

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS**

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

AUTOR:

Diego Alain Miranda Moya

ASESOR:

Wilson Edgar Silva Berríos

Lima – Perú

2021

RESUMEN

La presente tesis contiene el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos, sin sótanos, ubicado en el distrito de Surquillo, Lima.

El proyecto se gesta a partir de modificaciones a un proyecto de arquitectura existente, posteriormente se realizaron el análisis sísmico estático y dinámico espectral, luego se compararon las fuerzas en la base del edificio obtenidas de ambos análisis y finalmente se procedió a diseñar los elementos que componen la estructura.

El edificio tiene una altura total de 20.80m y está construido sobre un área de 195m²

La estructuración del edificio se realizó tomando en cuenta criterios de rigidez, simetría y continuidad en los elementos.

El modelo y análisis del edificio se realizó con ayuda del programa ETABS, en el cual se modelaron todos los elementos de concreto armado que corresponden al casco estructural. Finalmente, el diseño de los elementos se realizó de acuerdo a los parámetros de la Norma E.060.

Para el diseño de la cimentación se consideró, además de la zonificación sísmica, un suelo muy bueno, gravoso de 3.8 kg/cm² de capacidad portante. El sistema elegido fue de zapatas aisladas conectadas mediante vigas de cimentación. La cisterna enterrada se diseñó como una losa en dos direcciones siendo la carga actuante la presión del suelo.

El diseño fue realizado respetando los parámetros y consideraciones de las normas peruanas: Norma de Cargas E.020, Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060.

Este proyecto va dedicado a mis padres, por su constante apoyo, a mi familia en general por los ánimos. A las amistades que me brindaron apoyo y a mi asesor por brindar sus conocimientos durante el desarrollo de esta tesis.



Contenido

RESUMEN	2
CAPITULO 1: GENERALIDADES	10
1.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN	10
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA	10
1.2.1. Descripción de los Pisos	10
1.3. NORMAS TÉCNICAS CONTEMPLADAS.....	13
1.4. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO POR RESISTENCIA.....	14
1.4.1. Factores de Reducción de Resistencia – Resistencia de diseño	15
1.4.2. Factores de Amplificación de Carga	15
1.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	16
1.5.1. Propiedades Mecánicas del Concreto	16
1.5.2. Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo.....	17
1.5.3. Propiedades Mecánicas de la Albañilería	17
1.6. CARGAS UTILIZADAS	18
1.6.1. Carga Muerta (CM)	18
1.6.2. Carga Viva (CV).....	18
1.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	19
CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	20
2.1. GENERALIDADES	20
2.1.1. Estructuración.....	20
2.1.2. Predimensionamiento.....	23
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE TECHOS	23
2.2.1. Losas Aligeradas.....	23

2.2.2.	<i>Losas Macizas</i>	24
2.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	24
2.3.1.	<i>Vigas Peralgadas</i>	24
2.3.2.	<i>Vigas Chatas</i>	25
2.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	25
2.4.1.	<i>Ejemplo de Predimensionamiento de Columnas</i>	27
2.5.	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS.....	27
2.5.1.	<i>Ejemplo de Predimensionamiento de Placas</i>	28
2.6.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS.....	29
CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....		30
3.1.	ANÁLISIS DE SISTEMAS DE LOSAS.....	30
3.1.1.1.	<i>Losas Aligeradas</i>	30
3.1.2.	<i>Losas Macizas</i>	33
3.2.	ANÁLISIS DE VIGAS.....	36
3.3.	ANÁLISIS DE COLUMNAS.....	37
CAPITULO 4: ANALISIS SISMICO		41
4.1.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	41
4.1.1.	<i>Factor de Zona (Z)</i>	41
4.1.2.	<i>Perfiles de Suelo (S)</i>	41
4.1.3.	<i>Factor de Amplificación Sísmica (C)</i>	41
4.1.4.	<i>Factor de Uso (U)</i>	41
4.1.5.	<i>Coficiente Básico de Reducción (Ro)</i>	42
4.1.6.	<i>Factores de Irregularidad (Ia, Ip)</i>	42
4.1.7.	<i>Coficiente de Reducción Sísmica (R)</i>	42
4.1.8.	<i>Peso Sísmico</i>	42

4.1.9.	<i>Cortante Basal Estático</i>	43
4.2.	ANÁLISIS DINÁMICO	44
4.2.1.	<i>Modos de Vibración</i>	44
4.2.2.	<i>Espectro de Diseño</i>	44
4.2.3.	<i>Cortante Basal Dinámico</i>	45
4.2.4.	<i>Amplificación de Fuerzas Sísmicas</i>	45
4.2.5.	<i>Derivas de Entrepiso</i>	46
4.3.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	48
4.3.1.	<i>Verificación de Irregularidades</i>	48
4.3.2.	<i>Comprobación del Valor de R</i>	50
4.3.3.	<i>Comparación de Derivas del Análisis Estático y Dinámico</i>	51
4.3.4.	<i>Desplazamientos Máximos y Junta Sísmica</i>	52
CAPITULO 5: DISEÑO DE TECHOS		53
5.1.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	53
5.1.1.	<i>Diseño por Flexión</i>	53
5.1.2.	<i>Diseño por Cortante</i>	55
5.2.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	57
5.2.1.	<i>Diseño por Flexión</i>	57
5.2.2.	<i>Diseño por Cortante</i>	59
CAPITULO 6: DISEÑO DE VIGAS		61
6.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE VIGAS	61
6.1.1.	<i>Consideraciones Generales por Flexión</i>	61
6.1.2.	<i>Consideraciones Generales por Cortante</i>	61
6.2.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA	62
6.2.1.	<i>Diseño por Flexión</i>	63

6.2.2.	<i>Diseño por Cortante</i>	65
6.3.3.	<i>Diseño por Capacidad</i>	66
CAPITULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS		68
7.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE COLUMNAS	68
7.2.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	69
7.3.	DISEÑO POR CORTANTE	72
7.3.1.	<i>Ejemplo de diseño de una columna por cortante</i>	72
CAPITULO 8: DISEÑO DE PLACAS.....		73
8.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE PLACAS	73
8.2.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PLACA	76
8.2.1.1.	<i>Diseño por Flexocompresión</i>	76
8.2.2.	<i>Diseño por Cortante</i>	80
8.2.3.	<i>Elementos de Borde</i>	83
CAPITULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN		85
9.1.	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LA CIMENTACIÓN	85
9.2.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	85
9.3.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA.....	86
9.3.1.	<i>Verificación por Cargas de Gravedad</i>	87
9.3.2.	<i>Verificación por Cargas de Sismo</i>	88
9.3.3.	<i>Reacción Amplificada del Suelo</i>	88
9.3.4.	<i>Diseño por Cortante y Punzonamiento</i>	89
9.3.5.	<i>Diseño por flexión</i>	90
9.4.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE CIMENTACIÓN	91
9.4.1.	<i>Diseño por Flexión de Viga VC-2(.25x.90)</i>	94
9.4.2.	<i>Diseño por Cortante Viga VC-2</i>	95

CAPITULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	97
10.1. GENERALIDADES	97
10.2. DISEÑO DE ESCALERA	97
10.3. DISEÑO DE CISTERNA.....	99
COMENTARIOS	102
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	105



INDICE DE TABLAS:

<i>Tabla 1: Metrado de columna C1 en 1er Piso</i>	39
<i>Tabla 2: Metrado de columna C1 en Piso Típico</i>	39
<i>Tabla 3: Metrado de columna C1 en Azotea</i>	39
<i>Tabla 4: Cargas en servicio de columna C1 (.25x.60m)</i>	40
<i>Tabla 5: Pesos de cada diafragma obtenidos del modelo</i>	43
<i>Tabla 6: Modos de Vibración y Porcentaje de Masa Participativa</i>	44
<i>Tabla 7 Cortante dinámico en XX y YY</i>	45
<i>Tabla 8: Factor de amplificación en XX e YY</i>	46
<i>Tabla 9 Derivas máximas inelásticas en X</i>	47
<i>Tabla 10 Derivas máximas inelásticas en Y</i>	47
<i>Tabla 11 Verificación de irregularidad torsional en X</i>	48
<i>Tabla 12 Verificación de irregularidad torsional en Y</i>	48
<i>Tabla 13 Verificación de irregularidad de piso blando en X</i>	49
<i>Tabla 14 Verificación de irregularidad de piso blando en Y</i>	49
<i>Tabla 15 Verificación de irregularidad de Masa</i>	50
<i>Tabla 16 Cortante basal en muros y columnas en X</i>	50
<i>Tabla 17 Cortante basal en muros y columnas en Y</i>	50
<i>Tabla 18 Comparativa de Derivas máximas de los análisis estático y dinámico</i>	51
<i>Tabla 19 Desplazamientos máximos en X</i>	52
<i>Tabla 20 Desplazamientos máximos en Y</i>	52
<i>Tabla 21: Cargas Actuantes en la Base de Columna C1</i>	70
<i>Tabla 22: Combinaciones de Cargas Actuantes en la Base de Columna C1</i>	70
<i>Tabla 23: Casos de carga en la base de Placa P5</i>	78
<i>Tabla 24: Combinaciones de carga en la base de Placa P5</i>	79
<i>Tabla 25 Fuerzas y momentos en Zapata Z-3</i>	87
<i>Tabla 26 Diseño por Flexión Viga VC-2</i>	94

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 Planta arquitectónica de piso típico.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2 Estructuración de piso típico.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 3 Aligerado típico en una dirección.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 4: Franja de vigueta de losa aligerada.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 5: Carga Muerta en vigueta de aligerado.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 6: Carga viva en vigueta típica de aligerado.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 7: DMF de vigueta típica para combinación bajo cargas de servicio.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 8: Paño de losa maciza a analizar.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 9: Modelo 3D de losa maciza.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 10: DMF en dirección X en losa maciza.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 11: DMF en dirección Y en losa maciza.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 12: Modelo matemático de viga V-302.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 13: DMF en viga V-302 bajo combinación 1.4 CM+1.7 CV.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 14: DFC en viga V-302 bajo combinación 1.4 CM+1.7 CV.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 15 Área tributaria de columna C1(.25x.60).....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 16 Valores de C en función al periodo natural.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 17: Esquina entrante en X.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 18 Espectro de pseudo aceleraciones.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 19 Vigueta típica de aligerado a diseñar.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 20: DMF en vigueta bajo combinación 1.4CM+1.CV.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 21: DFC en vigueta típica bajo combinación 1.4CM+1.7CV.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 22: Desarrollo final de losa aligerada.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 23: Losa Maciza a diseñar.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 24 DMF en X en losa maciza.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 25 DMF en Y en losa maciza.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 26 DFC en dirección X losa maciza.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 27 DFC en dirección Y en losa maciza.....</i>	<i>60</i>

<i>Figura 28: Desarrollo final de la losa maciza.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 29: Vista en planta de viga V-505(.25x.45)</i>	<i>62</i>
<i>Figura 30: Modelo Matemático de Viga V-505(.25x.45)</i>	<i>63</i>
<i>Figura 31: Envolvente de Momento Flector en Viga V-505(.25x.45)</i>	<i>64</i>
<i>Figura 32: Envolvente de Cortante en Viga V-505(.25x.45)</i>	<i>65</i>
<i>Figura 33: Elevación final de viga V-505.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 34: Columna C1(.25x.60) en Planta.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 35: Ejes Locales de Análisis en Columna C1(.25x.60).....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 36: Diagrama de Interacción en la dirección 3-3 (Eje X)</i>	<i>71</i>
<i>Figura 37: Diagrama de Interacción en la dirección 2-2 (Eje Y)</i>	<i>71</i>
<i>Figura 38 Sección final de la columna C1</i>	<i>73</i>
<i>Figura 39: Placa P5 en planta.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 40: Dimensiones y ejes de la Placa P5.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 41: Sección y refuerzo vertical propuesto en Placa P5</i>	<i>77</i>
<i>Figura 42: Asignación de PIER a Placa P5 en Etabs.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 43: Diagrama de Interacción en M33 de Placa P5.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 44: Diagrama de Interacción en M22 de Placa P5.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 45 Elementos de Borde en Placa P5</i>	<i>83</i>
<i>Figura 46: Desarrollo Final de Placa P5.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 47 Diagrama triangular de presiones, cuando hay tracción en el suelo.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 48 Esquema de zapata centrada Z-3.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 49: Secciones críticas de diseño en zapata centrada</i>	<i>89</i>
<i>Figura 50: Ubicación de viga de cimentación VC-02.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 51: Corte de Zapata Z7 en la Placa P2</i>	<i>92</i>
<i>Figura 52 DMF de viga VC-02</i>	<i>92</i>
<i>Figura 53: Modelo 3D de la viga de cimentación VC-02.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 54 DFC Viga VC-2</i>	<i>95</i>
<i>Figura 55: Desarrollo final viga VC-02</i>	<i>96</i>

Figura 56 Modelo Simplificado y Cargas Actuantes98

Figura 57 Elevación de 1er Tramo de Escalera99

Figura 58 Planta y corte final en cisterna 102



CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. Características Principales de la Edificación

Este proyecto se basó en un edificio multifamiliar de 8 pisos, sin sótanos, ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de Surquillo.

El edificio está compuesto por 15 departamentos, distribuidos a razón de 2 departamentos por piso con excepción del primer piso donde se encuentran ubicados un departamento y una bodega. Los estacionamientos para los propietarios se ubican en un lote adyacente al edificio que no será incluido en este trabajo de tesis.

1.2. Descripción de la Arquitectura

La arquitectura del edificio presenta los módulos repetitivos.

El edificio cuenta con un solo acceso principal, peatonal, que conduce a una sala estar y posteriormente al ascensor y escaleras que comunican a los pisos superiores.

El área del terreno sobre el cual se va a construir es de 210 m²

El primer piso se divide en dos áreas, una compuesta por una bodega, al lado se encuentra el hall y la sala de espera, la otra área comprende un departamento de 82.40 m². Los pisos del 2° al 8° tienen áreas construidas de 177.31 m² que da como resultado un área construida total de 1,436.11 m².

1.2.1. Descripción de los Pisos

El primer piso comprende los siguientes ambientes:

Bodega, hall de ingreso, sala de espera, y escalera principal que da acceso a los pisos superiores.

Dpto. 101, con un área de 82.40 m². Tiene comedor, sala, baño completo, cocina – lavandería, patio, dormitorio principal con baño completo y terraza, dormitorio, terraza y estudio.

Planta típica: del 2° al 7° piso

Comprende los siguientes ambientes:

Dptos. 201 al 701 y del 202 al 702. Tiene comedor, sala, baño completo, cocina – lavandería, dormitorio principal con baño completo, dormitorio, terraza, hall y estudio.

Planta 8° piso

Dpto. 801 y 802. Posee: Cocina – lavandería, escritorio, escalera interior que sube a la azotea, dormitorio con closet, baño completo, dormitorio principal con closet y baño completo, hall, sala y comedor

Cuarto de máquinas (ascensor) y plataforma para tanque elevado.



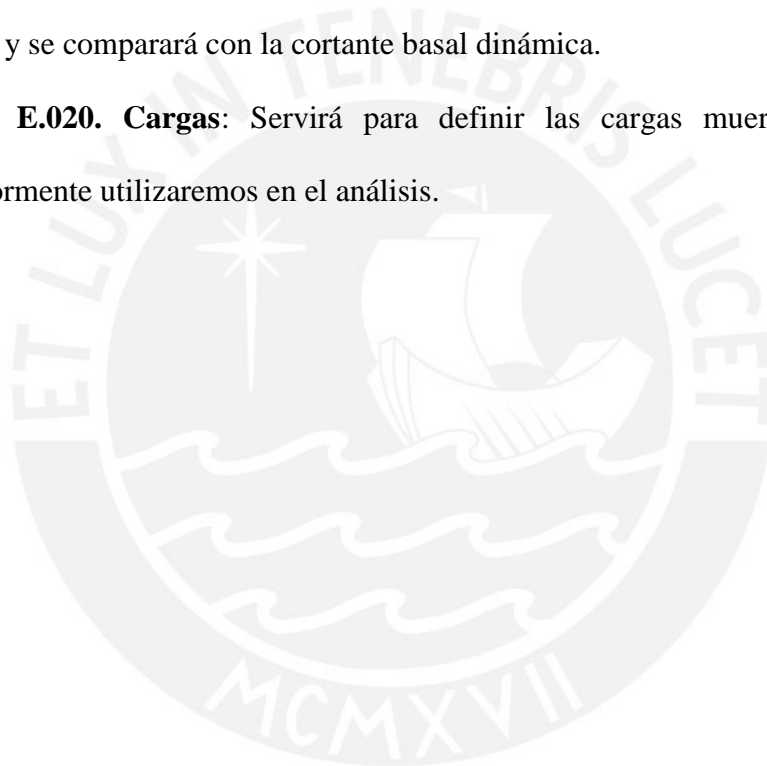
1.3. Normas Técnicas Contempladas

Las normas usadas en este proyecto son las siguientes:

Norma E.060. Concreto Armado: En el presente proyecto esta norma nos servirá para realizar un adecuado diseño de los elementos estructurales que componen el edificio dentro de los parámetros establecidos en el Diseño por Resistencia

Norma E.030. Diseño Sismorresistente: Nos será útil para el análisis sísmico estático y dinámico del edificio, así como para utilizar un modelo de masas concentradas y posteriormente realizar el análisis modal. Finalmente se hallará la cortante basal estática y se comparará con la cortante basal dinámica.

Norma E.020. Cargas: Servirá para definir las cargas muertas y vivas que posteriormente utilizaremos en el análisis.



1.4. Aspectos Generales del Diseño por Resistencia

El diseño por resistencia consiste básicamente en un diseño por estados límites, con la particularidad que se centra específicamente en los estados límites últimos.

El elemento estructural soportara de manera segura las cargas actuantes si se cumple lo siguiente:

$$Resistencia\ de\ diseño \geq Resistencia\ requerida \quad \dots (1)$$

Puesto que las resistencias y las cargas son variables aleatorias independientes, se ha plasmado en una ecuación la variabilidad de las resistencias y las cargas, dentro de esa variabilidad se toma en cuenta la posibilidad de que la resistencia sea menor a la calculada y de que las cargas sean mayores a los calculados por diversos factores, dicha ecuación tiene esta forma:

$$\emptyset R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n \quad \dots (2)$$

Donde:

$\emptyset R_n$: Resistencia de diseño o resistencia suministrada

\emptyset : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad

R_n : Resistencia Nominal. Correspondiente a la calculada en una sección del elemento, mediante un modelo mecánico frente a una determinada sollicitación o combinación de sollicitaciones, se utilizan los valores nominales de las resistencias especificadas del concreto y acero, las dimensiones del elemento y el refuerzo especificado en los planos.

$S_1, S_2, S_3 \dots$: Efecto de las cargas en servicio (muertas, vivas, empuje de líquidos, tierra, sismo, etc.)

C_1, C_2, C_3 : Factores de amplificación de cargas

Antes de listar las ecuaciones de amplificación de cargas, procederemos a definir brevemente que son los factores de reducción y los factores de amplificación (cargas).

1.4.1. Factores de Reducción de Resistencia – Resistencia de diseño

Son factores que afectan a las resistencias **nominales**, son menores que la unidad y toman en cuenta las siguientes incertidumbres:

- *Variabilidad en la Resistencia*
- *Consecuencias de la falla del elemento*
- *Tipo de falla del elemento*

A continuación, mostraremos los factores de reducción (ϕ) utilizadas en la Norma Peruana E.060.

Flexión	0.90
Tracción y Flexo tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y Flexo-compresión	0.70 (elementos con estribos)

1.4.2. Factores de Amplificación de Carga

Las cargas de servicio se verán amplificadas en algún momento de la vida útil de la estructura, no obstante, esta tiene una baja probabilidad de ocurrencia, estas ampliaciones se basan en factores que presentan variabilidad tomando en cuenta lo siguiente:

- *Variabilidad de las cargas*
- *Grado de precisión en los métodos de análisis*

En el presente proyecto las cargas involucradas en el diseño serán cargas de gravedad, cargas de sismo y empuje de suelos para el caso de la cisterna cuyos factores de amplificación son los siguientes:

- *Cargas muertas y vivas*

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

- *Cargas de sismo*

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

- *Empuje de suelos*

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

1.5. Propiedades Mecánicas de los Materiales

1.5.1. Propiedades Mecánicas del Concreto

Resistencia a la compresión

Definido como f'_c , es la resistencia nominal a la compresión especificada en los planos y para el presente diseño tendrá un valor de 210 Kg/cm²

Resistencia a la tracción

También llamada resistencia en tracción directa o resistencia en tracción por flexión, es una magnitud muy variable, no obstante, tomando en cuenta la Norma E0.60, utilizaremos la siguiente expresión:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Resistencia al corte

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, según la Norma E.060 de Concreto Armado, se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, y:

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

Para elementos sometidos a compresión axial.

Módulo de elasticidad

Para efectos del proyecto en estudio, y tomando como base la Normal E060, se calculará E_c mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Módulo de Rigidez al esfuerzo cortante

Para efectos prácticos usaremos la expresión:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \mu)}$$

Donde $\mu = 0.15$

1.5.2. Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo

Se utilizará acero de Grado 60 de la Norma ASTM A615 cuyas propiedades son las siguientes:

Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo ultimo	$f_u = 6,300 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_a = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

1.5.3. Propiedades Mecánicas de la Albañilería

Para el diseño de tabiques y parapetos, se utilizará ladrillo King Kong de fabricación industrial hechos de arcilla, con huecos cuyas propiedades son las siguientes:

Resistencia característica a la compresión	$f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo ultimo	$E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

1.6. Cargas Utilizadas

Las cargas que se usara en el análisis y diseño serán las siguientes:

Carga Muerta: Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, estas son, por ejemplo: el peso propio de la estructura, así como el peso de los elementos añadidos posteriormente, tabiques, acabados, maquinaria de ascensor, tanque elevado, etc.

Carga Viva: Son cargas gravitacionales de carácter móvil que actúan durante la vida útil de la estructura, que pueden también actuar de manera temporal, entre estas tenemos, por ejemplo: el peso de los ocupantes, muebles, agua, equipos removibles, agua en cisterna, etc.

Carga de Sismo: Cargas horizontales y verticales producto de la aceleración del suelo

Empuje de Suelos: Cargas horizontales producto del empuje activo y pasivo del suelo

1.6.1. Carga Muerta (CM)

Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería Hueca	1800 kg/m ³
Aligerado (h=20cm)	300 kg/m ²
Losa Maciza (h=20cm)	480 kg/m ²
Acabados (Piso terminado)	100 kg/m ²
Tabiquería	200 kg/m ²

1.6.2. Carga Viva (CV)

Sobrecarga en viviendas	200 kg/m ²
Sobrecarga en escaleras y corredores	200 kg/m ²
Sobrecarga en azoteas	100 kg/m ²

1.7. Características de los Elementos no Estructurales

La arquitectura del edificio está constituida, además de los elementos estructurales, por una densidad moderada de tabiquería. En el análisis se optó por no integrarlo al modelo estructural para evitar problemas de piso blando o torsión, no obstante, se considerará como carga muerta por metro cuadrado.

Dichos tabiques están distribuidos casi de forma uniforme en los ambientes, se utilizará ladrillo de arcilla para su construcción y en la práctica constructiva se aislará debidamente de los pórticos y placas de concreto.



CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Generalidades

2.1.1. Estructuración

Los elementos estructurales resistentes en este proyecto son placas y pórticos de concreto armado.

Se empieza colocando los ejes estructurales, en el sentido paralelo a la fachada tenemos los ejes del A al C, en el sentido transversal los ejes numéricos del 1 al 7.

Las columnas, como elementos transmisores de cargas, se han distribuido buscando la simetría en X y en Y, naciendo desde la cimentación hasta el último techo sin perder la continuidad vertical, asimismo se colocaron evitando en la medida de lo posible, interrumpir en los ambientes de mayor circulación. Las dimensiones de las columnas son en su mayoría de 30x60 cm.

Las placas se ubicaron principalmente en el perímetro de la edificación, alternando los paños de tal manera de tener en un eje perimetral placas seguidas de un pórtico, esta disposición de placas le confiere rigidez y ductilidad en la dirección Y. Asimismo se aprovechó en los ejes de los extremos de la dirección X en colocar placas que se conecten a pórticos, de tal manera de obtener placas en las 2 direcciones y ubicadas en la zona perimetral. La caja del ascensor también fue aprovechada para colocar una placa en forma de C, que conecta un pórtico en el eje Y, y con losas macizas en el eje X. El espesor de las placas es de 25cm.

Las vigas peraltadas fueron ubicadas principalmente en el eje X, formando pórticos con columnas y placas, estas se tienen dimensiones en su gran mayoría de 25x45cm, y soportan las viguetas de los aligerados. En el eje Y se estructuró 3 grandes pórticos de vigas conectadas con placas.

Las vigas chatas serán colocadas paralelas a la dirección del aligerado y con un ancho dependiendo de la carga de tabiquería que este soportando.

Los techos se estructuraron como aligerados en una dirección, paralelo al eje Y en la mayoría de los paños, con excepción en la zona de las escaleras y ascensor por tener mayores aberturas, asimismo es la zona donde se concentrarán la mayor cantidad de esfuerzos. El espesor de las losas es de 20cm.

Las escaleras son losas macizas inclinadas que trabajan bajo cargas de gravedad, el aporte de estas frente a cargas sísmicas es prácticamente despreciable.



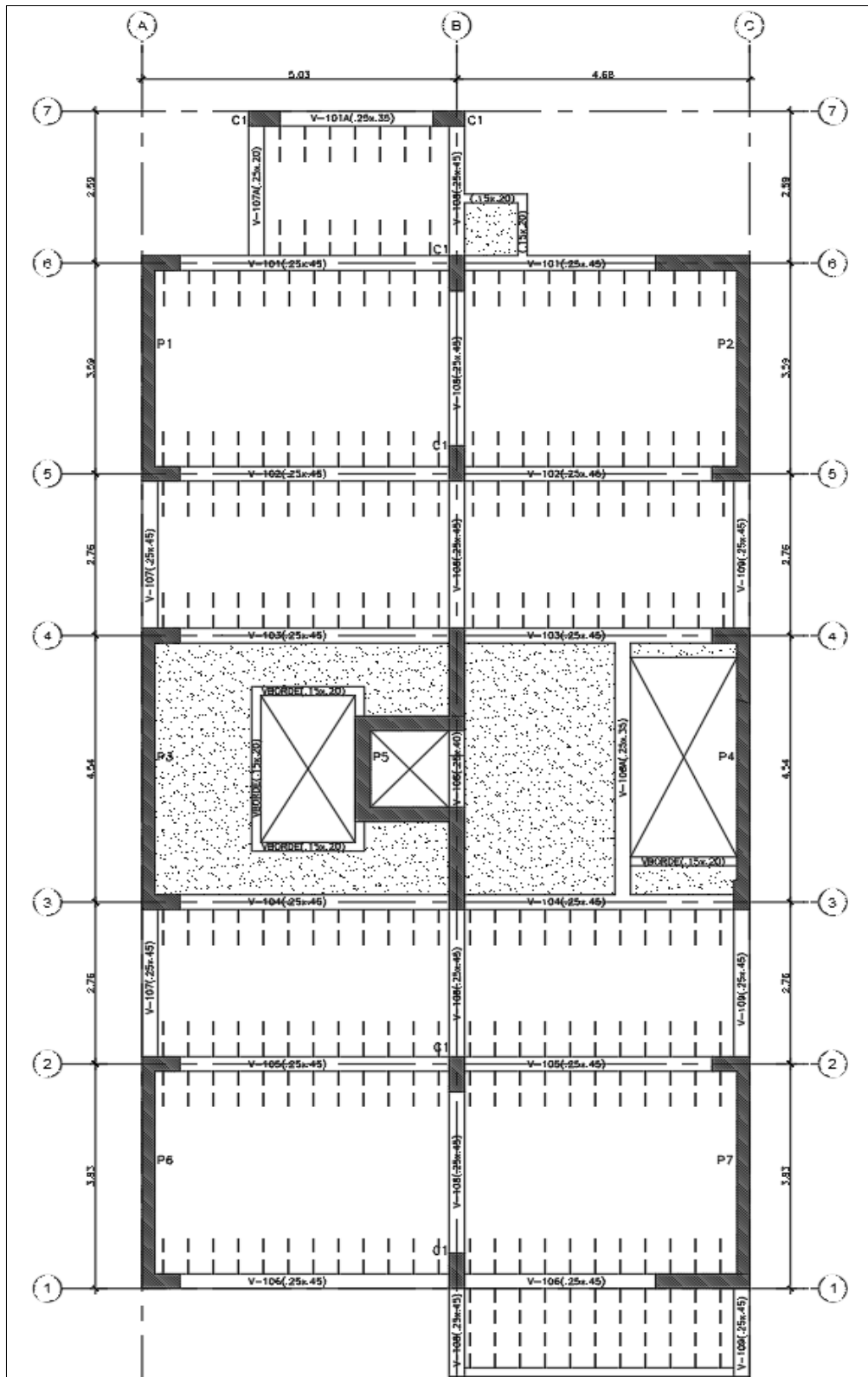


Figura 2 Estructuración de piso típico

2.1.2. Predimensionamiento

Esta etapa del proyecto contempla las dimensiones recomendadas de los elementos estructurales, tomando en cuenta principalmente el buen comportamiento de la edificación frente a las cargas gravitatorias y sísmicas.

2.2. Predimensionamiento de Techos

2.2.1. Losas Aligeradas

Las losas aligeradas en el edificio sido armadas en la menor dimensión en cada paño.

El peralte de la losa se dimensionó tomando en cuenta las siguientes recomendaciones para evitar la verificación de deflexiones.

Peralte (h) $\geq l_n / 25$

Luces menores a 7.5m

Sobrecargas menores a 350 kg/cm²

Estas recomendaciones fueron obtenidas de la Norma E.060 de Concreto Armado y del libro *Estructuración y diseño de Edificios de Concreto Armado* del Ing. Antonio Blanco Blasco.

En el edificio la luz libre máxima de una vigueta de aligerado es de 3.45m y la sobrecarga en ese entrepiso es de 200 kg/m², por tanto, cumple con las exigencias mínimas y no será necesario verificar por deflexiones.

Con un aligerado de 17cm pudo ser suficiente, no obstante, debido a que algunos paños de aligerado se encuentran en las zonas de los baños y estas son atravesadas por tuberías de desagüe de 4"; se optó por colocarlo de 20cm

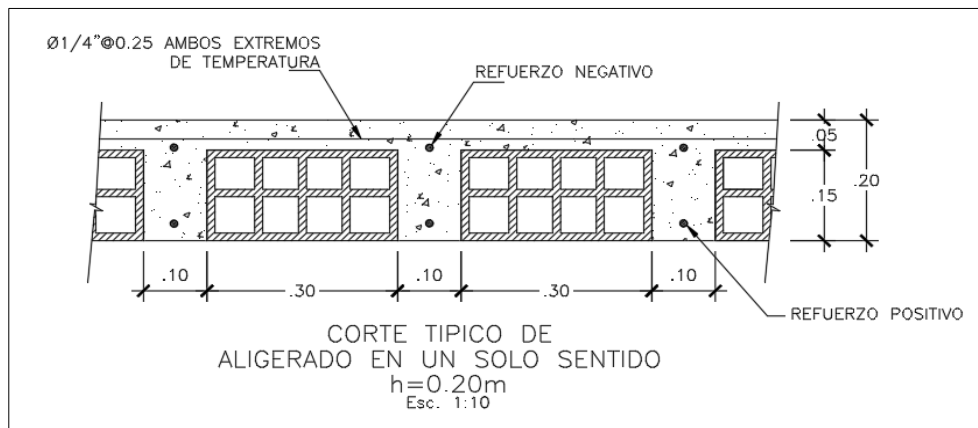


Figura 3 Aligerado típico en una dirección

2.2.2. Losas Macizas

Para el pre dimensionamiento del peralte “h” de las losas macizas, se siguen las recomendaciones de la Norma E.060. De Concreto Armado para evitar la verificación por deflexiones.

$$h \geq l_n / 30$$

$$h \geq \text{perímetro} / 180$$

Siguiendo con esta recomendación, dado que tenemos una zona comprendida entre los ejes 4 y 5 y los ejes A y B, con una luz libre máxima de 4.70m; deberíamos usar una losa maciza de $h = 4.70/30 = 0.16\text{m}$. Podríamos colocar una losa llena de 17 cm, no obstante, la zona de la escalera y el ascensor se obtienen esfuerzos importantes en el análisis, asimismo para mejorar el comportamiento de la losa como diafragma rígido se optó por colocar una losa de 20cm armada en dos direcciones.

2.3. Predimensionamiento de Vigas

2.3.1. Vigas Peraltadas

Para el predimensionamiento de vigas se empleó el criterio de peraltes del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo el espesor de techo; mientras que el ancho debe estar aproximadamente entre el 30% y 50% del peralte.

La Norma Peruana establece que para vigas que formen pórticos sismorresistentes, el ancho no debe ser menor de 25cm.

En el presente proyecto tanto en el primer piso como en los demás pisos, la luz mayor existente es de 4.30m, por lo tanto, hemos considerado un peralte de 45cm y un ancho de 25cm.

La Norma E-060 nos otorga unos requisitos que la sección debe cumplir para asegurar el comportamiento adecuado de una viga de pórtico sismo-resistente, así como también para controlar la deflexión.

2.3.2. Vigas Chatas

Para predimensionar las vigas chatas, se debe verificar que la sección escogida pueda soportar el peso del tabique, esto se realiza comprobando que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de la viga sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c) que pueda soportar la viga sin necesidad de colocar acero de refuerzo.

Debido a la moderada densidad de tabiques en el edificio en análisis, hemos optado por tener distintas secciones de vigas chatas: de 25x20cm para contener la tabiquería, Otra función de esas vigas es confinar y reforzar ductos en las losas.

2.4. Predimensionamiento de Columnas

La Norma E-060 en el capítulo 21 especifica que las columnas con responsabilidad sísmica deben tener un ancho mínimo de 25cm.

Para el caso de fuerzas sísmicas, donde se producirán grandes momentos flectores se trata de tener columnas de gran peralte en la dirección del sismo; por otro lado, para cargas de gravedad predominara la carga axial, por lo que se buscara tener mayor sección en la columna.

Como el edificio cuenta con muros de corte en ambas direcciones, estos absorberán gran parte de las fuerzas laterales, por tal motivo se puede dimensionar inicialmente las columnas bajo cargas de gravedad suponiendo un área igual a:

$$A_g = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'_c}$$

Y para columnas esquineras:

$$A_g = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'_c}$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección de la columna

P = Carga axial en servicio, que para una primera estimación se tomara el valor de 1.0 Ton/m²

Luego de realizar el predimensionamiento por carga axial, se procede a verificar las condiciones de pandeo mediante la siguiente expresión:

$$\delta 1 = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1 \quad \dots (3)$$

Carga Crítica de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{ef}}{l_n^2} \quad \dots (4)$$

Donde:

I_{ef} = Inercia efectiva (agrietada) = Inercia / 5

Asumiendo $C_m = 0.4$ (curvatura doble), columnas biarticuladas y combinando (3) con (4) obtenemos la siguiente desigualdad:

$$\phi P_c > 1.67 P_u \quad \dots (5)$$

Que es lo que se debe verificar para que la columna no presente problemas de pandeo.

2.4.1. Ejemplo de Predimensionamiento de Columnas

Tomaremos como ejemplo una columna central del primer piso comprendida entre los ejes B y 5

Un primer método de estimar es asumir un valor de carga de servicio, cuyos resultados son relativamente aceptables y conservadores.

Datos:

Nº pisos = 8

Área tributaria = 14.40 m²

Carga en servicio = 1ton/m² (Valor asumido para viviendas)

Usando la siguiente expresión:

$$A_{req}(m^2) = At * \frac{1 \text{ ton}/m^2}{0.45 * f'c}$$

Obtenemos: A. req. = 1236 cm²

Finalmente se optó por colocar una columna de 25x60 cm

El segundo método consiste en un análisis más detallado mediante un metrado de cargas, punto que se verá con más detalle en el capítulo 3 de análisis por cargas de gravedad.

2.5. Predimensionamiento de Placas

Las placas son elementos bidimensionales cuya principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes sean en la estructura, tomaran un mayor porcentaje de fuerza sísmica, reduciendo de manera importante la fuerza sísmica tomada por los pórticos.

La Norma E.060. Concreto Armado, en el acápite 15.4.1.1 especifica que las placas serán dimensionadas teniendo cuidado con los esfuerzos de compresión en sus extremos y su resistencia al pandeo.

2.5.1. Ejemplo de Predimensionamiento de Placas

Para el pre dimensionamiento se calcula la máxima capacidad a la fuerza cortante que estas placas tienen considerando, muy conservadoramente, solo el aporte del concreto. Para esto se calculó la fuerza cortante en la base con el Método Estático de la Norma E.030

Como punto de inicio, se aprovechará la zona comprendida del ascensor y la escalera para colocar muros direccionados a los ejes X e Y, con un espesor preliminar de 25cm. Asimismo con el objetivo de estructurar lo más simétricamente posible y reducir los efectos de torsión, se colocó muros en los extremos, en paños intercalados de tal manera de obtener un sistema pórtico-muro y dar rigidez y ductilidad al mismo tiempo.

A modo de ejemplo se calculará la longitud teórica de muros en X

Peso del edificio: De modelo matemático en Etabs 2017, se obtiene un peso total 1301 Ton

Parámetros Sísmicos

Según la Norma E.030 2018 tenemos:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.0$$

$$R_x = 6$$

$$P = 1301 \text{ Ton}$$

El periodo fundamental será calculado de manera práctica con la expresión del inciso 4.5.4 de la Norma E030:

$$T = \frac{h_n}{Ct}$$

Donde $h_n = 20.95\text{m}$ y $Ct = 60$ (muros estructurales) por tanto el periodo será 0.349s

Y como $T < 0.4s$, $C = 2.5$

Luego

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.0}{6} * 1401 = 262.5 \text{ ton}$$

La resistencia a cortante de concreto de las placas será:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * 25[\text{long. total de placas en X}]$$

La resistencia al cortante del acero de las placas considerando una cuantía mínima de 0.0025 es:

$$V_s = A_c w * p h * f_y$$

Donde $A_c w = 0.8 * 25 * (\text{long. Placas en X})$ y $p h = 0.0025$. Se debe cumplir que:

$$\emptyset V_n = V_s + V_c \geq V_{ZUCS}$$

Igualando ambas ecuaciones se obtiene que para un espesor de 25cm se necesitaría una longitud total de 6.71m. La longitud existente en X es de 6.5, por tanto, podemos decir que es una buena aproximación inicial.

2.6. Predimensionamiento de Escaleras

Las escaleras tienen tramos pequeños típicos con contrapasos de 17.5cm y pasos de 25cm. Para la garganta se utilizó un espesor de 15cm, según el criterio basado en la luz libre entre apoyos para losas macizas que es $L/30$. Por tanto, este diseño respeta los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones que citan en su capítulo de *accesos y pasajes de circulación*.

CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

La estructura está sometida permanentemente a cargas gravitatorias, estas son la carga muerta que contempla el peso de la estructura, equipos, acabados y tabiquería. La carga viva incluye el peso de los ocupantes, tabiquería móvil y cualquier carga móvil que tenga que soportar el edificio. Dentro de este capítulo se realizará el metrado de cargas de cada elemento estructural para cargas de gravedad.

3.1. Análisis de Sistemas de Losas

3.1.1.1. Losas Aligeradas

Las losas aligeradas serán de un sentido y de 20cm de espesor de acuerdo al predimensionamiento antes establecido, las viguetas o nervaduras serán de sección T con un espesor de ala de 5cm y alma de 10cm, el ladrillo cumple una función de peso muerto. El metrado de losas aligeradas contempla los siguientes valores de cargas.

<i>Peso propio:</i>	<i>300 kg/m²</i>
<i>Acabados:</i>	<i>100 kg/m²</i>
<i>Tabiquería:</i>	<i>250 kg/m²</i>
<i>Sobrecarga en piso típico:</i>	<i>200 kg/m²</i>
<i>Sobrecarga en azotea:</i>	<i>100 kg/m²</i>

Entonces la carga muerta y la carga viva serán:

<i>Carga muerta:</i>	<i>650 kg/m²</i>
<i>Carga viva:</i>	<i>200 kg/m²</i>

Para una vigueta típica de aligerado: (ancho tributario = 0.4 m)

<i>Carga muerta:</i>	<i>260 kg/ml</i>
<i>Carga viva:</i>	<i>80 kg/ml</i>

Se metra por cargas de gravedad el siguiente paño de losa aligerada:

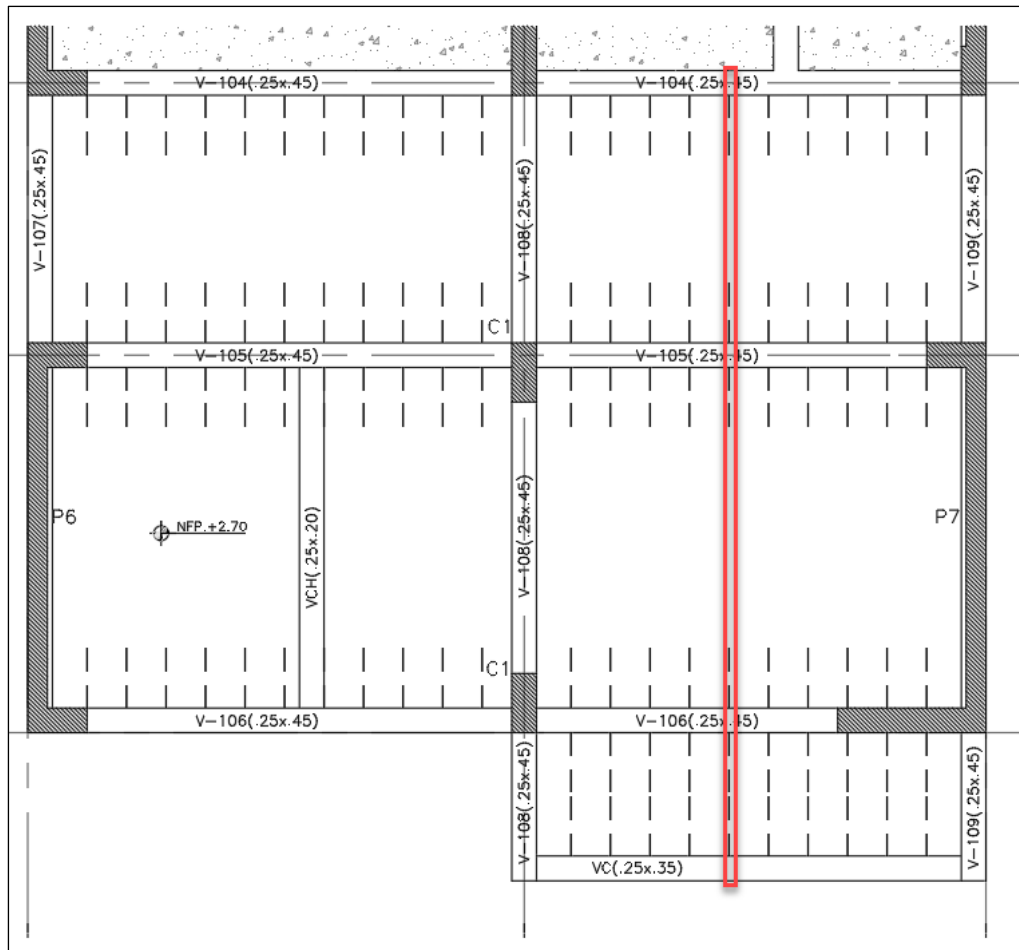


Figura 4: Franja de vigueta de losa aligerada

Se muestra el modelo de una vigueta típica bajo la acción de cargas de gravedad del techo del primer piso.

Es importante mencionar que el ultimo apoyo de arriba será empotrado, puesto que existe un momento negativo debido a la continuidad del acero de la losa aligerada con la losa maciza.

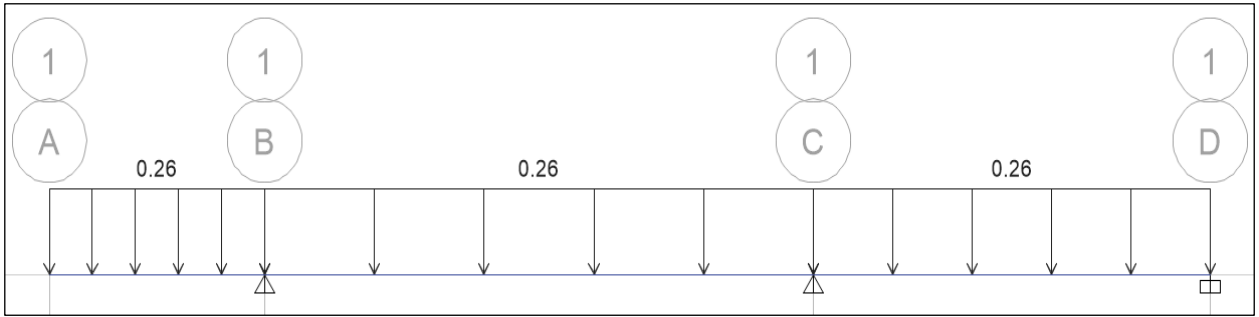


Figura 5: Carga Muerta en vigueta de aligerado

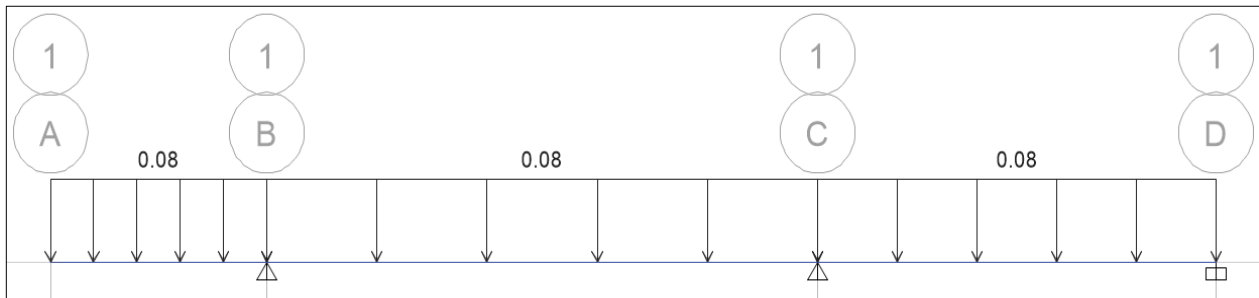


Figura 6: Carga viva en vigueta típica de aligerado

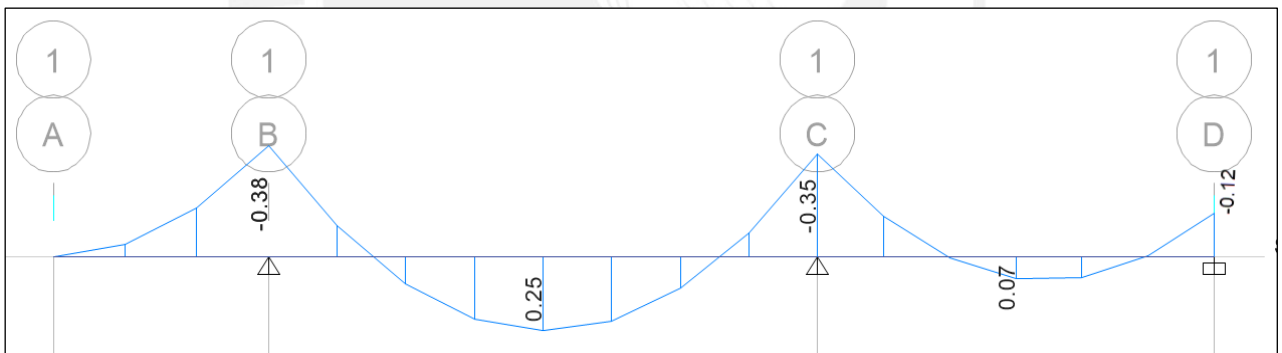


Figura 7: DMF de vigueta típica para combinación bajo cargas de servicio

3.1.2. Losas Macizas

Las losas macizas serán armadas en dos direcciones a continuación se muestra la figura del paño de losa a diseñar.

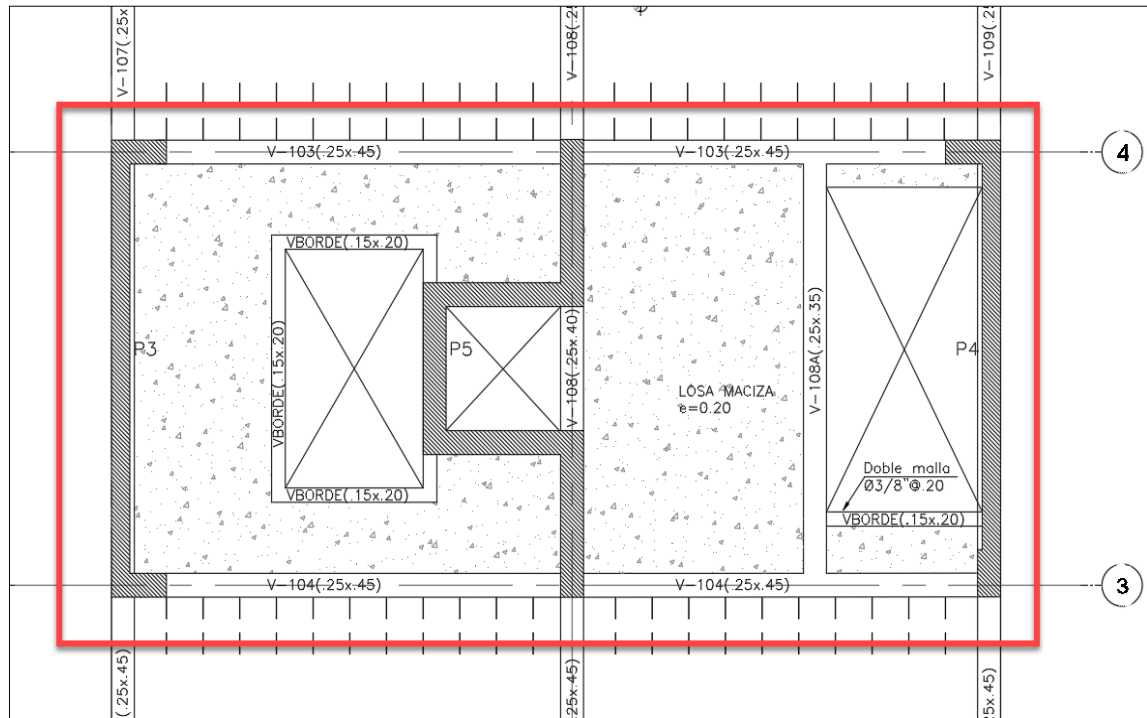
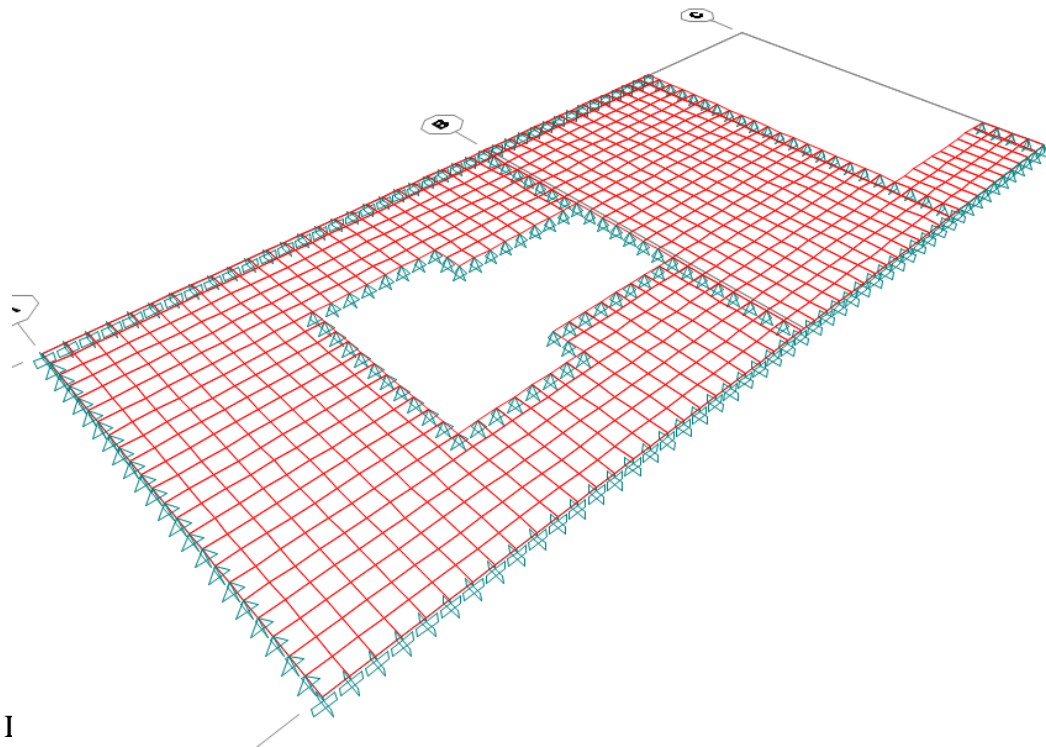


Figura 8: Paño de losa maciza a analizar

La losa maciza será armada en dos direcciones, de acuerdo a la figura 7, se analizará mediante un modelo matemático 3D realizado con el programa SAP2000, en donde se discretizará la losa en pequeños elementos área de 50x50cm, esta losa estará apoyada en las placas mientras que se colocara empotramiento en las vigas, puesto que tienen continuidad con el acero de la losa aligerada.



I

<i>Peso propio:</i>	<i>480 kg/m²</i>
<i>Acabados:</i>	<i>100 kg/m²</i>
<i>Tabiquería:</i>	<i>250 kg/m²</i>
<i>Sobrecarga en piso típico:</i>	<i>200 kg/m²</i>
<i>Sobrecarga en azotea:</i>	<i>100 kg/m²</i>

Entonces la carga muerta y la carga viva serán:

<i>Carga muerta:</i>	<i>830 kg/m²</i>
<i>Carga viva:</i>	<i>200 kg/m²</i>

Una vez colocados las cargas muertas y vivas, el programa nos muestra los momentos y cortantes obtenidos bajo cargas de servicio:

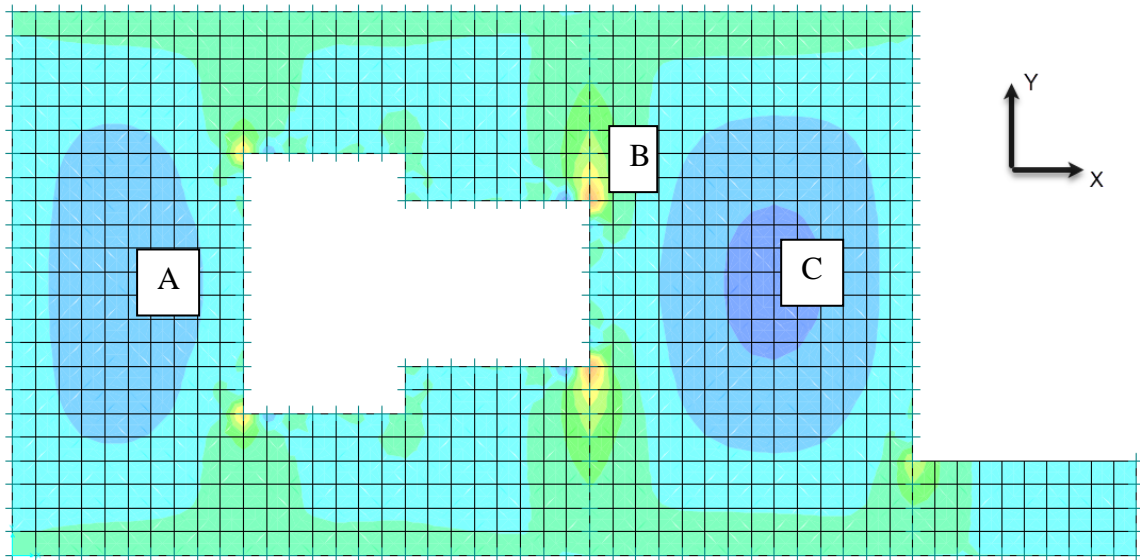


Figura 10: DMF en dirección X en losa maciza

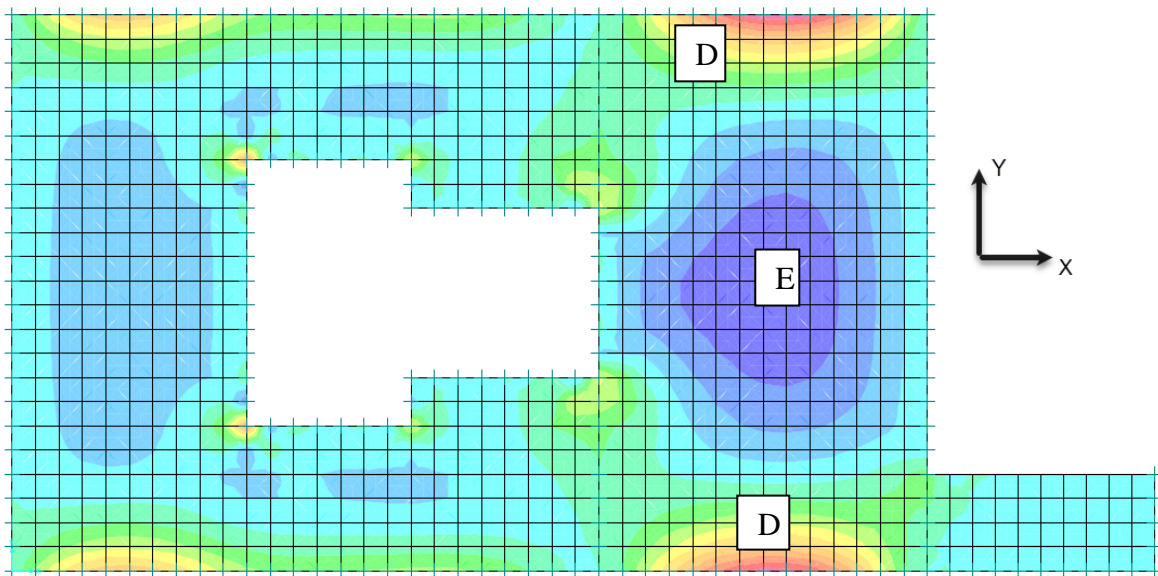


Figura 11: DMF en dirección Y en losa maciza

Momentos obtenidos bajo cargas de servicio:

Momento en A: 0.36 Ton.m
Momento en B: -1.15 Ton.m
Momento en C: 0.46 Ton.m
Momento en D: -0.73 Ton.m
Momento en E: 0.29 Ton.m

3.2. Análisis de Vigas

Para el metrado de cargas gravitacionales de las vigas de pórtico, se tiene que las cargas son directamente proporcionales a la mitad del área del paño que cargan; para el caso de las vigas que se encuentren perpendiculares a las viguetas del aligerado, caso contrario para las que se encuentren paralelas a las viguetas, solo cargarán su peso propio y el peso de los elementos que se encuentren en su encima.

A modo de ejemplo se muestra el análisis de la viga V-302(.25x.45) de un techo típico.

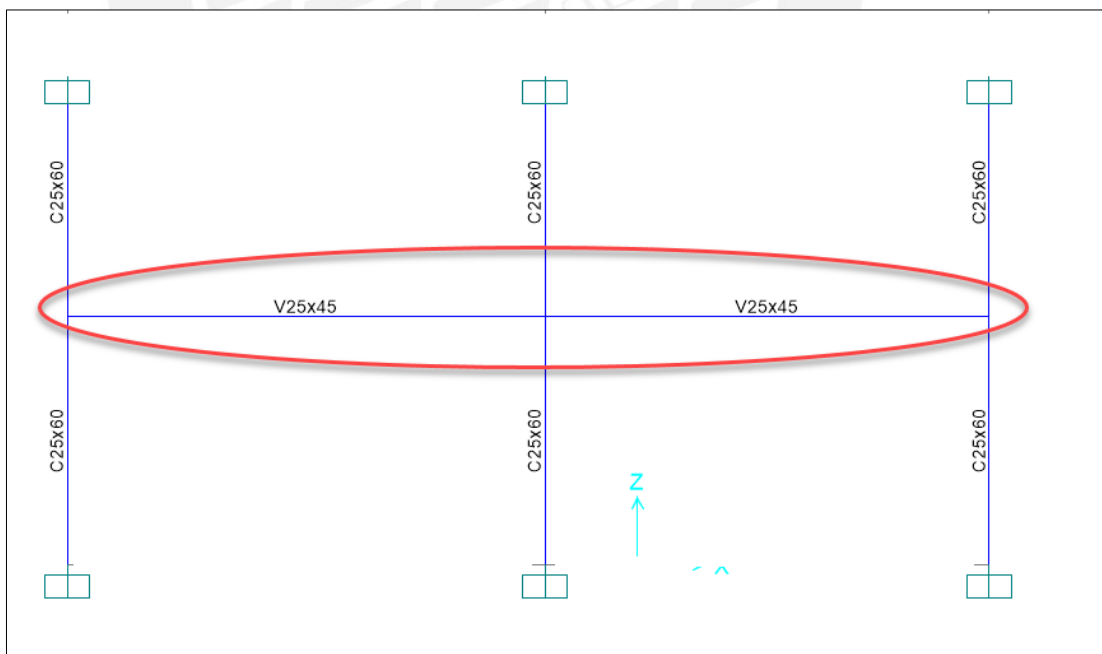


Figura 12: Modelo matemático de viga V-302

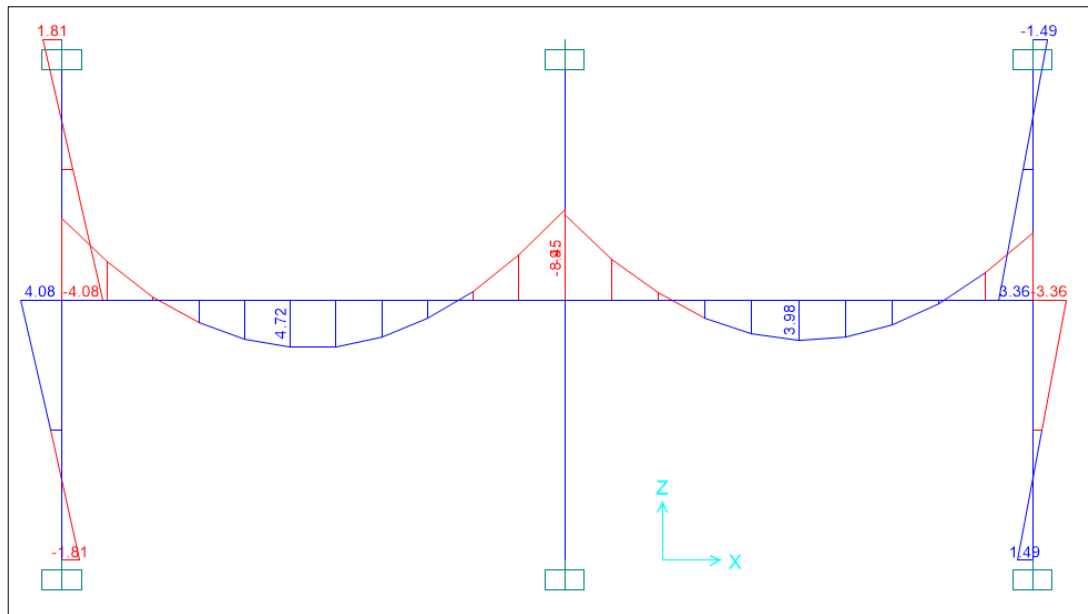


Figura 13: DMF en viga V-302 bajo combinación 1.4 CM+1.7 CV

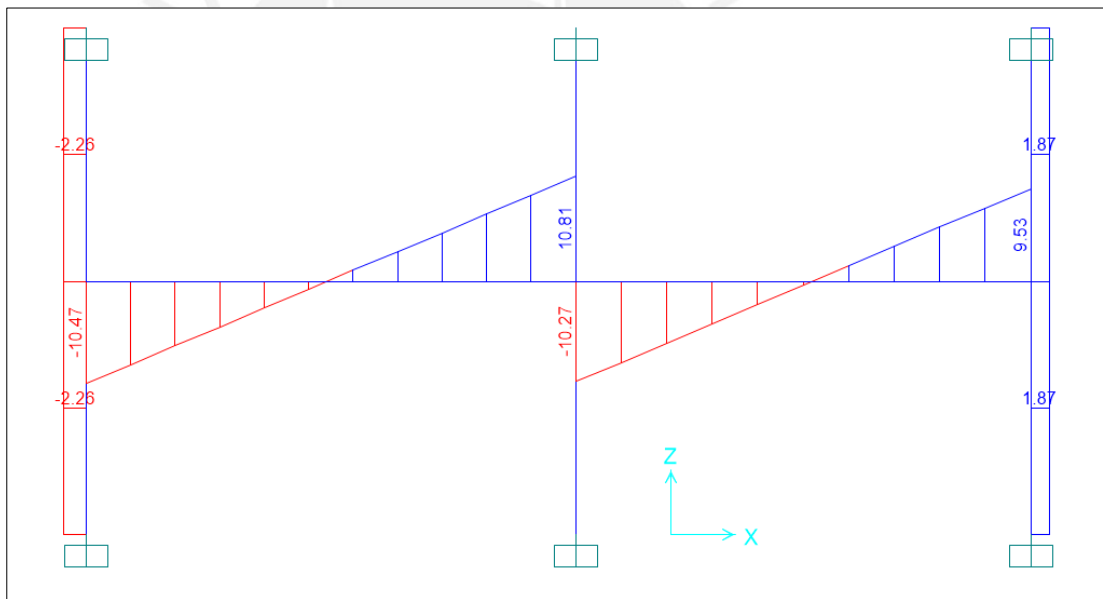


Figura 14: DFC en viga V-302 bajo combinación 1.4 CM+1.7 CV

3.3. Análisis de Columnas

Las columnas reciben cargas gravitatorias, además de su peso propio, el peso de las vigas, las losas y tabiquería que se encuentren dentro de su área tributaria. A modo de

ejemplo se muestra el metrado de cargas una columna central C1 ubicada entre los ejes 5 y B

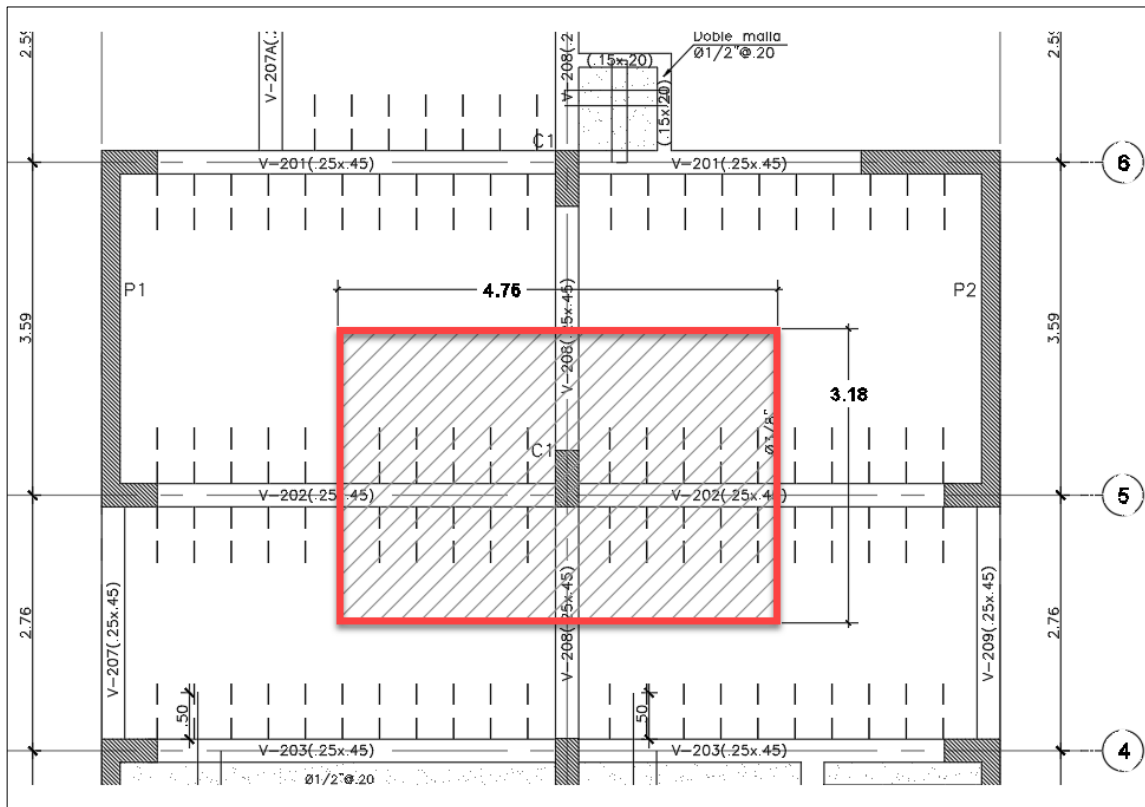


Figura 15 Área tributaria de columna C1(.25x.60)

Se tiene los siguientes valores como datos de entrada:

- **Área Tributaria:** 15.07 m^2
- **Concreto:** 2400 kg/m^3
- **$f'c$:** 210 kg/cm^2
- **Acabados:** 100 kg/m^2
- **Tabiquería:** 250 kg/m^2
- **Sobrecarga en piso típico:** 200 kg/m^2
- **Sobrecarga en azotea:** 100 kg/m^2

Se consideró reducción de carga viva de acuerdo a la expresión establecida en la Norma E.020.

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

Nivel: 1er Piso

Área Aligerado = 14.60 m²

Longitud de vigas = 6.53 m

Carga Muerta (CM)		Carga Viva (CV)	
Aligerado:	4.38 Ton	s/c=	0.2 ton/m ²
Piso. Term:	1.51 Ton	Pv =	2.92 ton
Peso vigas:	1.76 Ton		
Peso.propio:	0.94 Ton		
Tabiqueria:	3.65 Ton		
Pm =	12.24 Ton		

Tabla 1: Metrado de columna C1 en 1er Piso

Nivel: Piso Típico

Carga Muerta (CM)		Carga Viva (CV)	
Aligerado:	4.38 Ton	s/c=	0.2 ton/m ²
Piso. Term:	1.51 Ton	Pv =	2.92 ton
Peso vigas:	1.76 Ton		
Peso.propio:	0.94 Ton		
Tabiqueria:	3.65 Ton		
Pm =	12.24 Ton		

Tabla 2: Metrado de columna C1 en Piso Típico

Nivel: Azotea

Carga Muerta (CM)		Carga Viva (CV)	
Aligerado:	4.38 Ton	s/c=	0.1 ton/m ²
Piso. Term:	1.51 Ton	Pv =	1.46 ton
Peso vigas:	1.76 Ton		
Peso.propio:	0.94 Ton		
Pm =	8.59 Ton		

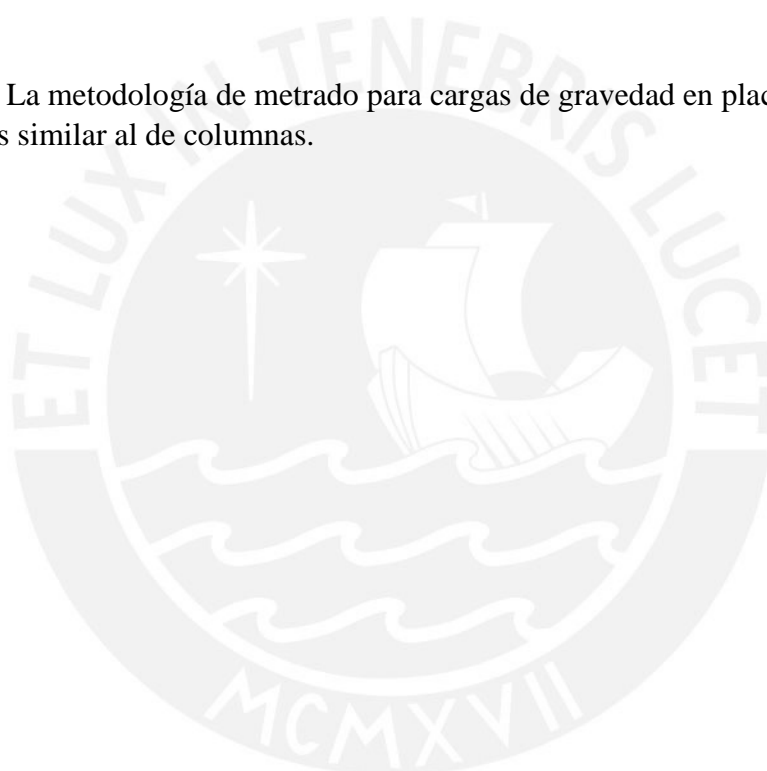
Tabla 3: Metrado de columna C1 en Azotea

Finalmente se muestra las cargas en servicio de la columna C1

Nivel	Carga Muerta (Tn)	At (m2)	k	Ai (m2)	fr	Carga Viva (Tn)	P.servicio (Tn)
8	8.59	15.07	2	30.14	1.00	1.51	10.09
7	20.82	30.14	2	60.28	0.84	4.05	24.87
6	33.06	45.21	2	90.42	0.73	5.93	38.99
5	45.29	60.28	2	120.56	0.67	7.56	52.85
4	57.53	75.35	2	150.70	0.62	9.04	66.57
3	69.77	90.42	2	180.84	0.59	10.43	80.20
2	82.00	105.49	2	210.98	0.57	11.76	93.76
1	94.24	120.56	2	241.12	0.55	13.03	107.27

Tabla 4: Cargas en servicio de columna C1 (.25x.60m)

NOTA: La metodología de metrado para cargas de gravedad en placas (muros de corte) es similar al de columnas.



CAPITULO 4: ANALISIS SISMICO

4.1. Análisis Estático

Los parámetros a considerar en el Análisis Sísmico según la Norma E.030 son los siguientes:

4.1.1. Factor de Zona (Z)

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Surquillo, Ciudad de Lima, Departamento de Lima, por tanto, le corresponde la Zona 1

$$Z = 0.45$$

4.1.2. Perfiles de Suelo (S)

De acuerdo al EMS realizado en la zona, el suelo tiene una resistencia $\sigma = 3.8$ kg/cm², por tanto, califica como S1 (S = 1.0)

Los periodos correspondientes son $T_p = 0.4s$ y $T_L = 2.5s$

4.1.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Su valor depende del periodo fundamental del edificio en cada dirección, se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{array}{l} T < T_p \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Figura 16 Valores de C en función al periodo natural

4.1.4. Factor de Uso (U)

La edificación está destinada a uso multifamiliar, por tanto, corresponde a una edificación común.

$$U = 1.0$$

4.1.5. Coeficiente Básico de Reducción (R_0)

De acuerdo al planteamiento estructural, se propone un sistema de muros estructurales en ambas direcciones, por tanto, el **coeficiente básico de reducción es igual a 6**.

4.1.6. Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

Son las irregularidades en altura y en planta respectivamente, **inicialmente se asumirán ambos valores como 1**, las irregulares geométricas como esquinas entrantes o discontinuidad del diafragma se verifican visualmente con la planta y geometría del edificio; mientras que otras irregularidades como torsión o piso blando se verificaran mediante un análisis más detallado con los resultados del análisis dinámico espectral.

4.1.7. Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Es el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a e I_p , más adelante se verificará las irregularidades, no obstante, posee esquina entrante en el Eje X, por lo tanto, en la dirección X el **$R = 0.9 * 6 = 5.4$**

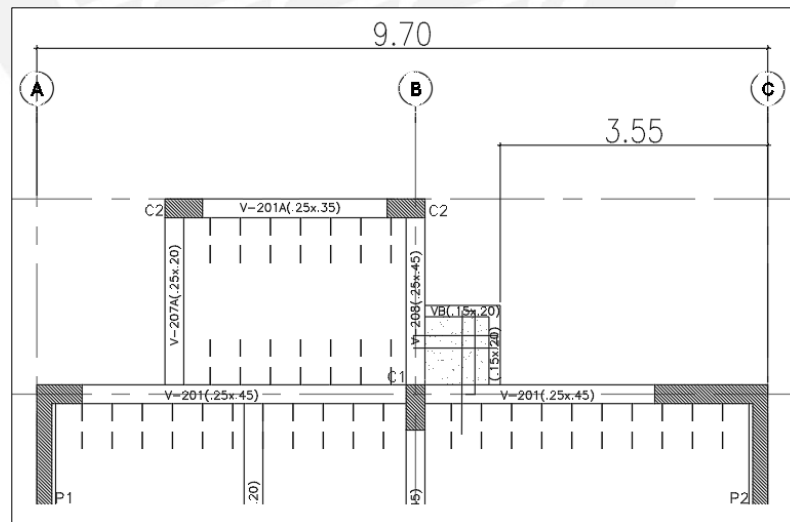


Figura 17: Esquina entrante en X

4.1.8. Peso Sísmico

La masa o peso sísmico se determinó de acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

En el caso del edificio en estudio, al ser de categoría C, el peso se estimó considerando el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

Con los siguientes datos:

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aligerado 20cm} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tabique x m2} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga p. típico} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga azotea} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Colocando esos pesos por m2 en los diafragmas del modelo se obtienen los siguientes resultados

Nivel	Diafragma	Peso (tn)	Peso/m2
TECHO1	D1	185.08	1.04
TECHO2	D2	184.85	1.04
TECHO3	D3	184.85	1.04
TECHO4	D4	184.85	1.04
TECHO5	D5	184.85	1.04
TECHO6	D6	184.85	1.04
TECHO7	D7	184.85	1.04
TECHO8	D8	109.36	0.62
TOTAL		1403.52 Tn	

Tabla 5: Pesos de cada diafragma obtenidos del modelo

Vemos que la ratio Peso/m2 está dentro del rango de 1.0 a 1.2 Ton/m2, que es el peso usual para viviendas.

4.1.9. Cortante Basal Estático

Una vez obtenidos los parámetros sísmicos, se calcula la cortante estática en la base en cada dirección con la fórmula establecida en la norma E0.30:

$$V = \frac{ZUCS}{R} x P$$

$$V_x = 160.88 \text{ Ton}$$

$$V_y = 263.16 \text{ Ton}$$

4.2. Análisis Dinámico

4.2.1. Modos de Vibración

Del análisis modal espectral se obtienen los siguientes modos de vibración

Estructura			
Modo	T (s)	Masa Part. UX	Masa Part. UY
1	0.727	72.67%	0.00%
2	0.354	0.05%	2.32%
3	0.28	0.00%	67.91%
4	0.195	14.65%	0.00%
5	0.091	5.88%	0.00%
6	0.09	0.06%	0.36%
7	0.069	0.00%	17.96%
8	0.055	2.98%	0.00%
9	0.043	0.00%	0.07%
10	0.039	1.60%	0.00%
11	0.033	0.00%	6.11%
SUMA DE MASAS		97.89%	94.73%

Tabla 6: Modos de Vibración y Porcentaje de Masa Participativa

Asimismo, la suma de masas participativas se concentra en un 70 % en los tres primeros modos, y un 95% para los once primeros modos.

4.2.2. Espectro de Diseño

Para cada dirección de análisis se ha sometido al edificio a un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

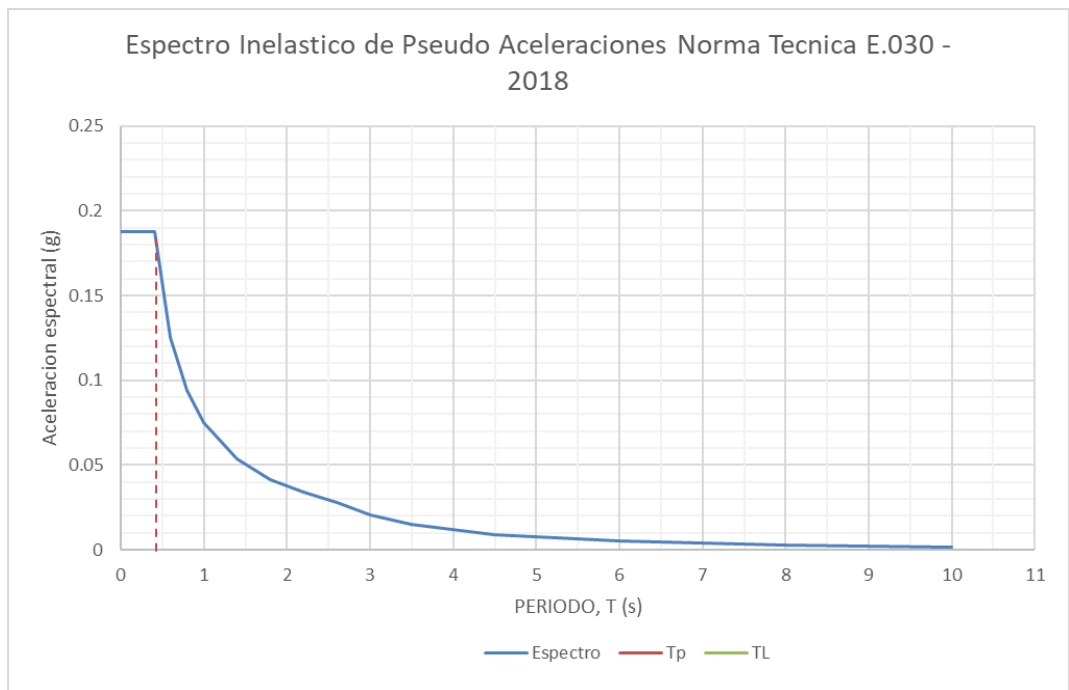


Figura 18 Espectro de pseudo aceleraciones

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Este espectro fue obtenido con mediante una hoja de cálculo elaborada, para simular el efecto que tiene el sismo en la dirección X e Y en la edificación.

4.2.3. Cortante Basal Dinámico

Del análisis dinámico espectral se obtiene mediante el modelo las fuerzas cortantes dinámicas en la base:

Nivel	VX	VY
	tonf	tonf
STORY1	153.78	0.71
STORY1	0.64	215.01

Tabla 7 Cortante dinámico en XX y YY

4.2.4. Amplificación de Fuerzas Sísmicas

De acuerdo a la norma E.030, los resultados del análisis dinámico se deben escalar en función a la fuerza cortante obtenida del análisis estático. Puesto que el edificio en el presente proyecto es regular en Y e irregular por esquinas entrantes en X

El factor de escala será el cociente entre el 80% o 90% de la fuerza cortante estática entre la cortante dinámica, dependiendo si es regular o irregular.

$$fr \geq \frac{(80\% \text{ ó } 90\%) * Vest}{Vdin}$$

En la dirección X se usó un factor de 0.9 ser irregular (esquina entrante), mientras que en la dirección Y se usó un factor de 0.8 por ser regular

Vestatico (ZUCS/R)*P	0.8 ó 0.9*Vest	Vdinamico	Factor
Vx = 160.88	144.79	153.78	Fx = 1.00
Vy = 263.16	210.53	215.01	Fy = 1.00

Tabla 8: Factor de amplificación en XX e YY

4.2.5. Derivas de Entrepiso

Las derivas de entrepiso producto del análisis dinámico espectral, son menores al valor permisible de la Tabla N° 11 de la Norma E.030:

Rx = 5.4	
Nivel	Deriva inelastica
1	0.00210
2	0.00449
3	0.00575
4	0.00619
5	0.00606
6	0.00557
7	0.00491
8	0.00427

Tabla 9 Derivas máximas inelásticas en X

Ry = 6.0	
Nivel	Deriva inelastica
1	0.00050
2	0.00098
3	0.00129
4	0.00147
5	0.00154
6	0.00152
7	0.00145
8	0.00133

Tabla 10 Derivas máximas inelásticas en Y

4.3. Resultados del Análisis Sísmico

4.3.1. Verificación de Irregularidades

Irregularidades Estructurales en Planta (I_p)

Irregularidad Torsional: De acuerdo a la Tabla N°9 de la Norma E.030 y siguiendo los criterios establecidos, no presenta irregularidad por torsión ni irregularidad extrema.

Verificación de Irregularidad Torsional en X							
Nivel	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real inelastico (cm)	Desp.relac .prom (cm)	Deriva Prom. (Δ/H)	Extremo (Δ/H)	Factor	Estado
1	0.12	0.55	0.53	0.00204	0.00210	1.03	<1.3 OK
2	0.37	1.71	1.15	0.00441	0.00449	1.02	<1.3 OK
3	0.70	3.21	1.46	0.00562	0.00575	1.02	<1.3 OK
4	1.05	4.82	1.57	0.00603	0.00619	1.03	<1.3 OK
5	1.39	6.39	1.53	0.00589	0.00606	1.03	<1.3 OK
6	1.71	7.84	1.40	0.00540	0.00557	1.03	<1.3 OK
7	1.99	9.12	1.23	0.00475	0.00491	1.03	<1.3 OK
8	2.23	10.23	1.07	0.00410	0.00427	1.04	<1.3 OK

Tabla 11 Verificación de irregularidad torsional en X

Verificación de Irregularidad Torsional en Y							
Nivel	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real inelastico (cm)	Desp.relac t.prom (cm)	Deriva Prom. (Δ/H)	Extremo (Δ/H)	Factor	Estado
1	0.03	0.13	0.12	0.00046	0.00050	1.08	<1.3 OK
2	0.09	0.38	0.24	0.00091	0.00098	1.08	<1.3 OK
3	0.16	0.72	0.31	0.00120	0.00129	1.08	<1.3 OK
4	0.25	1.10	0.36	0.00137	0.00147	1.08	<1.3 OK
5	0.33	1.50	0.37	0.00143	0.00154	1.08	<1.3 OK
6	0.42	1.90	0.37	0.00142	0.00152	1.08	<1.3 OK
7	0.51	2.28	0.35	0.00135	0.00145	1.07	<1.3 OK
8	0.58	2.62	0.32	0.00124	0.00133	1.07	<1.3 OK

Tabla 12 Verificación de irregularidad torsional en Y

Esquinas Entrantes: La edificación presenta esquina entrante en la dirección X, por tanto, $I_p = 0.9$

Discontinuidad del Diafragma: La edificación no presenta discontinuidades en el diafragma.

Sistemas no Paralelos: La edificación no presenta dicha irregularidad.

Irregularidades Estructurales en Altura (Ia)

Irregularidad de rigidez – Piso Blando: La edificación no presenta irregularidad por piso blando.

Nivel	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real. inelastico (cm)	CM Δ Nivel (cm)	CM (Δ/H)	Verificacion de irregularidad de Rigidez - Piso Blando en X, la=0.75			Extrema X, la=0.50
					Cortante	Rigidez	Estado	Estado
1	0.12	0.55	0.11	0.0004	153.78	355402.90	OK	OK
2	0.37	1.71	0.24	0.0009	147.42	156702.94	OK	OK
3	0.70	3.21	0.31	0.0012	137.52	115186.78	OK	OK
4	1.05	4.82	0.33	0.0013	124.07	97101.47	OK	OK
5	1.39	6.39	0.32	0.0012	107.86	86555.20	OK	OK
6	1.71	7.84	0.30	0.0011	88.55	77674.56	OK	OK
7	1.99	9.12	0.26	0.0010	64.34	64412.82	OK	OK
8	2.23	10.23	0.22	0.0009	31.04	36202.87	OK	OK

Tabla 13 Verificación de irregularidad de piso blando en X

Nivel	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real. inelastico (cm)	CM Δ Nivel (cm)	CM (Δ/H)	Verificacion de irregularidad de Rigidez - Piso Blando en Y, la=0.75			Extrema Y, la=0.50
					Cortante	Rigidez	Estado	Estado
1	0.03	0.13	0.02	0.0001	215.01	2263274.74	OK	OK
2	0.09	0.38	0.05	0.0002	209.48	1122979.67	OK	OK
3	0.16	0.72	0.06	0.0002	198.33	805735.13	OK	OK
4	0.25	1.10	0.07	0.0003	181.18	645315.73	OK	OK
5	0.33	1.50	0.08	0.0003	157.87	537263.12	OK	OK
6	0.42	1.90	0.08	0.0003	127.78	438886.87	OK	OK
7	0.51	2.28	0.07	0.0003	89.62	323164.49	OK	OK
8	0.58	2.62	0.07	0.0003	40.25	156192.48	OK	OK

Tabla 14 Verificación de irregularidad de piso blando en Y

Irregularidad por Piso Débil: La edificación no presenta irregularidad por piso débil.

Asimismo, no presenta irregularidad extrema por piso blando ni piso débil.

Irregularidad de Masa o Peso: No presenta irregularidad en masa.

Verificación de Irregularidad de Masa o Peso	
Peso (Tn)	Estado
185.08	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
184.85	<1.50 OK
109.36	No aplica

Tabla 15 Verificación de irregularidad de Masa

Irregularidad Geométrica Vertical: La edificación no presenta irregularidad geométrica vertical.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: La edificación no presenta dicha irregularidad.

4.3.2. Comprobación del Valor de R

Como primera tentativa y de acuerdo a la estructuración planteada, se asumió un valor de R igual 6, siendo el sistema de muros estructurales, asumiendo que los muros tomarían al menos un 70% de la fuerza cortante basal.

Según los resultados del análisis dinámico espectral obtenemos lo siguiente:

V_x =	153.78	ton	% de V
V. en Placas =	118.64	ton	77.2%
V. en columnas =	35.14	ton	22.8%

Tabla 16 Cortante basal en muros y columnas en X

V_y =	215.01	ton	% de V
V. en Placas =	203.83	ton	94.80%
V. en columnas =	11.18	ton	5.48%

Tabla 17 Cortante basal en muros y columnas en Y

Con lo cual el valor de R asumido es el correcto.

4.3.3. Comparación de Derivas del Análisis Estático y Dinámico

Del programa Etabs obtenemos los siguientes resultados:

Nivel	Analisis Dinamico		Analisis Estatico	
	(Δ/H) XX	(Δ/H) YY	(Δ/H) XX	(Δ/H) YY
1	0.00210	0.00050	0.00248	0.00063
2	0.00449	0.00098	0.00519	0.00122
3	0.00575	0.00129	0.00655	0.00159
4	0.00619	0.00147	0.00699	0.00180
5	0.00606	0.00154	0.00679	0.00187
6	0.00557	0.00152	0.00618	0.00184
7	0.00491	0.00145	0.00537	0.00175
8	0.00427	0.00133	0.00457	0.00162

Tabla 18 Comparativa de Derivas máximas de los análisis estático y dinámico

Se observa que las derivas del análisis estático son mayores a las del dinámico, esto se debe principalmente a dos factores: La cortante basal del análisis estático es mayor a la del dinámico, provocando un mayor desplazamiento y por ende mayores derivas; adicionalmente el análisis estático contempla un modo preponderante correspondiente al primer modo, el cual es traslacional y esto se ve reflejado en las derivas.

4.3.4. Desplazamientos Máximos y Junta Sísmica

Los desplazamientos máximos obtenidos en cada dirección fueron:

Piso	hei (m)	Hei(m)	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real inelastico (cm)	Δ Nivel (cm)	(Δ/H)	Junta Sísmica E.030-2018			
							Deriva Estado <0.007	2/3 Δ Real (cm)	S/2 (cm)	Junta (cm)
1	2.60	2.60	0.12	0.55	0.55	0.00210	OK	0.4	0.8	7.0
2	2.60	5.20	0.37	1.71	1.17	0.00449	OK	1.1	1.6	7.0
3	2.60	7.80	0.70	3.21	1.49	0.00575	OK	2.1	2.3	7.0
4	2.60	10.40	1.05	4.82	1.61	0.00619	OK	3.2	3.1	7.0
5	2.60	13.00	1.39	6.39	1.58	0.00606	OK	4.3	3.9	7.0
6	2.60	15.60	1.71	7.84	1.45	0.00557	OK	5.2	4.7	7.0
7	2.60	18.20	1.99	9.12	1.28	0.00491	OK	6.1	5.5	7.0
8	2.60	20.80	2.23	10.23	1.11	0.00427	OK	6.8	6.2	7.0

Tabla 19 Desplazamientos máximos en X

Piso	hei (m)	Hei(m)	Desp. Elastico (cm)	Desp. Real inelastico (cm)	Δ Nivel (cm)	(Δ/H)	Junta Sísmica E.030-2016			
							Deriva Estado <0.007	2/3 Δ Real (cm)	S/2 (cm)	Junta (cm)
1	2.60	2.60	0.03	0.13	0.13	0.00050	OK	0.1	0.8	7.0
2	2.60	5.20	0.09	0.38	0.25	0.00098	OK	0.3	1.6	7.0
3	2.60	7.80	0.16	0.72	0.34	0.00129	OK	0.5	2.3	7.0
4	2.60	10.40	0.25	1.10	0.38	0.00147	OK	0.7	3.1	7.0
5	2.60	13.00	0.33	1.50	0.40	0.00154	OK	1.0	3.9	7.0
6	2.60	15.60	0.42	1.90	0.40	0.00152	OK	1.3	4.7	7.0
7	2.60	18.20	0.51	2.28	0.38	0.00145	OK	1.5	5.5	7.0
8	2.60	20.80	0.58	2.62	0.35	0.00133	OK	1.7	6.2	7.0

Tabla 20 Desplazamientos máximos en Y

Al ser una estructura que no tiene edificaciones vecinas, esta se **retirara del límite de propiedad 7cm** de acuerdo al Artículo N°33 de la Norma E.030

CAPITULO 5: DISEÑO DE TECHOS

5.1. Diseño de Losas Aligeradas

5.1.1. Diseño por Flexión

Se escogió la vigueta representada en la figura adjunta:

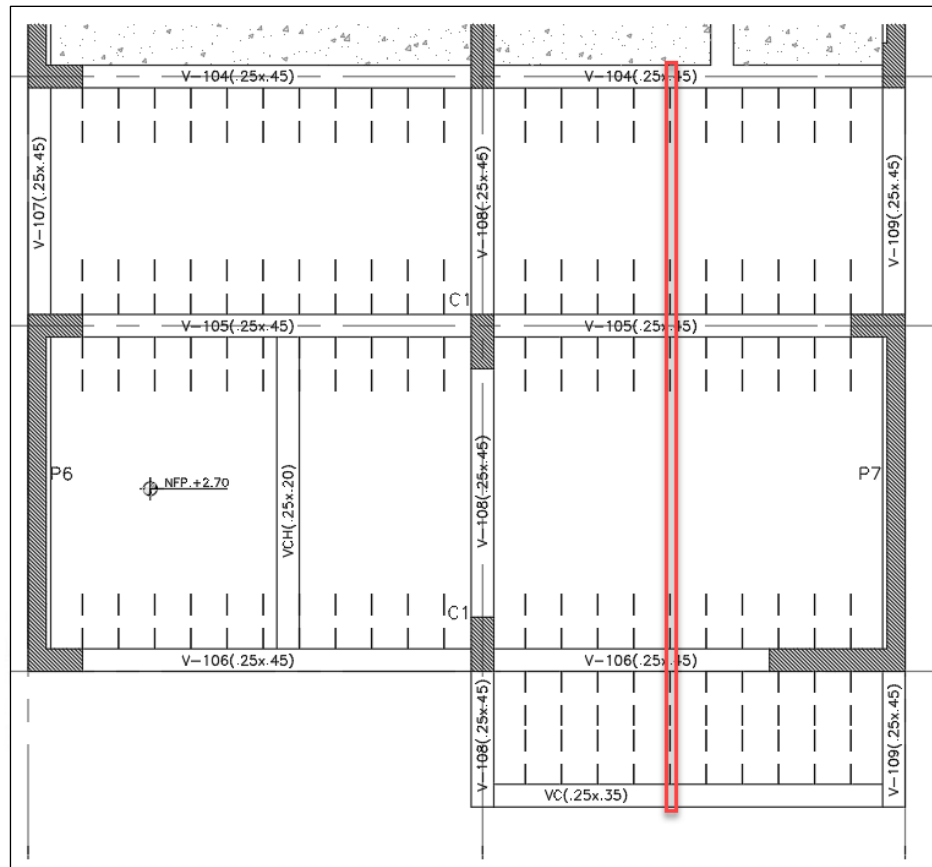


Figura 19 Vigueta típica de aligerado a diseñar

Del Capítulo 3, se obtuvo los momentos bajo cargas de servicio, para el diseño se obtienen los momentos flectores y fuerzas cortantes bajo la combinación de cargas amplificadas $U1 = 1.4CM + 1.CV$

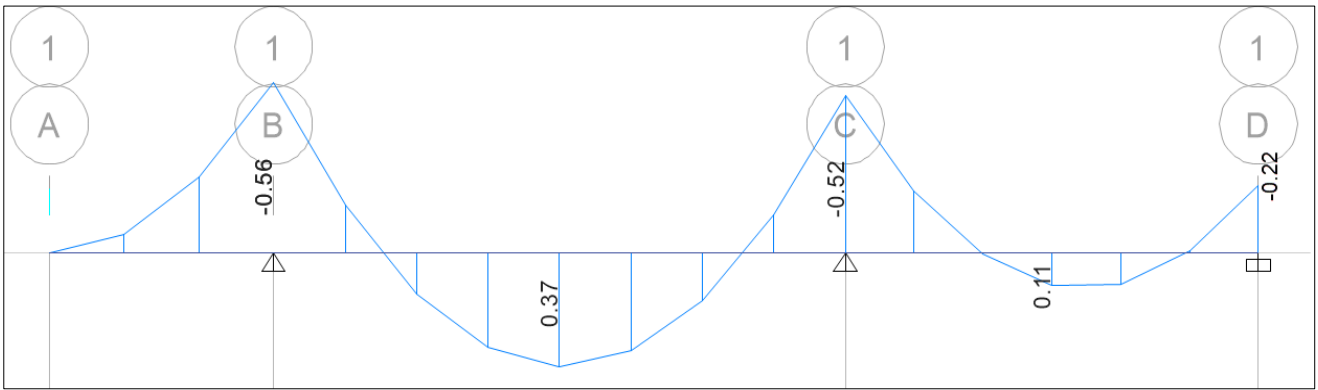


Figura 20: DMF en vigueta bajo combinación 1.4CM+1.CV

La vigueta es de sección “T”, no obstante, para el análisis de momentos flectores se comporta como viga rectangular. Tenemos entonces para momentos positivos un ancho “b” de 40cm y peralte efectivo “d” de 17 cm, mientras que para momentos negativos el ancho es igual a 10 cm.

Para cada tramo se analizan los momentos críticos:

Momento Positivo:

$$Mu(+) = 0.37 \text{ ton.m} \quad Ku = 2.68 \quad As = 0.68 \text{ cm}^2 \quad As.min(+) = 0.51 \text{ cm}^2$$

As. colocado = 1Ø3/8”

Momento Negativo:

$$Mu(-) = 0.56 \text{ ton.m} \quad Ku = 18.00 \quad As = 0.92 \text{ cm}^2 \quad As.min(-) = 1.0 \text{ cm}^2$$

As. colocado = 2Ø3/8”

Momento Negativo: (volado)

$$Mu(-) = 0.22 \text{ ton.m} \quad Ku = 18.00 \quad As = 0.35 \text{ cm}^2 \quad As.min(-) = 1.0 \text{ cm}^2$$

As. colocado = 1Ø1/2”

Corte de Acero: Se calcula a partir de encontrar los puntos de corte teóricos del acero.

El punto teórico de corte se calcula con los $\emptyset Mn$ producto las barras longitudinales, en nuestro caso es 1 varilla de $\emptyset 3/8$ ”, asimismo se es importante mencionar que no se

debe cortar exactamente en el punto de corte, sino debe prolongarse “d” o 12 veces el diámetro de la barra, el que sea mayor.

Ejemplo: Bastón 1Ø3/8”

La resistencia suministrada por el bastón de Ø3/8” es $\phi M_n = 0.43 \text{ Ton.m}$, a una longitud de 0.09m.

Tenemos entonces: $d=17\text{cm}$, $12db = 12*(0.95) = 11.4\text{cm} \rightarrow$ mayor valor: 17cm

$9\text{cm} + 17\text{cm} = 26\text{cm} < \text{Long. Anclaje} = 44\text{cm}$, **se anclará 45 cm**

5.1.2. Diseño por Cortante

Se busca que, en los aligerados, la fuerza cortante última por cargas de gravedad sea resistida por el concreto de las viguetas, es decir $\phi V_c \geq V_u$. De lo contrario se deberá utilizar ensanches en los extremos de la vigueta donde el concreto no resiste la fuerza V_u .

La resistencia al corte de una vigueta es:

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 10\text{cm}$, $d = 17\text{cm}$

$\phi V_c = 1.22 \text{ Ton}$

Se tiene el diagrama de Cortantes en una vigueta típica:

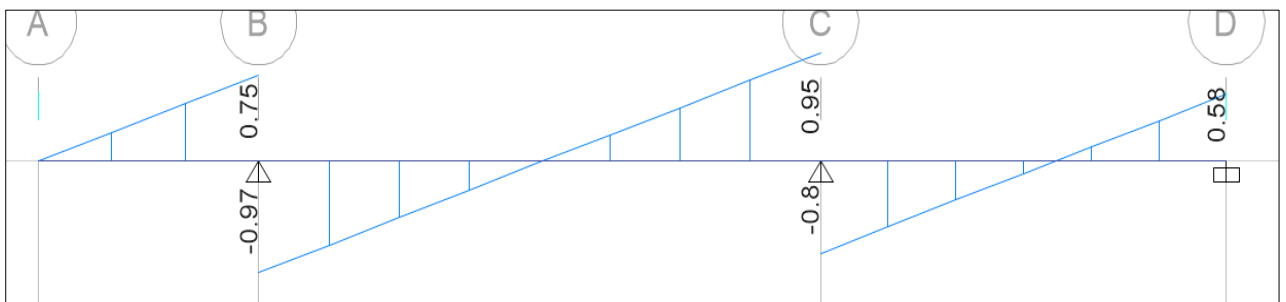


Figura 21: DFC en vigueta típica bajo combinación 1.4CM+1.7CV

Se analiza el cortante a “d” de la cara del tramo 2, el cual es el más crítico

Cortante Tramo 2, lado izquierdo

$Vud = 0.82 \text{ Ton}$

No requiere ensanche

Cortante Tramo 2, lado derecho

$Vud = 0.83 \text{ Ton}$

No requiere ensanche

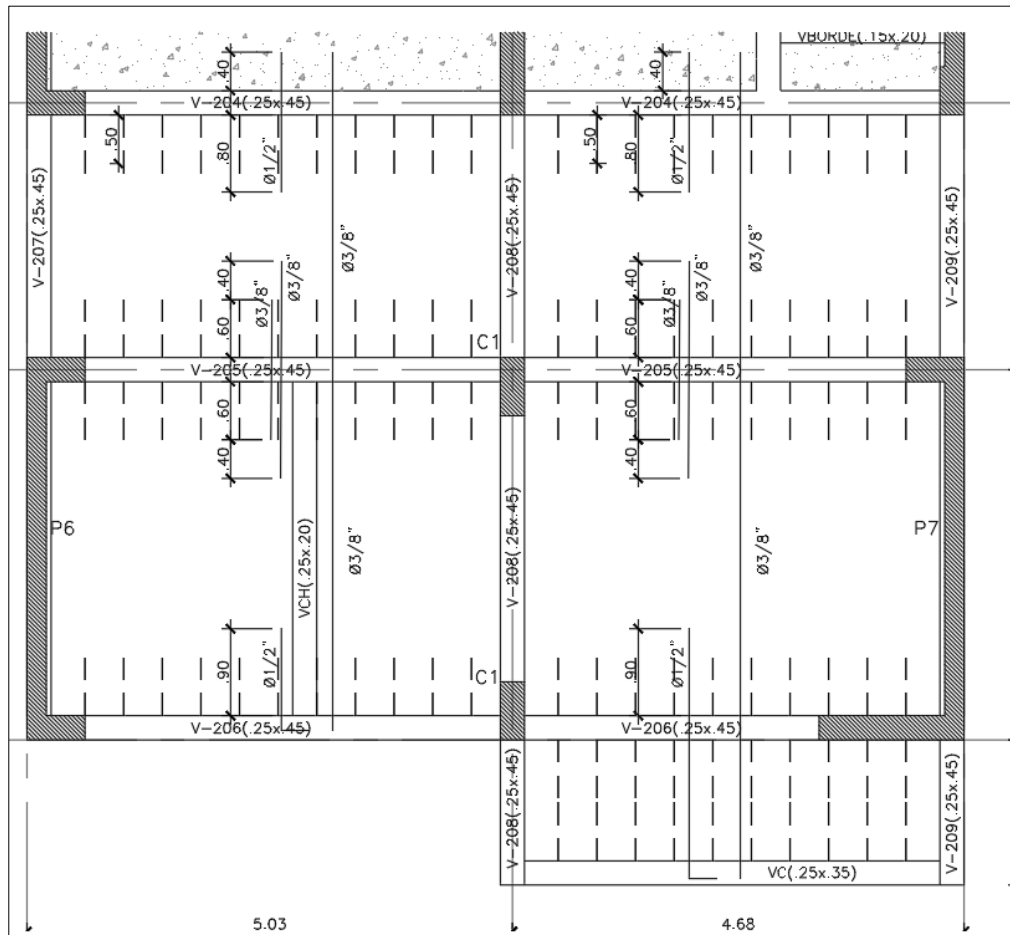


Figura 22: Desarrollo final de losa aligerada

5.2. Diseño de Losas Macizas

5.2.1. Diseño por Flexión

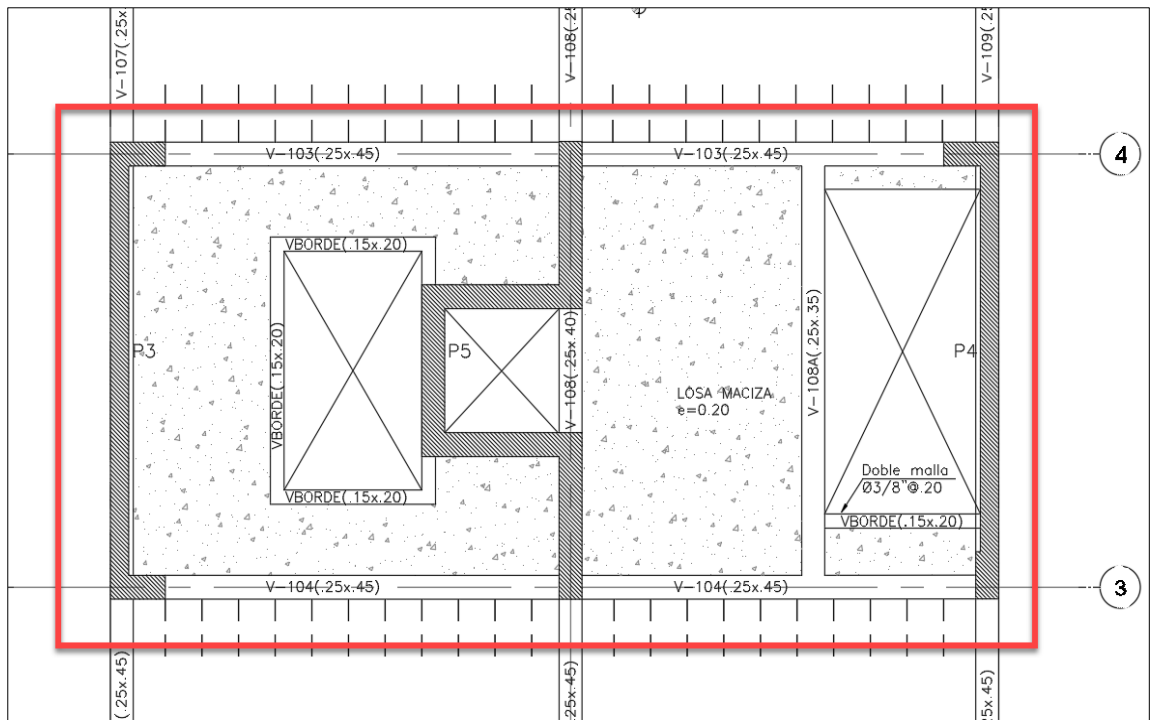


Figura 23: Losa Maciza a diseñar

En el acápite 3.1.2 se obtuvieron los momentos flectores en las direcciones X e Y de paño de losa maciza para cargas en servicio, a continuación, se muestran los diagramas de momento para condiciones ultimas, es decir para $U=1.4CM + 1.7CV$

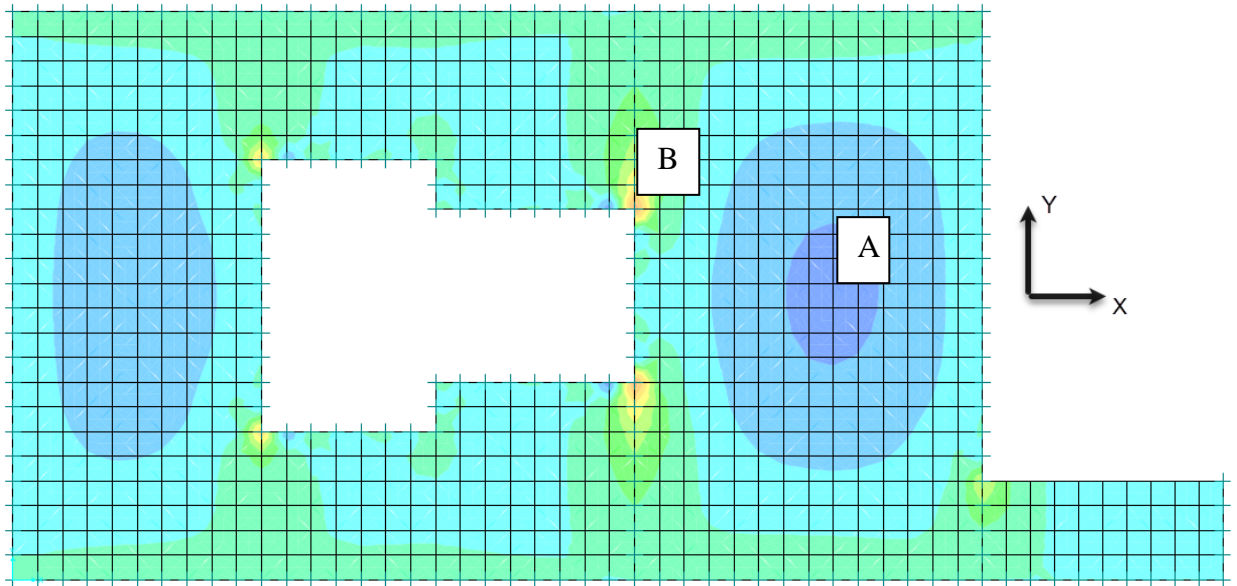


Figura 24 DMF en X en losa maciza

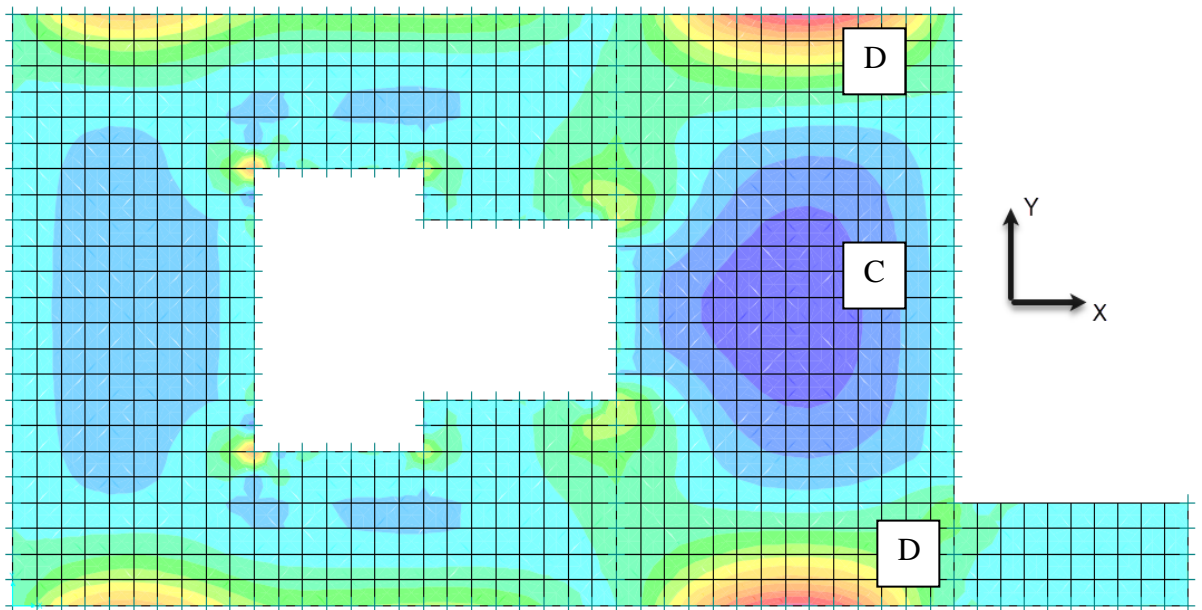


Figura 25 DMF en Y en losa maciza

De los diagramas mostrados, se obtiene para un ancho de 1m

Para Momento positivo y negativo $d = 17 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

- $M_A = +0.66 \text{ ton.m} \rightarrow A_{s.req} = 1.03 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{s.col} = \text{Ø}3/8''@.20$
- $M_B = -2.10 \text{ ton.m} \rightarrow A_{s.req} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{s.col} = \text{Ø}3/8''@.20$

- $MC = +0.41 \text{ ton.m} \rightarrow As.req = 0.64 \text{ cm}^2/ml \rightarrow As.col = \text{Ø}3/8''@.20$
- $MD = -1.01 \text{ ton.m} \rightarrow As.req = 1.59 \text{ cm}^2/ml \rightarrow As.col = \text{Ø}3/8''@.20$

Se observa que los aceros calculados son menores al acero mínimo, por tanto, se opta por colocar **doble enmallado de Ø3/8''@.20** que satisface más que suficiente los aceros demandados.

5.2.2. Diseño por Cortante

La resistencia al corte de la losa de concreto debe ser mayor al cortante último del análisis.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

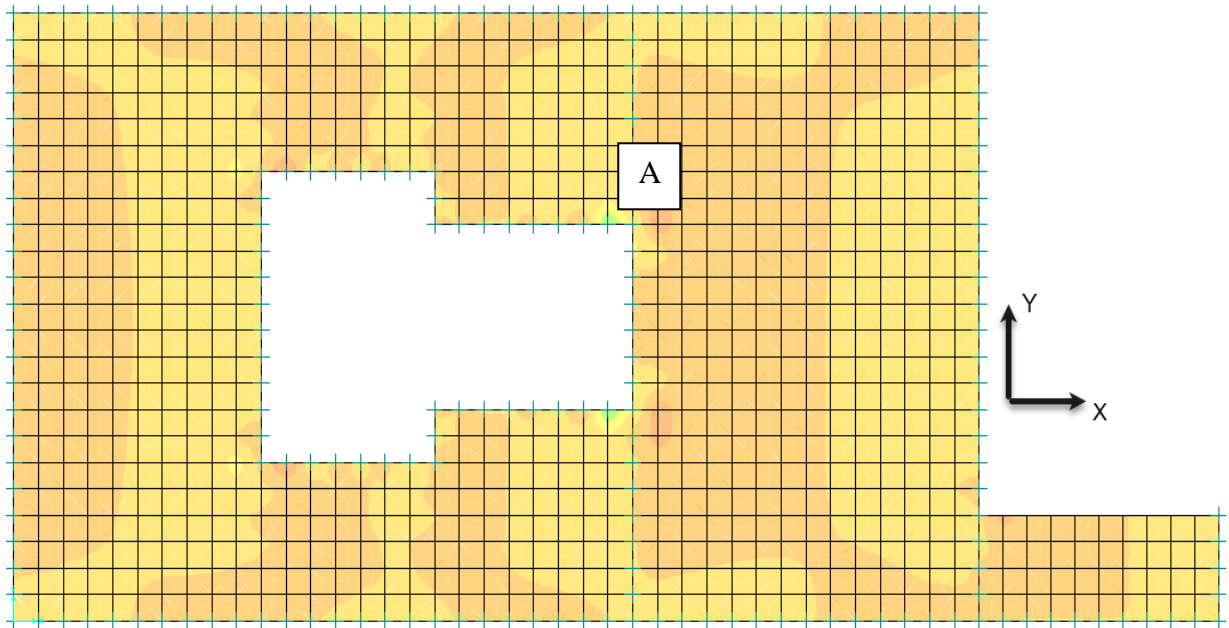


Figura 26 DFC en dirección X losa maciza

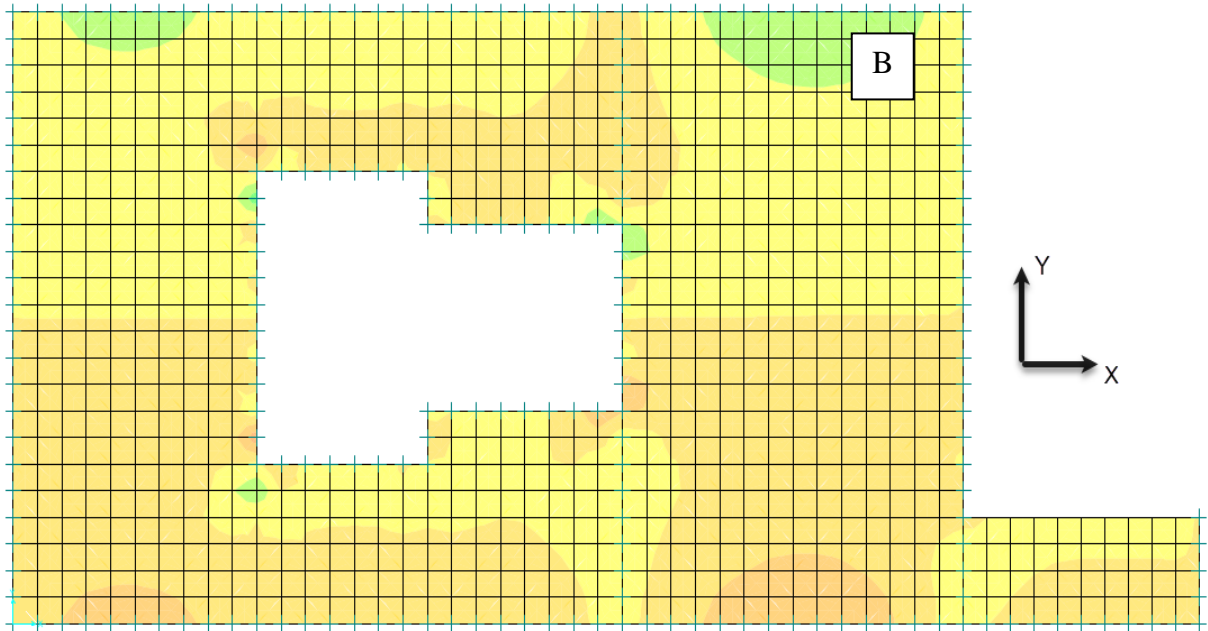


Figura 27 DFC en dirección Y en losa maciza

$$\phi V_c = 11.1 \text{ Ton}$$

Punto A: $V_{ux} = 6.04 \text{ Ton}$

Punto B: $V_{uy} = 2.25 \text{ Ton}$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$

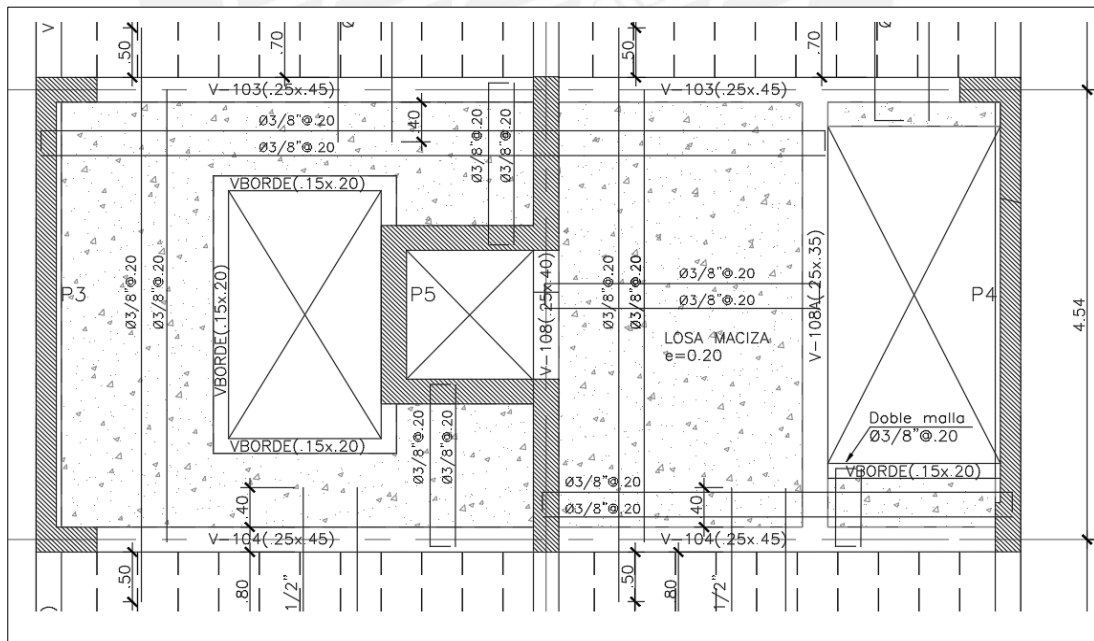


Figura 28: Desarrollo final de la losa maciza

CAPITULO 6: DISEÑO DE VIGAS

6.1. Consideraciones de Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que soportan el peso de los techos y forman ejes estructurales con las columnas y placas, formando pórticos sismorresistentes; estando sujetas por tanto a cargas de sismo. Estos elementos deben cumplir con una serie de exigencias tanto para el diseño por flexión como para cortante.

6.1.1. Consideraciones Generales por Flexión

- Se recomienda que el ancho mínimo de la viga será de 25 cm para una correcta distribución de refuerzo. El peralte efectivo “d” no deberá exceder de $L_n/4$ (L_n : Luz libre) de lo contrario tendrá que diseñarse esa viga como una viga pared.
- Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en un gancho estándar a 90° o 180°
- Debe colocarse refuerzo continuo tanto en la parte inferior como en la parte superior de la viga que permita el armado de los estribos, el área en cualquiera de las caras deber ser mayor o igual al área mínima requerida por flexión establecida en la Norma E.060.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que $1/3$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior del tramo).

6.1.2. Consideraciones Generales por Cortante

- La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la

fuerza isostática calculada para la carga permanente. Lo que viene a ser el Diseño por Capacidad.

- Respecto al espaciamiento de estribos, estos deben ser de diámetro mínimo de $\text{Ø}3/8$ ".
- Las zonas de confinamiento son adyacentes a las columnas a una distancia de "2h", teniéndose los siguientes espaciamientos de estribo:
- Se recomienda que el primer estribo este espaciado a 5 cm
- Siguiendo estribos, la distancia máxima será $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, y 30 cm; se escogerá el menor de los 3.
- Fuera de la zona de confinamiento, los estribos deberán espaciarse a $d/2$.

6.2. Ejemplo de Diseño de una Viga

Se presenta el diseño de la viga V-505(.25x.45) ubicado en el encofrado del quinto techo en el Eje 2. Se presenta la ubicación en planta y su desarrollo.

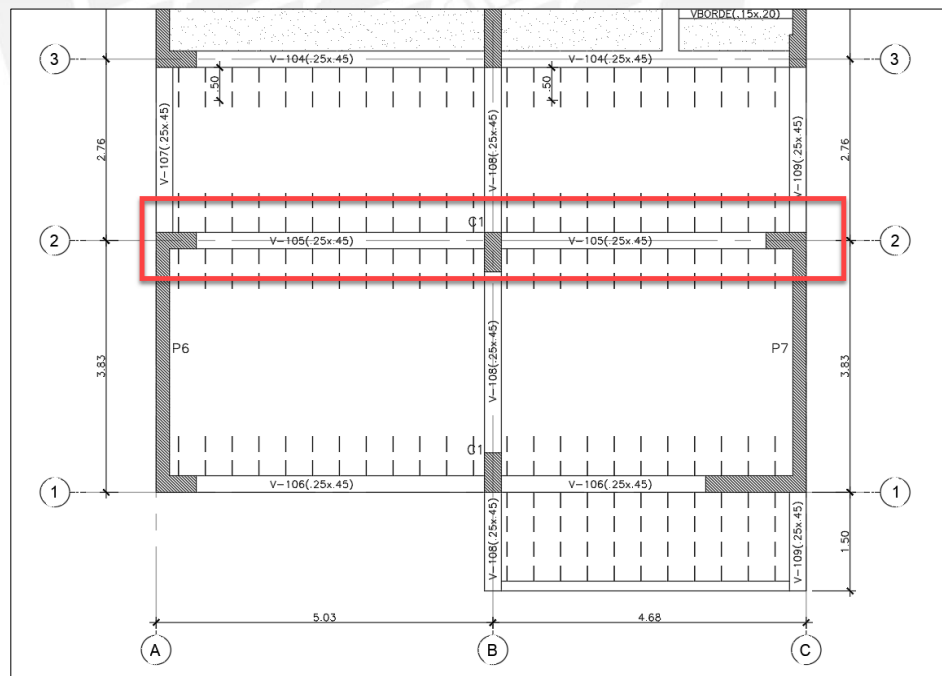


Figura 29: Vista en planta de viga V-505(.25x.45)

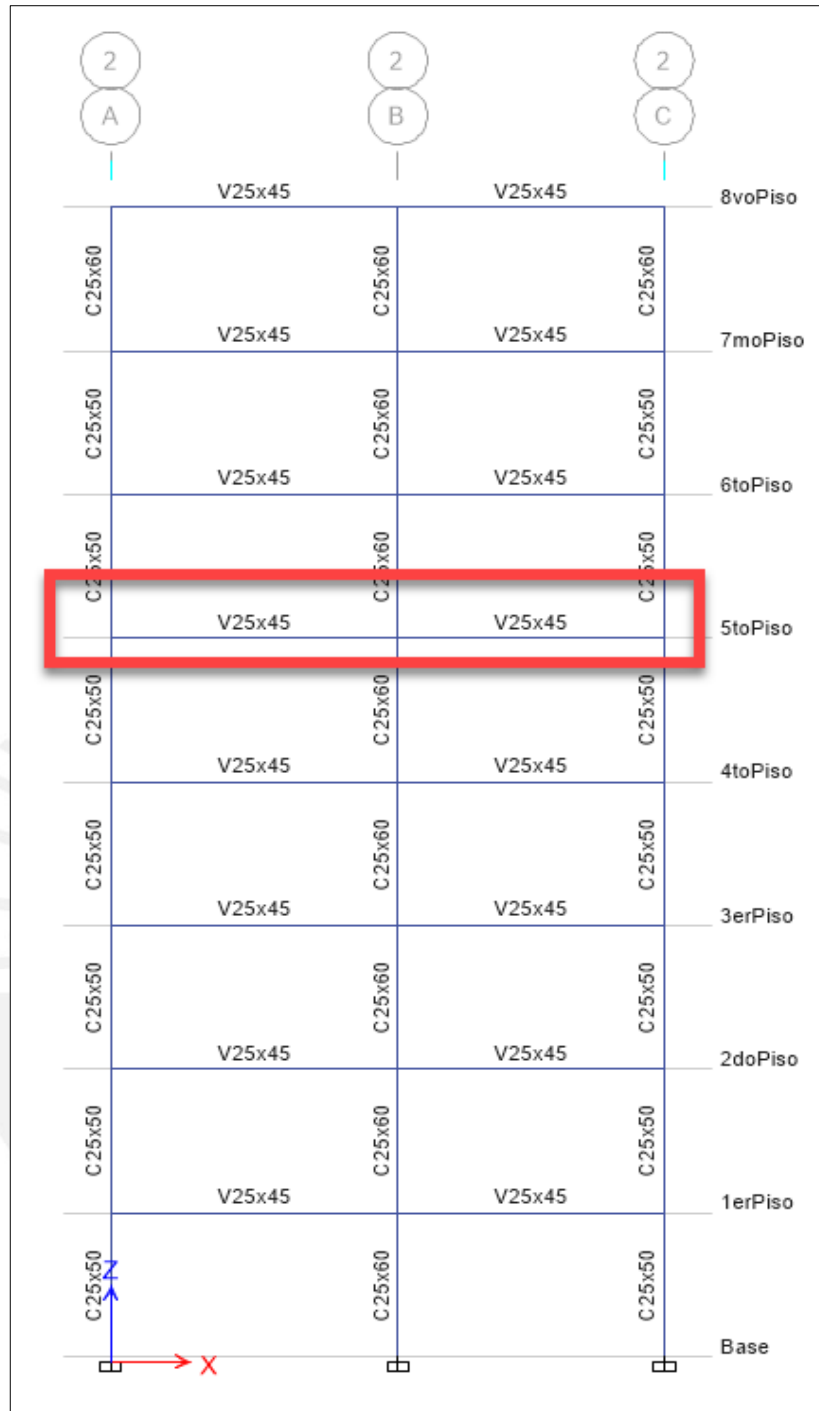


Figura 30: Modelo Matemático de Viga V-505(.25x.45)

6.2.1. Diseño por Flexión

Los datos para el diseño por flexión de la viga V-505(.25x.45) son:

$$b = 30\text{ cm} \quad h = 45\text{ cm}$$

$$d = 39\text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Se hallan las cuantías máximas y mínimas para la sección de viga a diseñar:

$$\text{As. máx} = 15.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{As.mín} = 2.35 \text{ cm}^2$$

Se presenta la envolvente de momentos flectores en la viga a diseñar

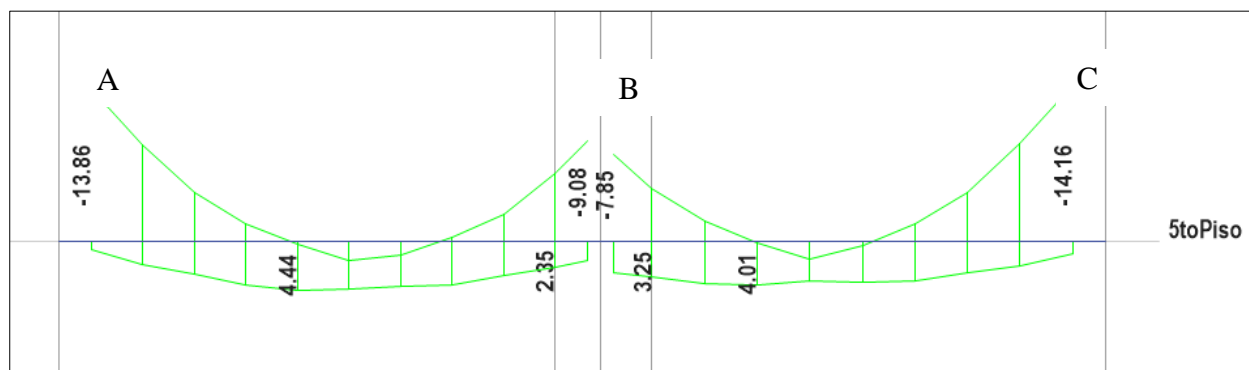


Figura 31: Envolvente de Momento Flector en Viga V-505(.25x.45)

Se analizará los momentos críticos por tramo:

Momentos Positivos:

- $Mu+ = 4.44 \text{ ton.m}$ $Ku = 10.97$ $As = 3.12 \text{ cm}^2$

As. colocado = $6 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$ corrido – Tramo AB

- $Mu+ = 4.01 \text{ ton.m}$ $Ku = 10.55$ $As = 2.82 \text{ cm}^2$

As. colocado = $6 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$ corrido – Tramo BC

Momentos Negativos

- $Mu- = 13.86 \text{ ton.m}$ $Ku = 36.45$ $As = 10.81 \text{ cm}^2$

As. colocado = $10.84 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$ corrido + $1\emptyset 5/8''$ bastón + $1\emptyset 3/4''$ bastón – Nudo A

- $Mu- = 9.08 \text{ ton.m}$ $Ku = 23.88$ $As = 6.70 \text{ cm}^2$

As. colocado = $8 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$ corrido + $1\emptyset 5/8''$ bastón – Nudo B

- $Mu- = 14.16 \text{ ton.m}$ $Ku = 37.24$ $As = 11.09 \text{ cm}^2$

As. colocado = $11.68 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$ corrido + $2\emptyset 3/4''$ bastón – Nudo C

6.2.2. Diseño por Cortante

Se presenta la envolvente de cortante de la viga a diseñar:

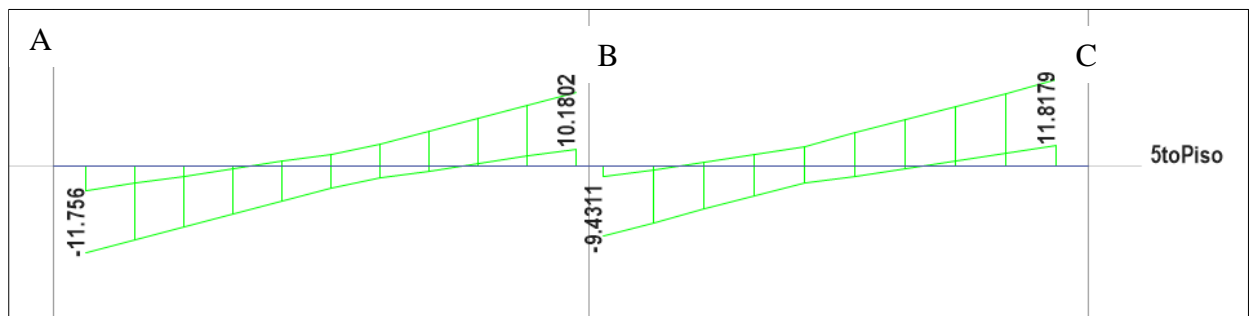


Figura 32: Envolvente de Cortante en Viga V-505(.25x.45)

La Resistencia del concreto al corte es:

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

$$V_c = 7.48 \text{ Ton}$$

La Resistencia máxima del acero al corte:

$$V_{s_{max}} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{s_{max}} = 29.6 \text{ Ton}$$

Resistencia Nominal por el aporte del concreto y acero:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 31.52 \text{ Ton}$$

Del análisis estructural y el modelo en Etabs, obtenemos la cortante a “d” de la cara.

De la combinación 1.25 (CM+CV) + Sx, se obtiene

$$V_{ud} = 11.47 \text{ Ton}$$

$$\text{El aporte del acero es: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 6.01 \text{ Ton}$$

Espaciamiento “s” de los estribos:

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

Considerando estribos de Ø3/8" obtenemos:

$$s = 38.70 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será 0.5d o 60cm, el que sea menor, en este caso, **smáx = 20cm.**

6.3.3. Diseño por Capacidad

La viga al formar parte de un pórtico sismorresistente, está sujeta a cargas sísmicas, se ha supuesto que la estructura tiene la capacidad de liberar energía en el rango inelástico. Para que esto suceda será necesario que los elementos sismorresistentes de esta estructura tengan una ductilidad adecuada.

Lo que se quiere lograr es que la resistencia a flexión sea menor a la de corte, para producir fallas dúctiles.

Tenemos entonces para la viga V-505(.25x.45)

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_{isostatico}$$

Los momentos nominales son:

Tramo AB

$$M_{ni} = 15.43 \text{ ton.m}$$

$$M_{nd} = 11.84 \text{ ton.m}$$

$$L_n = 4.30 \text{ m}$$

$$V_{isostático} (\text{combinación } 1.25CM + 1.25CV) = \mathbf{9.54 \text{ Ton}}$$

Por tanto, la cortante de diseño es:

$$\mathbf{V_{ud} = 15.88 \text{ Ton}}$$

Se tiene entonces que la resistencia al corte del acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 11.20 \text{ Ton}$$

Usando estribos de $\varnothing 3/8$ " obtenemos:

$$s = 20.76 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento: $L_o = 90 \text{ cm}$

La distribución final de estribos será:

Estribos de $\varnothing 3/8$ " : 1@.05, 6@.15, rto@.20

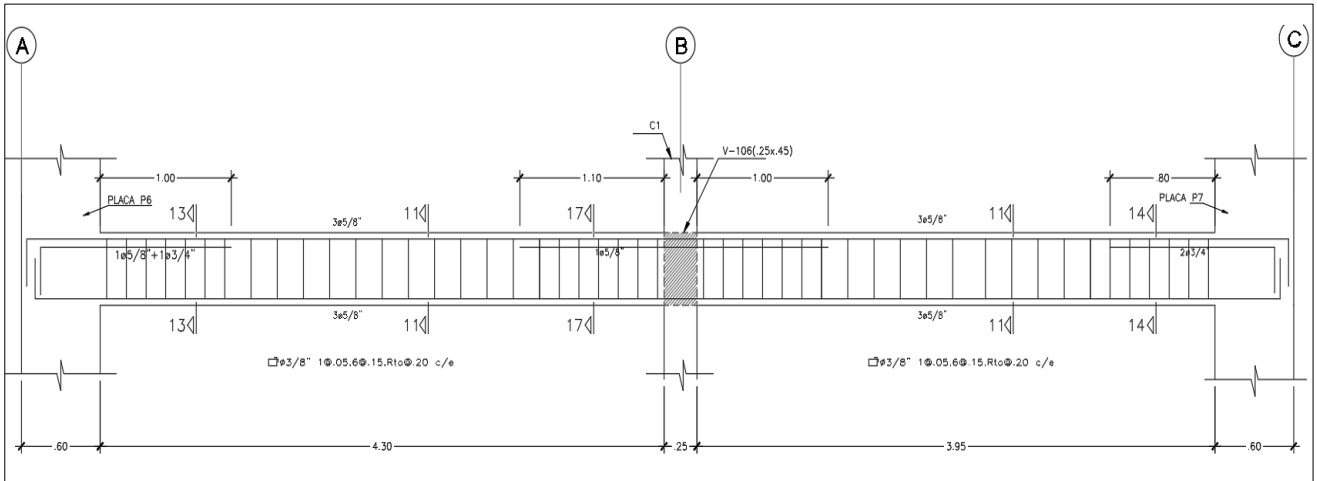


Figura 33: Elevación final de viga V-505

CAPITULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1. Consideraciones de Diseño de Columnas

De acuerdo a la Norma E.060 en el Capítulo 21 se tiene algunas exigencias para diseño sismorresistente de columnas:

El f'_c del concreto será mínimo de 210 kg/cm² y el f_y máximo del acero de refuerzo será como máximo 4200 kg/cm²

La Norma pide tener columnas más fuertes que las vigas (columna fuerte – viga débil).

Esta exigencia viene de que se desea que las rotulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los extremos de las columnas.

El concepto de columna fuerte – viga débil parte de que debe cumplirse que la suma de los momentos nominales de las columnas que concurren a un nudo debe ser igual 1.4 veces la suma de los momentos nominales de las vigas que concurren en ese mismo nudo.

Se debe diseñar las columnas con cuantías que rondan en el intervalo de 1% a 6 %, no obstante, la Norma recomienda no exceder la cuantía de 4% puesto que existen dificultades de un buen vaciado cuando existen mucha congestión de acero y se deberá hacer detalles especiales de nudos en los planos estructurales.

La longitud de la zona de confinamiento será el mayor valor entre:

- 1/6 de la luz libre
- 45 cm
- Máxima dimensión de la sección transversal

El espaciamiento de los estribos dentro de la zona de confinamiento no deberá exceder del menor de los siguientes valores:

- La mitad de la sección más pequeña de la sección transversal
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no deberá exceder de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra de menor diámetro
- Menor dimensión del elemento
- 30cm

Dentro del nudo también se debe colocar estribos y según la Norma Peruana, el espaciamiento será menor o igual a 15 cm

El diseño por cortante también se debe hacer pensando en proporcionarle más capacidad por cortante que por flexión.

7.2. Diseño por Flexocompresión

Se procede con el diseño de la columna C1 (.25x.60) ubicada en el primer piso entre los ejes 2 y B.

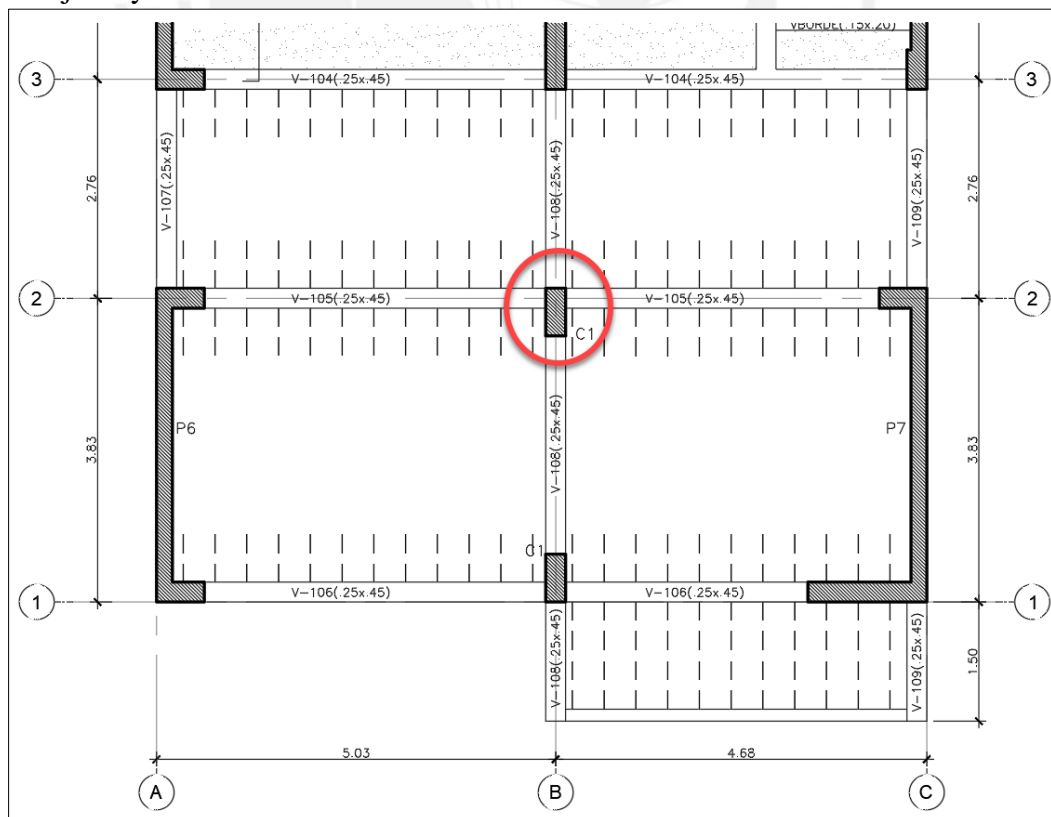


Figura 34: Columna C1(.25x.60) en Planta

Se obtiene del programa Etabs los Ejes Locales de análisis:

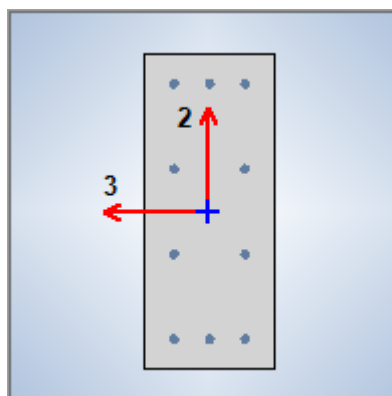


Figura 35: Ejes Locales de Análisis en Columna C1(.25x.60)

Luego se muestran los patrones de carga muerta, viva y las fuerzas sísmicas producto del espectro de la Norma E.030.

Carga	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
CARGA MUERTA	70.92	0.19	-0.17	-0.16	0.13
CARGA VIVA	15.50	0.04	-0.04	-0.04	0.03
SX Max	3.57	0.31	1.52	1.88	0.24
SY Max	7.30	1.08	0.07	0.10	1.60

Tabla 21: Cargas Actuantes en la Base de Columna C1

Las combinaciones de cargas en la base de la columna son las siguientes:

Combinacion	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	126.38	0.34	-0.30	-0.29	0.23
U2=1.25(CM+CV)+Sx	112.15	-0.02	-1.78	-2.12	-0.05
U3=1.25(CM+CV)-Sx	105.00	0.59	1.26	1.63	0.44
U4=1.25(CM+CV)+Sy	115.87	-0.80	-0.33	-0.35	-1.41
U5=1.25(CM+CV)-Sy	101.28	1.37	-0.19	-0.15	1.80
U6=0.9CM+Sx	60.26	0.47	1.37	1.74	0.36
U6=0.9CM-Sx	67.40	-0.14	-1.67	-2.02	-0.13
U6=0.9CM+Sy	56.53	1.25	-0.08	-0.04	1.72
U6=0.9CM-Sy	71.13	-0.92	-0.22	-0.24	-1.49

Tabla 22: Combinaciones de Cargas Actuantes en la Base de Columna C1

Con ayuda de una hoja de cálculo y el programa Etabs, se define la sección con el fin de obtener el diagrama de interacción de la columna. Se colocó un refuerzo de 8 varillas de $\text{Ø}5/8''$ lo cual da una cuantía de 1.06%.

A continuación, se muestra los diagramas de interacción en la base de la columna C1.

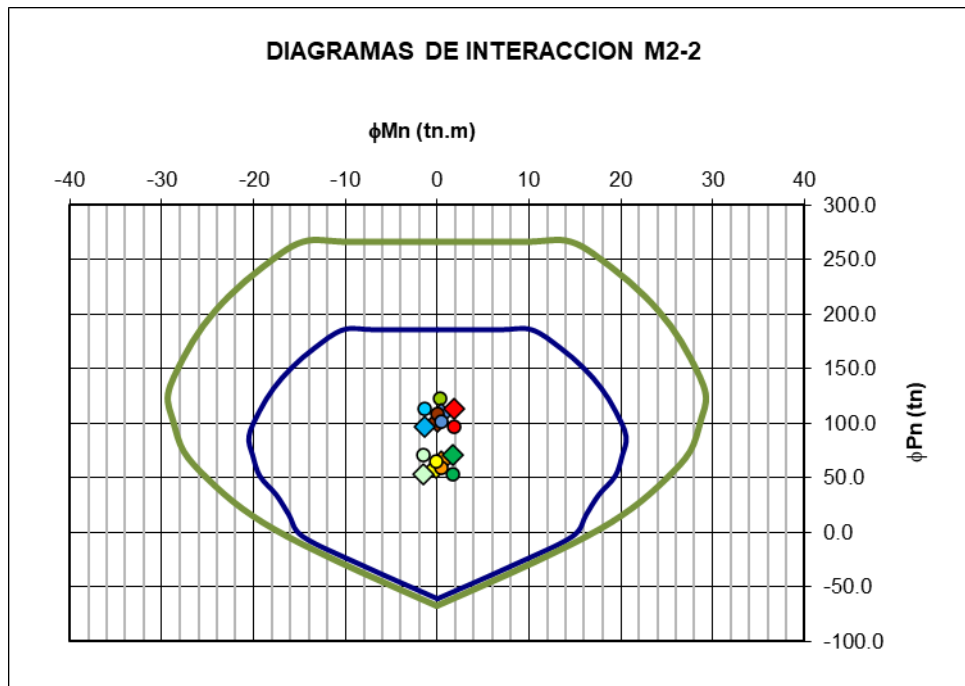


Figura 36: Diagrama de Interacción en la dirección 3-3 (Eje X)

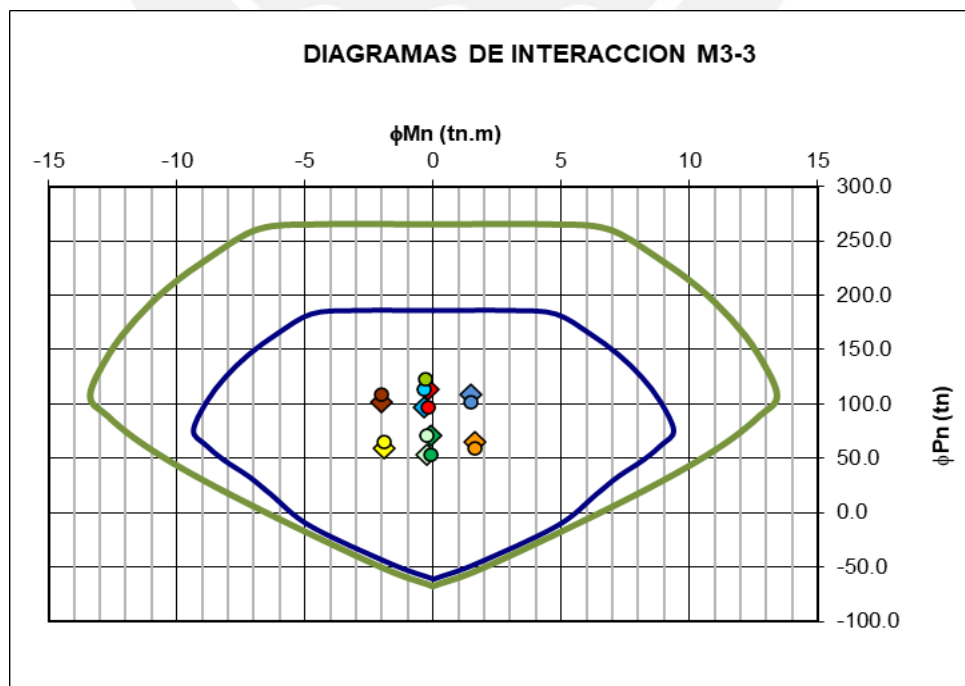


Figura 37: Diagrama de Interacción en la dirección 2-2 (Eje Y)

Se observa que todos los puntos caen dentro del diagrama de interacción, por tanto, cumple con el diseño por flexo compresión. Asimismo, se observa que el Eje local 3 y 2 coinciden con los Ejes X e Y respectivamente.

7.3. Diseño por Cortante

Considerando los requisitos para elementos sismorresistentes, se contemplará el diseño por capacidad.

7.3.1. Ejemplo de diseño de una columna por cortante

Siguiendo con el diseño de la columna C1 (.25x60) ubicado en los Ejes 2 y B, se calcula la cortante de diseño mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n}$$

Donde M_{ns} y M_{ni} son las resistencias nominales en flexión en los extremos de la altura libre de la columna asociadas a una fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

Del diagrama de interacción se tiene:

$$M_{ni} = M_{nd} = 29 \text{ Ton.m}$$

$$H = 2.4 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{29 + 29}{2.4} = 24.17 \text{ Ton}$$

La resistencia al corte del concreto para elementos sometidos a compresión es de:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Donde:

$$N_u = 125.6 \text{ Ton}$$

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

$$A_g = 1500 \text{ cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm, } d = 54 \text{ cm}$$

$$V_c = 16.57 \text{ Ton}$$

El cortante resistido por el refuerzo será:

$$V_s = V_u/0.85 - V_c = 11.86 \text{ Ton}$$

El espaciamiento “s” considerando doble estribo ($4 \cdot A_v$), será de:

$$s = \frac{4 * 0.71 * 4200 * 54}{11.86 * 1000}$$

$$s = 54.30 \text{ cm}$$

Se colocará doble estribo.

Finalmente se armará: **2 estribos de $\varnothing 3/8$ ", 1@.05, 6@.10, rto@.20 c/e**

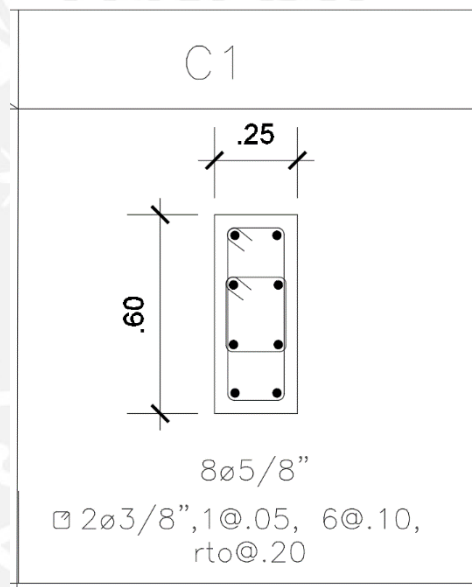


Figura 38 Sección final de la columna C1

CAPITULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1. Consideraciones de Diseño de Placas

Las placas son elementos sometidos de flexocompresión y cortante, su diseño se hará similar al de las columnas. Las diferencias se tienen que para el caso de las placas la Norma E.060 obliga a colocar núcleos confinados en las zonas de mayor esfuerzo, mientras que en el resto de la sección se repartirá acero de menor diámetro.

Se elabora un diagrama de interacción suponiendo núcleos confinados ubicados en los extremos y acero repartido mínimo en el alma.

El fierro mínimo horizontal y vertical de acuerdo a la Norma E.060 es de $0.0025b*t$, No obstante, esa cuantía puede disminuir cuando se diseñe por cortante y obtengamos que el cortante último actuante sea menor al ϕV_c de la placa.

El espesor mínimo de un muro de corte será de 10 cm o 12 cm, estos son conocidos como muros de ductilidad limitada y contemplan otras hipótesis de diseño.

A partir de muros de 15 cm ya se puede contemplar el uso de núcleos confinados.

Las hipótesis de diseño de flexo compresión son válidas para muros esbeltos, es decir $H/L > 1$

Para el diseño por cortante deberá cumplirse que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde: $V_n = V_c + V_s$

Adicionalmente: $V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$

Respecto al diseño por capacidad, la cortante última de diseño se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} * w_t$$

Donde:

V_{ua} = Cortante último proveniente del análisis

M_{ua} = Momento último proveniente del análisis

M_n = Momento nominal que resiste la sección con el acero realmente colocado, asociado a la máxima P_u actuante.

w_t = Factor de Amplificación Dinámica

Este factor amplifica aún más el cortante último de análisis y depende del número de pisos del edificio.

Al aplicar los factores **Mur/Mua** y **wt**, la cortante se amplifica alrededor de 8 veces, lo cual no tiene mucho sentido, puesto que se estaría diseñando para una fuerza mayor a la que suponemos se obtendría de un comportamiento elástico; por tal motivo se considera el factor **wt** igual a 1.

Respecto a los refuerzos vertical y horizontal, en caso el V_u sea menor a $0.5\phi V_c$, las cuantías se podrán reducirse a:

$$\mathbf{P_h > 0.0020} \quad \mathbf{p_v > 0.0015}$$



8.2. Ejemplo de Diseño de una Placa

A modo de ejemplo se muestra el diseño de la Placa P5 cuya geometría se muestra continuación:

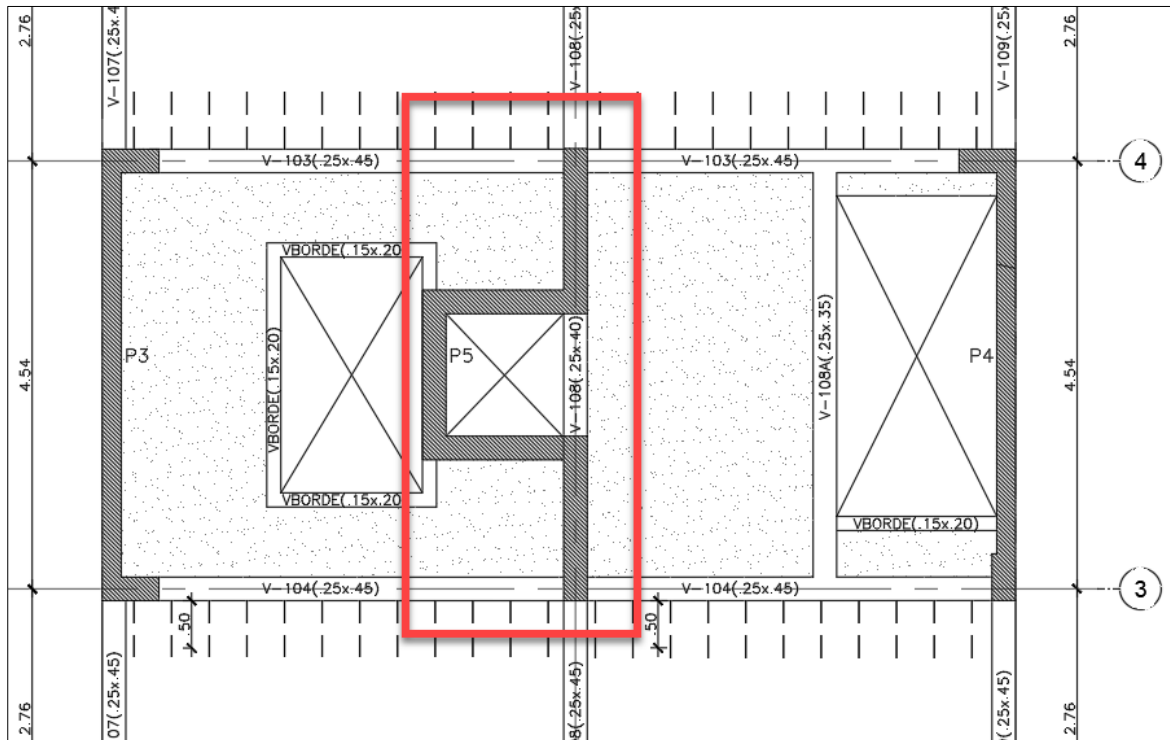


Figura 39: Placa P5 en planta

8.2.1.1. Diseño por Flexocompresión

Para obtener el diagrama de interacción de la placa P5, nos ayudamos con la opción Section Designer, proporcionada por el software Etabs, en el cual colocamos manualmente los aceros verticales en el alma y en los núcleos confinados.

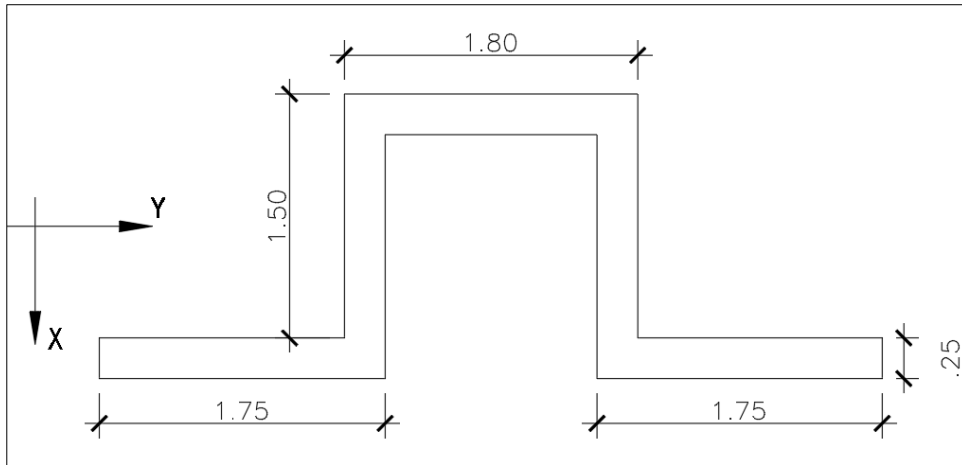


Figura 40: Dimensiones y ejes de la Placa P5

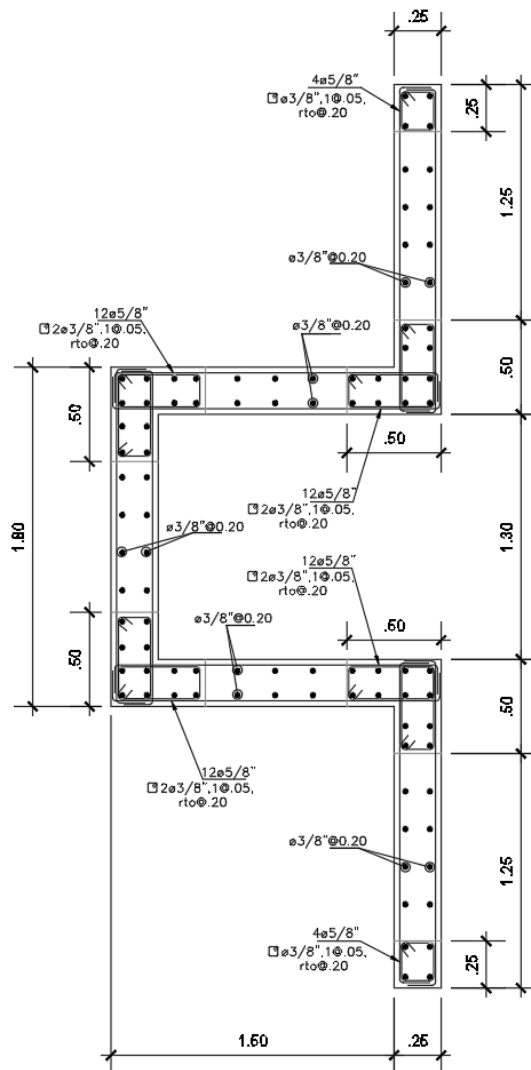


Figura 41: Sección y refuerzo vertical propuesto en Placa P5

Con ayuda del programa Etabs, se asignó el comando PIER labels, a cada uno de los elementos Wall, los cuales son aportes de la placa P5 en la dirección X e Y. A continuación, se muestra un esquema de la asignación de los PIERS.

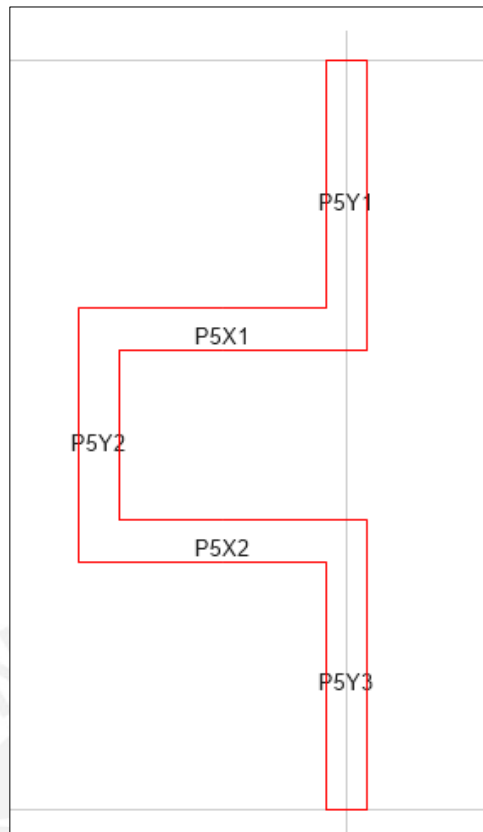


Figura 42: Asignación de PIER a Placa P5 en Etabs.

Una vez asignado los piers, se procede a sumar las fuerzas internas de cada uno para así obtener las fuerzas totales actuantes en la Placa P5. Asimismo, se proceden a hacer las combinaciones de carga de acuerdo a la Norma E.060.

Carga	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
MUERTA	-347.54	-0.02	0.04	-25.39	-7.30
VIVA	-55.08	0.01	0.05	-5.38	-1.61
SISMO X	5.10	1.49	77.81	494.46	13.28
SISMO Y	0.67	33.38	0.97	2.18	250.71

Tabla 23: Casos de carga en la base de Placa P5

Combinacion	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton.m)	M3 (Ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	-580.20	-0.01	0.13	-44.69	-12.97
U4=1.25(CM+CV)+Sx	-498.18	1.48	77.92	456.00	2.13
U5=1.25(CM+CV)-Sx	-508.38	-1.50	-77.70	-532.92	-24.43
U2=1.25(CM+CV)+Sy	-502.61	33.37	1.07	-36.28	239.56
U3=1.25(CM+CV)-Sy	-503.95	-33.39	-0.86	-40.64	-261.86
U6=0.9CM+Sx	-307.69	1.47	77.84	471.61	6.71
U6=0.9CM-Sx	-317.89	-1.51	-77.78	-517.31	-19.85
U6=0.9CM+Sy	-312.12	33.36	1.00	-20.67	244.13
U6=0.9CM-Sy	-313.45	-33.40	-0.93	-25.03	-257.28
VALOR MAXIMO	580.20	33.40	77.92	532.92	261.86

Tabla 24: Combinaciones de carga en la base de Placa P5

Con la distribución de acero colocada anteriormente y las combinaciones de cargas obtenidas, se procede a graficar los diagramas de interacción de la Placa P5

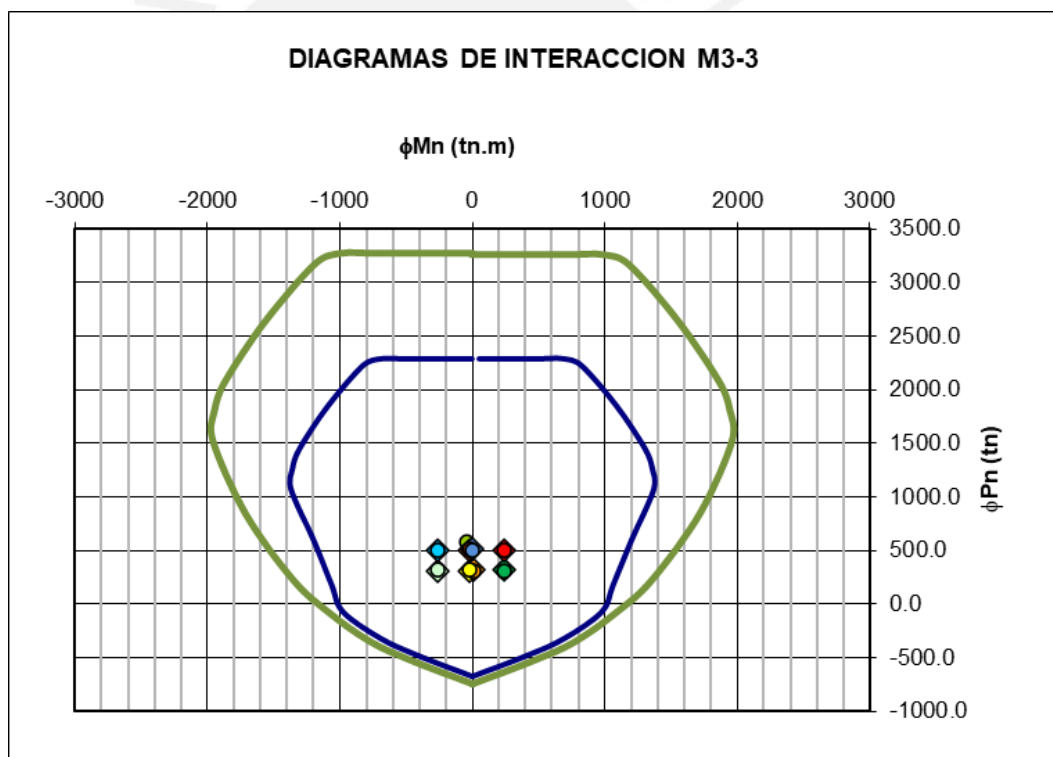


Figura 43: Diagrama de Interacción en M33 de Placa P5

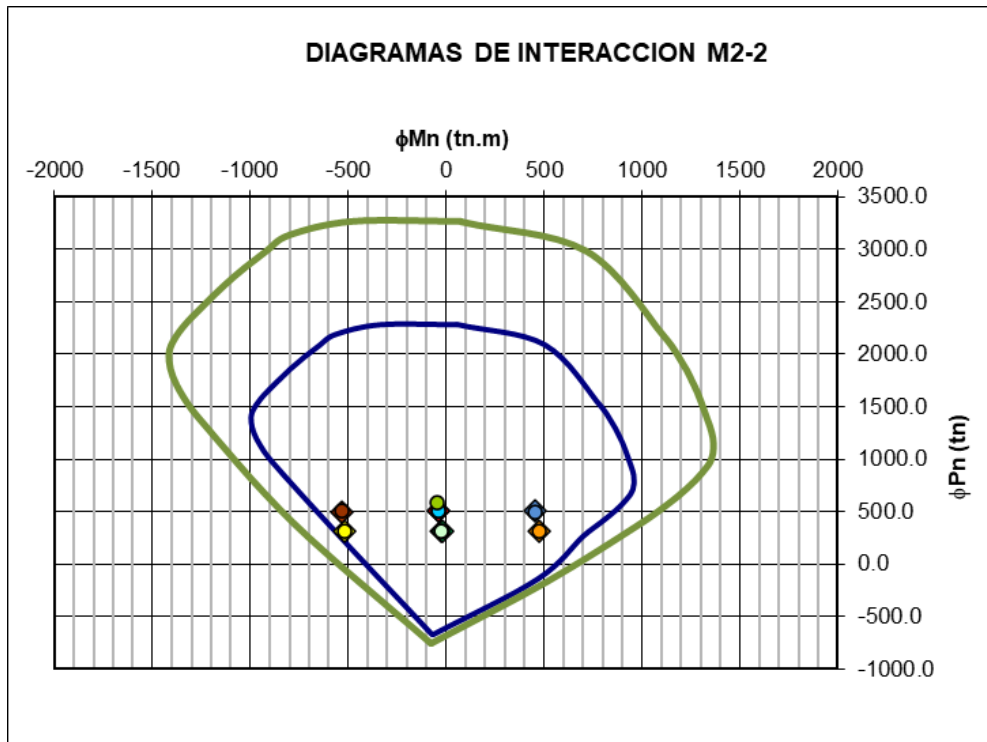


Figura 44: Diagrama de Interacción en M22 de Placa P5

Se observa que todos los puntos caen dentro del diagrama, por tanto, se concluye que la placa satisface los requisitos por flexocompresión.

8.2.2. Diseño por Cortante

Se contemplará el diseño por capacidad y deberá cumplir que $V_u \leq \phi V_n$, asimismo V_n no deberá exceder de

$$2.6\sqrt{f'_c} * t * d$$

Luego $V_n = V_c + V_s$

La resistencia al corte del concreto de la placa es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * 0.8 * l$$

Análisis en dirección Y-Y

En la dirección YY, el aporte a la resistencia al corte del concreto es:

$$V_{c_y} = 81.41 \text{ ton}$$

De las combinaciones de carga en la Tabla 29 la cortante máxima en el Eje Y es

$$V_u = 33.40 \text{ Ton}$$

Del diagrama de interacción M33 el momento nominal asociada a la carga $P_u = 580.20 \text{ Ton}$ es $M_n = 1380 \text{ Ton.m}$

Como el momento ultimo de análisis $M_{ua} = 261.86 \text{ Ton.m}$, el cociente M_n/M_{ua} es mayor a 5.26

$$V_{ud} = V_u \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 33.40 * 5.34 = 176.01 \text{ Ton}$$

Ahora calculamos el aporte del acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 125.66 \text{ Ton}$$

Luego obtenemos que $\phi V_s = 106.81$ y de la expresión:

$$\phi V_s = 0.85 * A_{cw} * \rho h * f_y$$

Donde A_{cw} es el producto de $0.8 * t * L_m$, en este caso es $0.8 * 25 * 530 = 10600 \text{ cm}^2$

La cuantía resultante es: $\rho h = 0.0029$. Para una doble malla de $\phi 3/8''$ ($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$) se obtiene un espaciamiento de $s = 20.12 \text{ cm}$

Finalmente colocamos **una doble malla horizontal de $3/8'' @ .20$** para satisfacer los requisitos por corte.

Análisis en dirección X-X

En la dirección XX, el aporte a la resistencia al corte del concreto es:

$$V_{c_x} = 53.76 \text{ ton}$$

De la tabla 29 obtenemos que la cortante máxima en el Eje X es $V_u = 77.92 \text{ Ton}$.

Del diagrama de interacción M22, el momento nominal asociado a la carga $P_u = 508.38 \text{ Ton}$, es $M_n = 1050 \text{ Ton.m}$

Como el momento último de análisis $M_{ua} = 532.92 \text{ Ton.m}$, el cociente $M_n/M_{ua} = 1.86$

$$V_{ud} = V_u \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 77.92 * 1.97 = 153.52 \text{ Ton}$$

El aporte del acero será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 126 \text{ Ton}$$

Luego tenemos que $\phi V_s = 107 \text{ Ton}$ y de la expresión:

$$\phi V_s = 0.85 * A_{cw} * \rho h * f_y$$

Donde A_{cw} es el producto de $0.8 * t * L_m$, en este caso es $0.8 * 25 * 350 = 7000 \text{ cm}^2$

La cuantía resultante es: $\rho h = 0.0043$ la cual resulta para una doble malla de $\phi 1/2''$ ($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$) un espaciamiento de $s = 23.92 \text{ cm}$

Finalmente colocamos **una doble malla horizontal de $\phi 1/2'' @ .20$** para satisfacer los requerimientos por corte.

8.2.3. Elementos de Borde

De la distribución de acero inicial en la Placa P5, se cuenta con 6 elementos de borde, el cual se tiene 2 tipos:

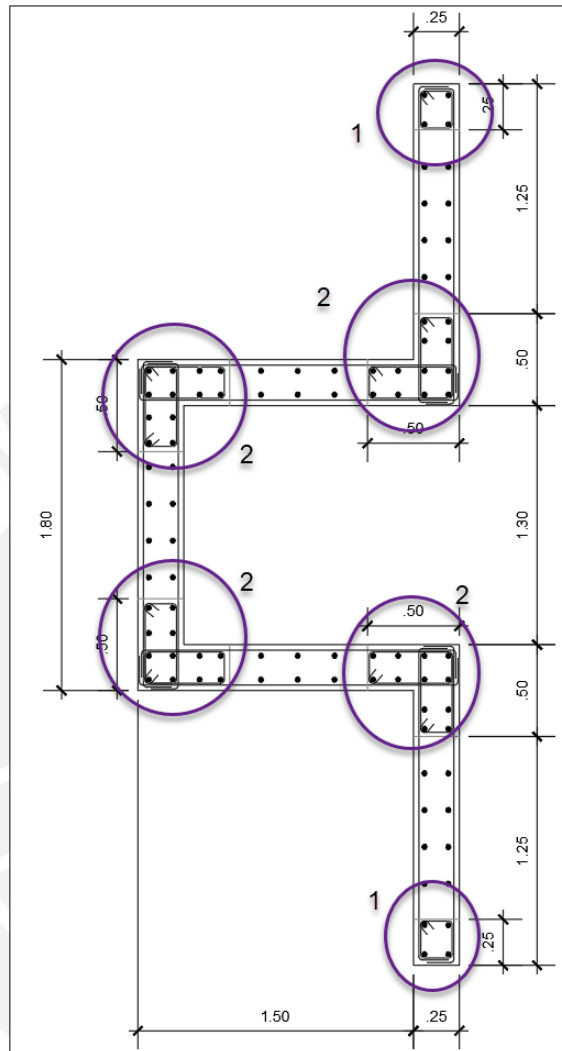


Figura 45 Elementos de Borde en Placa P5

Núcleos de 25x25 con 4 varillas de $\text{Ø}5/8''$ (Tipo 1) y núcleos de 50x50 en L, con 12 varillas de $\text{Ø}5/8''$ (Tipo 2).

De acuerdo a las disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060, el espaciamiento del confinamiento de los elementos de borde no debe exceder:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de mayor diámetro
16 cm
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
25 cm
- **25 cm**

Finalmente se colocará estribos de $\varnothing 3/8''$, espaciados 15 cm.

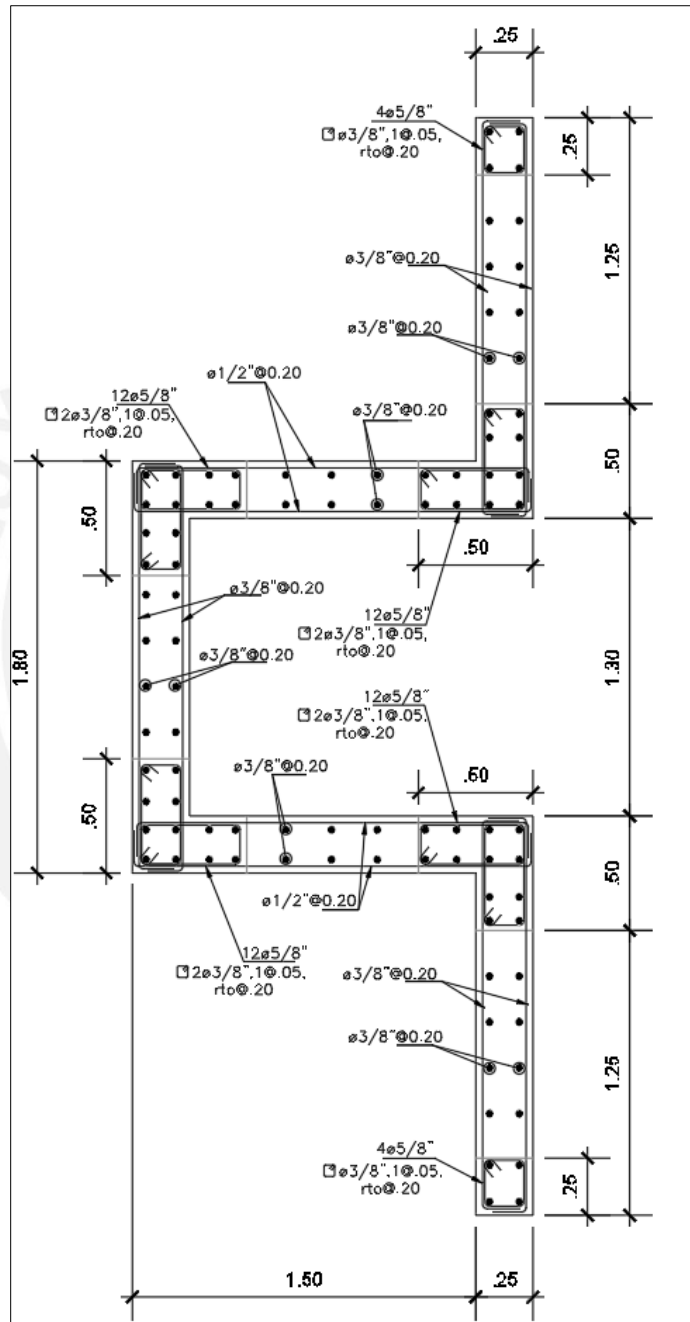


Figura 46: Desarrollo Final de Placa P5

CAPITULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

9.1. Características del Suelo de la Cimentación

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, la capacidad portante en el suelo donde se cimentará el edificio es de 3.8 kg/cm², clasificándolo como grava bien graduada. Asimismo, la profundidad mínima de cimentación *Df* es de 1.20m

9.2. Procedimiento De Diseño de la Cimentación

Como primer paso se obtendrá el área de la zapata de tal manera que la presión que transmite sea menor a la capacidad portante del suelo.

Cuando solo exista carga axial, el área de la zapata será:

$$\sigma \geq \frac{P + Pp}{B \times L}$$

Cuando exista carga axial y momento:

$$\sigma_{1,2} \geq \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

Si el momento es muy grande respecto a la carga axial:

En este caso se pueden obtener tracciones en el suelo, lo cual es físicamente imposible, en este caso se deben redistribuir las presiones de modo de obtener un diagrama que solo tenga compresiones (diagrama triangular)

Se ubica la resultante de las cargas y momentos actuantes y se hace coincidir la resultante con el centro de gravedad del triángulo, obteniéndose:

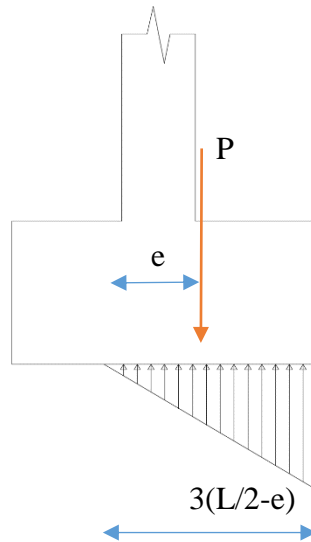


Figura 47 Diagrama triangular de presiones, cuando hay tracción en el suelo

$$\sigma = \frac{2R}{3(B)\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Una vez obtenidas las dimensiones de la zapata se procede a realizar el diseño en concreto armado. En primer lugar, se debe obtener la altura de la zapata para evitar posibles fallas por punzonamiento y cortante o falta de anclaje de los fierros de la columna. Finalmente se procede a diseñar por flexión.

El recubrimiento del fierro es de 7.5cm por tanto se trabajará con un peralte efectivo de $d = H - 10$

9.3. Ejemplo de Diseño de una Zapata Aislada

Se procederá a diseñar la zapata Z-3 ubicada entre los ejes B y 2

9.3.1. Verificación por Cargas de Gravedad

Carga	P (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)
Muerta	71.94	0.13	-0.15
Viva	15.80	0.02	-0.03
Sismo.Serv	5.98	1.30	1.35

Tabla 25 Fuerzas y momentos en Zapata Z-3

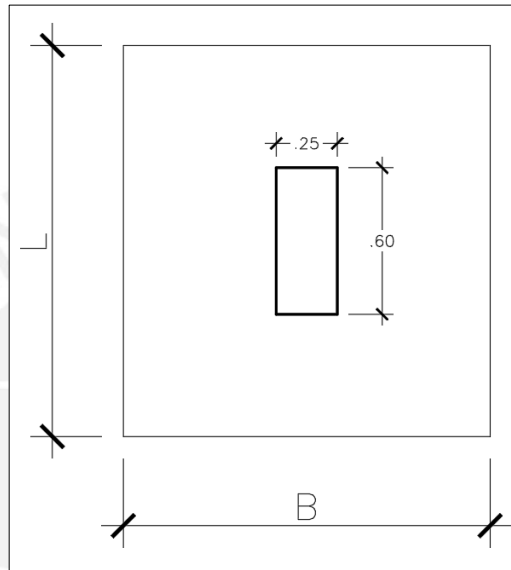


Figura 48 Esquema de zapata centrada Z-3

De la Tabla 30 se observa que los momentos generados bajo cargas de gravedad tienen valores muy bajos y se puede despreciar. Por tanto, asumiendo el peso propio de la zapata como 5% (P. servicio), la altura de relleno es de 50 cm. Del EMS se obtiene la capacidad portante de 3.8 kg/cm² y el peso específico de 1700 kg/m³.

Se tiene un dimensionamiento inicial de B=1.50 m y L=1.80 m, por tanto el esfuerzo actuante será:

$$\sigma = \frac{87.72}{1.50 * 1.80}$$

$$\sigma_1 = 32.48 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_{act} = 38 \text{ Ton/m}^2$$

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

9.3.2. Verificación por Cargas de Sismo

La Tabla 30 presenta las cargas de sismo en estado de servicio, es decir que ya está dividido por 1.25. Asimismo, de acuerdo a la Norma E.060, se puede incrementar en un 30% la capacidad portante del suelo cuando intervengan cargas temporales como sismo. ($1.3 * \sigma_{adm} = 49 \text{ Ton/m}^2$)

- Dirección XX:

$$\sigma = \frac{93.7}{1.50 * 1.80} \pm \frac{6 * 1.3}{1.80 * 1.50^2}$$

$$\sigma_1 = 36.63 \text{ Ton/m}^2, \quad \sigma_2 = 32.8 \text{ Ton/m}^2$$

- Dirección YY:

$$\sigma = \frac{93.7}{1.50 * 1.80} \pm \frac{6 * 1.35}{1.50 * 1.80^2}$$

$$\sigma_1 = 36.37 \text{ Ton/m}^2, \quad \sigma_2 = 33.03 \text{ Ton/m}^2$$

Las dimensiones asumidas cumplen con las verificaciones por cargas de sismo

Las dimensiones finales de la zapata serán de **L=1.80 m, B=1.50 m**

9.3.3. Reacción Amplificada del Suelo

A continuación, hallaremos el mayor esfuerzo último (σ_u) producido por las combinaciones de carga.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$P_u = 128.30 \text{ Ton}, \quad M_{ux} = 0.23 \text{ Ton.m} \quad M_{uy} = -0.28 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_u = 47.51 \text{ Ton/m}^2$$

$$1.25 (CM+CV) +/- S$$

$$P_u = 117.69 \text{ Ton}, \quad M_{ux} = 1.83 \text{ Ton.m} \quad M_{uy} = -1.92 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_u = 46.3 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_u = 45.96 \text{ Ton/m}^2$$

$$0.9CM +/- S$$

$$P_u = 72.22 \text{ Ton}, \quad M_{ux} = 1.74 \text{ Ton.m} \quad M_{uy} = -1.82 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_u = 29.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_u = 29.00 \text{ Ton/m}^2$$

El máximo esfuerzo es de **47.51 Ton/m²** para la combinación 1.4CM + 1.7CV

9.3.4. Diseño por Cortante y Punzonamiento

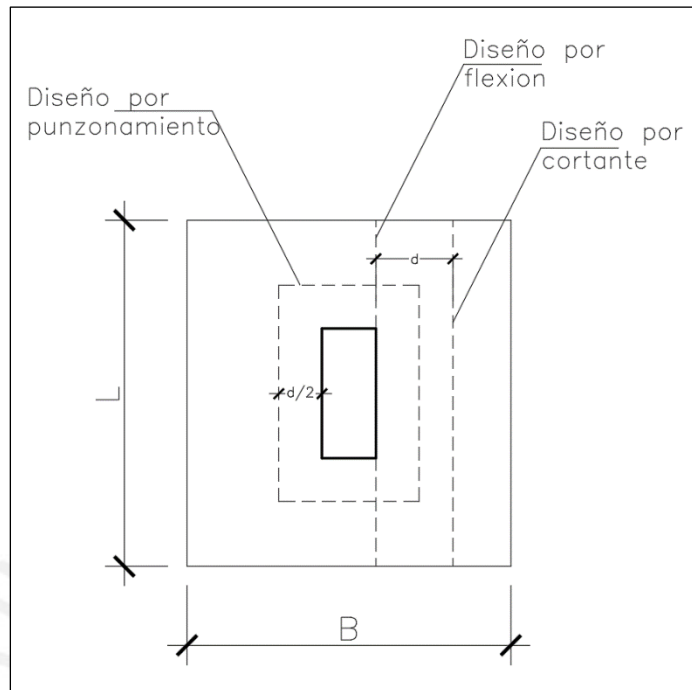


Figura 49: Secciones críticas de diseño en zapata centrada

Cortante en una dirección

Se busca que el cortante último sea resistido por el concreto de la zapata, asumiendo

un “d” = 60 cm se tiene para 1m de ancho de zapata:

$$V_u = 47.51 * 1 * (0.025)$$

$$V_u = 1.18 \text{ Ton}$$

La resistencia al corte del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * (210)^{0.5} * 100 * 50$$

$$\phi V_c = 32.64 \text{ Ton, Como } \phi V_c > V_u, \text{ Cumple}$$

Cortante en 2 direcciones (punzonamiento)

De lo asumido, tenemos $d/2 = 30\text{cm}$

$A_o = (d+0.6)*(d+0.25)$ en m.

$b_o = 4*d + 170$ en cm.

Donde:

A_o : Área de la sección de corte por punzonamiento, delimitada por un rectángulo a $d/2$ de la cara de la columna.

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

Tenemos:

$$V_u = 47.51 * [(1.50 * 1.80) - (1.1 * 0.75)] = 79.82 \text{ Ton}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 1.06 * (210)^{0.5} * 410 * 60 = 321 \text{ Ton}$$

Como $\emptyset V_c > V_u$, Cumple

Con una altura de 70 cm la zapata satisface los requisitos de corte y punzonamiento.

9.3.5. Diseño por flexión

Se hallará el momento en la cara del volado con la siguiente expresión:

$$M_u = \sigma_u * b * \frac{c^2}{2}$$

Donde:

c: Volado mayor de la zapata

Se obtiene:

$$M_u = 9.29 \text{ Ton.m}, \quad A_s = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Por tanto, *se colocará $\emptyset 5/8 @ .15$ malla inferior en ambas direcciones*

9.4. Ejemplo de Diseño de una Viga de cimentación

La cimentación de la presente tesis comprende un sistema de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación, estas vigas tienen la función de rigidizar la cimentación, controlar los asentamientos diferenciales y también tomar los momentos debido a la excentricidad.

Se diseñará la viga de cimentación VC-02(.25x.90) en el eje 6, el cual toma una excentricidad causada por la ubicación de la Placa P2 con respecto a la zapata Z-7.

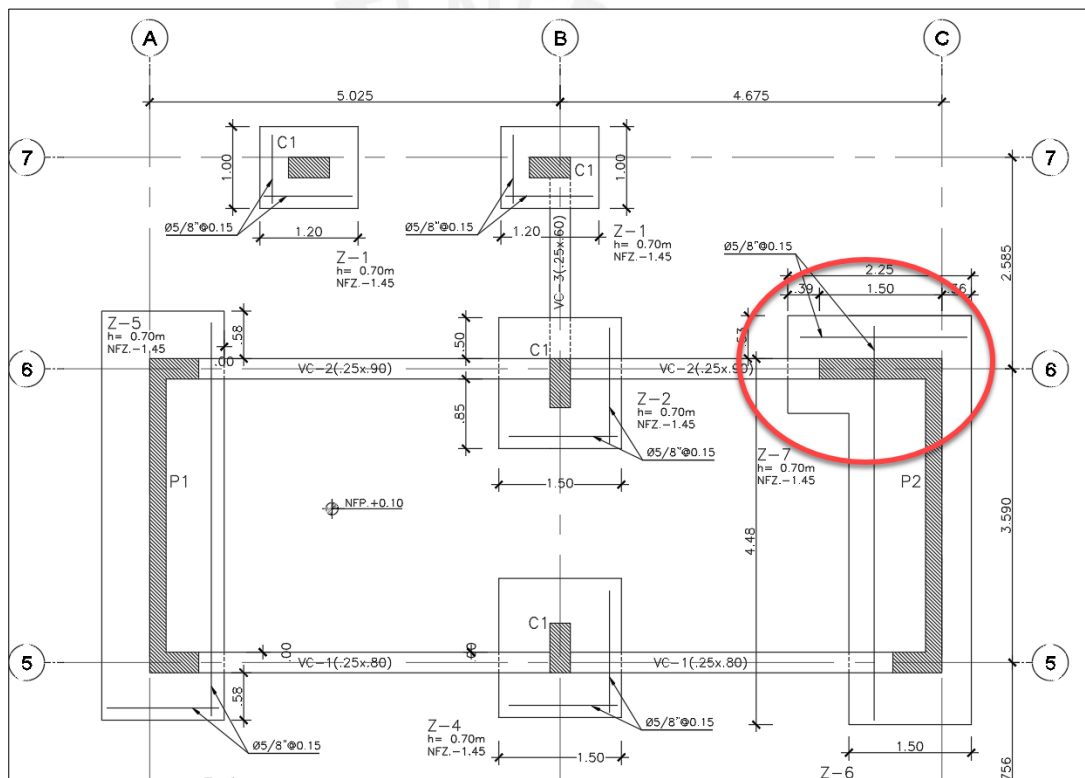


Figura 50: Ubicación de viga de cimentación VC-02

Para el análisis de esta viga, se comparó un modelo matemático desarrollado con el programa SAFE y el otro análisis mencionado anteriormente donde las 2 vigas de cimentación VC-1 y VC-2 (ejes 6 y 5) toman un momento flector debido a la excentricidad generada por la ubicación de la placa P2 respecto a la zapata Z-7.

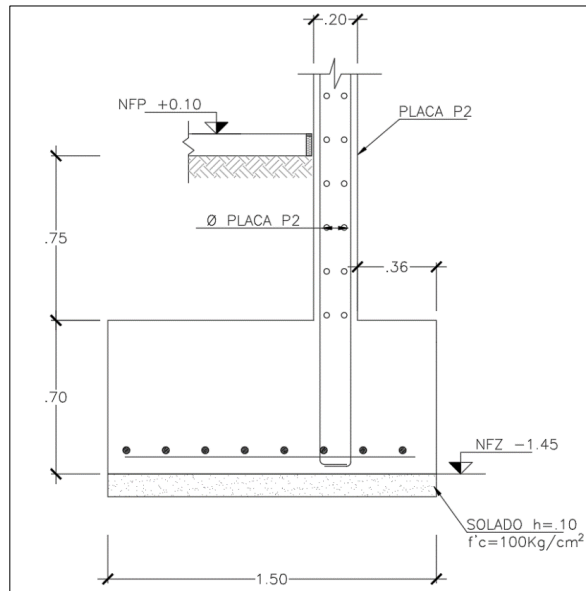


Figura 51: Corte de Zapata Z7 en la Placa P2

Tomando como eje de referencia el lado izquierdo de la zapata, su centroide se ubica a 0.75m, mientras que el de la placa P2 se ubica a 1.04m. El momento flector que llega a la viga de cimentación es igual a la máxima fuerza axial que llega a la placa multiplicado por la excentricidad. Este momento se dividirá equitativamente entre las 2 vigas.

$$e = 1.04 - 0.75 = 0.29m$$

$$M = P * \frac{e}{2} = 495 * \frac{.29}{2} = 71.78 \text{ Ton. m}$$

Del Modelo en SAFE obtenemos lo siguiente:

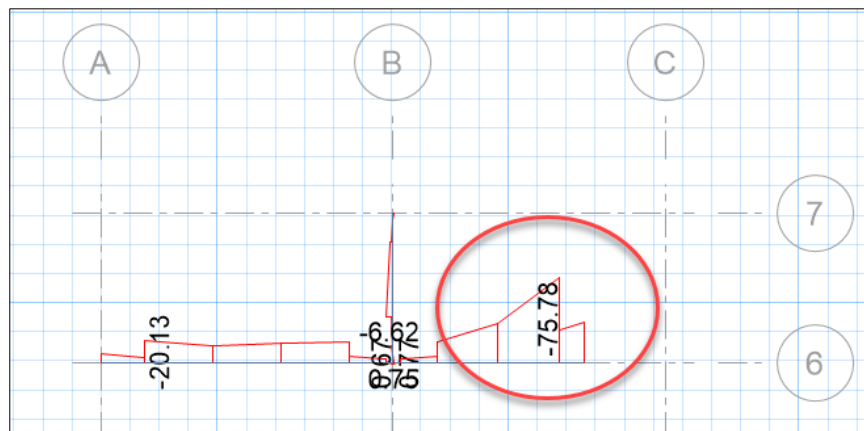


Figura 52 DMF de viga VC-02

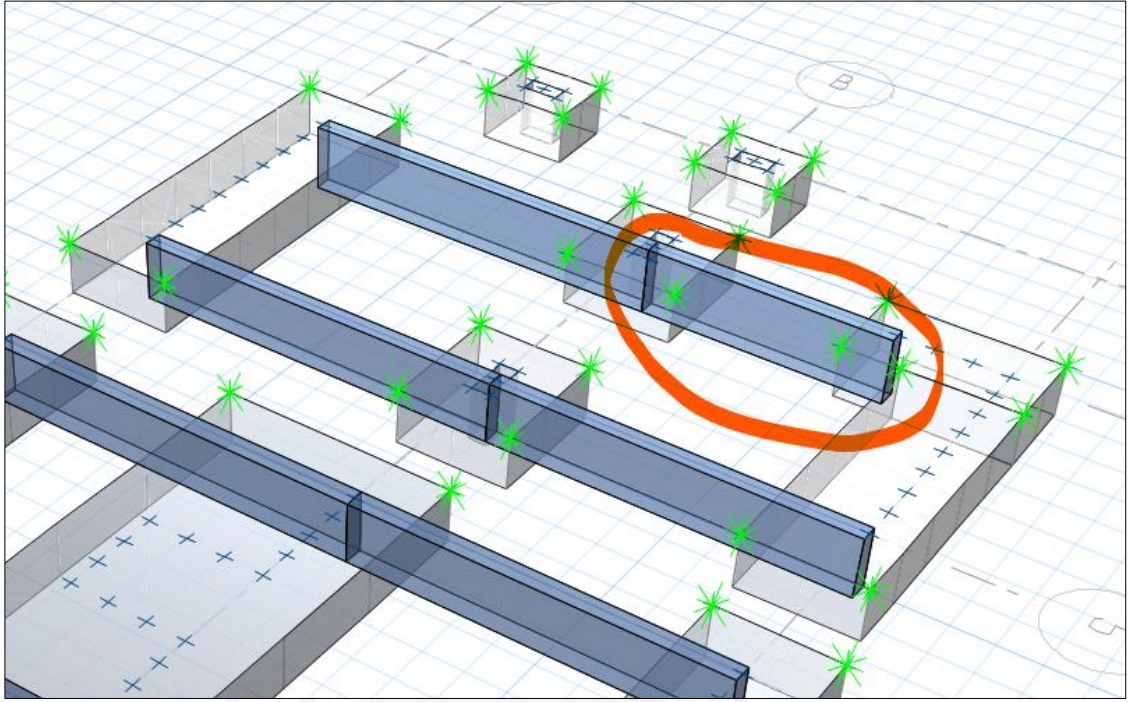


Figura 53: Modelo 3D de la viga de cimentación VC-02

Del modelo SAFE se obtiene un momento de 75.78 Ton

Ambos momentos son similares, no obstante, se trabajará con el modelo obtenido del SAFE.

9.4.1. Diseño por Flexión de Viga VC-2(.25x.90)

De acuerdo al diseño por flexión se tiene:

VC-2(25X90) EJE 6									
Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	As req (cm2)	As min (cm2)	As max (cm2)	As col (cm2)	ØMn (ton-m)	COLOCADO
-75.78	25	84	210	28.38	5.07	33.47	29.50	78.14	3Ø1"+2Ø1"+2Ø5/8"
23.13	25	84	210	7.61	5.07	33.47	10.20	30.53	2Ø1"
43.76	25	84	210	15.05	5.07	33.47	15.30	44.40	2Ø1"+1Ø1"
29.98	25	84	210	10.00	5.07	33.47	10.20	30.53	2Ø1"

Tabla 26 Diseño por Flexión Viga VC-2

Asimismo, de acuerdo a las disposiciones de la Norma E.060, para vigas de gran peralte se debe incluir acero repartido en el alma.

De acuerdo al Artículo 10.7 de la Norma E.060, se define una viga de gran peralte si:

- Luz libre es menor o igual a cuatro veces la altura del elemento.

Como $L = 3.05\text{m}$ y $h = 0.9\text{m} \rightarrow L/h = 3.4$, por tanto, la viga VC-2 es de gran peralte.

De acuerdo a la Norma E.060 el espaciamiento de la armadura repartida en el alma no excederá de estos 3 valores:

$$s1 \leq 30\text{cm} \quad s2 \leq 38 * \left(\frac{2500}{f_s}\right) - 2.5 * Cc \quad s3 \leq 30 * \left(\frac{2500}{f_s}\right)$$

Donde: $Cc =$ recubrimiento (6 cm)

$$f_s = \frac{M.serv}{0.9 * d * As.traccion}$$

$$f_s = \frac{(15.81 * 100000)}{0.9 * 86 * 29.5} = 692 \text{ kg/cm}^2$$

Tenemos:

- $S1 = 30 \text{ cm}$
- $S2 = 122 \text{ cm}$
- $S3 = 108 \text{ cm}$

Se elige el menor valor (30 cm) por tanto *se colocará 4Ø3/8” repartido en el alma* de manera uniforme.

9.4.2. Diseño por Cortante Viga VC-2

Se obtiene la fuerza cortante del modelo matemático en SAFE:

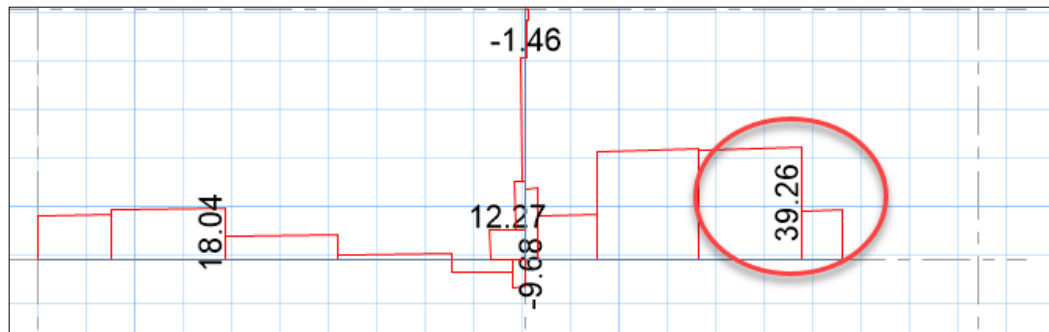


Figura 54 DFC Viga VC-2

Del diagrama:

$$V_u = 39.26 \text{ Ton}$$

La resistencia al corte es:

$$\phi V_c = 13.71 \text{ Ton}$$

El aporte del acero será:

$$V_s = 30.06 \text{ Ton}$$

El espaciamiento calculado es:

$$s = 16.67 \text{ cm}$$

Se colocará estribos: 1 Ø3/8”: 1@.05, rto@.15 c/e

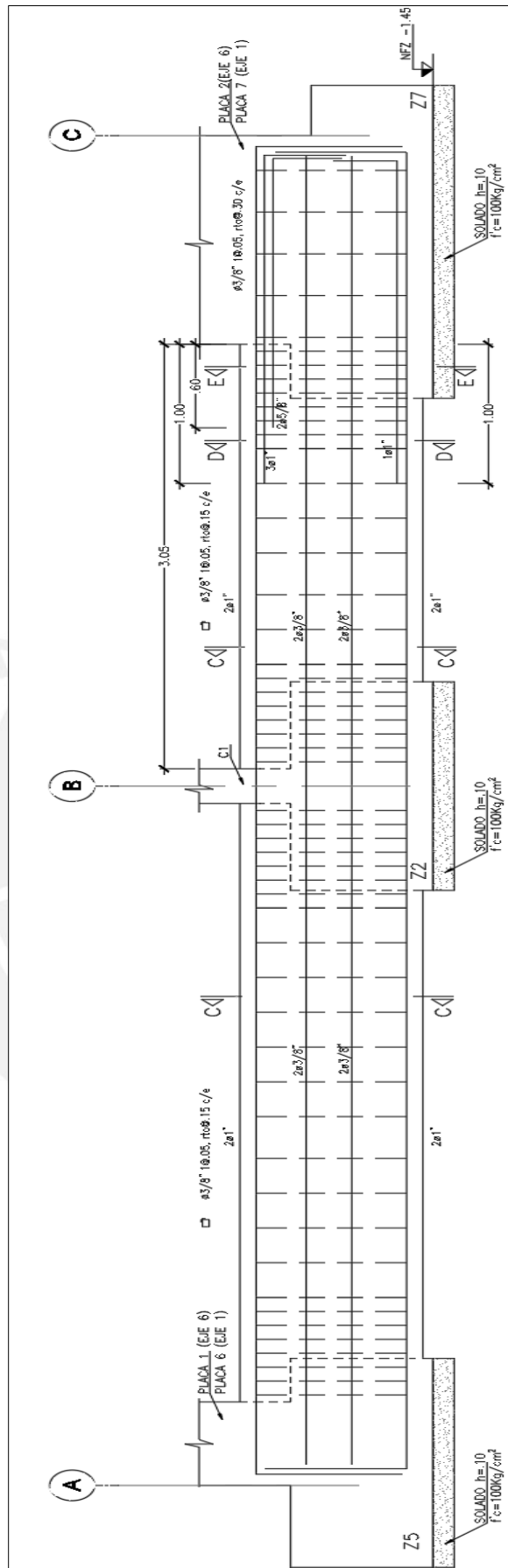


Figura 55: Desarrollo final viga VC-02

CAPITULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

10.1. Generalidades

A continuación, se presentan el análisis y diseño de otros elementos estructurales como son la escalera y cisterna.

10.2. Diseño de Escalera

En el presente proyecto se tiene 3 tramos de escaleras, no obstante, se diseñará el primer tramo, el cual es el más crítico.

El diseño se hará únicamente por flexión y para cargas de gravedad, se determinará la cuantía de acero para momentos positivos y negativos, luego se colocará acero mínimo por temperatura en la sección transversal. Para el cortante se verificará que la fuerza V_u sea menor a la resistencia al corte del concreto ϕV_c .

Metrado de Cargas

Se modelará como una losa maciza en 1 dirección, entonces se tiene para 1m de ancho:

Paso (p) = 25 cm

Contrapaso (cp) = 17.5 cm

Garganta (g) = 15 cm

Sobrecarga = 250 kg/m

$$w_{propio} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Considerando una carga de 100 kg/m² para piso terminado y que los descansos tienen un espesor de 15cm:

W (garganta) = 0.65 ton/m

CM (descansos) = 0.15 * 2.4 + 1 * 0.1 = 0.46 ton/m

CM (garganta) = 0.65 * 1 + 1 * 0.1 = 0.75 ton/m

$$CV = 0.25 \text{ ton/m}$$

La carga última máxima será:

$$1.4 * 0.75 + 1.7 * 0.25 = 1.48 \text{ Ton/m}$$

La luz entre apoyo y apoyo será = 3.24 m

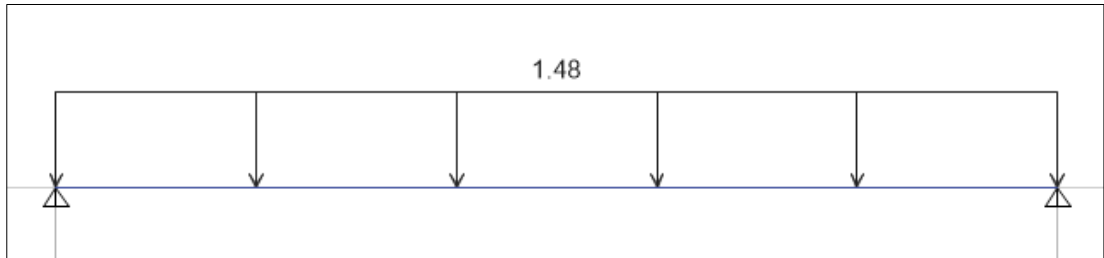


Figura 56 Modelo Simplificado y Cargas Actuantes

Diseño por flexión

$$Mu = w \cdot l^2 / 8$$

$$Mu+ = 1.94 \text{ Ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \quad As.req = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$As. \text{ colocado} = \mathbf{\varnothing 1/2'' @ .25}$$

Acero por temperatura

$$As.min = 0.0018bh = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Se colocará **$\varnothing 3/8 @ .25 \text{ m}$**

Verificación por corte

Se verificara usando una sección de $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$

$$\varnothing Vc = \varnothing 0.53 * \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$\varnothing Vc = 11.1 \text{ Ton}$$

$$Vu = w \cdot l / 2 = 2.40 \text{ Ton}$$

Se verifica que $\varnothing Vc > Vu$

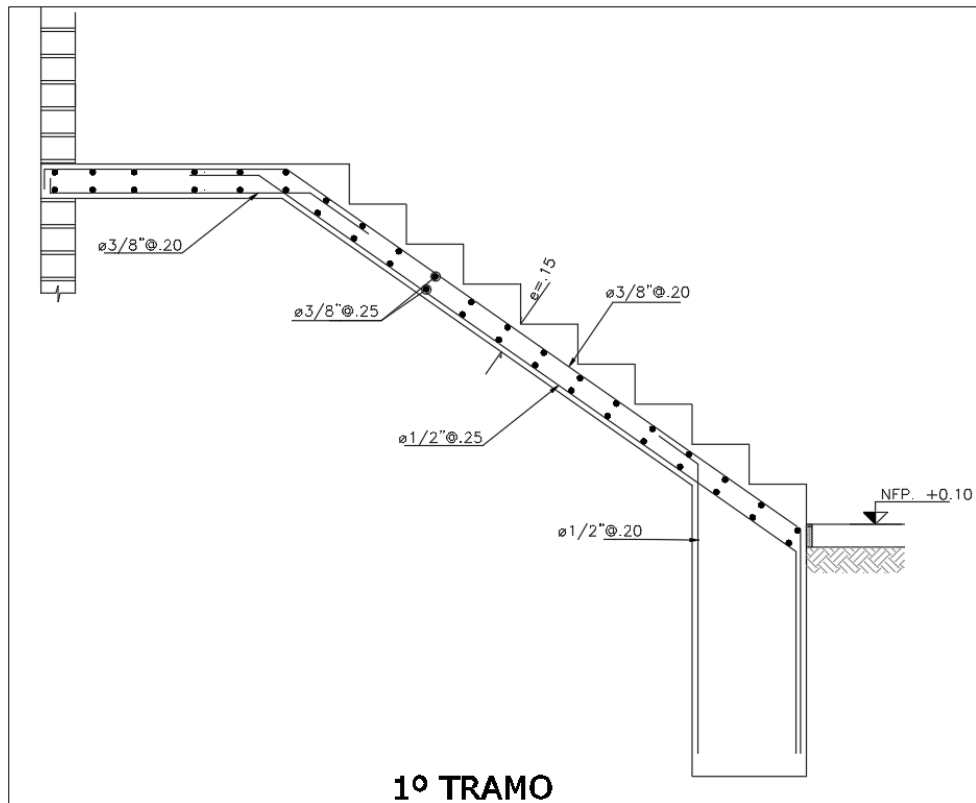


Figura 57 Elevación de 1er Tramo de Escalera

10.3. Diseño de Cisterna

La cisterna tendrá un diseño especial, ya que este estará enterrado y a su vez estará expuesto al empuje del agua, no obstante, se evaluará el caso más crítico, en este caso como el empuje del agua solo será temporal, el caso más crítico será cuando las paredes de la cisterna estén sujetas únicamente al empuje del terreno.

En elementos que están en contacto directo con agua, la Norma ACI-350 establece que se debe colocar una cuantía mínima de 0.003.

Los factores para amplificación de cargas para empuje del suelo y agua son 1.7 y 1.4 respectivamente.

Diseño por Flexión

Diseño de las Paredes

Considerando únicamente el empuje del terreno, tenemos:

Ka :	Coeficiente de empuje activo del suelo	= 0.33
γ :	Peso específico del suelo	= 1900 kg/m ³
H :	Altura del muro de la cisterna	= 3.15 m
s/c :	Sobrecarga actuante en el suelo	= 200 kg/m
t :	Espesor de muro	= 20 cm
Ea :	Empuje activo, carga distribuida triangular	
$E_{s/c}$:	Empuje producido por la sobrecarga (constante)	

Por tanto, los empujes últimos (por metro de longitud) serían:

$$E_{au} = 1.7 * \frac{1}{2} * 1900 * 3.15^2 * 0.33 = 5.3 \text{ Ton/ml}$$

$$E_{s/cu} = 1.7 * 200 * 0.33 * 3.15/2 = 0.18 \text{ Ton/ml}$$

Las paredes de la cisterna serán analizadas como losas en 2 direcciones, ya que la relación altura/ancho es mayor a 0.5, asimismo estas estarán apoyadas en el techo y en el suelo.

Usando las tablas de **Kalmanok** tenemos los siguientes momentos:

Debido al empuje activo:

$$M (-) = 0.0382 * 5.3 * 3.15^2 = 2.00 \text{ Ton.m/ml}$$

$$M (+) = 0.0052 * 5.3 * 3.15^2 = 0.27 \text{ Ton.m/ml}$$

Debido a la sobrecarga:

$$M (-) = 0.0784 * 0.18 * 3.15^2 = 0.14 \text{ Ton.m/ml}$$

$$M (+) = 0.0103 * 0.18 * 3.15^2 = 0.018 \text{ Ton.m/ml}$$

Tenemos:

$$M (+) = 0.29 \text{ Ton.m/ml}, \quad M (-) = 2.14 \text{ Ton.m/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm} \quad A_{s.req} = 3.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s.min} = 0.0033 * b * h = 6.6 \text{ cm}^2 / 2 \text{ caras} = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Se colocará **2 mallas de Ø3/8”@.20m**

Para la dirección transversal se colocará también la cuantía mínima Ø3/8”@.20m

Diseño de la tapa

El diseño de la tapa se considerará como una losa en 2 direcciones, el metrado de cargas es el siguiente:

Carga muerta

$$\text{Peso propio:} \quad = 2.4 * 0.2 = 0.48 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Acabados:} \quad = 0.1 \text{ Ton/m}^2$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga:} \quad = 0.4 \text{ Ton/m}^2$$

Para 1m de losa:

$$CM = 0.58 \text{ Ton/m}, \quad CV = 0.4 \text{ Ton/m}$$

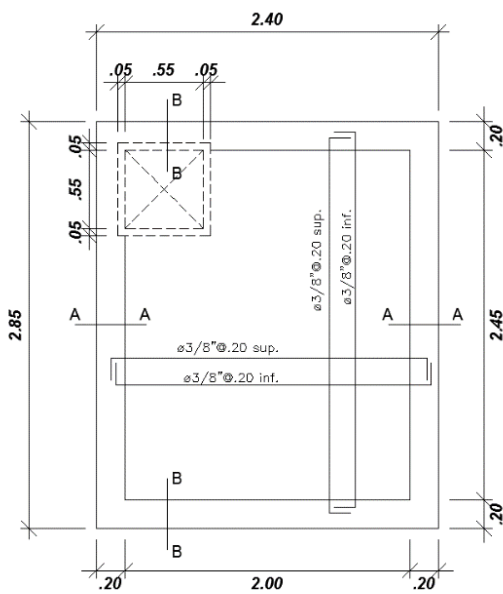
$$CU = 1.49 \text{ Ton/m}$$

Usando las tablas de Kalmanok se obtienen los momentos:

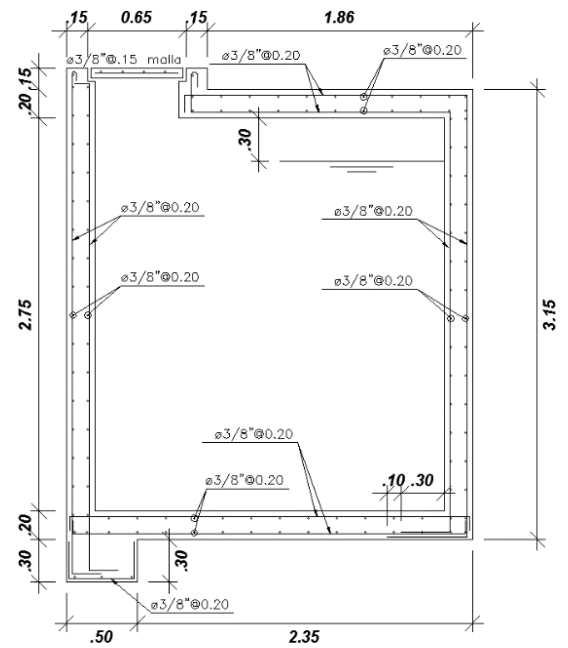
$$M (+) = 0.0506 * 1.49 * 2.85^2 = 0.62 \text{ Ton.m/ml}$$

Se colocará $A_{s.min}$, doble malla de Ø3/8”@0.20m ambas direcciones

Finalmente, para la base se colocará doble malla de Ø3/8”@.20m ambos sentidos.



PLANTA



CORTE B-B

Figura 58 Planta y corte final en cisterna

COMENTARIOS

La estructuración propuesta tiene cambios importantes en la arquitectura inicial, se orientó dicha estructuración en un sistema de muros estructurales, para eso se propuso paños intercalados de placas con pórticos de concreto armado en ambos sentidos, con más rigidez en el sentido del eje Y, mientras en la dirección X se tiene pocas placas por lo cual estas resisten mayores fuerzas sísmicas.

Respecto al diseño de losas, en los aligerados se obtuvieron diámetros de acero de $\varnothing 1/2''$ y $\varnothing 3/8''$ para la flexión y se colocaron varillas de $\varnothing 1/4''$ cada 30cm para los efectos de temperatura. Asimismo, la luz máxima analizada fue de 3.50m, si bien es cierto, con un espesor de 17.5cm hubiera satisfecho los requerimientos de predimensionamiento; se optó por colocar una losa de 20cm, debido a la congestión de tuberías de desagüe en los baños. En las losas macizas se obtuvieron cuantías

inferiores a la cuantía mínima, por lo que se optó colocar un doble enmallado de $\emptyset 3/8''@.20$

Respecto al diseño de placas, en la placa P5 se colocaron mallas de $\emptyset 3/8''@.20$ para cumplir con la cuantía mínima de 0.0025 mientras que la cuantía horizontal en dirección X se colocó una cuantía mayor debido a que las placas absorben mayor cantidad de fuerzas sísmicas En la dirección X.

En el diseño de cimentaciones se obtuvieron zapatas aisladas en todos los elementos verticales, pues debido al suelo rígido y al tener espacios del orden de 1m entre cada zapata, no fue necesaria el uso de zapatas combinadas, No obstante, se rigidizaron las zapatas uniéndolas mediante vigas de cimentación en la dirección X, puesto que existe una excentricidad producto de la ubicación de las placas perimetrales con su zapata correspondiente, obteniéndose peraltes de viga de 90cm.

CONCLUSIONES

Para la realización del predimensionamiento, se utilizó las recomendaciones del libro *Estructuración y diseño de edificios de concreto armado – Antonio Blanco Blasco*, donde obtenemos las dimensiones mínimas de losas y vigas para contrarrestar los efectos de deflexiones. Las dimensiones propuestas posteriormente coinciden también con la arquitectura del proyecto. Para el caso de las placas se predimensionó tomando en cuenta el aporte del área de concreto y la cuantía mínima de acero horizontal. En el eje Y se obtiene longitudes teóricas menores debido a la gran densidad de placas mientras que en el eje X se obtiene una longitud teórica ligeramente mayor a la disponible, es por eso que las placas en X están sometidas a momentos flectores y cortantes elevadas.

Del análisis modal se obtuvo un **primer modo** predominante en el eje X con una masa participativa del 73%, Asimismo se obtiene en el **tercer modo** de traslación en Y con un porcentaje de masa del 68%. Estos resultados se reflejan en la estructuración propuesta ya que al tener mayor masa participativa en X la respuesta del edificio ante un sismo será un movimiento de traslación en esa dirección.

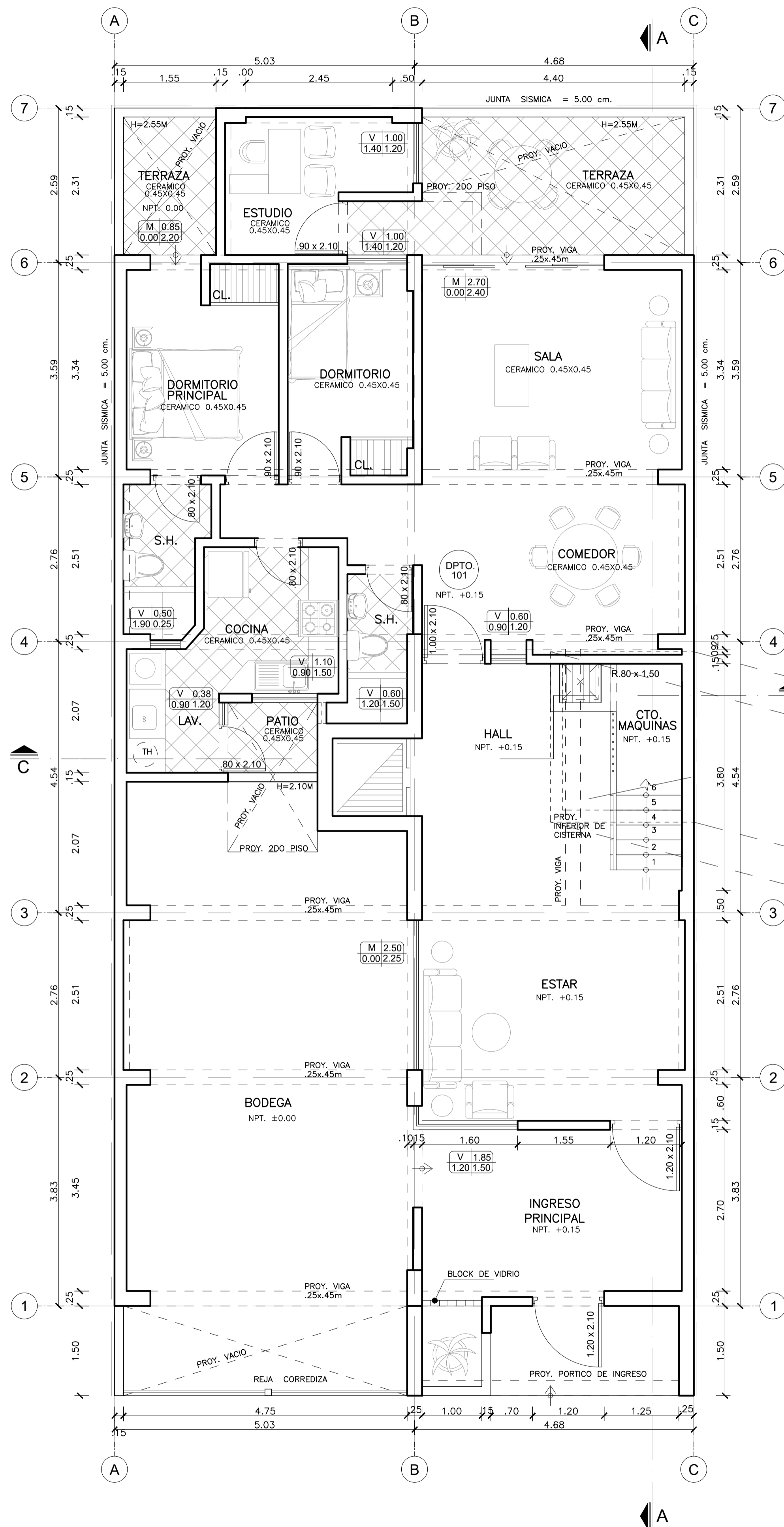
Se compararon las distorsiones de entrepiso de provenientes de los análisis estático y dinámico, donde se observó que las distorsiones en el análisis estático fueron ligeramente mayores en un 12%, esto se debe principalmente a que el análisis estático es más conservador, pues se obtienen mayores fuerzas cortantes por nivel y mayores desplazamientos, asimismo es importante mencionar que el análisis estático representa únicamente el primer modo de vibración.

Con respecto al diseño de vigas se observaron que las que están orientadas en la dirección X, obtuvieron una mayor cuantía de acero por flexión respecto a las vigas orientadas en la otra dirección (eje Y), esto debido a que el sistema resistente en la dirección Y, se compone en su mayoría de placas de gran largo, lo cual absorbe gran parte de la cortante y momentos producidos por el sismo.

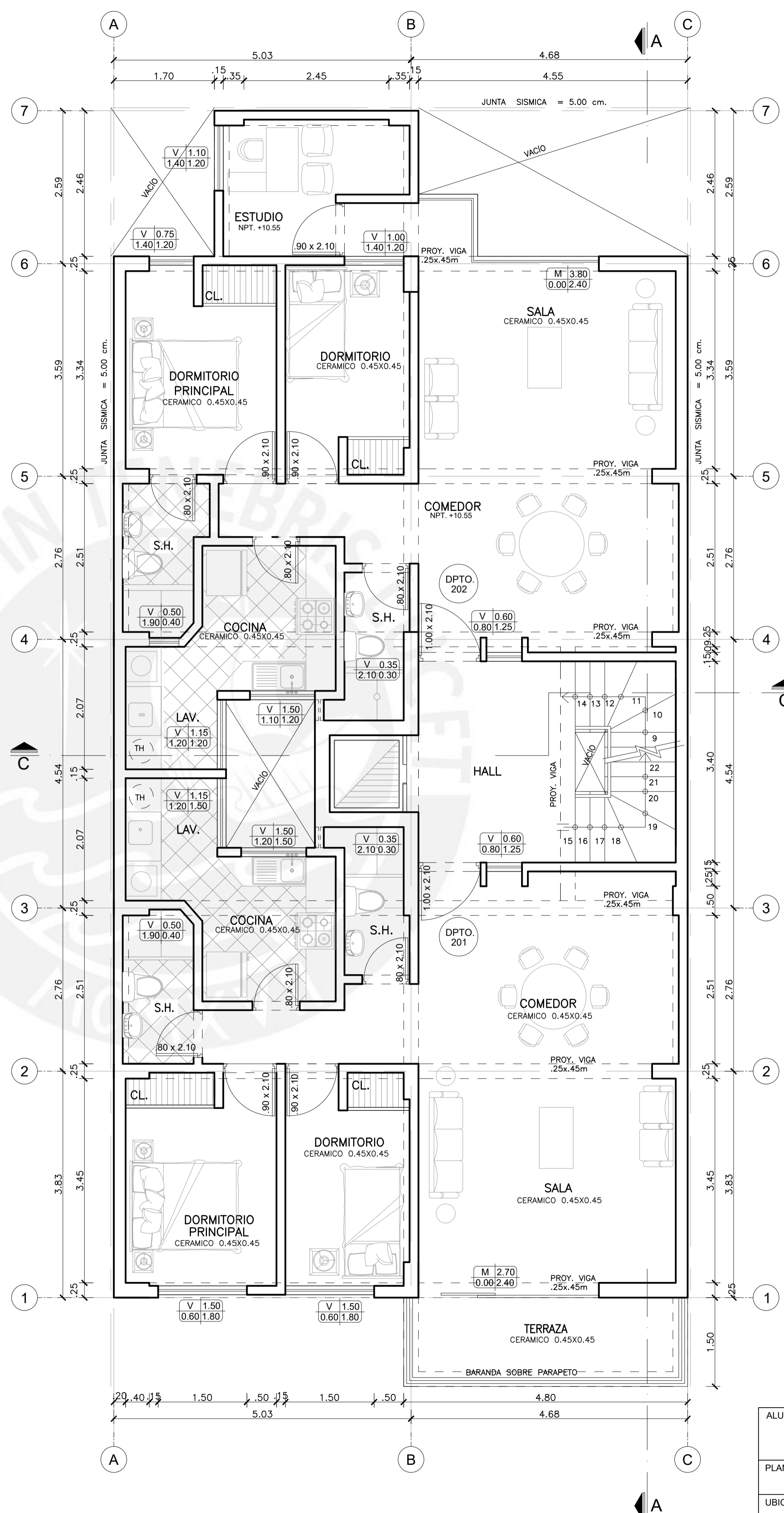
En el diseño de columnas, se contempló las hipótesis del diseño por capacidad. En los diagramas de interacción de diseño, se colocaron cuantías de 1.0%, el cual era más que suficiente para satisfacer los requerimientos de flexocompresión. Esto se debe a que las placas absorben gran parte de las fuerzas cortantes y momentos, dejando que las columnas absorban mucha menor carga.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- BLANCO BLASCO, ANTONIO, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996 – 1997, 2da edición
- BLANCO BLASCO, ANTONIO, Conferencia de Cimentaciones, 2006.
- MUÑOZ PELAEZ, JUAN ALEJANDRO, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Apuntes del curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.030 – Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima Perú – 2016
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.020 – Cargas. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima Perú – 1985
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.060 – Concreto Armado. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima Perú – 2009



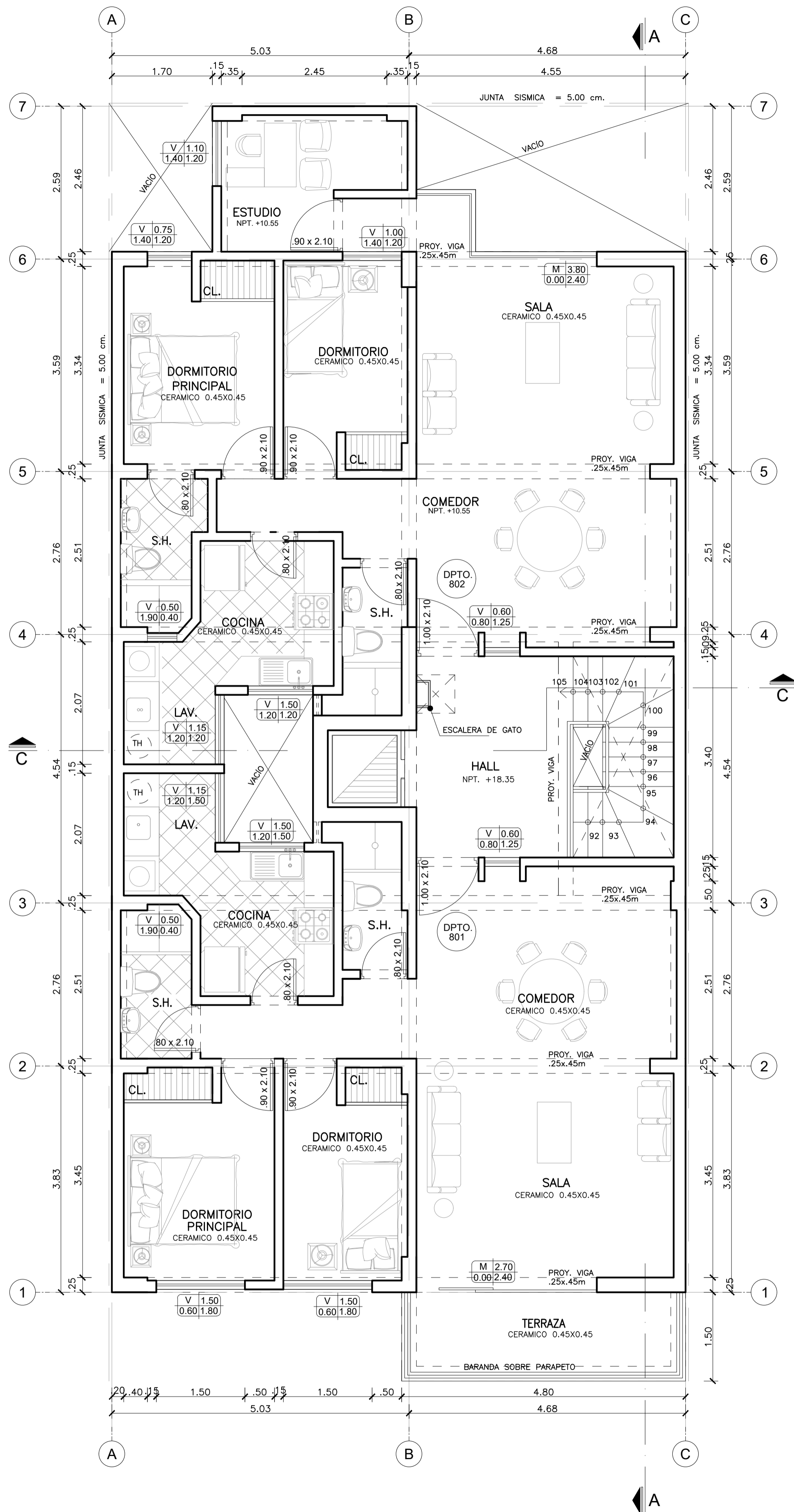
PLANTA PRIMER PISO
ESCA:1/50



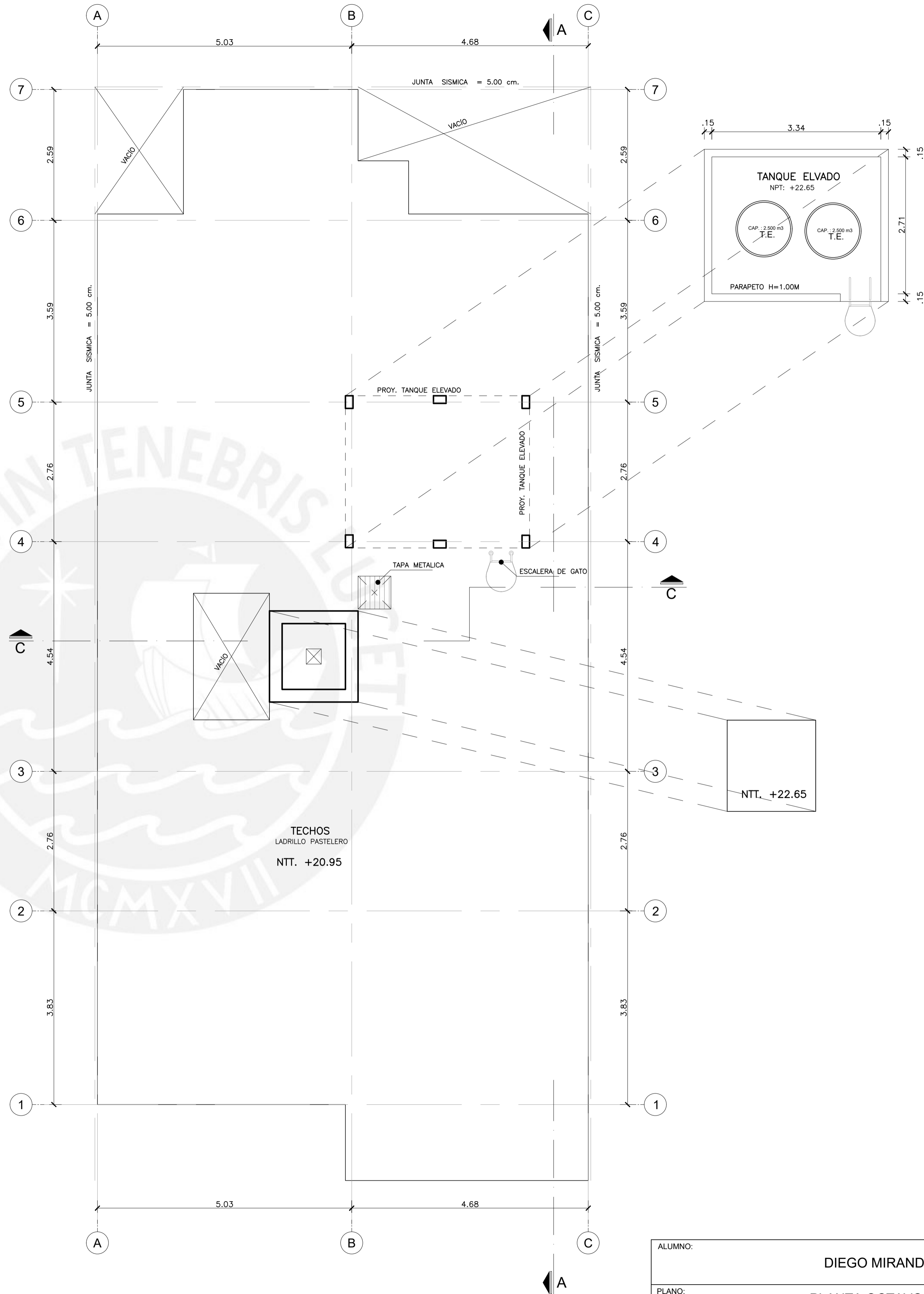
PLANTA TIPICA
ESCA:1/50

NIVELES: +2.75, +5.35, +7.95, +10.55, +13.15, +15.75

ALUMNO:	DIEGO MIRANDA MOYA		LAMINA:	A-01
PLANO:	PLANTA 1ER PISO Y PISO TIPICO			
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU			
PROFESOR:	ING. WILSON SILVA BERRIOS			
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Enero 2019	DIBUJO CAD:
				D.A.M.M.

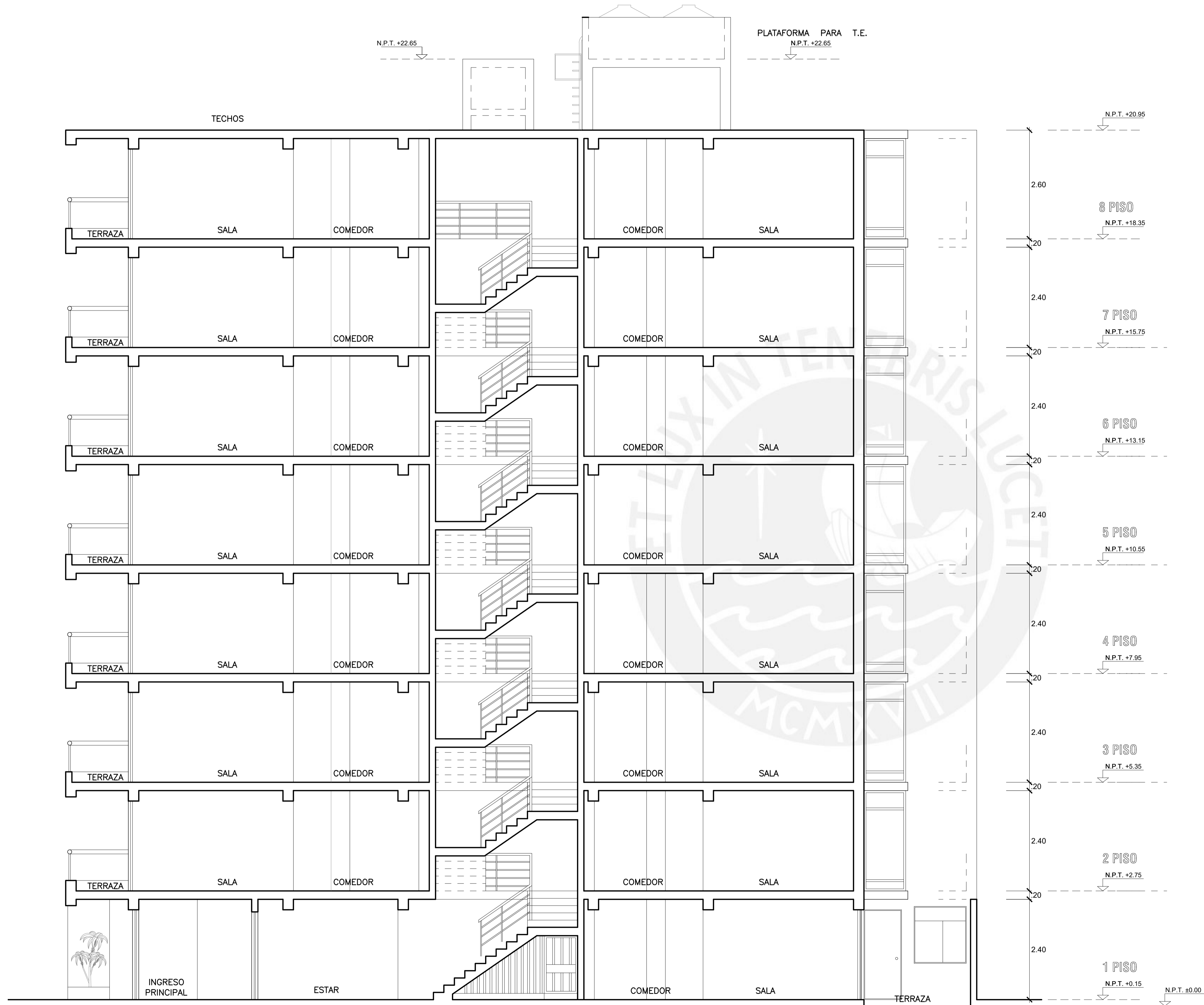


PLANTA OCTAVO PISO
ESCA:1/50



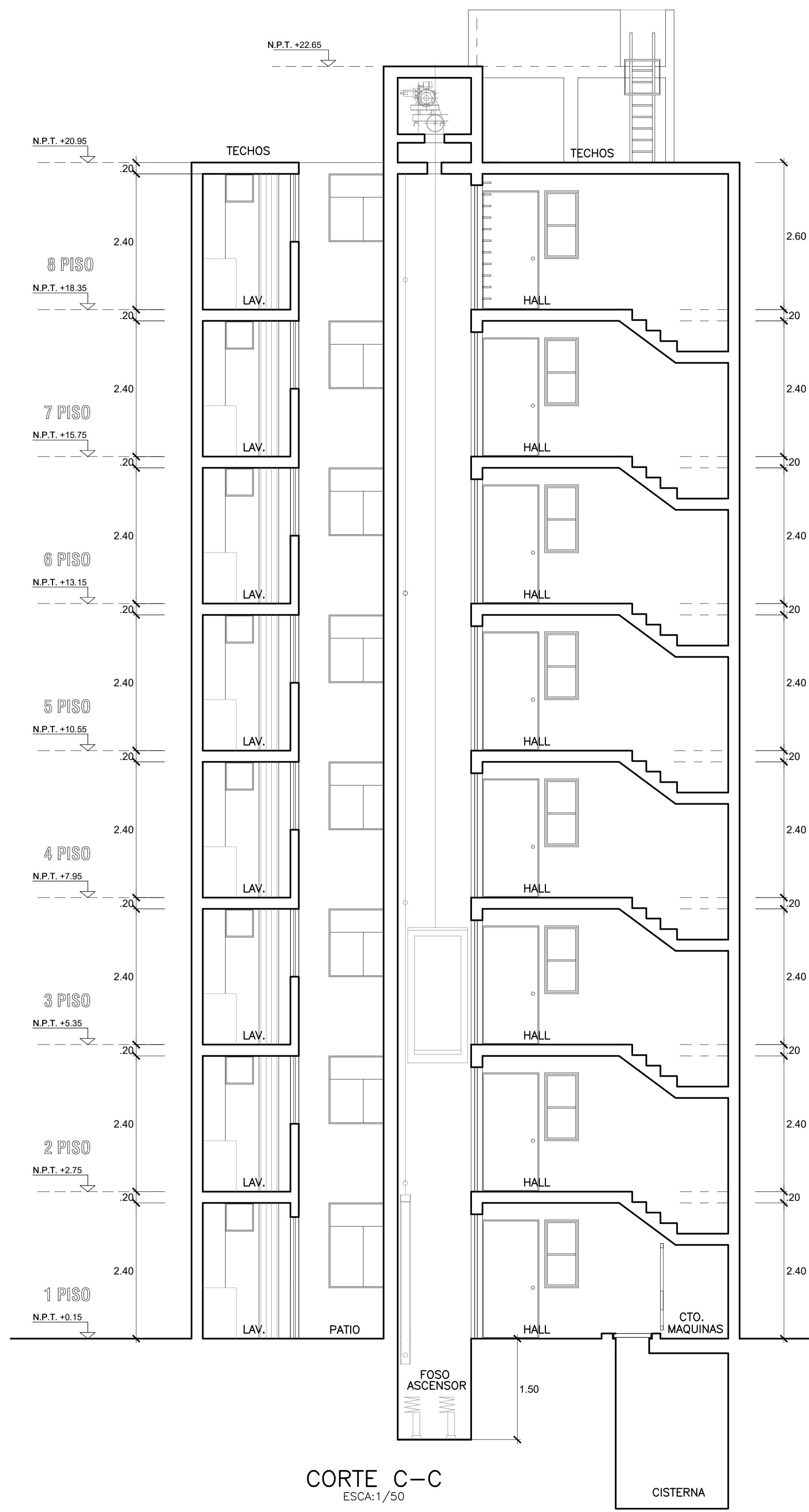
PLANTA TECHOS
ESCA:1/50

ALUMNO:	DIEGO MIRANDA MOYA	
PLANO:	PLANTA OCTAVO PISO Y TECHOS	
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU	LAMINA:
PROFESOR:	ING. WILSON SILVA BERRIOS	
ESCALA:	Indicada	FECHA:
		Enero 2019
		DIBUJO CAD:
		D.A.M.M.

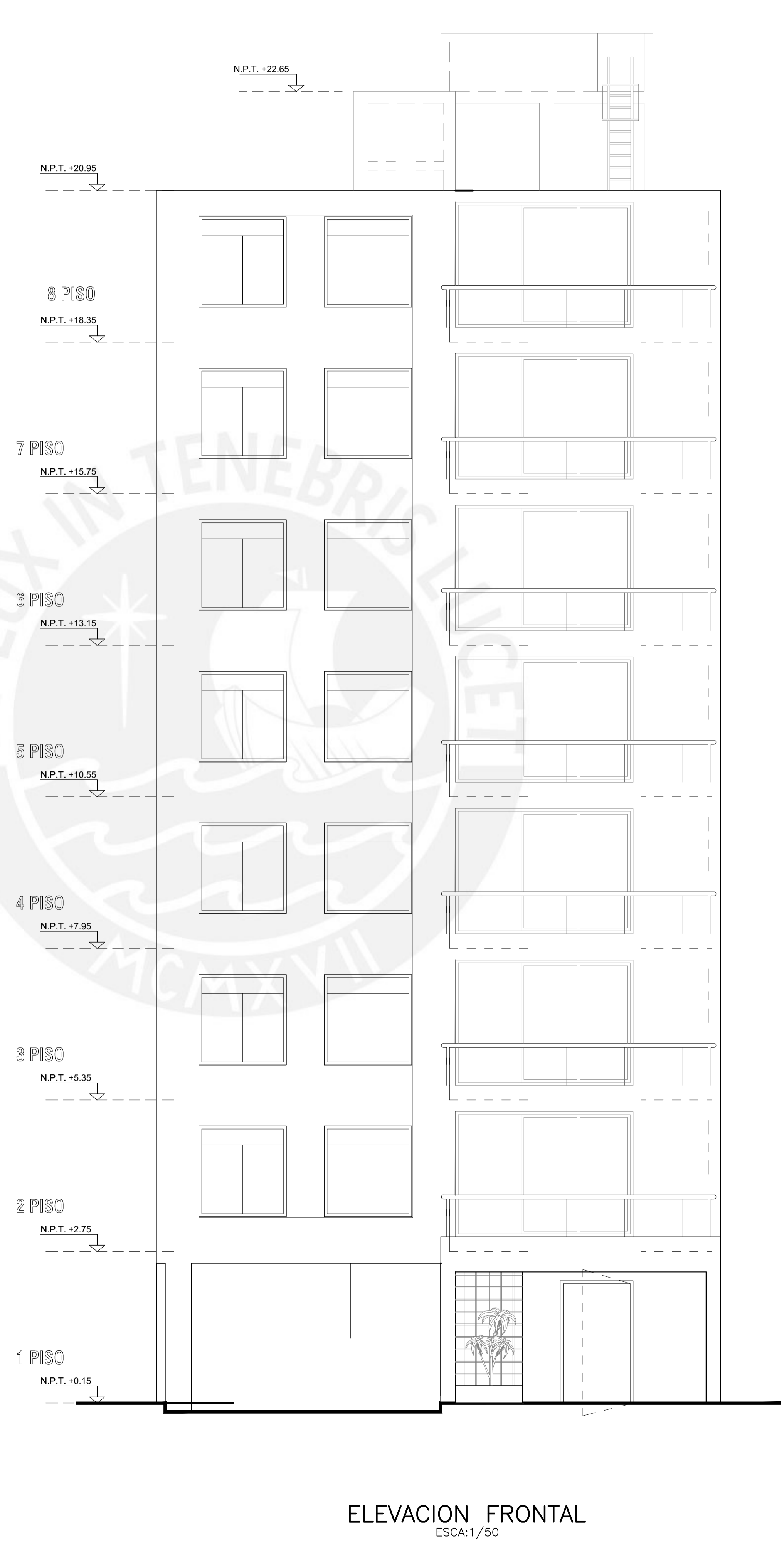


CORTE A-A
ESCA: 1/50

ALUMNO:	DIEGO MIRANDA MOYA	
PLANO:	CORTE A-A	
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU	LAMINA:
PROFESOR:	ING. WILSON SILVA BERRIOS	A-03
ESCALA:	Indicada	FECHA:
		Enero 2019
		DIBUJO CAD:
		D.A.M.M.



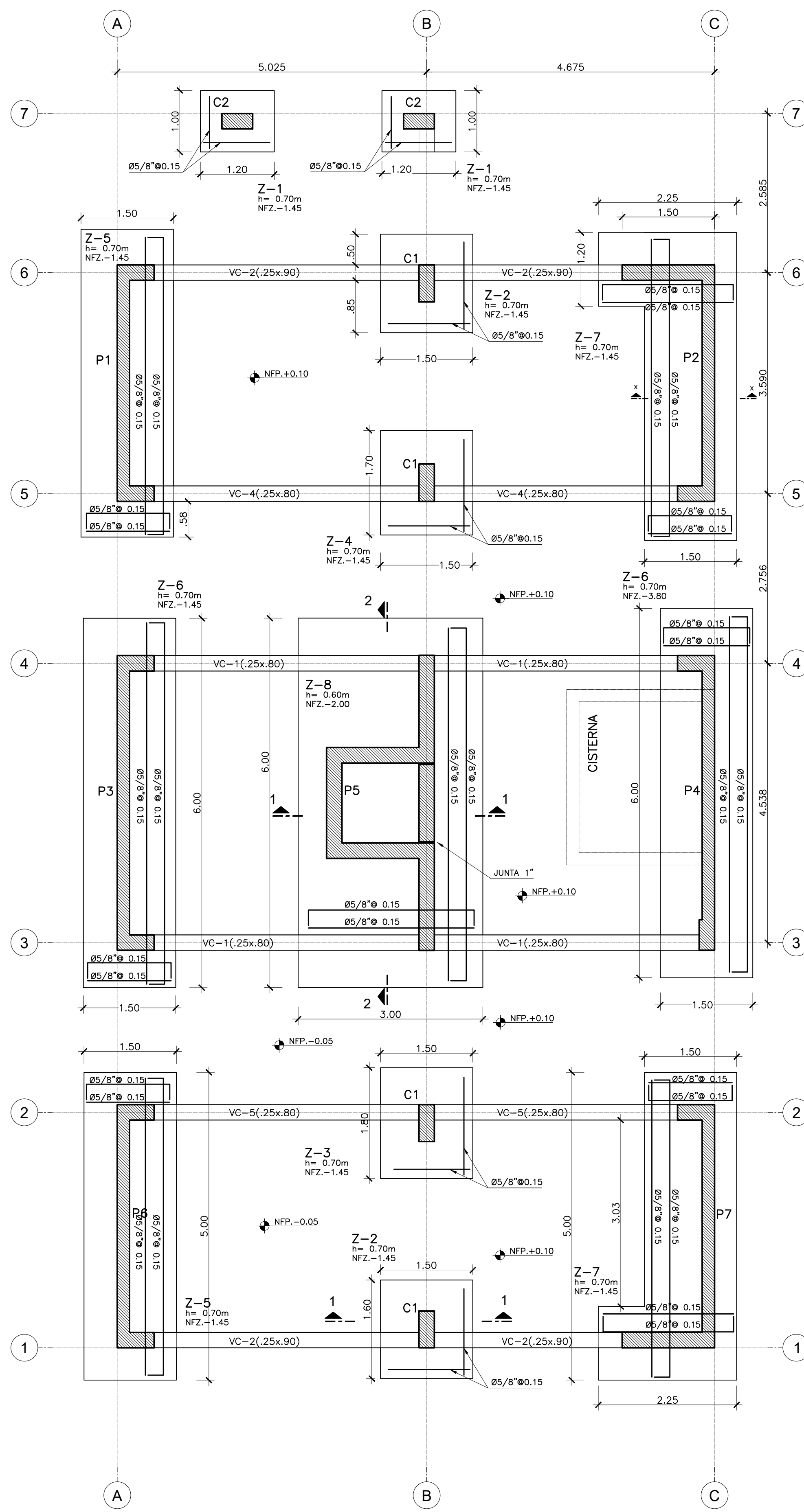
CORTE C-C
ESCA: 1/50



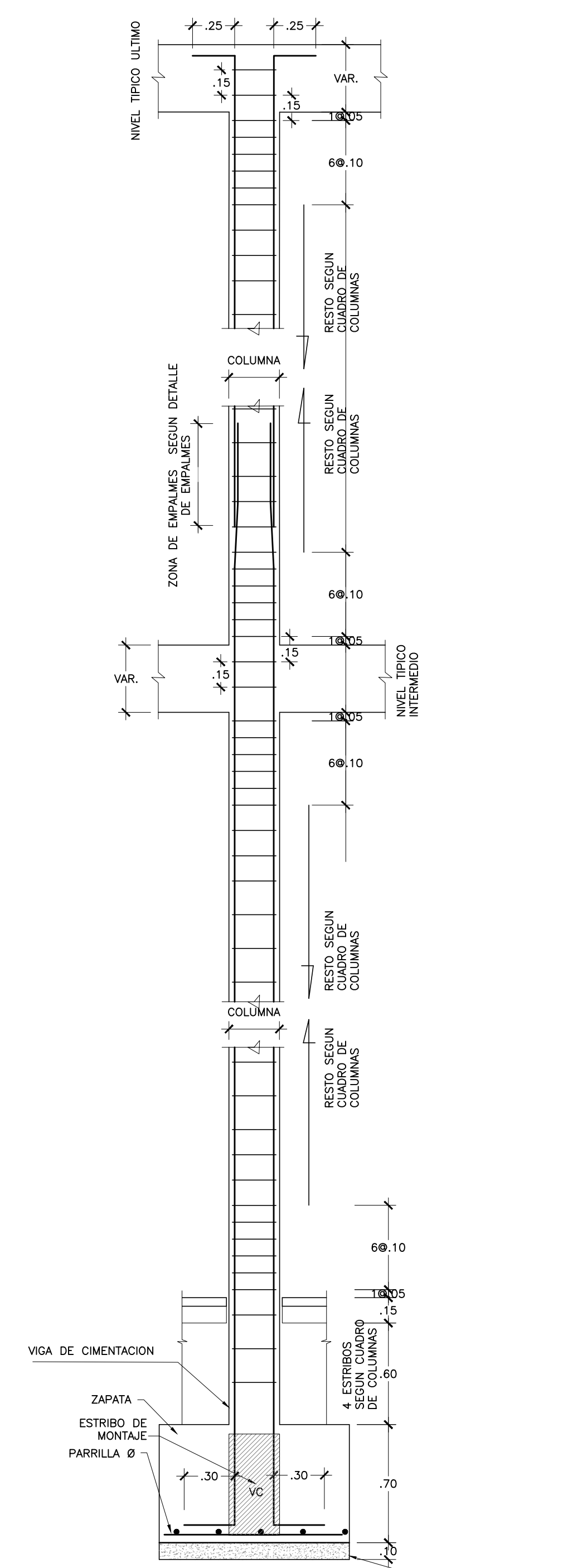
ELEVACION FRONTAL
ESCA: 1/50

ALUMNO:	DIEGO MIRANDA MOYA		
PLANO:	CORTE C-C Y ELEVACION FRONTAL		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		LAMINA:
PROFESOR:	ING. WILSON SILVA BERRIOS		
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Enero 2019
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.

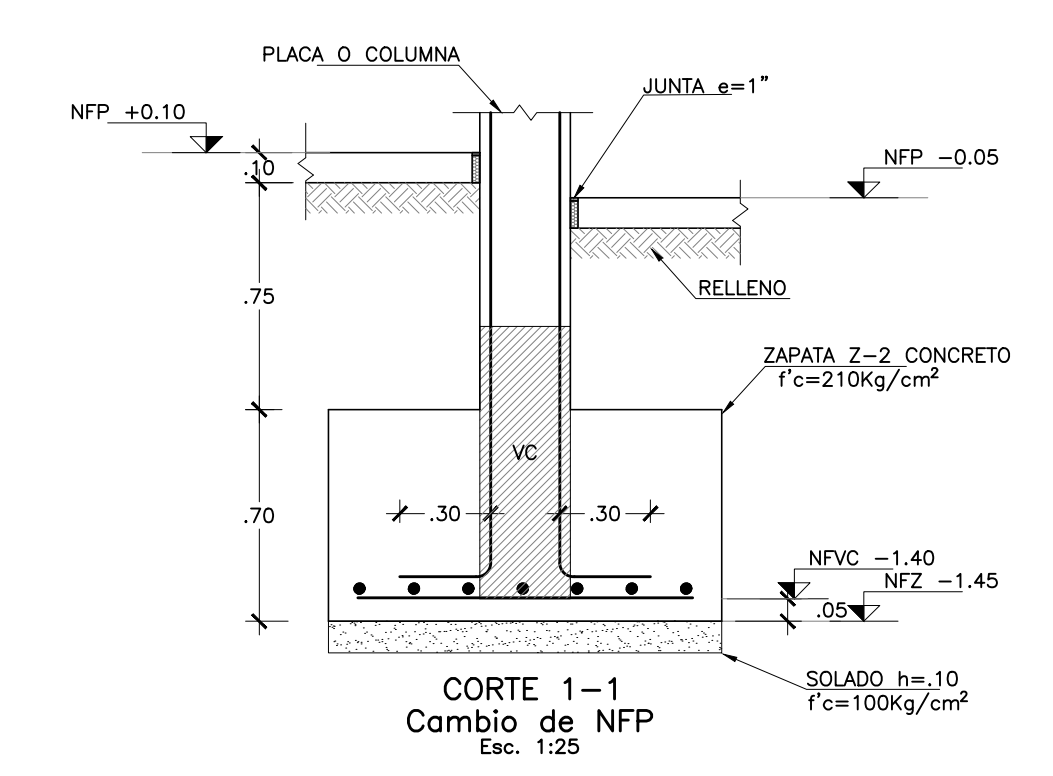
A-04



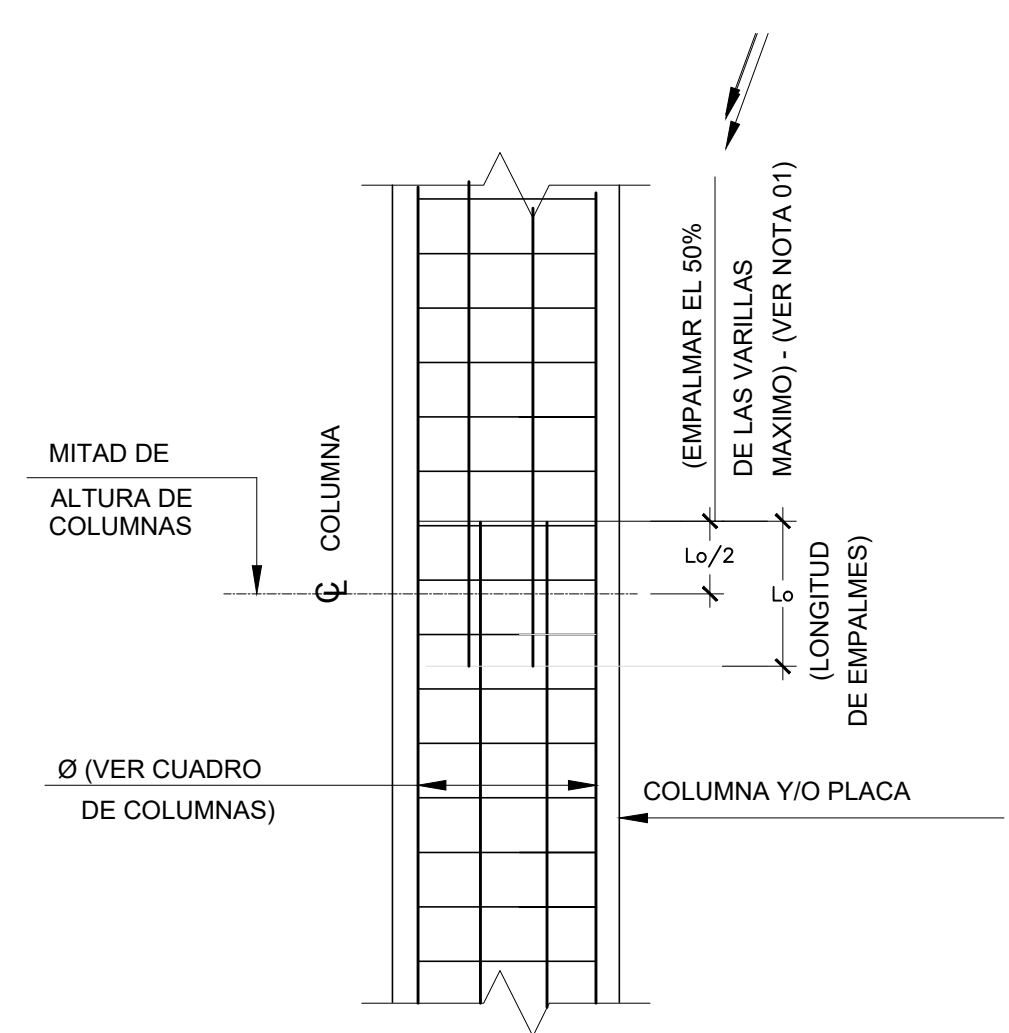
CIMENTACION
ESC. 1/50



CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS CON ZAPATAS (TIPICO)
ESC. 1/25



CORTE 1-1
Cambio de NFP
ESC. 1/25

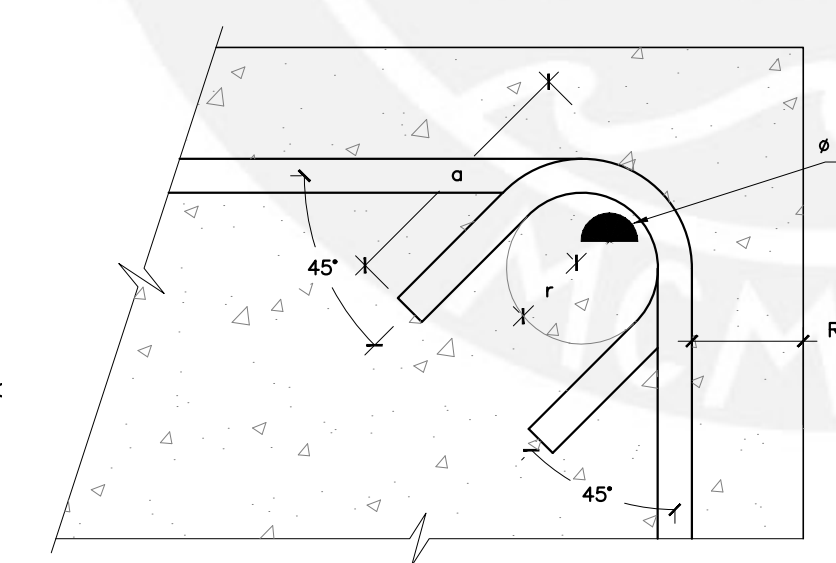


EMPALMES A TRACCION EN COLUM. Y PLACAS (TIPICO)
ESC. 1/25

NOTA 01
En el caso de requerir empalme mas del 50% se deberá aplicar la siguiente formula:
Longitud de empalme $\times 1.30$.
Esto segun la norma E-060, 12.15.01

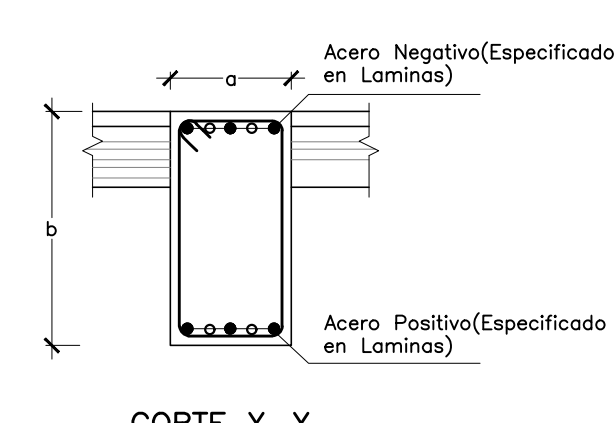
LONGITUDES DE EMPALMES

L(m) en función de f'c(kg/cm2)			
Ø	210	280	350
3/8"	.40	.40	.30
1/2"	.45	.50	.35
5/8"	.60	.55	.45
3/4"	.70	.65	.55
1"	1.15	1.20	0.90
1-3/8"	1.60	2.30	1.25



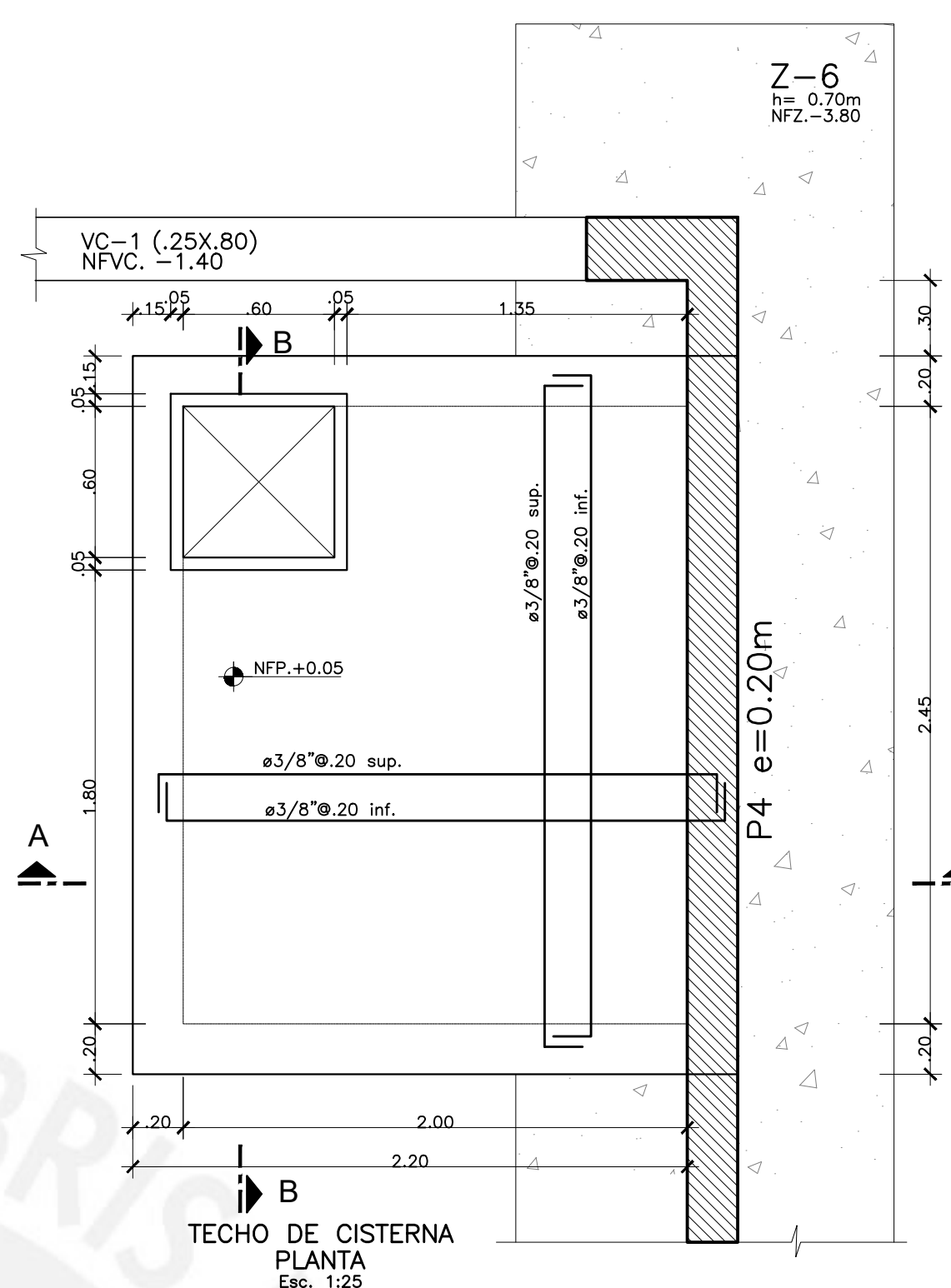
DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS SECCION VERTICAL U HORIZONTAL (TIPICO)
S/E

Ø	f	a
1/4"	20	80
3/8"	30	110



CORTE X-X
ESC. 1/25

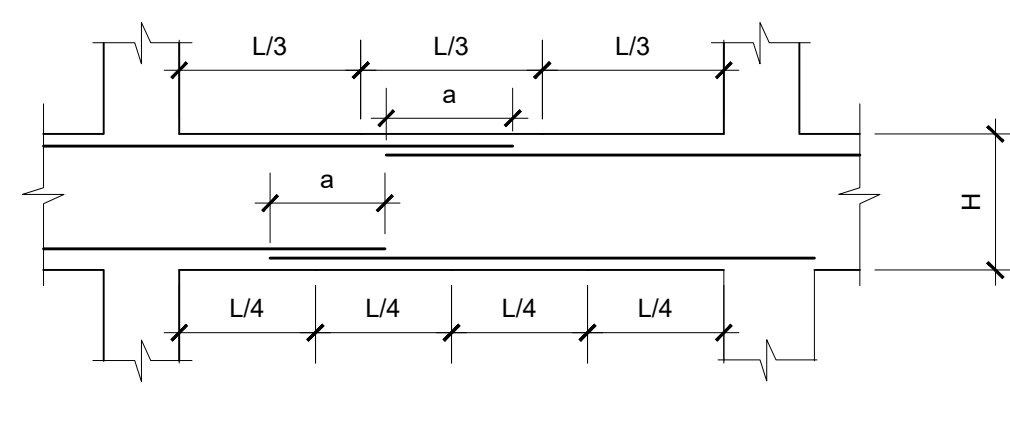
LEYENDA DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS
● Acero Corrido
○ Baston



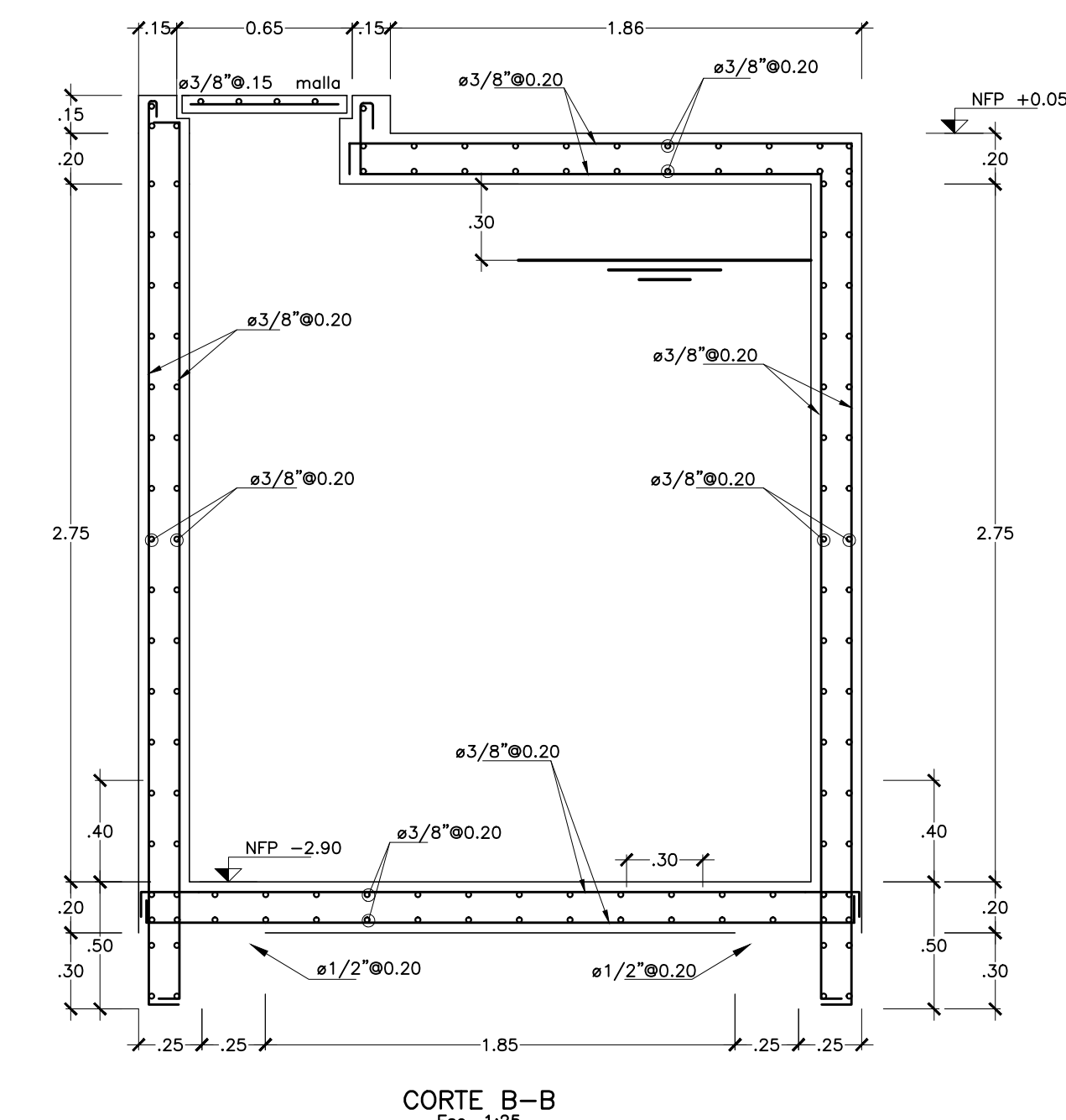
TECHO DE CISTERNA PLANTA
ESC. 1/25

Valores de a

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.70



Empalme de Hierro en Viga
S/E



CORTE B-B
ESC. 1/25

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION: ESTRUCTURAS : ZAPATAS AISLADAS

ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION : ESTRUCTURAS : Grava (G)

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION : ESTRUCTURAS : Di min. 1.20m bajo Nivel de terreno natural

PRESION ADMISIBLE : ESTRUCTURAS : 3.80 kg/cm2

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : No agresivo (usar cemento tipo I)

NAPA FREATICA : No detectado

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

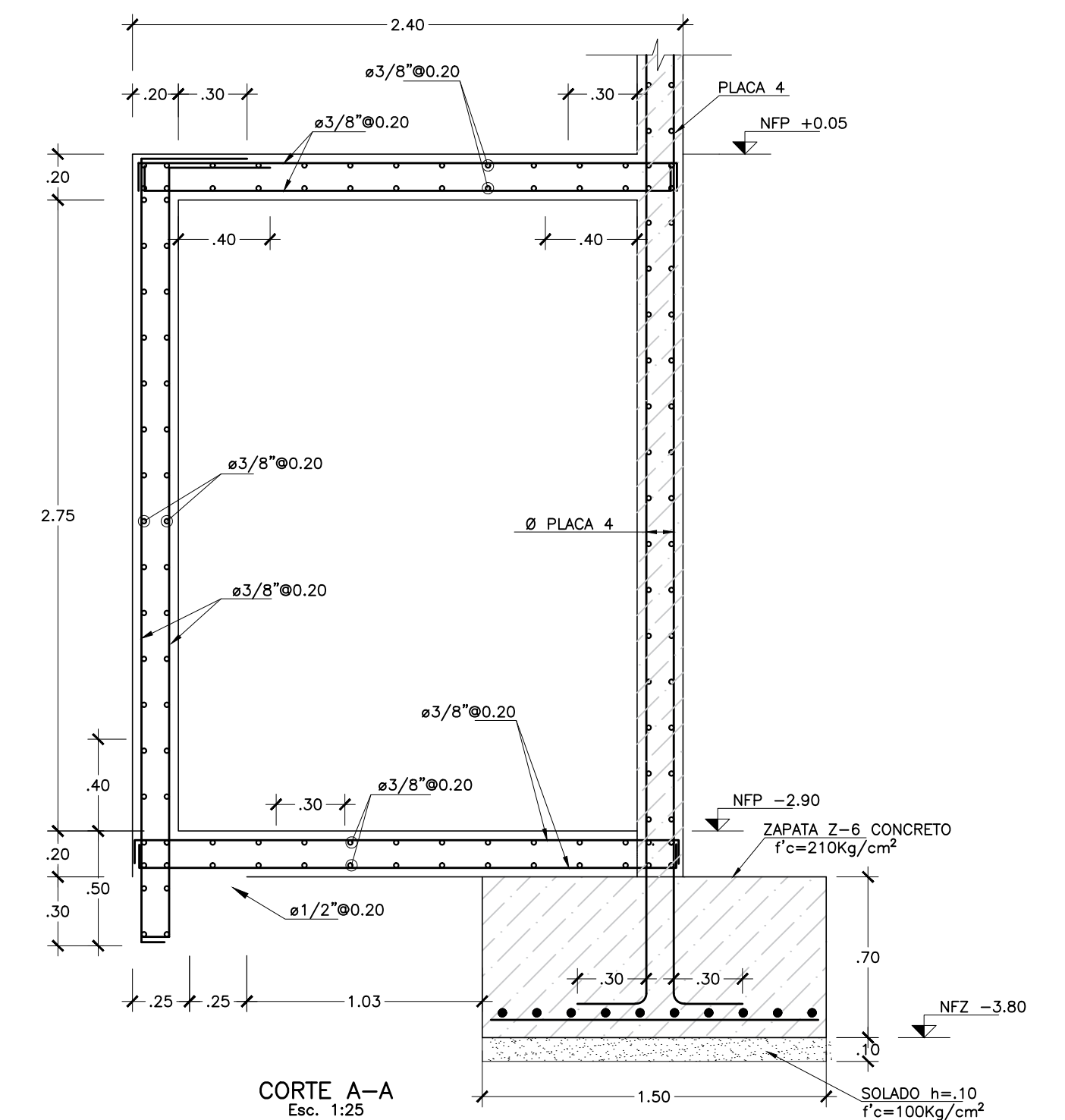
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO
 YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO

b) PERIODOS FUNDAMENTALES:
 -Eje X: Tx=0.727 s
 -Eje Y: Ty=0.354 s

c) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S3): S=1.0, Ts=0.4, Tl=2.5
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C): U=1.0
 -COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION (Ro): Row= 6, Roy= 6
 -COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA : Cx=1.38 Cy=2.50

d) FUERZA CORTANTE BASICO DE DISEÑO:
 -Eje X: Vbx=153.78 tn
 -Eje Y: Vby=215.01 tn

e) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO:
 -Eje X: dx=2.28 cm dx=0.36 cm
 -Eje Y: dy=0.58 cm dy=0.09 cm



CORTE A-A
ESC. 1/25

- NOTAS:**
- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
 - (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 - (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERROS DE 1" Y 3/4 CM. PARA 2" A 1"
 - (d) VER CORTE 2-2 EN LAMINA E-02

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	f'c = 210 kg/cm2
FIERRO CORRUGADO	fy = 4200 kg/cm2
SUELO	wt = 3.8 kg/cm2
SOBRECARGAS	S/c = Indicadas
CONCRETO SIMPLE	
CIMENTO CORRIDO	f'c = 100 kg/cm2 + 30% DE PIEDRA GRANDE (Ø MAXIMO)
SOBRECIMENTO	f'c = 100 kg/cm2 + 25% DE PIEDRA MEDIANA (Ø MAXIMO)
TERRENO	
CAPACIDAD PORTANTE	wt = 3.8 kg/cm2
RECUBRIMIENTOS	
VIGAS CHATAS	3.0cms.
LOSAS Y ALIGERADO	3.0cms.
MUROS ARMADOS	4.0cms.
ZAPATAS	8.0cms.
VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS	4.0cms.
VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=15)	3.0cms.
ESCALERAS	3.0cms.
SOBRECARGAS	
AREA TECHADA DE NIVEL INTERMEDIO	: S/C = 200 kg/m2
AREA TECHADA DE ULTIMO NIVEL (AZOTTA)	: S/C = 100 kg/m2
ESCALERA	: S/C = 400 kg/m2

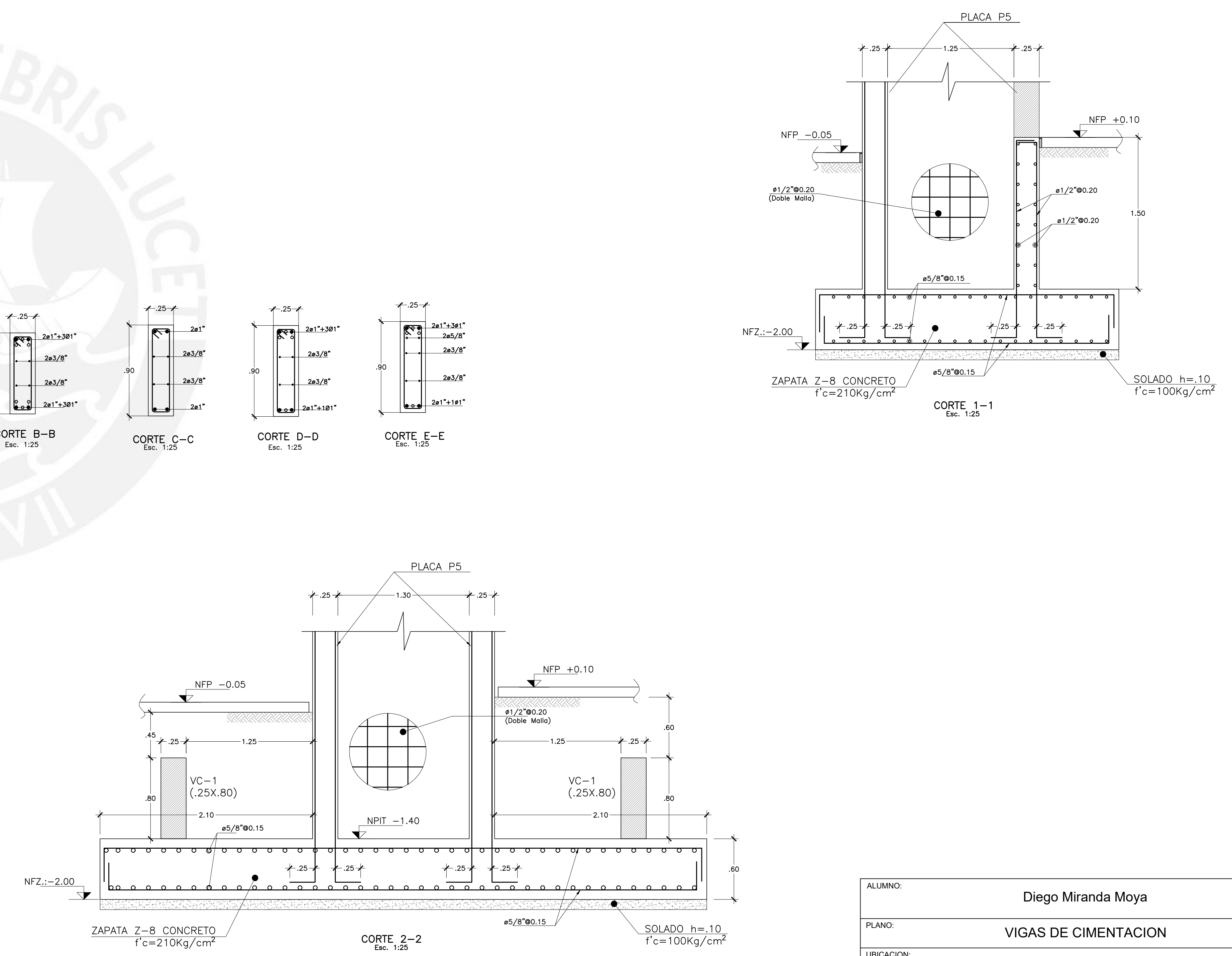
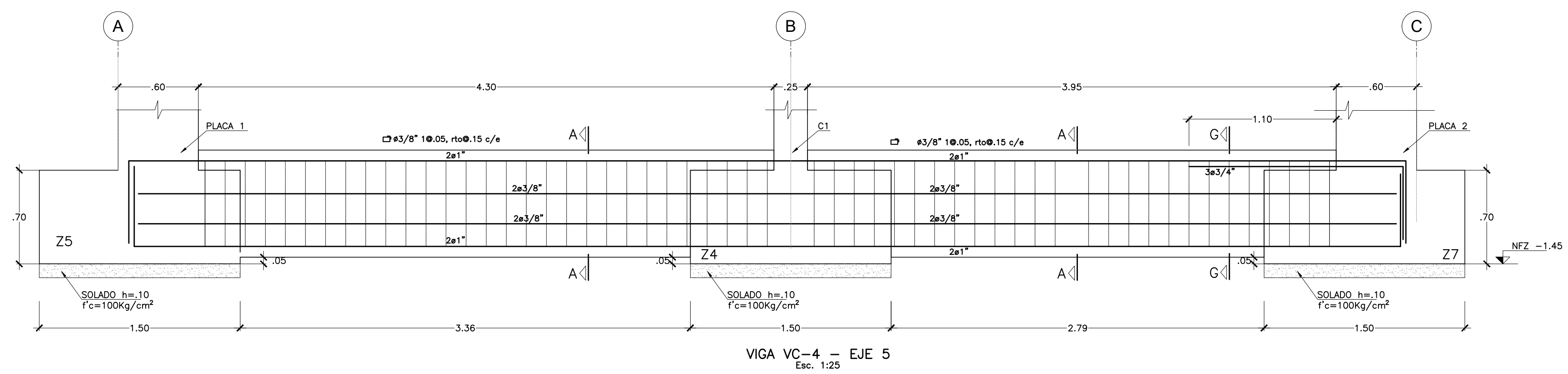
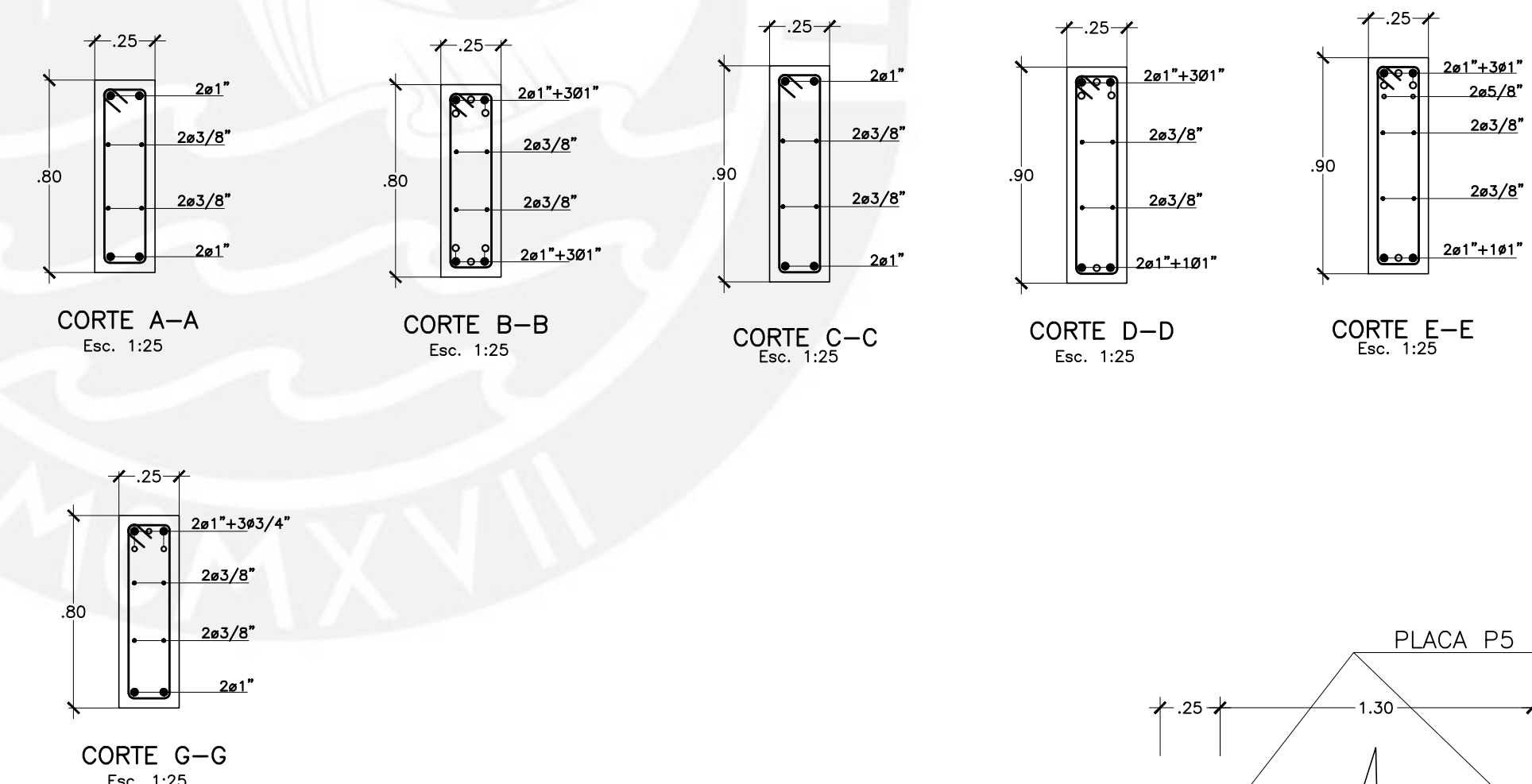
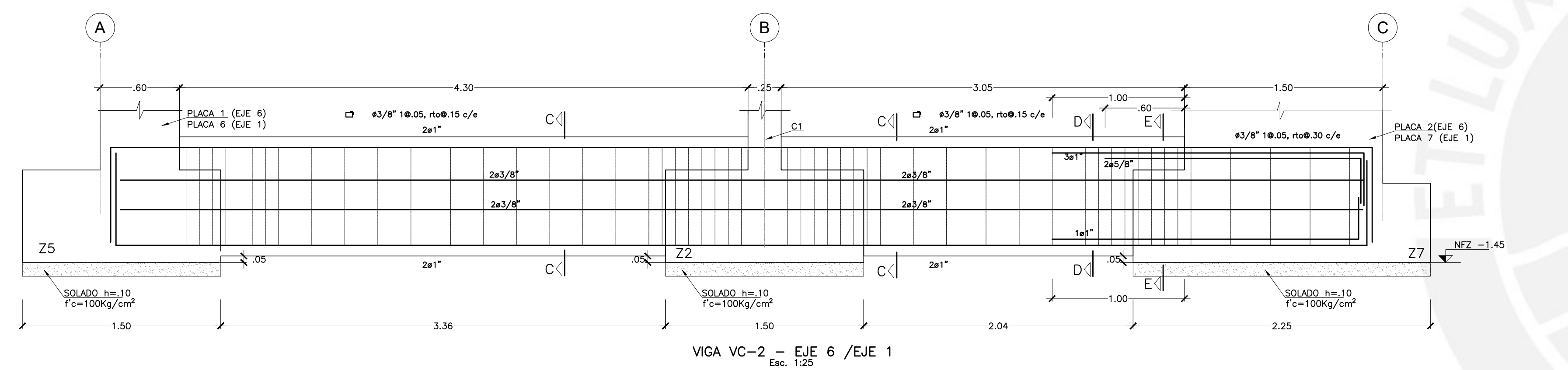
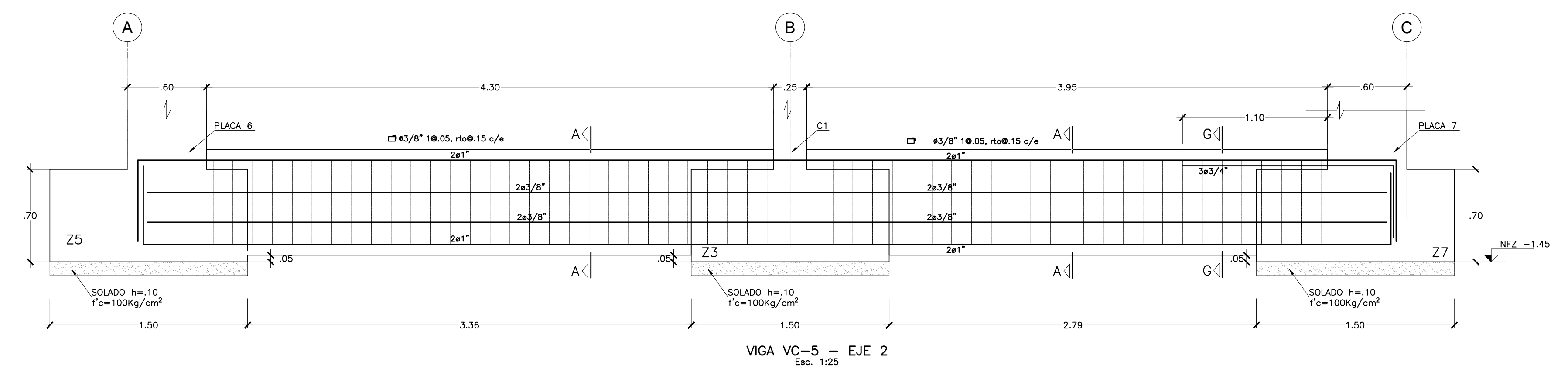
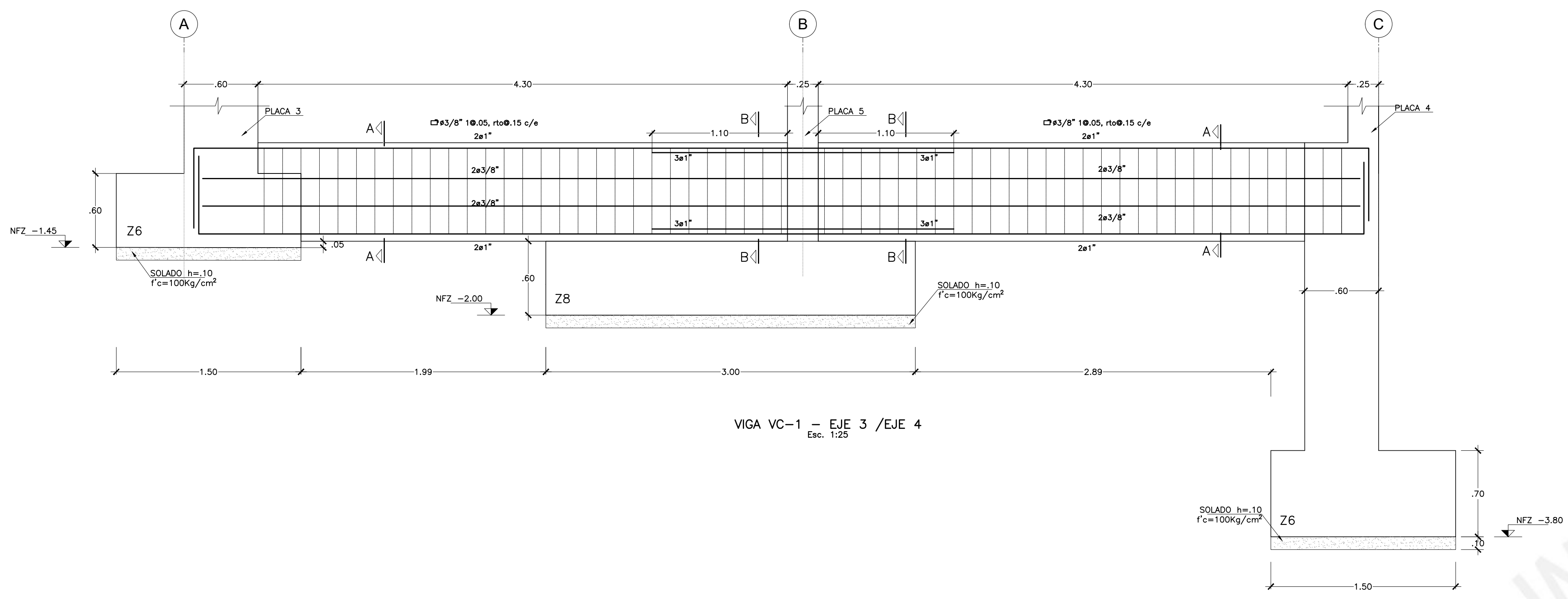
ALUMNO: **Diego Miranda Moya**

PLANO: **CIMENTACION Y ESPECIFICACIONES TECNICAS**

UBICACION: **SURQUILLO - LIMA - PERU**

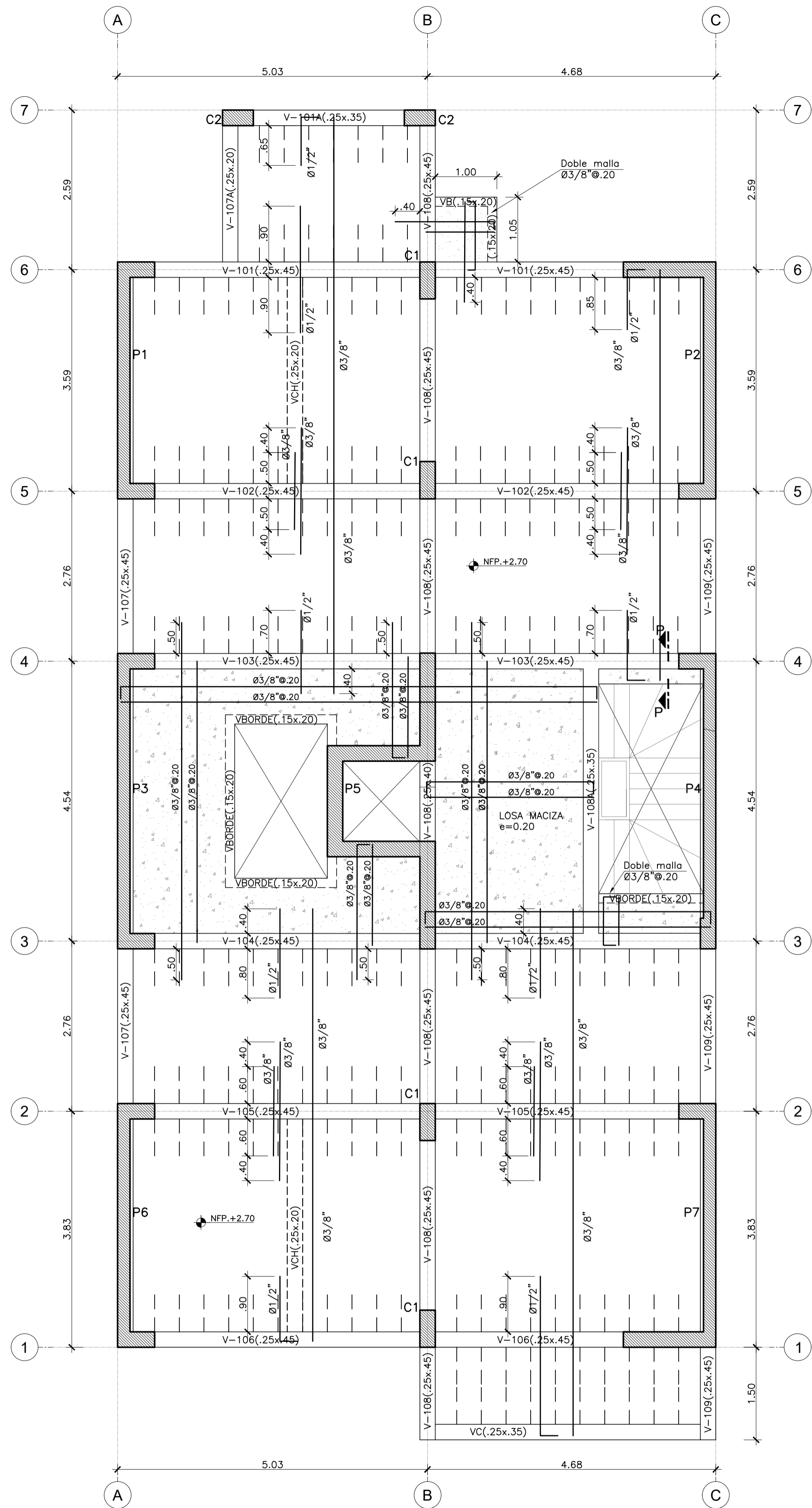
PROFESOR: **Ing. Wilson Silva Berrios**

ESCALA: **Indicada** FECHA: **Agosto 2020** DIBUJO CAD: **D.A.M.M.**

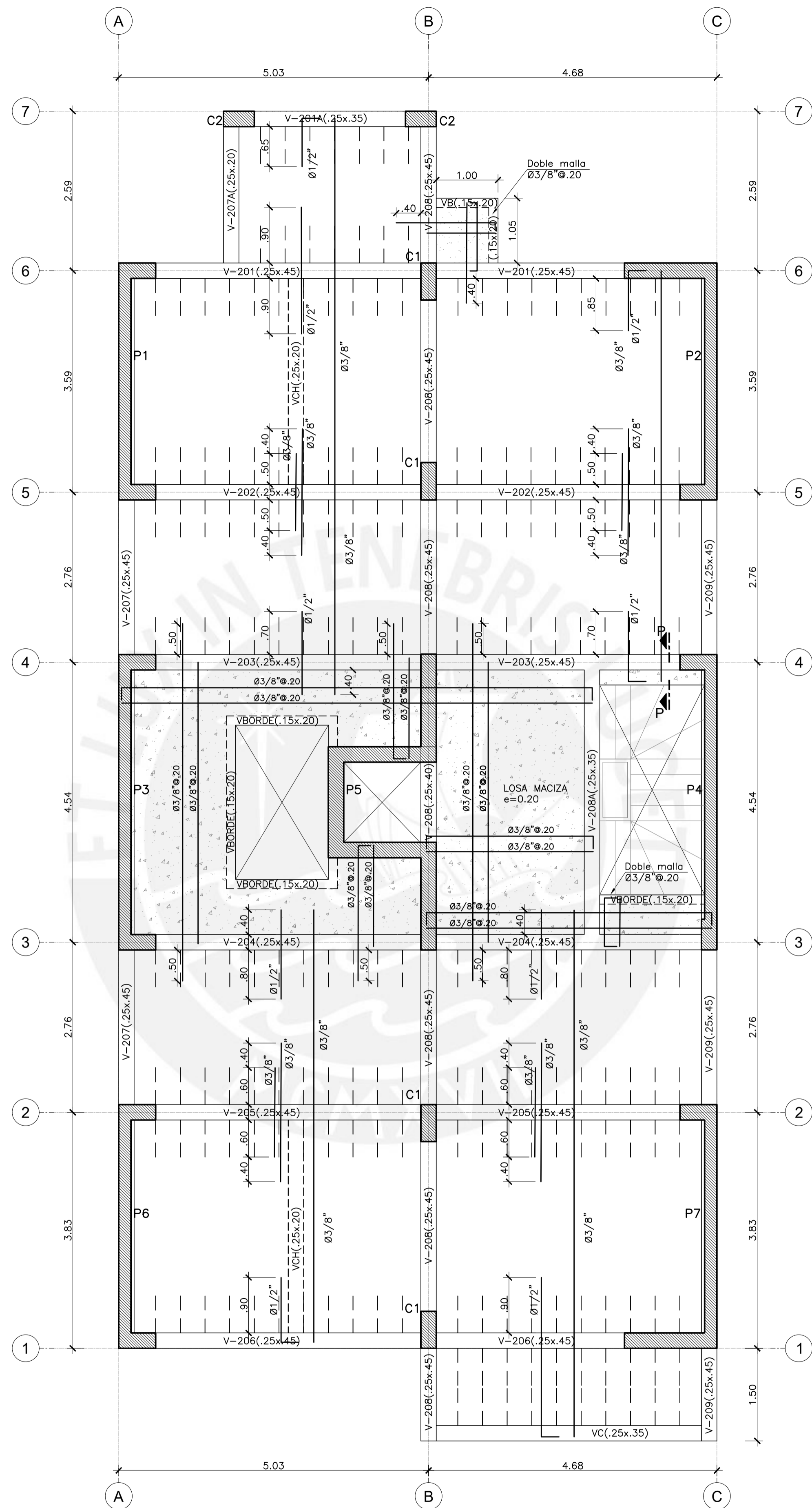


ALUMNO:	Diego Miranda Moya		
PLANO:	VIGAS DE CIMENTACION		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios		
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Agosto 2020
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.

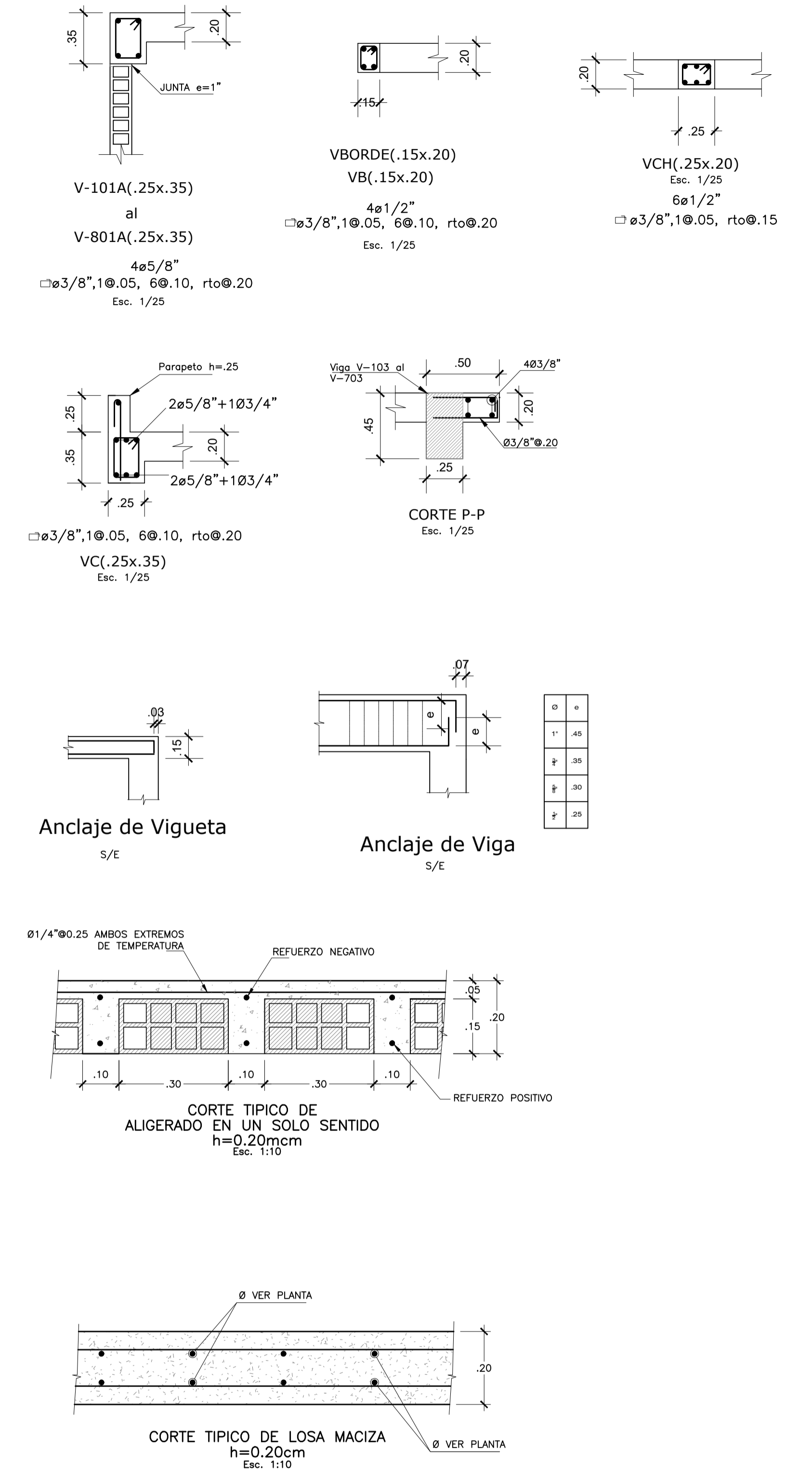
E-02



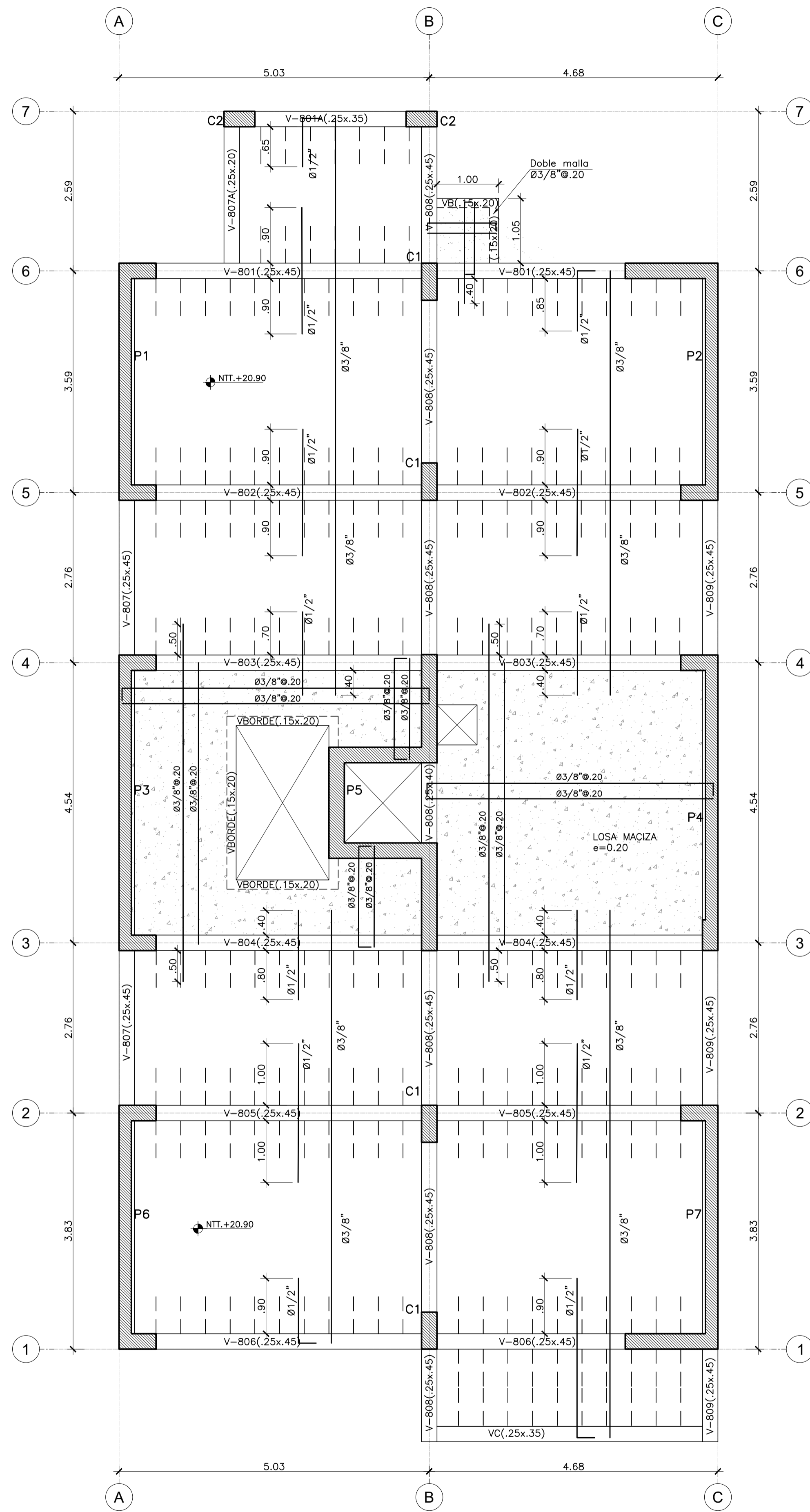
ENCOFRADO: TECHO 1er PISO
 LOSA ALIGERADA h=20cm
 S/C=200 kg/m²
 ESC. 1/50



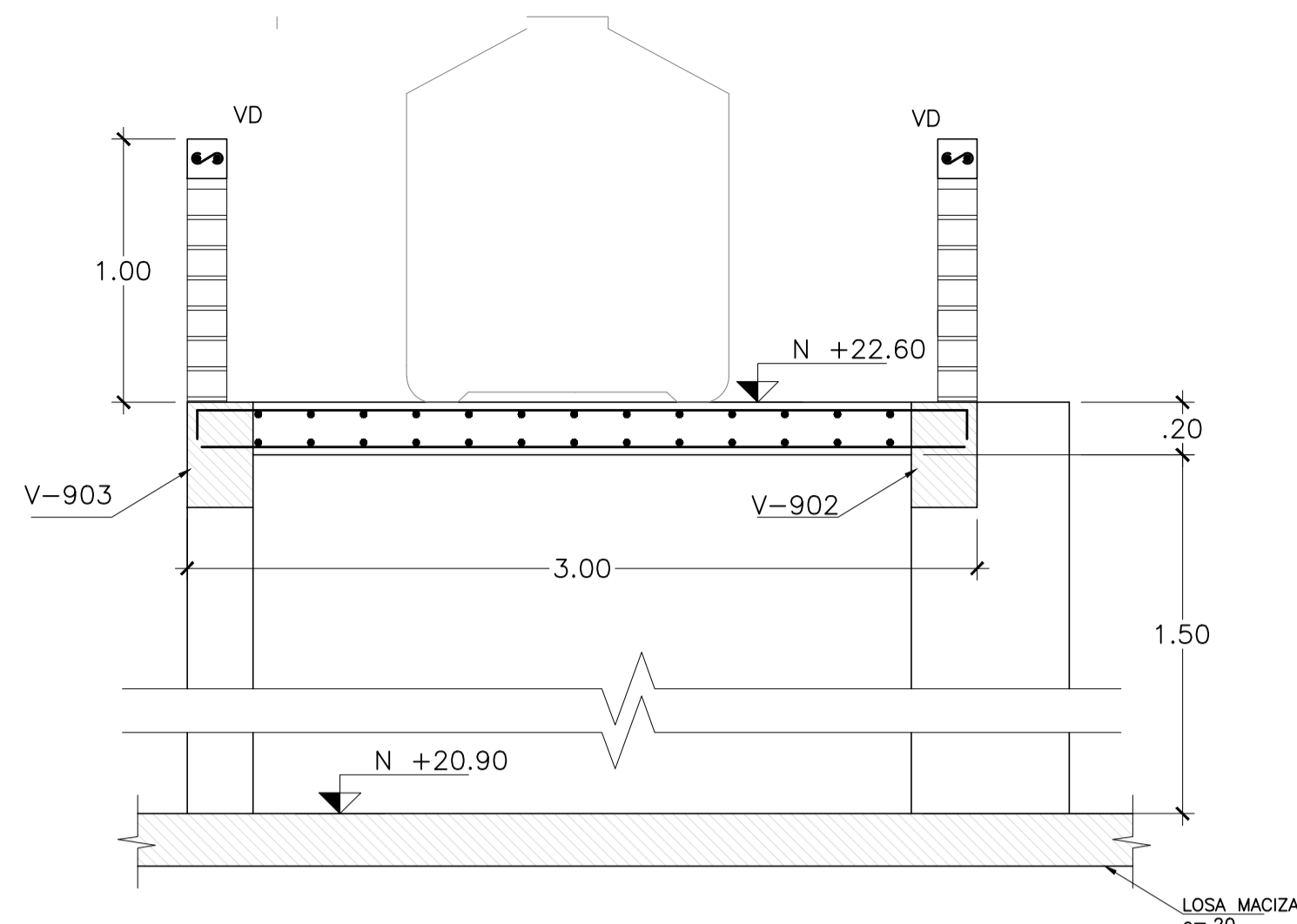
ENCOFRADO: TECHO 2°, 3°, 4°, 5°, 6° Y 7° PISO
 LOSA ALIGERADA h=20cm
 S/C=200 kg/m²
 ESC. 1/50



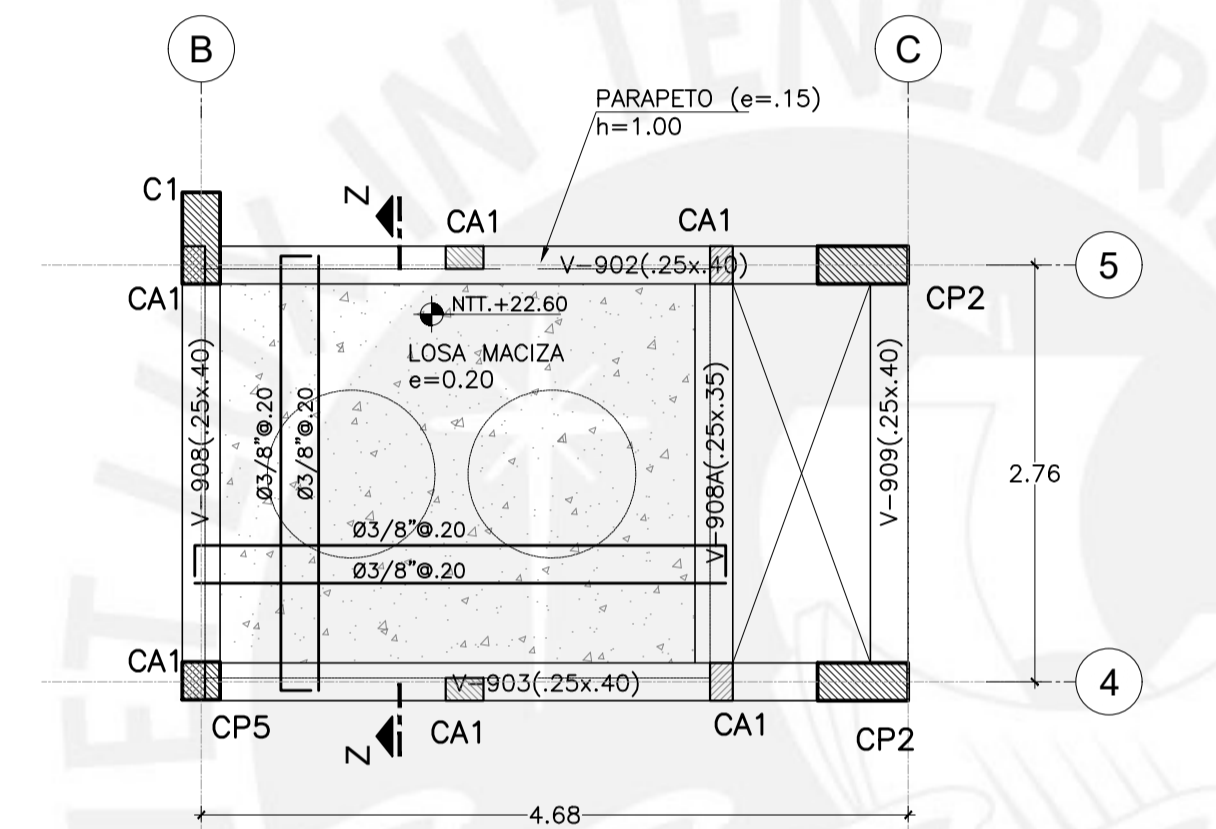
ALUMNO:	Diego Miranda Moya		
PLANO:	ENCOFRADO PRIMER PISO Y PISO TÍPICO		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		LAMINA:
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios		
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Agosto 2020
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.



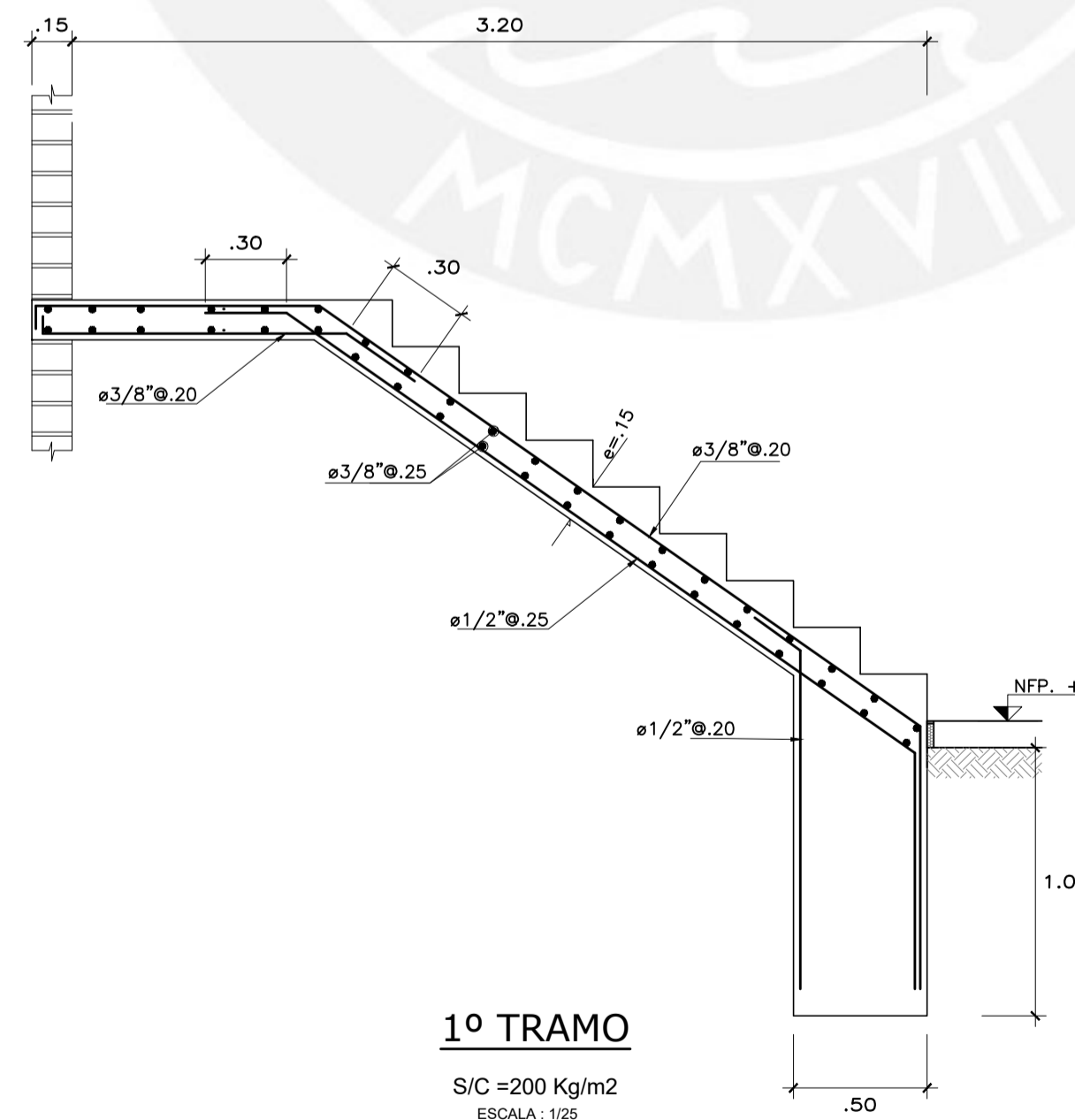
ENCOFRADO: TECHO 8° PISO
 LOSA ALIGERADA h=20cm
 S/C=100 kg/m²
 ESC. 1/50



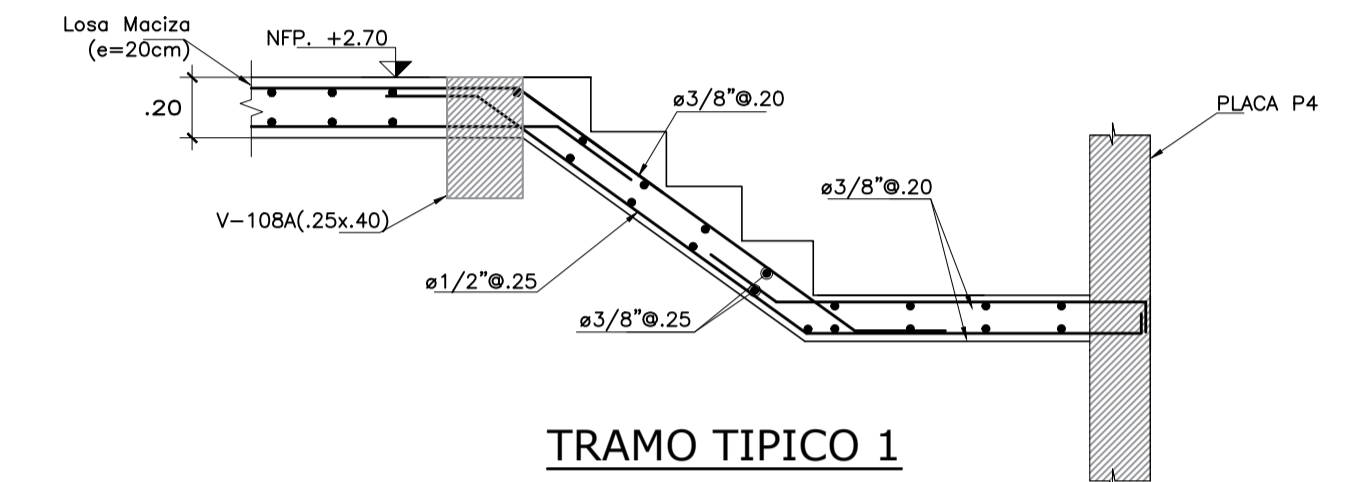
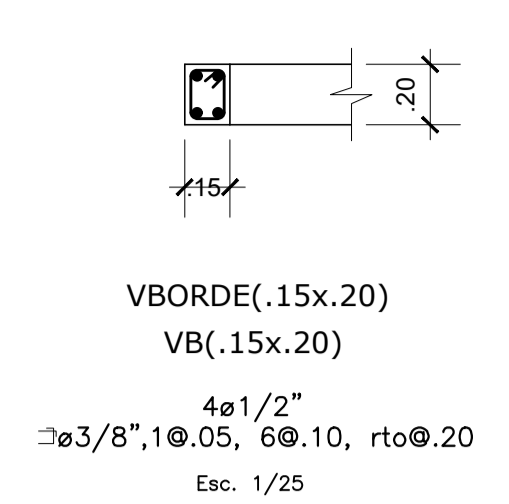
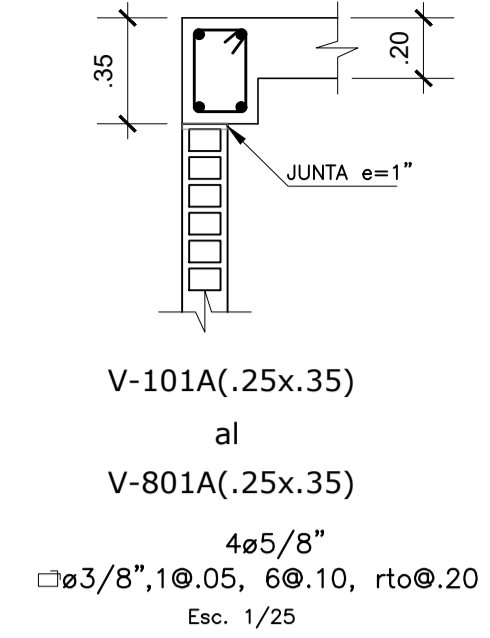
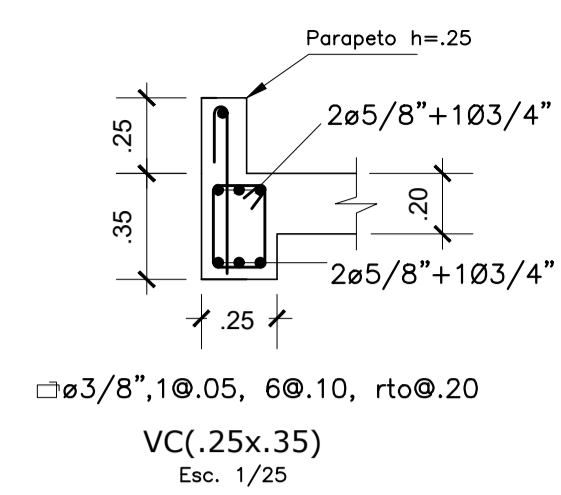
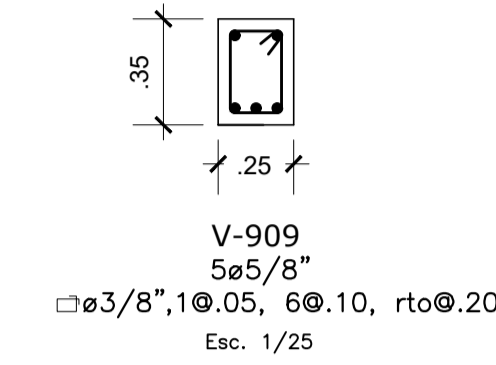
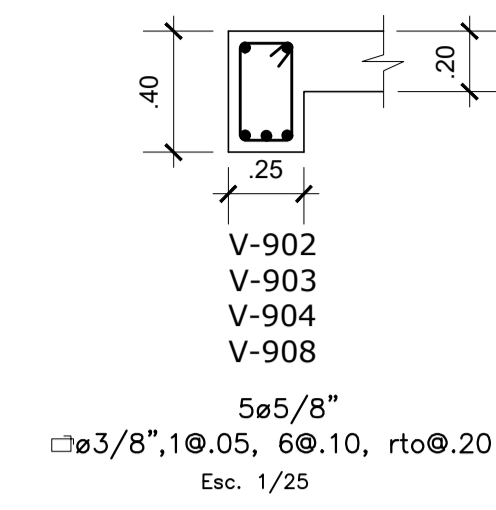
CORTE Z-Z
 Esc. 1/25



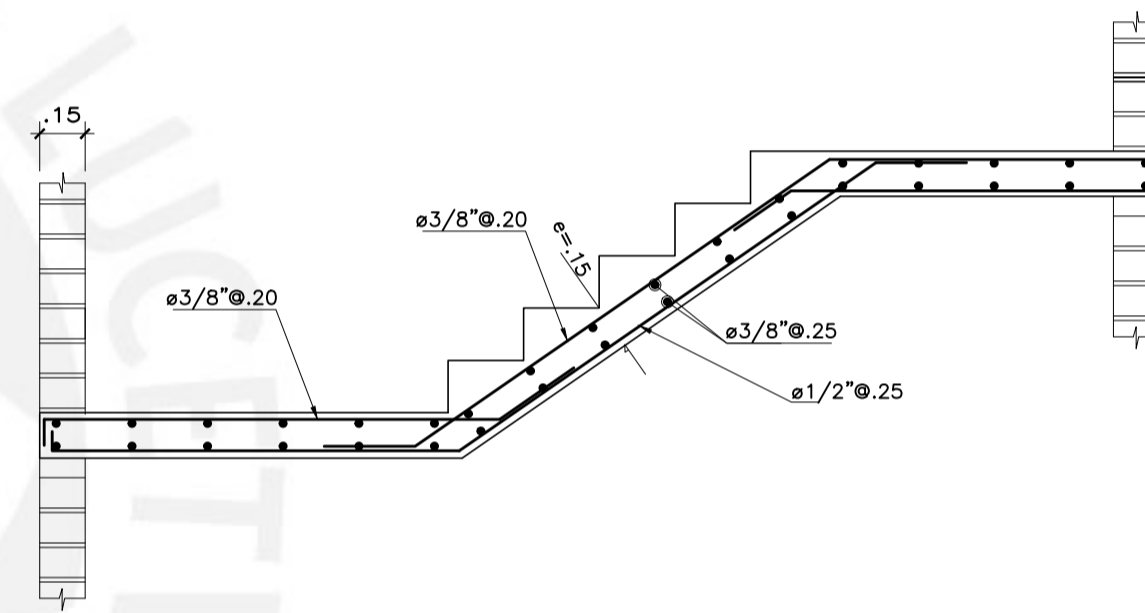
PLATAFORMA DE TANQUE ELEVADO
 LOSA MACIZA h=20cm
 S/C=100 kg/m²
 ESC. 1/50



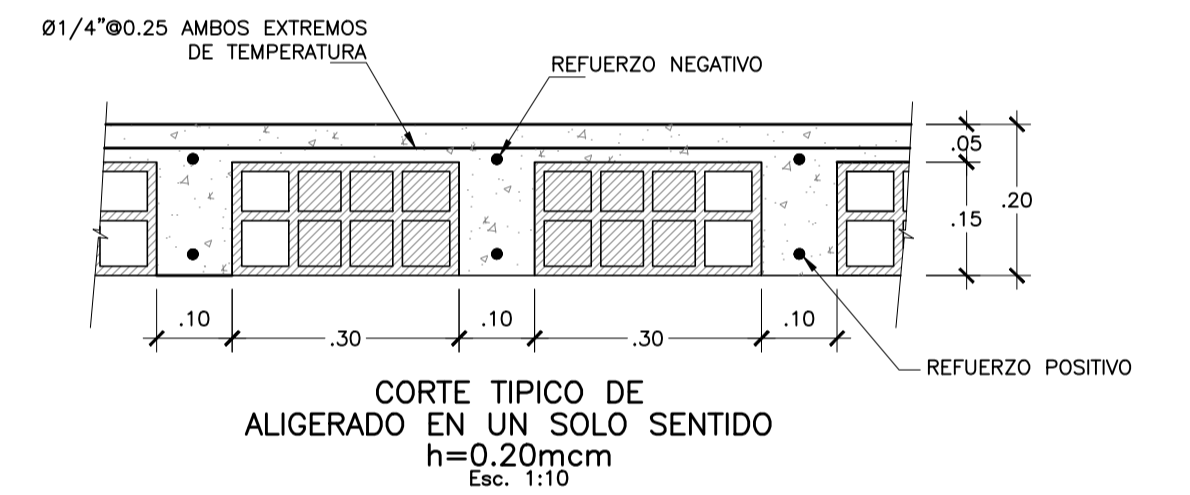
1° TRAMO
 S/C=200 Kg/m²
 ESCALA: 1/25



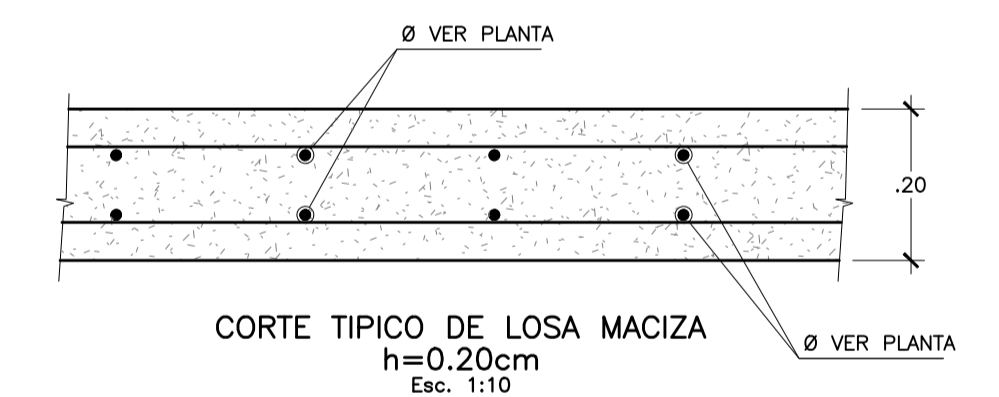
TRAMO TIPICO 1
 S/C=400 Kg/m²
 ESCALA: 1/25



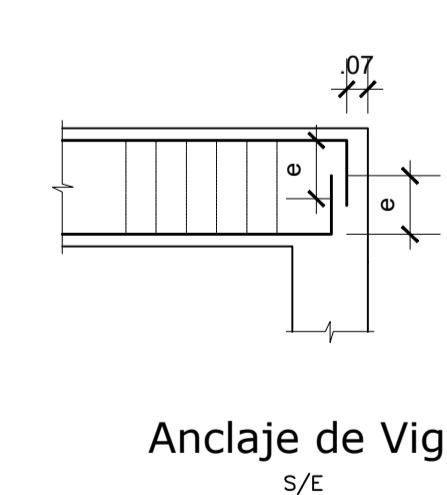
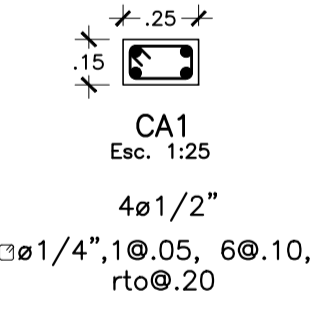
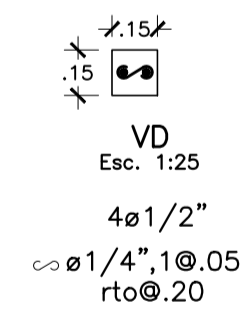
TRAMO TIPICO 2



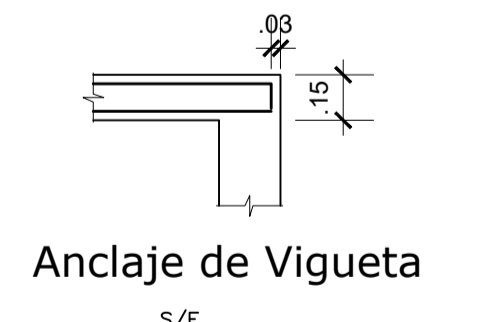
CORTE TIPICO DE ALIGERADO EN UN SOLO SENTIDO
 h=0.20cm
 Esc. 1:10



CORTE TIPICO DE LOSA MACIZA
 h=0.20cm
 Esc. 1:10

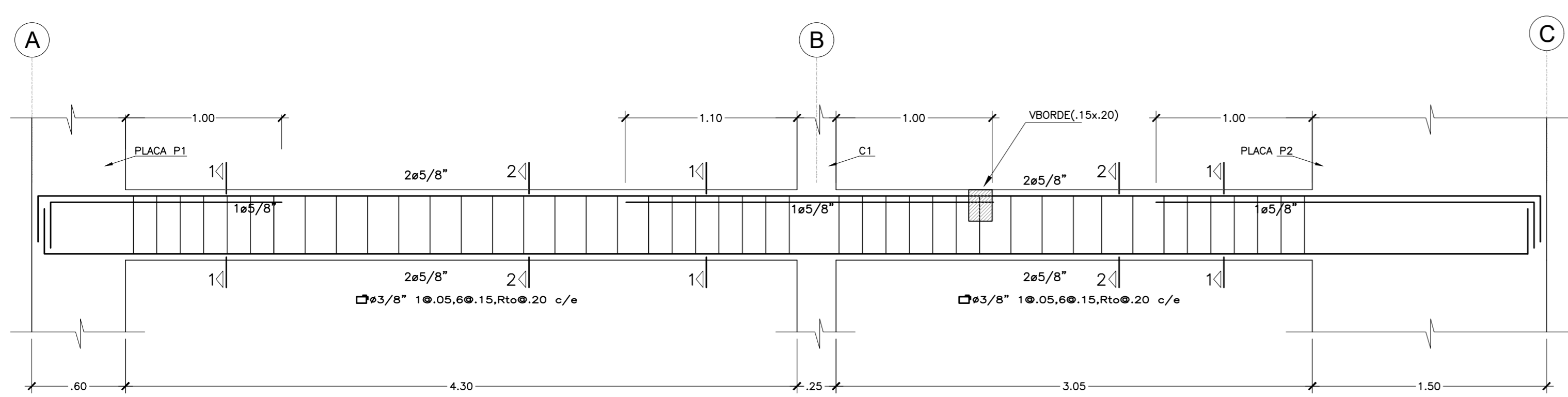


Anclaje de Viga
 S/E

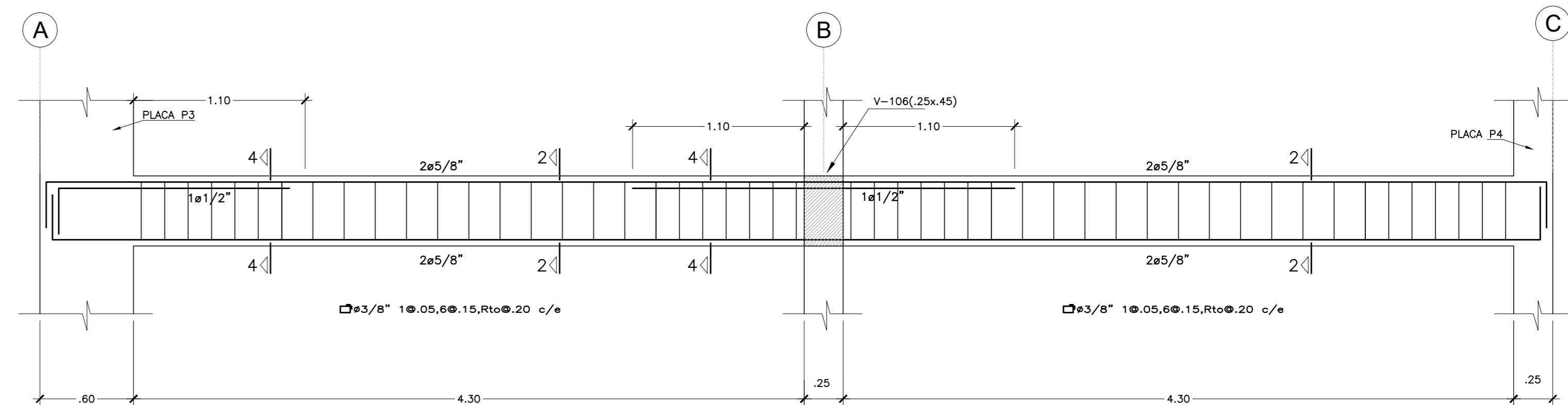


Anclaje de Vigueta
 S/E

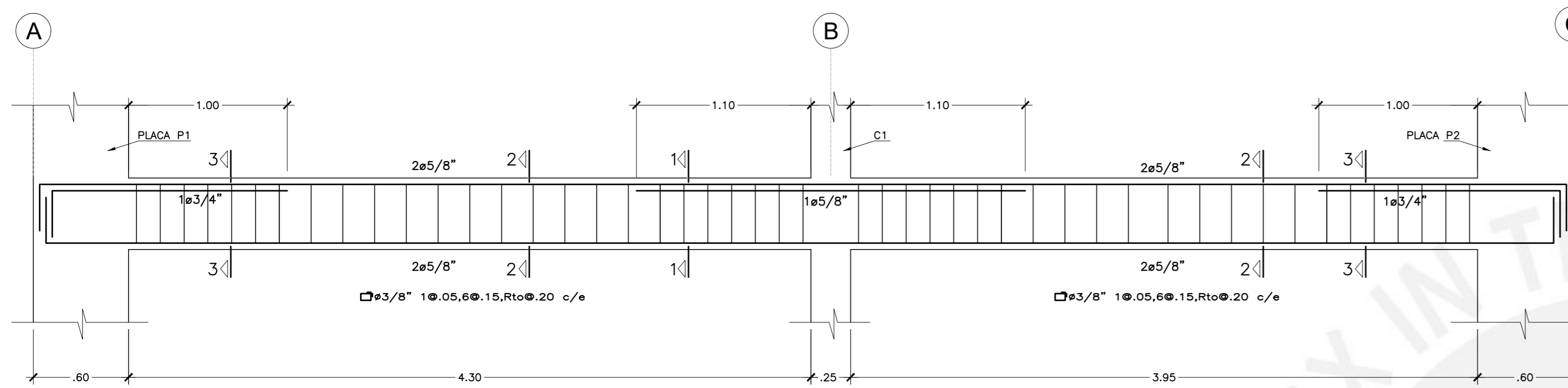
ALUMNO:	Diego Miranda Moya		
PLANO:	ENCOFRADO AZOTEA, CISTERNA Y ESCALERA		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		LAMINA:
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios		
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Agosto 2020
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.



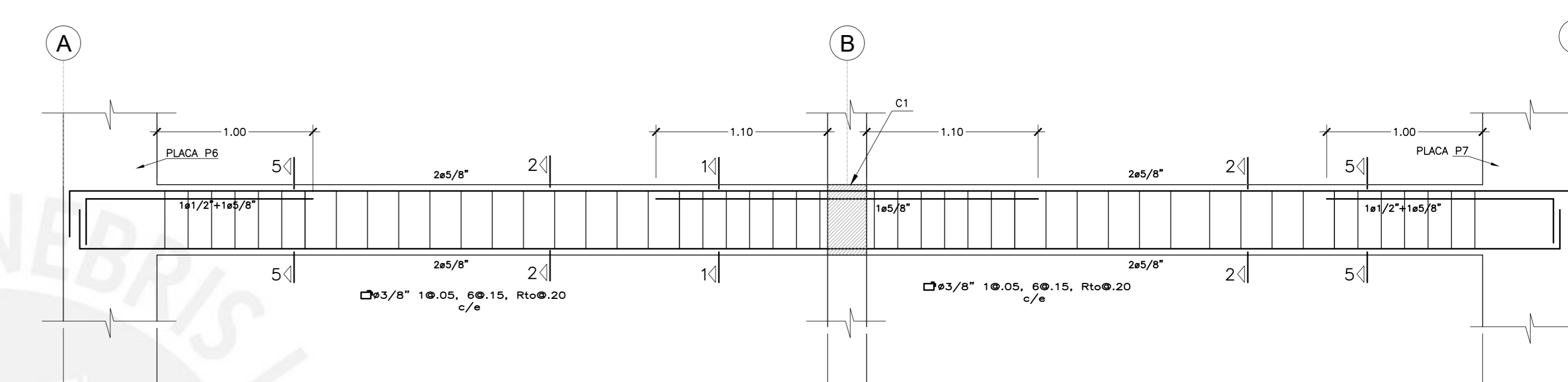
VIGA V-101(.25X.45) - EJE 6
Esc. 1:25



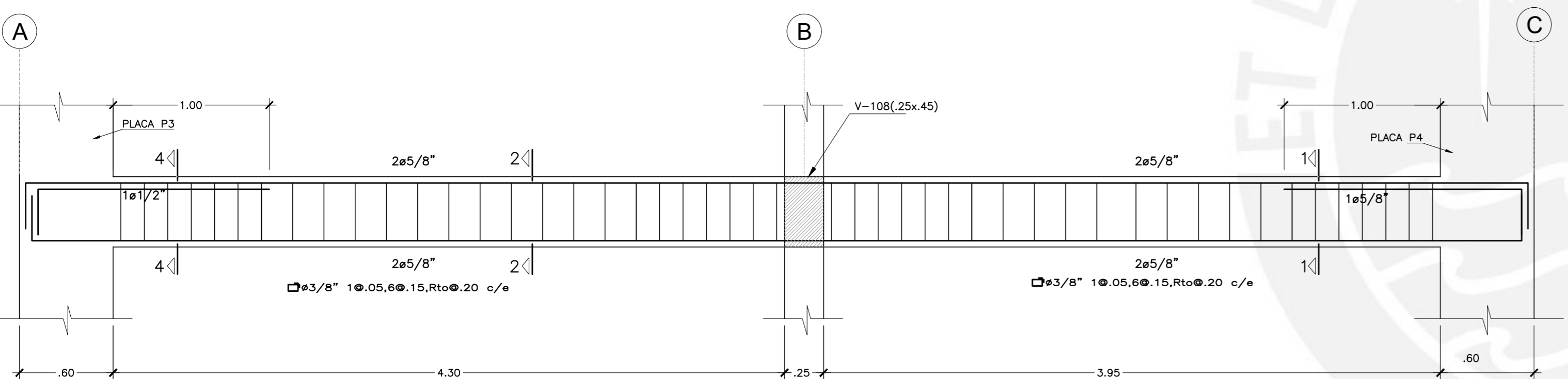
VIGA V-104(.25X.45) - EJE 3
Esc. 1:25



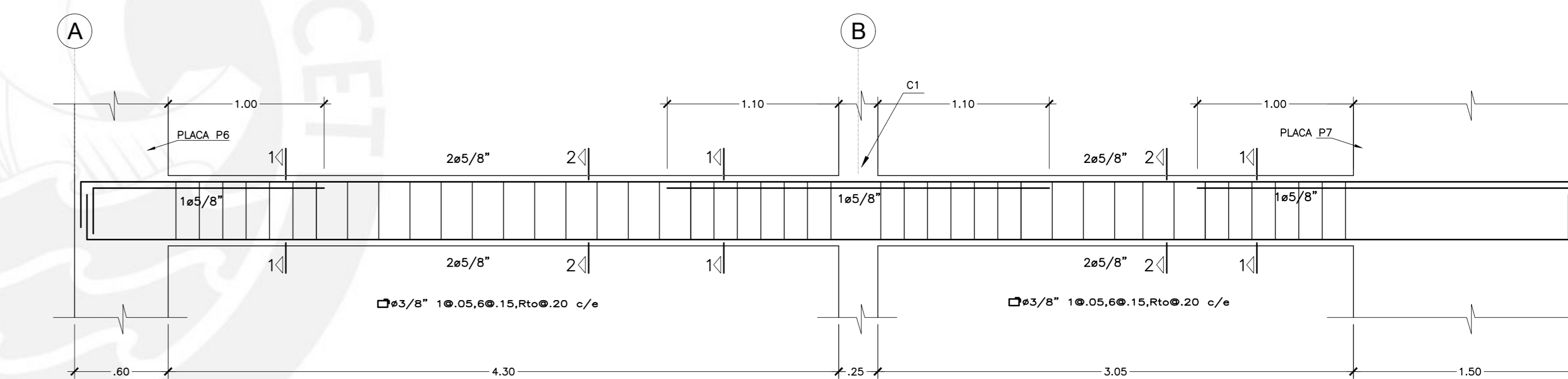
VIGA V-102(.25X.45) - EJE 5
Esc. 1:25



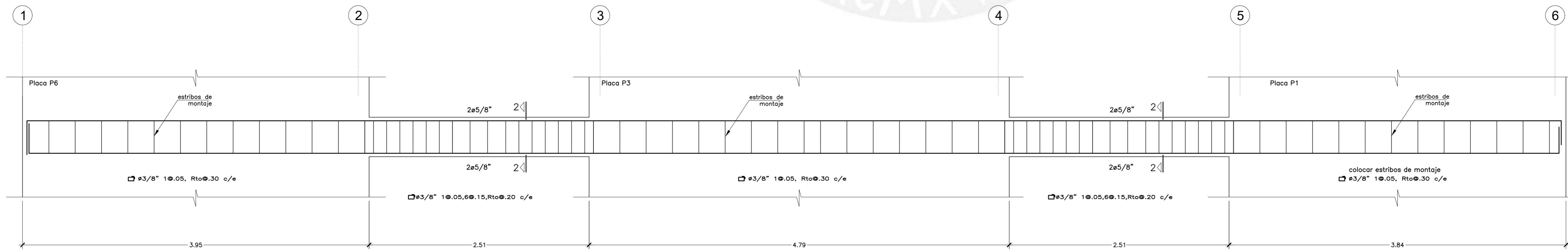
VIGA V-105(.25X.45) - EJE 2
Esc. 1:25



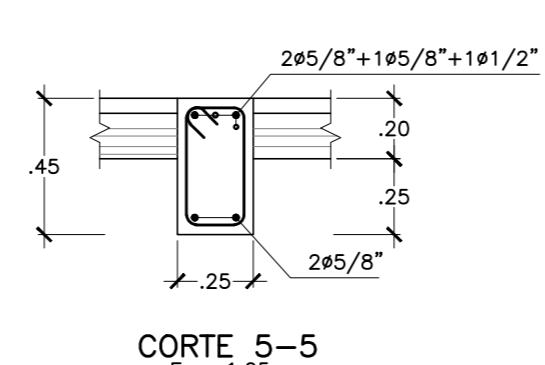
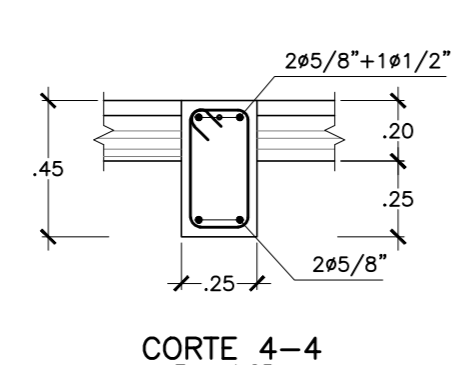
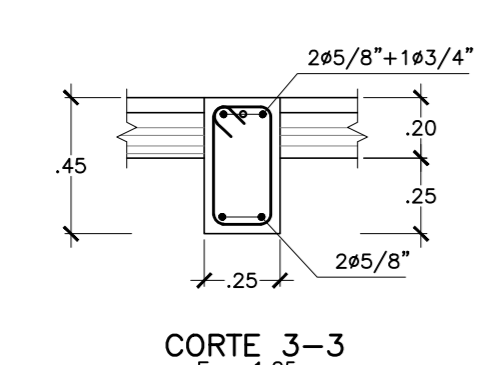
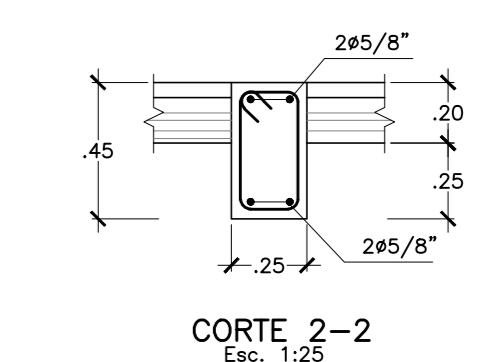
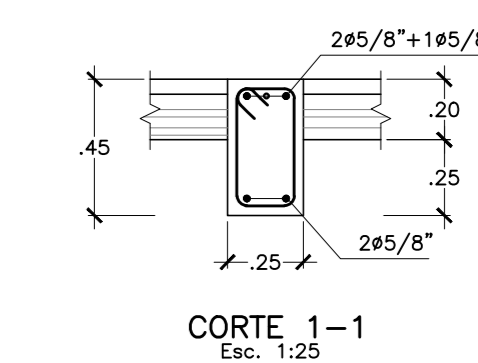
VIGA V-103(.25X.45) - EJE 4
Esc. 1:25



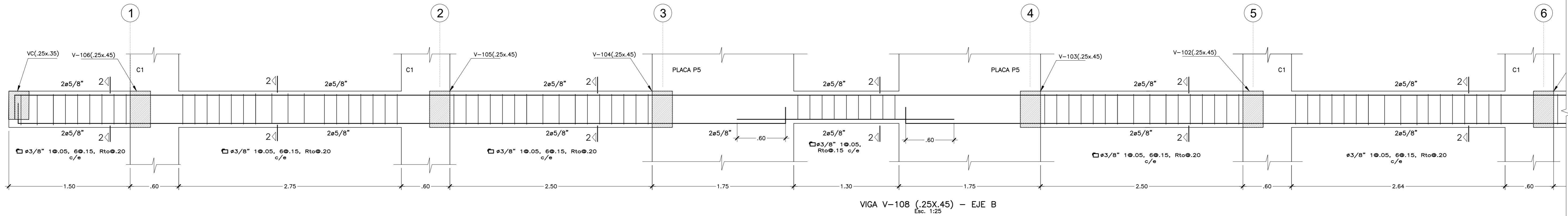
V-106(.25x.45) Eje 1



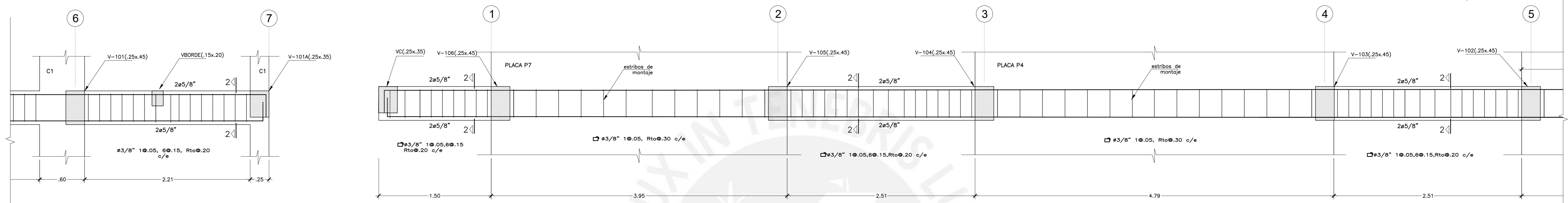
VIGA V-107 (.25X.45) - EJE A
Esc. 1:25



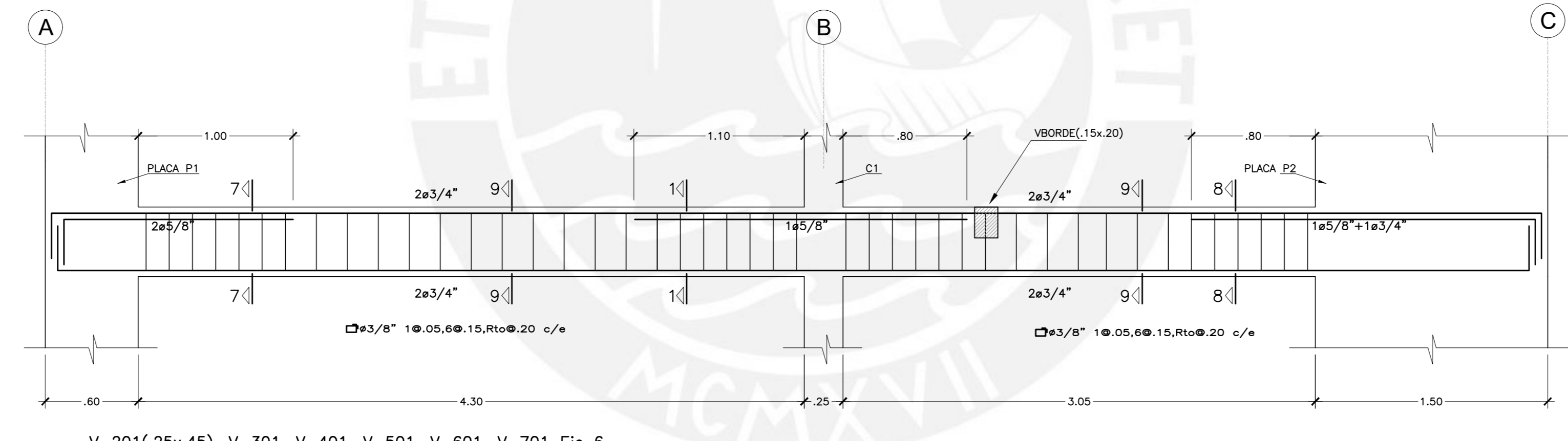
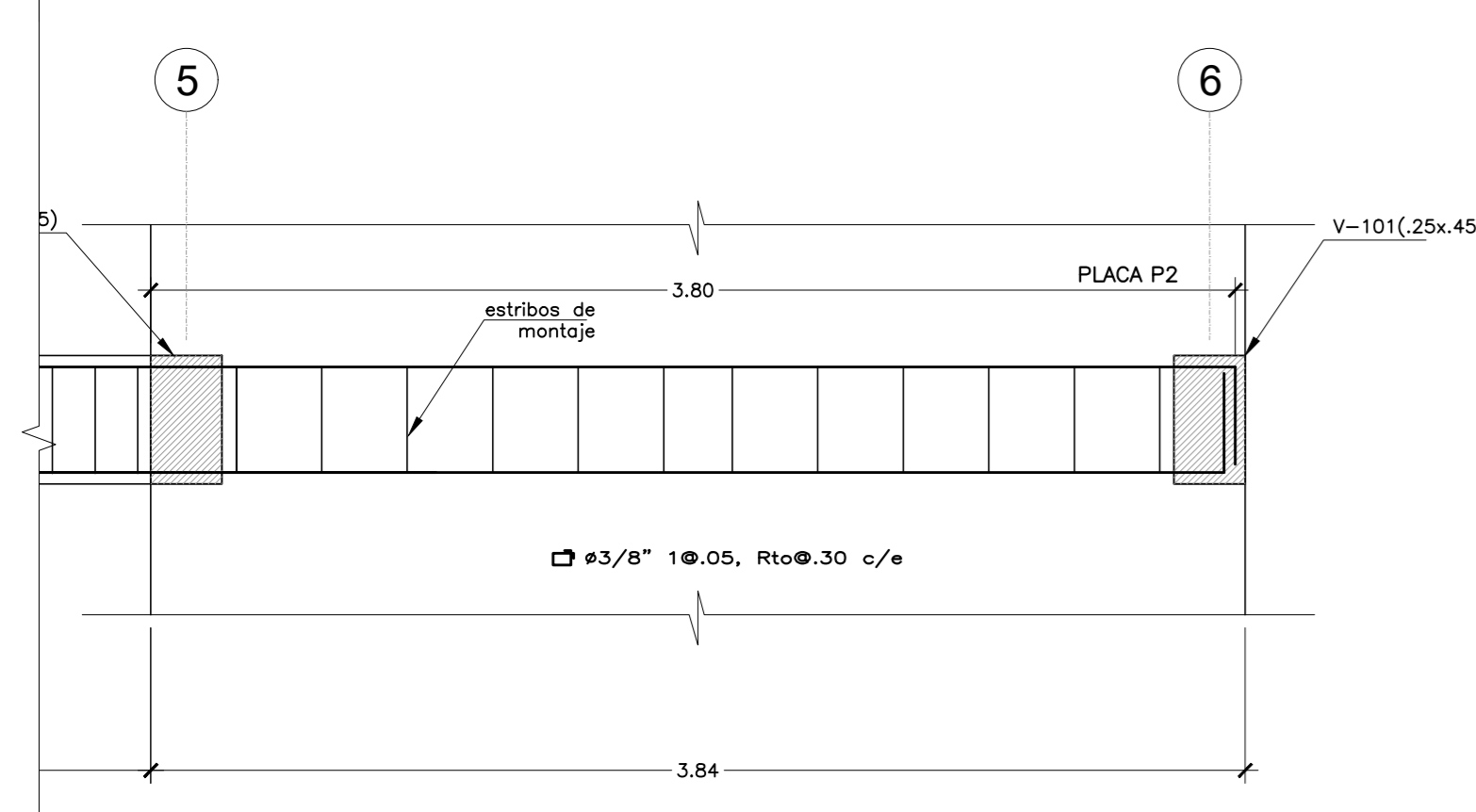
ALUMNO:	Diego Miranda Moya		
PLANO:	DESARROLLO DE VIGAS PRIMER PISO		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		LAMINA:
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios		E-05
ESCALA:	Indicada	FECHA:	
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.



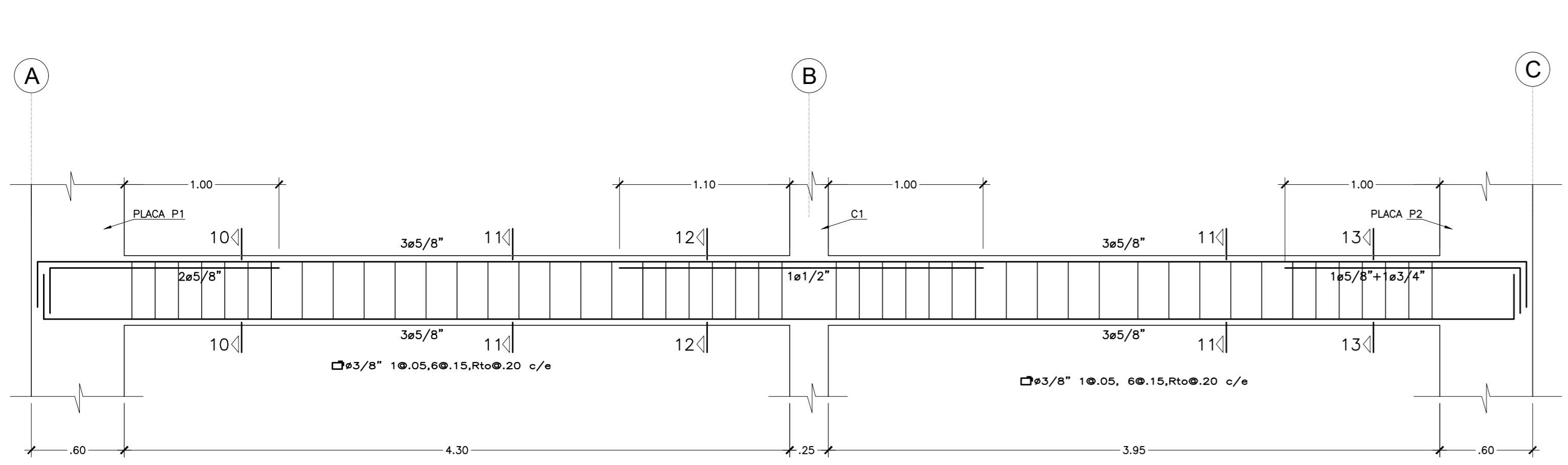
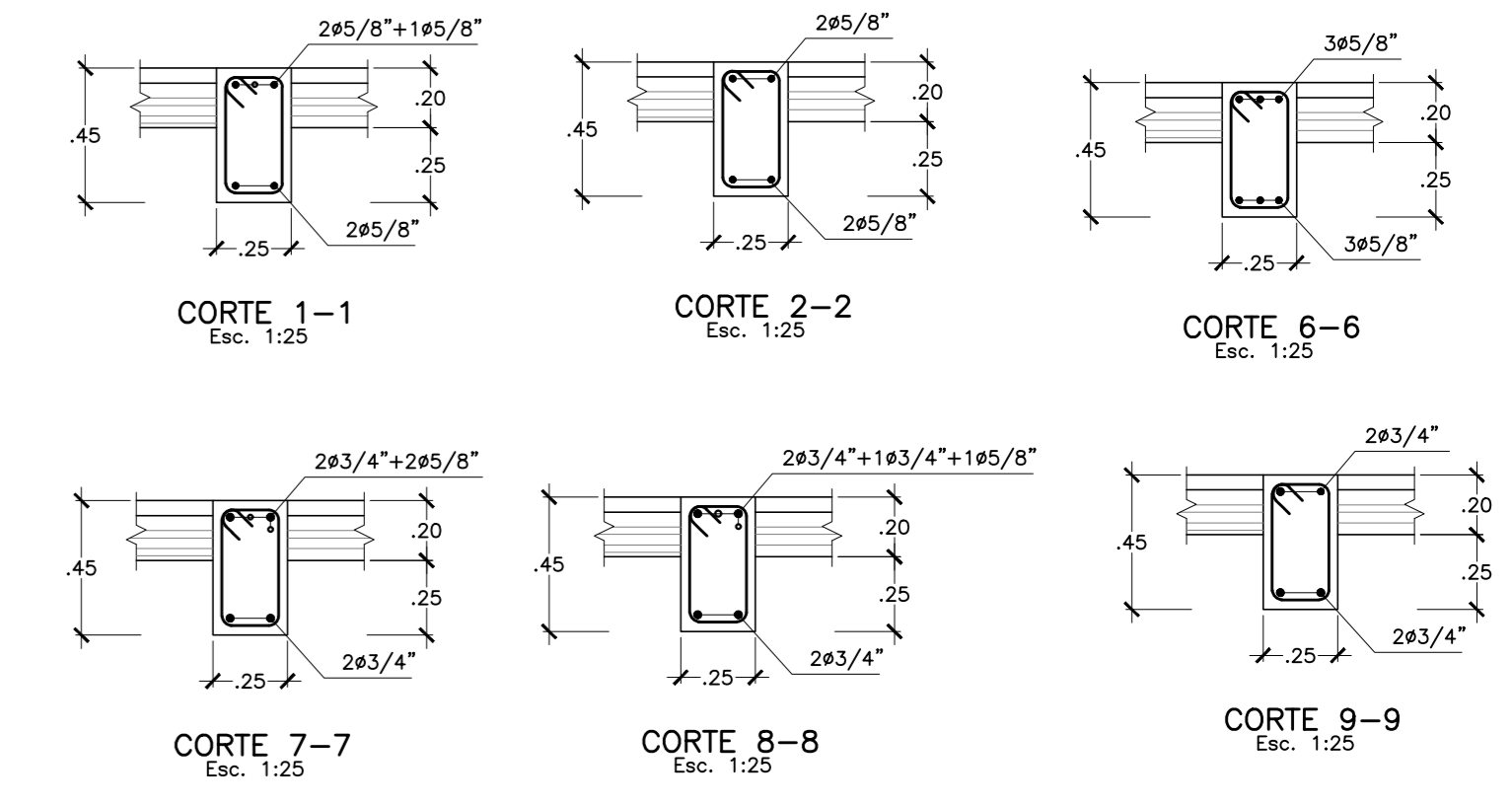
VIGA V-108 (.25X.45) - EJE B
Esc. 1:25



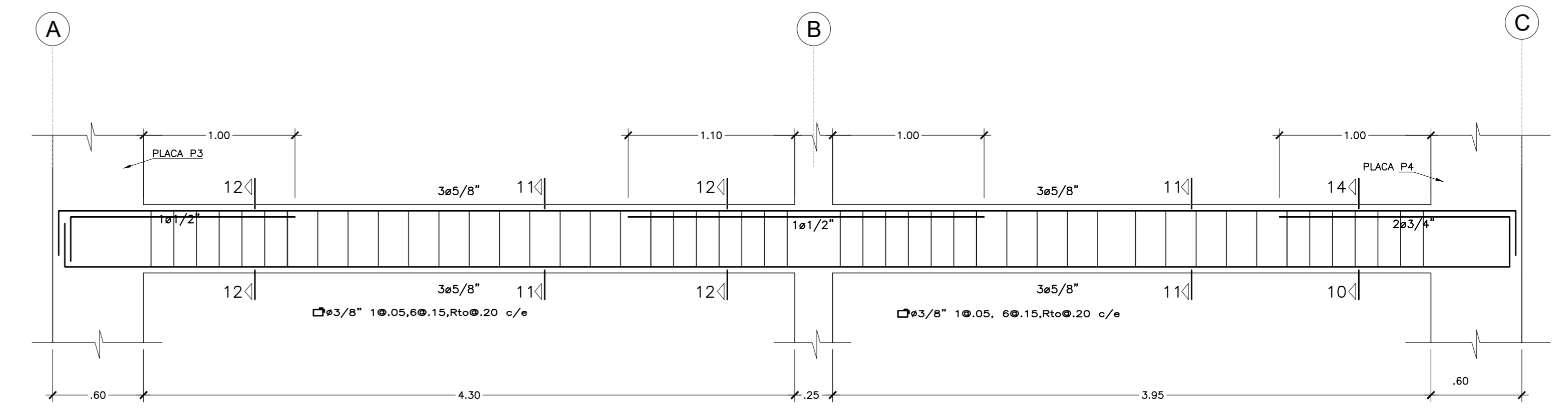
VIGA V-109 (.25X.45) - EJE C
Esc. 1:25



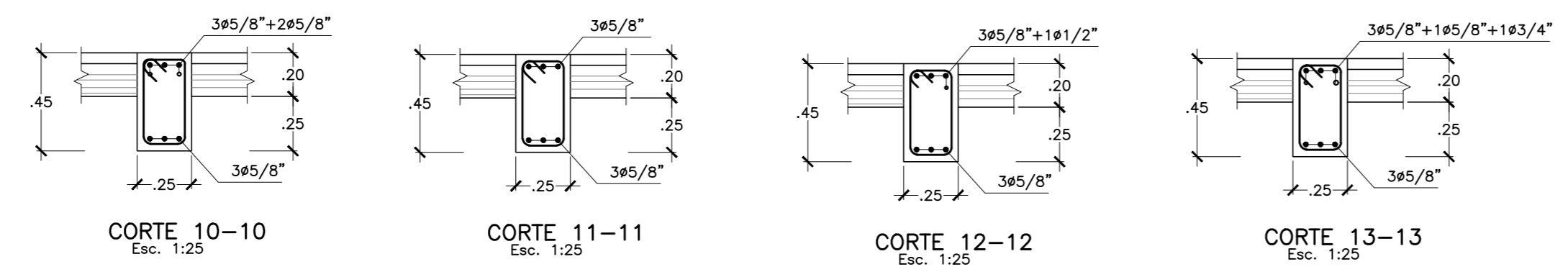
V-201(.25x.45), V-301, V-401, V-501, V-601, V-701 Eje 6
Esc. 1:25



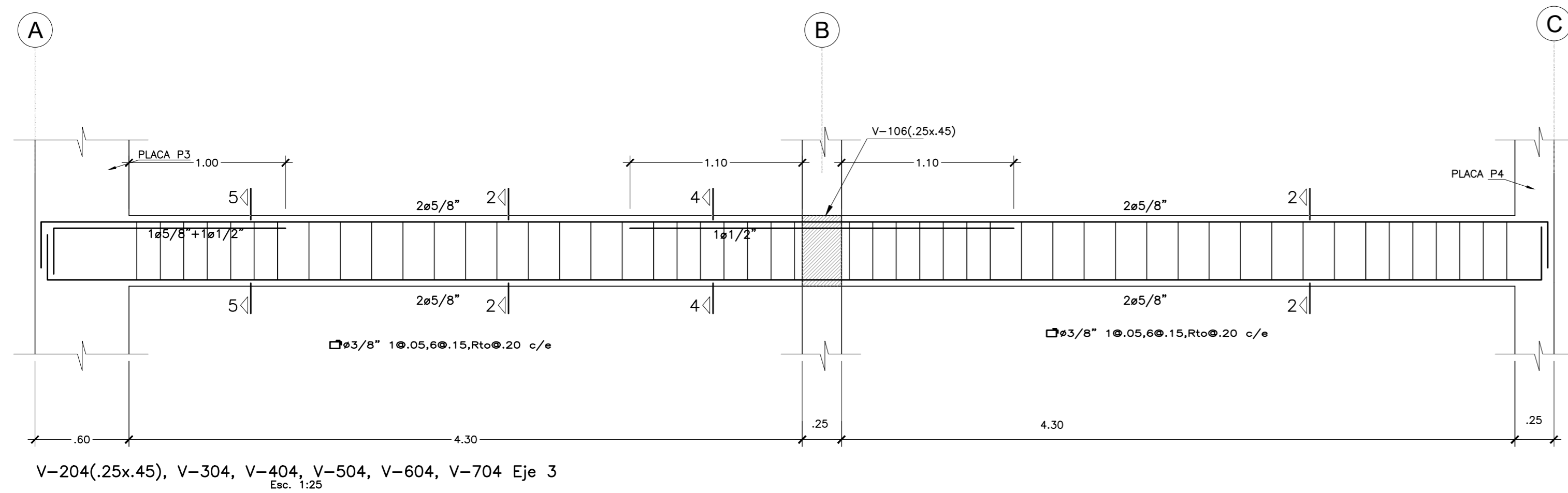
V-202(.25x.45), V-302, V-402, V-502, V-602, V-702 Eje 5
Esc. 1:25



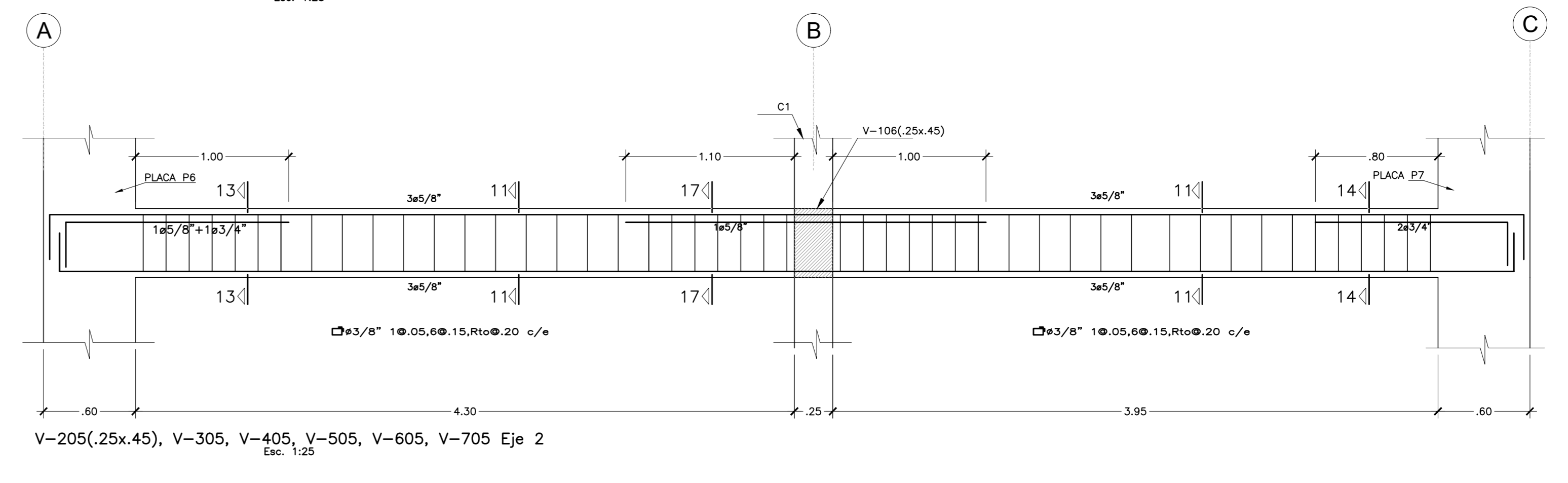
V-203(.25x.45), V-303, V-403, V-503, V-603, V-703 Eje 4
Esc. 1:25



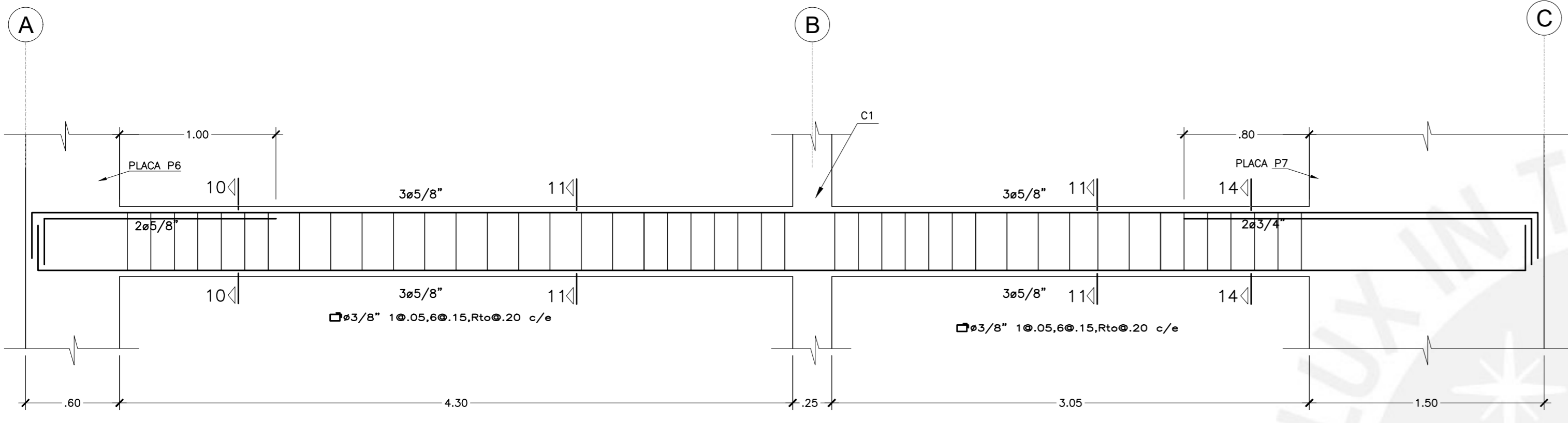
ALUMNO:		Diego Miranda Moya	
PLANO:		DESARROLLO DE VIGAS 1ER PISO Y TÍPICO	
UBICACION:		SURQUILLO - LIMA - PERU	
PROFESOR:		Ing. Wilson Silva Berrios	
ESCALA:	FECHA:	DIBUJO CAD:	
Indicada	Agosto 2020	D.A.M.M.	



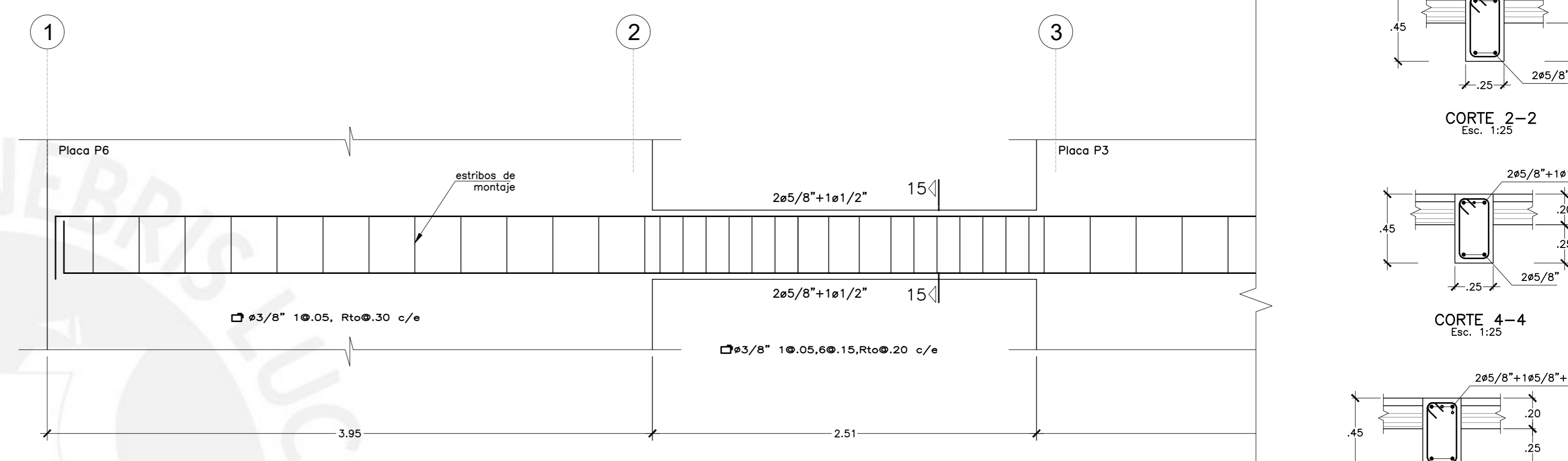
V-204(.25x.45), V-304, V-404, V-504, V-604, V-704 Eje 3
Esc. 1:25



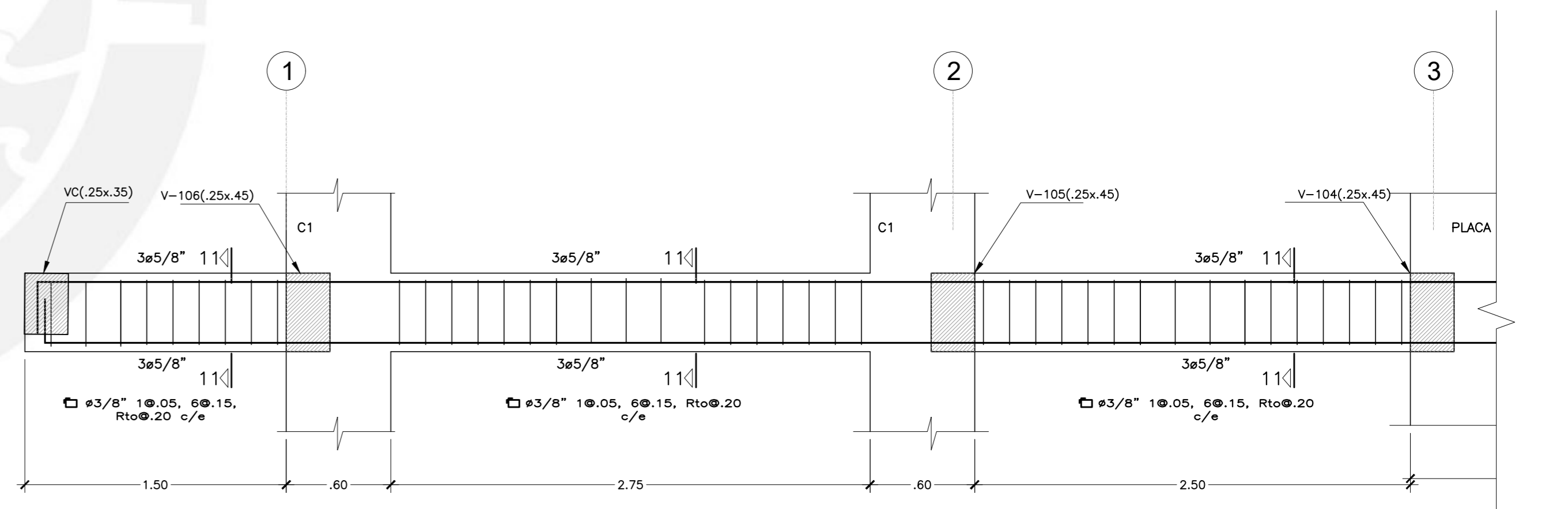
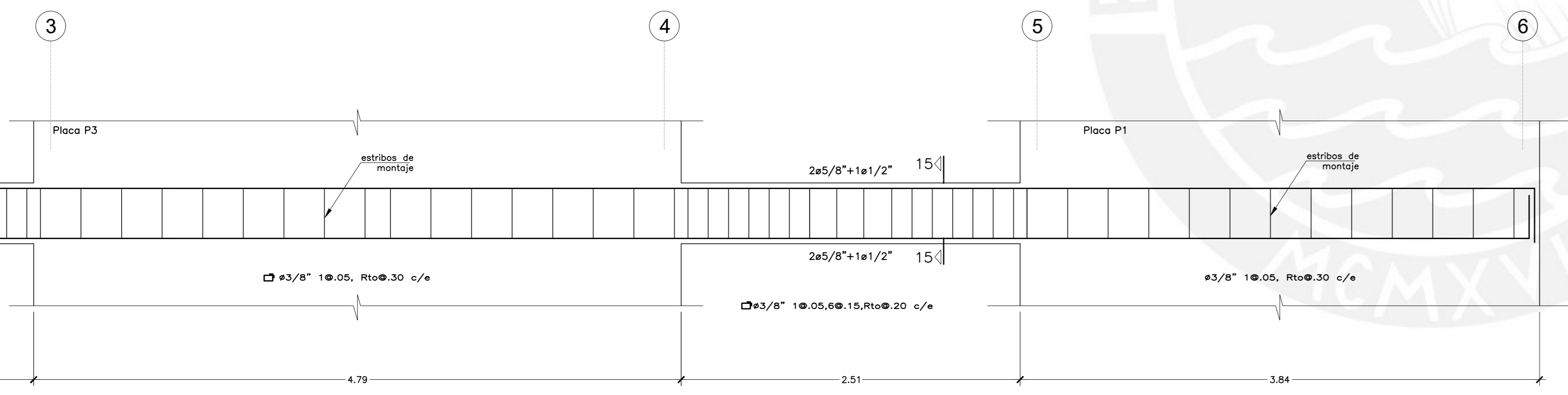
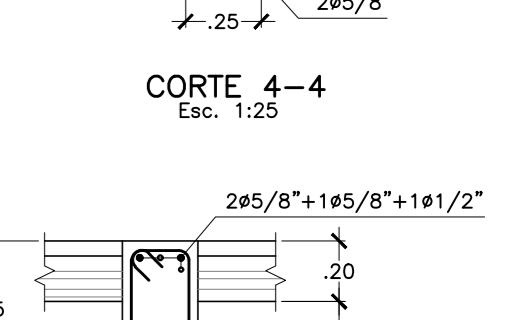
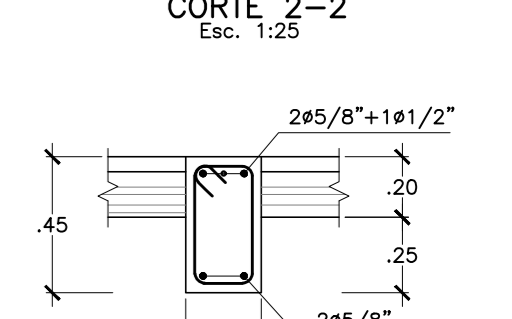
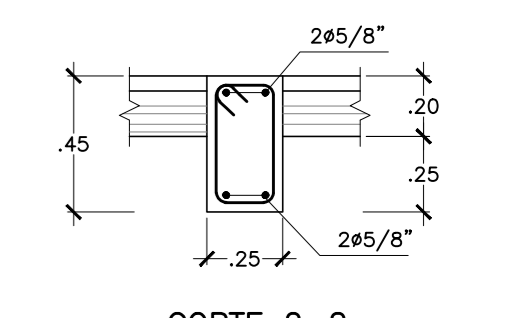
V-205(.25x.45), V-305, V-405, V-505, V-605, V-705 Eje 2
Esc. 1:25



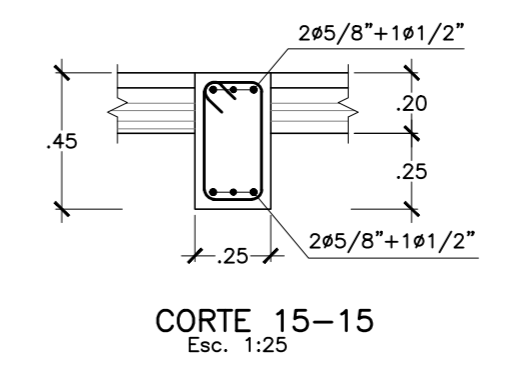
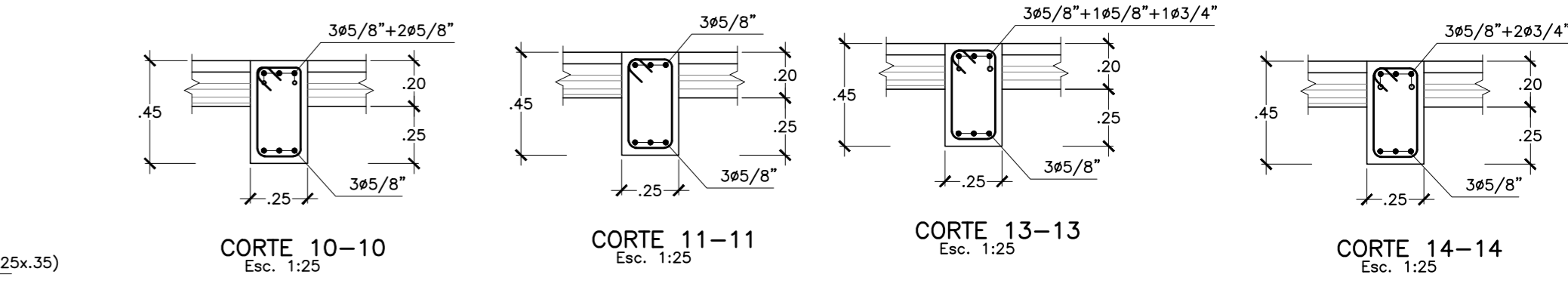
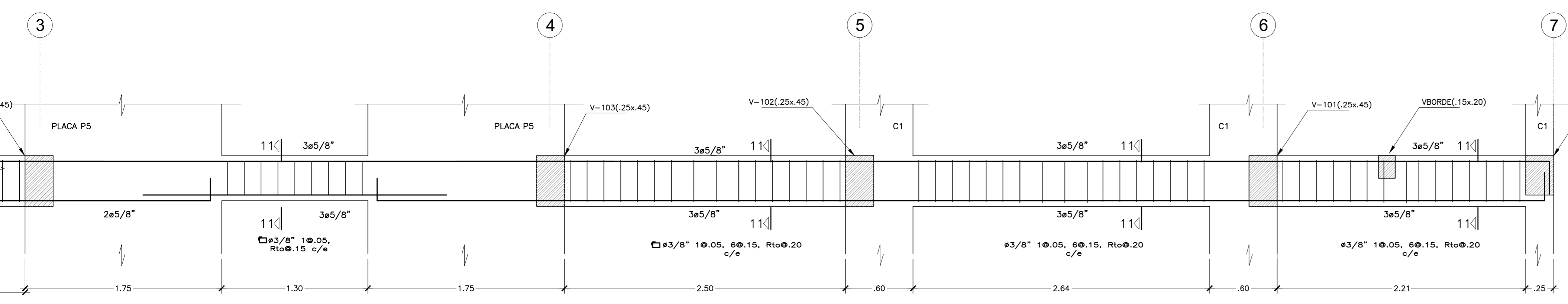
V-206(.25x.45), V-306, V-406, V-506, V-606, V-706 Eje 1
Esc. 1:25



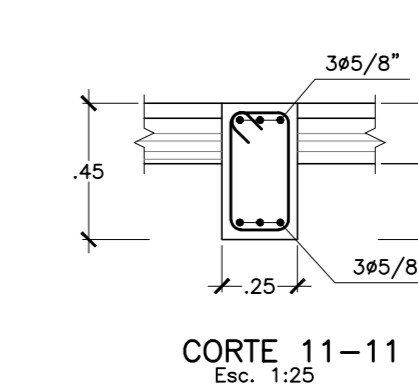
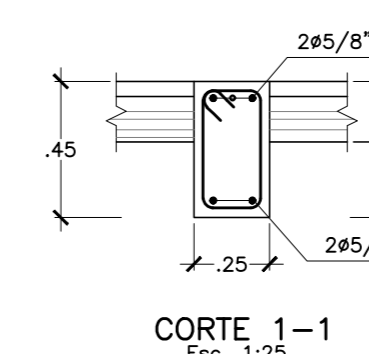
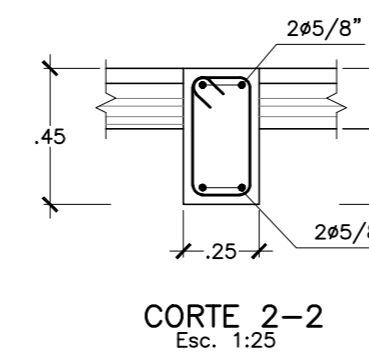
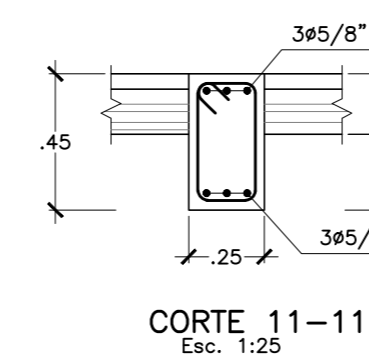
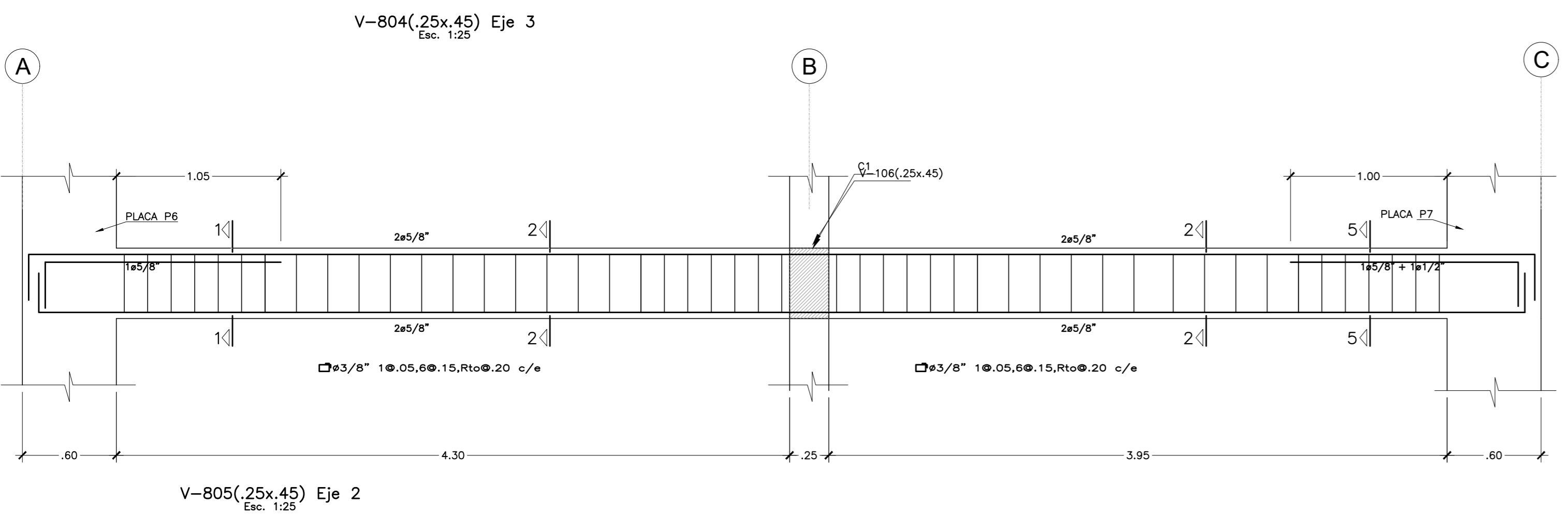
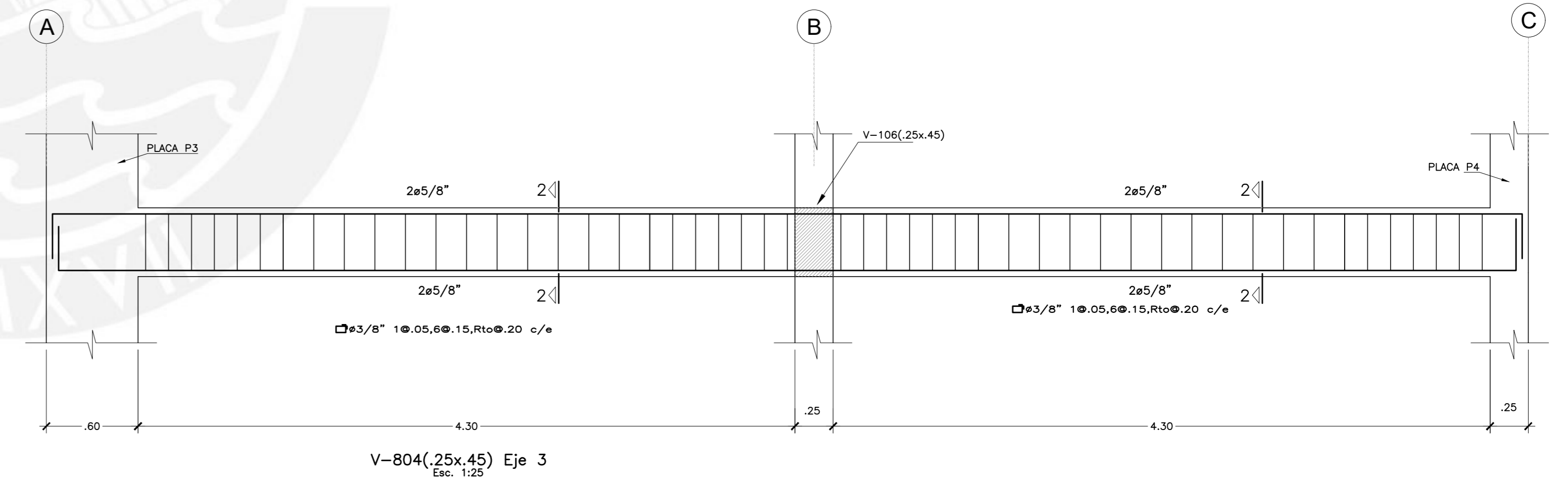
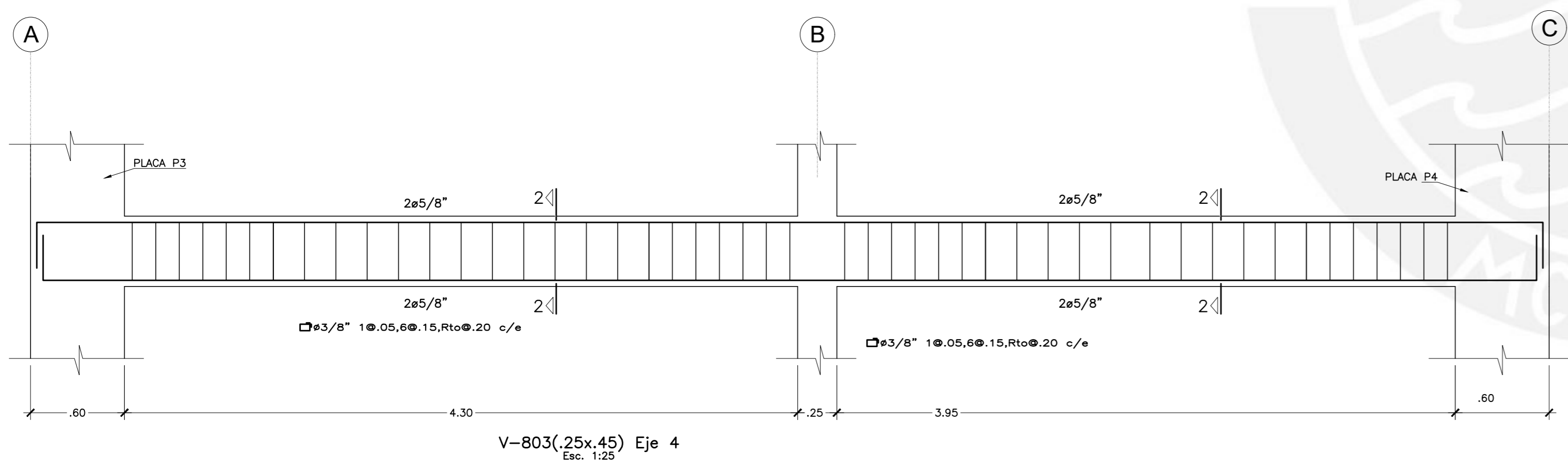
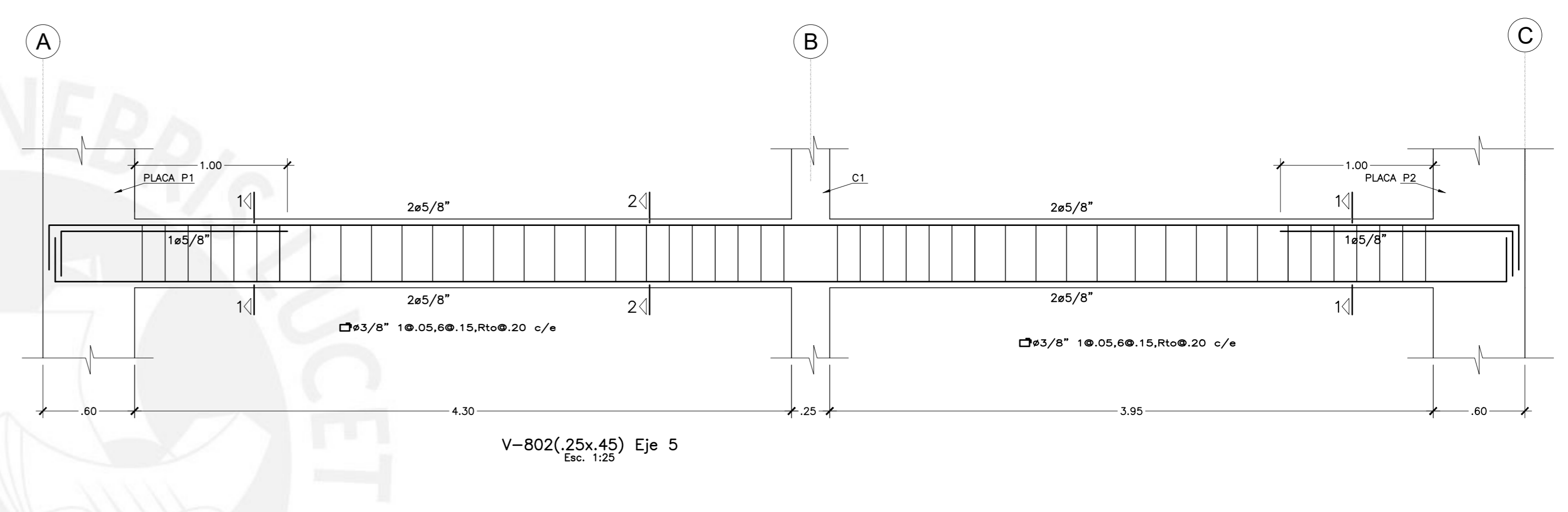
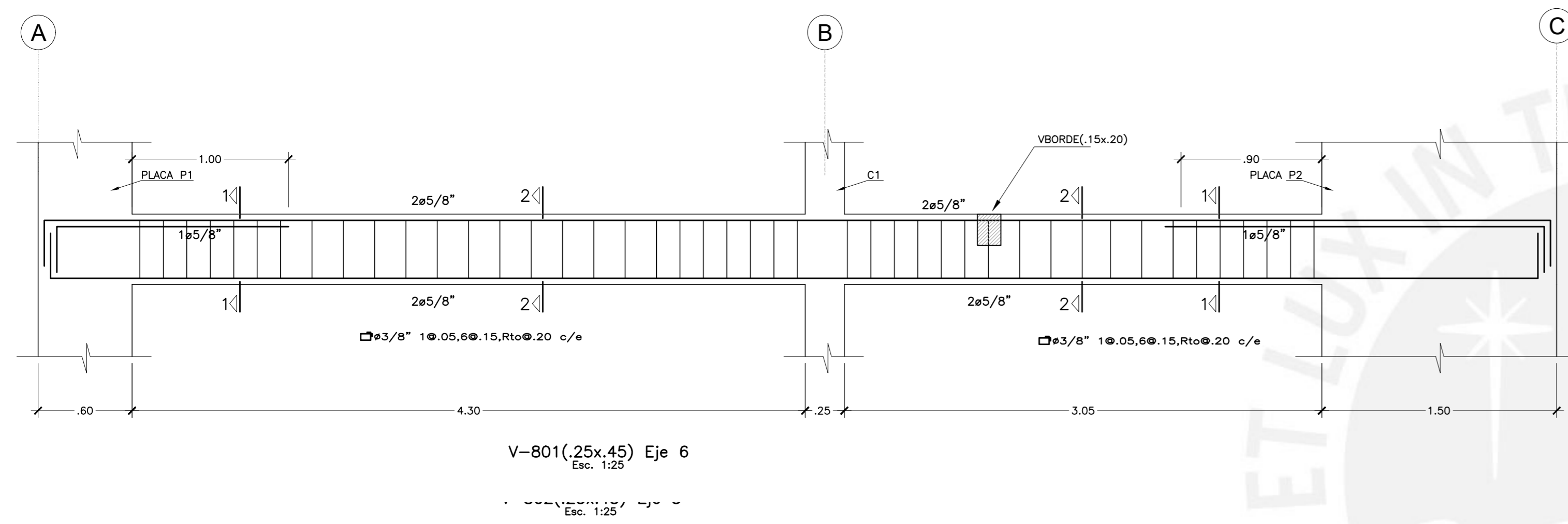
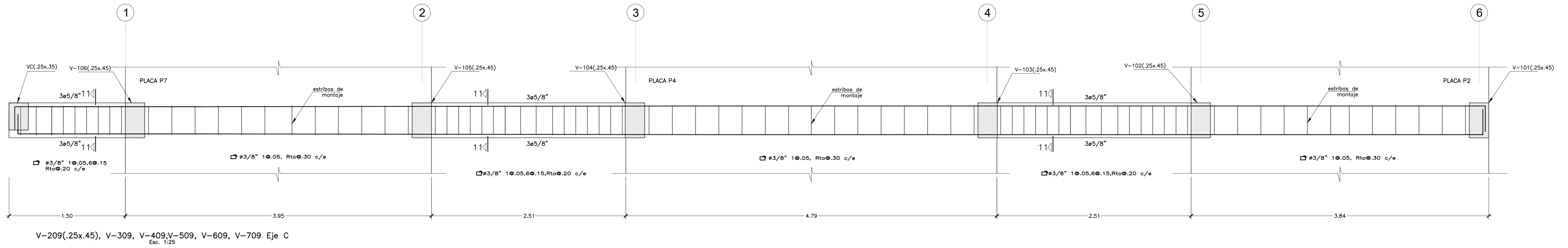
V-207(.25x.45), V-307, V-407, V-507, V-607, V-707 Eje A
Esc. 1:25



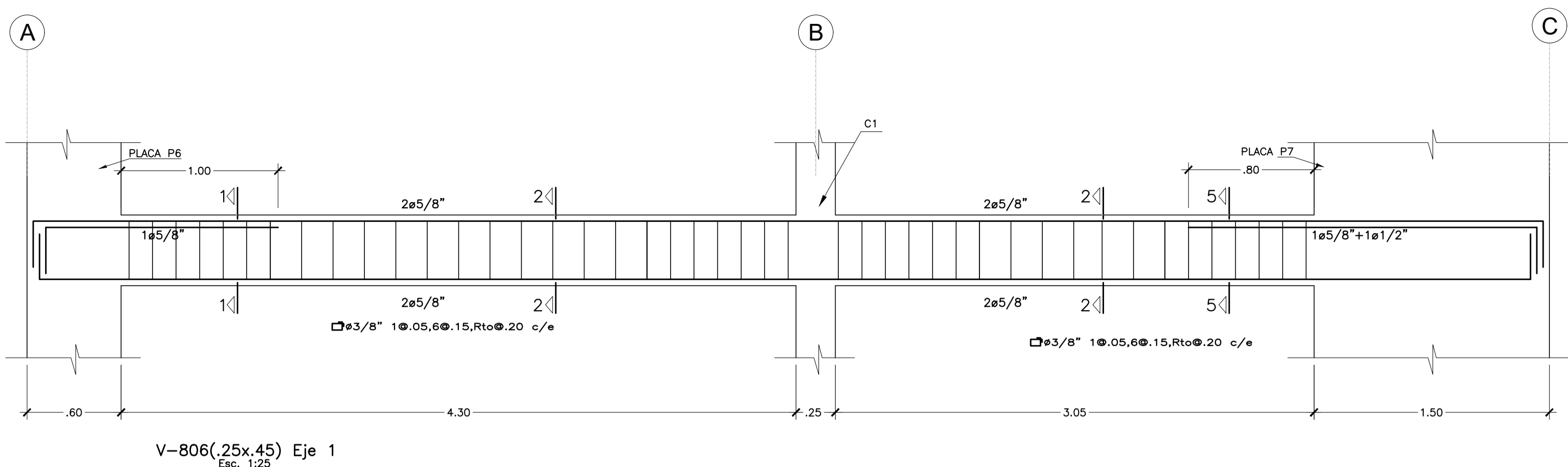
V-208(.25x.45), V-308, V-408, V-508, V-608, V-708 Eje B
Esc. 1:25



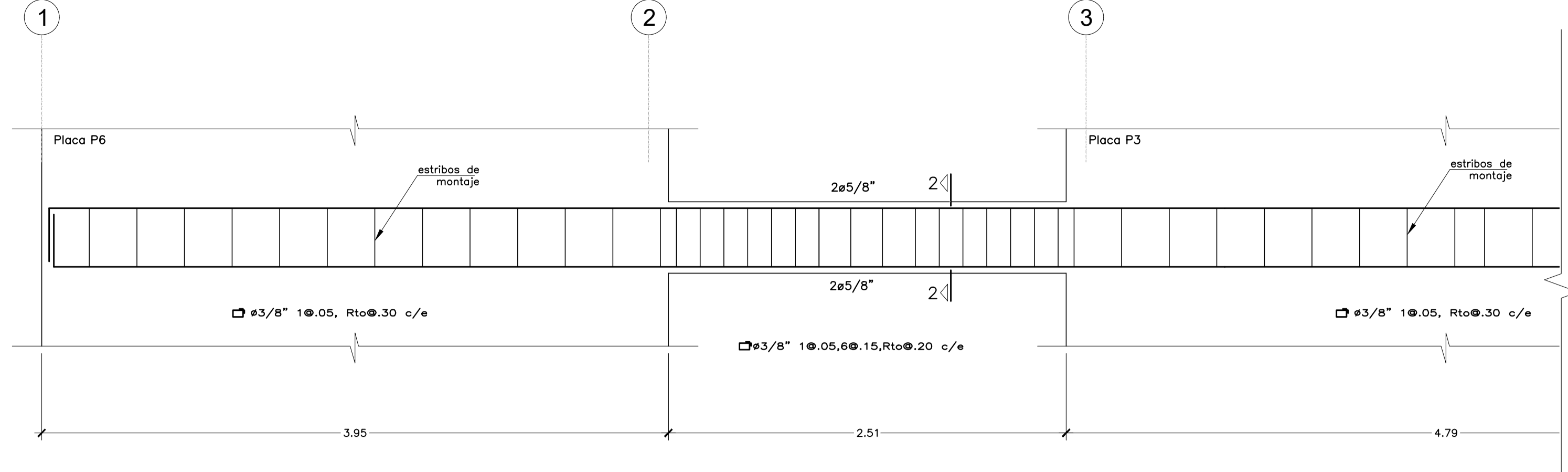
ALUMNO:	Diego Miranda Moya		LAMINA:	E-07	
PLANO:	DESARROLLO DE VIGAS PISO TÍPICO				
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU				
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios				
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Agosto 2020	DIBUJO CAD:	D.A.M.M.



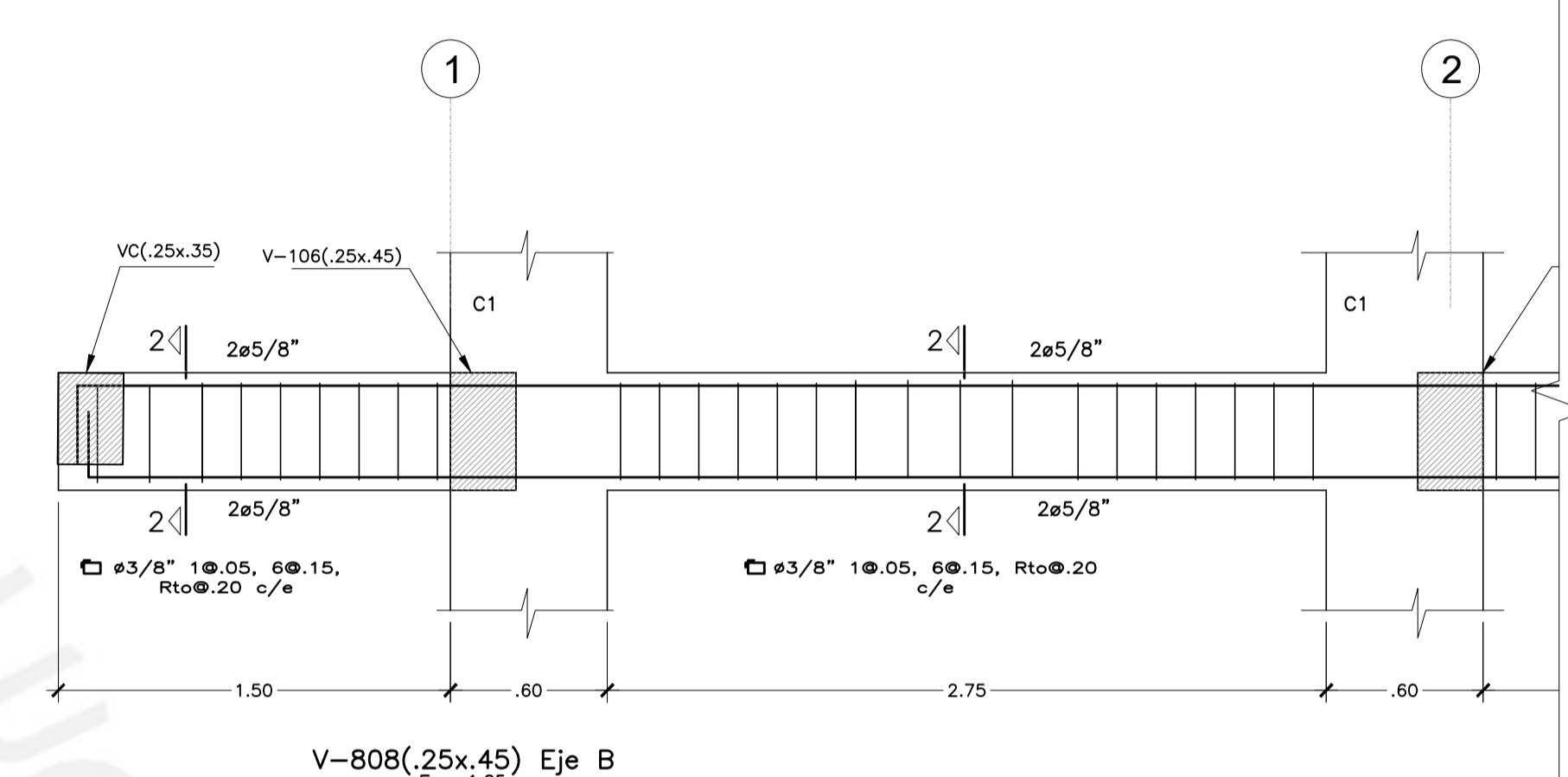
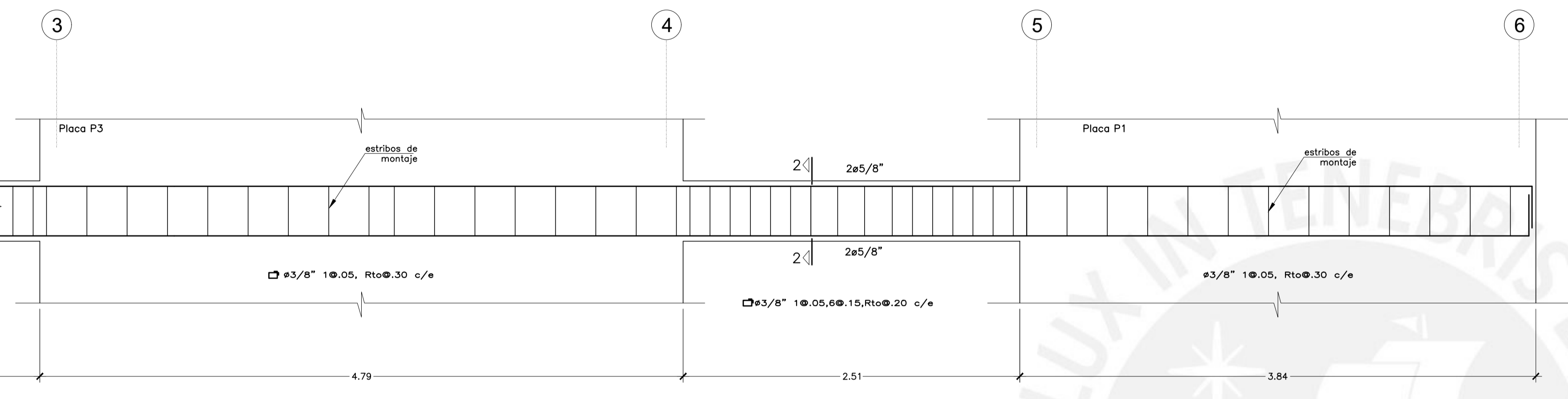
ALUMNO:		Diego Miranda Moya	
PLANO:		DESARROLLO DE VIGAS PISO TIPICO Y AZOTEA	
UBICACION:		SURQUILLO - LIMA - PERU	
PROFESOR:		Ing. Wilson Silva Berrios	
ESCALA:		Indicada	
FECHA:		Agosto 2020	
DIBUJO CAD:		D.A.M.M.	



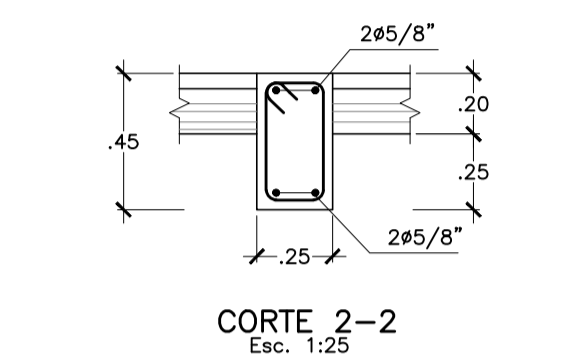
V-806(.25x.45) Eje 1
Esc. 1:25



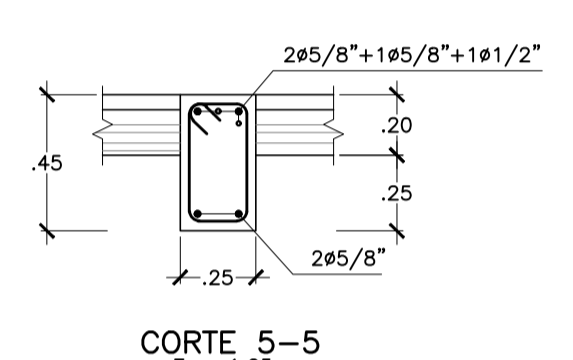
V-807(.25x.45) Eje A



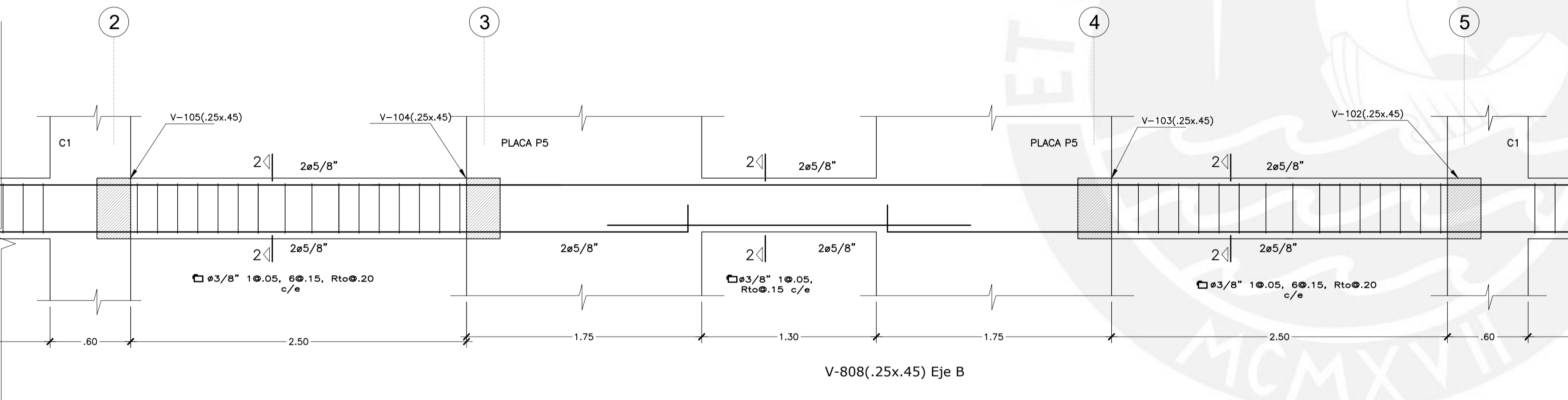
V-808(.25x.45) Eje B
Esc. 1:25



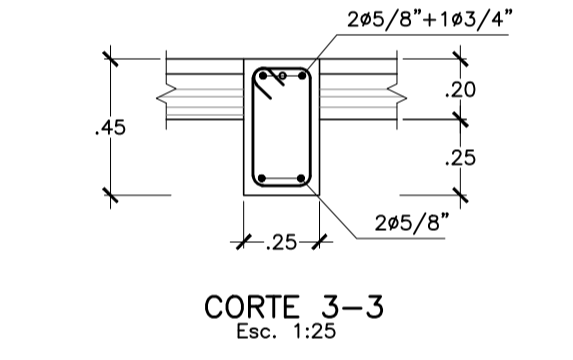
CORTE 2-2
Esc. 1:25



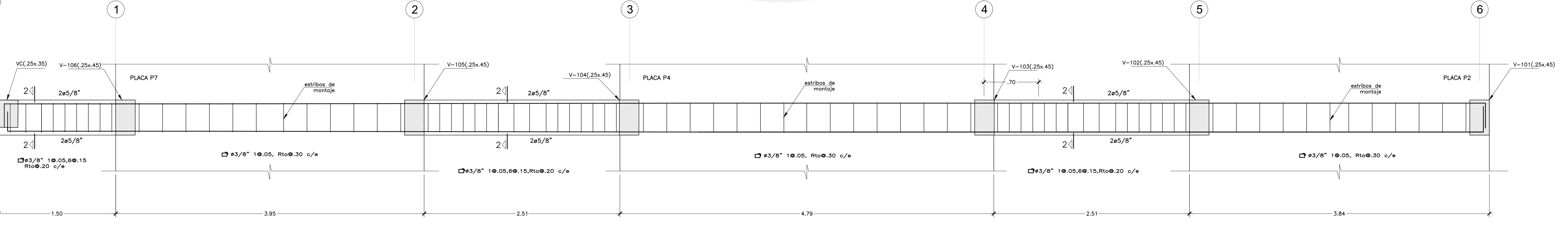
CORTE 5-5
Esc. 1:25



V-808(.25x.45) Eje B



CORTE 3-3
Esc. 1:25



ALUMNO:	Diego Miranda Moya		
PLANO:	DESARROLLO DE VIGAS AZOTEA		
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU		LAMINA:
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios		
ESCALA:	Indicada	FECHA:	Agosto 2020
		DIBUJO CAD:	D.A.M.M.

E-09

CUADRO DE COLUMNAS Esc. 1:25				
TIPO	C1	C2	CP2	CP5
1er. Piso A 8vo. Piso	 8ø5/8" 2ø3/8", 1ø.05, 6ø.10, rto@.20	 4ø5/8"+4ø1/2" 2ø3/8", 1ø.05, 6ø.10, rto@.20		
Nivel N+22.60	 8ø5/8" 2ø3/8", 1ø.05, 6ø.10, rto@.20		 8ø5/8" 2ø3/8", 1ø.05, 6ø.10, rto@.20	 4ø5/8" ø3/8", 1ø.05, 6ø.10, rto@.20

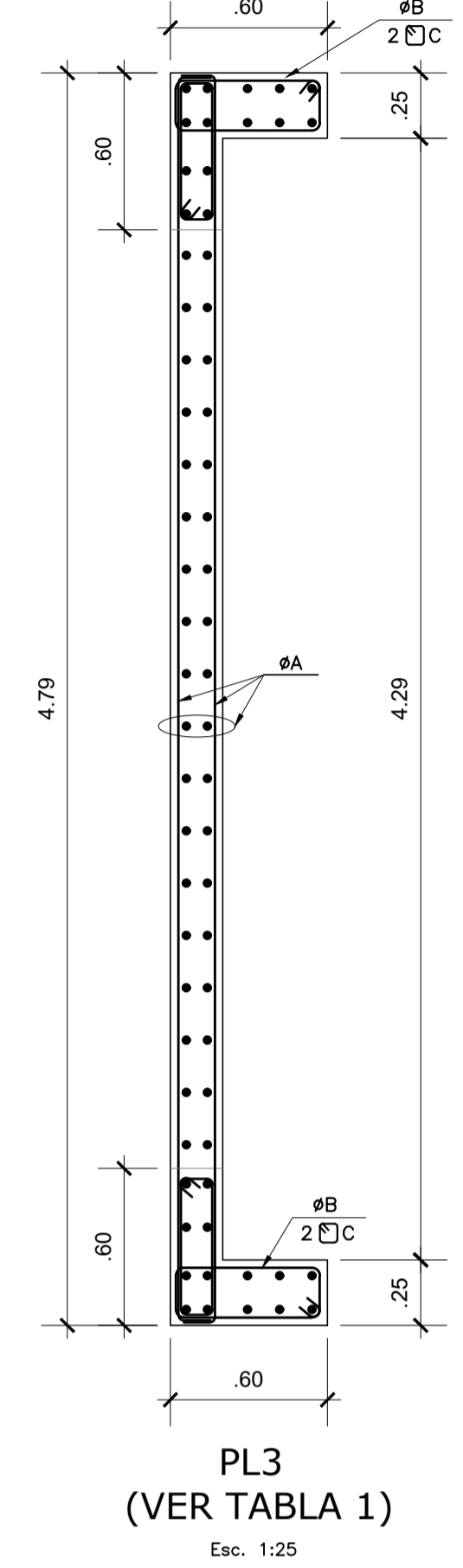
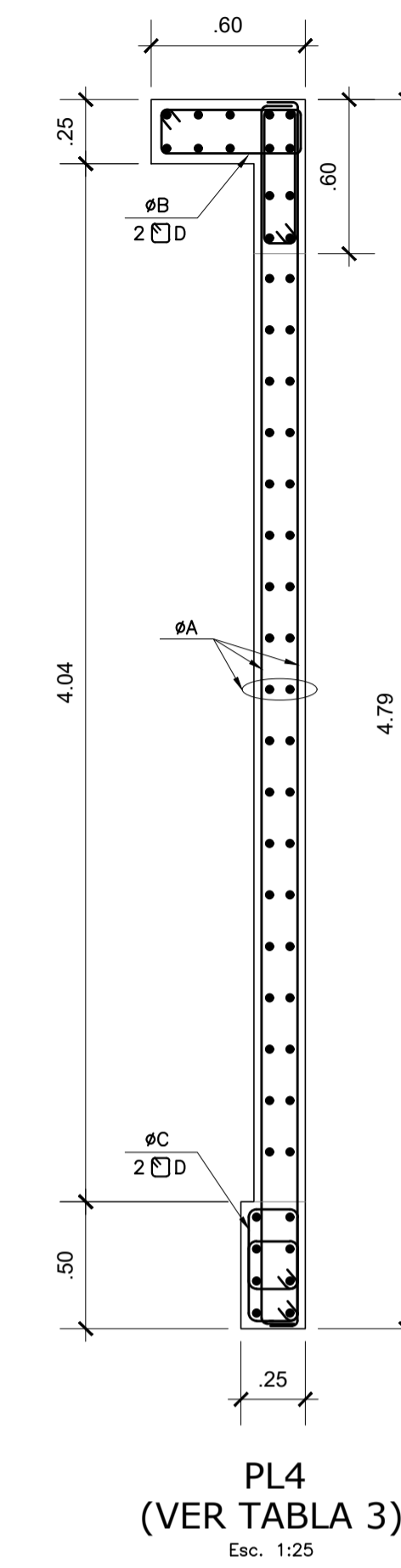
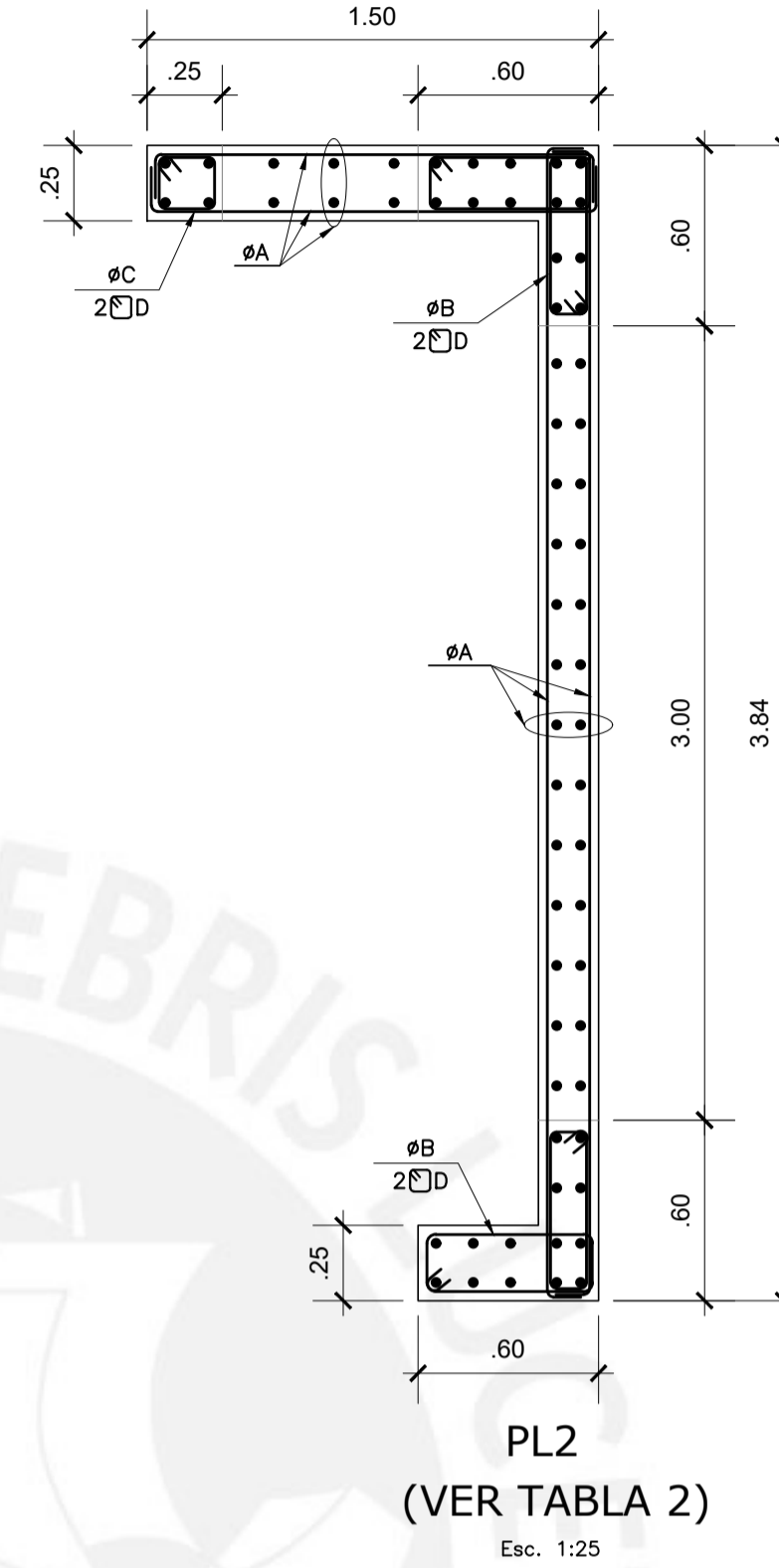
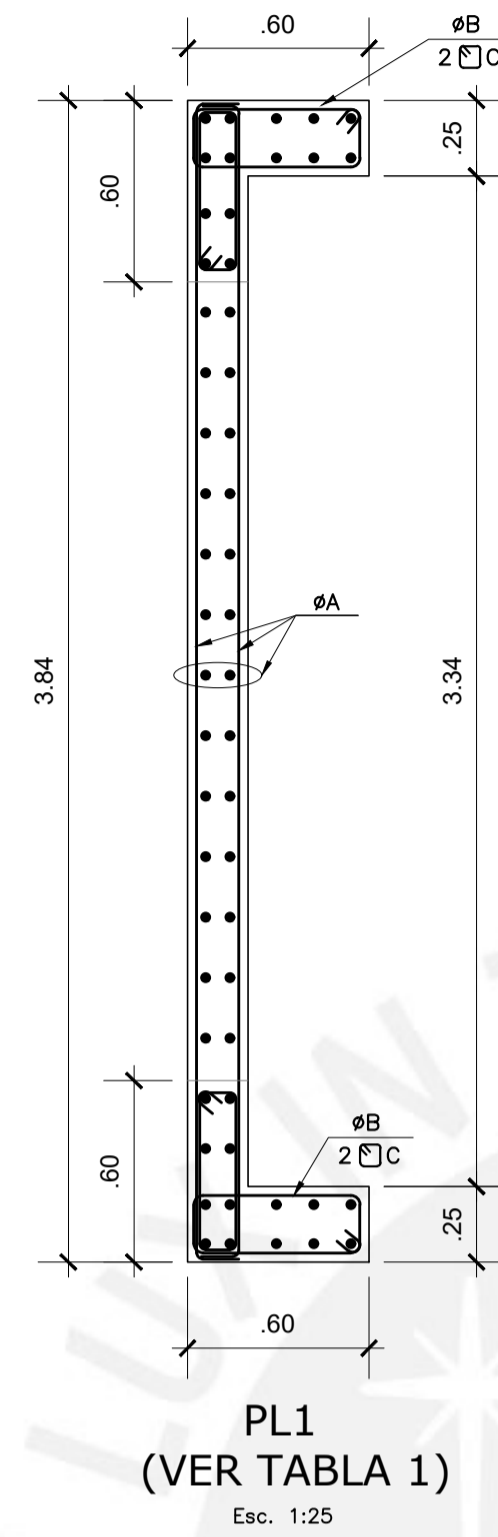


TABLA 1

Ø niv.	1er. PISO A 5to. PISO	6to. PISO A 8vo. PISO
ØA	Ø1/2"@.20	Ø3/8"@.20
ØB	14Ø5/8"	10Ø5/8"+4Ø1/2"
☑ C	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20

TABLA 2

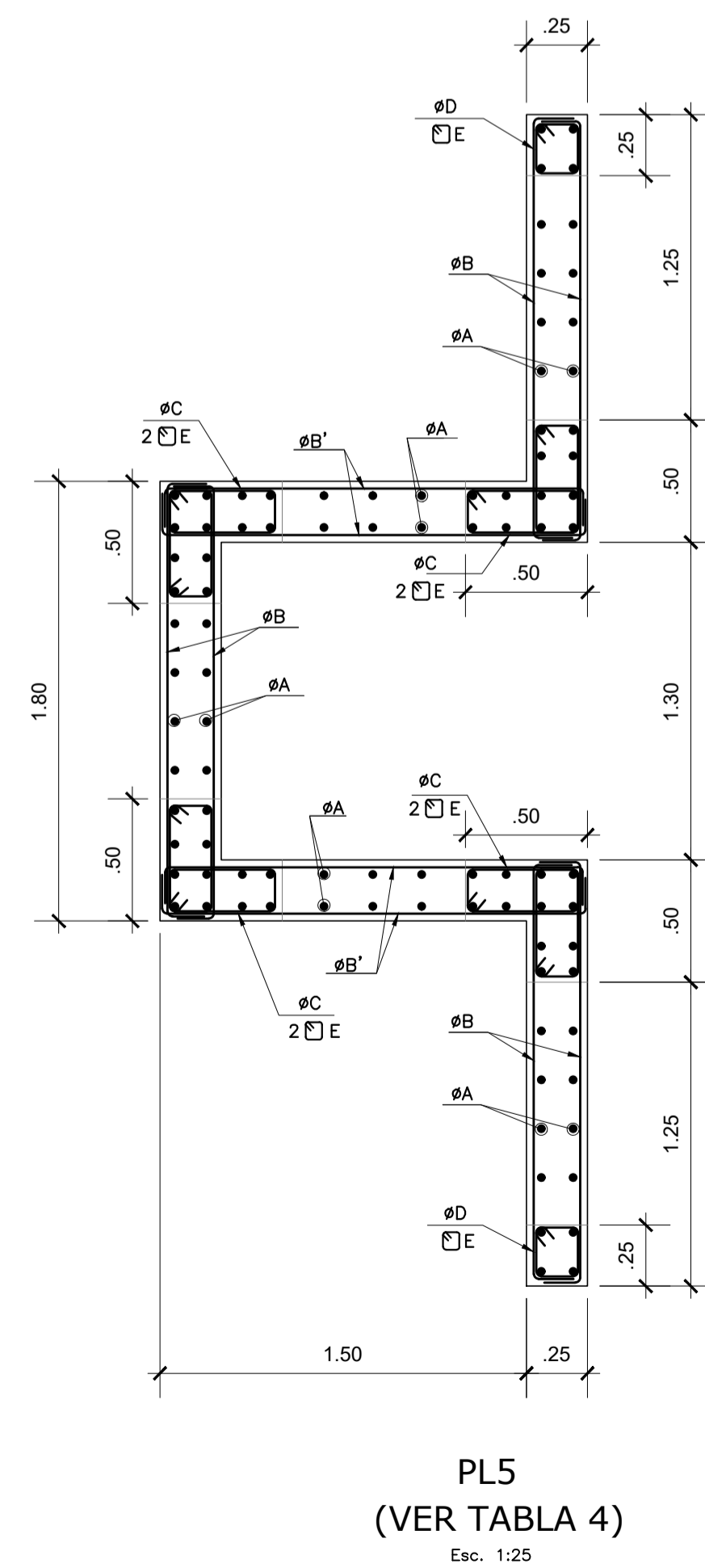
Ø niv.	1er. PISO A 5to. PISO	6to. PISO A 8vo. PISO
ØA	Ø1/2"@.20	Ø3/8"@.20
ØB	14Ø5/8"	10Ø5/8"+4Ø1/2"
ØC	4Ø5/8"	4Ø5/8"
☑ D	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20

TABLA 3

Ø niv.	1er. PISO A 5to. PISO	6to. PISO A 8vo. PISO
ØA	Ø1/2"@.20	Ø3/8"@.20
ØB	14Ø5/8"	10Ø5/8"+4Ø1/2"
ØC	8Ø5/8"	8Ø5/8"
☑ D	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20

TABLA 4

Ø niv.	1er. PISO A 5to. PISO	6to. PISO A 8vo. PISO
ØA	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20
ØB	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20
ØB'	Ø1/2"@.20	Ø3/8"@.20
ØC	12Ø5/8"	12Ø1/2"
ØD	4Ø5/8"	4Ø1/2"
☑ E	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20	☑ Ø3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.20



ALUMNO:	Diego Miranda Moya	
PLANO:	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS	
UBICACION:	SURQUILLO - LIMA - PERU	LAMINA:
PROFESOR:	Ing. Wilson Silva Berrios	
ESCALA:	Indicada	FECHA:
		Agosto 2020
		DIBUJO CAD:
		D.A.M.M.