barra	ldg	12db
3/8"	20	12
1/2"	30	15
5/8"	35	20
3/4"	45	25
1"	55	30

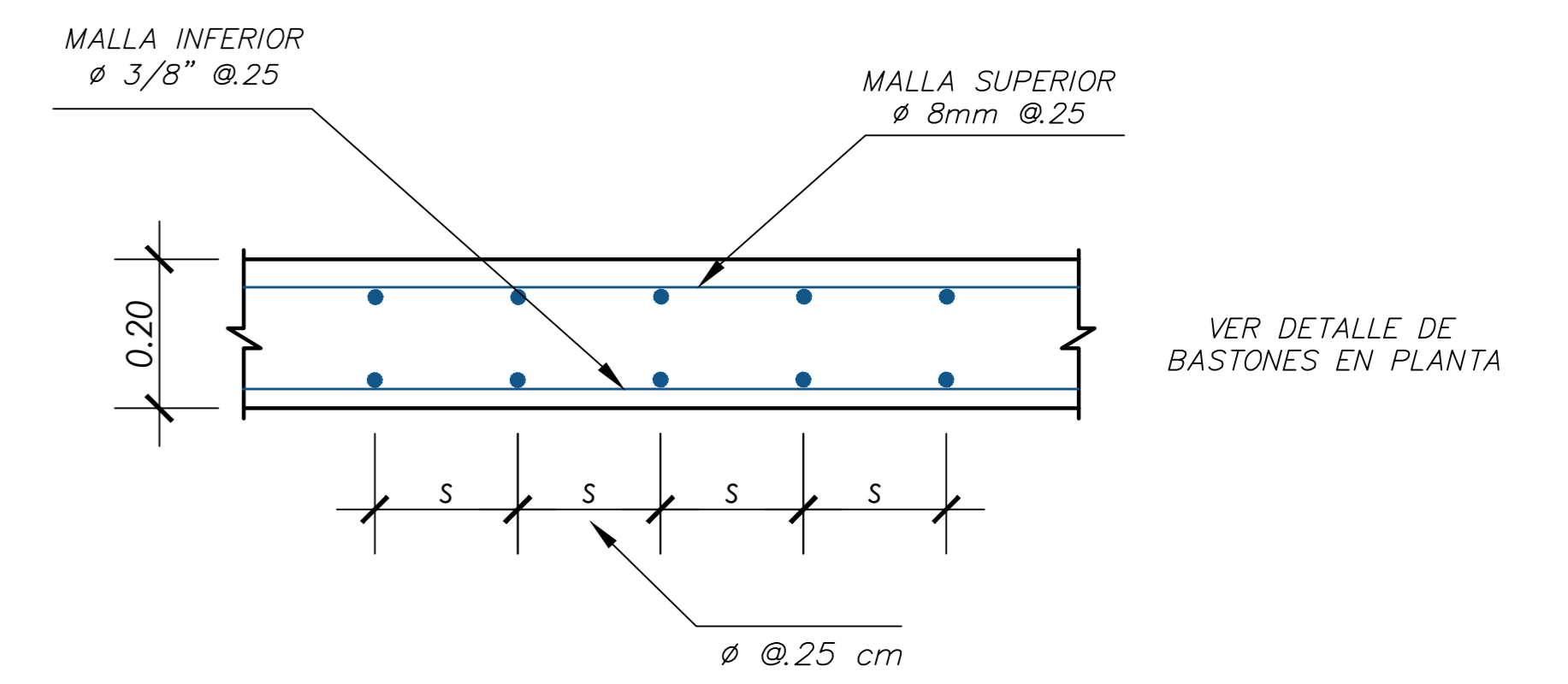
LONGITUDES DE ANCLAJE EN VIGAS  
f'c = 210 kg/cm2



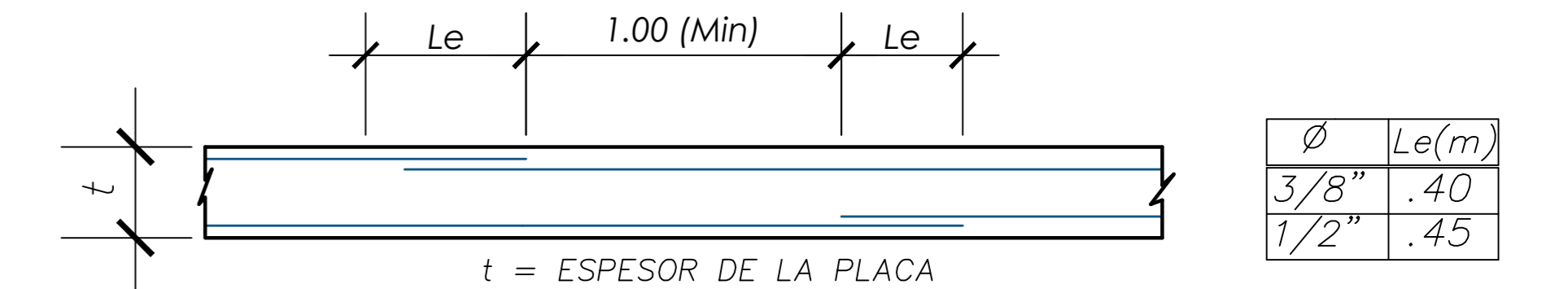
DETALLE DE ALIGERADO 1'ER -10 PISO



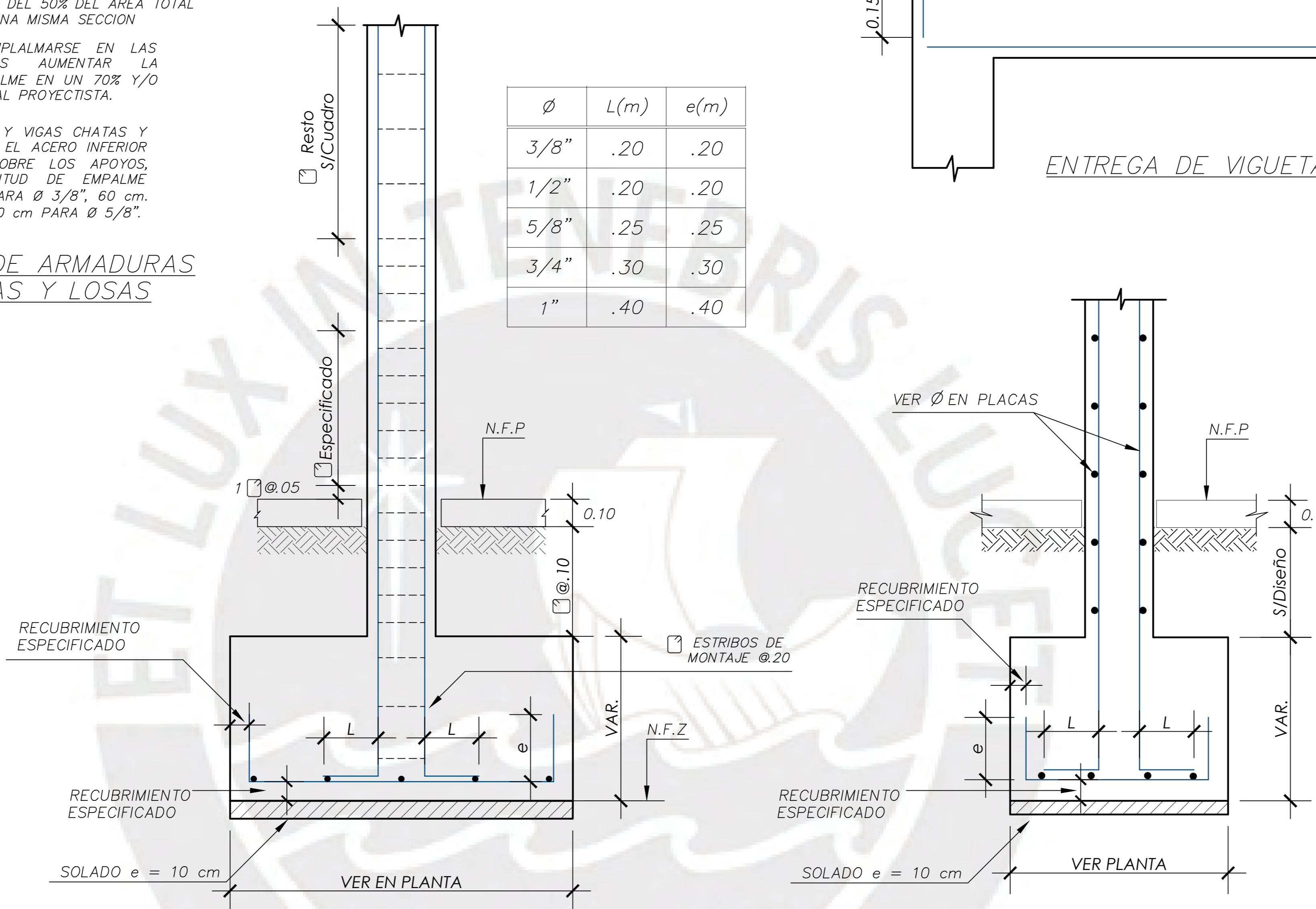
ENTREGA DE VIGUETAS



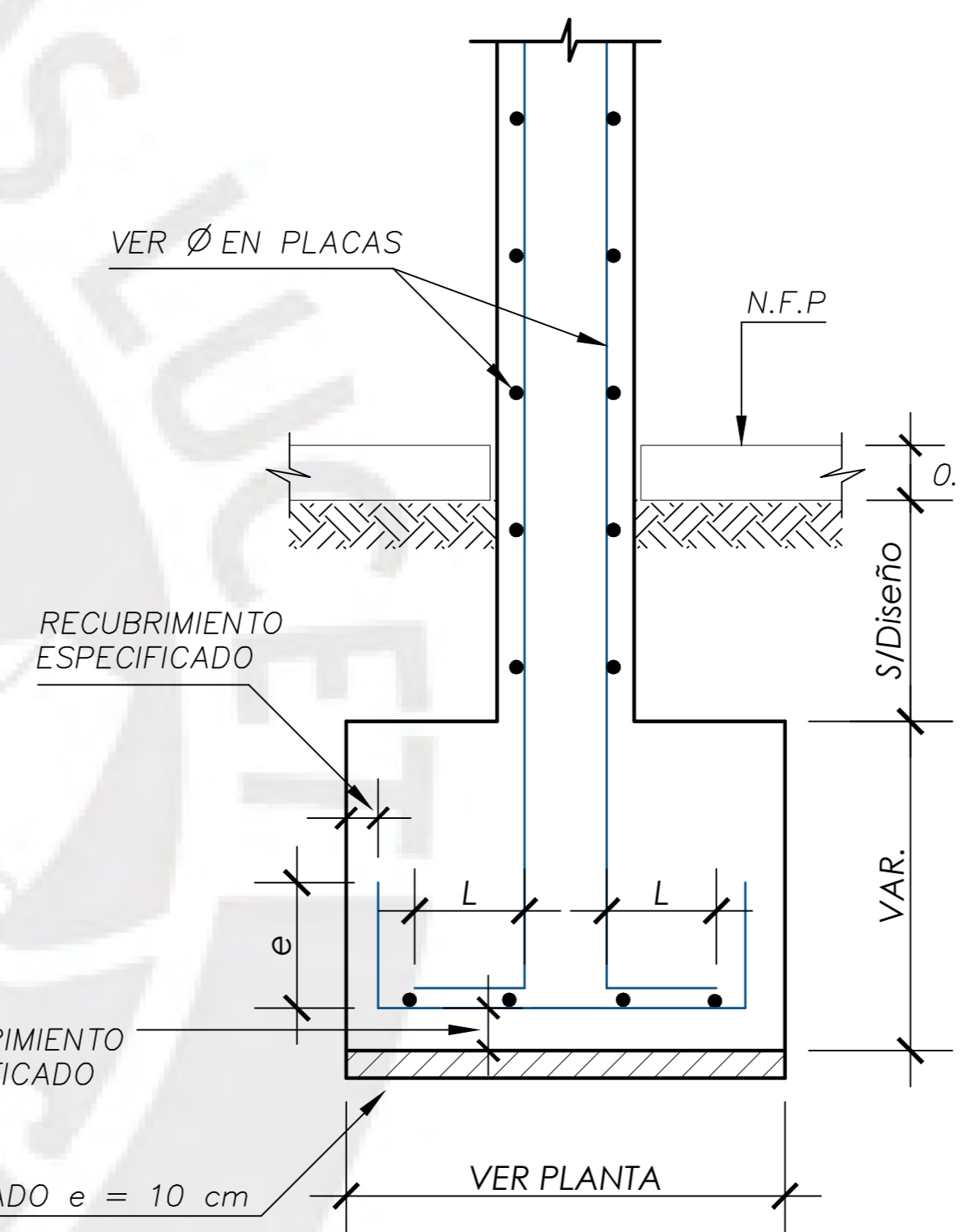
DETALLE DE LOSA MACIZA 1'ER -10 PISO



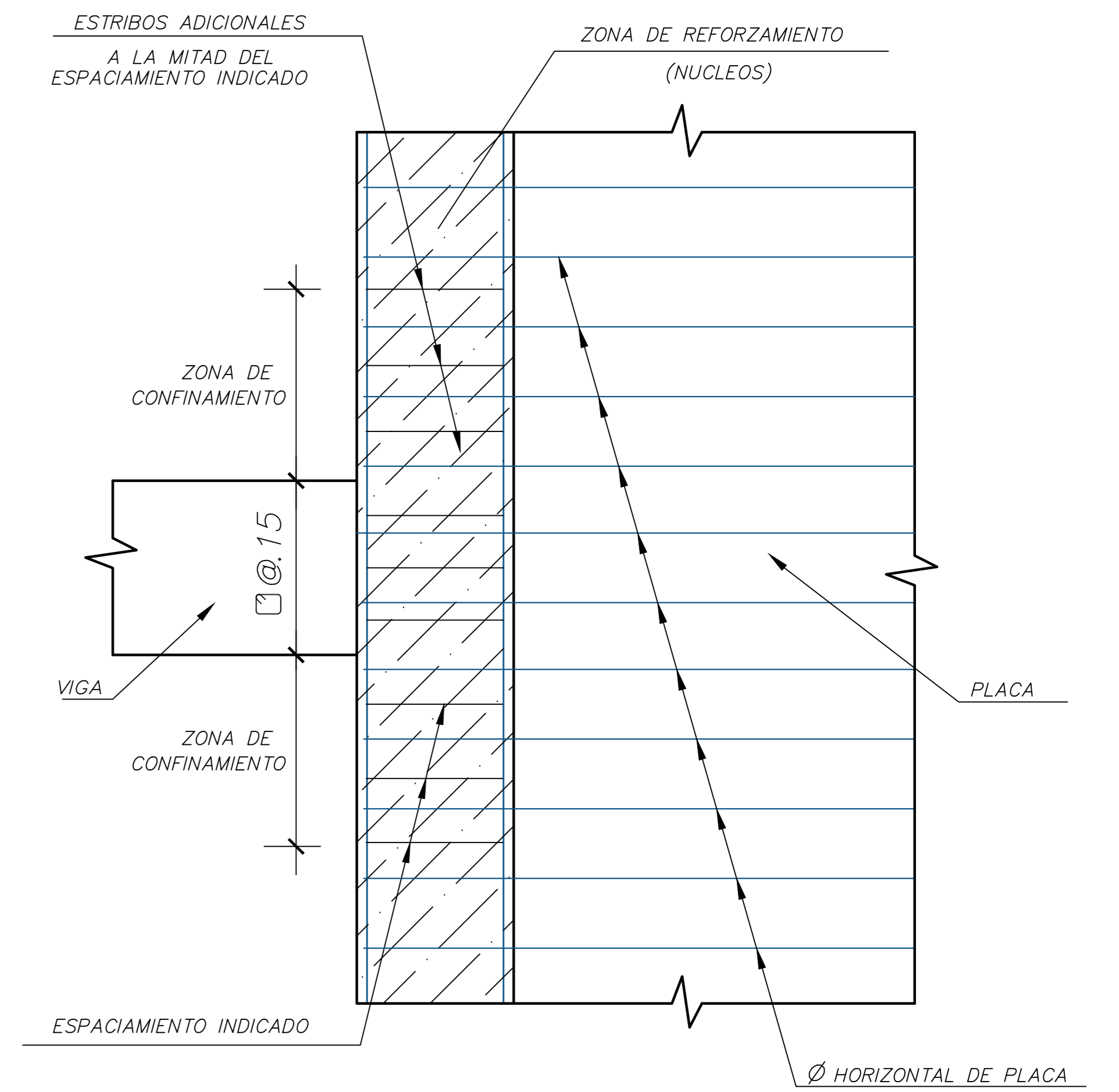
DETALLE DE TRASLAPE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACA



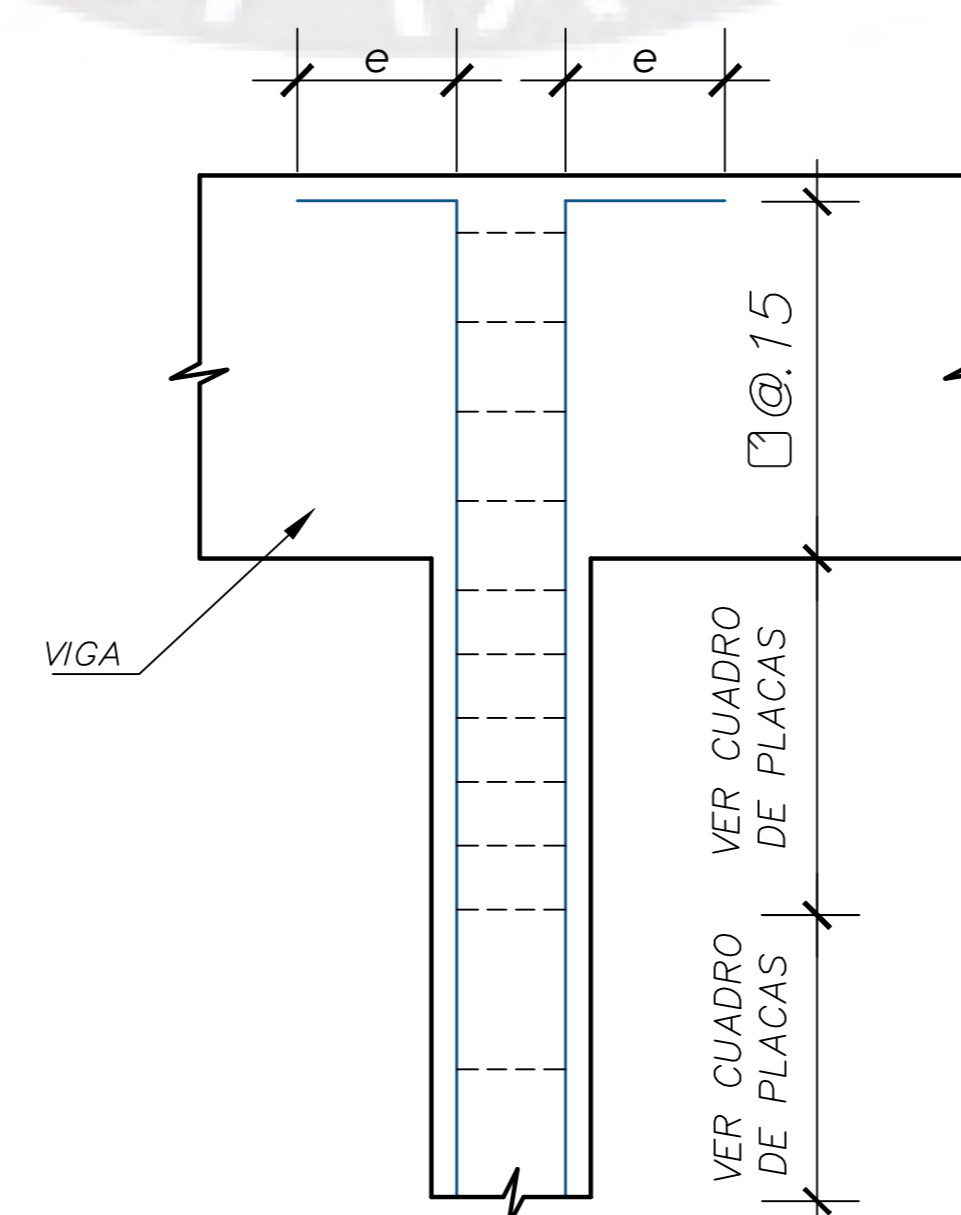
DETALLE GENERAL DE ZAPATA



DETALLE DE ZAPATA EN PLACA

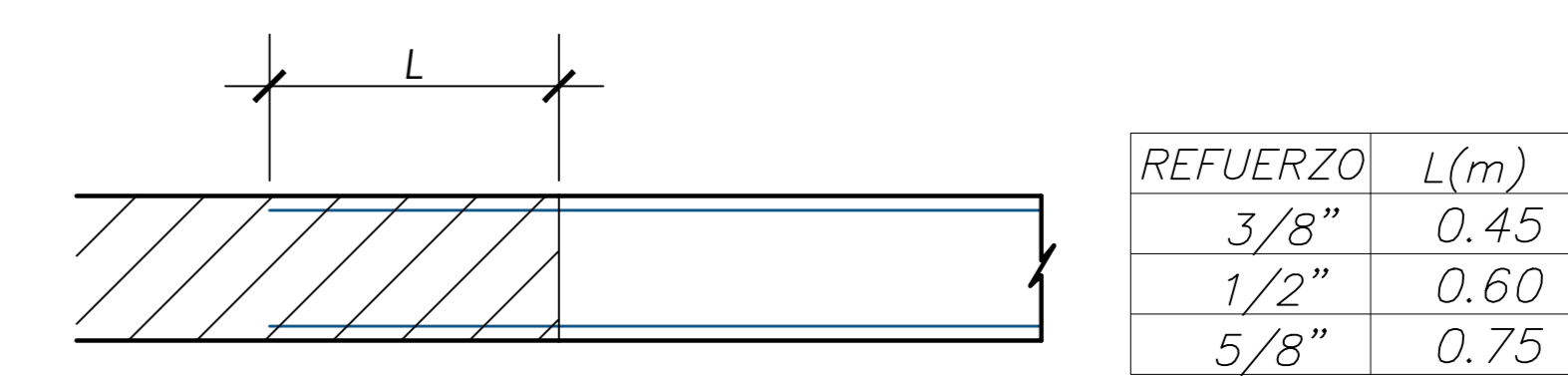


CONFINAMIENTO DE PLACAS



REMA TE DE COLUMNAS Y PLACAS

∅	e(m)
3/8"	.20
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30
1"	.40



ANCLAJE HORIZONTAL DE REFUERZO EN CORTES DE ENCOFRADO SIN ESCALA



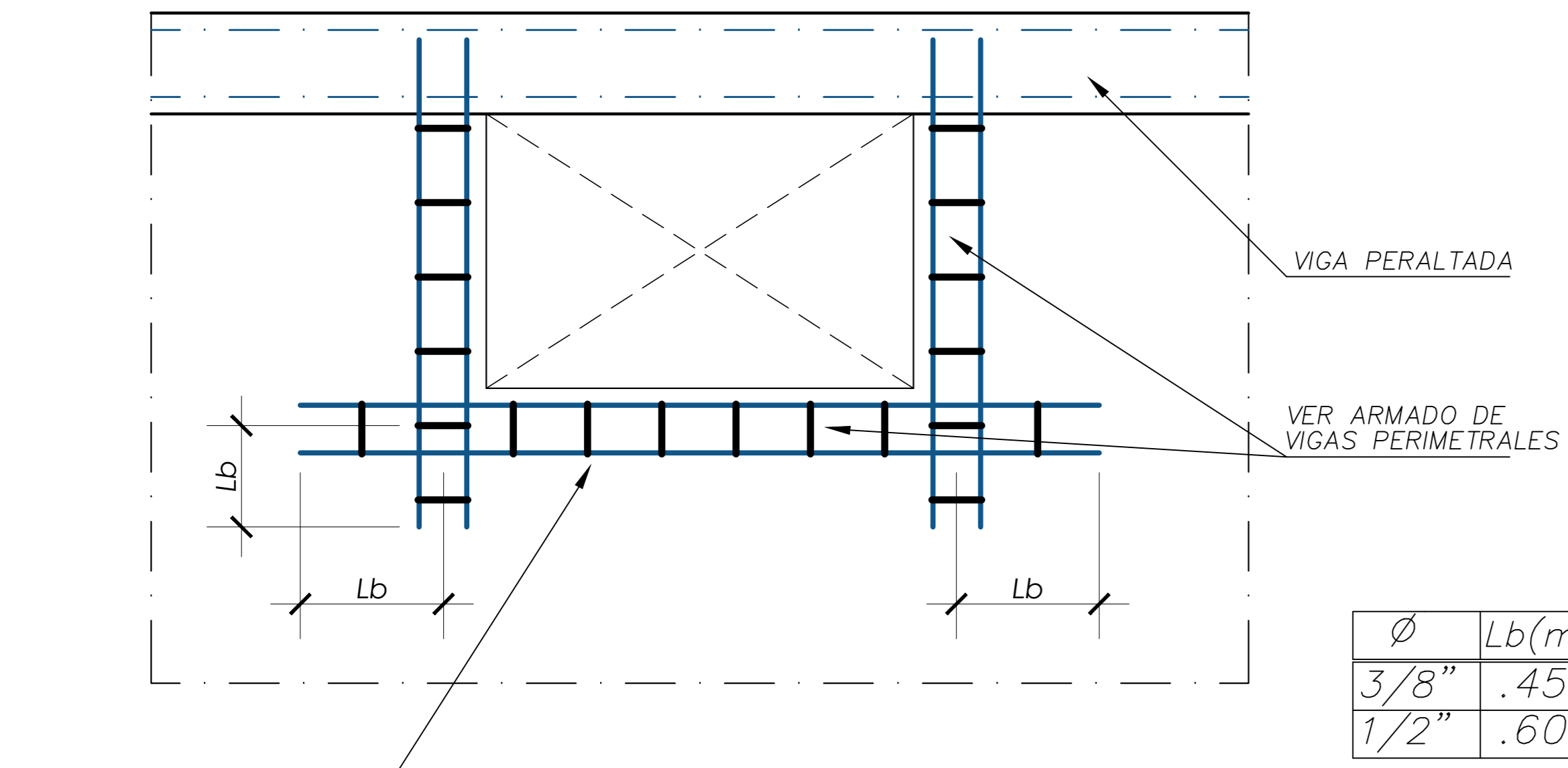
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

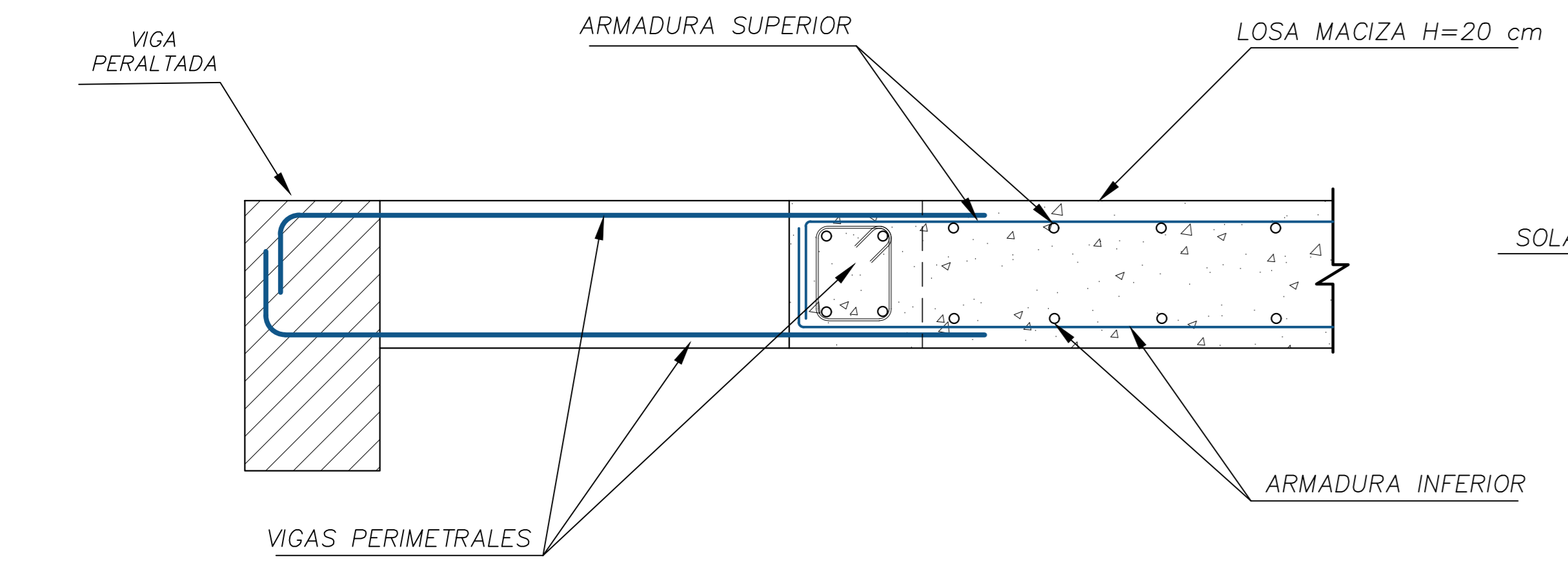
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
DETALLES GENERALES I

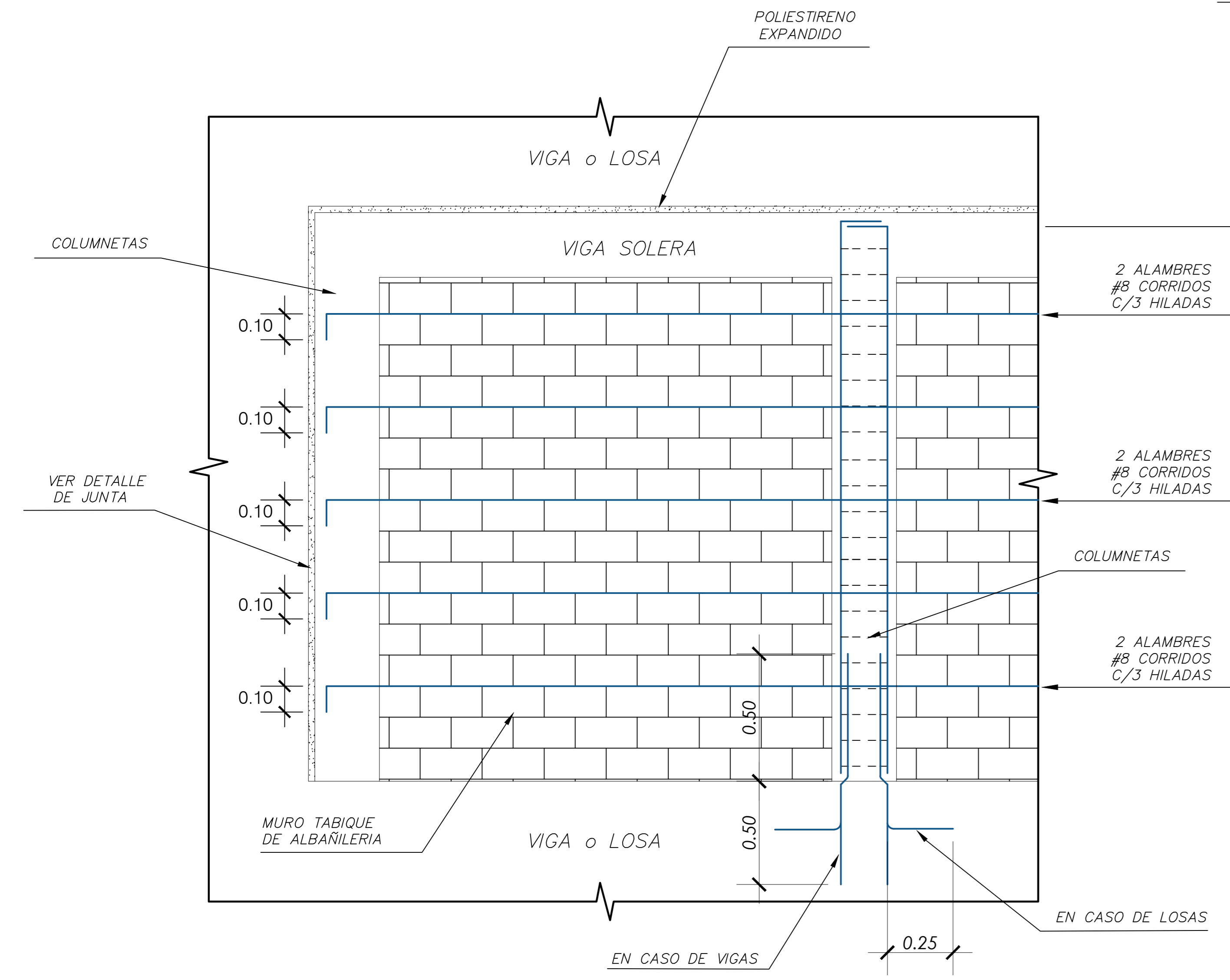
DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: SIN ESCALA      FECHA: 11/03/2025



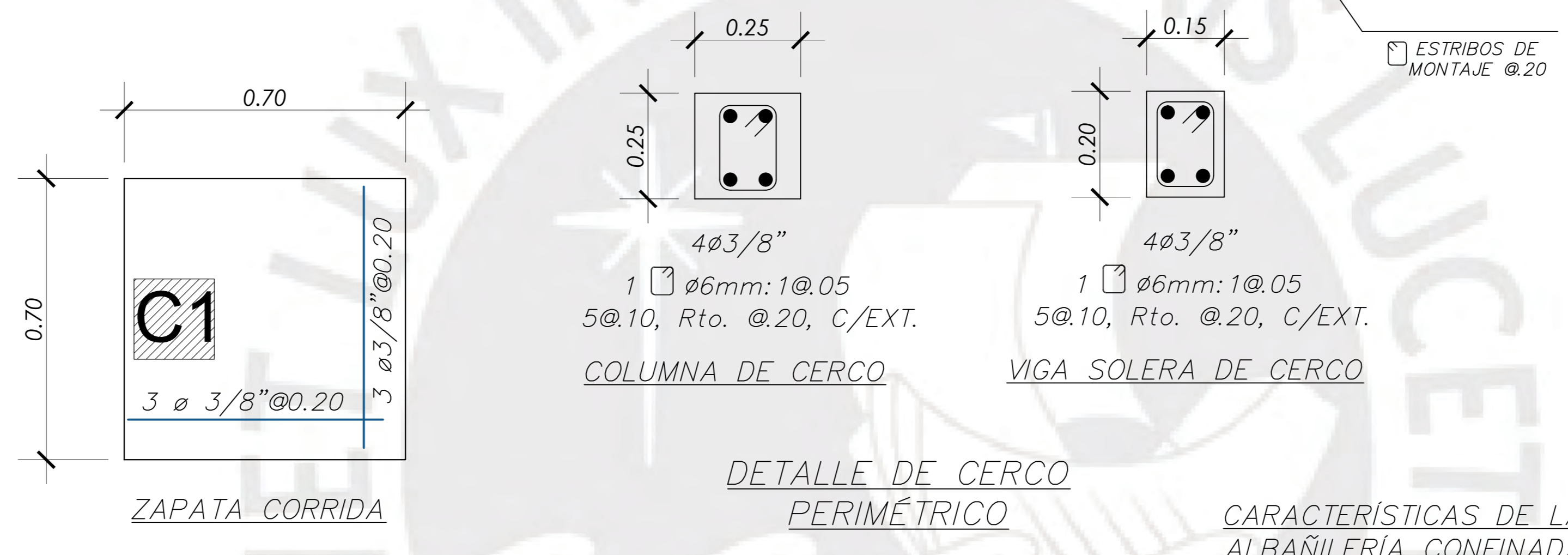
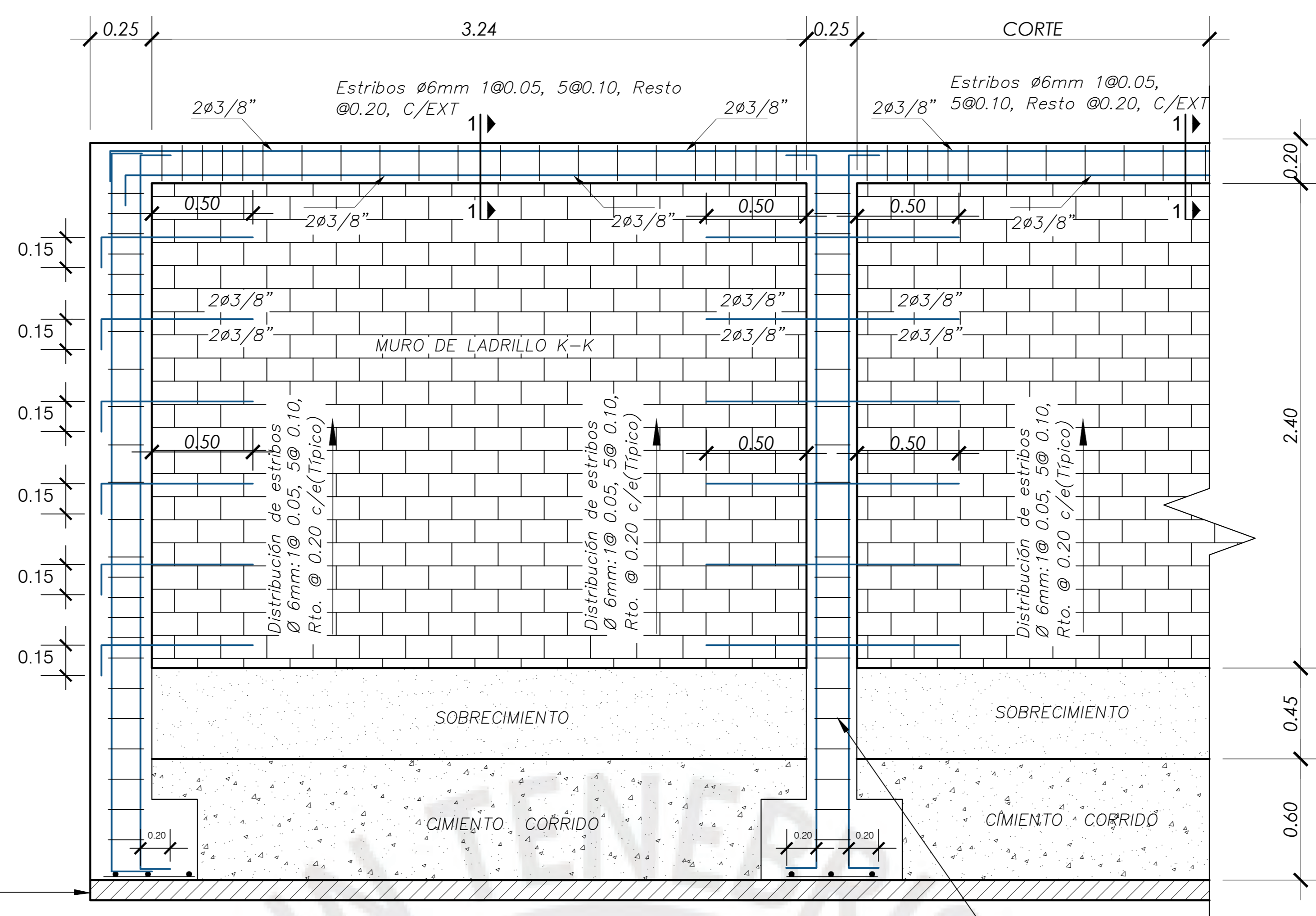
DETALLE DE DUCTO EN LOSA MACIZA



DETALLE DE VIGAS PERIMETRALES EN LOSA



DETALLE DE INDEPENDIZACIÓN DE TABIQUES INTERIORES

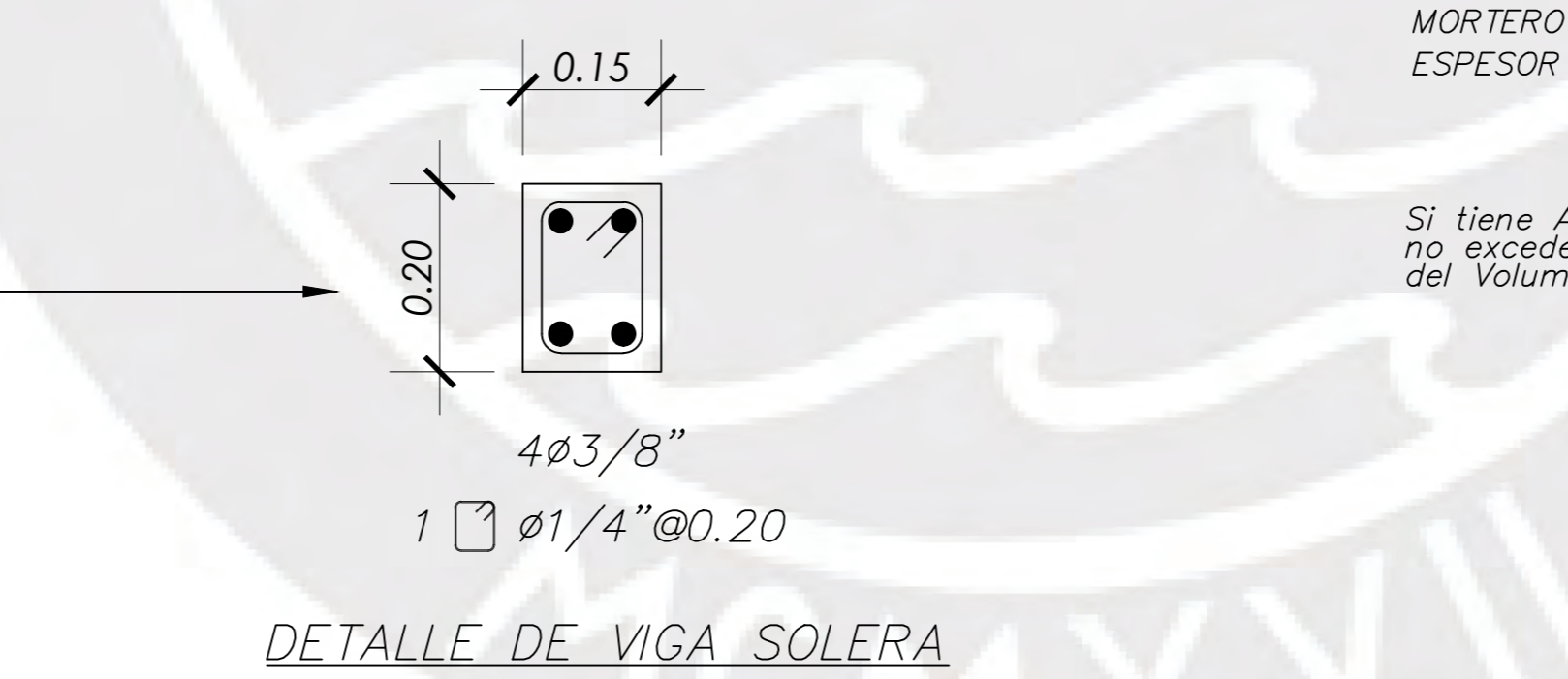
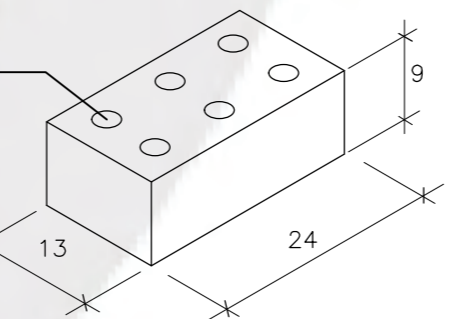


DETALLE DE CERCO PERIMÉTRICO

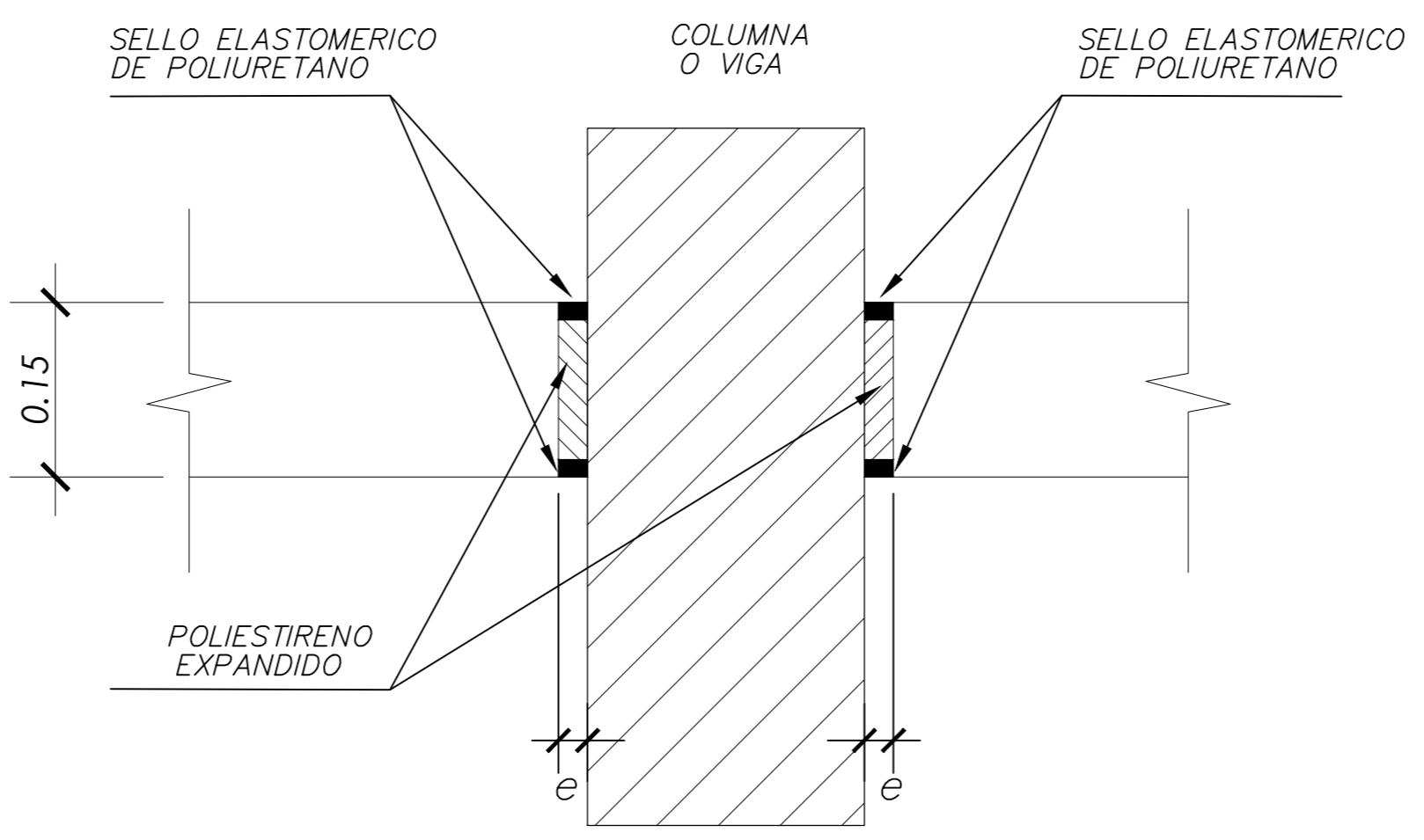
CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA CONFINADA

UNIDAD ( LADRILLO TIPO IV ) : f'm 45 Kg / Cm<sup>2</sup>  
 % MÁXIMO DE VACIOS : 25 %  
 MORTERO : 1:4 (CEMENTO : ARENA )  
 ESPESOR DE JUNTAS : e min = 1.0 Cm  
 : e max = 1.5 Cm

Si tiene Alveolos estos no excederan el 25% del Volumen

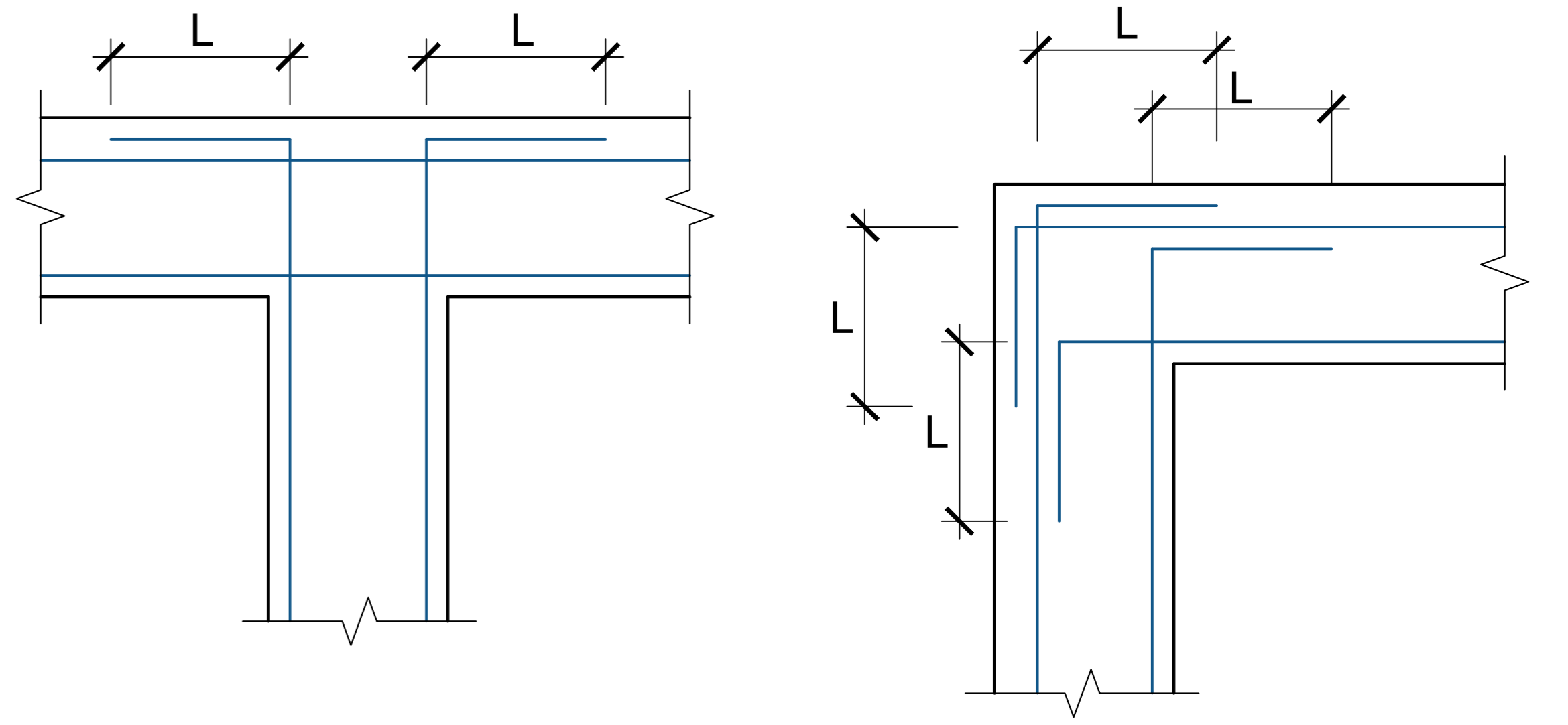


DETALLE DE VIGA SOLERA



JUNTA	e(mm)
PARAPETO	10
COL. O VIGA	25

DETALLE DE JUNTA



DETALLE DE ENCUENTRO

DETALLE DE ESQUINA

$\phi$	L(cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	40
3/4"	50

ESPECIFICACIONES SOBRE TABIQUERÍA

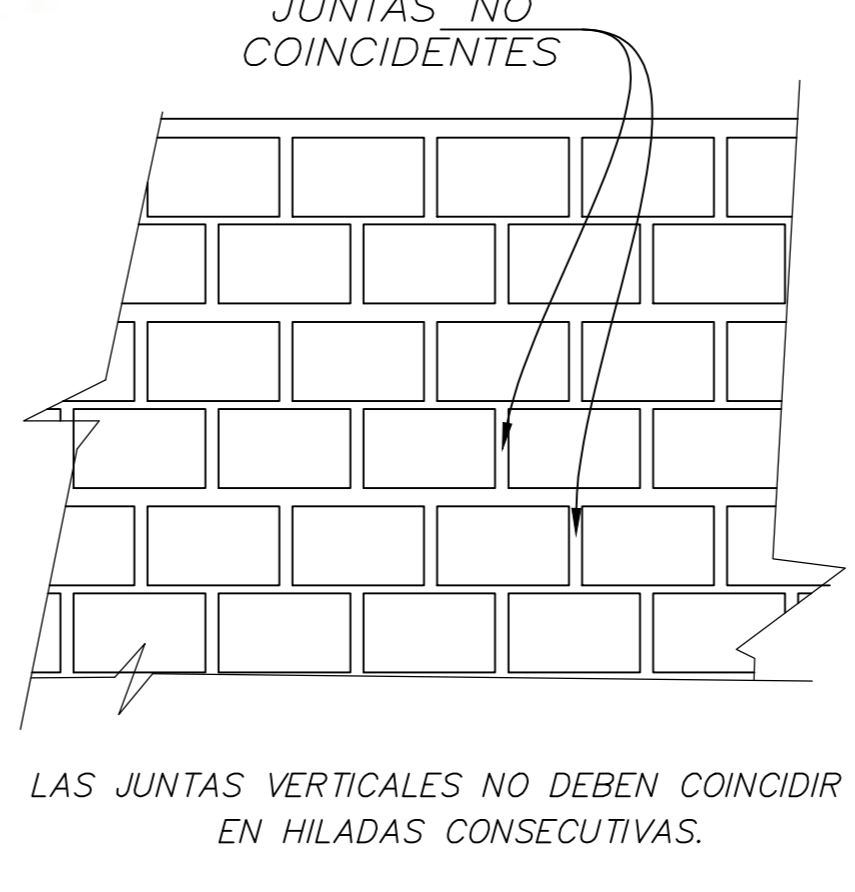
ALBAÑILERÍA

CERCOS Y TABIQUERÍA EXTERIOR

1. LAS COLUMNETAS SE UBICARÁN EN LOS EXTREMOS DE LA TABIQUERÍA Y ESTARÁN EN NO MÁS DE 4.00 m. EN TAL CASO, SE RECOMIENDA COLUMNETAS INTERMEDIAS
2. LAS COLUMNETAS EN CERCOS TENDRÁN UNA SECCIÓN DE 25X25 CON 4ø 1/2" Y ESTRIBOS DE ø6mm: 1@.05, 5@.10, RESTO @.20.
3. LOS TABIQUES DE LOS CERCOS PERIMÉTRICOS TENDRÁN ANCLAJES HORIZONTALES DE 2 BARRAS DE ø 3/8" CON UNA LONGITUD DE ANCLAJE DE 50 CM DESDE LA CARA DE LA COLUMNA. ESTOS REFUERZOS SE DISPONDRÁN CADA 3 HILADAS.
4. EL ANCLAJE CON GANGHO ESTANDAR EN LA COLUMNA EXTREMA SERÁ DE 15 CM COMO MÍNIMO.
5. SE DEBERÁ COLOCAR PRIMERO EL REFUERZO HORIZONTAL Y LUEGO APLICAR EL MORTERO EN LONGITUDES MENORES A 100 CM. SE DEBERÁ GARANTIZAR QUE EL MORTERO INGERESE DEBAJO DE LA BARRA DE REFUERZO.
6. LA RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO SERÁ DE f'c = 175 kg/cm<sup>2</sup> CON UN SLUMP DE 5". LA ALTURA MÁXIMA DE TABIQUERÍA EJECUTADA POR JORNADA SERÁ DE 1.30 M DEJANDO JUNTAS VERTICALES EN LA ÚLTIMA HILADA. AL DÍA SIGUIENTE SE CONTINUARÁ REALIZANDO UNA LIMPIEZA Y HUMEDECIENDO LA SUPERFICIE ANTES DE RELLENAR LAS JUNTAS VERTICALES Y CONTINUAR CON EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN.

TABIQUERÍA INTERIOR

1. LAS COLUMNETAS SE UBICARÁN EN LOS EXTREMOS DE LA TABIQUERÍA Y ESTARÁN EN NO MÁS DE 4.00 m. EN TAL CASO, SE RECOMIENDA COLUMNETAS INTERMEDIAS
2. LAS COLUMNETAS INTERIORES TENDRÁN UNA SECCIÓN DE 15X25 CON 4ø 1/2" Y ESTRIBOS DE ø6mm: 1@.05, 5@.10, RESTO @.20.
3. LOS TABIQUES DE LOS AMBIENTES INTERIORES TENDRÁN ANCLAJES HORIZONTALES DE 2 BARRAS DE ø#8mm CORRIDAS A LO LARGO DE TODO EL TABIQUE INTERIOR ESTOS REFUERZOS SE DISPONDRÁN CADA 3 HILADAS.
4. EL ANCLAJE CON GANGHO ESTANDAR EN LA COLUMNETA EXTREMA SERÁ DE 10 CM COMO MÍNIMO.
6. LA RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO SERÁ DE f'c = 175 kg/cm<sup>2</sup> CON UN SLUMP DE 5". LA ALTURA MÁXIMA DE TABIQUERÍA EJECUTADA POR JORNADA SERÁ DE 1.30 M DEJANDO JUNTAS VERTICALES EN LA ÚLTIMA HILADA. AL DÍA SIGUIENTE SE CONTINUARÁ REALIZANDO UNA LIMPIEZA Y HUMEDECIENDO LA SUPERFICIE ANTES DE RELLENAR LAS JUNTAS VERTICALES Y CONTINUAR CON EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN.



APAREJO DE MUROS

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO:  
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA**

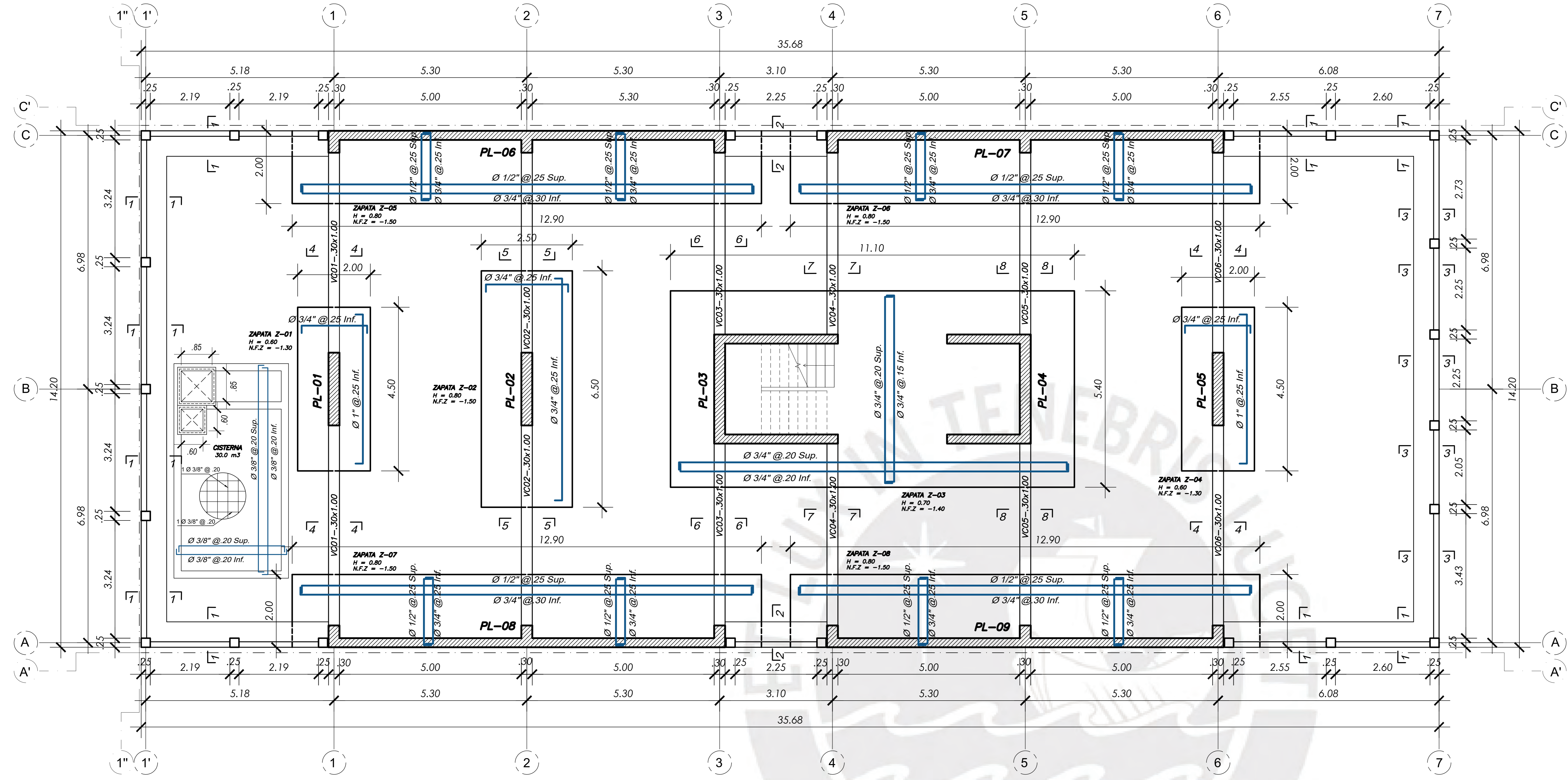
PROYECTISTA:  
**JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA**

ASESOR:  
**M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA**

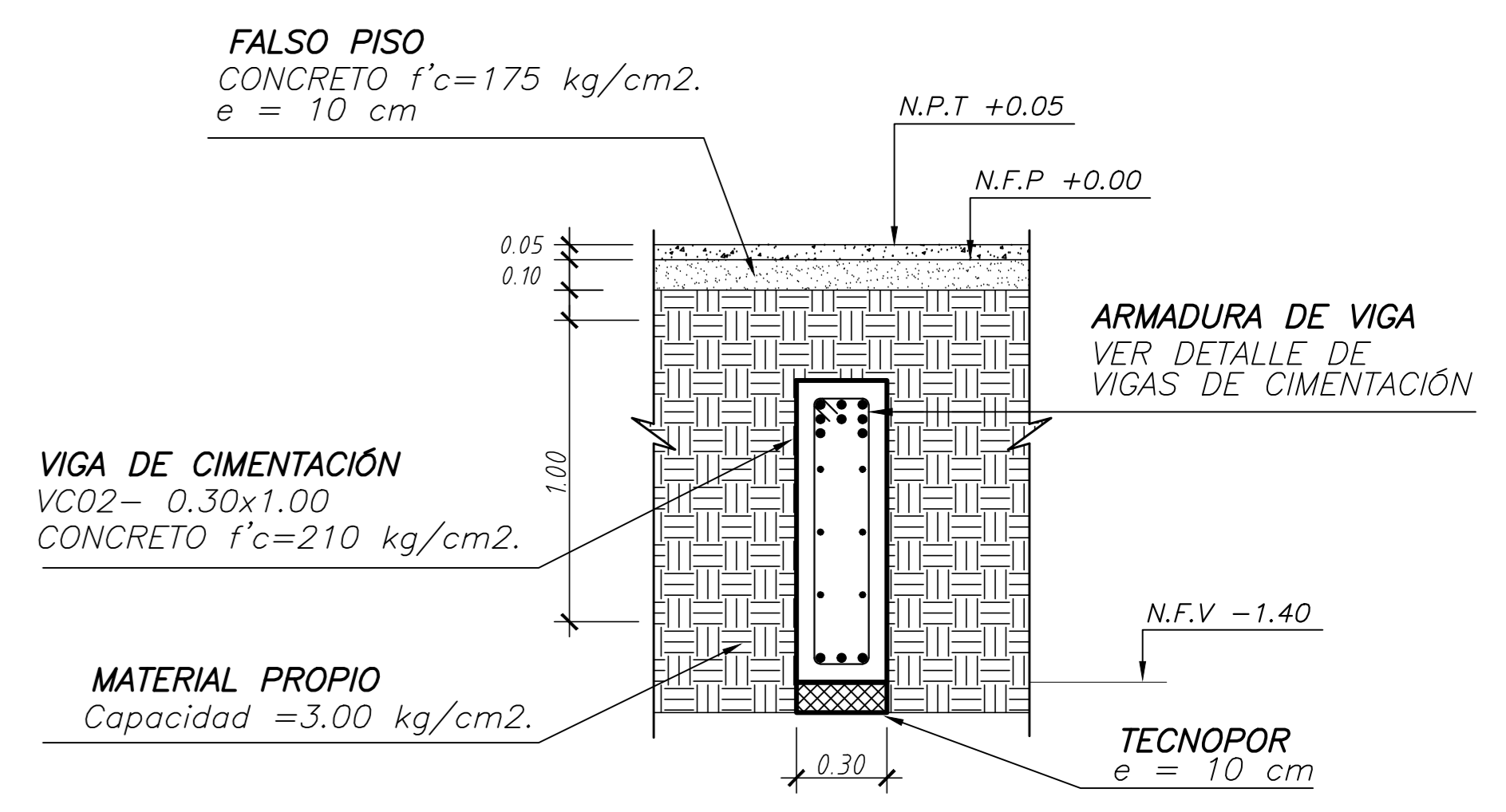
PLANO:  
**DETALLES GENERALES II**

DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: SIN ESCALA      FECHA: 11/03/2025

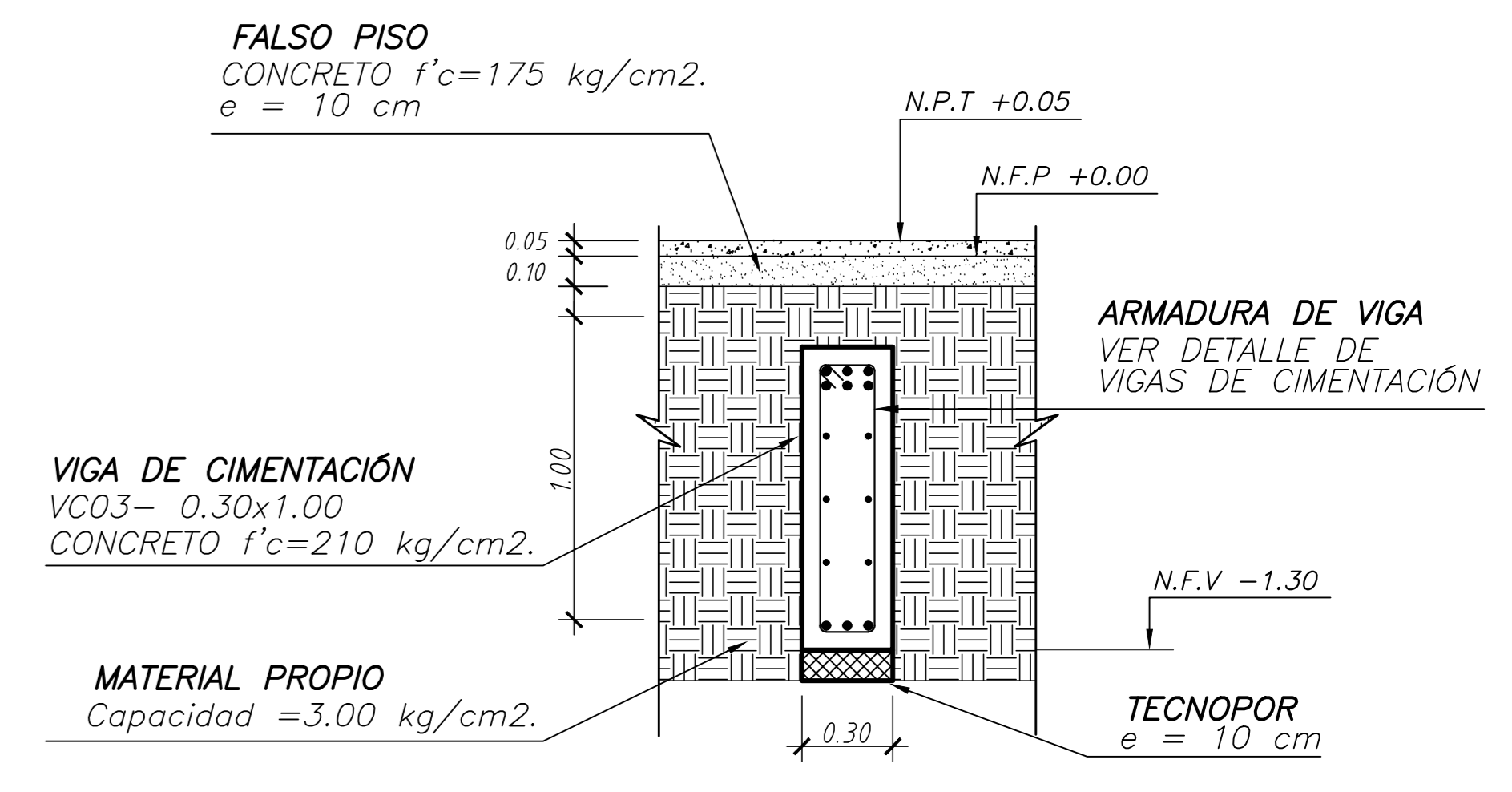
**E-03**



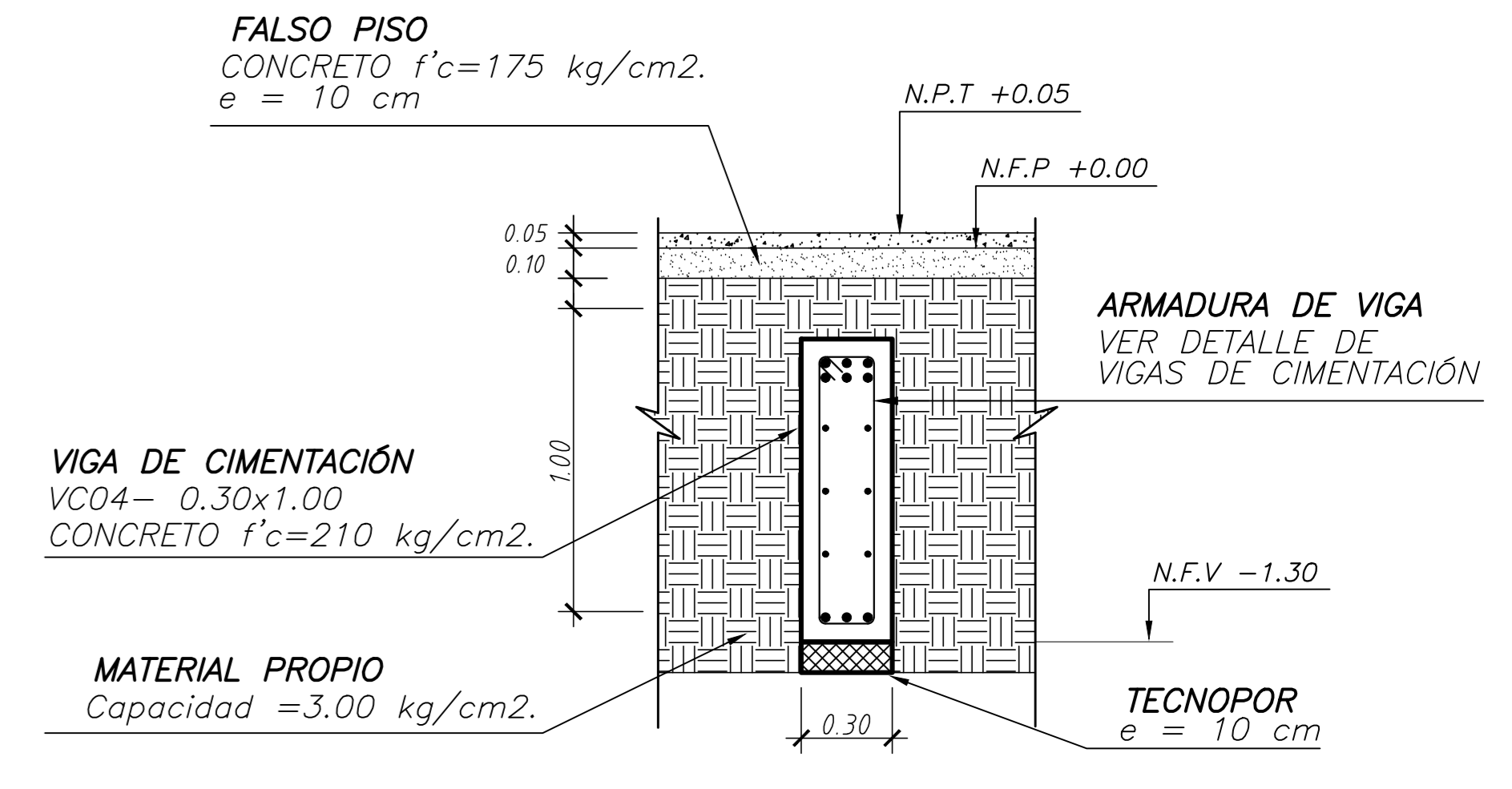
PLANTA: CIMENTACIÓN  
ESC: 1/50



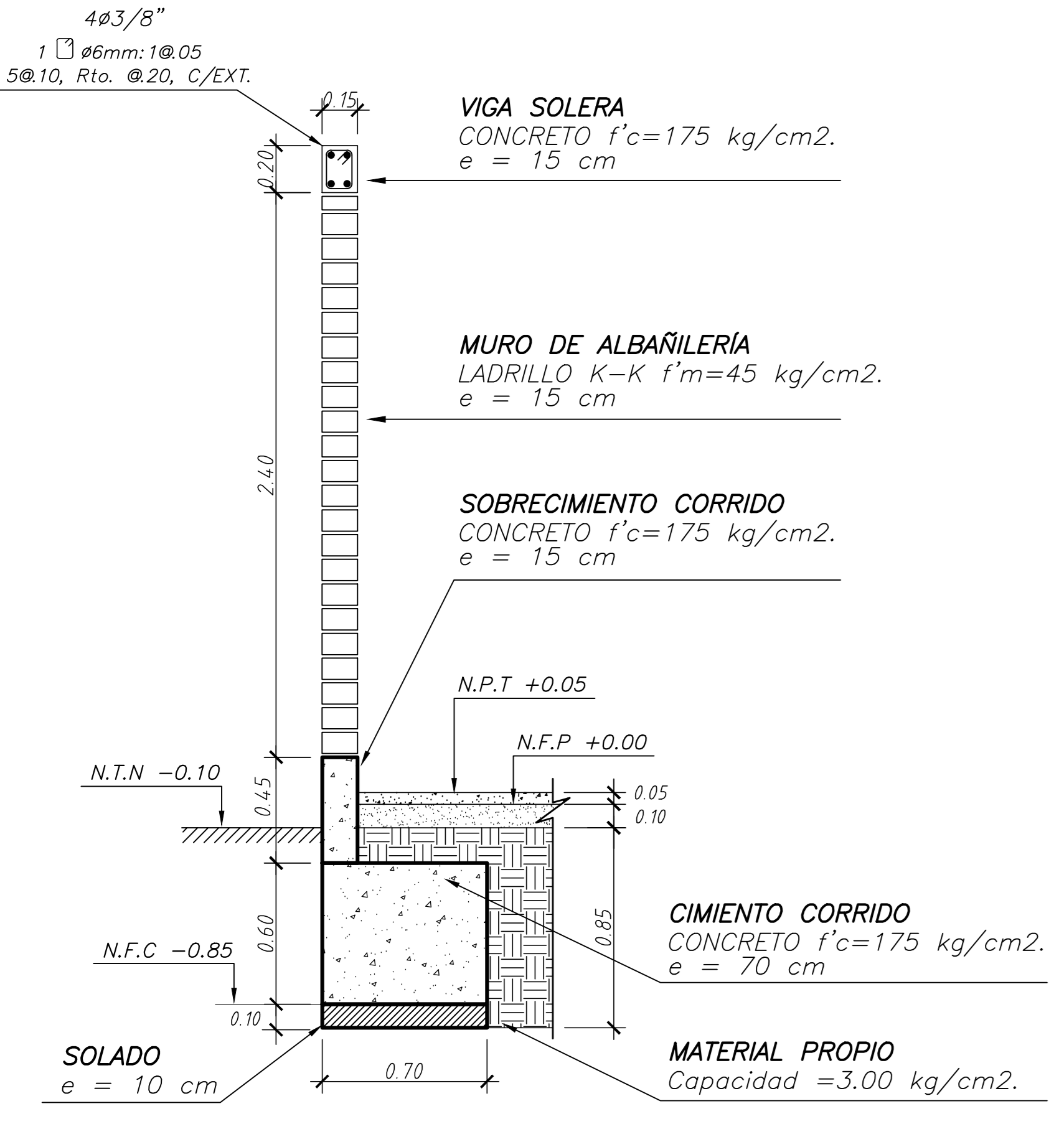
CORTE 5-5  
ESC: 1/20



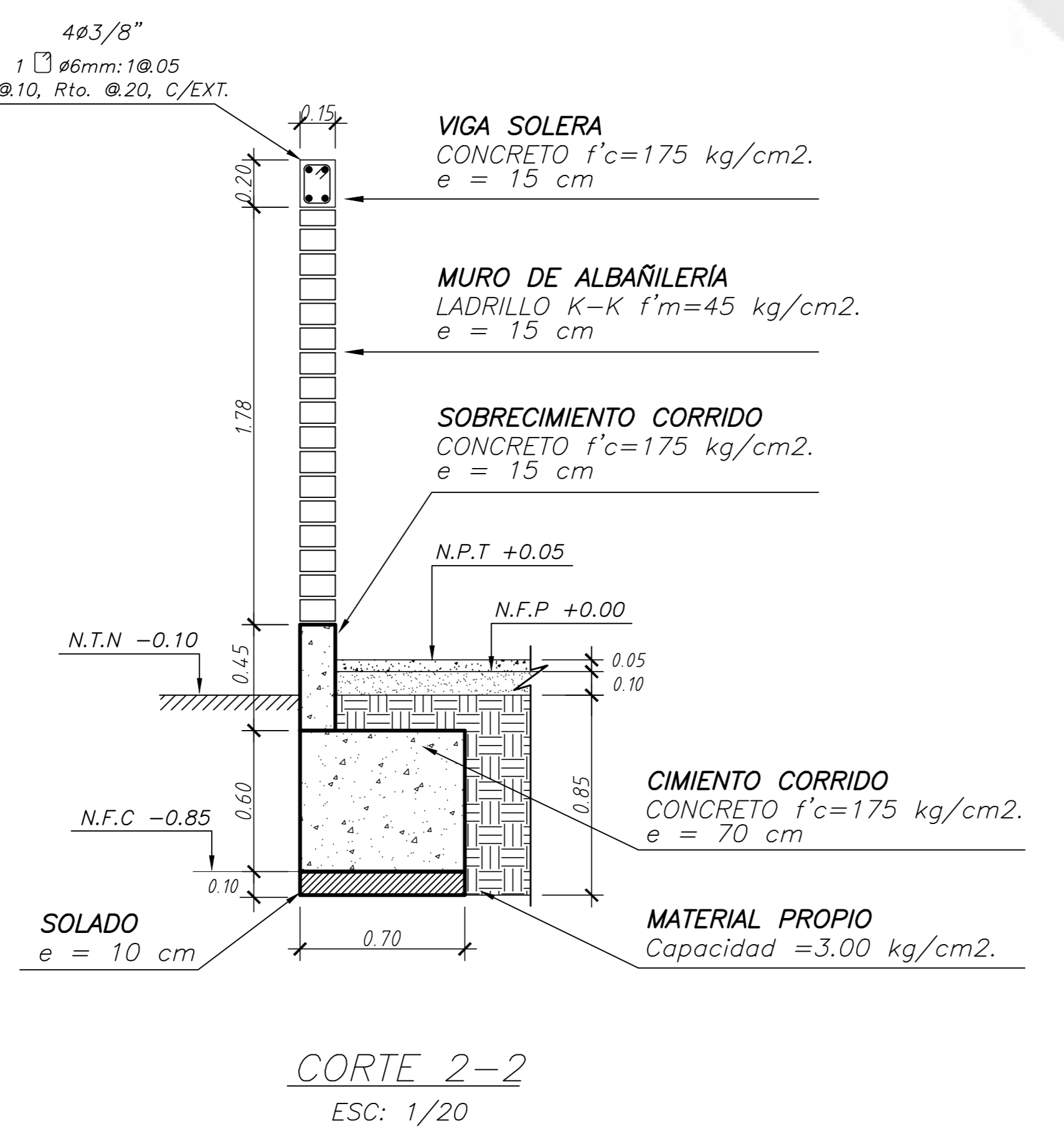
CORTE 6-6  
ESC: 1/20



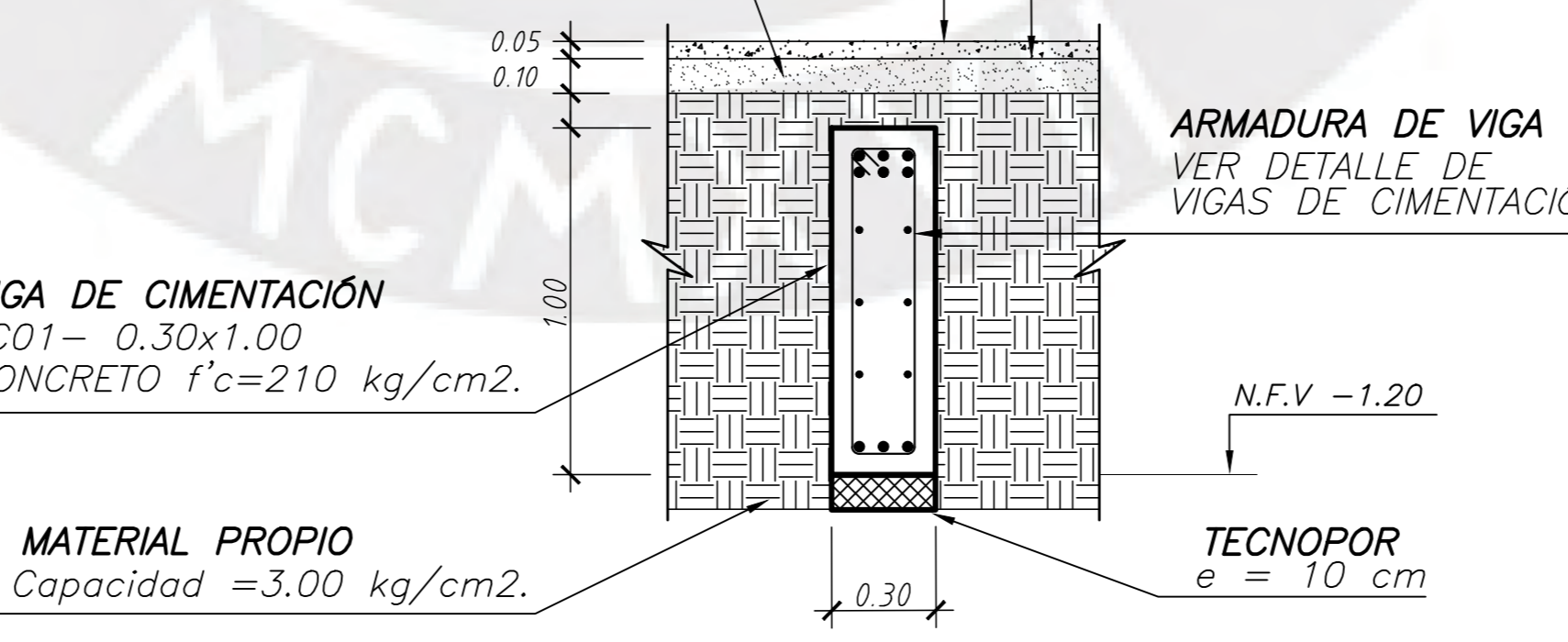
CORTE 7-7  
ESC: 1/20



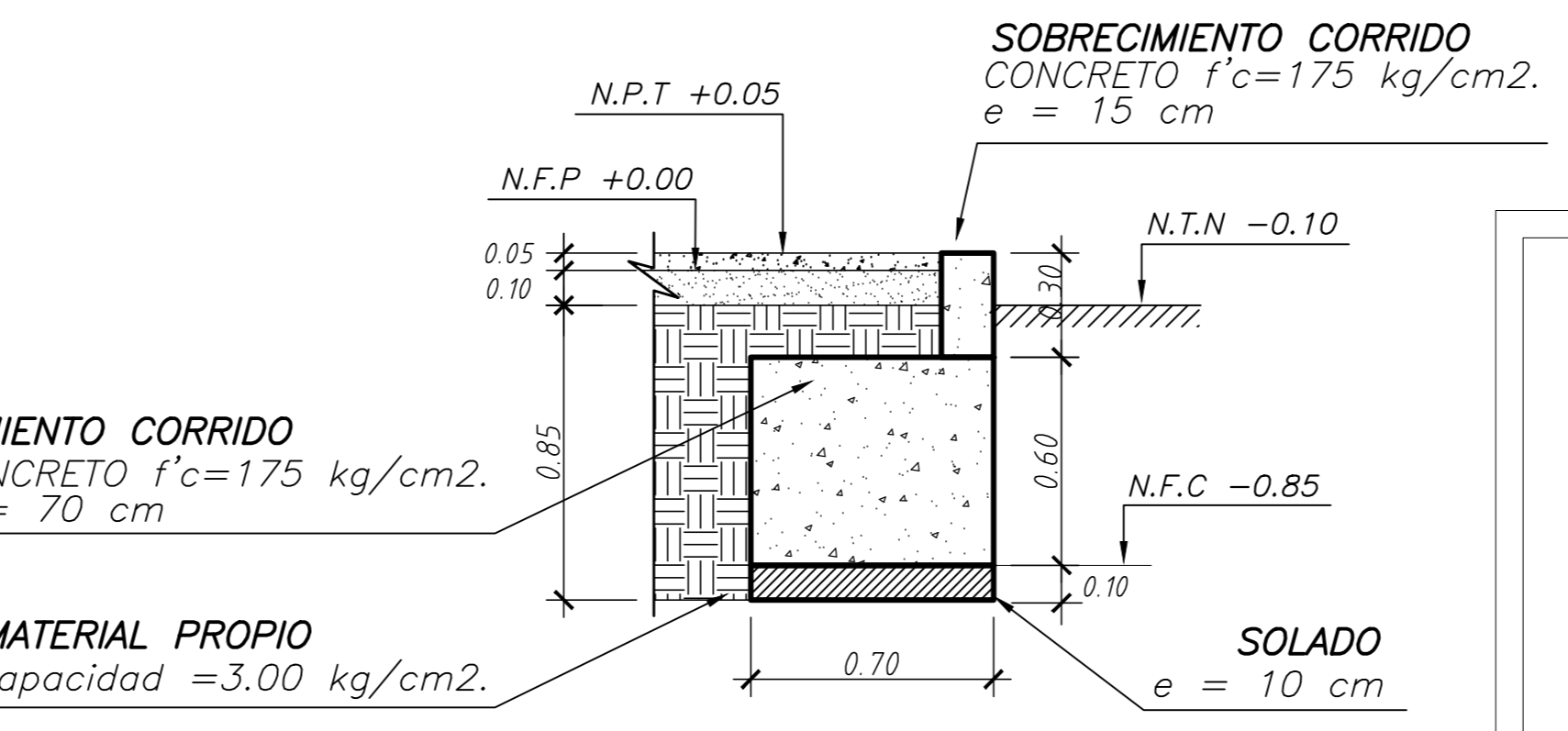
CORTE 1-1  
ESC: 1/20



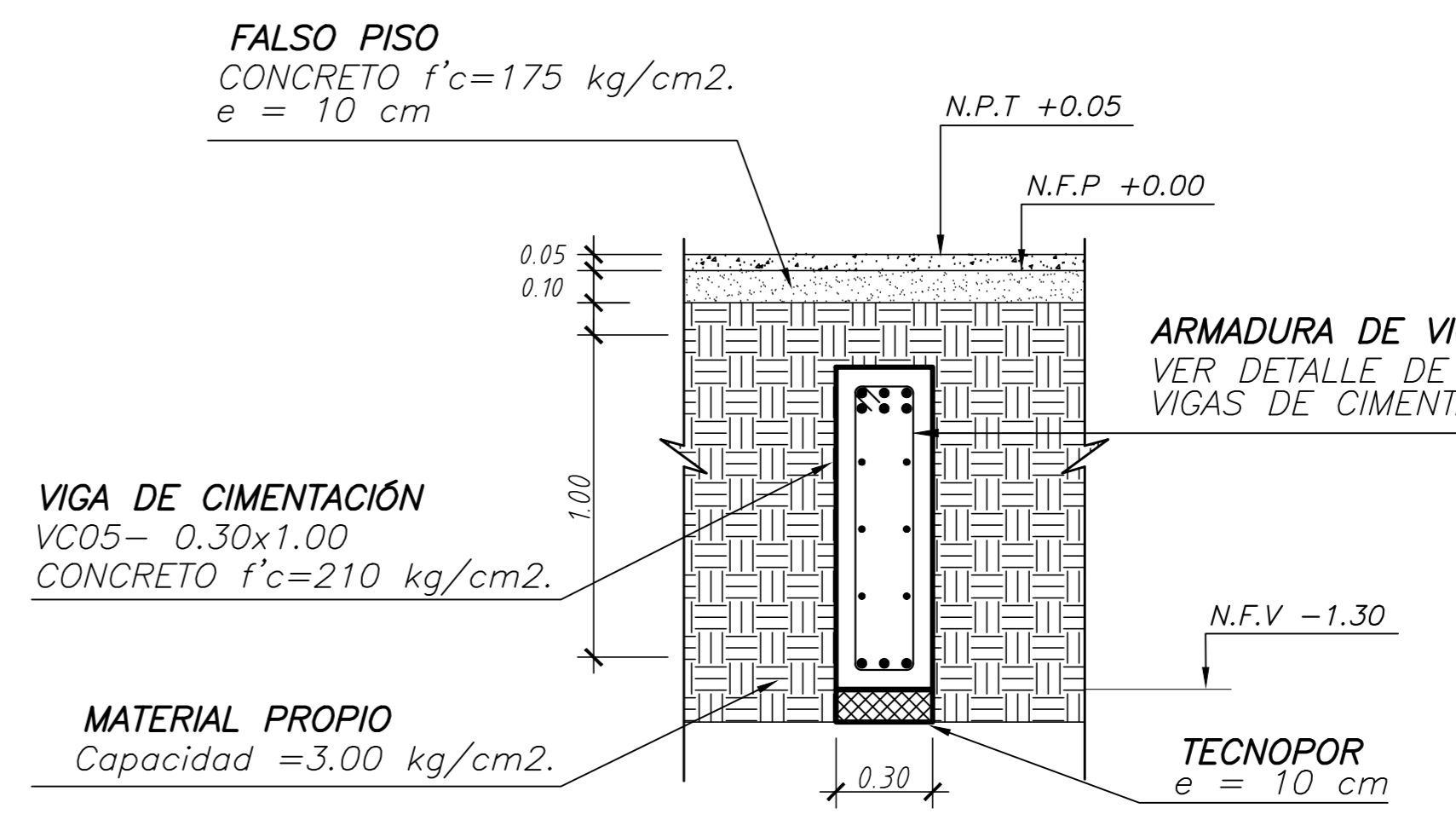
CORTE 2-2  
ESC: 1/20



CORTE 4-4  
ESC: 1/20



CORTE 3-3  
ESC: 1/20



CORTE 8-8  
ESC: 1/20



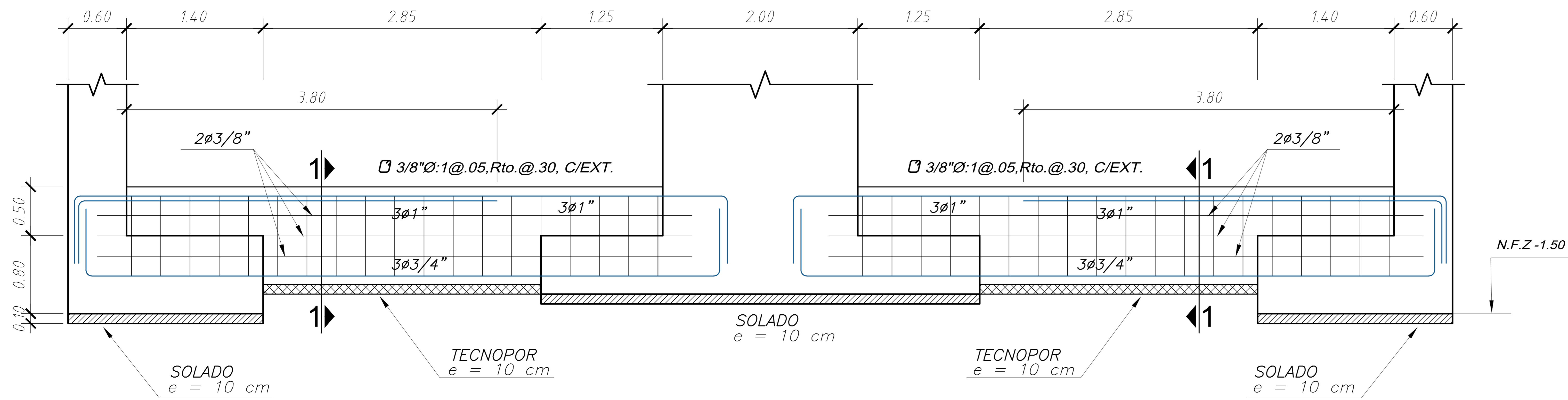
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

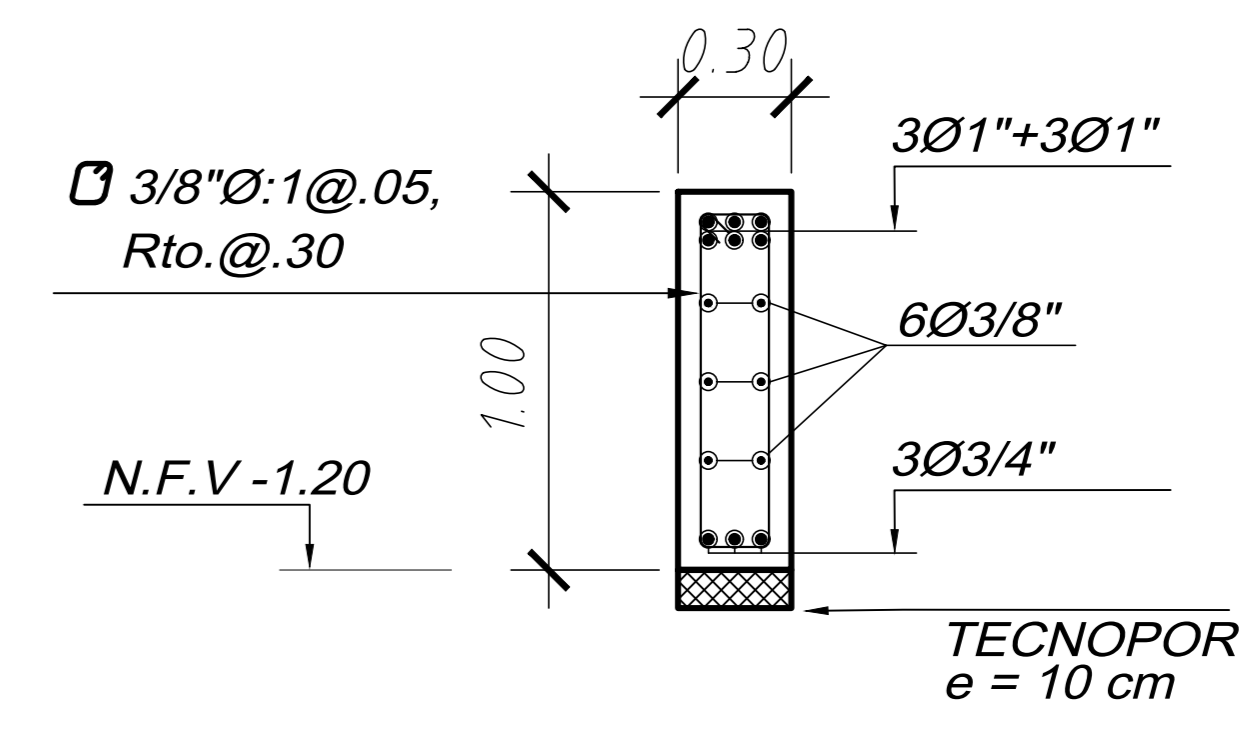
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
CIMENTACIONES Y CORTES

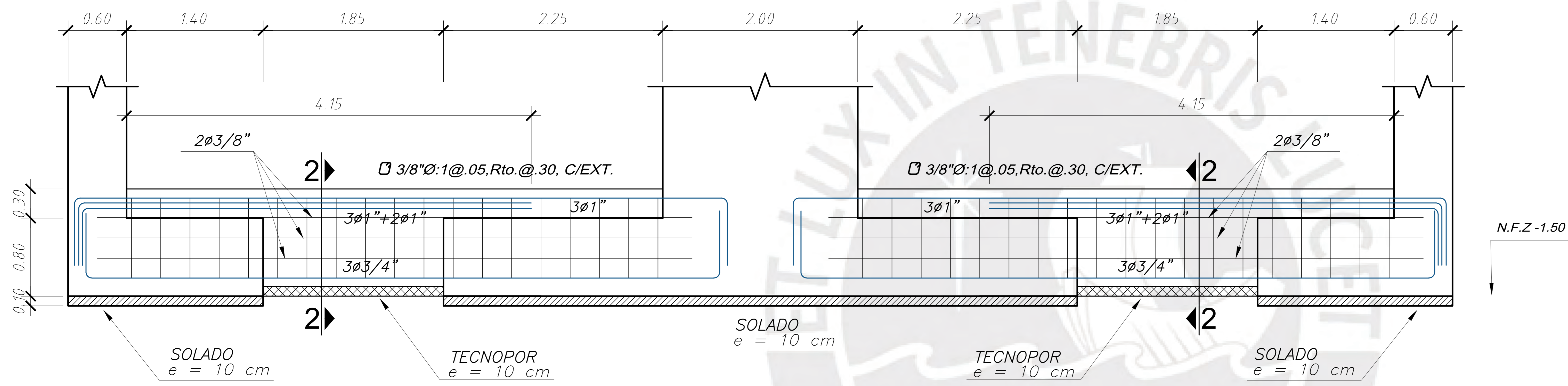
DIBUJO: J.C.S.C    ESCALA: INDICADA    FECHA: 11/03/2025



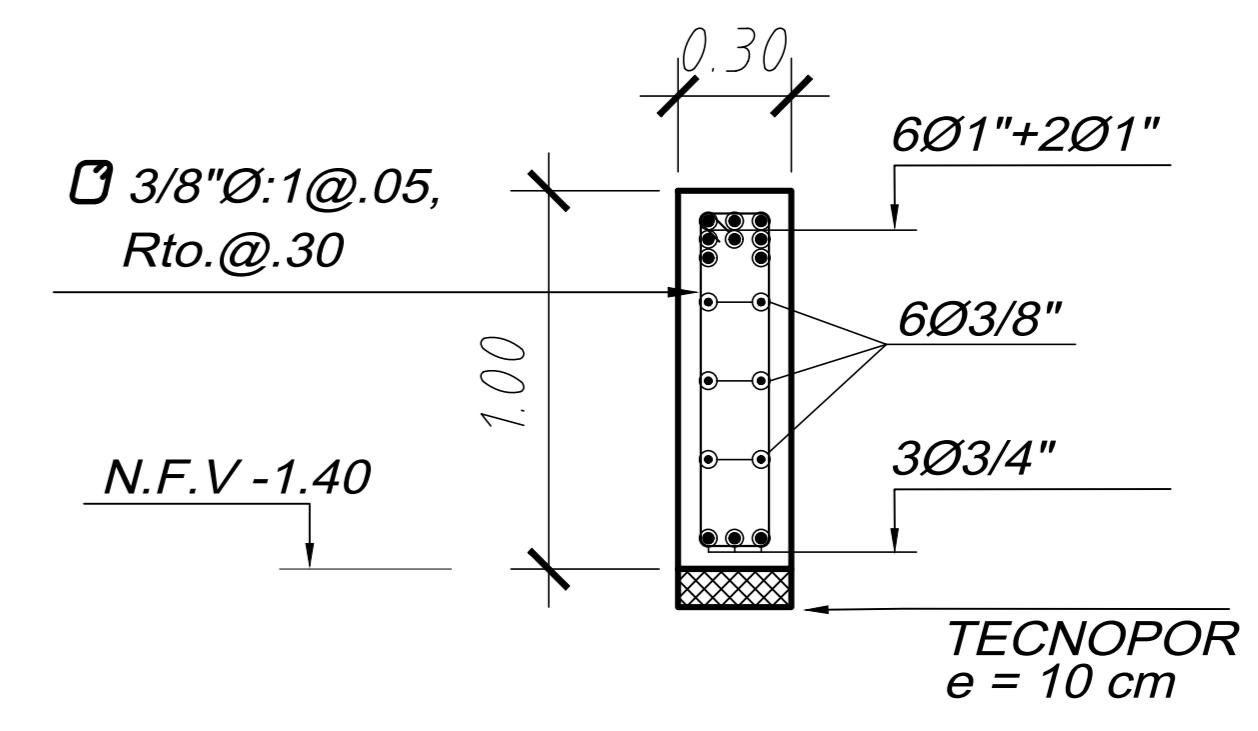
VIGA VC01-0.30x1.00  
ESC: 1/20



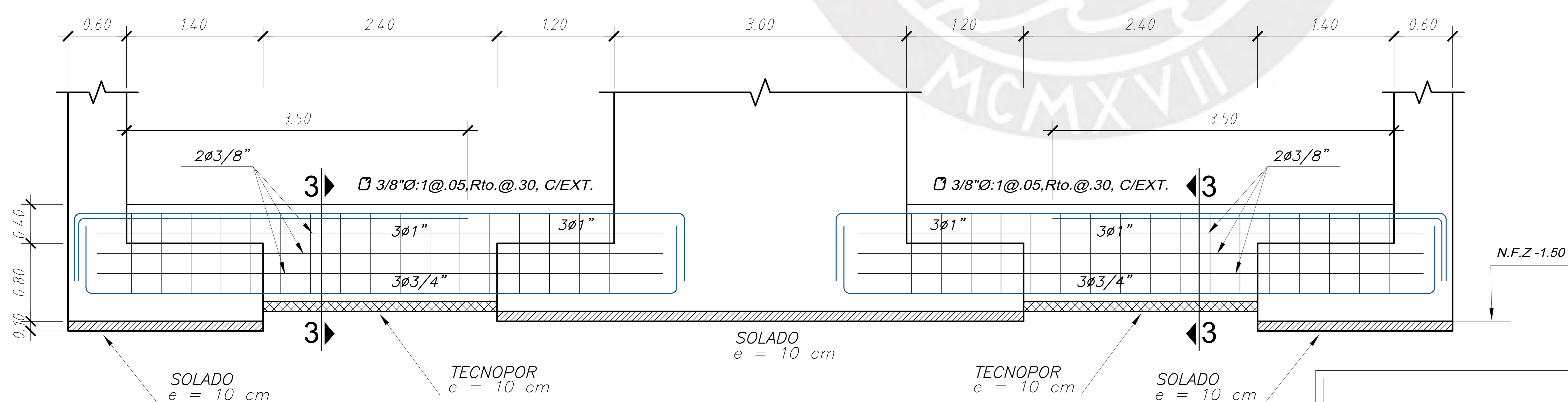
CORTE 1-1  
ESC: 1/20



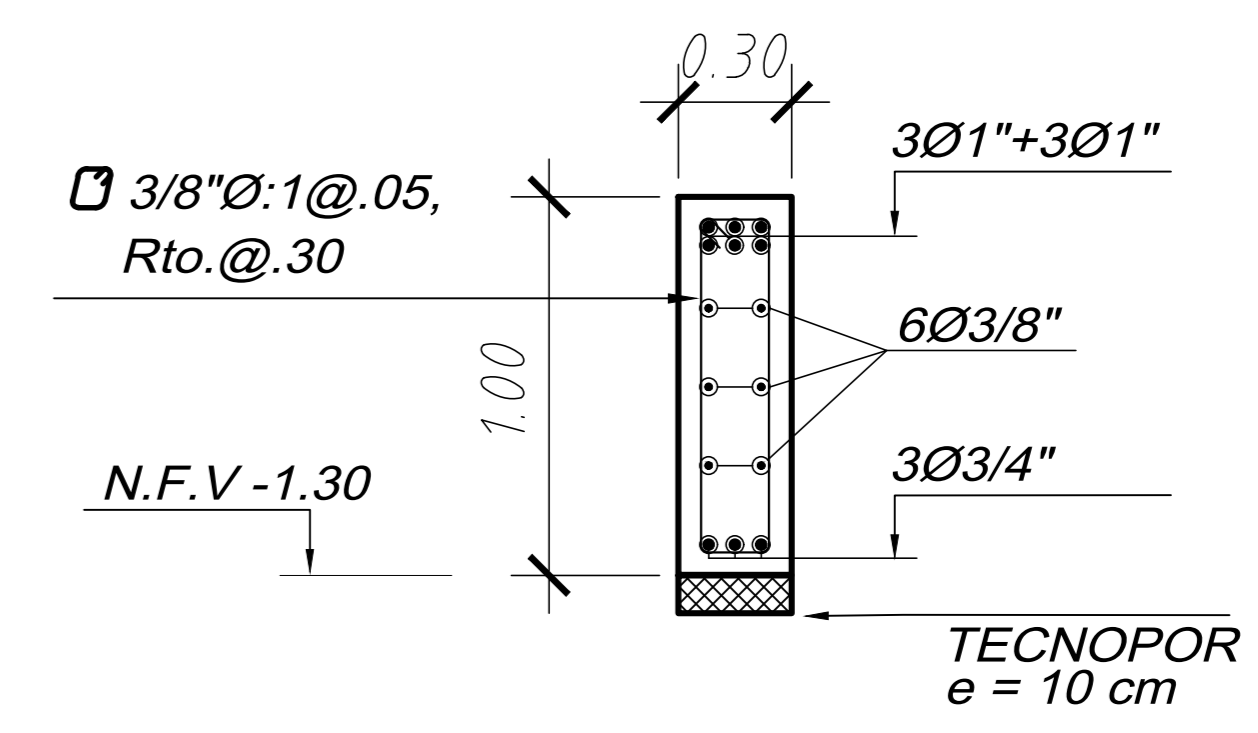
VIGA VC02-0.30x1.00  
ESC: 1/20



CORTE 2-2  
ESC: 1/20



VIGA VC03-0.30x1.00  
ESC: 1/20

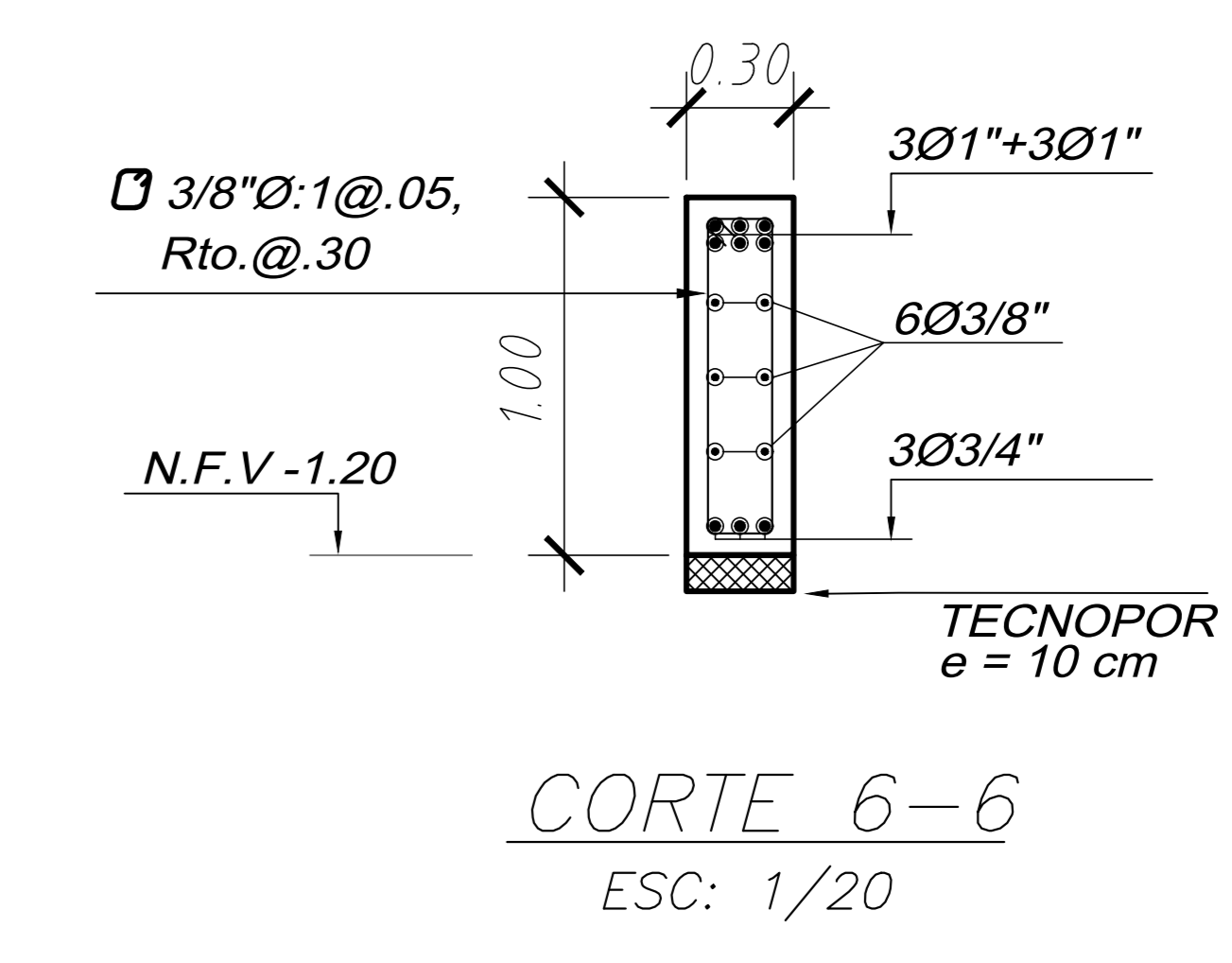
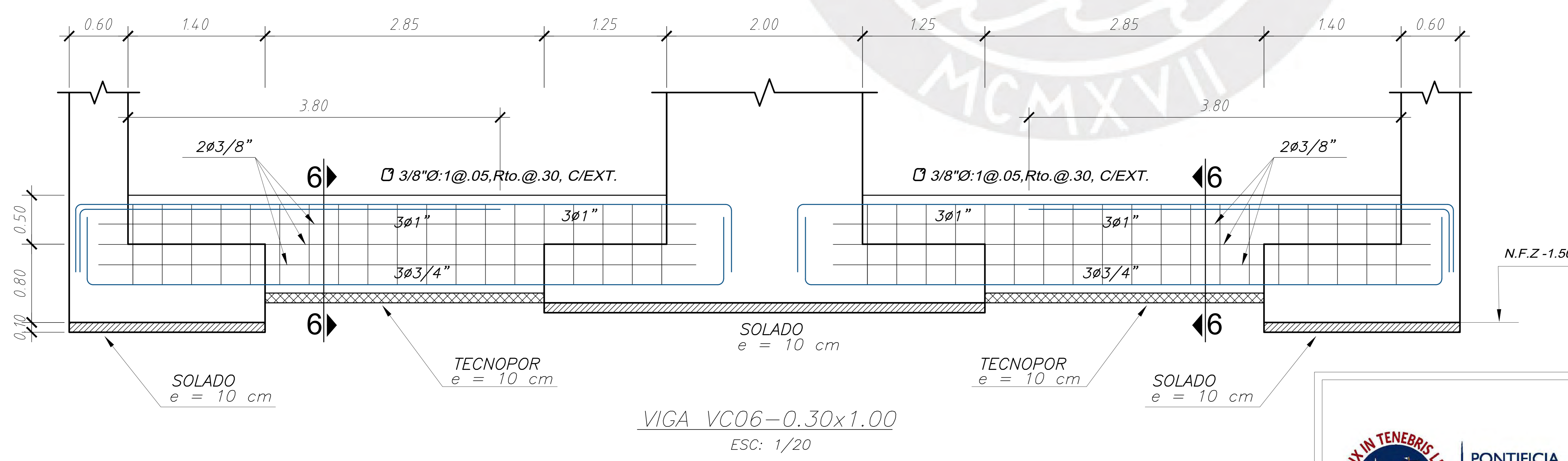
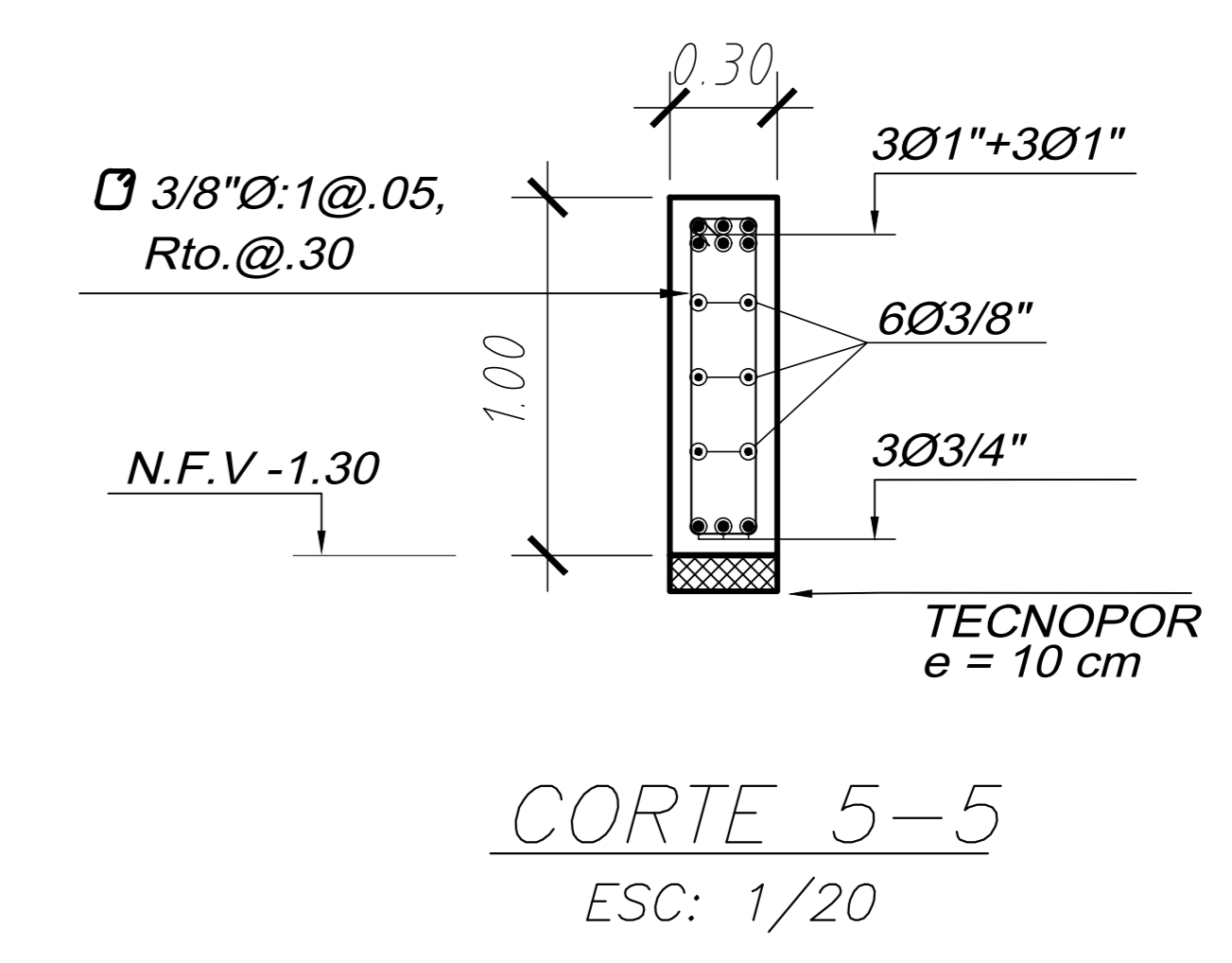
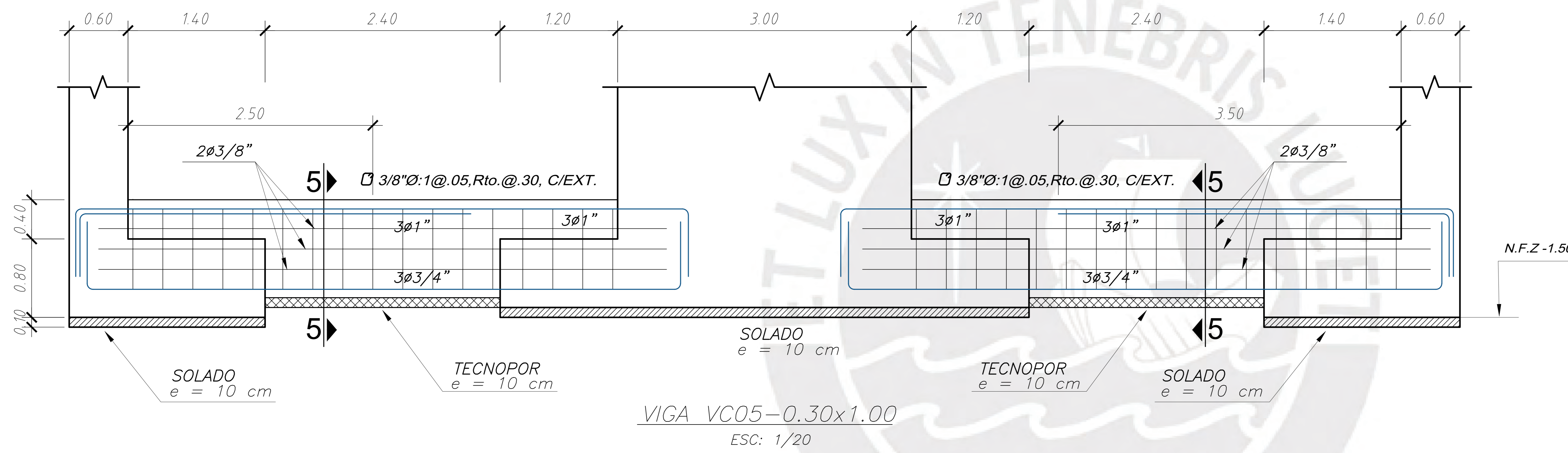
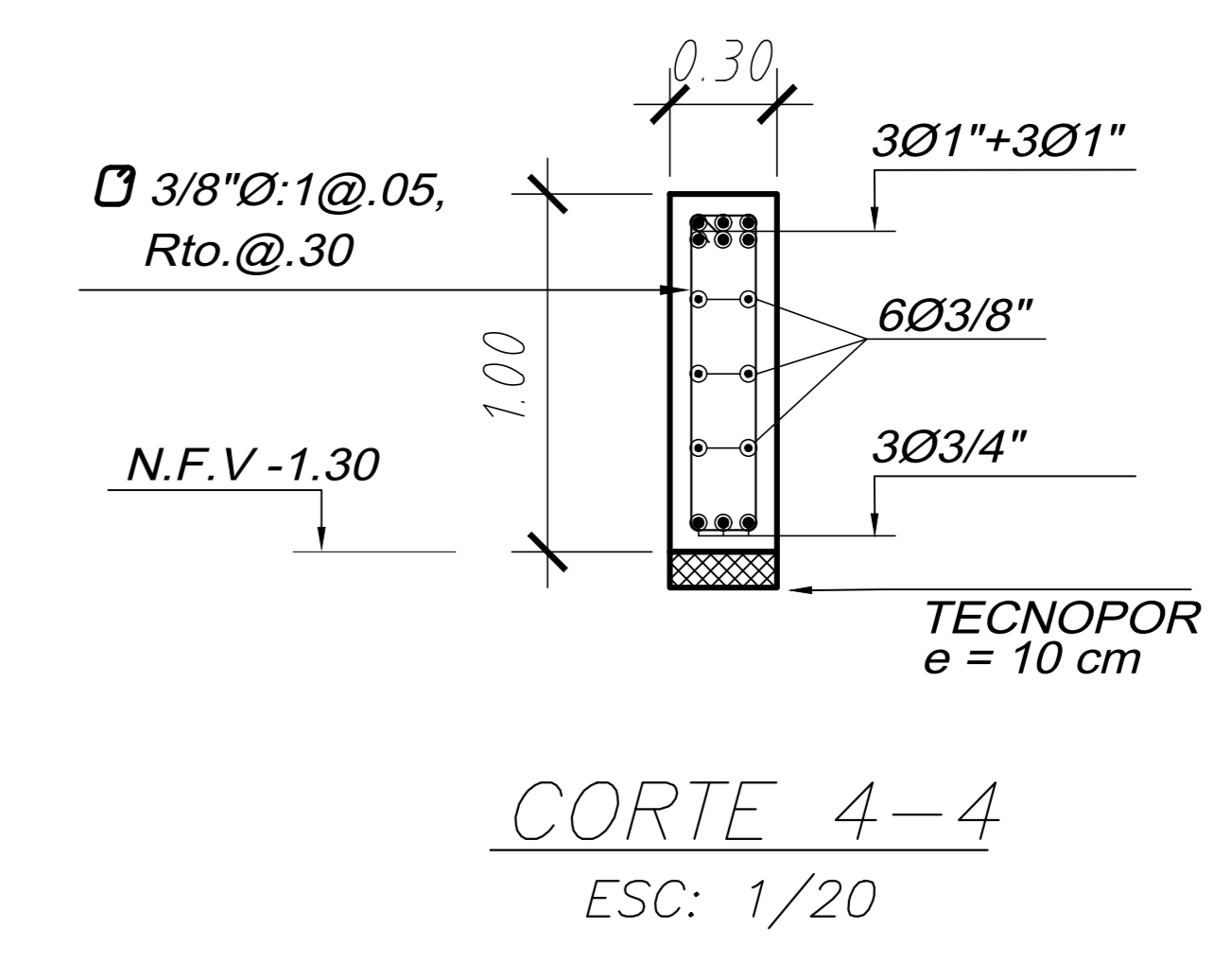
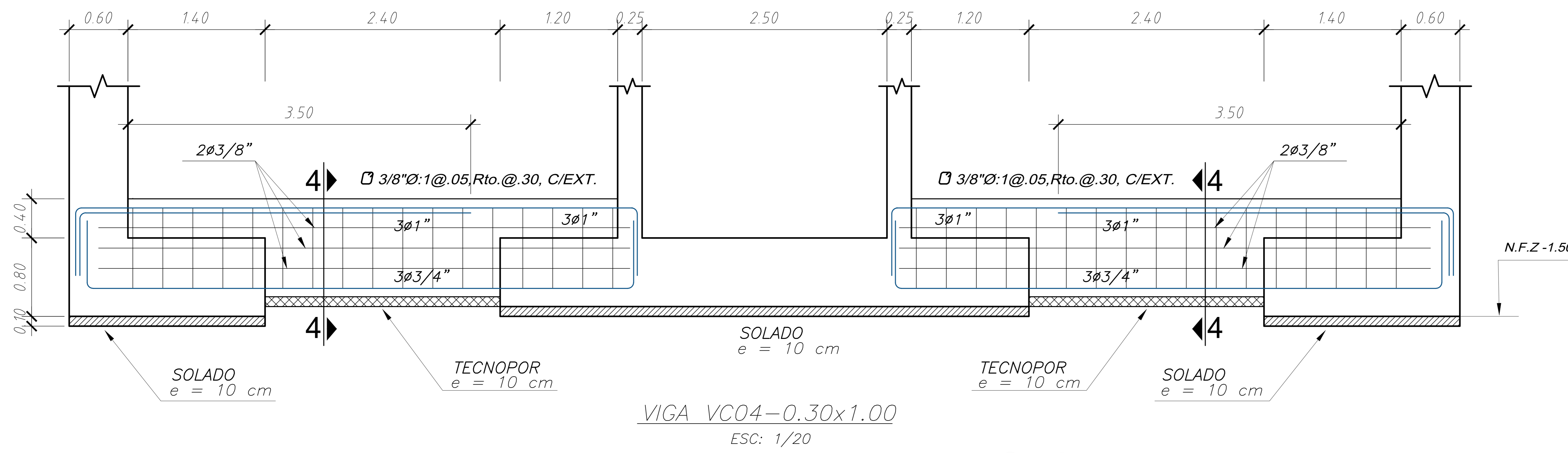


CORTE 3-3  
ESC: 1/20



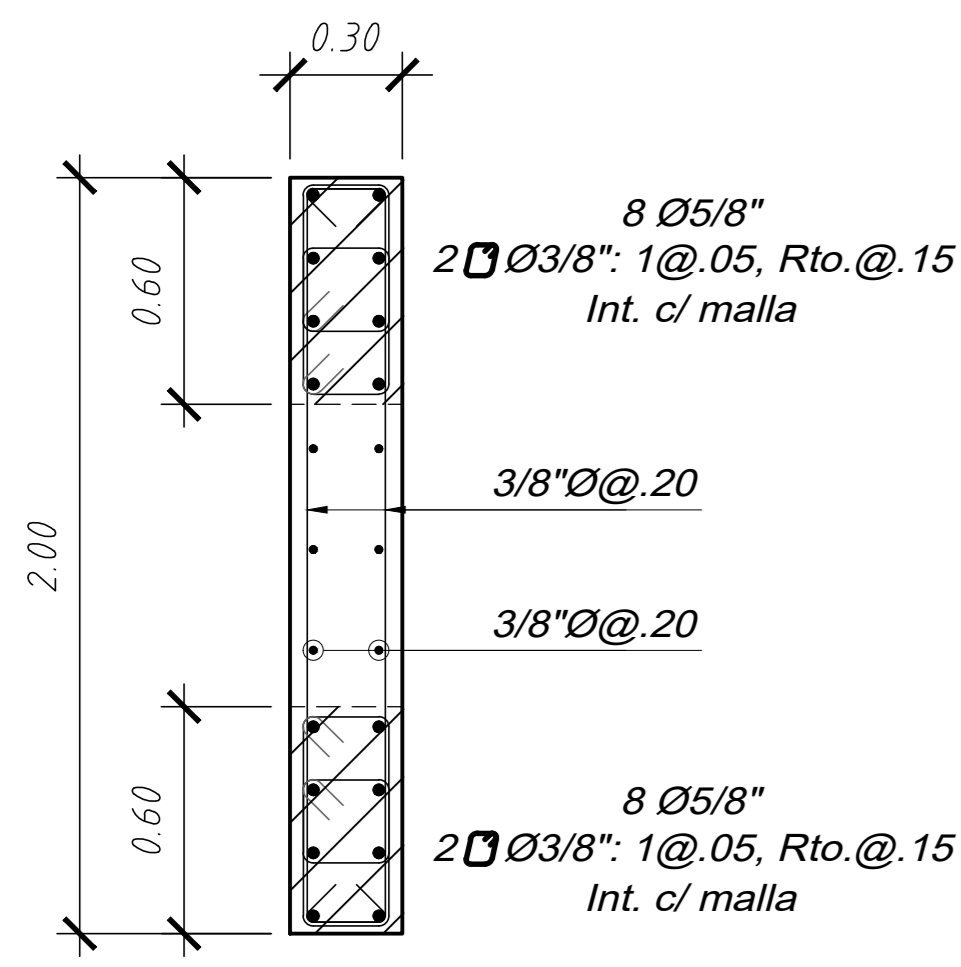
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		
ASESOR: M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN I		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: 1/20	FECHA: 11/03/2025

E-05

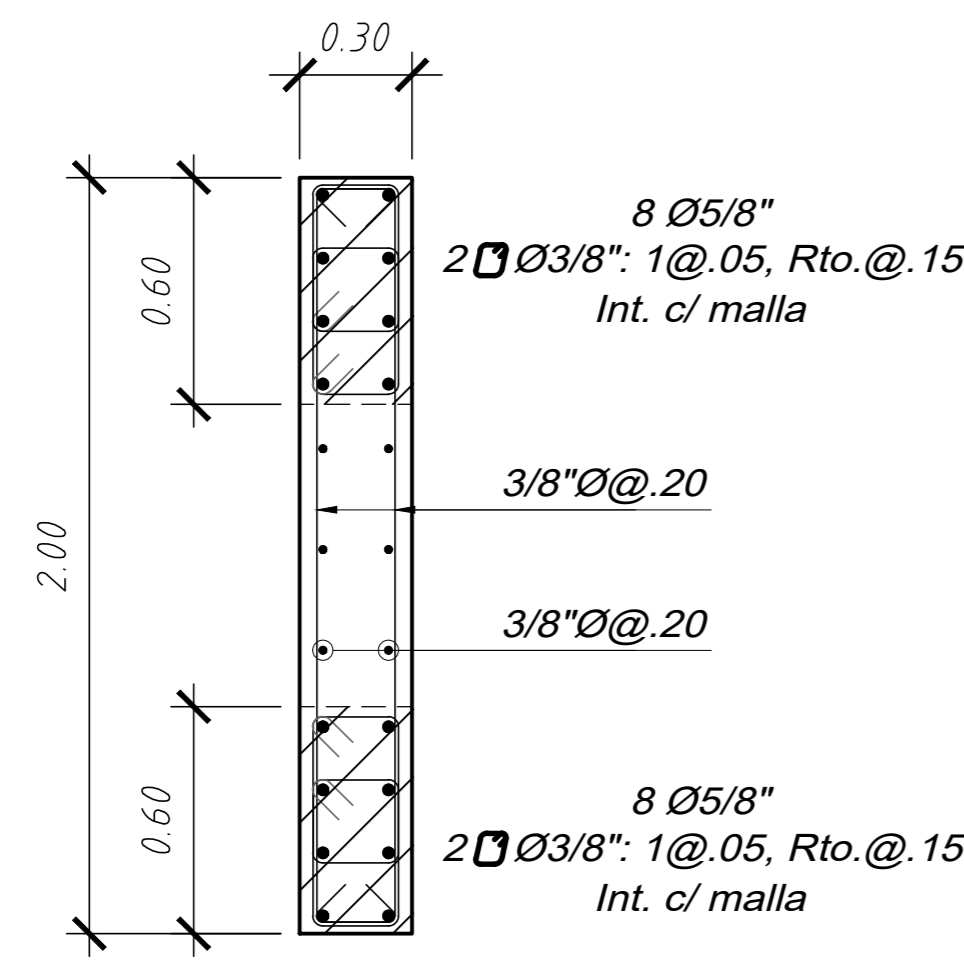


PROYECTO:  
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA  
 PROYECTISTA:  
 JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA  
 ASESOR:  
 M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA  
 PLANO:  
 VIGAS DE CIMENTACIÓN II  
 DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: 1/20 FECHA: 11/03/2025

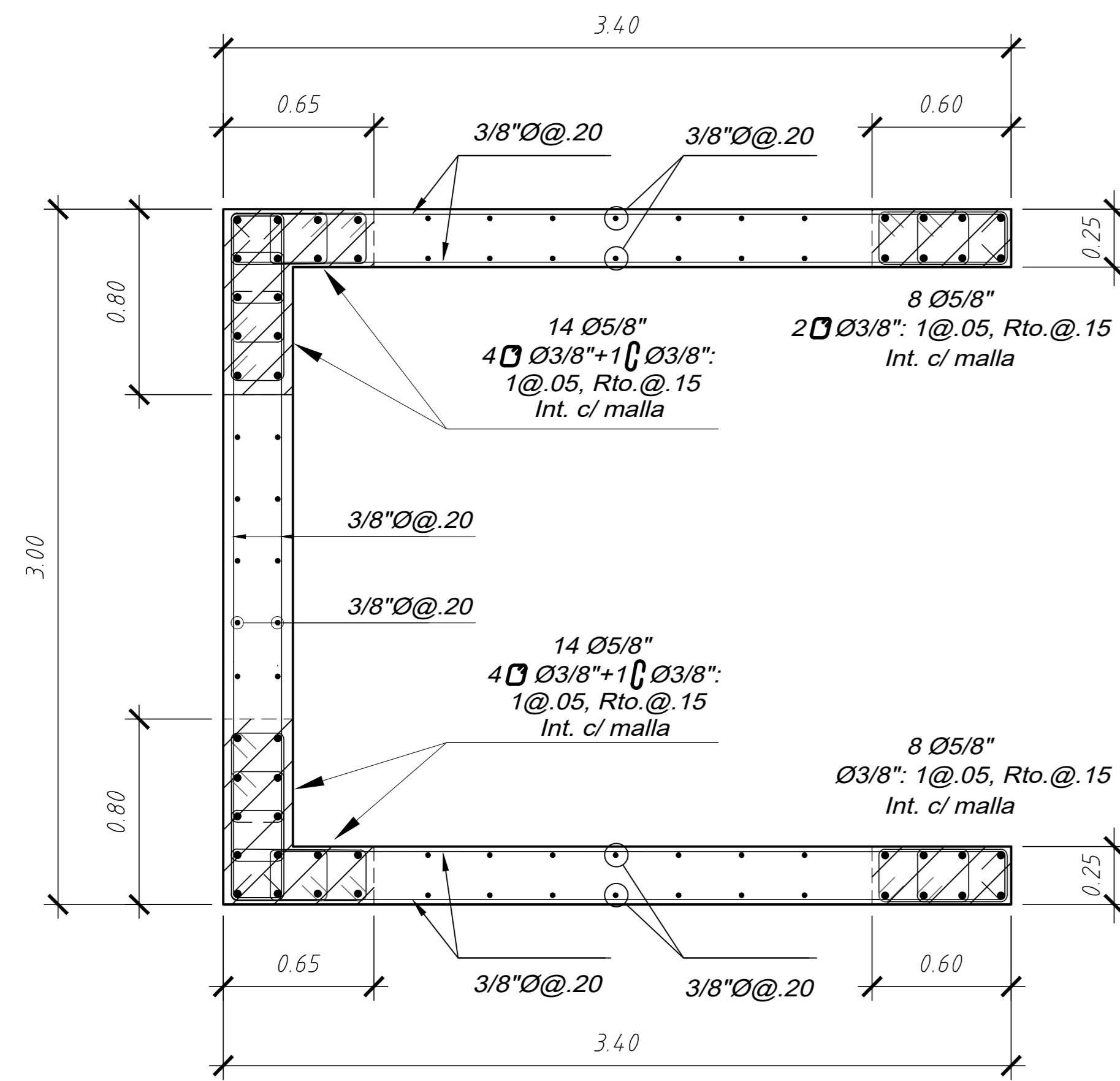
**E-06**



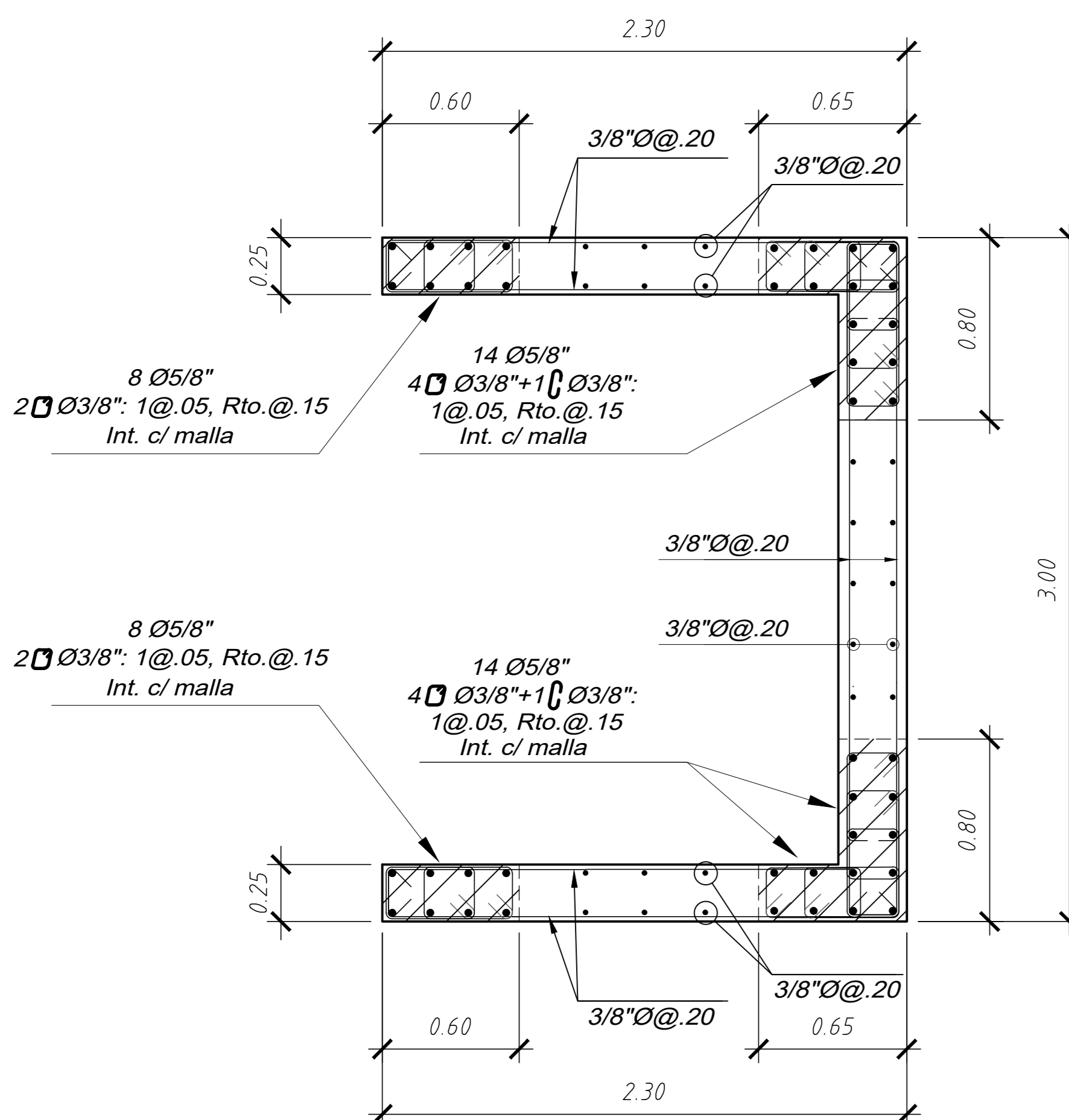
PLACA PL-01  
1°-3°PISO



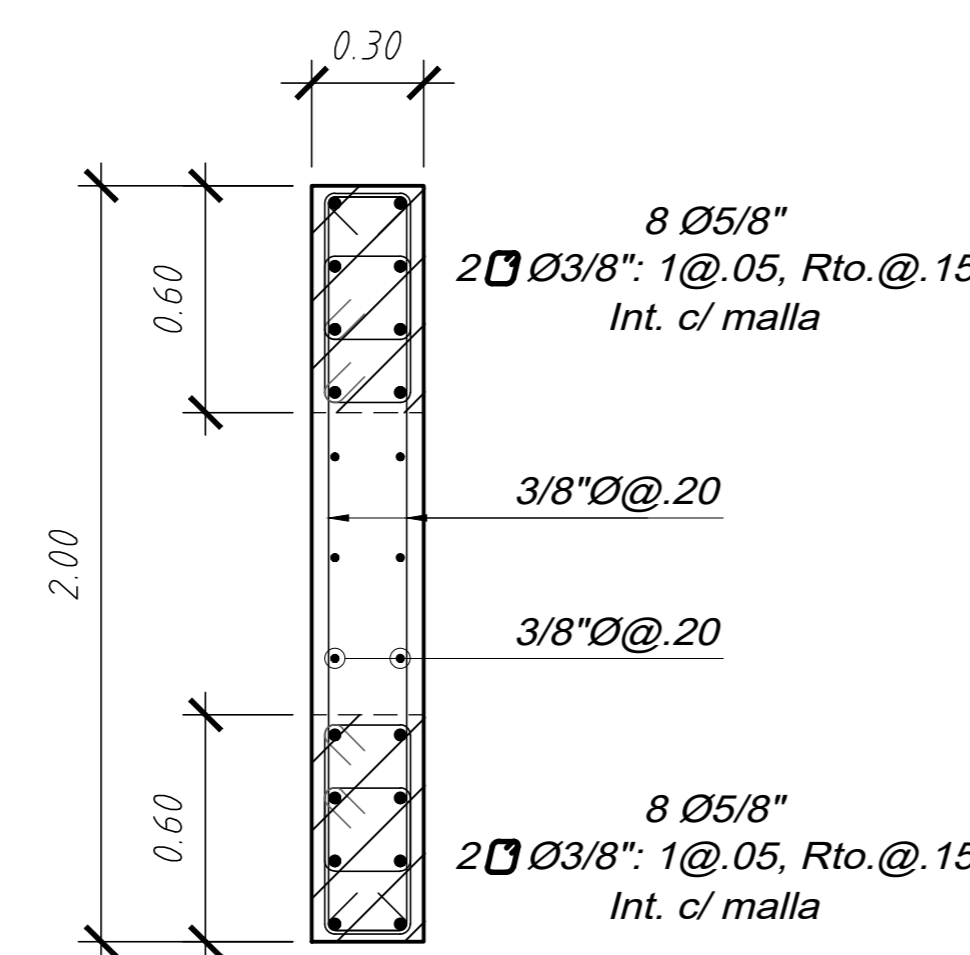
PLACA PL-02  
1°-3°PISO



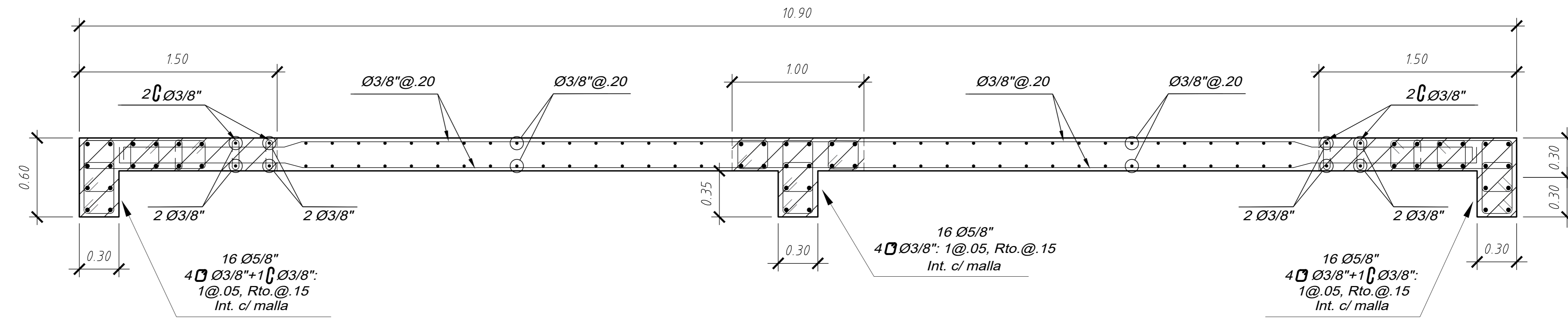
PLACA PL-03  
1°-3°PISO



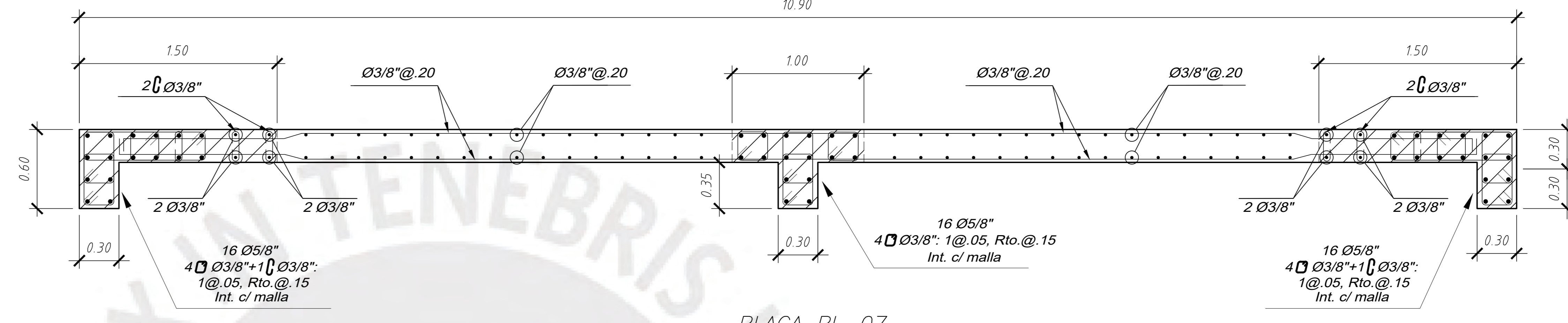
PLACA PL-04  
1°-3°PISO



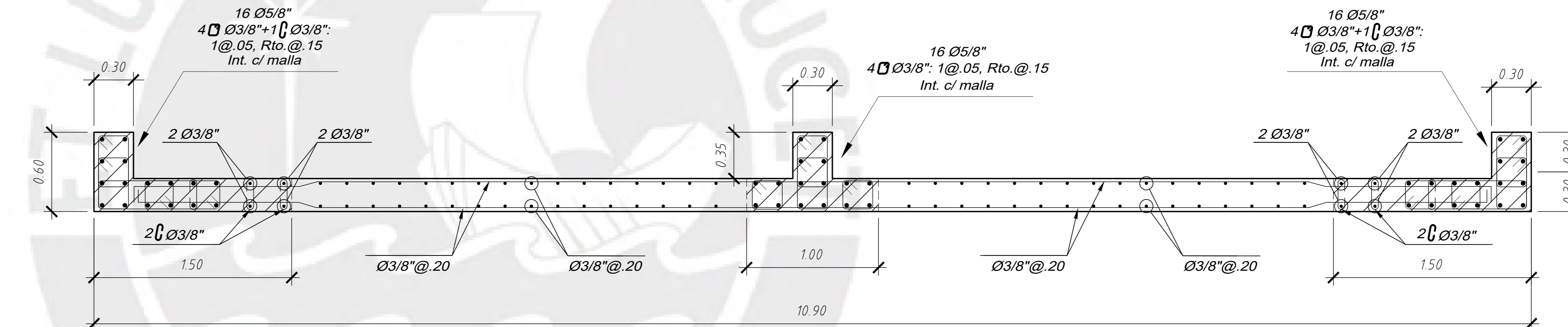
PLACA PL-05  
1°-3°PISO



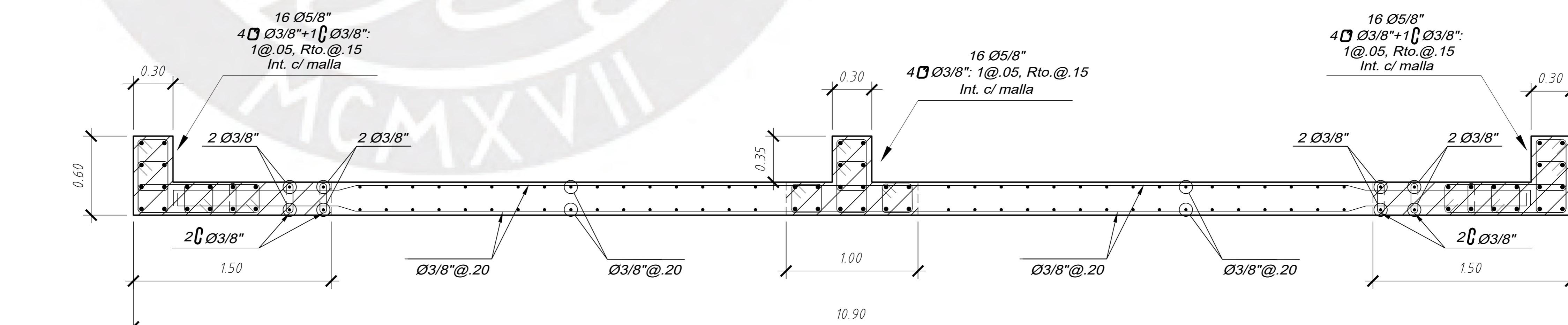
PLACA PL-06  
1°-3°PISO



PLACA PL-07  
1°-3°PISO



PLACA PL-08  
1°-3°PISO



PLACA PL-09  
1°-3°PISO



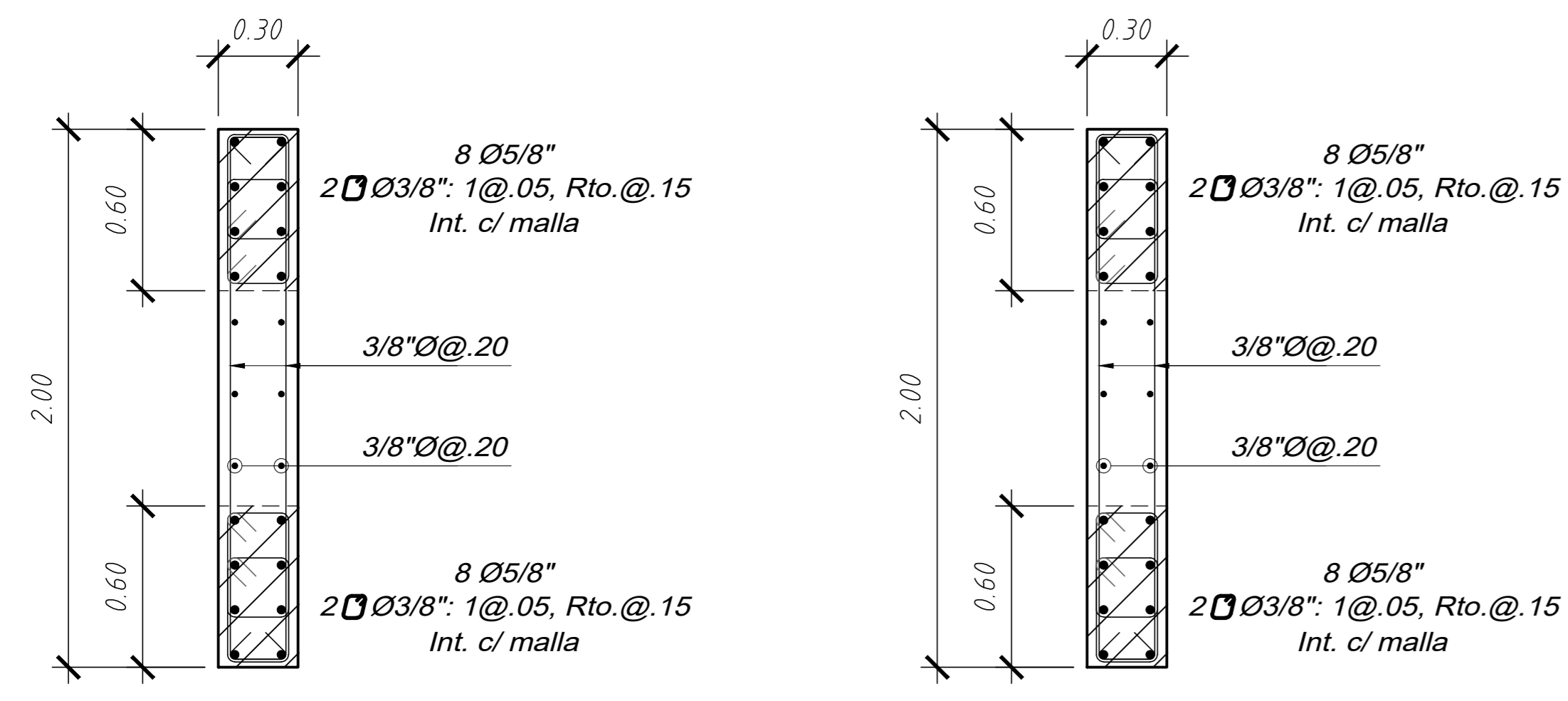
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

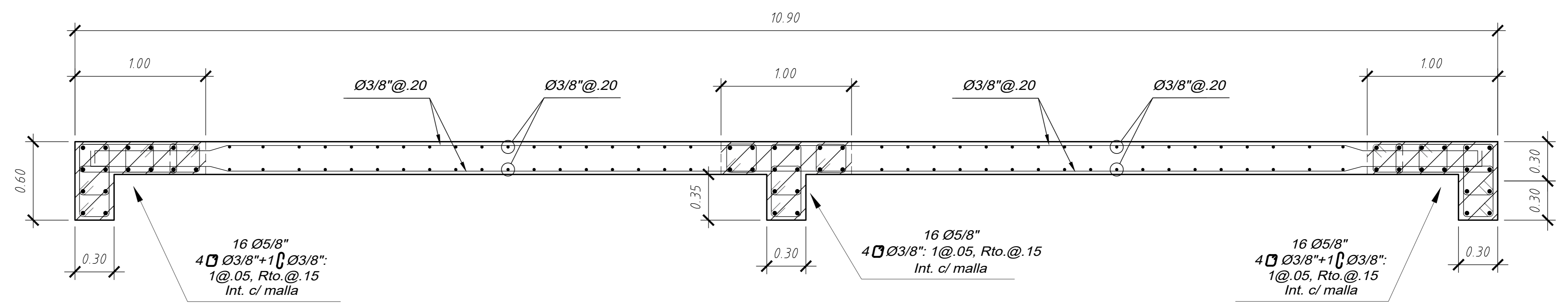
PLANO:  
PLACAS I

DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: 1/20      FECHA: 11/03/2025

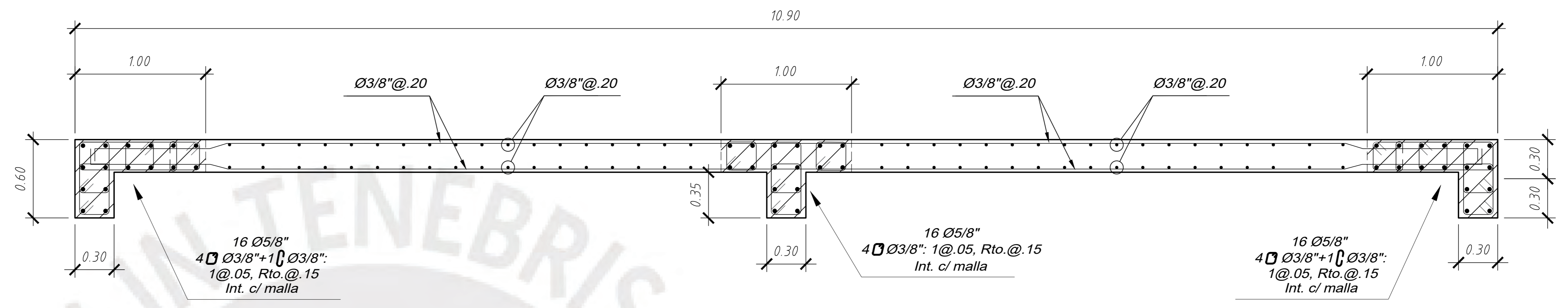


PLACA PL-01  
4°-7°PISO

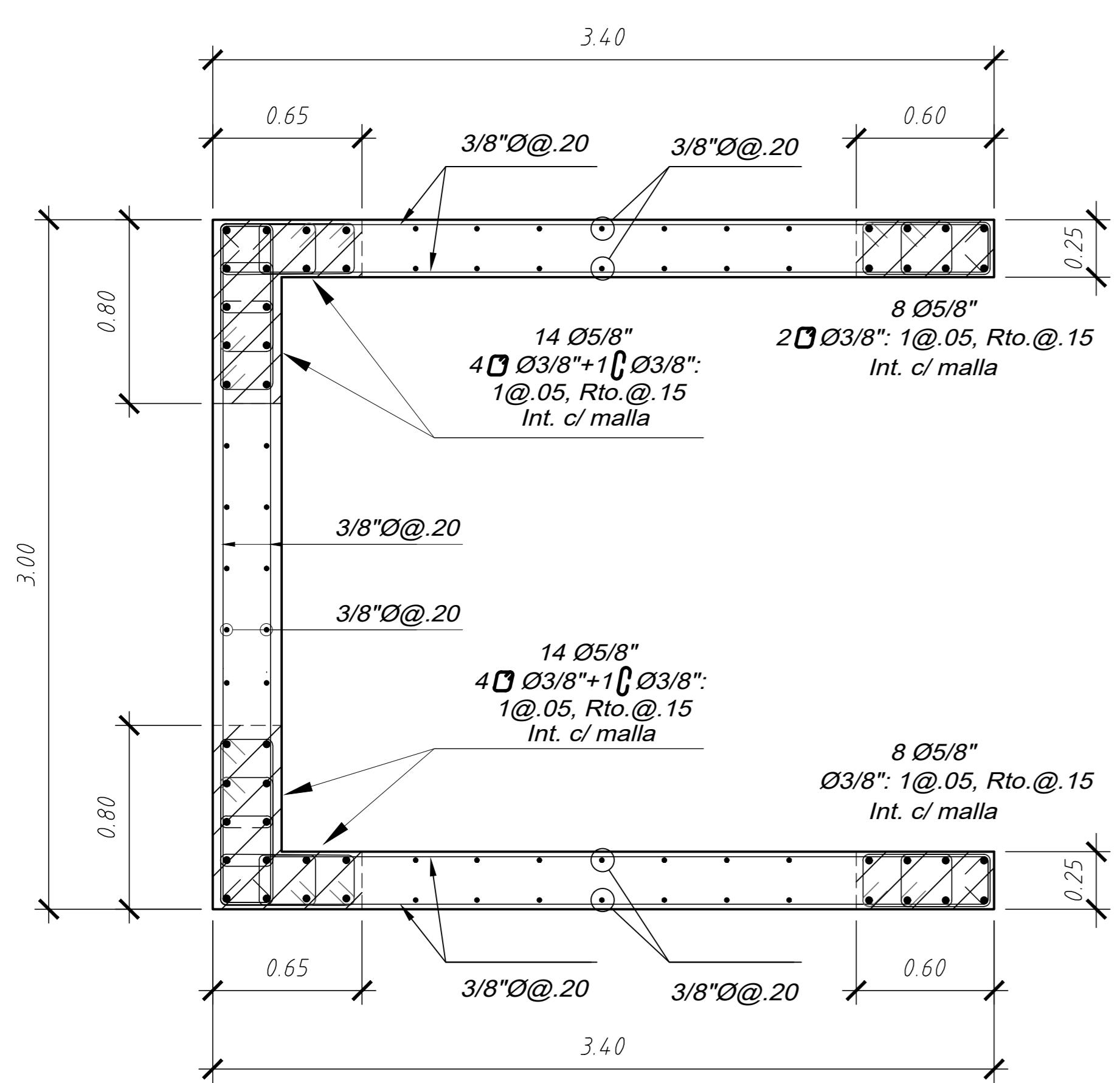
PLACA PL-02  
4°-7°PISO



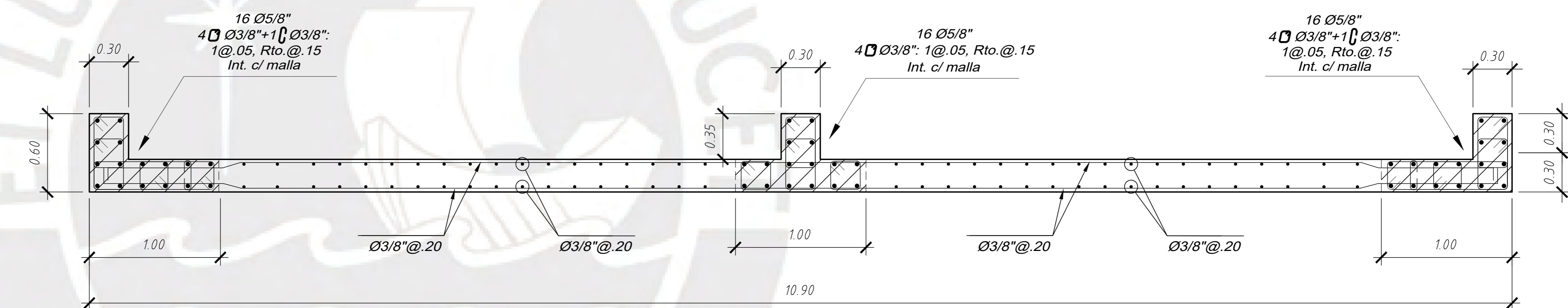
PLACA PL-06  
4°-7°PISO



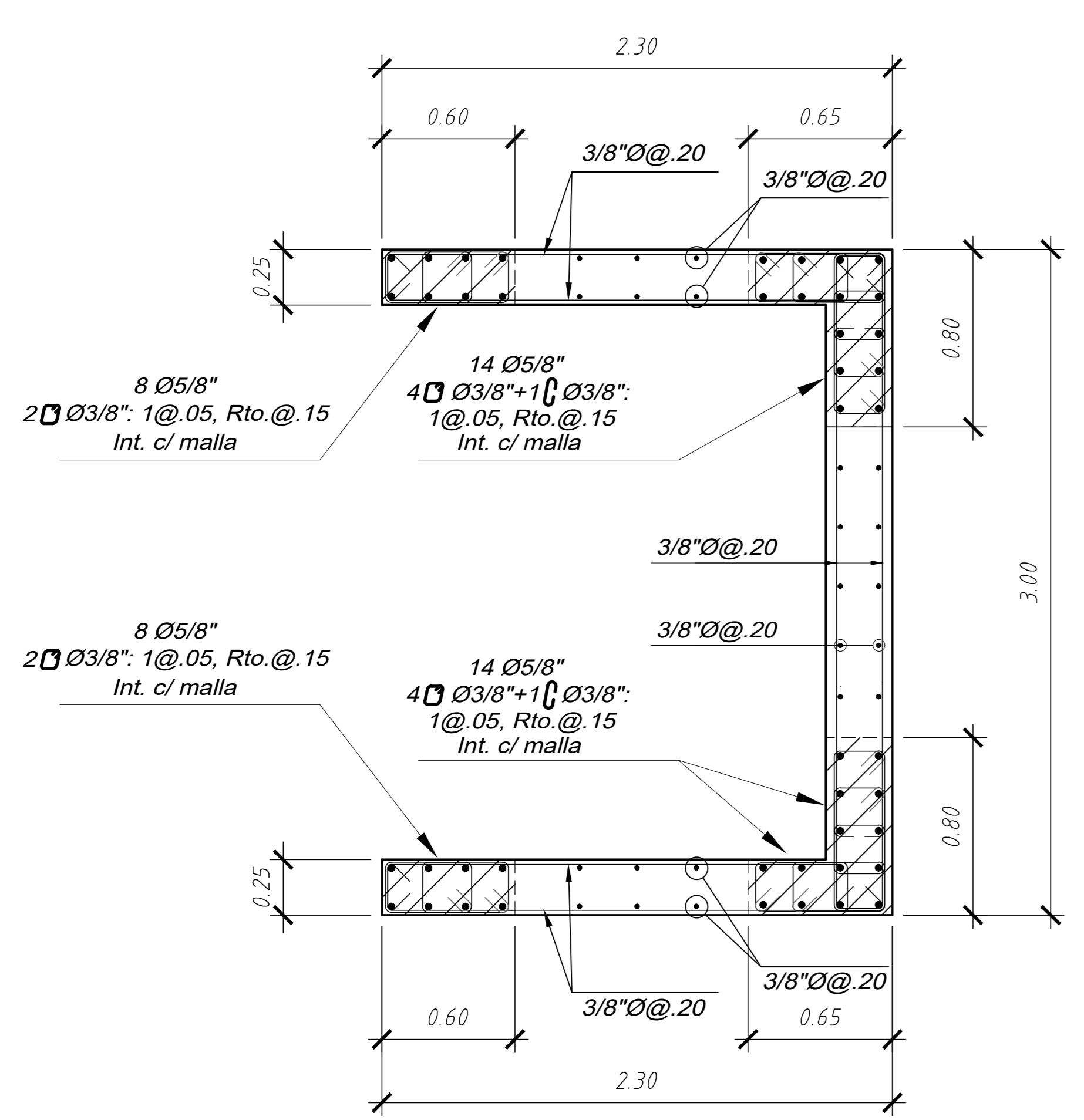
PLACA PL-07  
4°-7°PISO



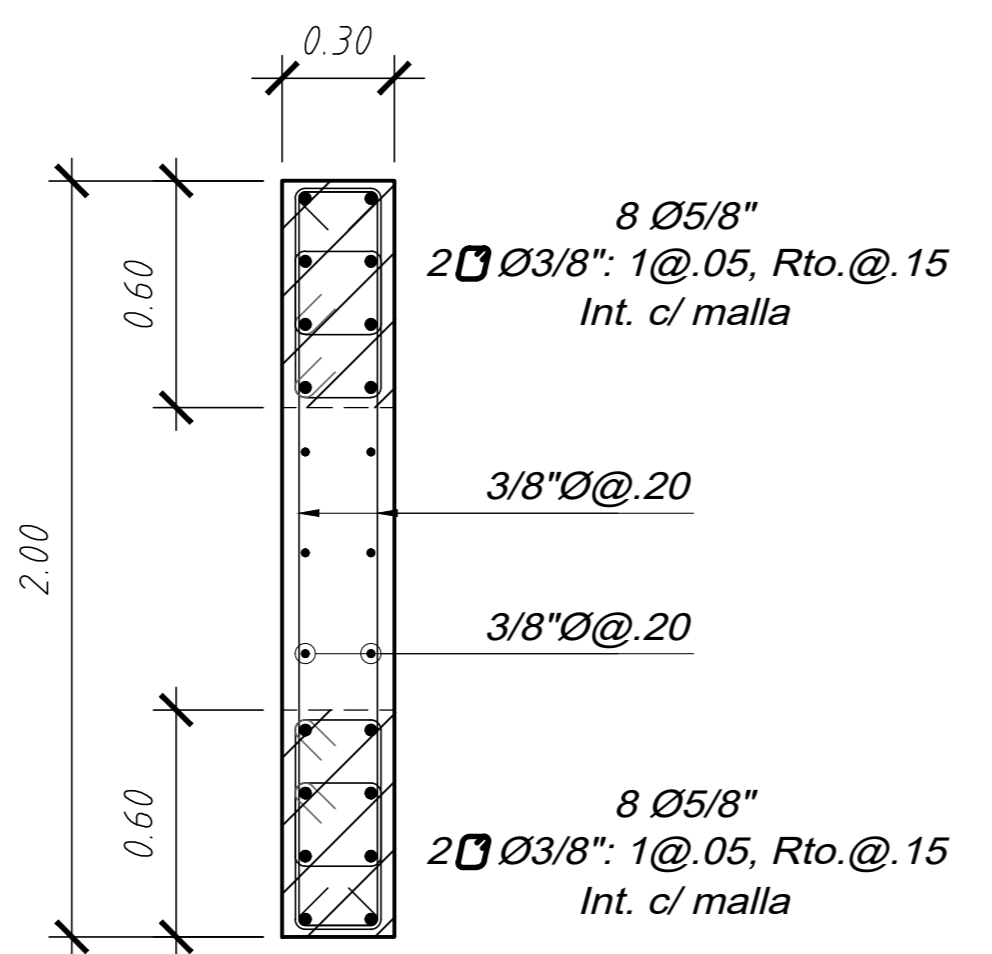
PLACA PL-03  
4°-7°PISO



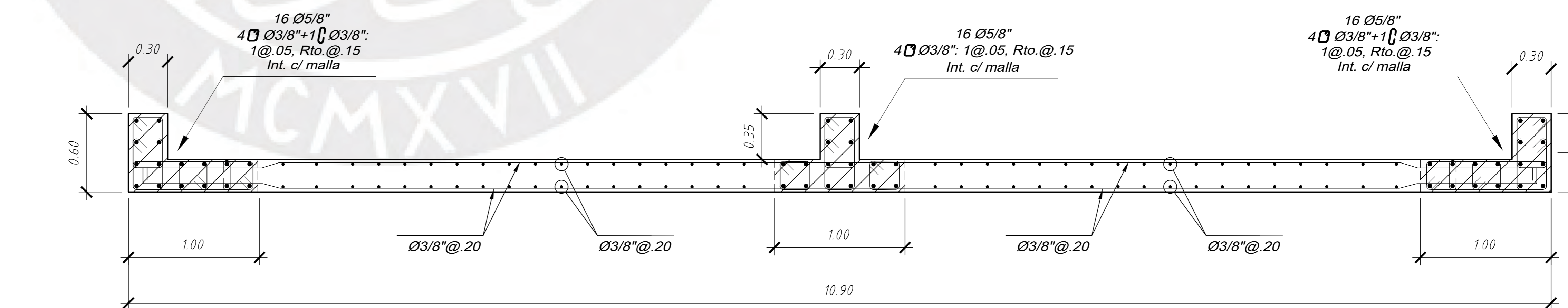
PLACA PL-08  
4°-7°PISO




PLACA PL-04  
4°-7°PISO

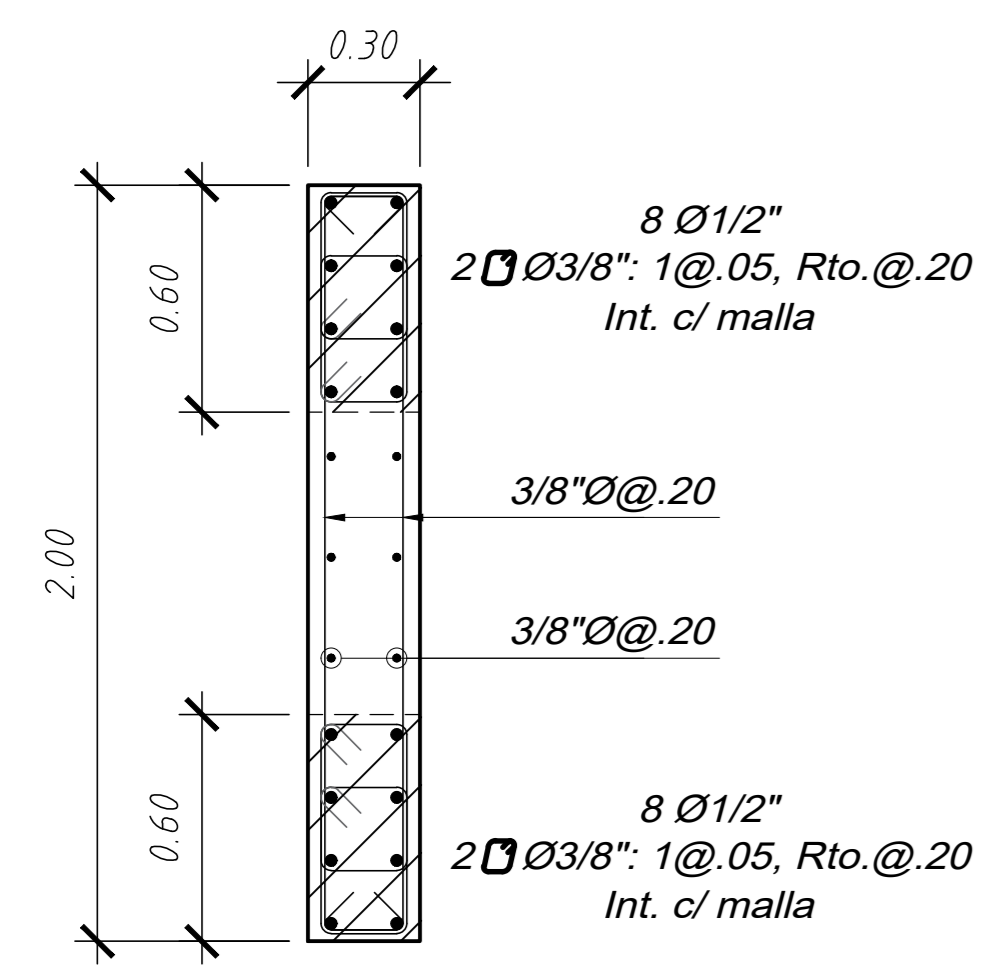


PLACA PL-05  
4°-7°PISO

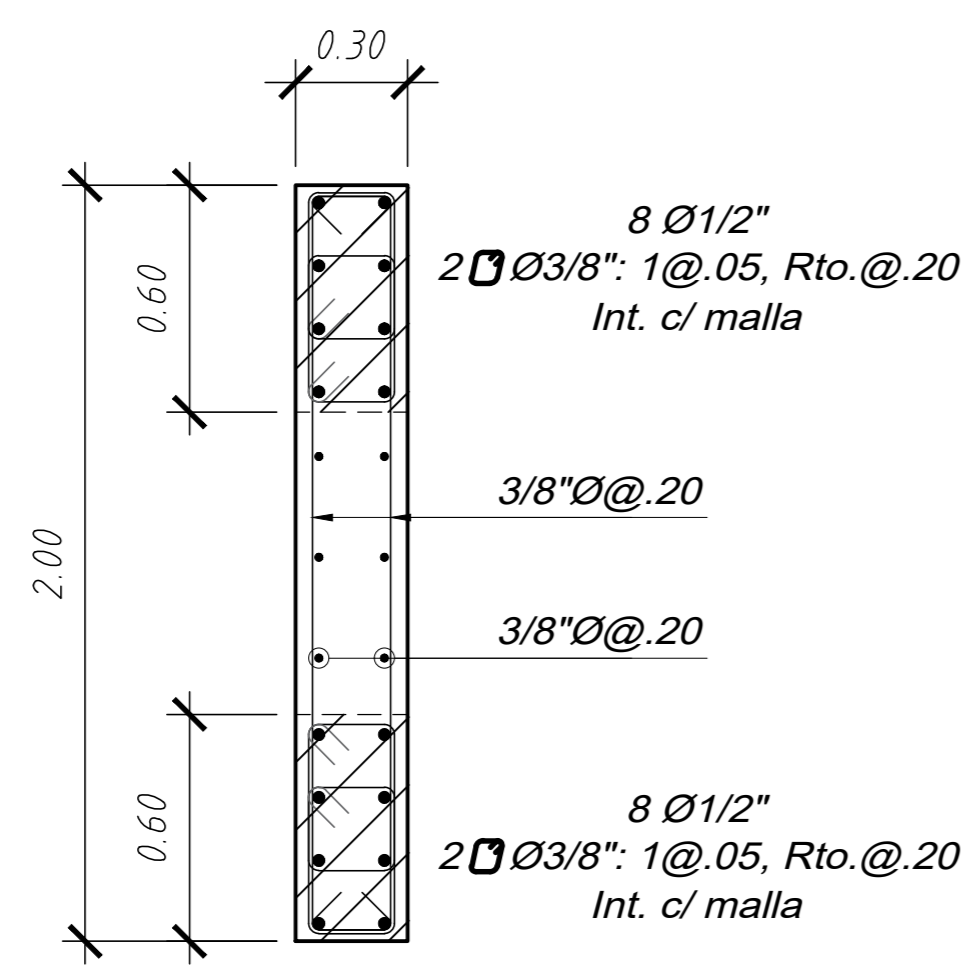


PLACA PL-09  
4°-7°PISO

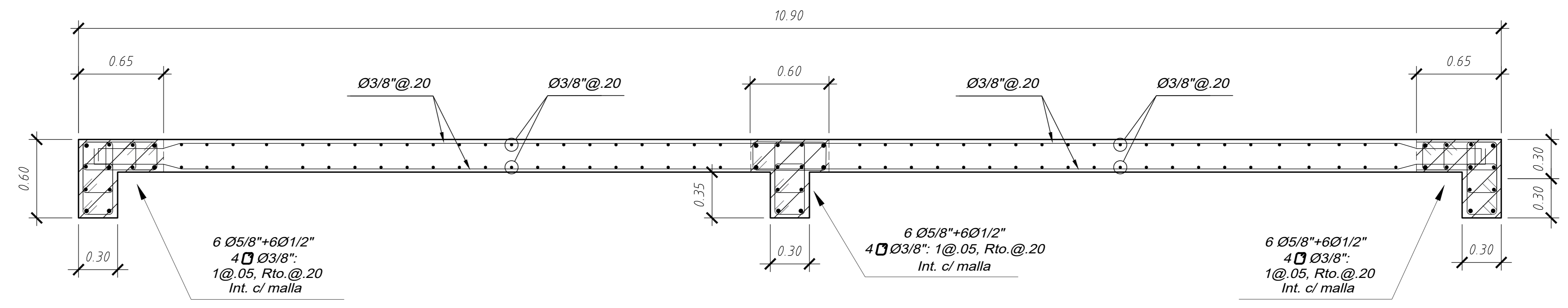
 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		<h1>E-08</h1>
	PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		
	ASESOR: M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
	PLANO: PLACAS II		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: 1/20	FECHA: 11/03/2025	



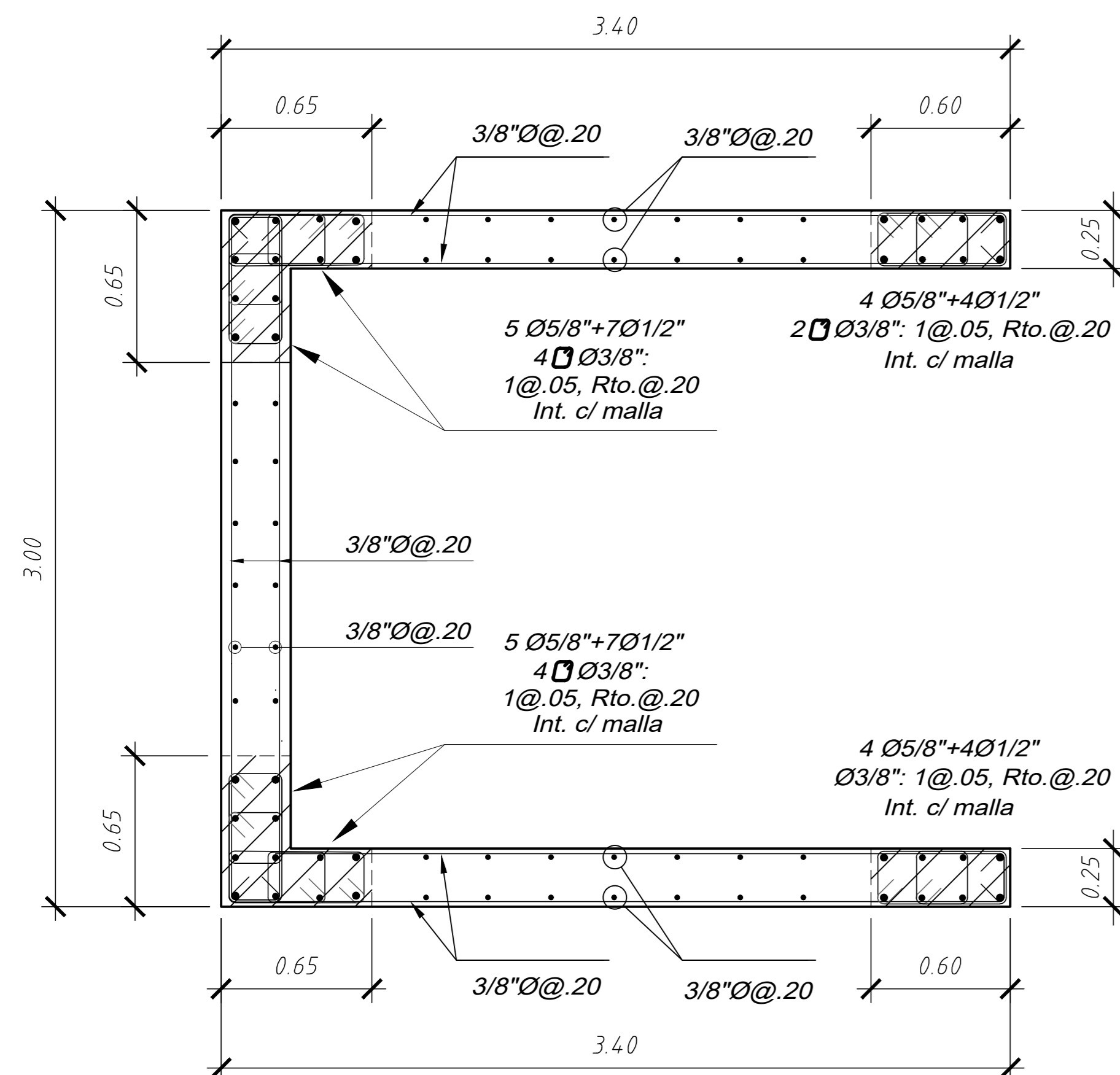
PLACA PL-01  
8°-10°PISO



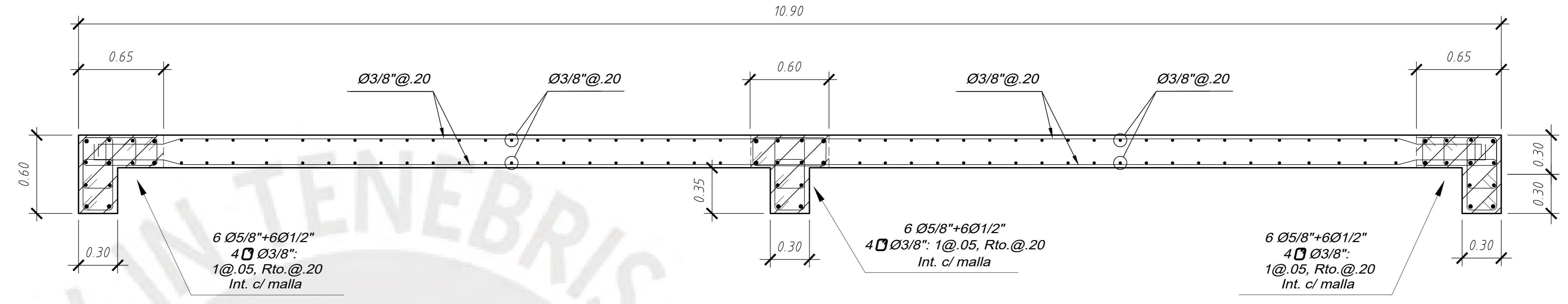
PLACA PL-02  
8°-10°PISO



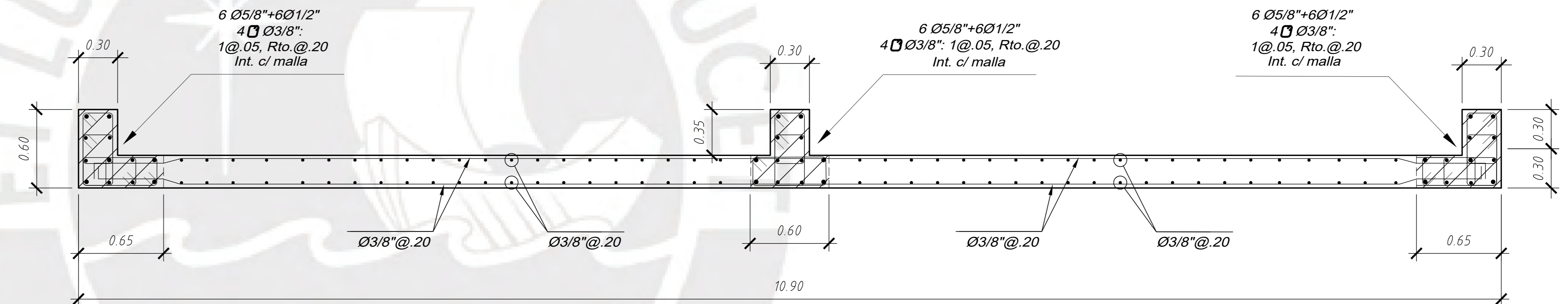
PLACA PL-06  
8°-10°PISO



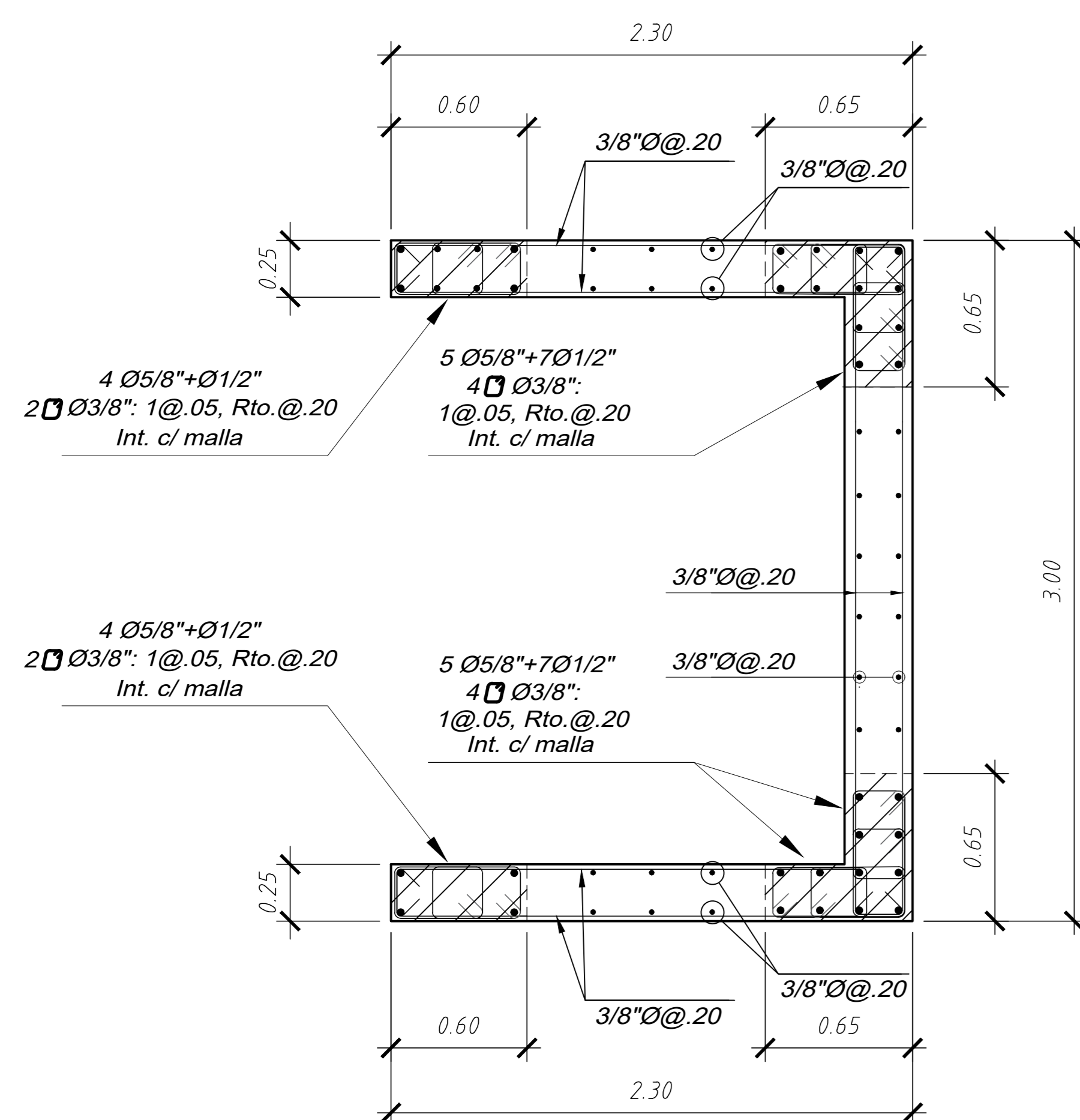
PLACA PL-03  
8°-10°PISO



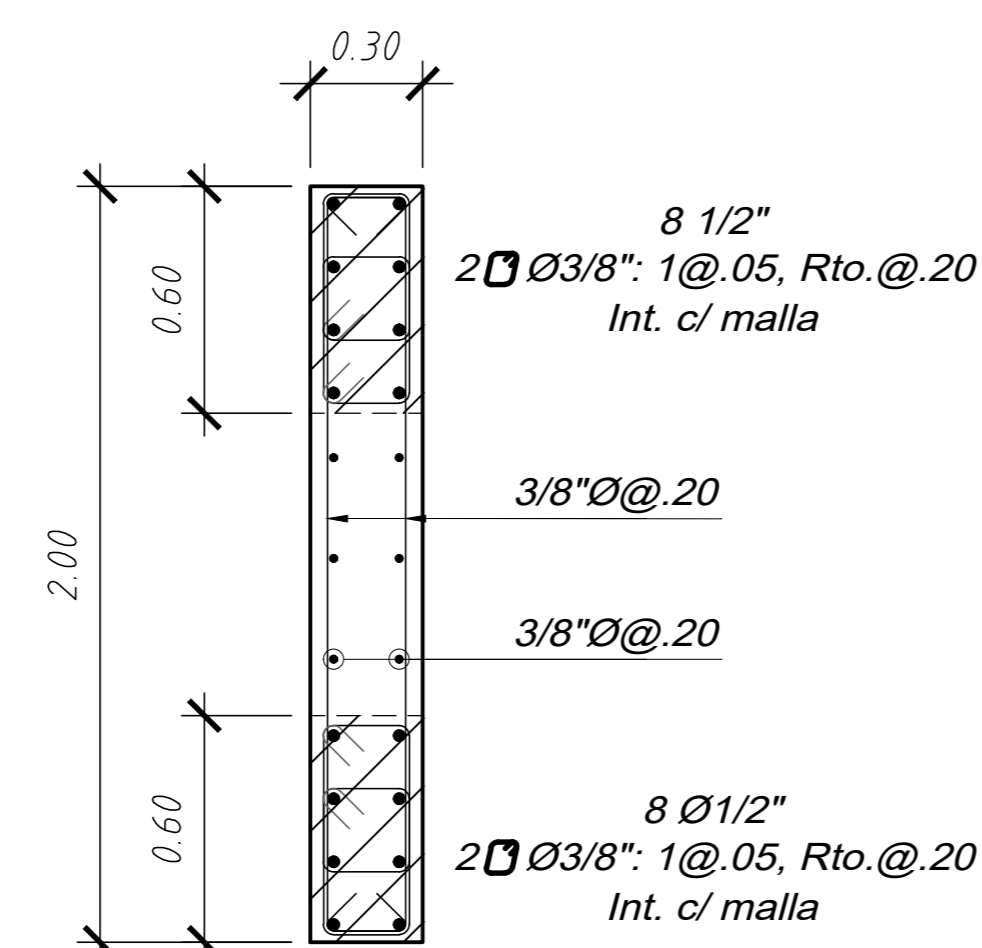
PLACA PL-07  
8°-10°PISO



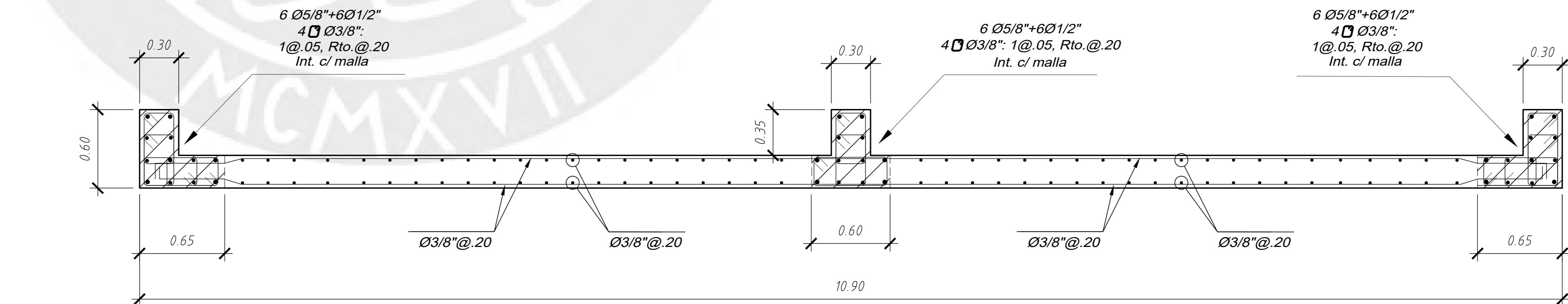
PLACA PL-08  
8°-10°PISO



PLACA PL-04  
8°-10°PISO



PLACA PL-05  
8°-10°PISO



PLACA PL-09  
8°-10°PISO



PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

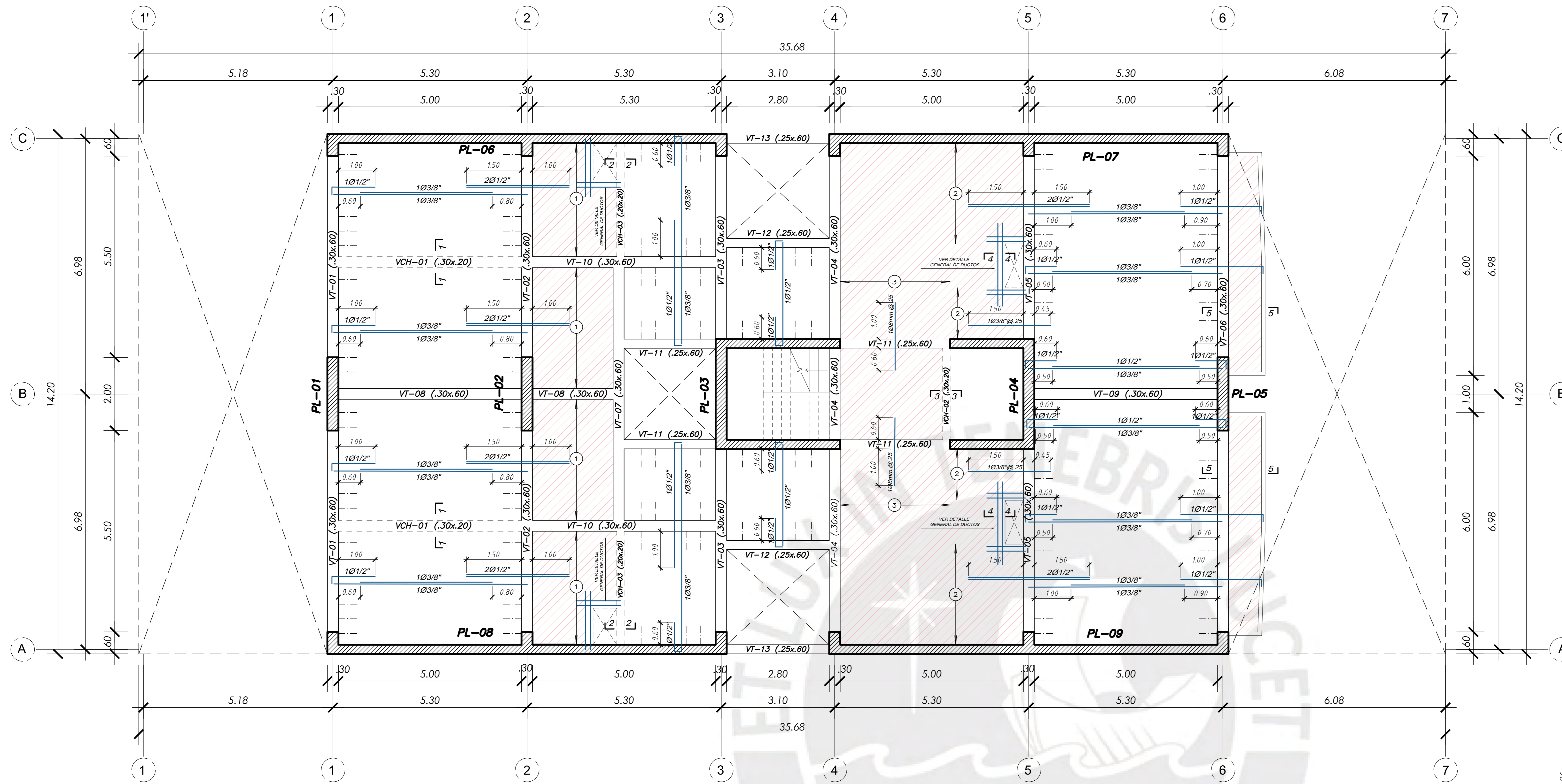
PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

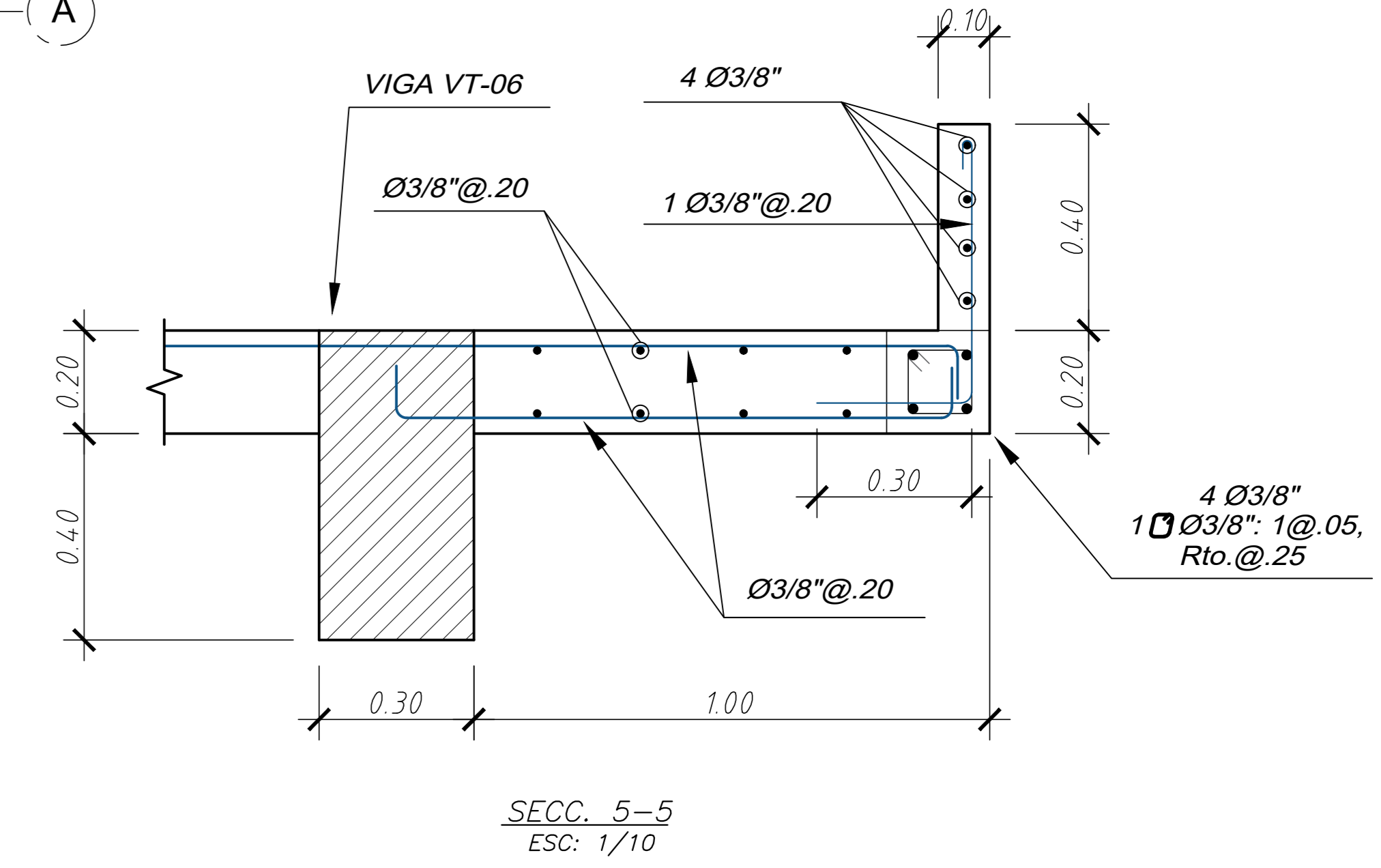
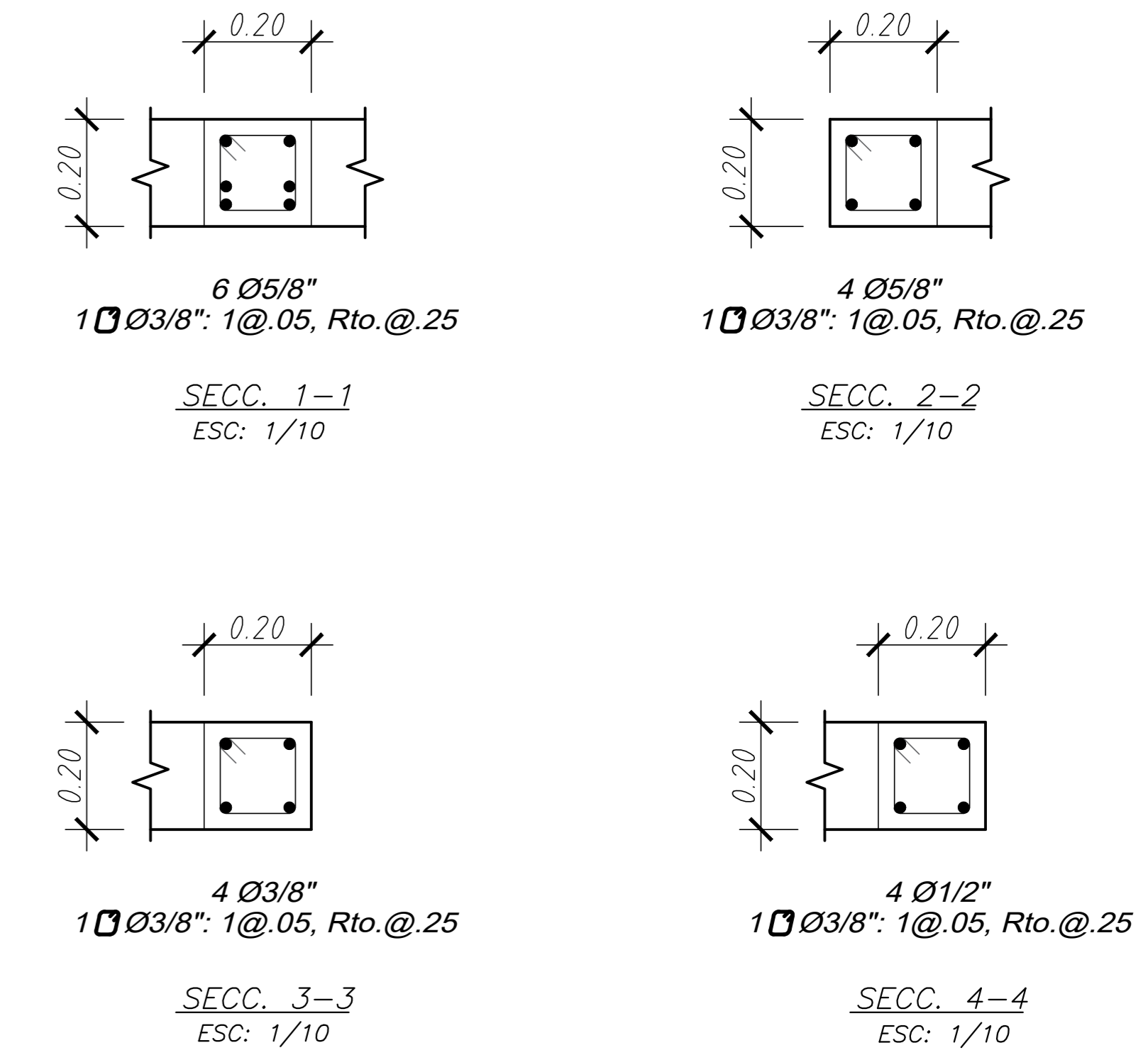
PLANO:  
PLACAS III

DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: 1/20      FECHA: 11/03/2025

E-09



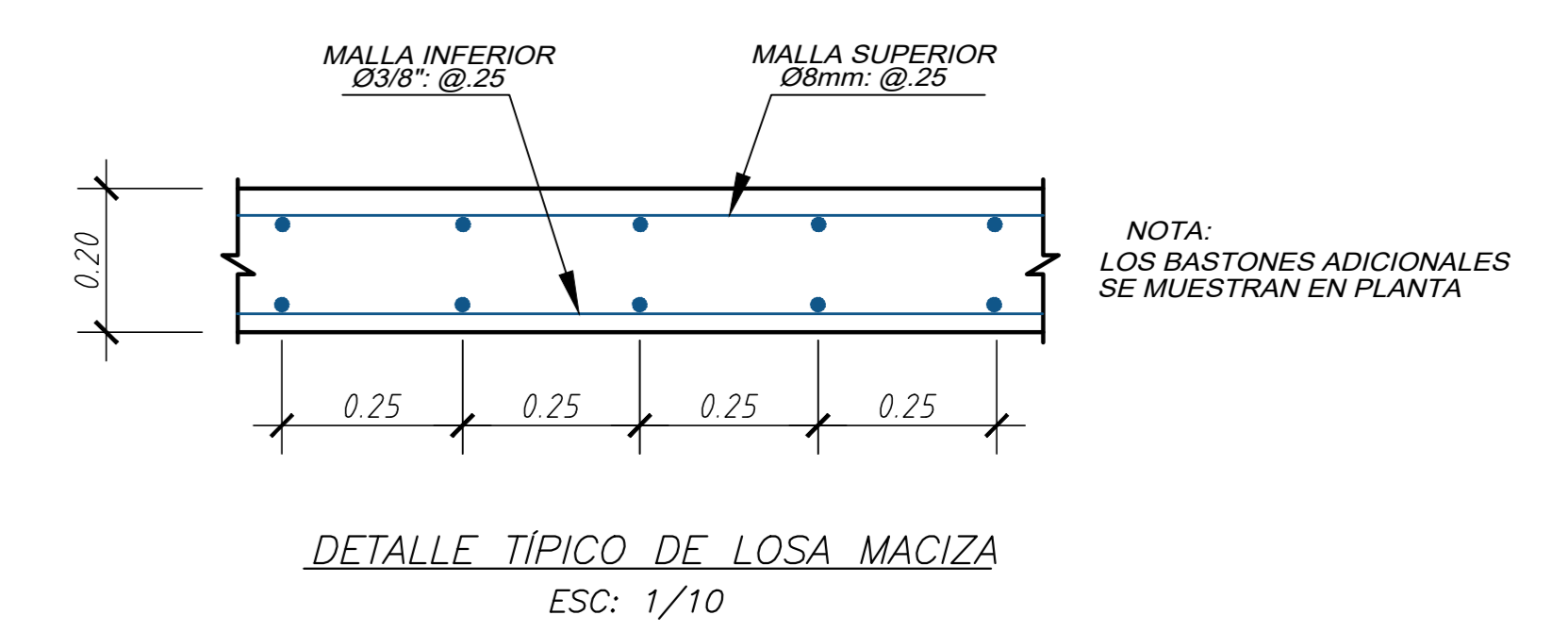
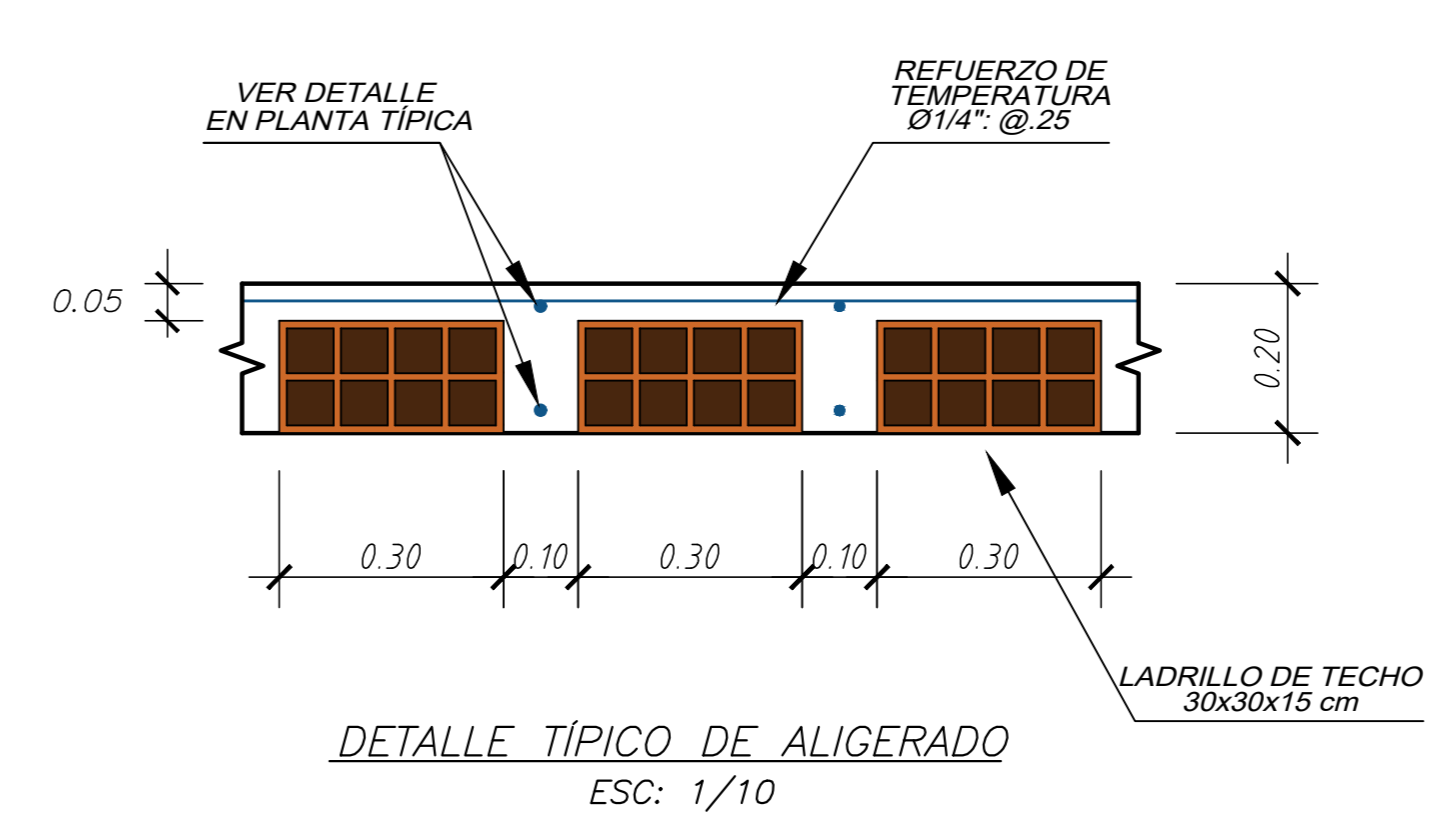
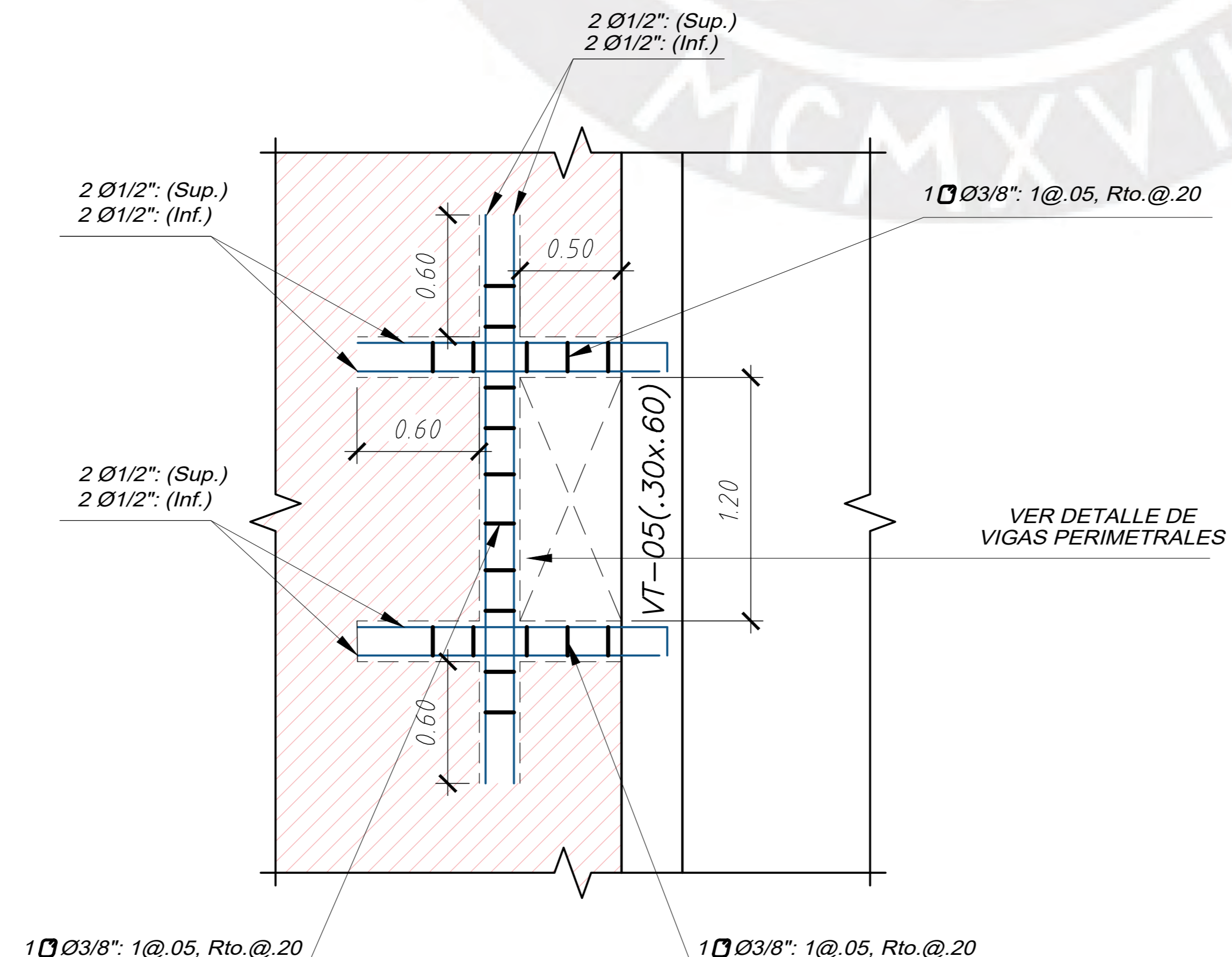
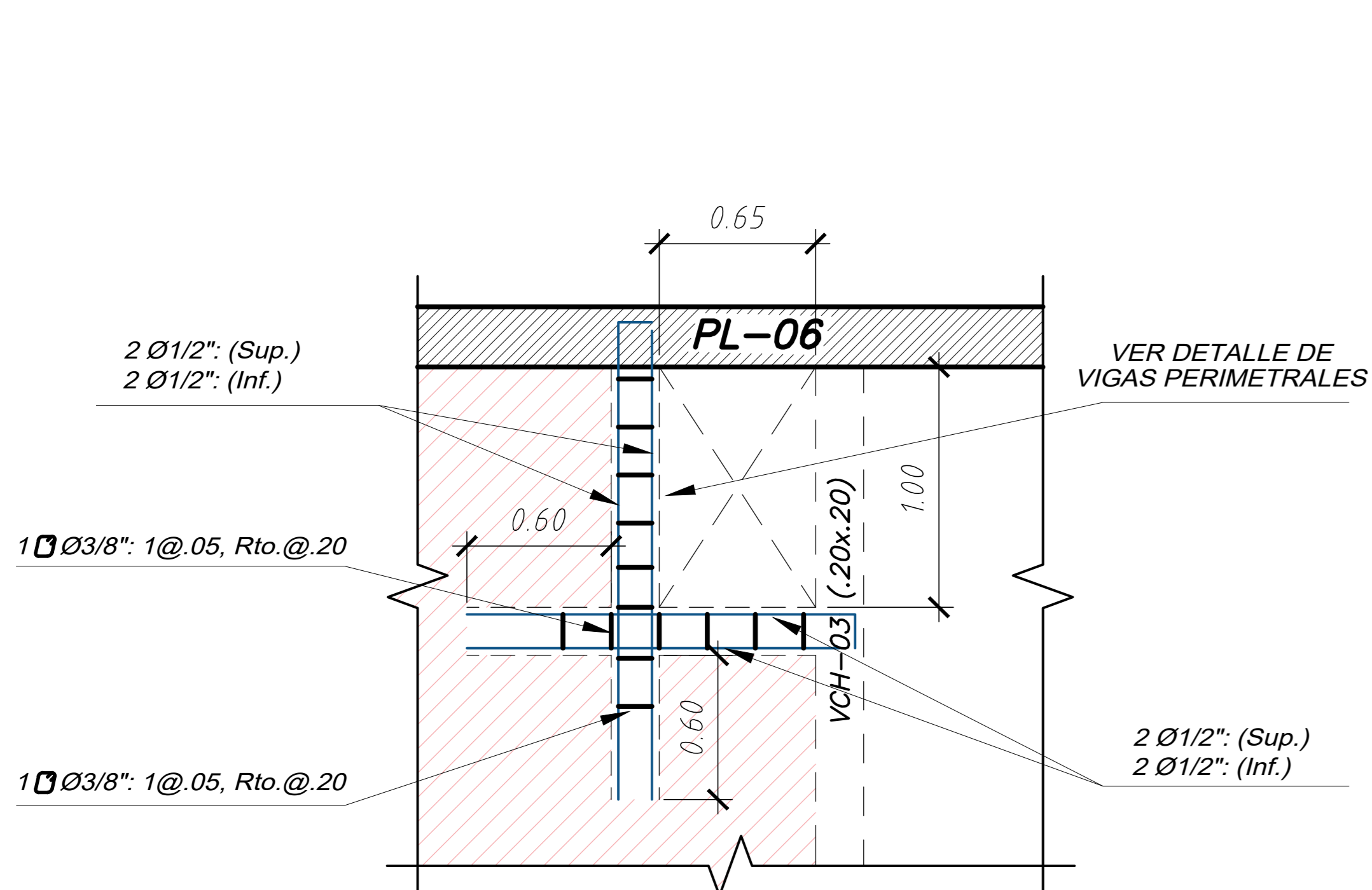
**SECCIONES TÍPICAS  
TECHO TÍPICO**



LOSA H=0.20m  
LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m.  
REFUERZO DISTRIBUIDO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS DE  $\phi 1/4'' @ 0.25m$ .

**ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO**  
**1° - 9° TECHO**  
SOBRECARGA 200 KG/M2  
ESC 1/50

LOSA H=0.20m  
LOSA MACIZA CONVENCIONAL  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 8mm @0.25 (SUP.)  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8 @0.25 (INF.)  
(EN LA PLANTA SÓLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES A ESTAS MALLAS)



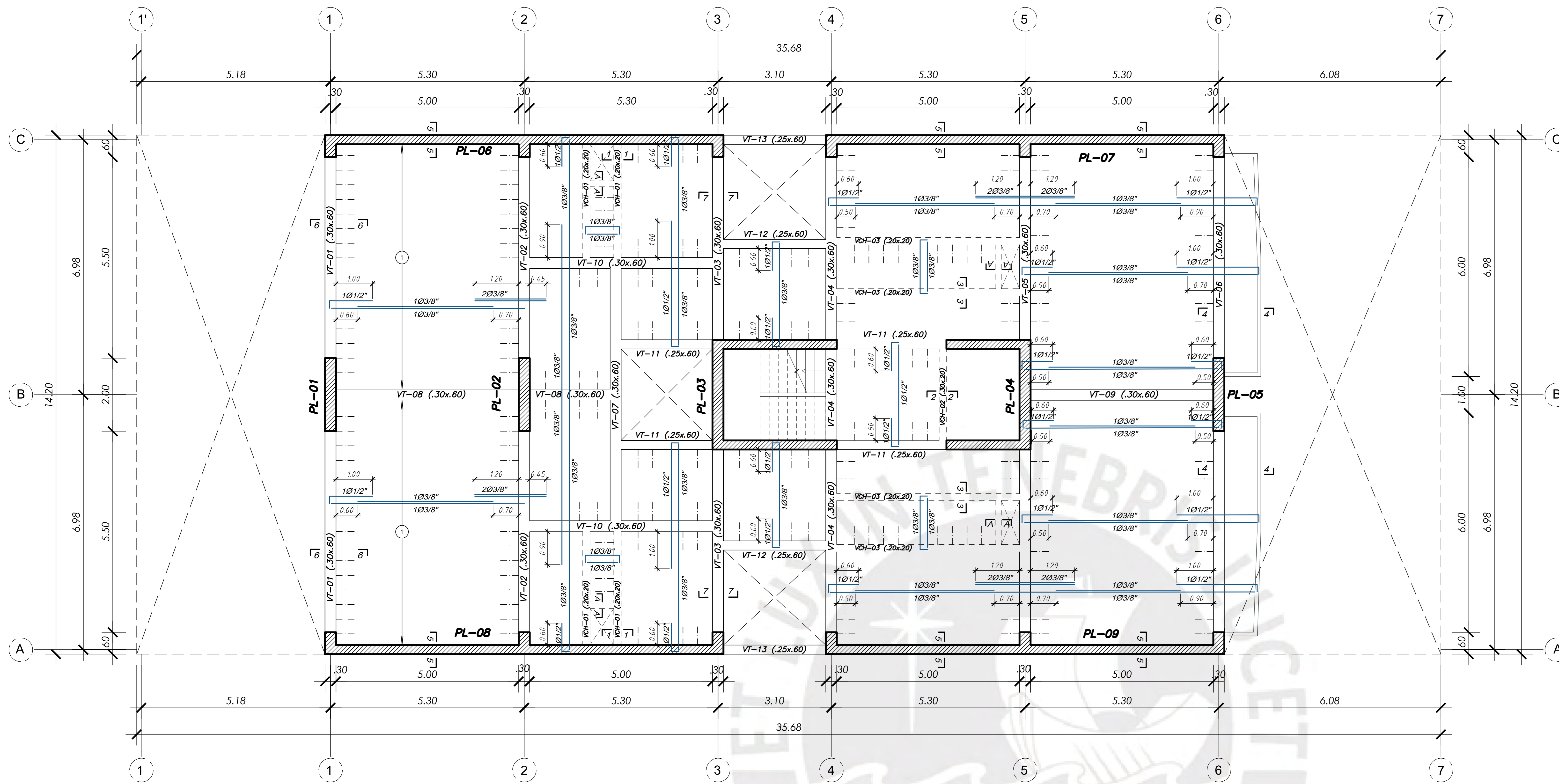
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

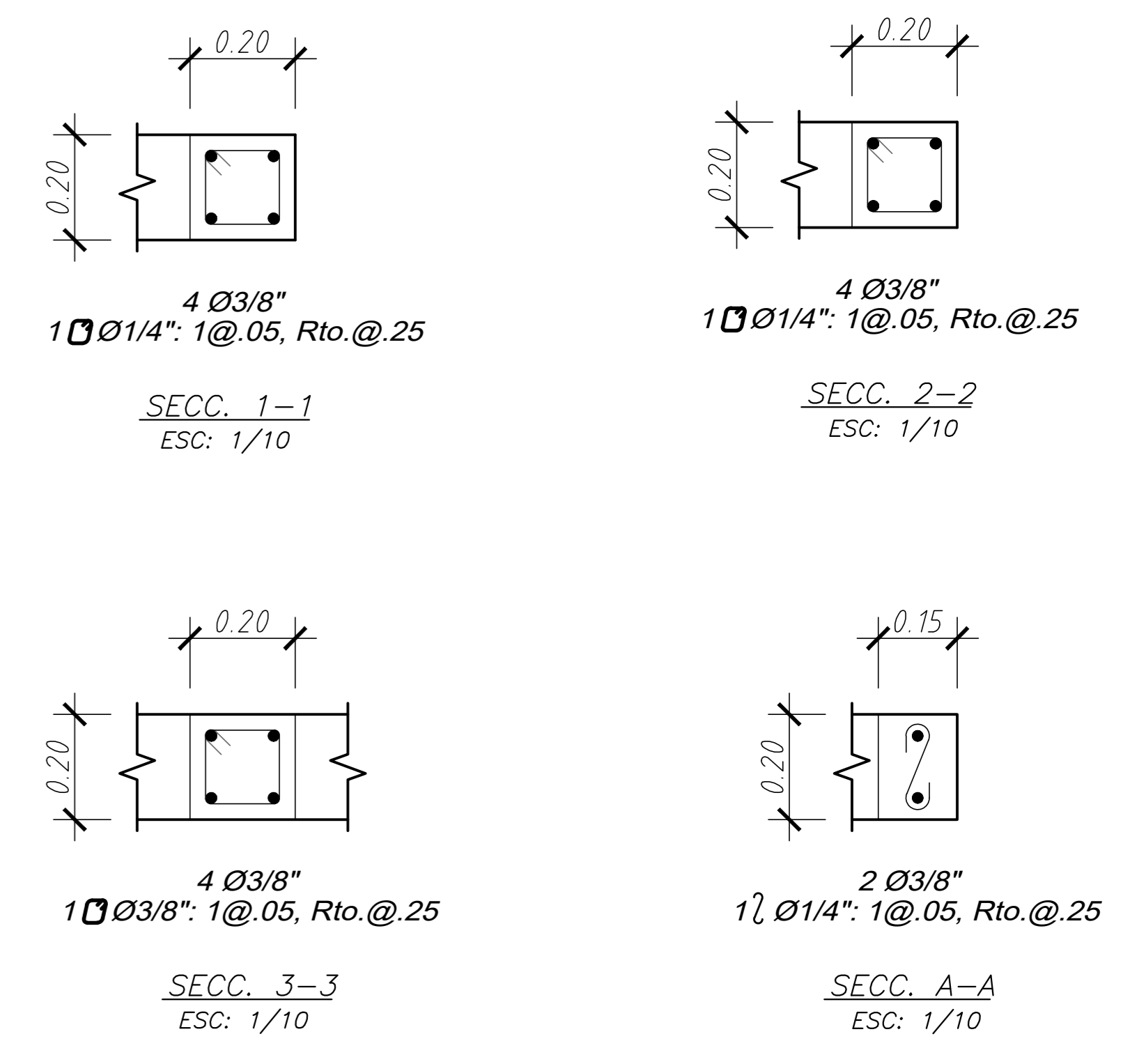
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
ENCOFRADO DE PISO TÍPICO

DIBUJO: J.C.S.C      ESCALA: INDICADA      FECHA: 11/03/2025



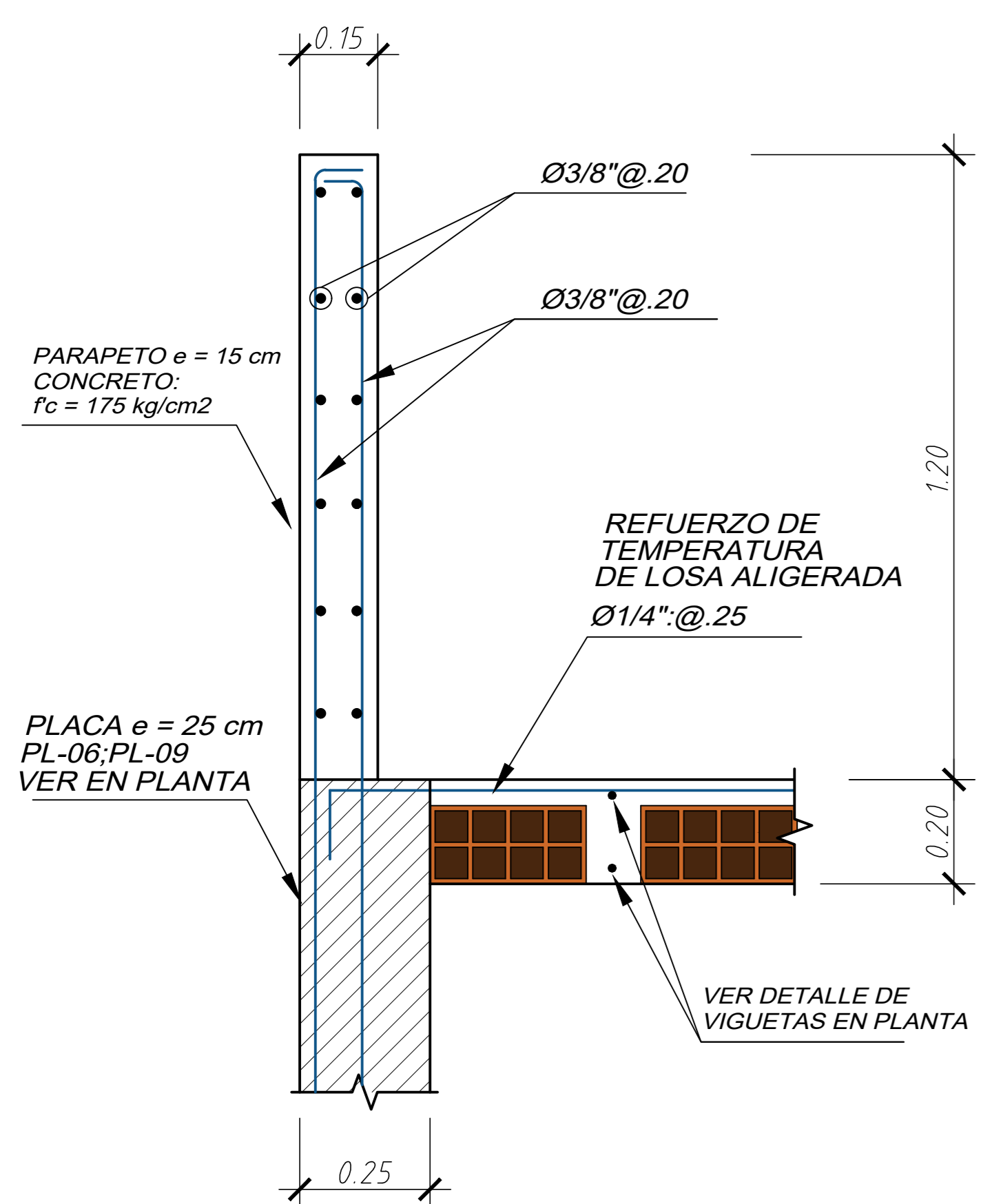
**SECCIONES TÍPICAS AZOTEA**



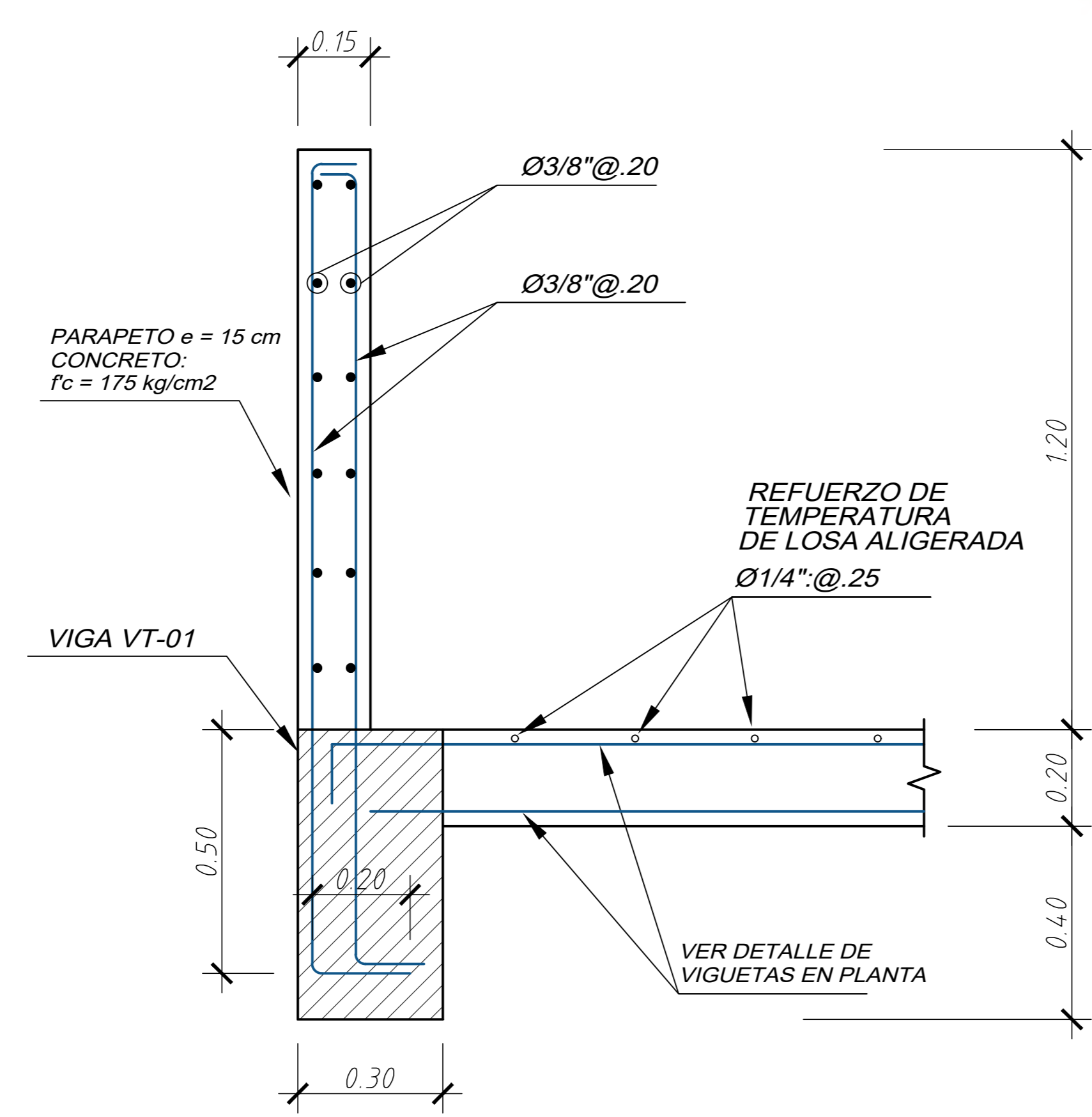
LOSA H=0.20m  
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m.  
 REFUERZO DISTRIBUIDO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS DE Ø1/4\"/>

**ENCOFRADO DE AZOTEA**  
**10° TECHO**  
 SOBRECARGA 100 KG/M2  
 ESC: 1/50

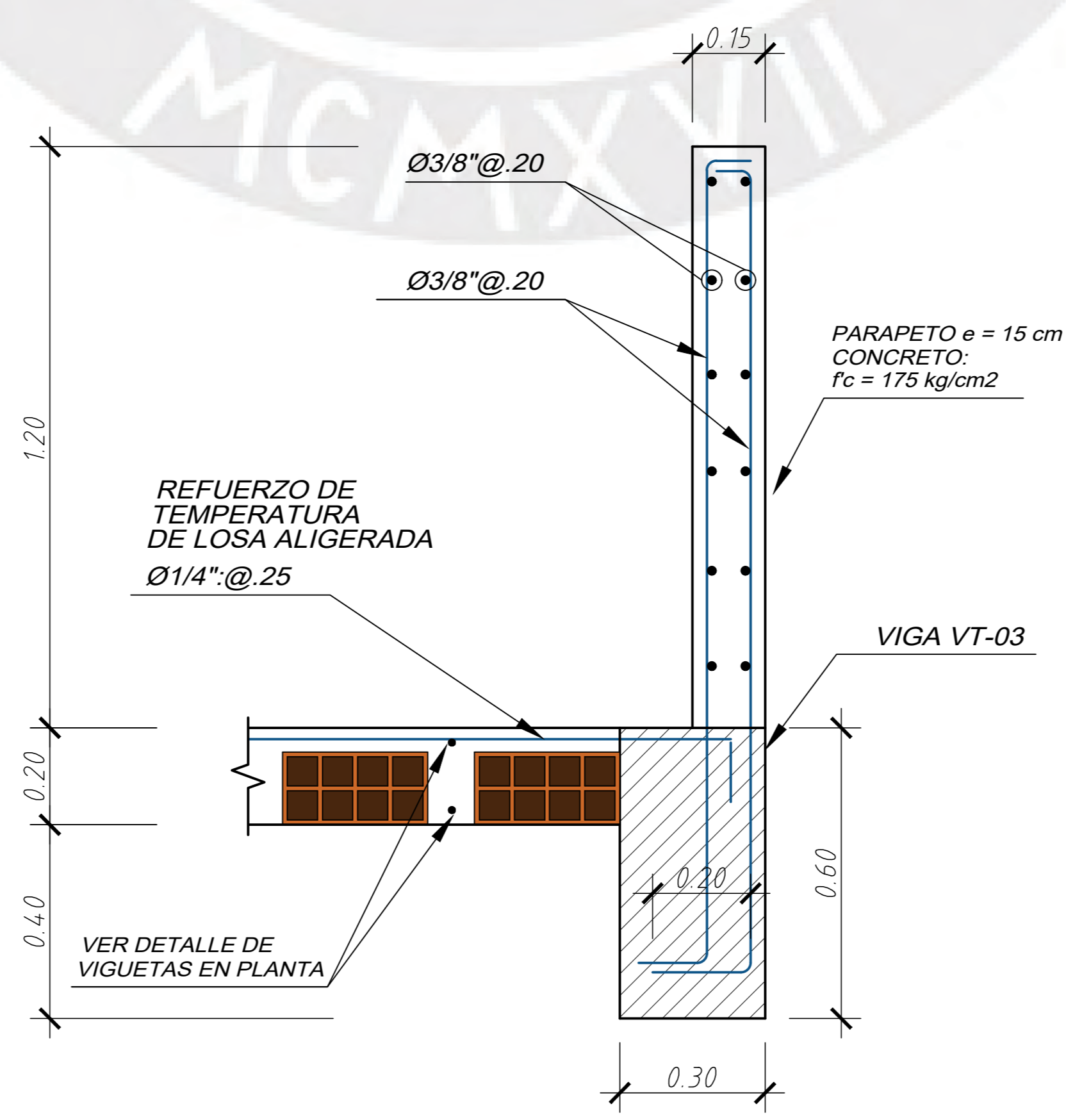
LOSA H=0.20m  
 LOSA MACIZA CONVENCIONAL  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 8mm @0.25 (SUP.)  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8 @0.25 (INF.)  
 (EN LA PLANTA SÓLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES A ESTAS MALLAS)



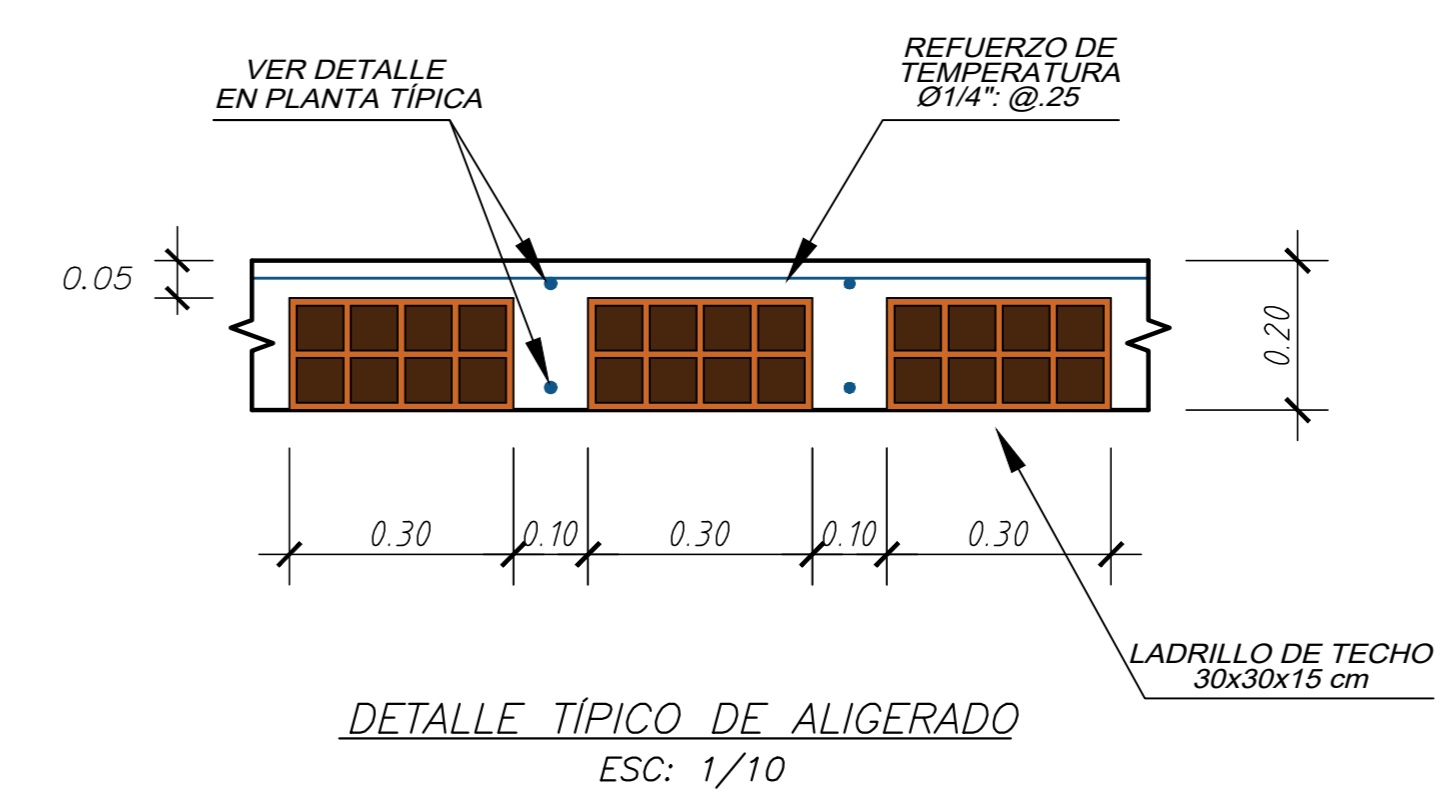
SECC. 6-6  
 ESC: 1/10



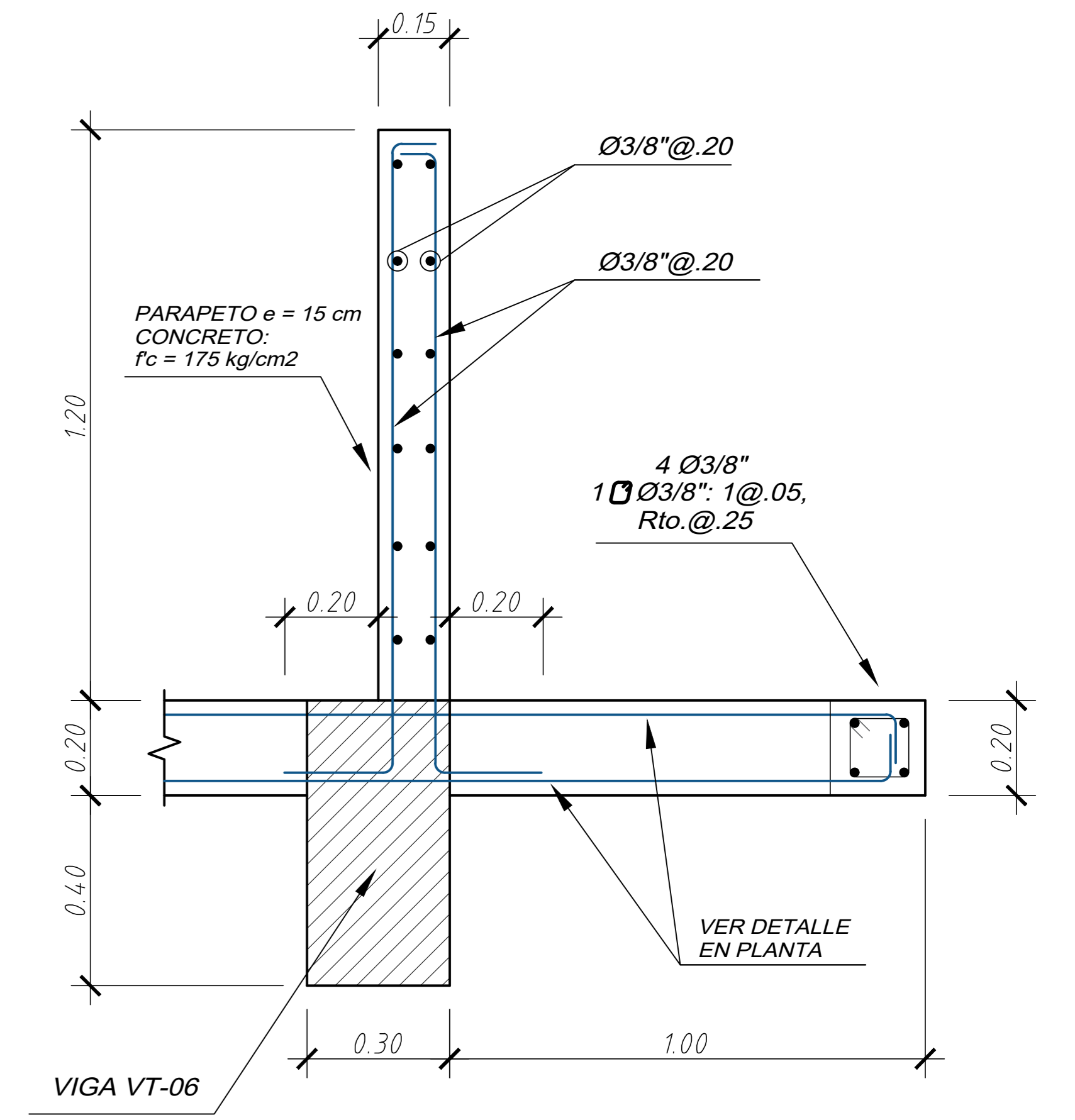
SECC. 6-6  
 ESC: 1/10



SECC. 7-7  
 ESC: 1/10



DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO  
 ESC: 1/10



SECC. 5-5  
 ESC: 1/10

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

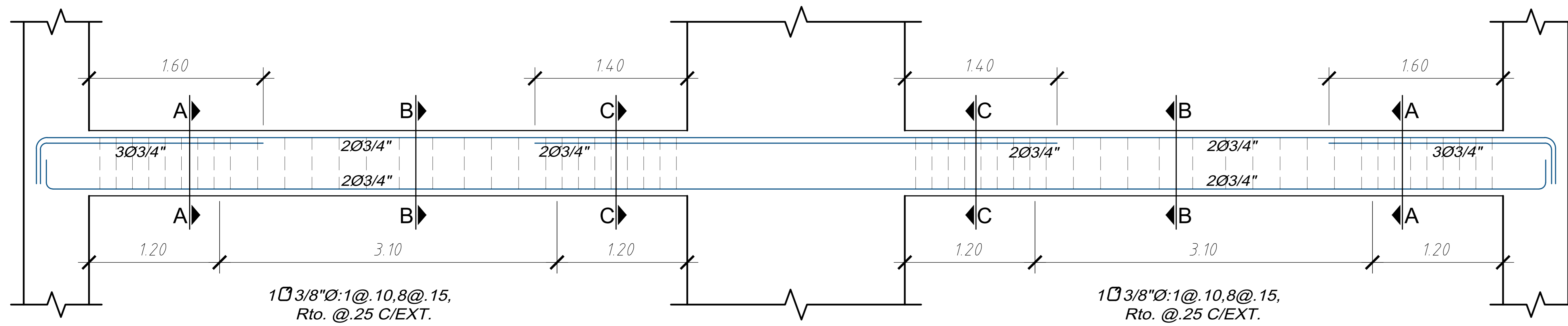
PROYECTO:  
 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
 JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

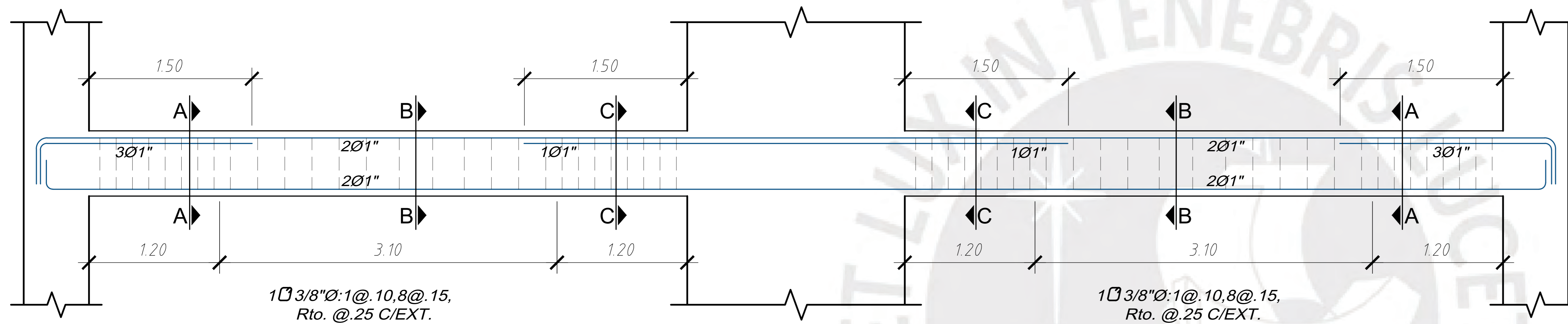
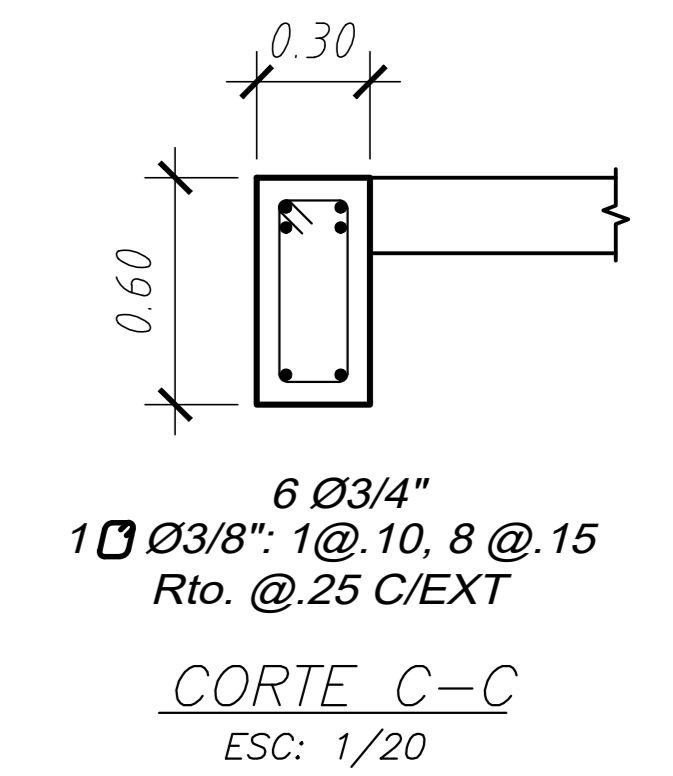
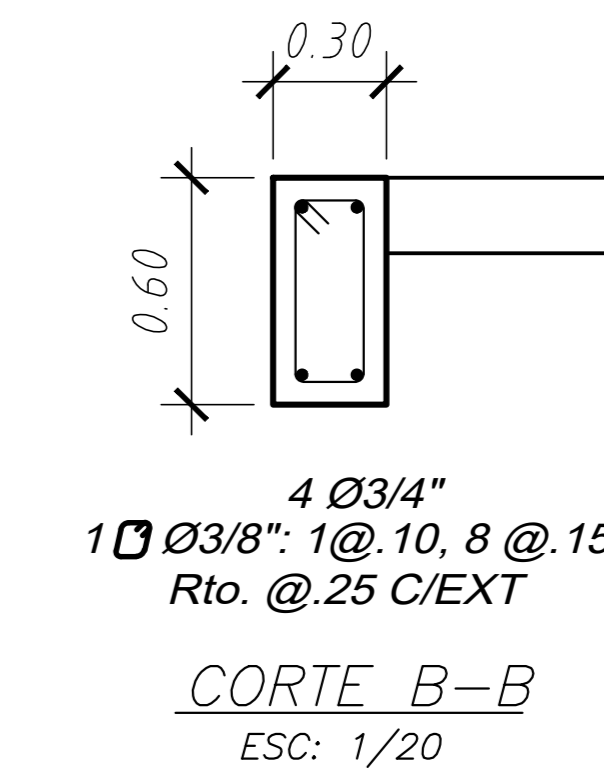
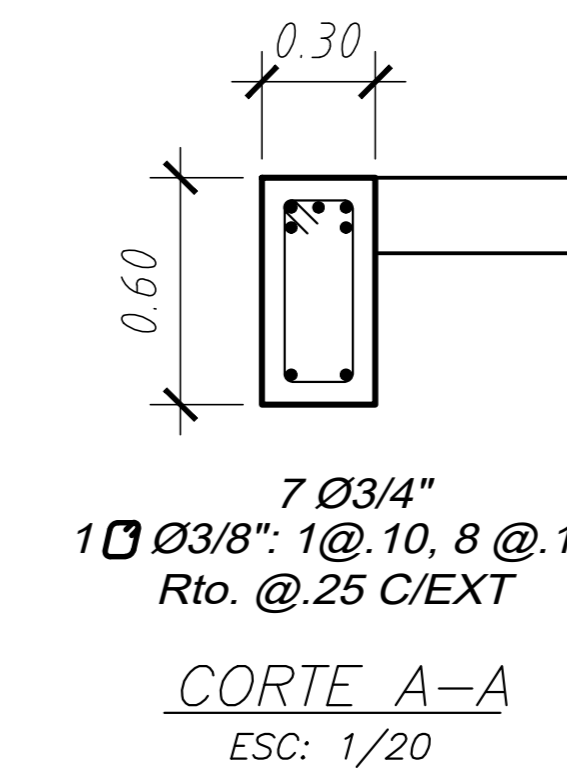
ASESOR:  
 M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
 ENCOFRADO DE PISO TÍPICO

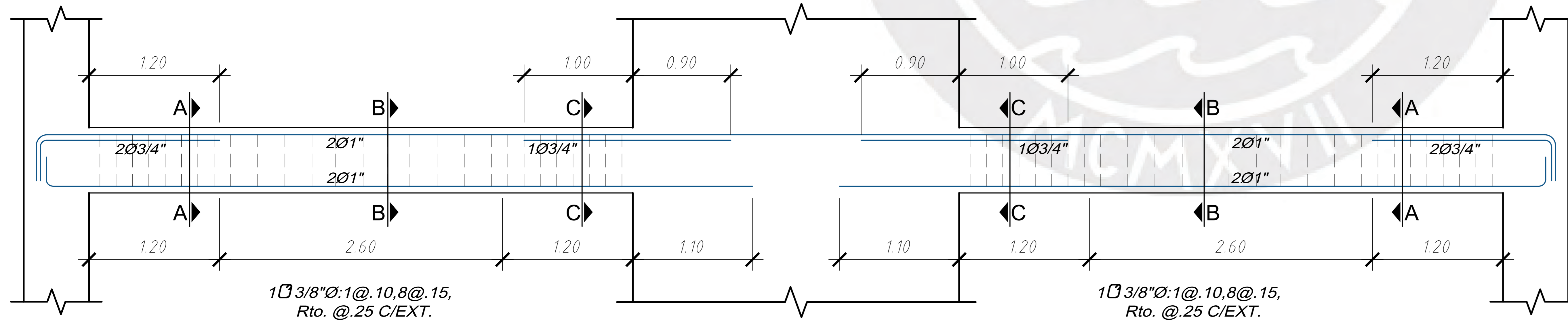
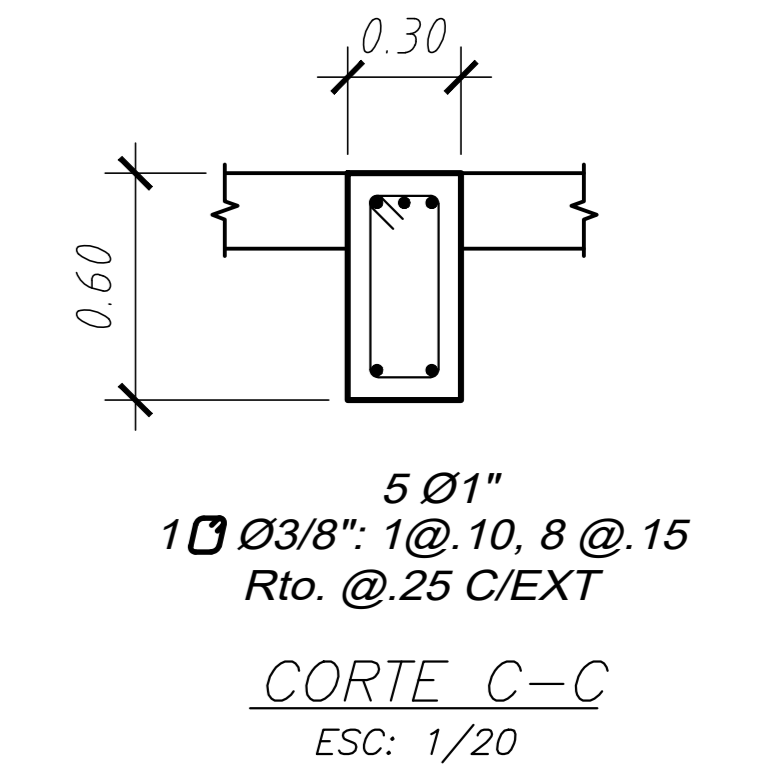
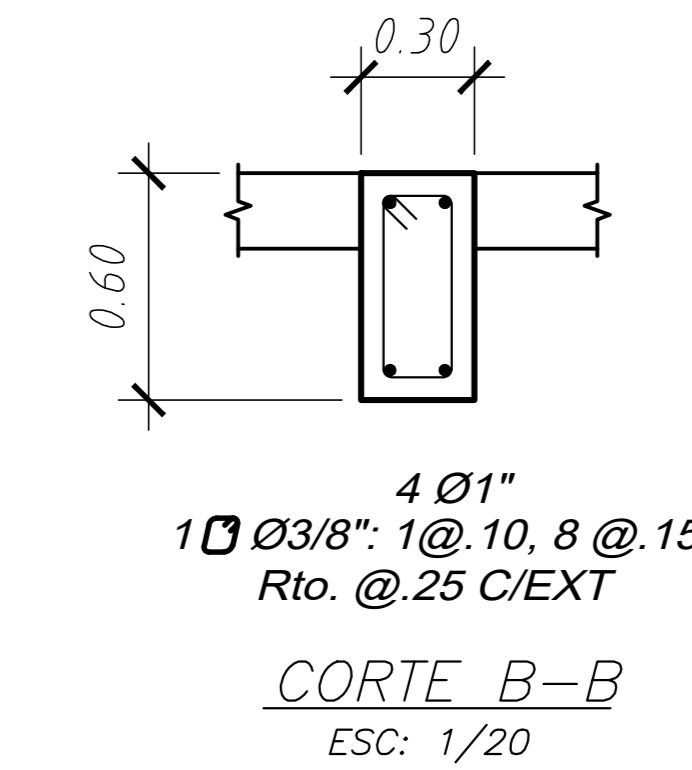
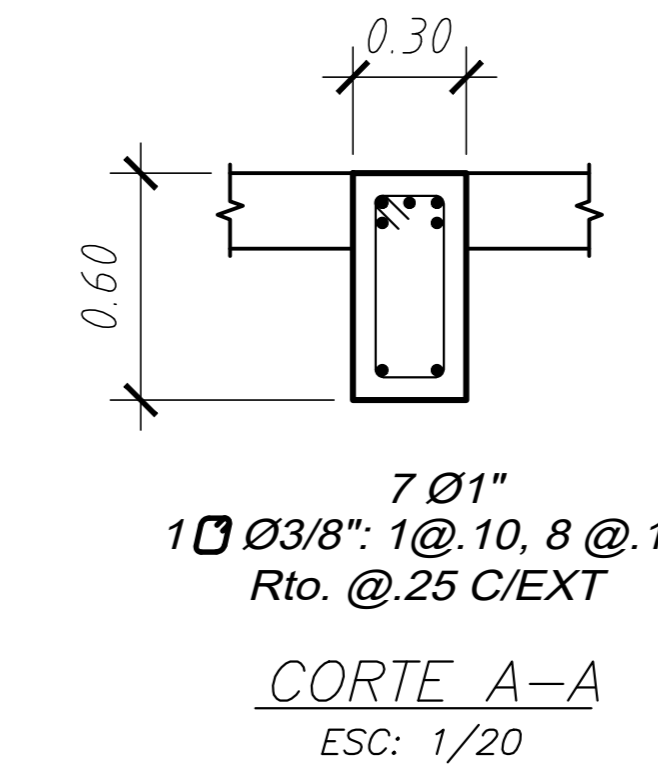
DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: INDICADA FECHA: 11/03/2025



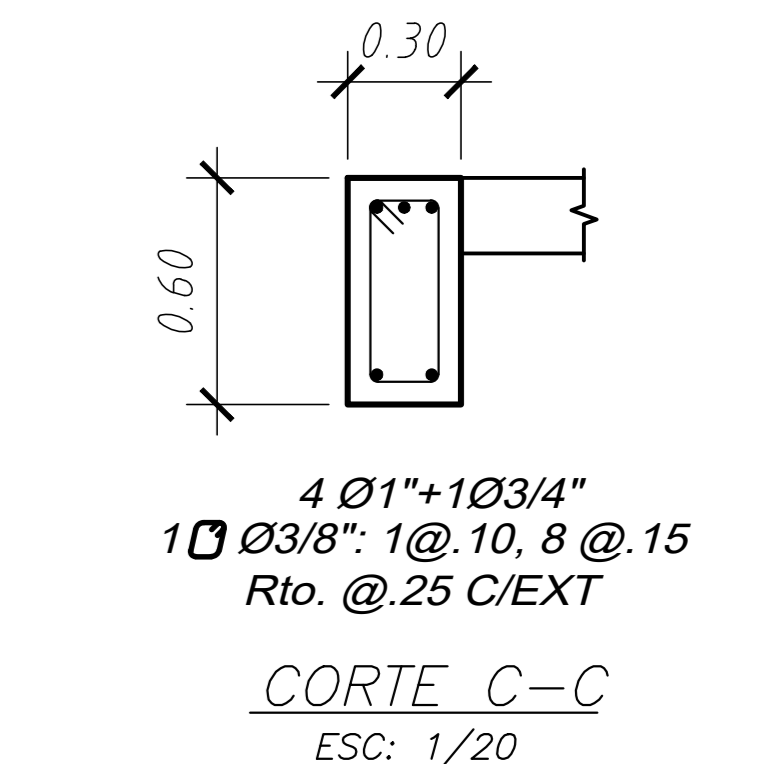
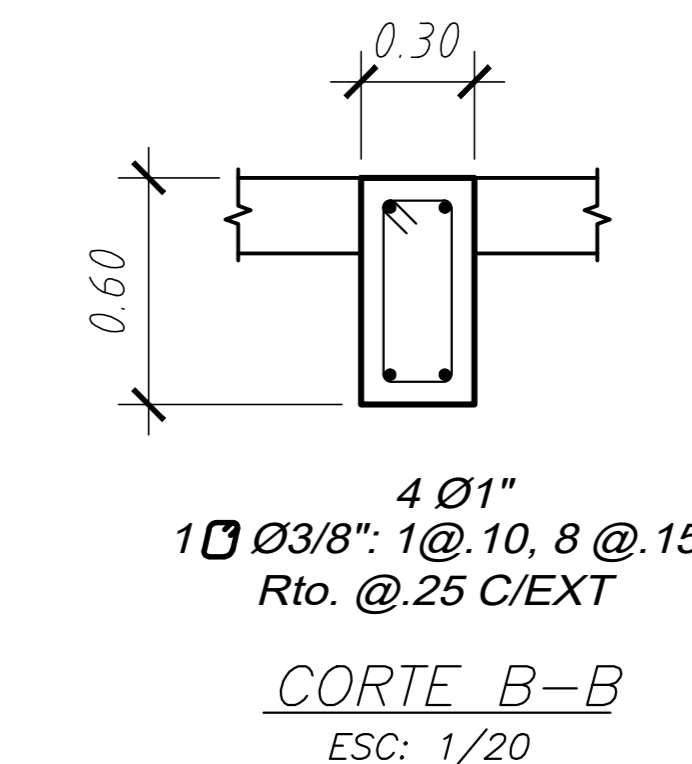
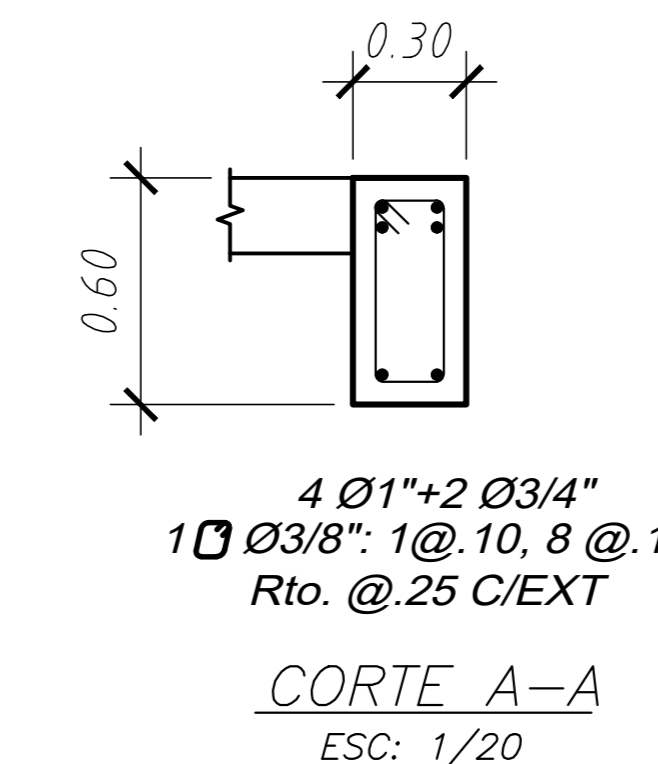
VIGA VT-01 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-02 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-03 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



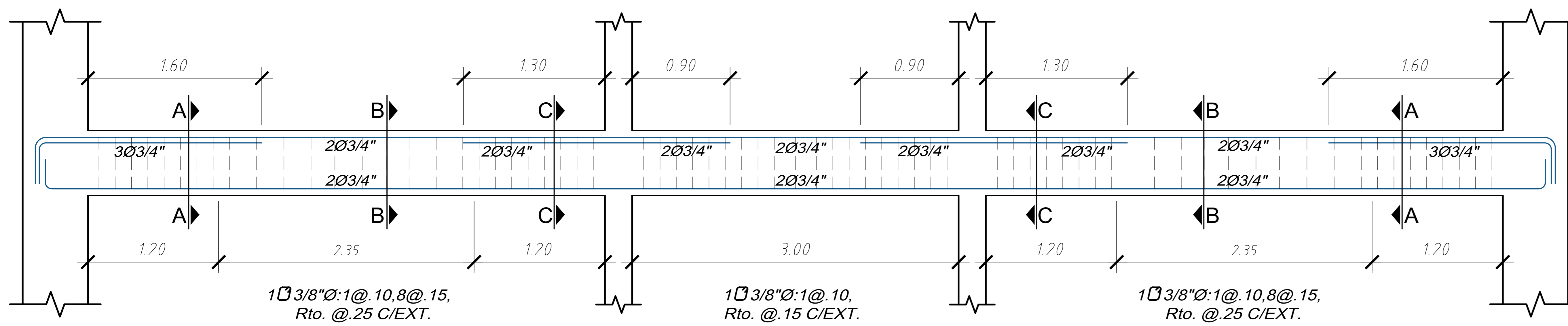
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

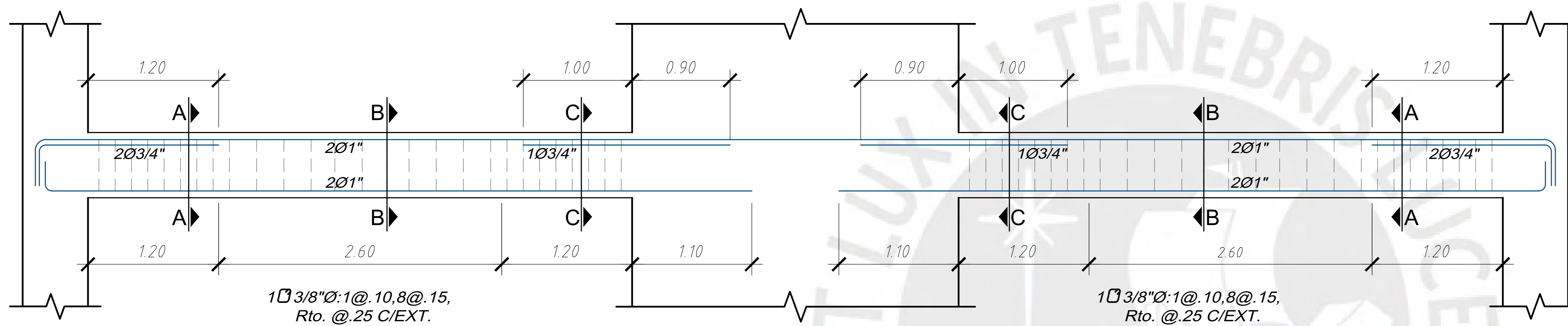
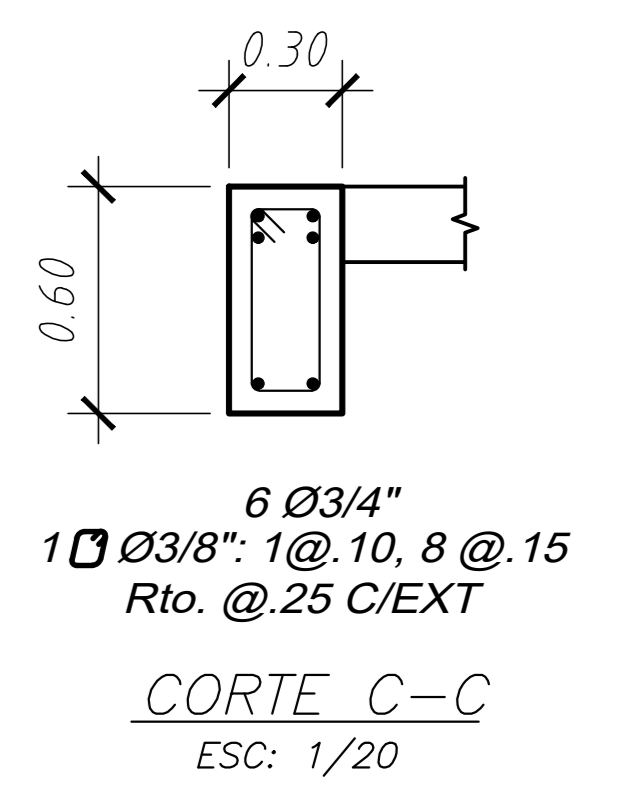
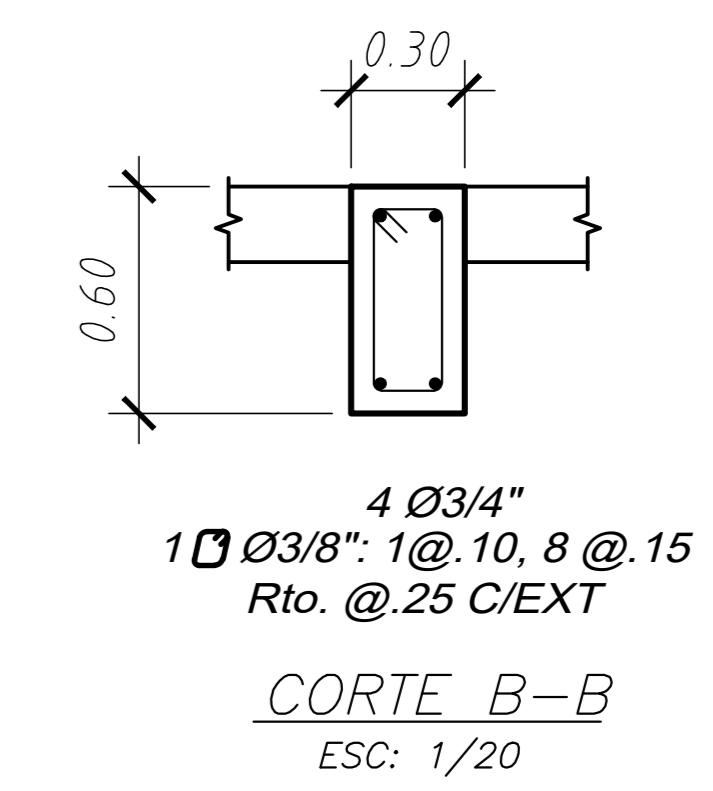
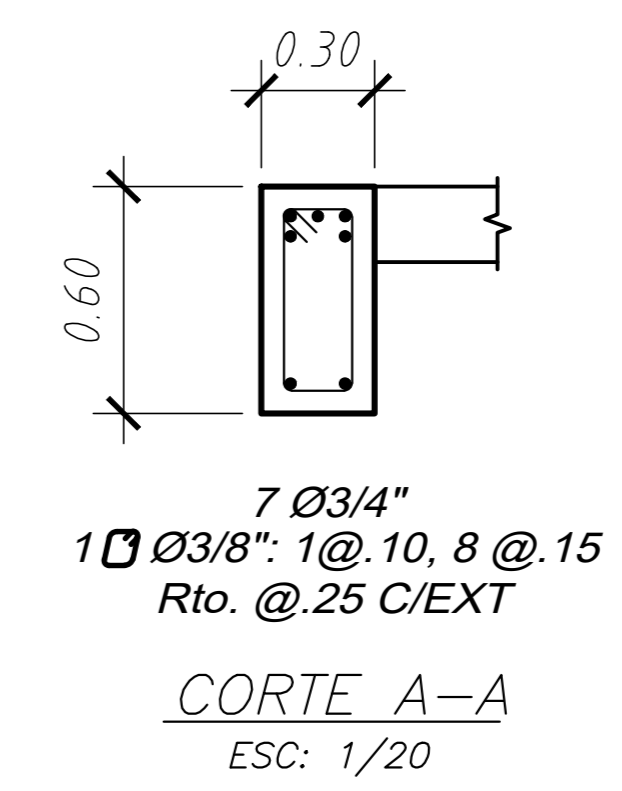
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
VIGAS 1

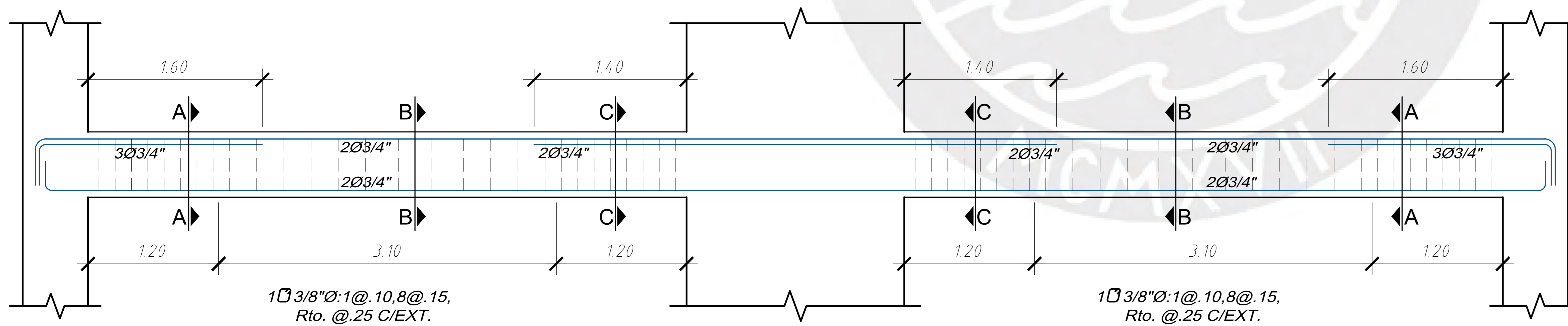
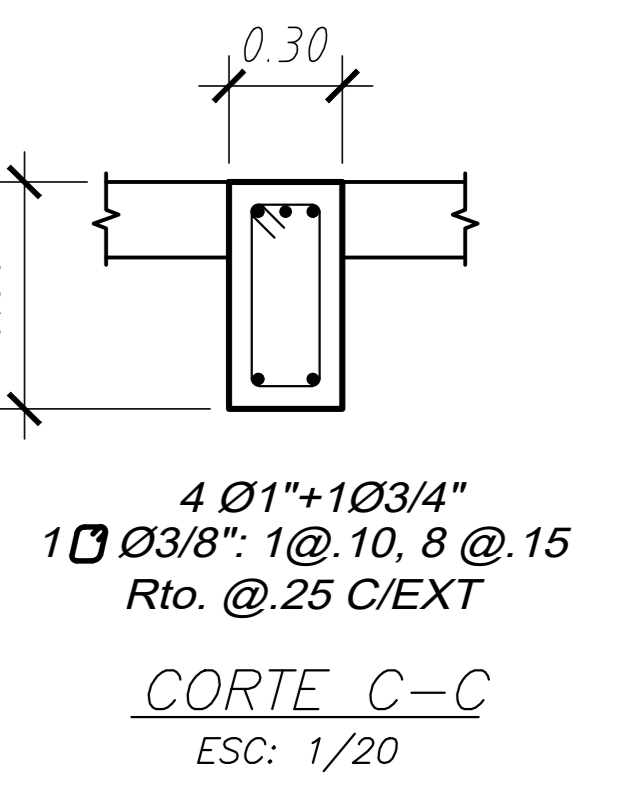
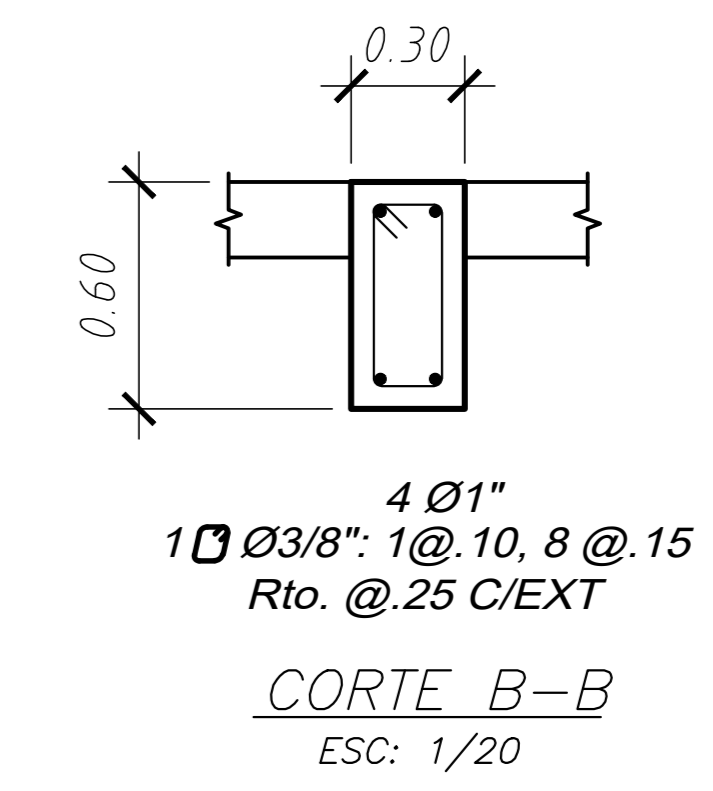
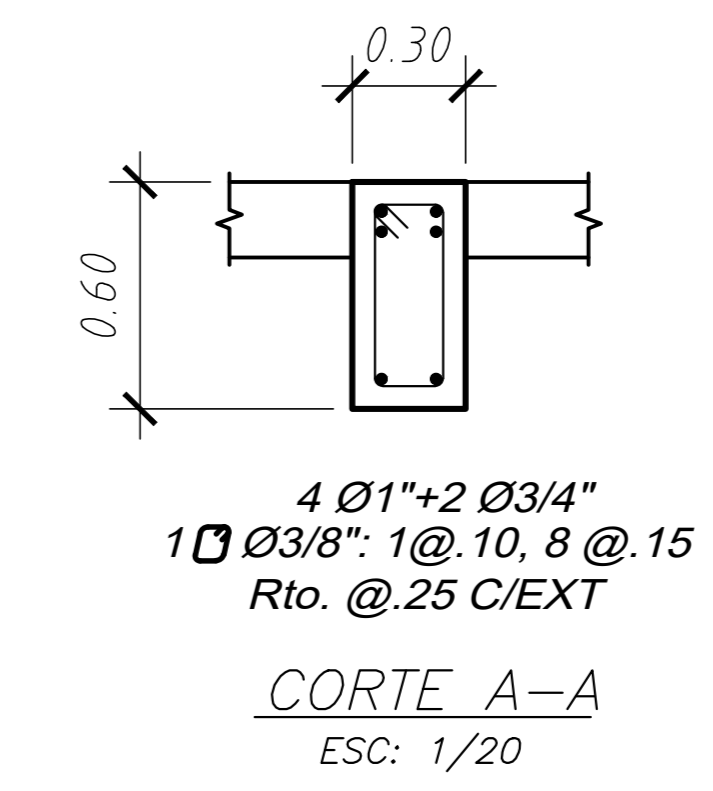
DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: INDICADA FECHA: 11/03/2025



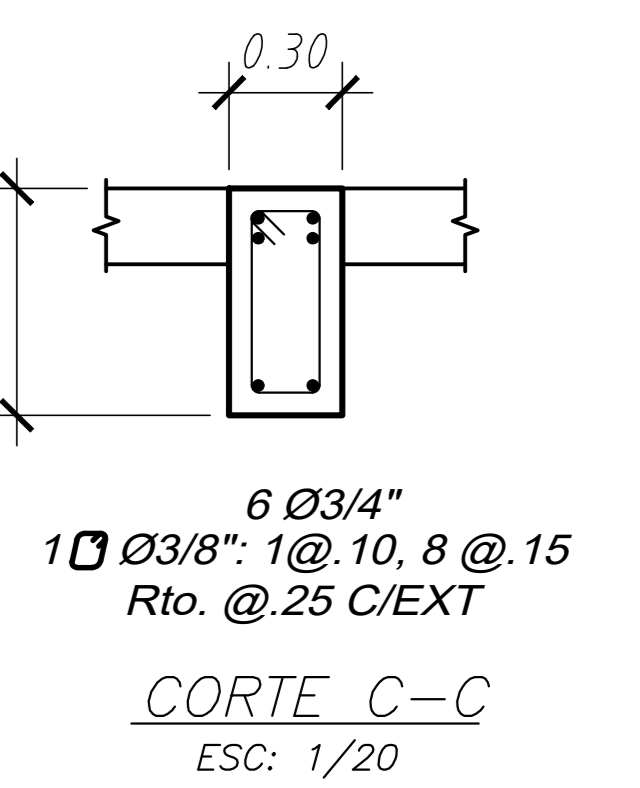
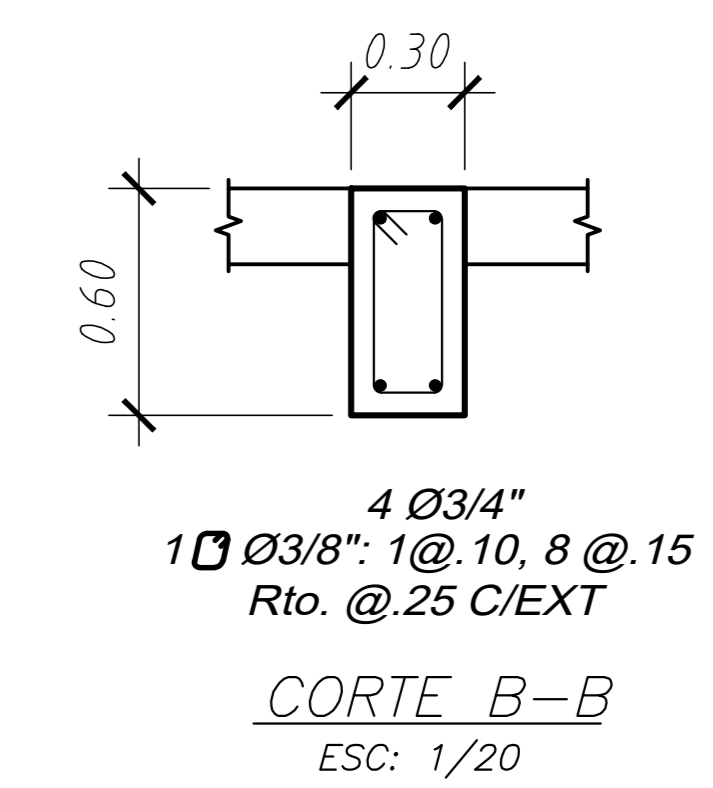
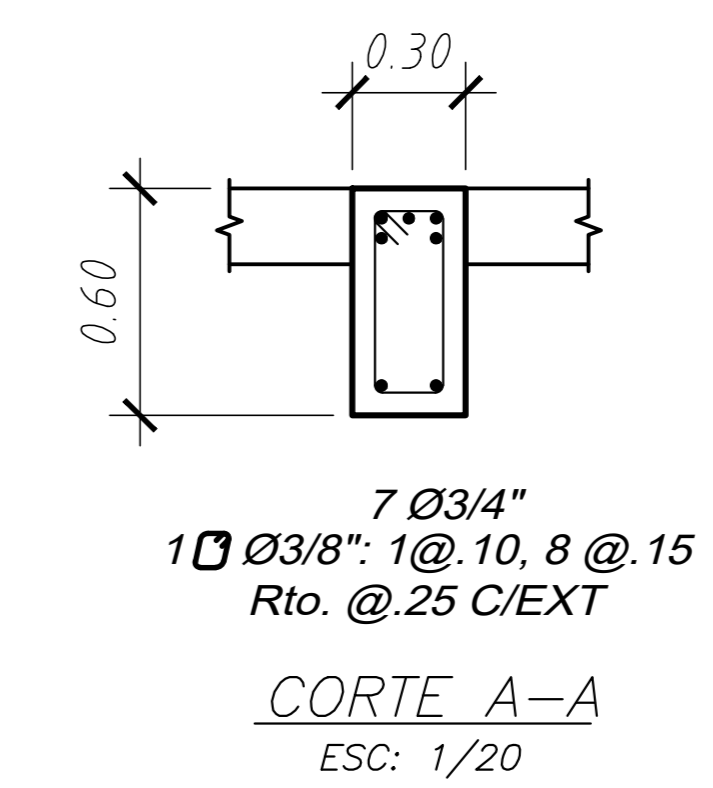
VIGA VT-04 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-05 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-06 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



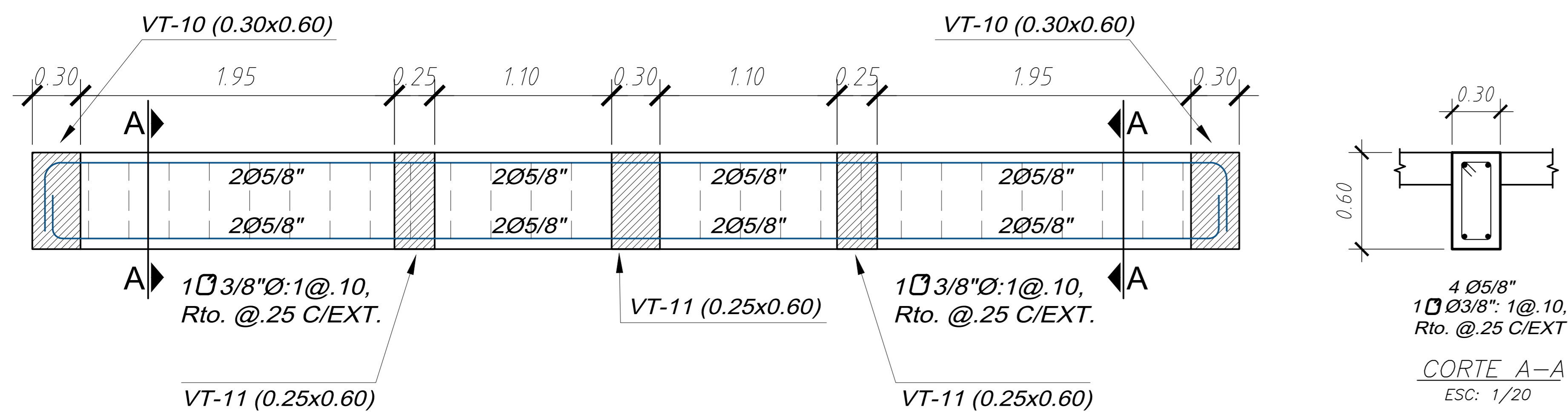
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

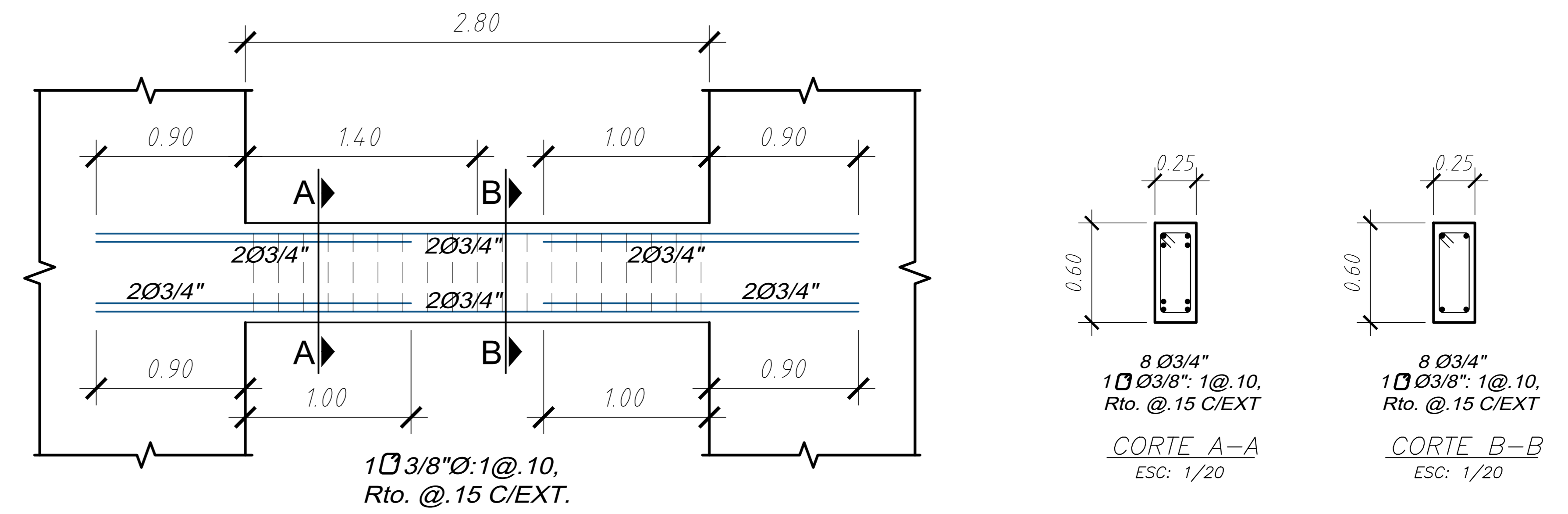
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
VIGAS 2

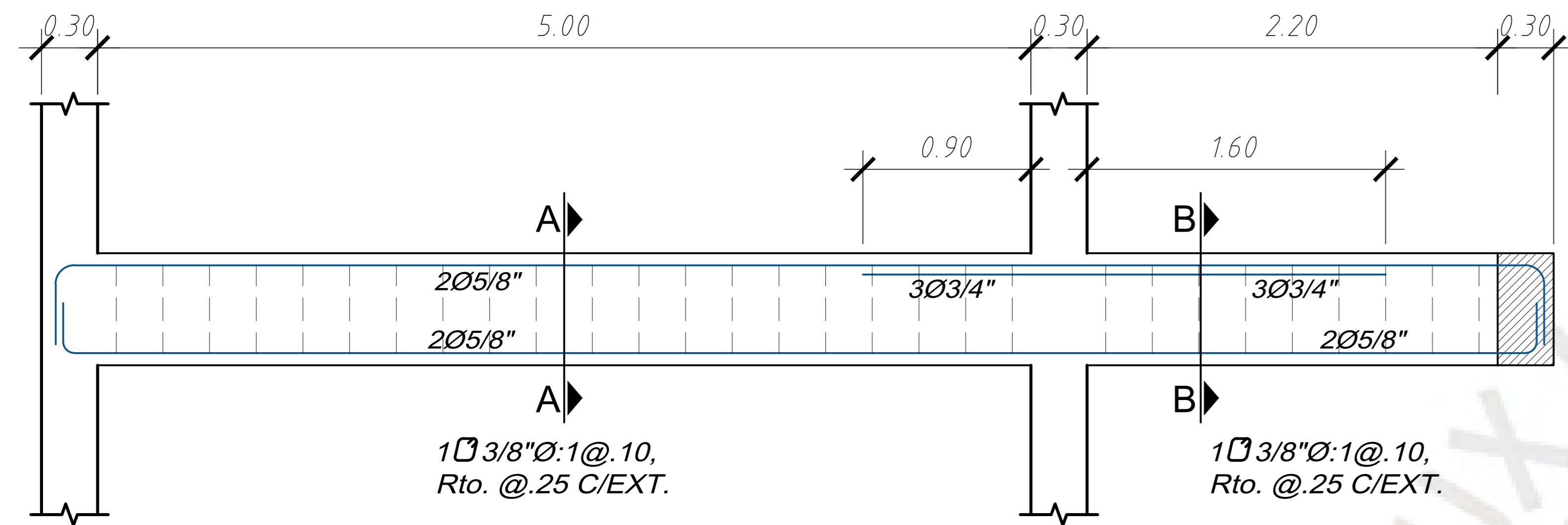
DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: INDICADA FECHA: 11/03/2025



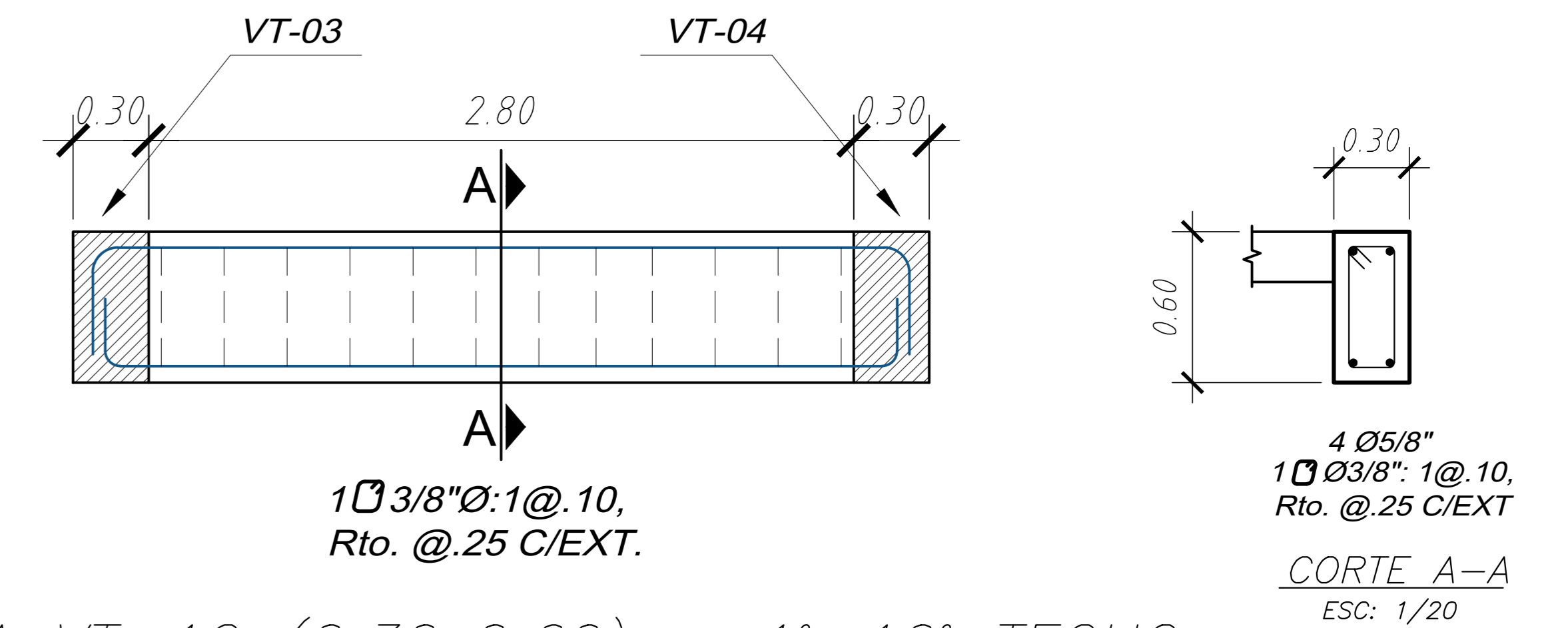
VIGA VT-07 (0.30x0.60) - 1°-10° TECHO  
ESC: 1/20



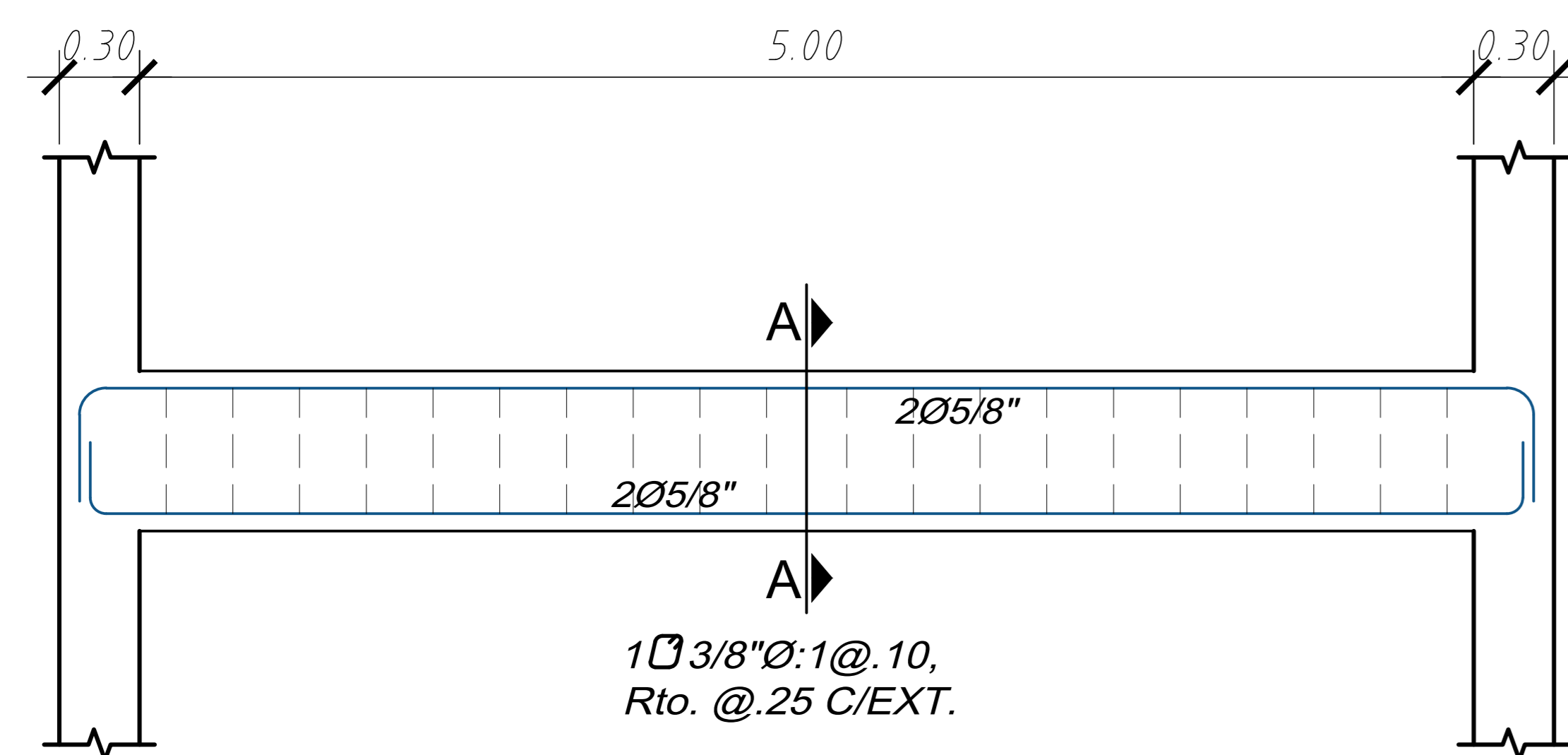
VIGA VT-13 (0.25x0.60) - 1°-10° TECHO  
ESC: 1/20



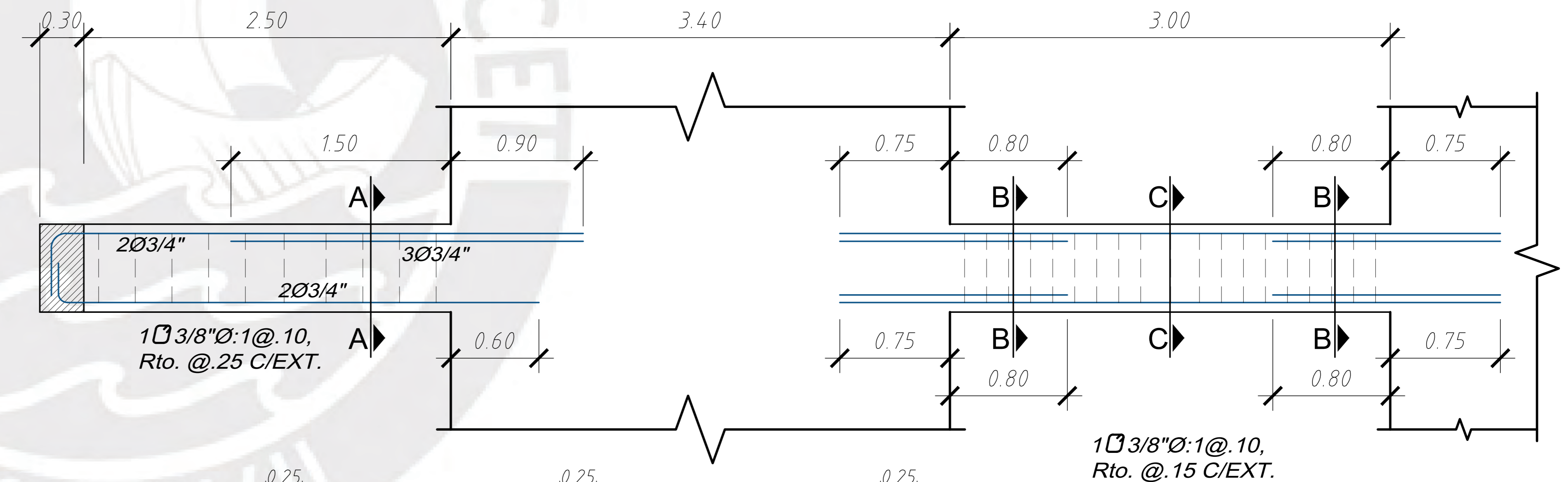
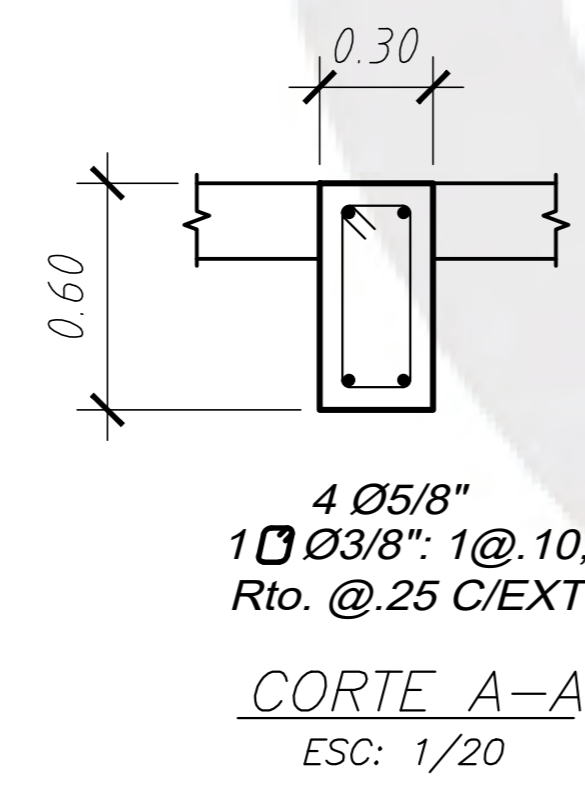
VIGA VT-08 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



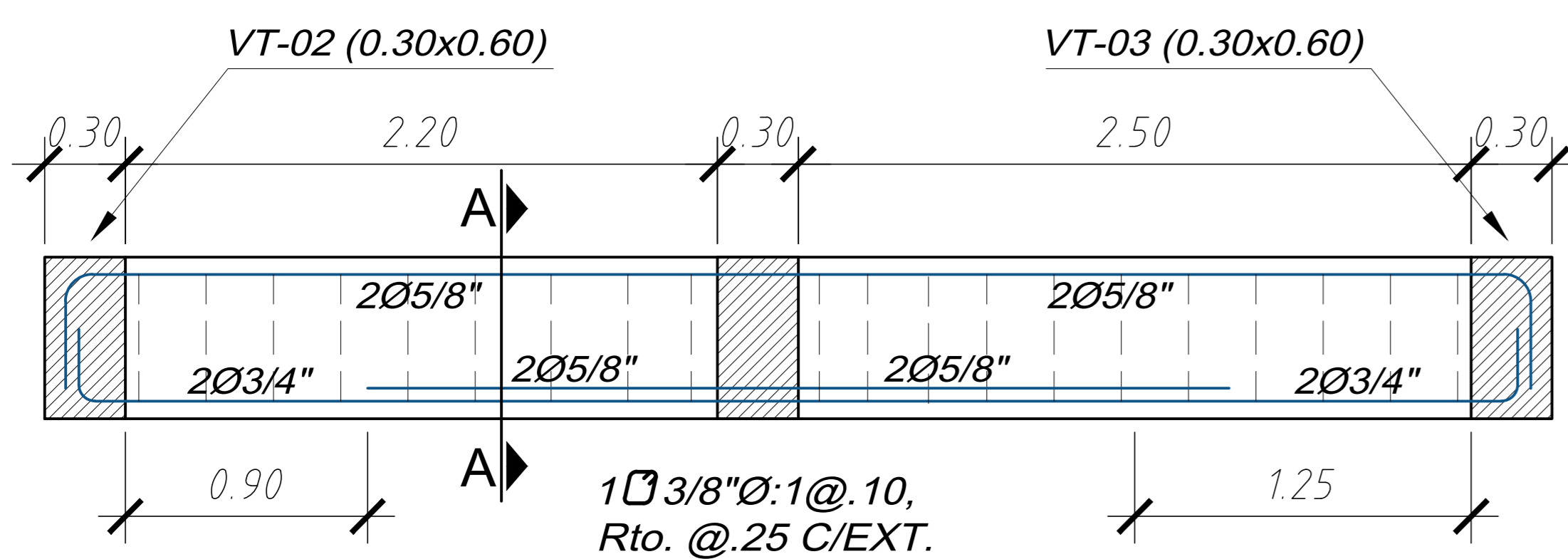
VIGA VT-12 (0.30x0.60) - 1°-10° TECHO  
ESC: 1/20



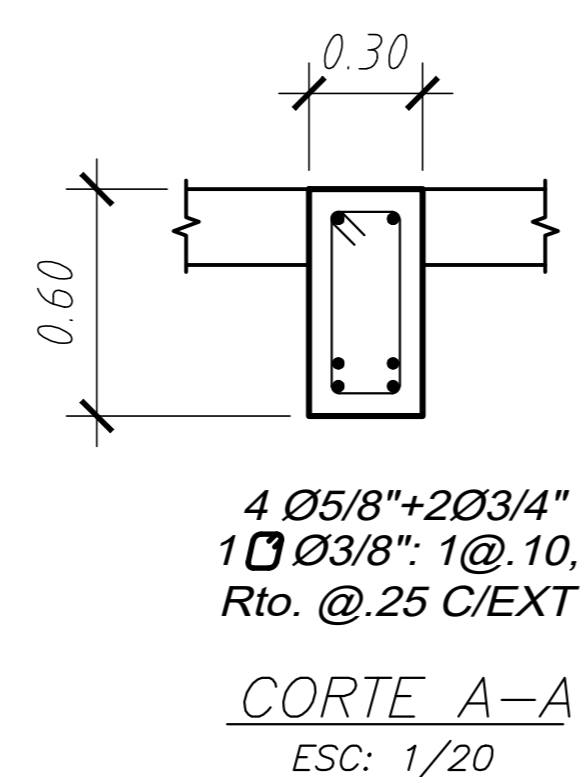
VIGA VT-09 (0.30x0.60) - 1°-10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-11 (0.25x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-10 (0.30x0.60) - 1°-9° TECHO  
ESC: 1/20



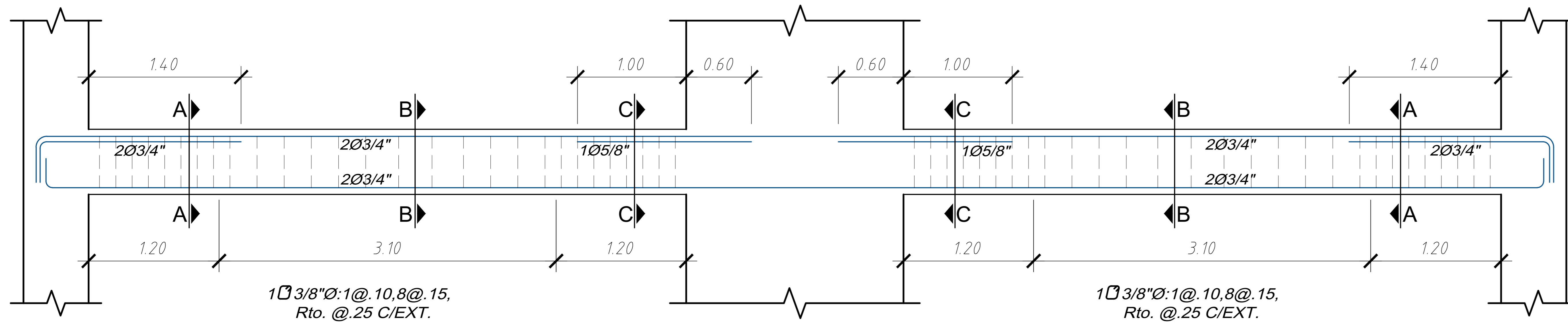
PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

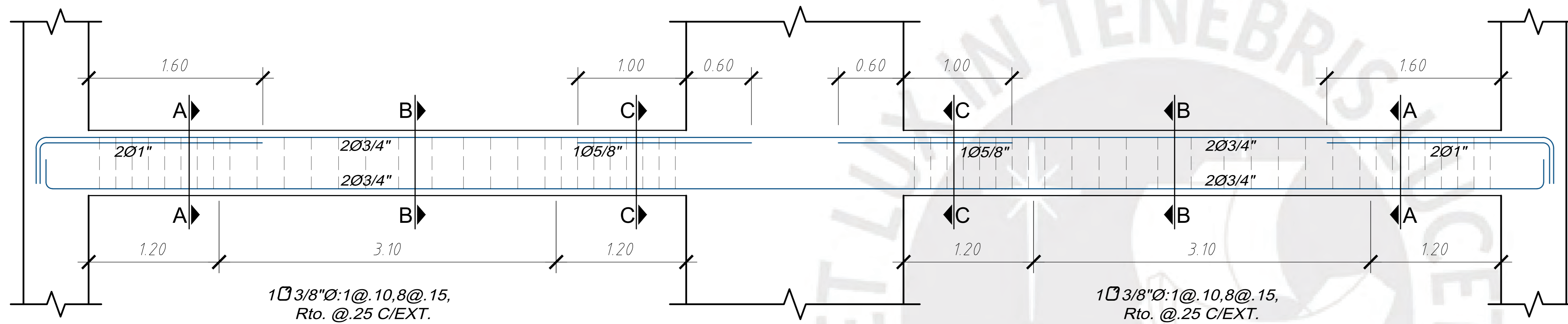
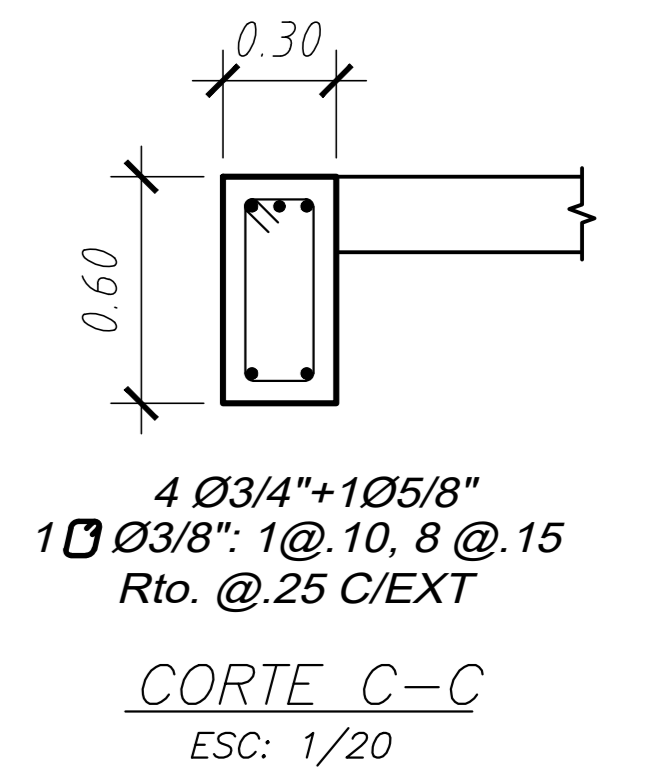
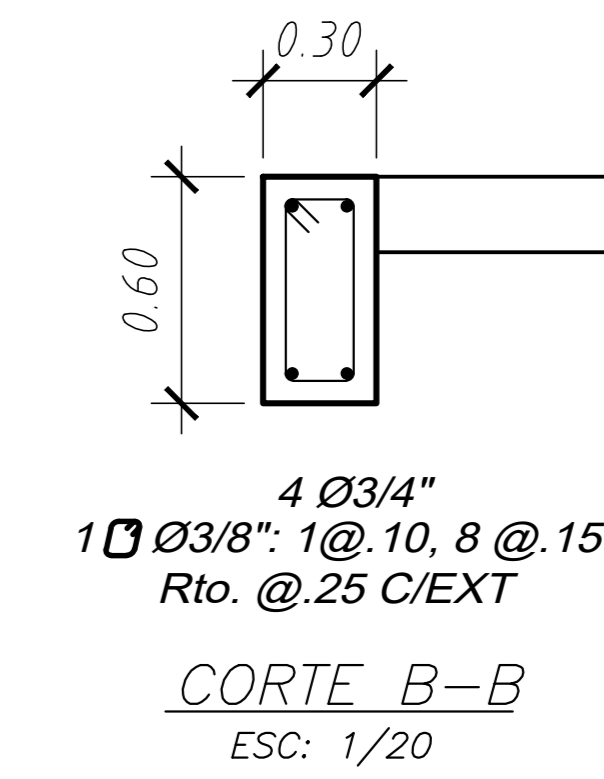
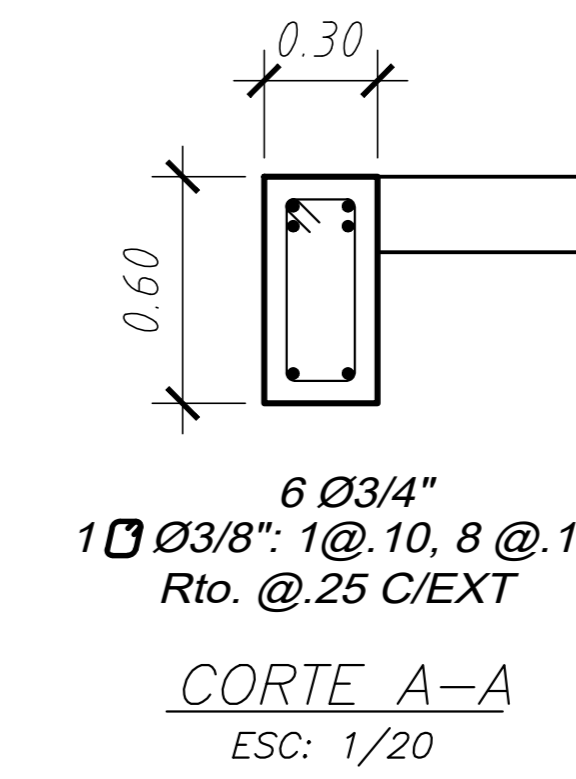
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
VIGAS 3

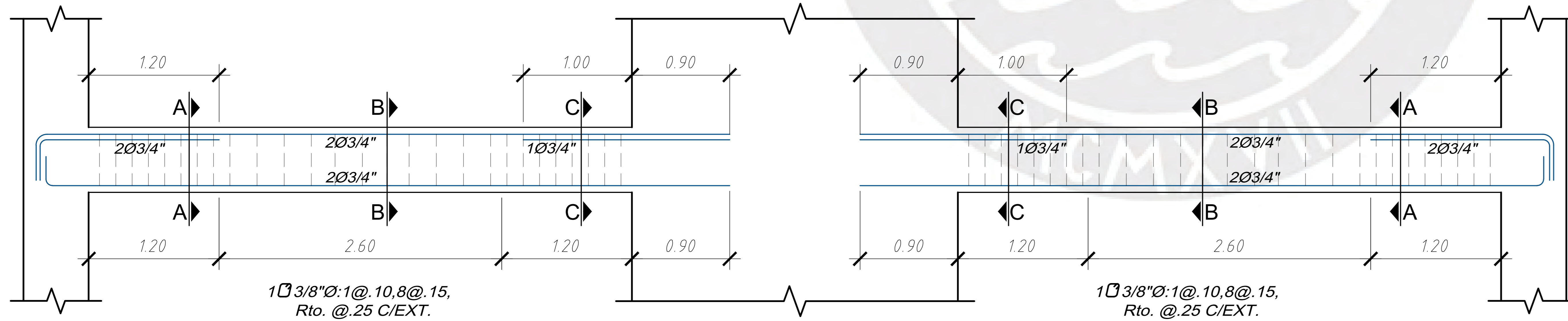
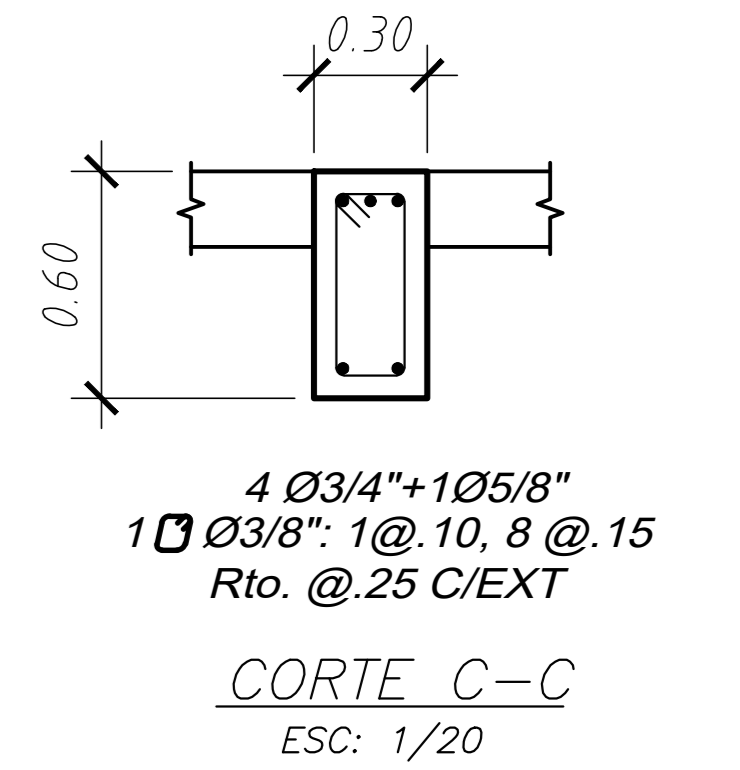
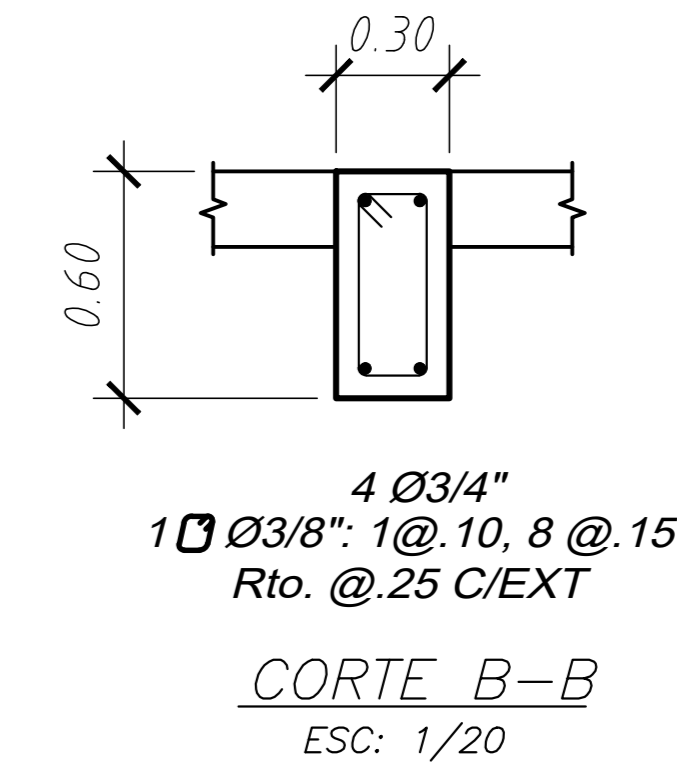
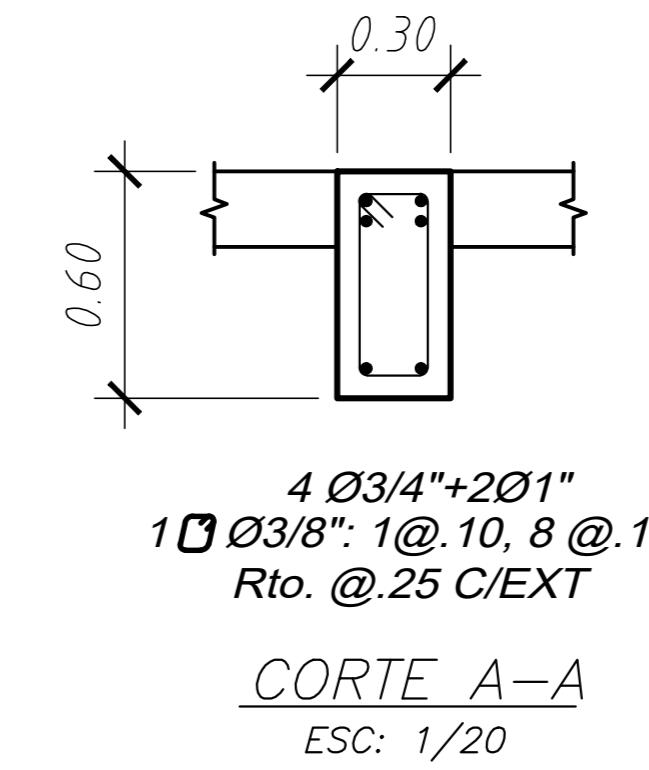
DIBUJO: J.C.S.C. ESCALA: INDICADA FECHA: 11/03/2025



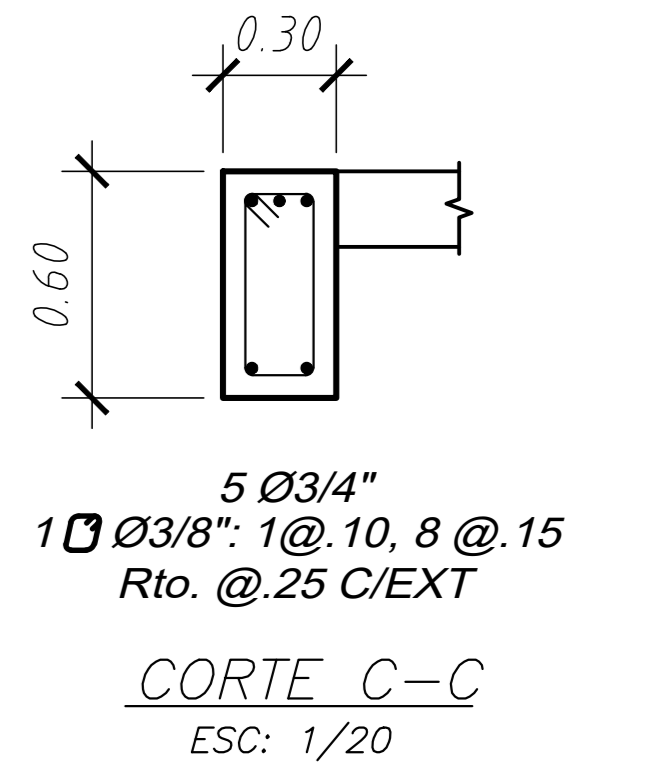
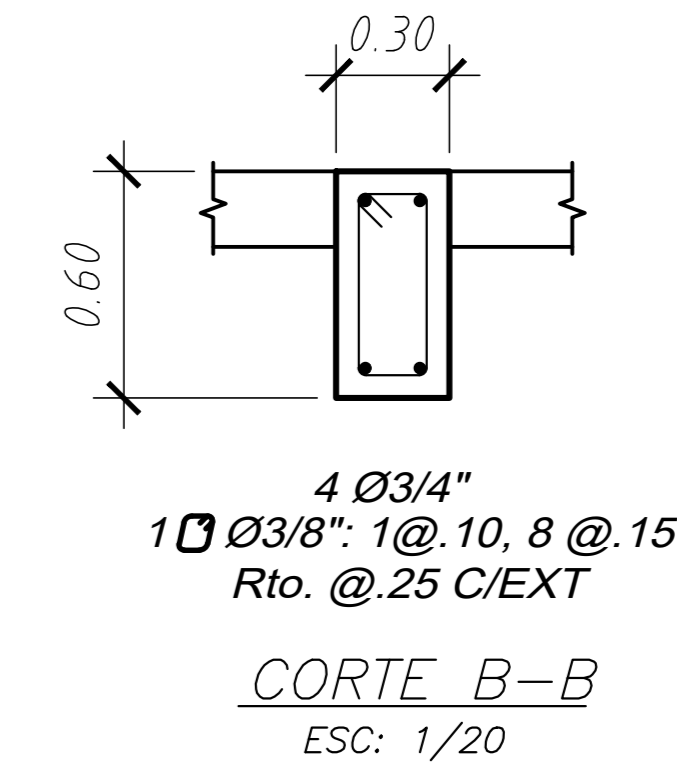
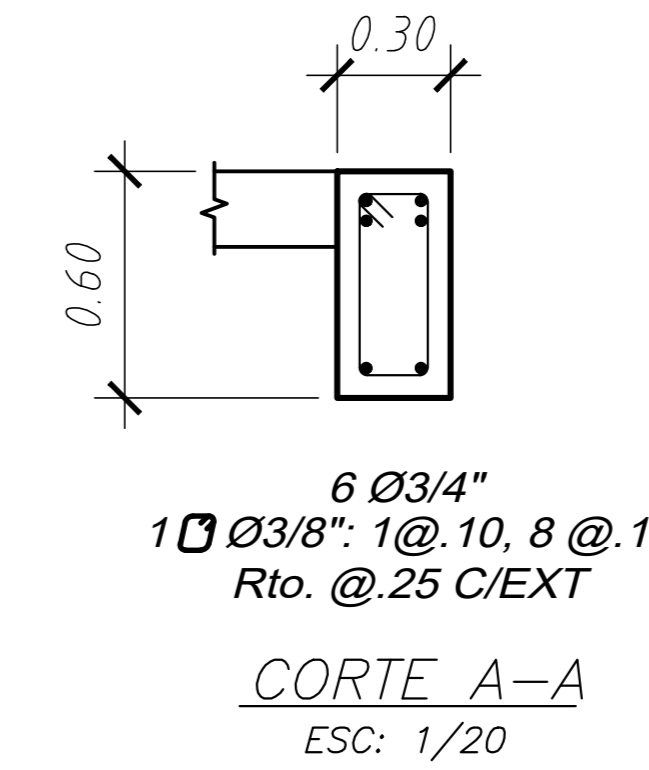
VIGA VT-01 (0.30x0.60) – 10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-02 (0.30x0.60) – 10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-03 (0.30x0.60) – 10° TECHO  
ESC: 1/20



PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

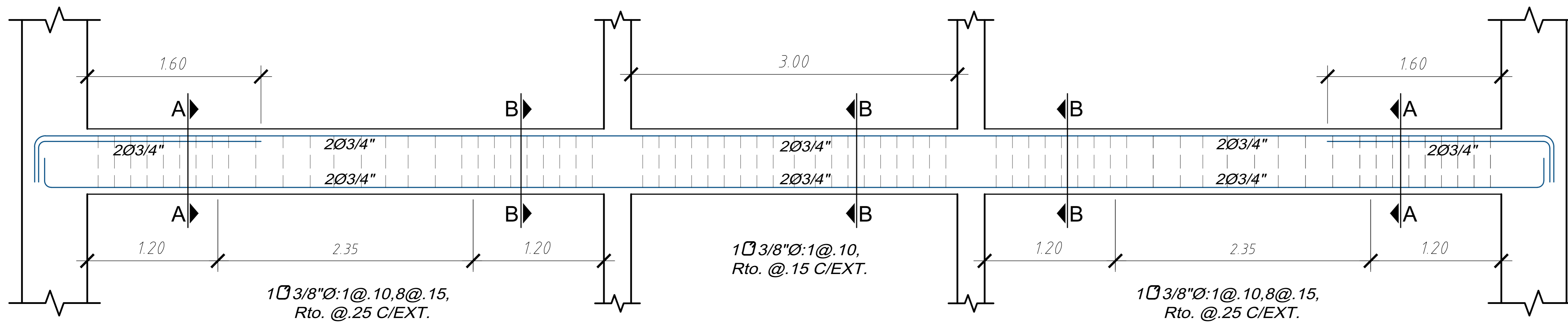
PLANO:  
VIGAS 4

DIBUJO:  
J.C.S.C

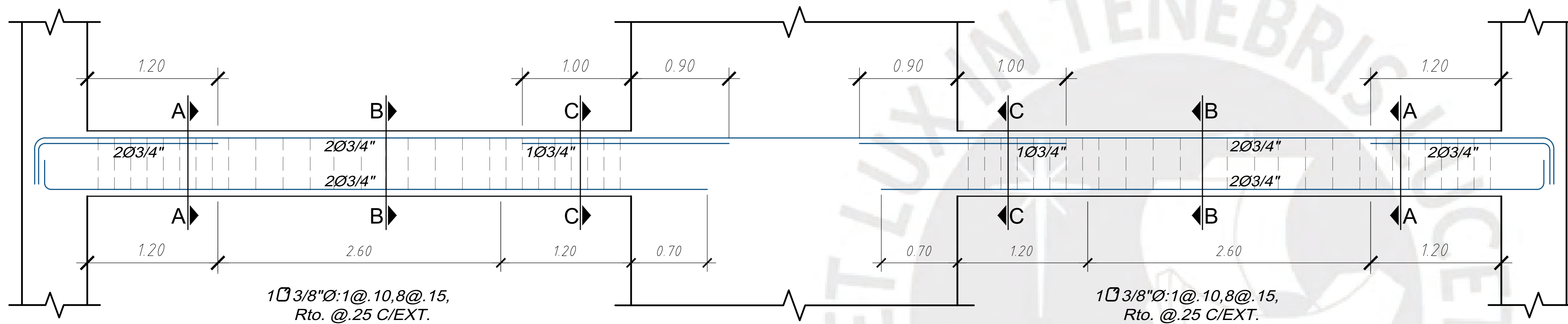
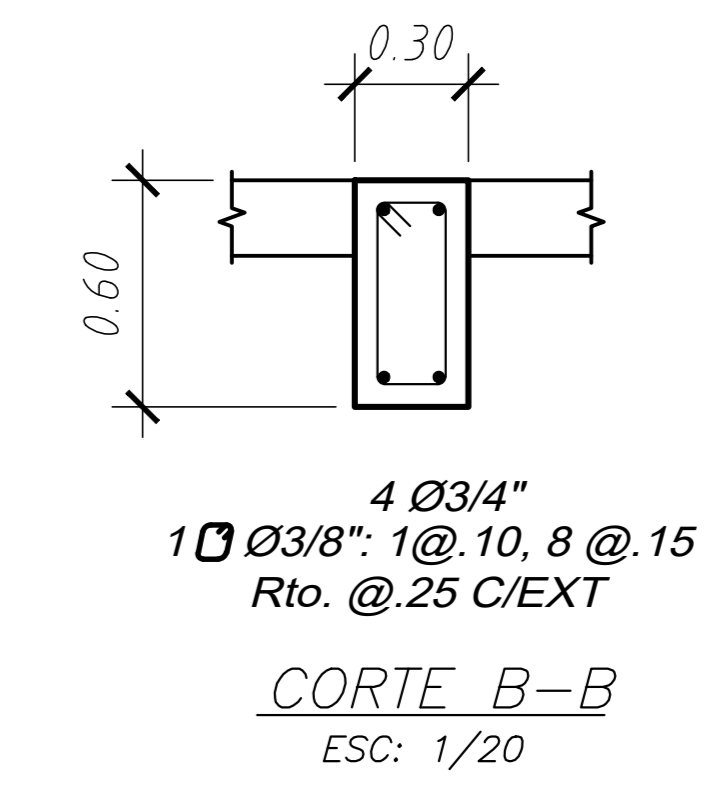
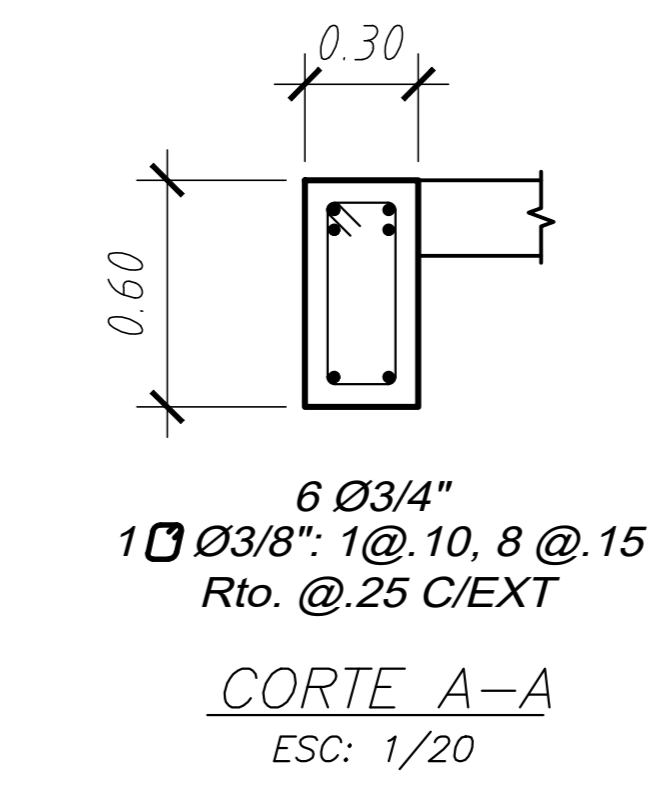
ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
11/03/2025

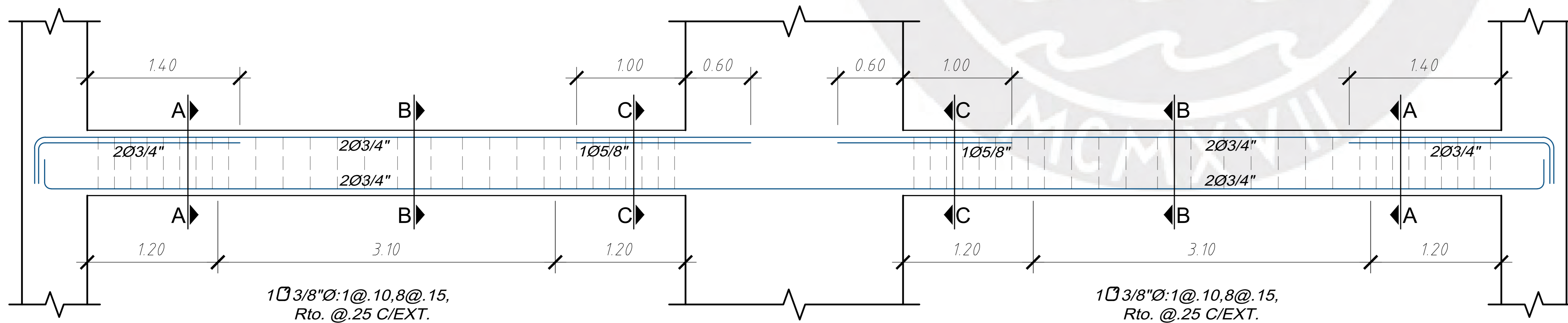
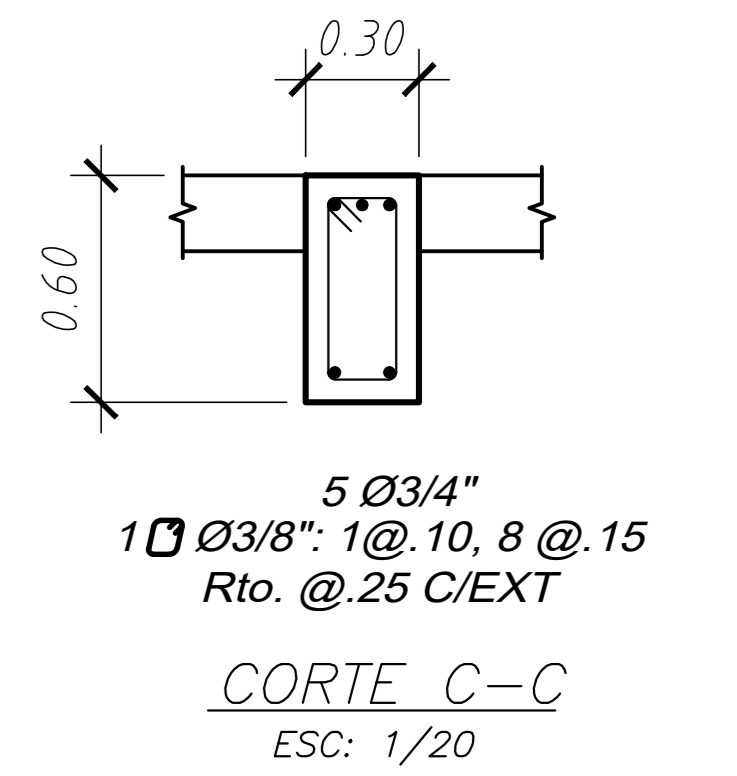
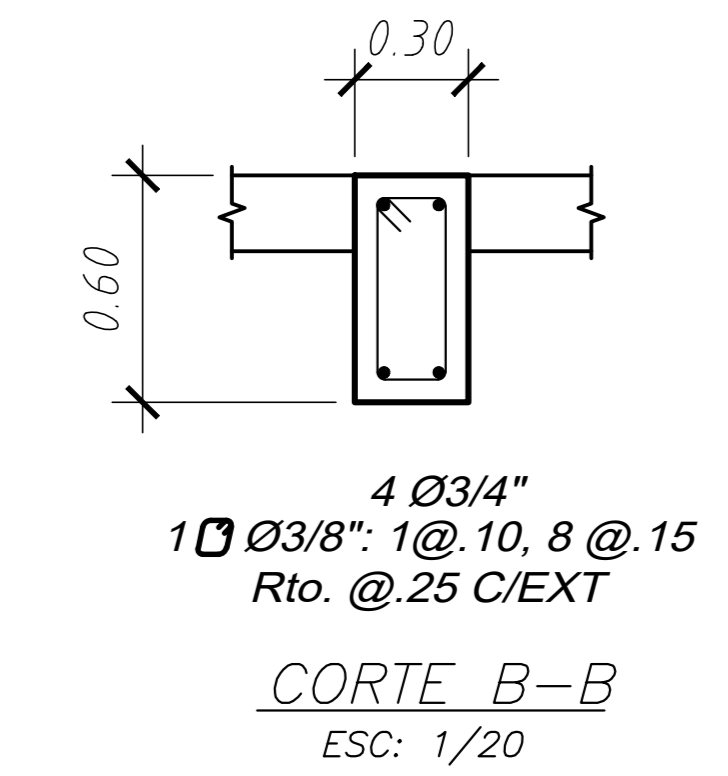
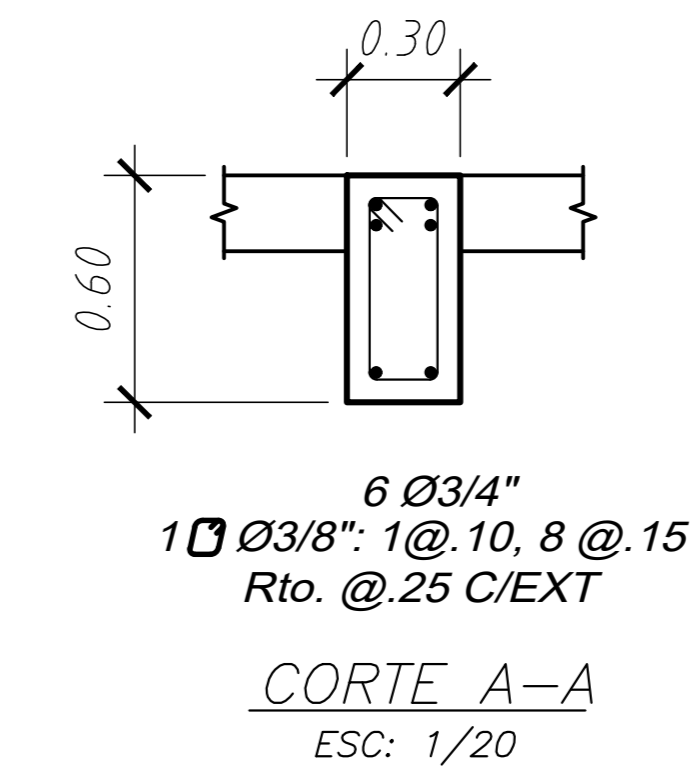
E-15



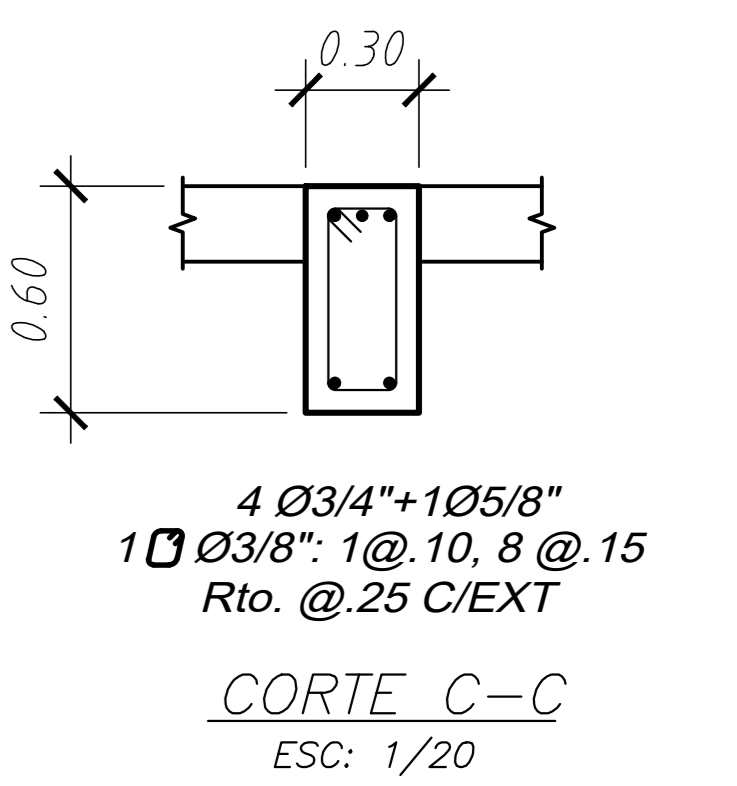
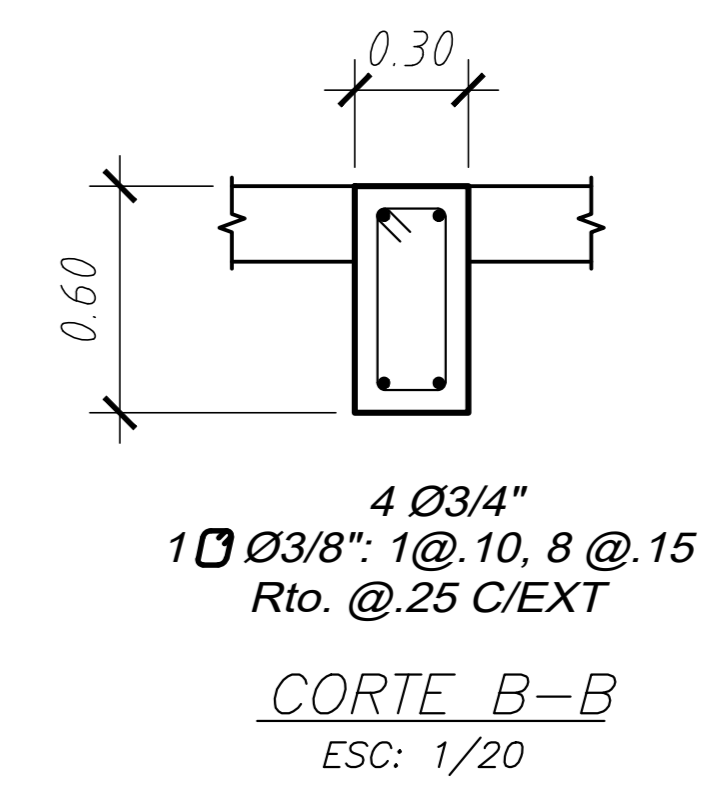
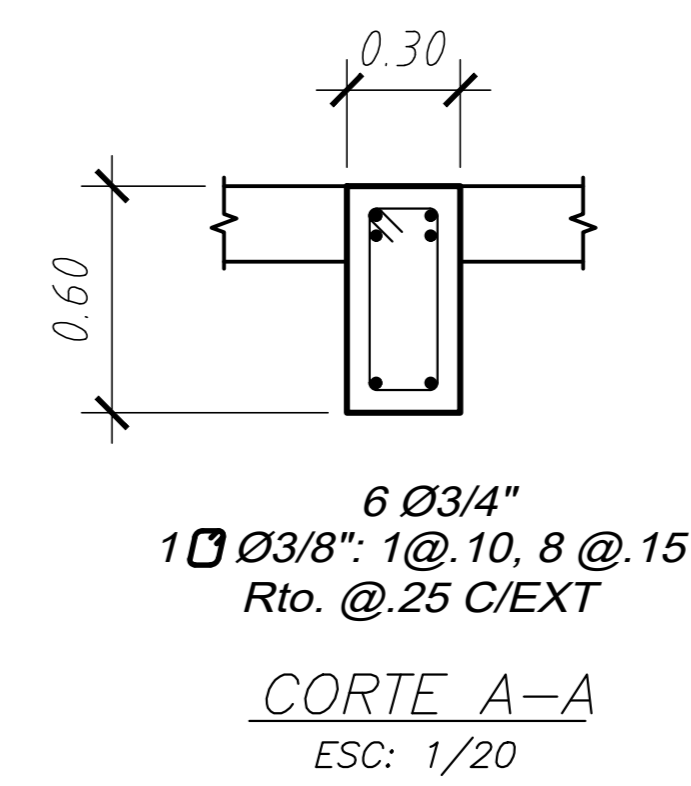
VIGA VT-04 (0.30x0.60) - 10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-05 (0.30x0.60) - 10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-06 (0.30x0.60) - 10° TECHO  
ESC: 1/20



PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

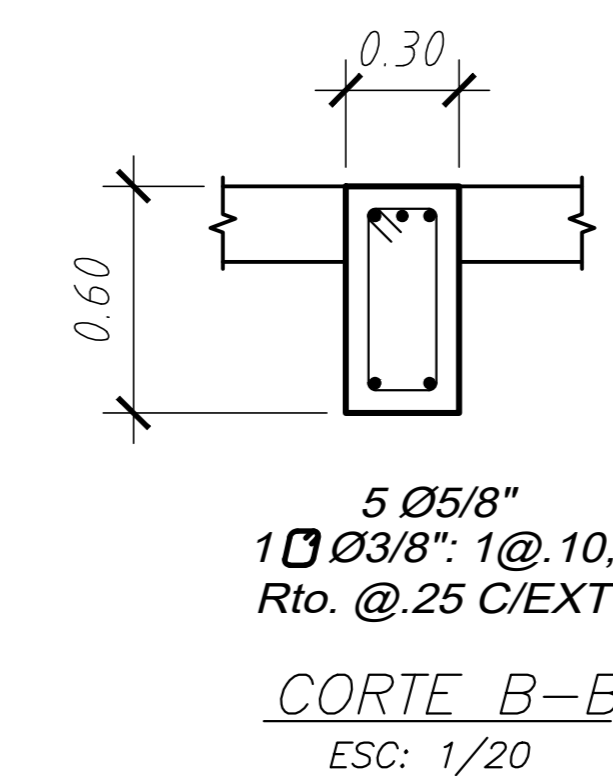
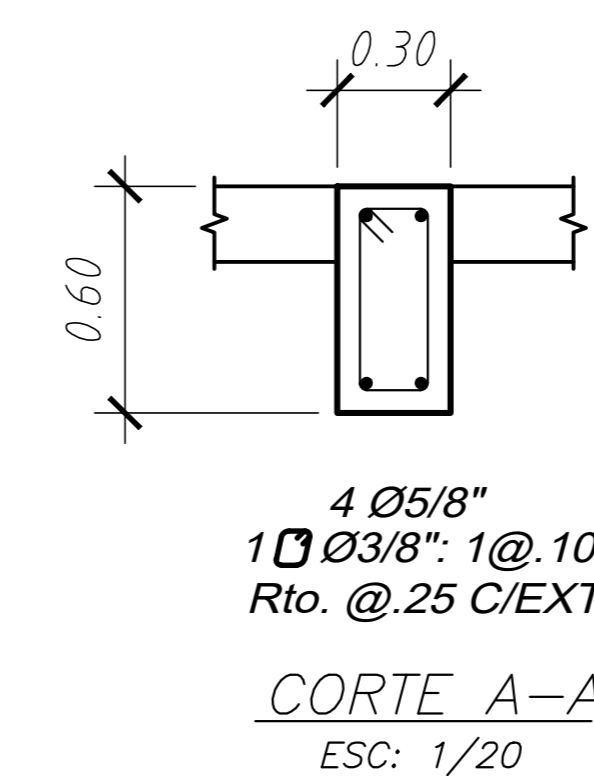
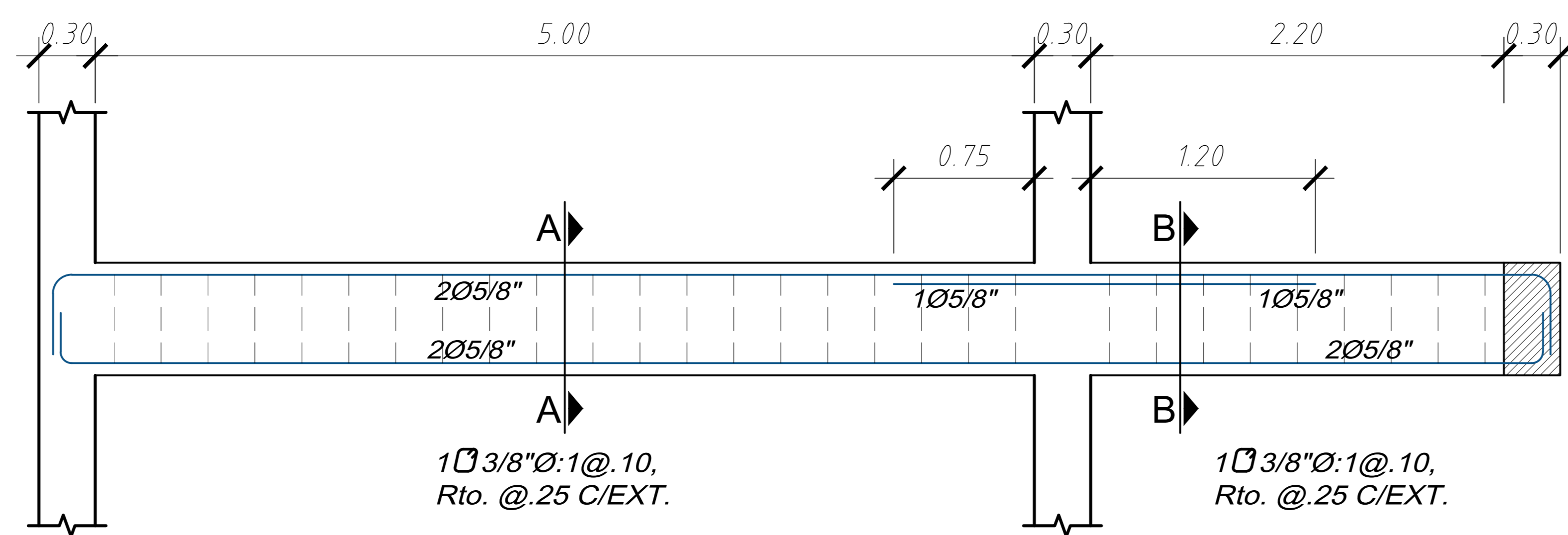
PLANO:  
VIGAS 5

DIBUJO:  
J.C.S.C

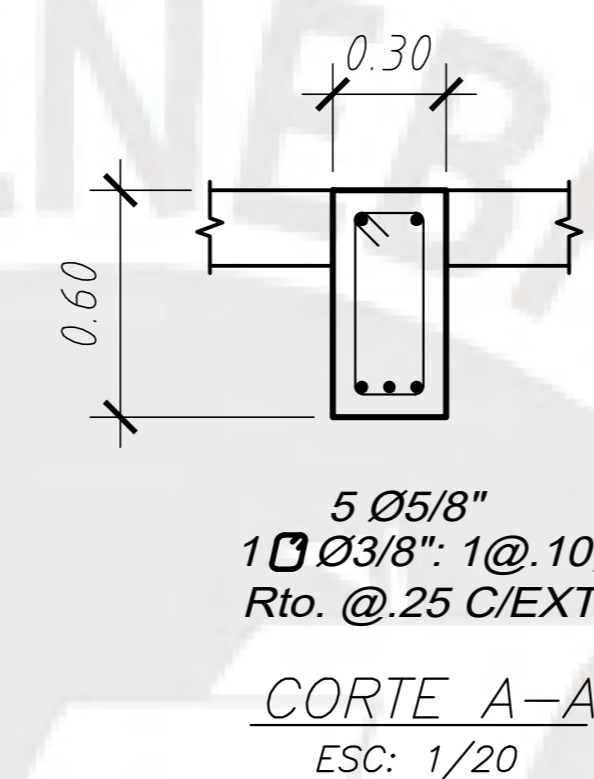
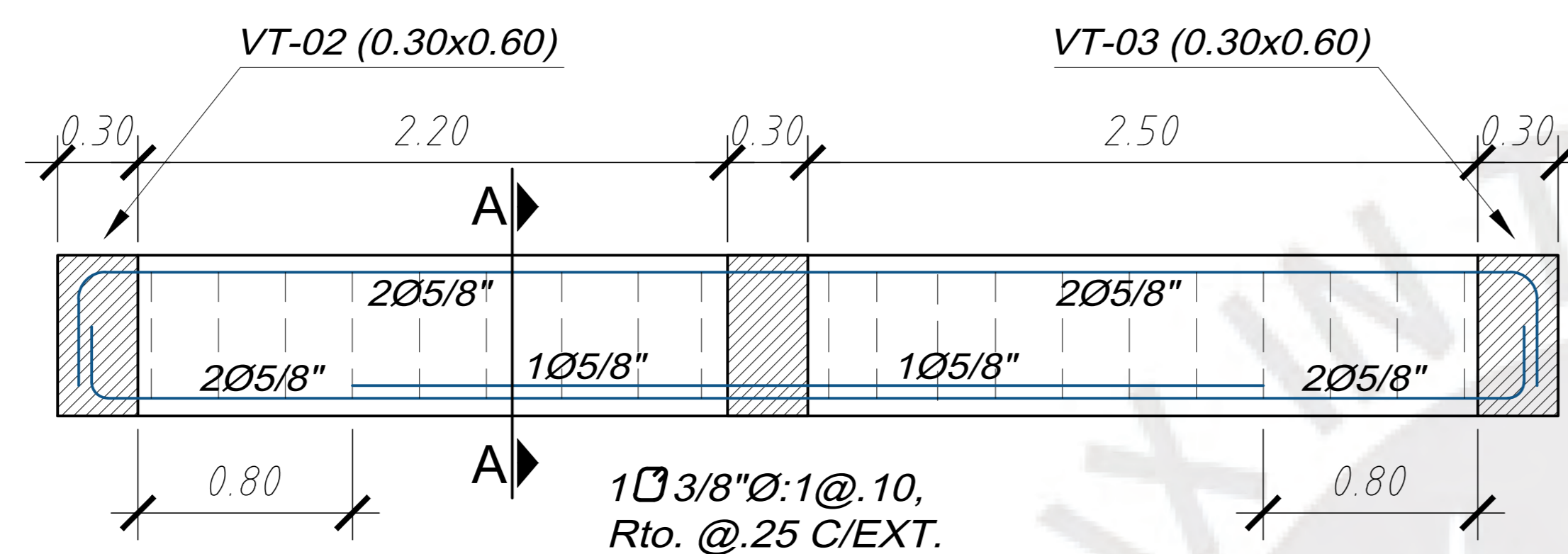
ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
11/03/2025

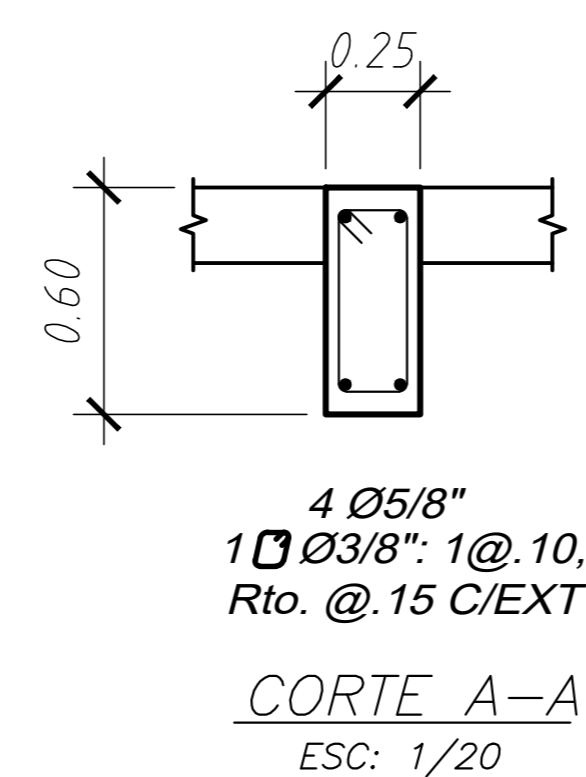
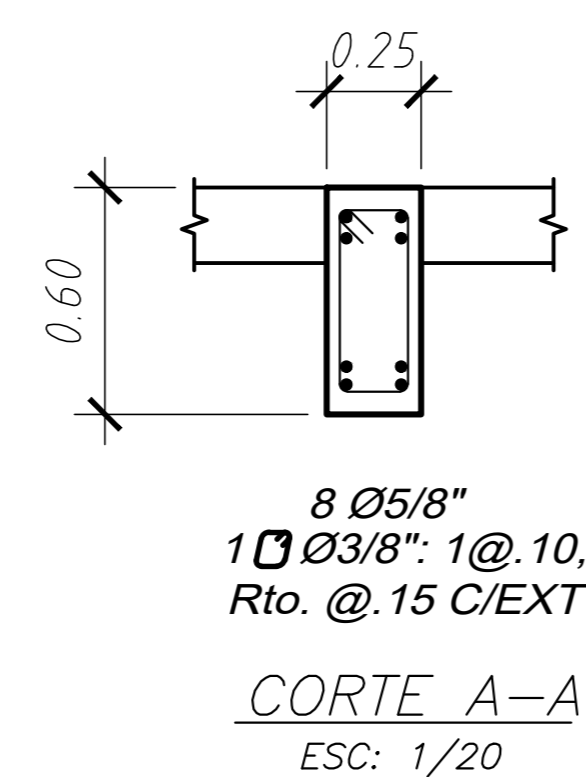
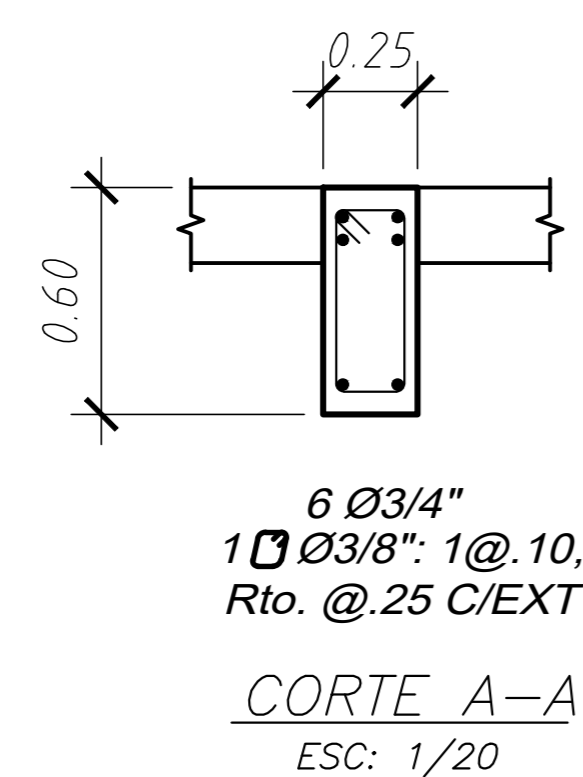
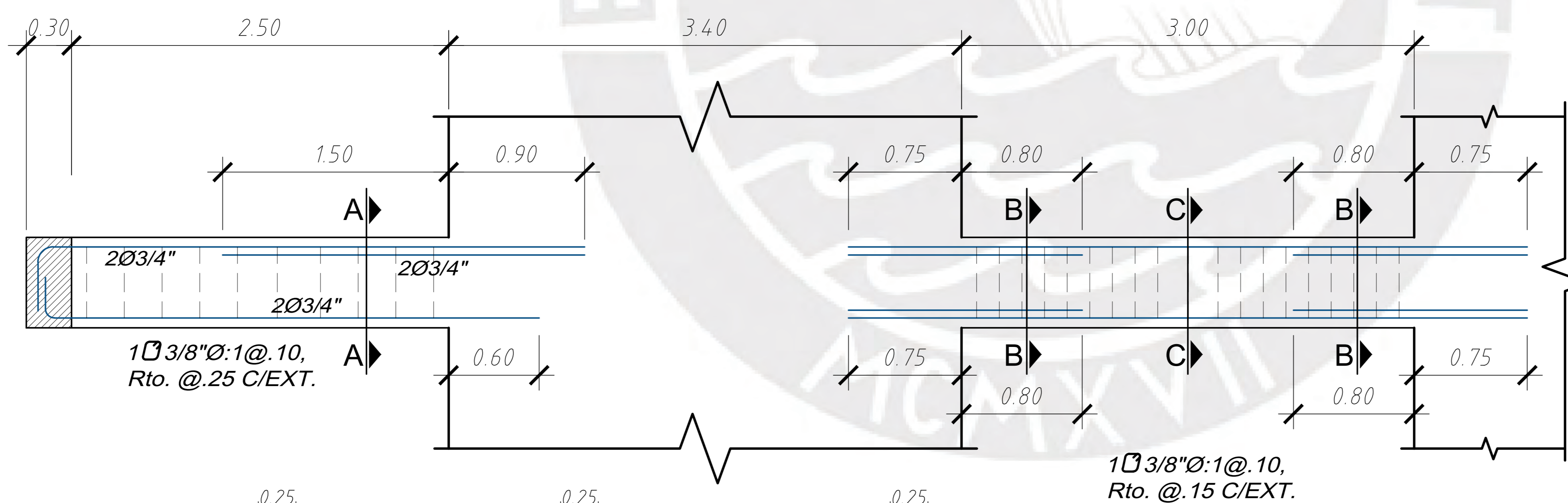
E-16



VIGA VT-08 (0.30x0.60) - 1°-9° PISO  
ESC: 1/20



VIGA VT-10 (0.30x0.60) - 10° TECHO  
ESC: 1/20



VIGA VT-11 (0.25x0.60) - 10° TECHO  
ESC: 1/20



PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA

PROYECTISTA:  
JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA

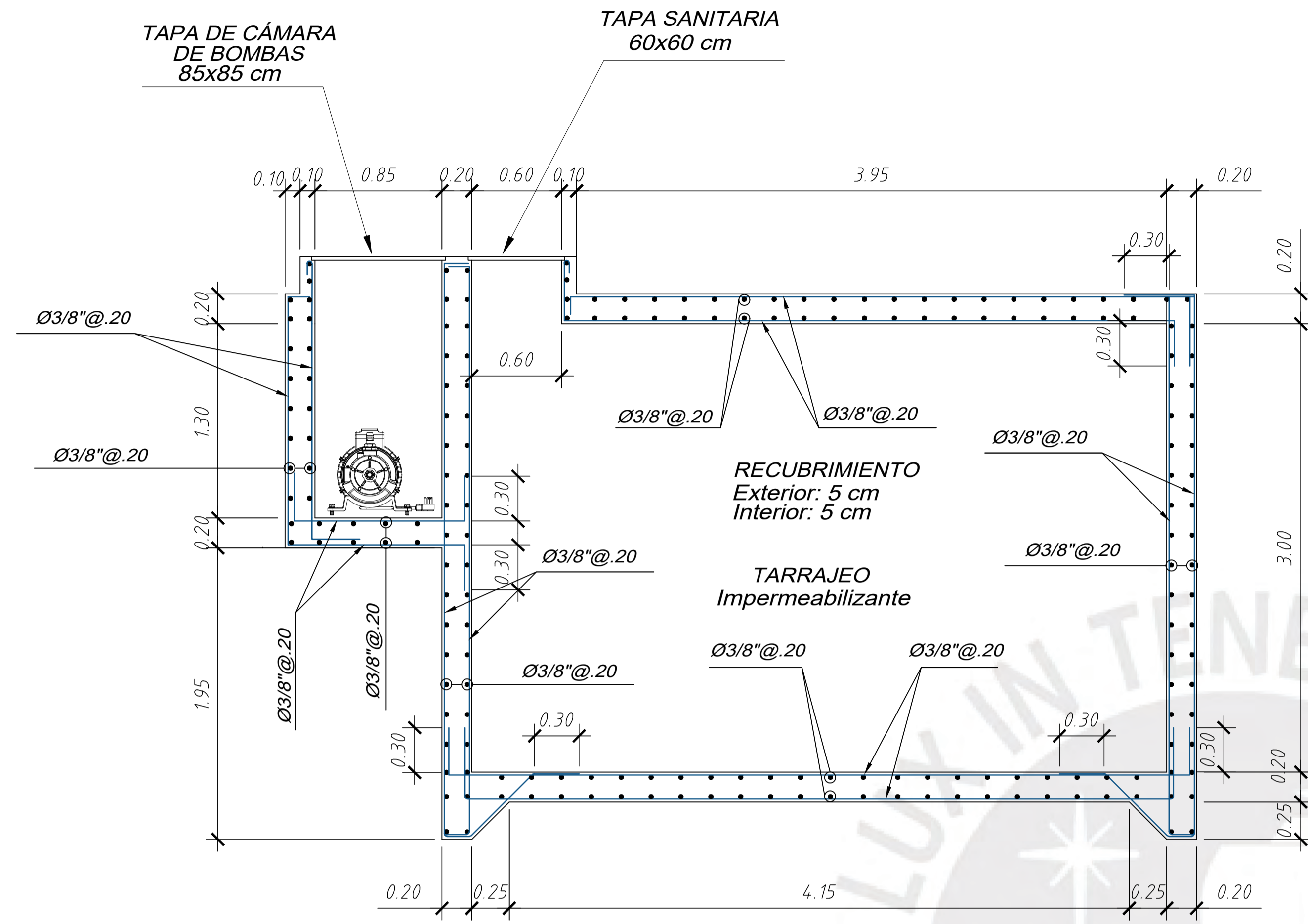
ASESOR:  
M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

PLANO:  
VIGAS 6

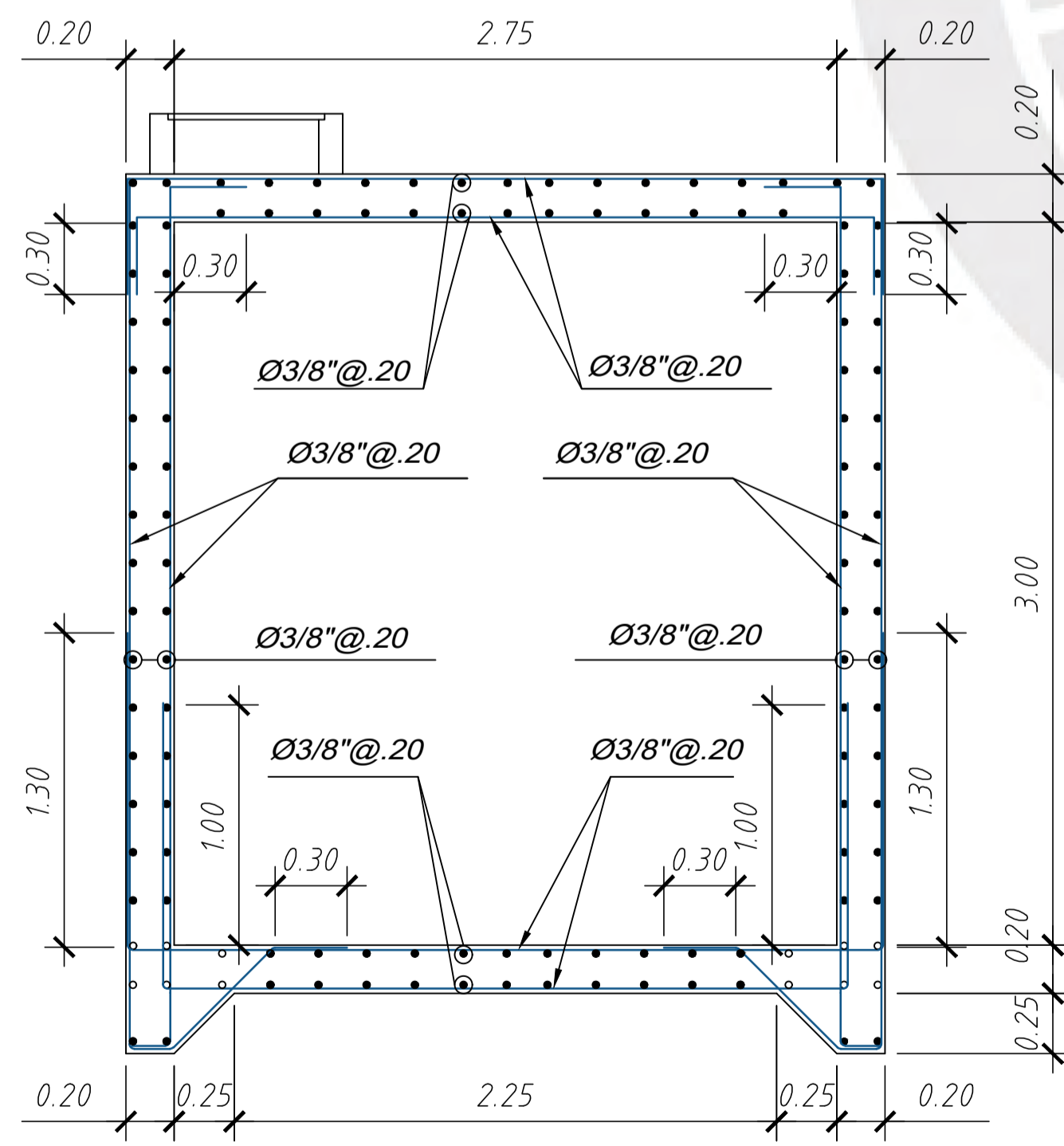
DIBUJO:  
J.C.S.C

ESCALA:  
INDICADA

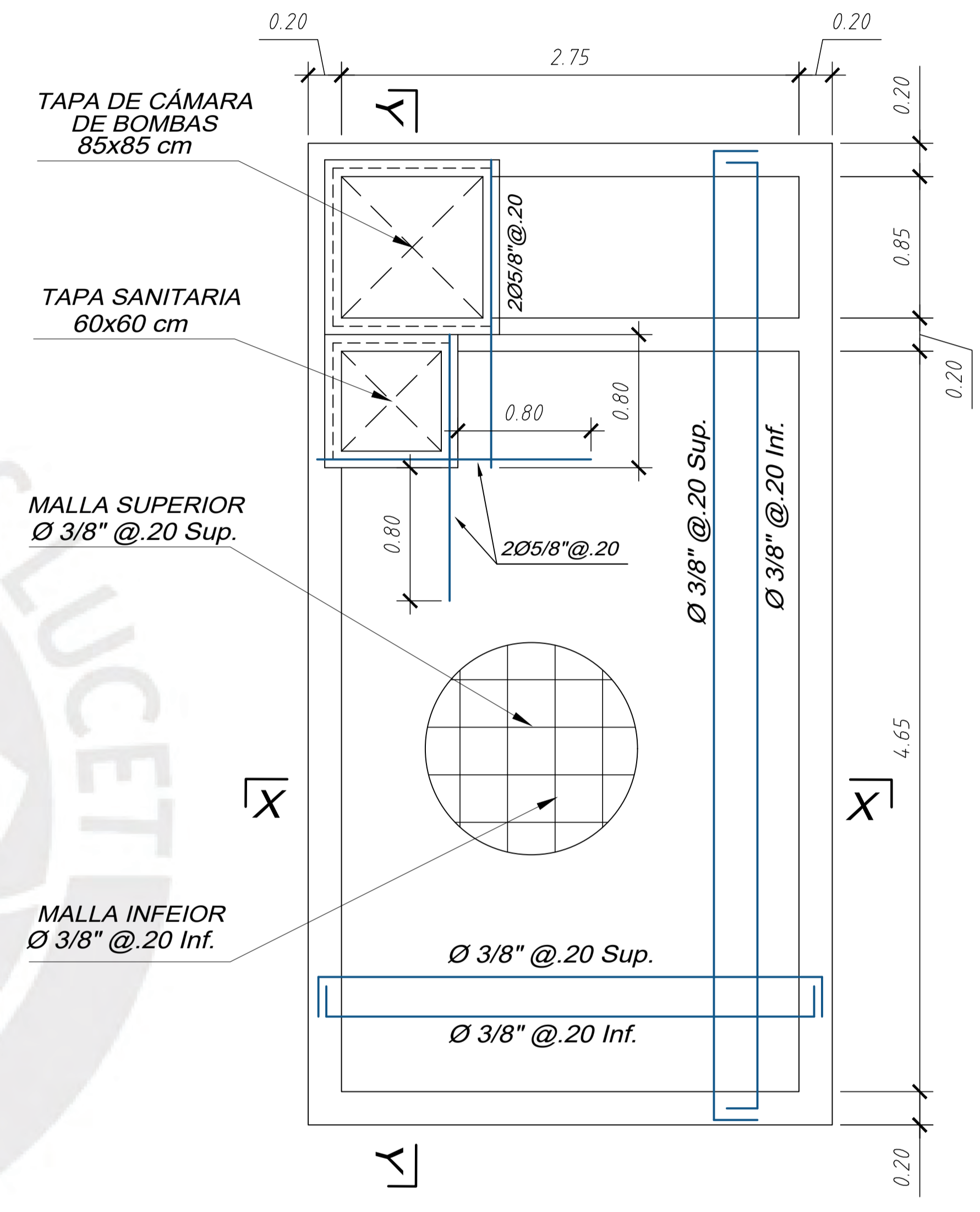
FECHA:  
11/03/2025




CORTE Y-Y  
ESC: 1/25

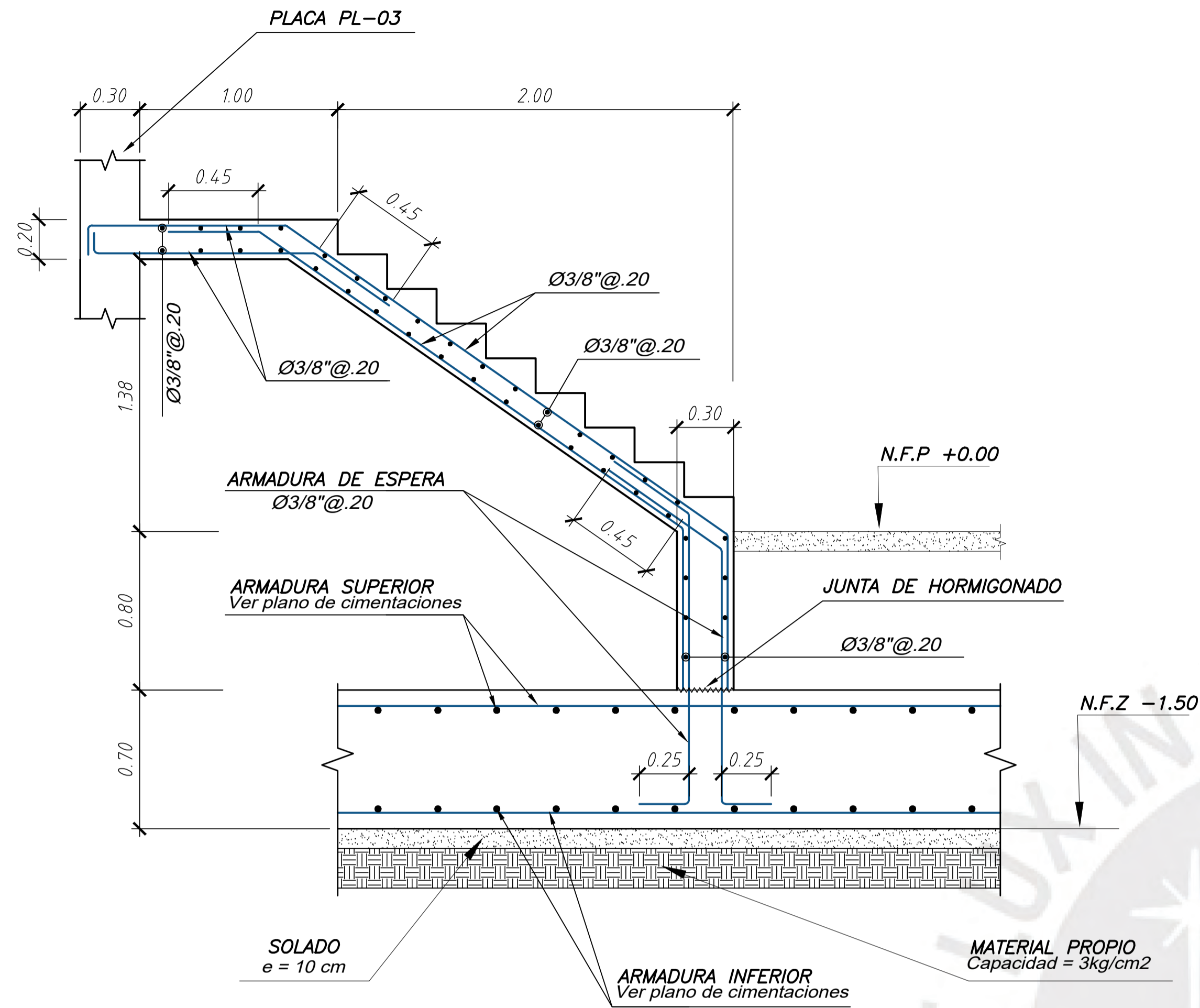


CORTE X-X  
ESC: 1/25

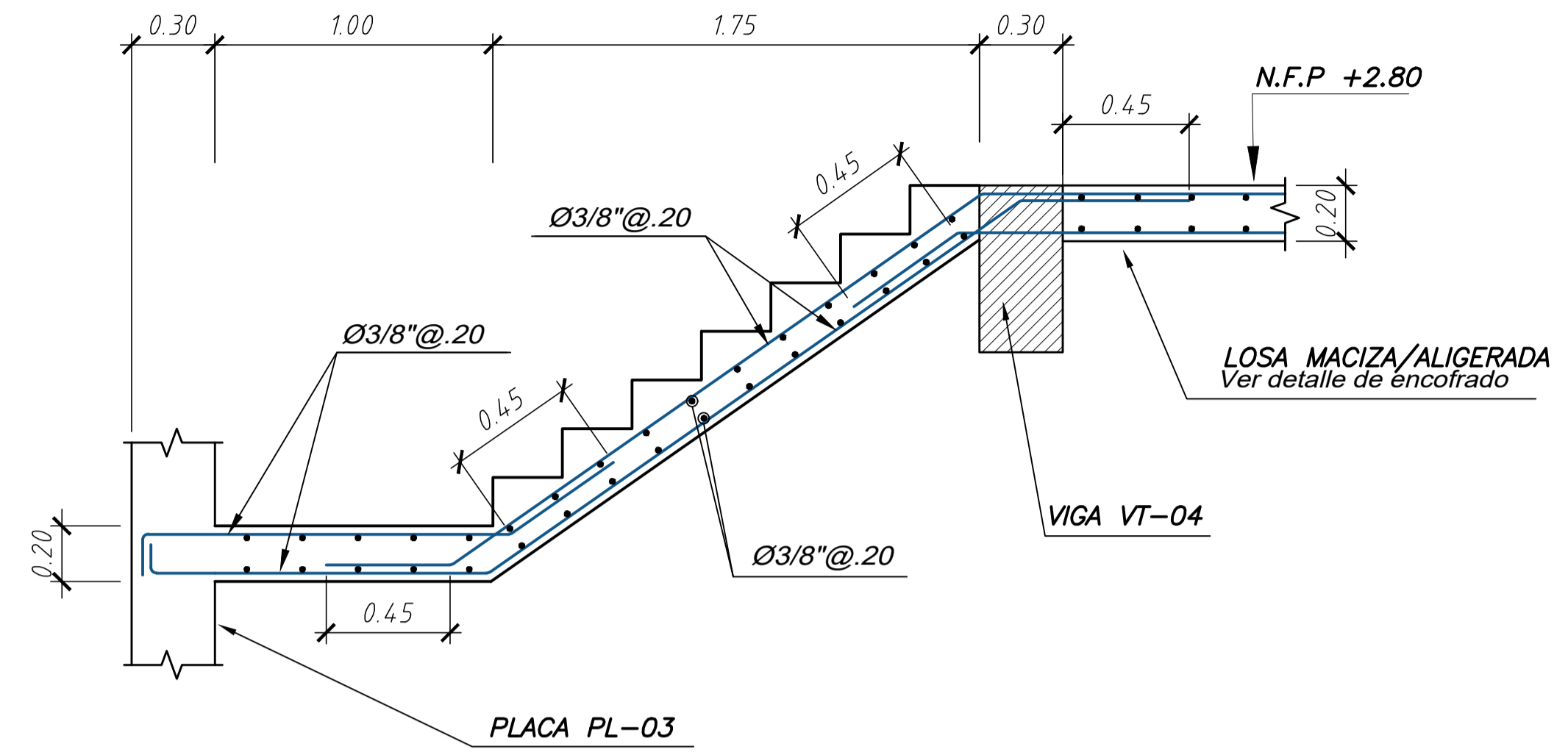


CISTERNA (VOL. 30.0m<sup>3</sup>)  
ESC: 1/25

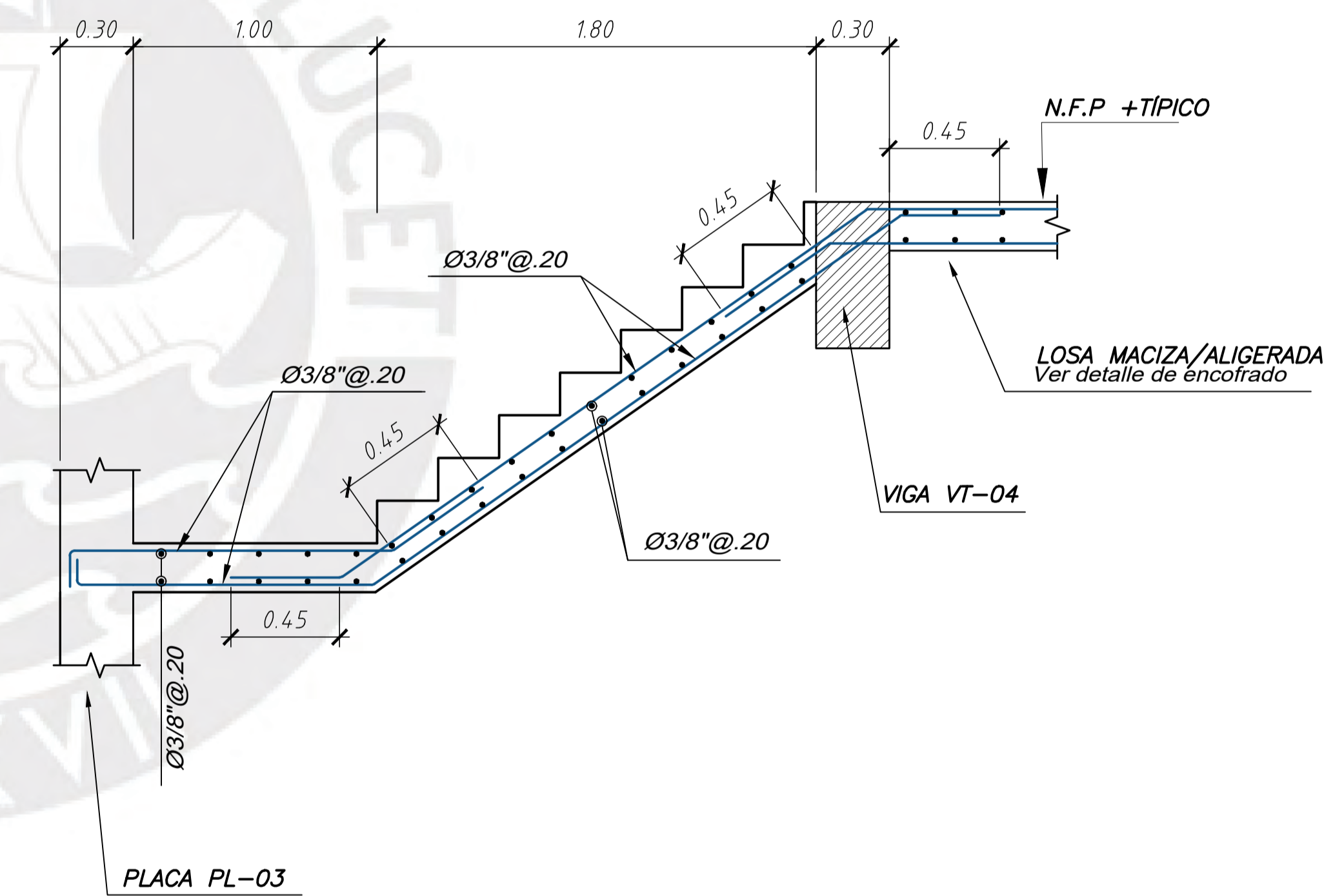
 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA		
	PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA		
	ASESOR: M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		
	PLANO: CISTERNA		
	DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: INDICADA	FECHA: 11/03/2025



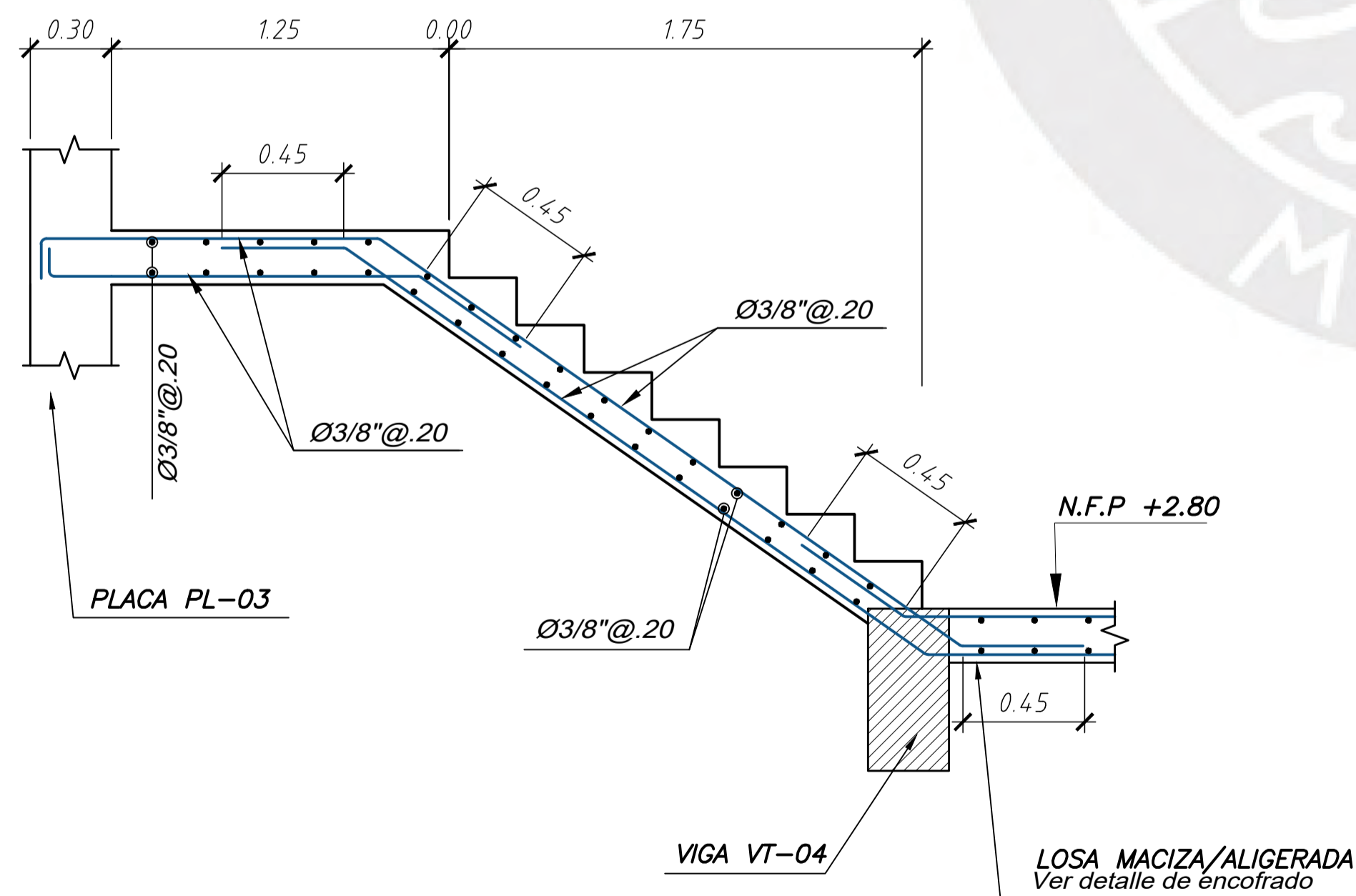
ESCALERAS – TRAMO 1 (PRIMER PISO)  
ESC: 1/20




ESCALERAS – TRAMO 2 (PRIMER PISO)  
ESC: 1/20



ESCALERAS – TRAMO 2 (PISO TÍPICO)  
ESC: 1/20



ESCALERAS – TRAMO 1 (PISO TÍPICO)  
ESC: 1/20

 <b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS EN LIMA	
	PROYECTISTA: JUAN CARLOS SALAZAR CASAFRANCA	
ASESOR: M.SC. EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA		<b>E-19</b>
PLANO: ESCALERAS		
DIBUJO: J.C.S.C	ESCALA: INDICADA	FECHA: 11/03/2025