

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE OCHO PISOS EN HUANCAYO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Juan Carlos Pérez Eulogio

ASESOR:

Diego Villagómez Molero

Lima, Agosto, 2024

Informe de Similitud

Yo, Diego Villagómez Molero,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

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

Diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado de ocho pisos en Huancayo,


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

Juan Carlos Pérez Eulogio,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 4%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 18/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 24 de agosto del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Villagómez Molero, Diego</u>	
DNI: 40746149	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-5439-5058	

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el diseño estructural en concreto armado de un edificio de ocho pisos, el cual será destinado principalmente a departamentos.

El proyecto se ubica en la ciudad de Huancayo, en un terreno rectangular de $640 m^2$, con un frontis de 18 m y un fondo de 35.5 m. La altura del edificio es de 23.60 m y la altura de entrepiso es 2.75 m para todos los niveles, con un espesor de techo de 20 cm. La edificación cuenta con un retiro de 2 m, en el primer nivel cuenta con 5 locales comerciales, un lobby y 4 departamentos; del segundo al octavo nivel presenta pisos típicos con 6 departamentos por nivel. Además, se tiene dos ascensores y una escalera para acceder hasta el octavo nivel. El abastecimiento de agua potable a los departamentos se efectúa con bombas hidroneumáticas y una cisterna ubicada en el primer nivel, en un terreno aledaño a la edificación, donde también se ubican los estacionamientos. El estudio de suelos señala que se tiene una capacidad portante de $4.5 Kg/cm^2$ con una profundidad de cimentación de 1.50 m.

El sistema estructural del edificio consta de pórticos de placas y columnas con vigas, dispuestas en ambas direcciones. En las escaleras y ascensores se colocarán núcleos de placas para aportar mayor rigidez a la estructura. La cimentación es del tipo superficial, conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas - conectadas y cimientos corridos.

El punto de partida de este trabajo de tesis son los planos de arquitectura de la edificación, a partir de los cuales se realiza la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales. Seguidamente, se realiza el análisis sísmico de la edificación. En esta etapa se comprueban las dimensiones previamente establecidas o se modifican de ser necesario.

Después de ello, se realiza el diseño en concreto armado de la estructura, cumpliendo con las exigencias de la norma técnica peruana. Finalmente, se elaboran los planos de estructuras correspondientes.

*A mis padres, de quienes aprendí el valor del
esfuerzo para conseguir una meta.*

*A mi familia, por el aliento constante para la
consecución de este objetivo.*



ÍNDICE

CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES.....	1
Descripción del proyecto	1
Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivo general.....	2
1.1.2 Objetivos específicos	2
Aspectos generales del diseño en concreto armado.....	2
1.1.1. Normas Técnicas empleadas.....	2
1.1.2. Diseño por resistencia.....	3
1.1.3. Cargas	4
1.1.4. Combinaciones de cargas	5
1.1.5. Propiedades mecánicas de los materiales	5
CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN.....	8
Criterios de estructuración.....	8
Sistema estructural.....	9
CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	10
3.1. Losas aligeradas	10
3.2. Losa maciza.....	10
3.3. Vigas	11
3.2. Columnas	11
3.3. Placas	13
CAPITULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO	14
4.1. Parámetros sísmicos.....	14
4.1.1. Factor de zona (Z).....	14
4.1.2. Perfil de suelo (S)	15
4.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)	15
4.1.4. Factor de uso (U).....	16
4.1.5. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).....	16
4.2. Análisis Modal	17
4.2.1. Modelo en ETABS	17
4.2.2. Centro de masas y de rigidez.....	19
4.2.3. Masas participantes y periodos de vibración	20
4.2.4. Peso de la estructura (P)	21
4.3. Análisis sísmico estático	22
4.3.1. Cortante basal estática	22
4.4. Análisis sísmico dinámico.....	23
4.4.1. Comprobación del sistema estructural	24
4.4.2. Derivas de entrepiso	24
4.4.3. Comprobación de irregularidad torsional	26
4.4.4. Cortante basal dinámica.....	26
4.4.5. Factores de escalamiento sísmico	27
4.4.6. Junta sísmica (s).....	27
CAPITULO 5. DISEÑO DE ALIGERADOS	28
5.1. Diseño por flexión.....	28
1.1.1. Acero mínimo	29
1.1.2. Acero máximo	30
Corte de acero de refuerzo	30
Diseño por cortante.....	31
Refuerzo de retracción y temperatura	33
Verificación de deflexiones	33
Control de fisuras.....	36
Ejemplo de diseño	36
1.1.3. Metrado de cargas de gravedad	37
1.1.4. Análisis de cargas de gravedad.....	38
1.1.5. Diseño por flexión	39

1.1.6.	Corte de acero.....	40
1.1.7.	Diseño por cortante.....	41
1.1.8.	Control de deflexiones.....	42
1.1.9.	Control de fisuras.....	43
CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSA MACIZA		44
	Diseño por flexión.....	44
	Diseño por cortante.....	45
	Ejemplo de diseño	45
6.1.1.	Análisis de cargas de gravedad.....	46
6.1.2.	Combinación de cargas.....	46
6.1.3.	Diseño por flexión	46
CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS		48
7.1.	Diseño por flexión.....	48
7.1.1.	Acero mínimo.....	48
7.1.2.	Acero máximo	48
7.2.	Diseño por cortante	48
7.3.	Diseño por capacidad	49
7.4.	Verificación de deflexiones.....	50
7.5.	Ejemplo de diseño	50
7.5.1.	Análisis de cargas de gravedad.....	51
7.5.2.	Cargas de sismo	52
7.5.3.	Combinaciones de carga.....	53
7.5.4.	Diseño por flexión	54
7.5.5.	Corte de acero Longitud de desarrollo (Ld):.....	54
7.5.6.	Diseño por cortante.....	54
7.5.7.	Diseño por capacidad.....	55
CAPITULO 8. DISEÑO DE COLUMNAS.....		58
8.1.	Diseño por flexocompresión	58
8.2.	Análisis de efecto de esbeltez.....	58
8.3.	Diseño por cortante	59
8.4.	Diseño por capacidad	61
8.5.	Ejemplo de diseño	61
8.5.1.	Metrado de cargas de gravedad	62
8.5.2.	Cargas de sismo	63
8.5.3.	Combinación de cargas.....	63
8.5.4.	Diseño por flexocompresión.....	64
8.5.5.	Análisis de esbeltez.....	65
8.5.6.	Diseño por cortante.....	65
CAPITULO 9. DISEÑO DE PLACAS.....		68
9.1.	Esbeltez en muros	68
9.1.1.	Muros bajos ($H/L \leq 2$).....	68
9.1.2.	Muros esbeltos ($H/L > 2$).....	68
9.2.	Diseño por flexocompresión	69
9.3.	Elementos de borde	69
9.4.	Diseño por cortante	70
9.5.	Diseño por capacidad	70
9.6.	Ejemplo de diseño	71
9.6.1.	Metrado de cargas de gravedad	71
9.1.1.	Cargas de diseño	72
9.1.3.	Diseño por flexocompresión.....	73
9.1.4.	Elementos de borde.....	74
9.1.5.	Diseño por cortante.....	75
CAPITULO 10. DISEÑO DE CIMENTACIONES		79
10.1.	Dimensionamiento de la cimentación.....	79
10.2.	Verificación de esfuerzos admisibles:.....	80

10.3. Verificación por cortante.....	81
10.4. Verificación por punzonamiento	82
10.5. Diseño por flexión.....	83
10.6. Ejemplo de diseño de zapata aislada	83
10.6.1. Dimensionamiento de la zapata	84
10.6.2. Verificación de esfuerzos admisibles.....	84
10.6.3. Verificación por punzonamiento	87
10.6.4. Diseño por flexión	87
10.7. Ejemplo de diseño de zapata conectada y combinada.....	88
10.7.1. Dimensionamiento de la zapata	89
10.7.2. Verificación de esfuerzos admisibles.....	90
10.7.4. Verificación por punzonamiento	92
10.7.5. Diseño por flexión	93
10.7.6. Diseño de viga de cimentación	94
CAPITULO 11. DISEÑO DE ESCALERAS.....	98
11.1. Metrado de cargas	99
11.2. Diseño por flexión.....	101
11.3. Diseño por cortante	101
CAPITULO 12. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	103
COMENTARIOS	103
CONCLUSIONES.....	104
ANEXOS.....	107



LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1. Bloque equivalente de compresiones</i>	5
<i>Figura 1.2. Comportamiento elastoplástico del acero</i>	7
<i>Figura 2.1. Plano básico de estructuración</i>	9
<i>Figura 4.1. Mapa de zonas sísmicas</i>	14
<i>Figura 4.2. Coeficiente de amplificación sísmica</i>	16
<i>Figura 4.3. Planta típica del modelo en ETABS</i>	18
<i>Figura 4.4. Vista 3D del modelo en ETABS</i>	19
<i>Figura 5.1. Bloque de compresiones para flexión positiva y negativa</i>	30
<i>Figura 5.2. Longitudes de corte convencionales</i>	31
<i>Figura 5.3. Esquema de ensanche alternado</i>	32
<i>Figura 5.4. Esquema de ensanche corrido</i>	32
<i>Figura 5.5.5. Cálculo de la deflexión de vigueta</i>	35
<i>Figura 5.6. Vigueta de análisis</i>	37
<i>Figura 5.7. Cargas muertas en vigueta de análisis</i>	38
<i>Figura 5.8. Cargas vivas en momento de análisis</i>	38
<i>Figura 5.9. Diagrama de momento flector por carga muerta</i>	38
<i>Figura 5.10. Diagrama de momento flector por carga viva</i>	38
<i>Figura 5.11. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta</i>	39
<i>Figura 5.12. Diagrama de fuerza cortante por carga viva</i>	39
<i>Figura 5.13. Diagrama de momento flector por combinaciones de cargas de gravedad (ton-m)</i>	39
<i>Figura 5.14. Distribución de acero en vigueta de análisis</i>	41
<i>Figura 5.15. Diagrama de fuerza cortante por combinación de cargas de gravedad (ton)</i>	41
<i>Figura 6.1. Losa maciza de diseño</i>	44
<i>Figura 6.2. Losa maciza de diseño</i>	45
<i>Figura 6.3. Armado final de losa maciza</i>	47
<i>Figura 7.1. Ejemplo de viga de diseño</i>	50
<i>Figura 7.2. Diagrama de momento flector por carga muerta</i>	51
<i>Figura 7.3. Diagrama de momento flector por carga viva</i>	51
<i>Figura 7.4. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta</i>	51
<i>Figura 7.5. Diagrama de fuerza cortante por carga viva</i>	52
<i>Figura 7.6. Envolvente de DMF por sismo en X (ton-m)</i>	52
<i>Figura 7.7. Envolvente de DFC por sismo en X (ton)</i>	52
<i>Figura 7.8. Envolvente de DMF por sismo en Y (ton-m)</i>	52
<i>Figura 7.9. Envolvente de DFC por sismo en Y (ton)</i>	53
<i>Figura 7.10. Envolvente de DMF para las combinaciones de carga</i>	53

<i>Figura 7.11. Envolvente de DFC para las combinaciones de cargas.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 7.12. Diseño por flexión de viga.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 7.13. Corte de acero en viga.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 7.14. Espaciamiento de estribo en viga.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 7.15. Distribución de acero en viga V-05.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 8.1. Consideraciones para el diseño por capacidad.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 8.2. Columna C-1 de diseño.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 8.3. Armado tentativo de refuerzo en columna C-1.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 8.4. Diagrama de interacción en la dirección secundaria.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 8.5. Diagrama de interacción en la dirección principal.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 8.6. Armado de acero de la columna C-1 del 1° al 3° piso.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 8.7. Diagrama de interacción en la dirección principal para 4° al 6° piso.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 8.8. Armado de acero de la columna C-1 del 4° al 6° piso.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 8.9. Diagrama de interacción en la dirección principal para 7° y 8° piso.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 8.10. Armado de acero de la columna C-1 del 7° al 8° piso.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 9.1. Área tributaria de Placa P-2.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 9.2. Esquema inicial del refuerzo vertical.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 9.3. Diagrama de interacción en la dirección X.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 9.4. Diagrama de interacción en la dirección Y.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 9.5. Momento nominal asociado a la carga crítica.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 9.6. Distribución de acero en placa P-2 (1° al 3° piso).....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 9.7. Distribución de acero en placa P-2 (4° al 6° piso).....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 9.8. Diagrama de interacción en X, para el 4° piso.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 9.9. Diagrama de interacción en Y, para el 4° piso.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 9.10. Distribución de acero en placa P-2 (7° y 8° piso).....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 9.11. Diagrama de interacción en X, para el 7° piso.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 9.12. Diagrama de interacción en Y, para el 7° piso.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 10.1. Esquema del Método de Meyerhof.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 10.2. Diseño de zapata por cortante.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 10.3. Diseño de zapata por punzonamiento.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 10.4. Diseño de zapata por flexión.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 10.5. Ejes principales en columna C-2.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 10.6. Acero de refuerzo en zapata Z-2.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 10.7. Ejes principales en placa P-2.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 10.8. Esquema de carga equivalente.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 10.9. Distribución de acero en zapata Z-2.....</i>	<i>94</i>

<i>Figura 10.10. Esquema de la viga de cimentación VC-01</i>	<i>95</i>
<i>Figura 10.11. Distribución de acero longitudinal en viga de cimentación.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 10.12. Distribución final de acero en VC-01.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 11.1. Vista en planta de escalera</i>	<i>98</i>
<i>Figura 11.2. Separación de escalera en tramos, para diseño.....</i>	<i>98</i>
<i>Figura 11.3. Vista lateral de tramo 1 de inicio de escalera.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 11.4. Modelo estructural de tramo 1</i>	<i>100</i>
<i>Figura 11.5. Diagramas de momento flector (ton-m) y fuerza cortante (ton) de escalera.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 11.6. Armado final de acero en tramo 1 de escalera</i>	<i>102</i>



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Factores de reducción de resistencia	3
Tabla 1.2. Pesos unitarios de materiales	4
Tabla 1.3. Peso unitario de sobrecargas.....	4
Tabla 3.1. Espesores de aligerado recomendadas de acuerdo a la luz libre.....	10
Tabla 3.2. Dimensionamiento de peraltes de vigas	11
Tabla 3.3. Predimensionamiento de columnas.....	12
Tabla 4.1. Periodos TP y TL.....	15
Tabla 4.2. Posición del centro de masa y de rigidez en cada nivel	19
Tabla 4.3. Periodos fundamentales y masas participativas.....	20
Tabla 4.4. Modo traslacional en X.....	21
Tabla 4.5. Modo traslacional en Y	21
Tabla 4.6. Peso sísmico de la edificación	21
Tabla 4.7. Fuerza cortante basal en cada dirección	23
Tabla 4.8 Factor de escala ZUS/R*g	23
Tabla 4.9. Comprobación de sistema estructural en cada dirección	24
Tabla 4.10. Derivas inelásticas para sismo en X	25
Tabla 4.11. Derivas inelásticas para sismo en Y	25
Tabla 4.12. Coeficiente torsional por sismo en X.....	26
Tabla 4.13. Coeficiente torsional por sismo en Y.....	26
Tabla 4.14. Fuerza cortante dinámica en la base para los casos de sismo.....	27
Tabla 4.15 Factor de escalamiento.....	27
Tabla 4.16. Junta sísmica.....	27
Tabla 5.1. Longitud de anclaje superior e inferior para diámetros comerciales.....	31
Tabla 5.2. Peraltes mínimos para no verificar deflexiones	34
Tabla 5.3. Deflexiones máximas admisibles	35
Tabla 5.4. Diseño por flexión de aligerado	39
Tabla 5.5. Cálculo de deflexiones inmediatas y diferidas de la vigueta de análisis	42
Tabla 6.1. Acero colocado en losa maciza	47
Tabla 8.1. Reducción de carga viva para columna C-1	63
Tabla 8.2. Fuerzas internas para cada caso de carga.....	63
Tabla 8.3. Combinaciones de cargas en columna C-1.....	63
Tabla 8.4. Índice de estabilidad para la dirección crítica.....	65
Tabla 9.1. Reducción de carga viva en placa P-2.....	72
Tabla 9.2. Fuerzas internas en placa P-1	72
Tabla 9.3. Combinaciones de cargas en placa P-1.....	73
Tabla 10.1. Fuerzas internas en zapata Z-2 de columna C-2	84

<i>Tabla 10.2. Esfuerzos en zapata aislada por cargas de gravedad</i>	85
<i>Tabla 10.3. Esfuerzos en zapata aislada por sismo en X</i>	85
<i>Tabla 10.4. Esfuerzos en zapata aislada por sismo en Y</i>	86
<i>Tabla 10.5. Cálculo de esfuerzos últimos en zapata aislada</i>	86
<i>Tabla 10.6. Cargas internas en la base de la placa P-2</i>	89
<i>Tabla 10.7. Cargas internas en la base de la columna C-17</i>	89
<i>Tabla 10.8. Esfuerzos en zapata conectada por cargas de gravedad</i>	90
<i>Tabla 10.9. Esfuerzos en zapata conectada por sismo X</i>	91
<i>Tabla 10.10. Cálculo de esfuerzos últimos en zapata conectada</i>	92
<i>Tabla 10.11. Cálculo de momento en viga de cimentación</i>	95



CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES

Descripción del proyecto

El proyecto consta del análisis y diseño de una edificación de ocho pisos destinada a viviendas, en un terreno de $640 m^2$ de área total, el cual está ubicado en la ciudad de Huancayo, departamento de Junín. El área construida por piso es $546 m^2$, constituyendo un total de $4370 m^2$ de área techada. Además, cuenta con un área libre de $94 m^2$, que representa el 14.7% del área total. Los estacionamientos se ubicarán en un terreno aledaño al edificio.

El primer piso cuenta con cinco locales comerciales en el frontis y una puerta de acceso peatonal, el cual a través de un corredor conduce al lobby, donde se encuentra la recepción, los ascensores y la escalera. En la parte posterior de este nivel se ubican cuatro departamentos. En cada nivel típico, a partir del segundo hasta el octavo piso, se cuenta con 6 departamentos por nivel, lo que resulta en un total de 46 departamentos.

El tamaño de los departamentos varía entre 80 y $90 m^2$, cada uno cuenta con un dormitorio principal con baño propio, uno o dos dormitorios adicionales con baño compartido, una sala – comedor y una cocina con área de servicio. La altura total de la edificación es de 23.60 metros, con una altura de piso a techo de 2.75 m en todos los niveles y con un espesor de losa de 20 cm. Se prescinde de un tanque elevado puesto que la alimentación de agua potable será por medio de bombas hidroneumáticas y cisterna, las cuales se ubicarán en el primer nivel. Con respecto a las características geotécnicas, esta edificación se construirá sobre suelo granular firme de capacidad portante $4.5 Kg/cm^2$.

La configuración estructural de la edificación consiste en un sistema mixto de pórticos (columnas y vigas) y placas (muros de corte), en el cual la losa se comporta como un diafragma rígido que garantiza el comportamiento unitario de todos elementos estructurales.

Objetivos

1.1.1 Objetivo general

El objetivo general de esta tesis consiste en el realizar el diseño estructural en concreto armado de una edificación de viviendas de 8 pisos, de acuerdo con las consideraciones establecidas en Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar el modelamiento de la edificación usando un software de cálculo estructural y construir el espectro de pseudo-aceleraciones del sismo de diseño.
- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico de la edificación y comparar los resultados obtenidos con resultados típicos en estructuras similares.
- Diseñar las losas de techos, vigas, columnas, placas, cimentaciones y escaleras.
- Elaborar los planos de estructuras, para cada elemento estructural.

Aspectos generales del diseño en concreto armado

1.1.1. Normas Técnicas empleadas

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) tiene por objetivo normar los criterios y requisitos mínimos para el diseño y ejecución de habilitaciones urbanas y edificaciones. Las normas empleadas son:

- **Norma E.060 de Concreto Armado:** Donde se mencionan las consideraciones y exigencias mínimas para el empleo este material de construcción.
- **Norma E.030 de Diseño Sismorresistente:** Esta norma señala los parámetros y consideraciones para el diseño de edificaciones susceptibles a ser dañadas por la acción

de los sismos. Asimismo, para que éstos tengan un adecuado comportamiento frente a este tipo de eventos.

- **Norma E.020 de Cargas:** En esta norma se establecen las cargas mínimas con las que deberán ser diseñadas las estructuras a lo largo de su vida útil en condiciones de servicio y ante exigencias sísmicas.

1.1.2. Diseño por resistencia

En el capítulo 9 de la Norma E.060 se establecen los requisitos para el diseño por resistencia. Este diseño se basa en proporcionar a cada elemento de la estructura una resistencia de diseño con un valor mayor o igual al de la resistencia requerida.

$$\text{Resistencia de diseño } (\Phi R_n) \geq \text{Resistencia requerida } (R_u)$$

La Resistencia de diseño (ΦR_n), se obtiene al multiplicar la Resistencia nominal (R_n), el cual depende únicamente de las características propias del elemento, como son: dimensiones, calidad, cantidad de los materiales y procedimiento constructivo, por un factor de reducción de resistencia (Φ) asociada a la variabilidad de los materiales y al tipo de falla esperado.

Existen diferentes valores del Factor de Reducción de Resistencia para cada tipo de sollicitación estructural, estos se muestran en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Factores de reducción de resistencia

SOLICITACIÓN	FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA
flexión	0.9
flexocompresión	0.75 (estribo rectangular) 0.70 (espiral)
cortante	0.85

Fuente: Norma E.060. Concreto armado

La resistencia requerida R_u , proviene del análisis y metrado de cargas de gravedad y las cargas sísmicas que actuarán en la vida útil de la estructura. Estas cargas serán multiplicadas por un

factor de amplificación debido a la incertidumbre en el uso futuro de la edificación. En el acápite 1.3.4. se muestran estos factores y sus respectivas combinaciones.

1.1.3. Cargas

Para la determinación del tipo, valor e importancia de las cargas que debe de resistir la estructura se toma como referencia la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se considerarán tres tipos de carga:

- CARGA MUERTA (CM): Es el peso de los materiales, equipos y dispositivos que tienen una ubicación fija que soporta la edificación incluyendo su peso propio.

Tabla 1.2. Pesos unitarios de materiales

MATERIAL	PESO UNITARIO
Concreto Armado	2400 Kg/m ²
Acero Grado 60	7800 Kg/m ³
Tabiquería De Albañilería	1900 Kg/m ³
Aligerado De Espesor 20 Cm	300 Kg/m ²
Piso Terminado	100 Kg/cm ²

Fuente: Norma E.020. Cargas

- CARGA VIVA (CV): Se refiere al peso de todos los ocupantes, muebles y equipos móviles que soporta la edificación. Para una edificación destinada a vivienda se consideran las siguientes cargas vivas:

Tabla 1.3. Peso unitario de sobrecargas

TIPO DE CARGA	PESO UNITARIO
vivienda	200 Kg/m ³
corredor, escalera	200 Kg/m ³
azotea	100 Kg/m ³

Fuente: Norma E.020. Cargas

- CARGA DE SISMO (CS): Son aquellas cargas dinámicas que se originan debido al movimiento del suelo. Se obtiene del análisis sísmico conforme a la norma E.030 de diseño sismorresistente.

1.1.4. Combinaciones de cargas

La norma E.060 estipula las siguientes combinaciones para amplificar las cargas.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde:

CM: Carga Muerta, CV: Carga Viva y CS: Carga de Sismo

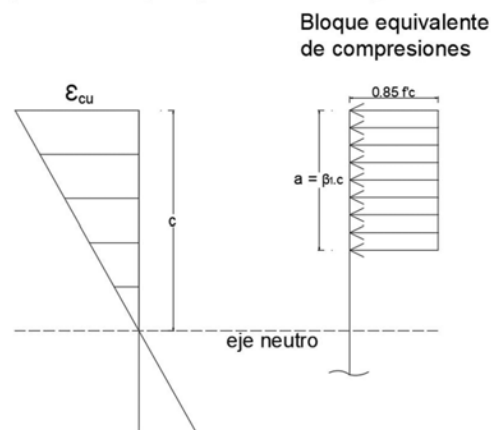
Si bien la estructura es diseñada para condiciones críticas, también deberá tener un comportamiento aceptable para condiciones de servicio, por ello se establecen los siguientes estados límites de servicio: deflexiones, agrietamiento, vibraciones y fatiga.

1.1.5. Propiedades mecánicas de los materiales

- **CONCRETO**

El concreto tiene una alta resistencia a compresión, sin embargo, la resistencia que ofrece a tracción es baja, por lo que se desprecia al realizar los cálculos (Ottazzi, 2016). En el acápite 10.2.7 de la norma E.060 menciona que es posible simplificar el comportamiento a compresión del concreto como un bloque rectangular equivalente de esfuerzos, de acuerdo a lo mostrado en la Figura 1.1. (Nota: El valor de β_1 para valores de $f'c$ menores a 280 Kg/cm^2 es 0.85).

Figura 1.1. Bloque equivalente de compresiones



Fuente: Elaboración propia

A la izquierda del gráfico se muestra el diagrama de deformaciones unitarias cuando el concreto llega a la deformación de rotura ϵ_{cu} , mientras que, a la derecha se muestra el bloque equivalente de compresiones. Como se puede apreciar el inicio de este bloque no coincide con el eje neutro, puesto que tiene una longitud que equivale al 85% de la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

Los siguientes valores asumidos para el diseño son tomados de la Norma E.060:

a) La deformación unitaria máxima del concreto ϵ_{cu} se asumirá igual a 0.003, conforme se indica en el artículo 10.2.3.

b) El módulo de rotura del concreto se menciona en 9.6.2.3 y se puede estimar como:

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

c) El módulo de elasticidad se puede estimar con la siguiente ecuación indicada en 8.5.2:

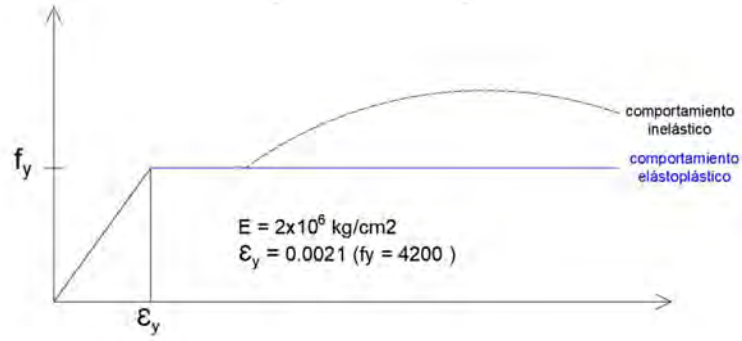
$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

d) Se adoptará un Módulo de Poisson del concreto (ν) que varía en el rango de 0.15 a 0.20 para valores de esfuerzos menores al esfuerzo crítico de $0.75 f'_c$ (Ottazzi, 2016).

- **ACERO DE REFUERZO**

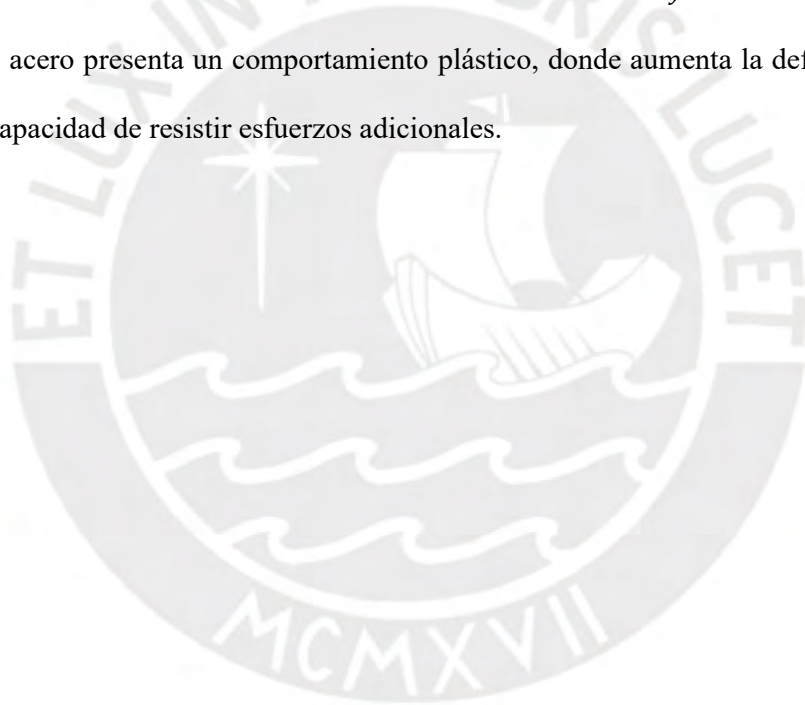
Una de las hipótesis de diseño que se asume es que el acero presenta un comportamiento elastoplástico perfecto al ser sometido a esfuerzos de tracción, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 1.2. Comportamiento elastoplástico del acero



Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Figura 1.2, el acero tiene un comportamiento lineal elástico hasta que alcanza el esfuerzo de fluencia, donde la deformación unitaria es $\epsilon_y = 0.0021$. Después de este estado el acero presenta un comportamiento plástico, donde aumenta la deformación sin aumentar la capacidad de resistir esfuerzos adicionales.



CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN

Criterios de estructuración

Las cargas verticales que actúan en una estructura son transmitidas desde las losas hacia las vigas, estas cargas posteriormente se transmiten de manera vertical hacia la cimentación, para que al final todas las cargas sean transferidas hacia el suelo. Teniendo en cuenta ello, se plantean los siguientes principios, tomando como referencia la norma E.030 y el libro Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado de Antonio Blanco (1997):

a. Simplicidad y simetría:

En una estructura simple se puede predecir de una mejor manera su comportamiento frente a las diversas sollicitaciones. A su vez, la estructura debe ser simétrica para que la transmisión de las cargas sea continua y homogénea.

b. Resistencia y ductilidad

Se debe dotar a la estructura de una resistencia lateral adecuada en las dos direcciones principales confiriéndole una rigidez adecuada para evitar desplazamientos excesivos. La ductilidad se refiere al comportamiento en el rango inelástico; es decir, la capacidad de seguir deformándose después del límite elástico sin colapsar, esto permite a la estructura absorber energía y seguir soportando las cargas. Esta ductilidad es conferida a la estructura mediante las secciones de los elementos, rigidez de los nudos y desplazamientos relativos de entrepisos.

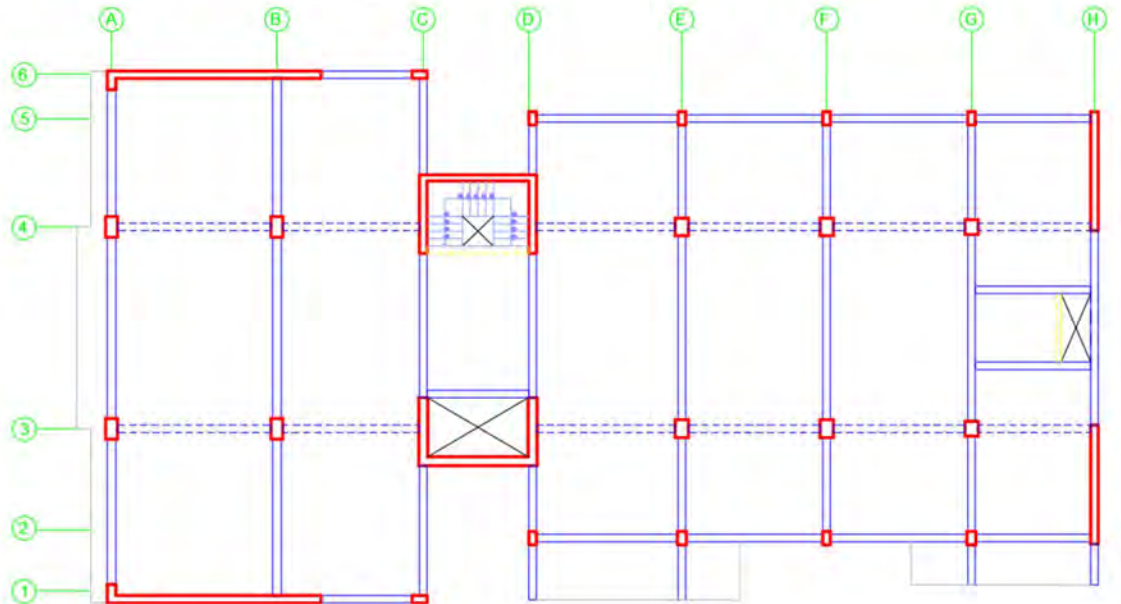
c. Uniformidad y continuidad

Para evitar las concentraciones de esfuerzos es necesario garantizar que la estructura presente continuidad tanto en planta como en elevación, por lo que se evita grandes reducciones en planta y se garantiza que todos los elementos verticales lleguen hasta el suelo.

Sistema estructural

Teniendo en cuenta los criterios mencionados anteriormente, se distribuyen los elementos estructurales tal como se muestra en la Figura 2.1.

Figura 2.1. Plano básico de estructuración



Fuente: Elaboración propia

- En los linderos colindantes a edificaciones vecinas (Ejes 1, 6 y H) se colocaron placas para otorgarle rigidez lateral a la estructura. En este último, las placas se conectan mediante vigas de acoplamiento. Además, se colocaron placas en las cajas de ascensores y escaleras para otorgarle rigidez a la estructura en ambas direcciones.
- Para aumentar la rigidez en la dirección Y-Y se dispusieron las columnas con una dimensión mayor en esta misma dirección. Además, se colocaron vigas peraltadas en este sentido para formar pórticos, los cuales presentan responsabilidad sísmica.
- Los aligerados se techarán en la dirección X-X pues es la menor longitud de apoyo.
- Entre las cajas de ascensores y escalera existe una reducción en la sección de la losa, esto podría originar problemas de irregularidad en planta, por ello se colocó una losa maciza para garantizar el comportamiento de esta losa como un diafragma rígido.

CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO

Como etapa inicial, se realiza un dimensionamiento previo de los elementos estructurales, estas dimensiones serán verificadas posteriormente, y en caso de ser necesario, se modificarán para efectuar el diseño estructural.

3.1. Losas aligeradas

Una recomendación que sugiere el ingeniero Antonio Blanco en su libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (1997), para dimensionar el peralte (h) de las losas es la siguiente expresión:

$$h = \frac{\text{luz libre}}{25}$$

La mayor longitud de luz libre de apoyo se encuentra entre los ejes 1-2 y tiene un valor promedio de 5.29 m con lo que resulta un cociente de 0.21 m; además, una recomendación práctica que se sugiere en este libro se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Espesores de aligerado recomendadas de acuerdo a la luz libre

Luz libre (l)	Espesor (h)
Menor a 4 m	17 cm
Entre 4 y 5.5 m	20 cm
Entre 5 y 6.5 m	25 cm
Entre 6 y 7.5 m	30 cm

Tomado de Blanco (2007)

Por lo tanto, se escoge un espesor de $h = 20$ cm para todos los paños.

3.2. Losa maciza

La norma E.060, sugiere peraltes (h) mínimos en losas de una sola dirección para diferentes condiciones de apoyo para no calcular deflexiones. Para el caso de ambos extremos simplemente apoyados se establece la siguiente expresión:

$$h = \frac{\text{luz libre}}{20}$$

La única losa maciza típica del proyecto presenta una luz libre de 3.45 m, con lo que se obtiene $h = 17 \text{ cm}$; sin embargo, se escoge un espesor $h = 20 \text{ cm}$ al igual que los aligerados, para uniformizar todas las losas.

3.3. Vigas

De acuerdo con la norma E.060, en el numeral 21.5.1 se menciona que para elementos que resisten fuerzas laterales, el espesor no debe ser menor a 25 cm, por lo que se escoge como ancho de viga $B = 0.25 \text{ m}$ para todas las que forman pórticos con responsabilidad sísmica. Ahora bien, para dimensionar el peralte utilizamos la relación propuesta por Blanco (1997).

$$l/12 \leq h \leq l/10$$

En el cual, el valor más conservador se utiliza para casos de vigas continuas; mientras que el menos conservador, para vigas simplemente apoyadas. A continuación, se muestra el predimensionamiento de las vigas en el sentido Y-Y.

Tabla 3.2. Dimensionamiento de peraltes de vigas

Viga	Ubicación	Luz (m)	L/10 (cm)	L/12 (cm)	Peralte (cm)
V-01	Eje A	6.82	68.20	56.83	60
V-02	Eje B	6.82	68.20	56.83	60
V-03	Eje C	4.72	47.20	39.33	50
V-04	Eje D	4.72	47.20	39.33	50
V-05	Eje E	6.21	62.10	51.75	50
V-06	Eje F	6.21	62.10	51.75	50
V-07	Eje G	6.21	62.10	51.75	50
V-08	Eje H	6.82	68.20	56.83	50

En el caso de las vigas chatas se considerará un ancho inicial igual a 25 cm.

3.2. Columnas

Al contar con placas en la edificación, éstas absorben la mayor parte de la fuerza sísmica; por tanto, el momento flector que soportan las columnas se reduce considerablemente. En

columnas, la carga axial es más influyente en relación al momento flector, por lo que gobierna el diseño. Para esta condición, Blanco (1997) sugiere usar las siguientes expresiones para dimensionar la columna:

- Para columnas interiores: $A_{col} = \frac{P_{serv}}{0.45 f'c}$
- Para columnas exteriores: $A_{col} = \frac{P_{serv}}{0.35 f'c}$

Donde la carga de servicio (P_{serv}) se considera $1 \text{ ton}/\text{m}^2$ en cada nivel. A continuación, se muestra la tabla de resumen del predimensionamiento de columnas:

Tabla 3.3. Predimensionamiento de columnas

COLUMNA	UBICACIÓN	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	TIPO	ÁREA COLUMNA (cm ²)	DIMENSIONES (m x m)
C-1a	Eje A-4	24.43	Exterior	2659	0.40 x 0.70
C-1a	Eje A-3	25.49	Exterior	2774	
C-1b	Eje B-4	32.01	Interior	2710	
C-1b	Eje B-3	33.8	Interior	2861	
C-2	Eje E-3	26.88	Interior	2275	0.30 x 0.75
C-2	Eje E-4	26.15	Interior	2214	
C-2	Eje F-3	26.03	Interior	2203	
C-2	Eje F-4	25.57	Interior	2165	
C-2	Eje G-3	28.66	Interior	2426	0.50 x 0.25
C-3a	Eje E-2	13.13	Exterior	1429	
C-3a	Eje G-2	17.53	Exterior	1908	0.55 x 0.25
C-3b	Eje C-1	6.21	Exterior	676	
C-3b	Eje C-6	6.21	Exterior	676	0.45 x 0.25
C-4	Eje D-2	9.73	Exterior	1059	
C-4	Eje D-5	9.82	Exterior	1069	
C-4	Eje E-5	8.98	Exterior	977	
C-4	Eje F-2	3.81	Exterior	415	
C-4	Eje F-5	8.62	Exterior	938	
C-4	Eje G-5	8.88	Exterior	967	

Fuente: Elaboración propia

Cabe señalar que, para uniformizar las columnas, se escogieron dimensiones iguales para columnas en un mismo ambiente, aun cuando se requiera un área de columna menor.

3.3.Placas

En un sistema estructural con muros de corte, éstos absorben la mayor parte de fuerza cortante horizontal proveniente del sismo; además, le otorgan rigidez lateral a la estructura para reducir desplazamientos laterales. Como consideración general, las placas que estén conectadas por vigas tendrán un ancho de 25 cm. En los núcleos de escalera y ascensores, las placas orientadas en la dirección Y-Y (debido a que no están conectadas con vigas) tendrán un espesor de 20 cm. Estas dimensiones serán comprobadas posteriormente con los resultados del análisis sísmico.



CAPITULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica las condiciones mínimas para el diseño sismorresistente de las edificaciones. El objetivo de este tipo de diseño es principalmente evitar la pérdida de vidas humanas y asegurar la continuidad de los servicios básicos en caso de un evento sísmico. Esto se logra al dotarle a la estructura ciertas características como resistencia, rigidez y ductilidad.

4.1. Parámetros sísmicos

4.1.1. Factor de zona (Z)

El Perú se encuentra dividido en 4 zonas de acuerdo al peligro sísmico (Ver Figura 4.1)



Figura 4.1. Mapa de zonas sísmicas
Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030

El proyecto se ubica en la ciudad de Huancayo (zona 3), por lo que le corresponde un $Z = 0.35$. Este parámetro representa la aceleración máxima horizontal del suelo con una probabilidad de excedencia de 50 años y se expresa como una fracción de la gravedad.

4.1.2. Perfil de suelo (S)

Se tiene como dato del Estudio de Mecánica de Suelos, un perfil de suelo tipo S1, correspondiente a un suelo muy rígido.

- Parámetros de sitio:

El artículo 13 de la Norma E.030 establece que para un suelo tipo S1, independientemente de la zona sísmica, el factor de amplificación sísmica S es igual a 1. Asimismo, se obtienen los parámetros de sitio T_P y T_L de la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Periodos T_P y T_L

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

4.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Este factor que modifica la fuerza de diseño se puede calcular de acuerdo a las siguientes expresiones.

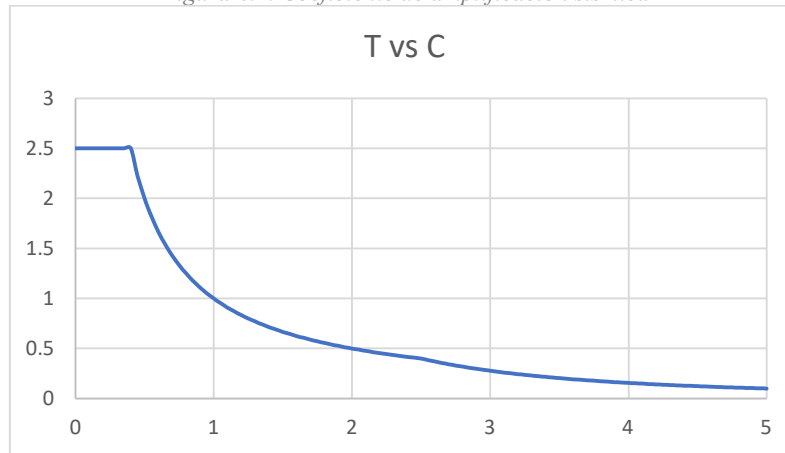
$$T < T_P \quad C = 2.5$$

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

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

Donde T es el periodo fundamental de la estructura, en segundos.

Figura 4.2. Coeficiente de amplificación sísmica



Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Factor de uso (U)

Este parámetro depende de la importancia de la estructura, y se evalúa mediante categorías establecidas en la Tabla N°5 de la norma E.030. Como el proyecto consta de una edificación de viviendas, se encuentra en la categoría C de edificaciones comunes y le corresponde un factor U igual a 1.0

4.1.5. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica está dado por la siguiente expresión:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

R_0 = Coeficiente básico de reducción sísmica

I_a = Factor de reducción por irregularidad en altura

I_p = Factor de reducción por irregularidad en planta

R_0 depende del tipo de sistema estructural, dado que la estructura presenta una cantidad importante de placas, le corresponde un $R_0 = 6$ en ambas direcciones.

- **Análisis de Irregularidades**

La edificación no presenta irregularidades en altura puesto que todos los niveles son típicos y los elementos verticales no varían en su sección hasta el último piso, por lo cual se toma I_a como 1. Respecto a las irregularidades en planta, la estructura no presenta esquinas entrantes debido a que no presenta las dos dimensiones de un área entrante mayores al 20% de la longitud total de la estructura en el sentido correspondiente. Además, no existe discontinuidad del diafragma puesto que no existen aberturas y el área de la sección transversal resistente no es menor al 25% del área sección transversal total. En conclusión, se asume la estructura como regular por torsión, lo cual será comprobado después del análisis sísmico.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

$$R = 6 \cdot 1 \cdot 1 = 6$$

4.2. Análisis Modal

Previo al análisis sísmico se realiza el análisis estructural del edificio.

4.2.1. Modelo en ETABS

Las consideraciones para el modelamiento son las siguientes:

- Tres grados de libertad (GDL) por diafragma: dos traslacionales (en sus ejes ortogonales principales X e Y) y un rotacional (en el plano Z). Cada GDL representa un modo de vibración, por lo que en los ocho pisos se tiene en total 24 modos.
- Los elementos verticales se consideran empotrados en su base ($Z = 0$) debido a la buena capacidad portante del suelo.
- Se considera como diafragma rígido a cada una de las plantas de la estructura; además, los elementos estructurales con responsabilidad sísmica son las vigas peraltadas, columnas y placas. Las vigas chatas y losas macizas no aportan rigidez a la estructura por lo que no tienen restricciones al giro en ambos extremos.

- Las losas aligeradas no aportan rigidez a la estructura, se usan solo para distribuir cargas hacia las vigas.
- Las uniones entre elementos verticales y horizontales se toman como rígidas.

A continuación, se muestran ilustraciones del modelamiento:

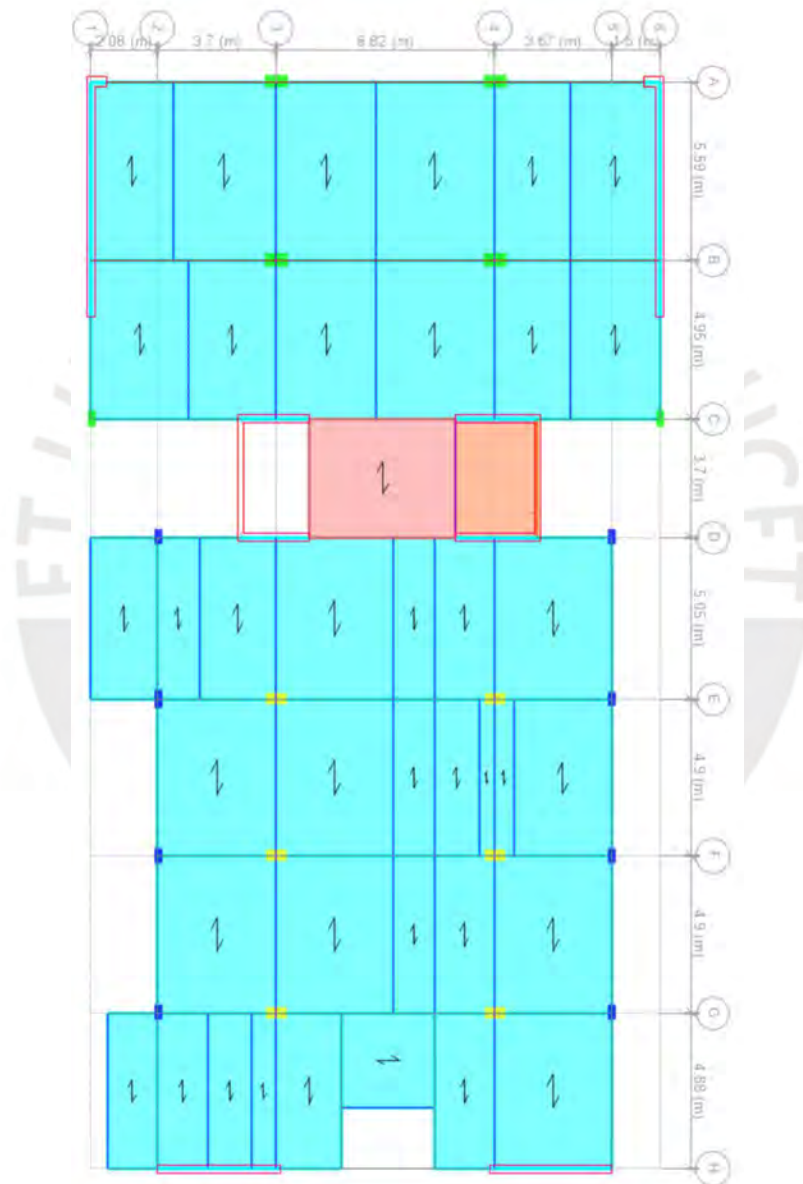


Figura 4.3. Planta típica del modelo en ETABS
Fuente: Elaboración propia

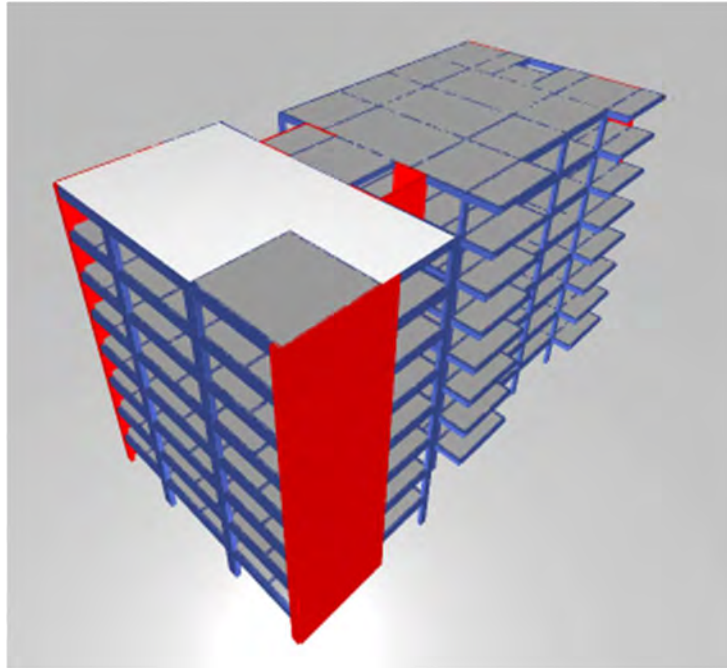


Figura 4.4. Vista 3D del modelo en ETABS
Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Centro de masas y de rigidez

En la tabla 4.2 se observa que, el centro de rigidez en la dirección Y se tienen valores más cercanos, debido a que es casi simétrico en esta dirección. Por otro lado; en la dirección X, los valores varían en una mayor proporción, puesto que en este sentido la estructura no es simétrica.

Tabla 4.2. Posición del centro de masa y de rigidez en cada nivel

Techo	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
T1	15.82	8.83	20.54	9.03
T2	15.82	8.83	20.06	9.06
T3	15.82	8.83	18.93	9.10
T4	15.82	8.83	17.86	9.13
T5	15.82	8.83	16.91	9.15
T6	15.82	8.83	16.11	9.17
T7	15.82	8.83	15.47	9.18
T8	16.05	8.81	14.99	9.19

4.2.3. Masas participantes y periodos de vibración

Los periodos e importancia de cada GDL de los modos principales de vibración se obtuvieron del análisis modal. Se observa que, el principal modo es el de traslación en la dirección “Y”.

En las siguientes tablas se muestran el porcentaje de masa participante para los modos: 3 grados de libertad por nivel, traslacional en X y traslacional en Y.

Tabla 4.3. Periodos fundamentales y masas participativas

Modo	T (s)	Masa participante X (%)	Masa participante Y (%)	Masa participante rotación Z (%)
1	0.734	0.00%	71.01%	0.00%
2	0.489	26.35%	0.04%	43.10%
3	0.475	42.49%	0.02%	26.78%
4	0.183	0.00%	15.64%	0.15%
5	0.113	1.75%	0.36%	17.04%
6	0.108	19.28%	0.02%	1.55%
7	0.082	0.00%	6.11%	0.07%
8	0.051	2.96%	0.04%	2.71%
9	0.050	2.88%	0.29%	2.07%
10	0.048	0.10%	2.98%	1.32%
11	0.034	0.00%	1.23%	0.39%
12	0.033	2.34%	0.01%	0.01%
13	0.03	0.02%	0.59%	2.36%
14	0.027	0.00%	0.69%	0.17%
15	0.025	1.06%	0.00%	0.00%
16	0.022	0.00%	0.48%	0.00%
17	0.022	0.00%	0.16%	1.29%
18	0.021	0.50%	0.00%	0.00%
19	0.02	0.00%	0.13%	0.02%
20	0.018	0.21%	0.00%	0.00%
21	0.017	0.00%	0.13%	0.62%
22	0.017	0.06%	0.00%	0.00%
23	0.015	0.00%	0.06%	0.27%
24	0.013	0.00%	0.01%	0.07%

Tabla 4.4. Modo traslacional en X

Modo	T (s)
1	0.515
2	0.115
3	0.053
4	0.034
5	0.026
6	0.021
7	0.019
8	0.017

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.5. Modo traslacional en Y

Modo	T (s)
1	0.830
2	0.197
3	0.084
4	0.048
5	0.033
6	0.025
7	0.021
8	0.019

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Peso de la estructura (P)

Conforme con el artículo 26 de la Norma E.030, el peso de la estructura se obtiene como la suma de la carga muerta con un porcentaje de la carga viva. En este caso, al tratarse de una estructura de categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

Tabla 4.6. Peso sísmico de la edificación

Área piso típico	545 m ²		
TECHO	MASA (ton-s ² /m)	PESO (ton)	PESO/m ² (ton/m ²)
T8	36.0	353	0.65
T7	58.3	572	1.05
T6	58.3	572	1.05
T5	58.3	572	1.05
T4	58.3	572	1.05
T3	58.3	572	1.05
T2	58.3	572	1.05
T1	58.3	572	1.05
TOTAL		4355	

El ratio de área construida por piso típico es 1 ton/m², lo cual es consistente para este tipo de edificaciones destinadas a viviendas.

4.3. Análisis sísmico estático

La norma E.030 permite el análisis sísmico estático de toda estructura regular o irregular no mayor a 30 m de altura; como la estructura de análisis presenta 23.6 m de altura, este tipo de análisis es válido. El análisis consiste en aplicar fuerzas estáticas laterales en los centros de masa de cada diafragma.

Las fuerzas laterales en cada nivel están dadas por la siguiente expresión

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde V es la fuerza cortante en la base de la estructura y el coeficiente α se calcula como:

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

k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración (T), se tienen dos casos.

$$k = 1.0 \quad , \text{ para } T < 0.5$$

$$k = 0.75 + 0.5T \quad , \text{ para } T > 0.5$$

4.3.1. Cortante basal estática

La fuerza cortante en la base está dada por la siguiente expresión

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

Reemplazando los parámetros obtenidos previamente y con los resultados de los periodos de vibración traslacional, tenemos la siguiente tabla:

Tabla 4.7. Fuerza cortante basal en cada dirección

Dirección	X	Y
T (s)	0.467	0.726
Z	0.35	
U	1	
S	1	
TP (s)	0.4	
TL (s)	2.5	
C	2.14	1.38
R = Ro.Ia.Ip	6	
C/R > 0.11	0.36	0.23
P (ton)	4355	
V basal (ton)	544	350
% Peso	12.5%	8.0%

4.4. Análisis sísmico dinámico

El análisis dinámico modal espectral consiste en calcular las respuestas sísmicas de una estructura a partir de un espectro de demanda. En la norma E.030, se especifican las condiciones para determinar el espectro de análisis. El espectro inelástico de pseudo aceleraciones está definido por:

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

Donde Z, U, C, S, y R son parámetros sísmicos obtenidos al inicio de este capítulo y g es la aceleración de la gravedad. Se define al factor de amplificación sísmica (C) como una función del periodo de la estructura con un factor de escala $\frac{ZUS}{R} g$.

Tabla 4.8 Factor de escala ZUS/R*g

Z	0.35
U	1
S	1
R	6
g	9.81
ZUS/R*g	0.572

Se aplican los sismos en las direcciones X-X (U1) y Y-Y (U2) para cada caso de excentricidad positiva y negativa.

4.4.1. Comprobación del sistema estructural

Se calcula el porcentaje de fuerza cortante que toman las placas respecto a la cortante basal. Si sobre éstas actúan más del 70% de la fuerza cortante en la base el sistema estructural es de Muros Estructurales.

Tabla 4.9. Comprobación de sistema estructural en cada dirección

	Excentricidad	CORTANTE BASAL TOTAL	CORTANTE PLACAS	% PLACAS
SISMO X-X	POSITIVA	373.62	330.2	96.3%
	NEGATIVA	336.91	304.4	96.3%
SISMO Y-Y	POSITIVA	264.97	219.1	92.8%
	NEGATIVA	266.13	213.51	91.4%

Se comprueba la hipótesis de que el sistema estructural corresponde a “Muro Estructurales” en ambas direcciones, por lo que el factor R de reducción sísmica es 6 para ambas direcciones.

4.4.2. Derivas de entrepiso

Se muestran las derivas elásticas para los casos de sismo con excentricidades positivas y negativas. Para calcular las derivas inelásticas, se multiplican por un factor igual a 0.75R en estructuras regulares.

Tabla 4.10. Derivas inelásticas para sismo en X

SISMO X-X				
Nivel	EXCENTRICIDAD POSITIVA		EXCENTRICIDAD NEGATIVA	
	Deriva elástica (DE)	Deriva Inelástica (DEx0.75R)	Deriva elástica (DE)	Deriva Inelástica (DEx0.75R)
Nivel 8	0.00057	0.0026	0.00055	0.0025
Nivel 7	0.00059	0.0026	0.00057	0.0026
Nivel 6	0.00059	0.0027	0.00058	0.0026
Nivel 5	0.00057	0.0026	0.00056	0.0025
Nivel 4	0.00053	0.0024	0.00052	0.0023
Nivel 3	0.00045	0.0020	0.00044	0.0020
Nivel 2	0.00033	0.0015	0.00033	0.0015
Nivel 1	0.00017	0.0007	0.00016	0.0007

Para el sismo en X, la deriva máxima es 2.7 % y se presenta para una excentricidad positiva.

Tabla 4.11. Derivas inelásticas para sismo en Y

SISMO Y-Y				
Nivel	EXCENTRICIDAD POSITIVA		EXCENTRICIDAD NEGATIVA	
	Deriva elástica (DE)	Deriva Inelástica (DEx0.75R)	Deriva elástica (DE)	Deriva Inelástica (DEx0.75R)
Nivel 8	0.00097	0.0044	0.00071	0.0032
Nivel 7	0.00101	0.0046	0.00082	0.0037
Nivel 6	0.00104	0.0047	0.00090	0.0041
Nivel 5	0.00103	0.0046	0.00096	0.0043
Nivel 4	0.00097	0.0044	0.00096	0.0043
Nivel 3	0.00083	0.0037	0.00088	0.0040
Nivel 2	0.00060	0.0027	0.00070	0.0031
Nivel 1	0.00025	0.0011	0.00033	0.0015

Las derivas críticas resultan para el sismo en Y con excentricidad positiva, resultando un valor máximo de 4.7 %.

4.4.3. Comprobación de irregularidad torsional

Tabla 4.12. Coeficiente torsional por sismo en X

SISMO X-X		
Nivel	EXCENTRICIDAD POSITIVA	EXCENTRICIDAD NEGATIVA
Nivel 8	1.021	1.064
Nivel 7	1.022	1.065
Nivel 6	1.023	1.067
Nivel 5	1.024	1.069
Nivel 4	1.024	1.070
Nivel 3	1.025	1.071
Nivel 2	1.026	1.070
Nivel 1	1.025	1.065

Se observa que las constantes de torsión son bajas para los casos de sismo en la dirección X.

Tabla 4.13. Coeficiente torsional por sismo en Y

SISMO Y-Y		
Nivel	EXCENTRICIDAD POSITIVA	EXCENTRICIDAD NEGATIVA
Nivel 8	1.183	1.122
Nivel 7	1.164	1.138
Nivel 6	1.145	1.154
Nivel 5	1.124	1.171
Nivel 4	1.101	1.189
Nivel 3	1.076	1.212
Nivel 2	1.045	1.244
Nivel 1	1.008	1.292

Para la dirección Y, el cual se sabe que es el sentido más crítico por las derivas inelásticas obtenidas, estos coeficientes son menores a 1.3, con lo cual se comprueba que no existe irregularidad torsional.

4.4.4. Cortante basal dinámica

Se obtiene la fuerza cortante en la base de la estructura para los distintos casos de excentricidades.

Tabla 4.14. Fuerza cortante dinámica en la base para los casos de sismo

	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO X ey+	374	15.73
SISMO X my-	337	27.77
SISMO Y mx+	15.73	265
SISMO Y mx-	13.78	266

4.4.5. Factores de escalamiento sísmico

Tabla 4.15 Factor de escalamiento

SISMO	V estático (ton)	V dinámico (ton)	80% V estático (ton)	V min* (ton)	V diseño (ton)	Factor Amplificación	% del peso total
SISMO X my+	544	374	435	168	435	1.16	10.0%
SISMO X my-	544	337	435	168	435	1.29	10.0%
SISMO Y mx+	350	265	280	168	280	1.06	6.4%
SISMO Y mx-	350	266	280	168	280	1.05	6.4%

* El cortante mínimo se obtiene a partir de la condición de $C/R > 0.11$.

4.4.6. Junta sísmica (s)

La edificación debe de estar separada de las edificaciones vecinas una distancia mínima para evitar el contacto durante un evento sísmico. El artículo 33 de la norma E.030 estipula que el distanciamiento mínimo es el mayor valor entre:

- i) $2/3$ de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Debido a que no se cuenta con dicha información de edificaciones adyacentes, se realizará solo en base al desplazamiento máximo de la estructura de análisis.
- ii) $s = 0.006 h \geq 0.03 m$, donde h es la altura desde el nivel del terreno.

Tabla 4.16. Junta sísmica

	SISMO X-X		SISMO Y-Y	
	SIS XX +	SIS XX -	SISYY +	SIS YY-
D máx	4.67	4.57	8.25	7.61
$2/3 D_{máx}$	3.11	3.05	5.50	5.08
$s/2 = 0.003h$ (cm)	7.08			

La junta respecto al límite de propiedad será de 7.0 centímetros.

CAPITULO 5. DISEÑO DE ALIGERADOS

La función de las losas aligeradas es de transmitir las cargas de gravedad hacia sus elementos de borde, los cuales pueden ser vigas o placas. Éstas no presentan responsabilidad sísmica, por lo que su diseño se basará solo en el análisis por cargas de gravedad. El método de diseño será el de resistencia, que consiste en dotarle al elemento una resistencia nominal igual o mayor a la resistencia última solicitada, la cual se obtiene del análisis estructural con las respectivas amplificaciones de cargas.

5.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión consiste en calcular el acero necesario para soportar los momentos flectores, para calcular este acero por flexión se usan las siguientes expresiones que provienen de la hipótesis del bloque equivalente de compresiones, tanto para acero positivo como negativo.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots \dots \dots (5.1)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \phi \cdot f'c \cdot b}} \dots \dots \dots (5.2)$$

Donde:

A_s : área de acero requerida (cm^2)

M_u : momento último de diseño, a la cara del apoyo (ton-m)

ϕ : Factor de reducción de resistencia (0.85)

f_y : resistencia a la fluencia del acero (4200 kg/cm^2)

d : peralte efectivo (cm)

a : profundidad del bloque de compresiones (cm)

b: ancho de la sección (cm)

$f'c$: resistencia del concreto a compresión (210 kg/cm^2)

Las cantidades de acero obtenido, tanto positivo como negativo deberán de cumplir con los límites mínimos y máximos establecidos en la norma E.060.

1.1.1. Acero mínimo

Se debe colocar una cantidad de acero mínimo para garantizar que el momento resistente de diseño sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}), en secciones rectangulares se usa la siguiente expresión:

$$As^+_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d}{f_y}$$

Para el acero positivo, la sección se comporta como una viga rectangular de base $b = 10 \text{ cm}$ y altura 20 cm , considerando un recubrimiento de 3 cm en losas, tenemos un peralte efectivo $d=17 \text{ cm}$. Al reemplazar los valores se tiene:

$$As^+_{min} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Para acero negativo se deberá cumplir que $M_u = 1.2 M_{cr}$. Se calcula la inercia bruta de la sección $I_g = 11800 \text{ cm}^4$ y se emplea un valor de resistencia a tracción del concreto $f_r = 2\sqrt{f'c}$. Con lo que se obtiene $M_u = 0.604 \text{ ton.m}$

A partir de las expresiones 5.1 y 5.2 se calcula el acero requerido, obteniéndose:

$$As^-_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$$

1.1.2. Acero máximo

El acero máximo está relacionado con evitar el tipo de falla frágil de la sección. La norma establece que ésta debe no exceder del 75% del acero balanceado. El estado balanceado se obtiene cuando el acero falla a tracción en el mismo instante que la fibra más alejada en compresión llega a la deformación de rotura $\epsilon_{cu} = 0.003$. La profundidad del bloque de compresiones se calcula como $a = 0.588d$, a continuación, se muestra una ilustración del bloque de compresiones para ambos tipos de flexión.

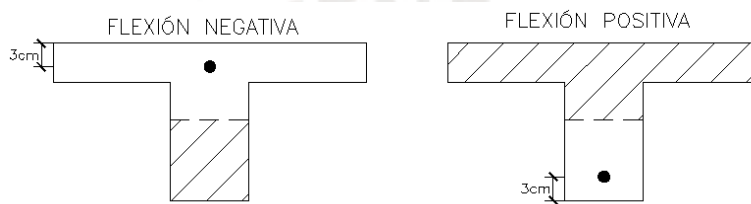


Figura 5.1. Bloque de compresiones para flexión positiva y negativa
Fuente: Elaboración propia

El área de acero balanceado se obtiene igualando las fuerzas de tracción en el acero y el bloque de compresiones.

El acero balanceado positivo es $A_{sb}^+ = 9.99 \text{ cm}^2$, con lo que se tiene un $As^+_{max} = 7.49 \text{ cm}^2$.

Del mismo modo para el acero negativo $A_{sb}^- = 3.61 \text{ cm}^2$ y resulta un $As^-_{max} = 2.71 \text{ cm}^2$.

Corte de acero de refuerzo

El corte del acero por flexión se realiza de acuerdo con el acero requerido (en el DMF), a una distancia conocida como punto teórico de corte; ésta se debe extender una longitud igual al mayor valor entre: peralte efectivo (d) o 12 veces el diámetro de la barra (12db) para obtener el corte real.

Además, la varilla de refuerzo deberá tener una longitud mayor o igual a la longitud de anclaje (Ld) medida desde la sección crítica, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 5.1. Longitud de anclaje superior e inferior para diámetros comerciales

Diámetro (\emptyset)	Longitud de anclaje (L_d)	
	superior	inferior
8 mm	37 cm	28 cm
3/8"	44 cm	34 cm
1/2"	58 cm	45 cm

Es una práctica usual realizar el corte de acero a distancias no menores a las especificadas en la siguiente ilustración, donde L_n es la luz libre entre apoyos.

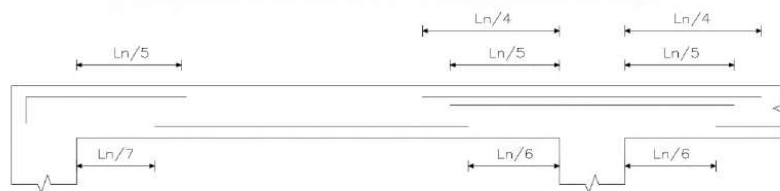


Figura 5.2. Longitudes de corte convencionales
Fuente: Elaboración propia

En viguetas, al menos una barra de refuerzo positivo debe ser continua, así que se corre una varilla de 3/8" en todos los tramos aun cuando el acero requerido sea menor, ello para controlar las fisuras.

Para el refuerzo negativo no es necesario usar barras continuas, por lo que se usarán bastones. Se coloca un primer bastón donde el diagrama indique el cambio de momento a negativo. Si se requiere un segundo bastón, éste se colocará donde el momento sea mayor al resistente por el primer bastón.

Diseño por cortante

Después de diseñar el aligerado por flexión es necesario verificarlo por fuerza cortante; debido a que la viga no presenta estribos, únicamente el concreto debe soportar las fuerzas de corte.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (5.3)$$

En viguetas convencionales se acepta un incremento del 10 % de la resistencia del concreto al corte, reemplazando se obtiene:

$$1.1 \phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

La fuerza cortante de diseño (V_u) se obtiene a una distancia igual al peralte efectivo medido desde la cara del apoyo. Si no se cumple que $\phi V_c > V_u$, se realiza un ensanche de la sección.

Existen dos tipos de ensanche:

- **Ensanche alternado:**

Consiste en retirar cierta cantidad de ladrillos alternadamente desde la cara del apoyo a fin de aumentar la sección de concreto resistente al corte ($b_w = 25 \text{ cm}$). Se obtiene una resistencia de $\phi V_c = 3.59 \text{ ton}$.

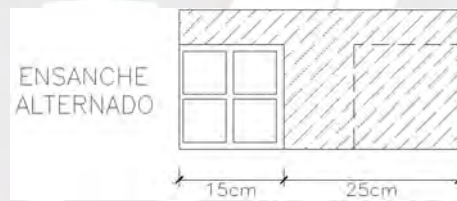


Figura 5.3. Esquema de ensanche alternado
Fuente: elaboración propia

- **Ensanche corrido:**

Consiste en retirar hileras completas de ladrillos desde la cara del apoyo a fin de aumentar la sección resistente al corte ($b_w = 40 \text{ cm}$). Se obtiene una resistencia de $\phi V_c = 5.22 \text{ ton}$.

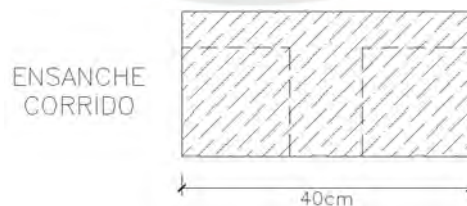


Figura 5.4. Esquema de ensanche corrido
Fuente: elaboración propia

Refuerzo de retracción y temperatura

La norma E.060 establece que las losas deben de contar con acero de refuerzo por retracción y temperatura. En el capítulo 9.7, se establece una cuantía mínima de 0.0025 para una malla de barras lisas.

$$A_{temp} = 0.0025 bh$$

Como se tiene un espesor de losa es 5 cm, el área de acero por metro lineal de losa resulta:

$$A_{temp} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se escoge un diámetro de la malla de alambre comercial de 1/4" ($A = 0.32 \text{ cm}^2$). Por último, se calculará el espaciamiento (e) en ambas direcciones.

$$e = \frac{0.32 \text{ cm}^2}{1.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}} = 0.25 \text{ m}$$

Verificación de deflexiones

La verificación de deflexiones se realiza principalmente por dos motivos:

En primer lugar, la apariencia, puesto que las deflexiones mayores a $\frac{L}{250}$ son percibidas a simple vista (Ottazzi 2016) lo cual no genera una sensación de confort en el usuario. En segundo lugar; las deflexiones excesivas podrían ocasionar daños en elementos no estructurales como puertas, ventanas, muros de tabiquería, entre otros. La norma establece peraltes mínimos de losas para no verificar deflexiones tal como se muestra en siguiente tabla.

Tabla 5.2. Peraltes mínimos para no verificar deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Extraído de la norma E.060

Para este cálculo se requiere del módulo de elasticidad del concreto ($E_c = 15000 \sqrt{f'c}$) y del momento de inercia efectivo de la sección transformada (I_e). En el caso que el momento flector por cargas de servicio (M_{serv}) sea menor que el momento de agrietamiento (M_{cr}) en todo el tramo de vigueta, se usará I_g . En caso contrario; es decir, si existen secciones donde el momento por cargas servicio es mayor al de agrietamiento, se usará I_{cr} .

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

Donde:

f_r : Modulo de rotura del concreto a tracción

I_g : Momento de inercia bruta de la sección no agrietada

I_{cr} : Momento de inercia de la sección agrietada

Para el cálculo de I_e , se usará la relación $E_s/E_c = 2$

El capítulo 9.6 de la Norma E.060 específica los criterios para calcular dos tipos de deflexiones:

- Inmediatas (Δ_i)

En el capítulo 14.7 del libro Apuntes de Concreto Armado I (Ottazzi, 2016), se muestra la siguiente expresión para calcular las deflexiones en tramos interiores de vigas.

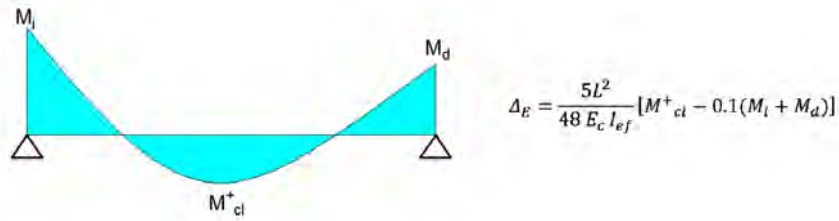


Figura 5.5.5. Cálculo de la deflexión de viga
Fuente: Tomado de Apuntes de Concreto Armado I, Ottazzi (2016)

- Diferidas (Δ_d)

Se calcula multiplicando a la deflexión inmediata por un factor de ajuste debido la influencia del creep y retracción del concreto en el tiempo.

$$\Delta_d = \Delta_i \cdot (\lambda)$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde: ρ' es la cuantía de acero en compresión, en el tramo central es cero. ξ es un factor dependiente del tiempo, para un periodo mayor a 5 años es 2.0, con lo que resulta $\lambda = 2$.

Las deflexiones calculadas deberán de ser menores a las establecidas en la siguiente Tabla 9.2

Tabla 5.3. Deflexiones máximas admisibles

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

Fuente: Tomado de la norma E.060

Control de fisuras

Uno de los estados límites del concreto es la fisuración. Las fisuras se originan mayormente por esfuerzos de tracción producidos por cambios volumétricos restringidos (creep, retracción, variaciones de temperatura). La norma no controla directamente el ancho de grietas, sino a través de un parámetro Z que se calcula con las siguientes expresiones:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A_{ct}}$$

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

$$A_{ct} = 2 \cdot y_s \cdot b$$

donde:

f_s : esfuerzo del acero en tracción bajo cargas de servicio

dc : distancia entre la fibra en tracción extrema y el centroide de última capa de refuerzo en tracción.

M_s : Momento flector de tracción máxima bajo cargas de servicio

y_s : Centroide del acero en tracción

b : ancho de la sección

El parámetro Z deberá ser menor que $Z_{m\acute{a}x} = 26000 \text{ kg/cm}$, este valor está asociado a un ancho de grieta de 0.34 mm para condiciones normales de exposición.

Ejemplo de diseño

Se detalla el diseño de la vigueta de cuatro tramos ubicada entre los ejes 4-5 y D-H para un piso típico.

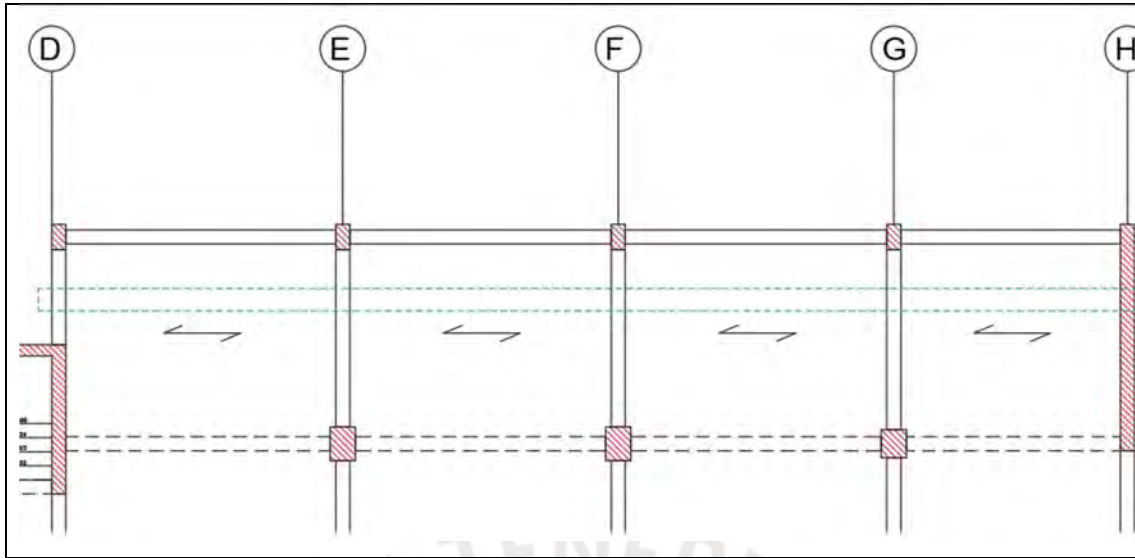


Figura 5.6. Vigueta de análisis

1.1.3. Medrado de cargas de gravedad

- **Metrado de carga muerta:**

Se considera las cargas distribuidas por superficie en un ancho igual al espaciamiento de las viguetas (0.40 m).

Peso propio: $0.30 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$

Piso terminado: $0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}^2$

Adicional estas cargas, los tabiques también ejercen cargas, existen dos maneras en la que una vigueta carga a un tabique:

Tabique perpendicular: $0.4 \text{ m} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.6 \text{ m} = 0.28 \text{ ton}$

Tabique paralelo: $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.6 \text{ m} = 0.70 \text{ ton/m}$

- **Metrado de carga viva:**

Sobrecarga: $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.08 \text{ ton/m}$

En las siguientes imágenes se muestran las cargas muertas y vivas que actúan sobre la vigueta de análisis:

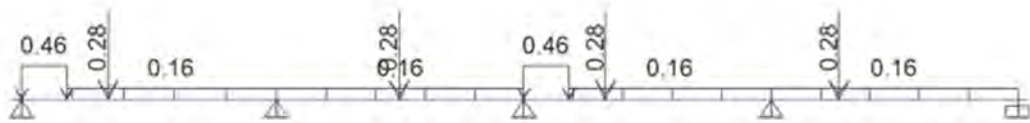


Figura 5.7. Cargas muertas en vigueta de análisis

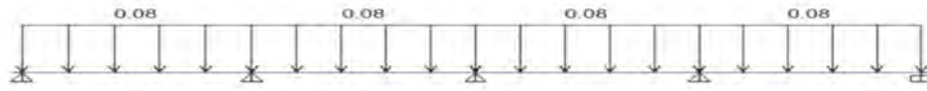


Figura 5.8. Cargas vivas en momento de análisis

1.1.4. Análisis de cargas de gravedad

A continuación, se muestran los diagramas de momento y cortante debido a cada casa de carga. Es importante mencionar que no se realiza alternancia de carga viva debido a que ésta es una carga inferior a 300 kg/m^2 .

- **Diagrama de momento flector (Ton-m):**

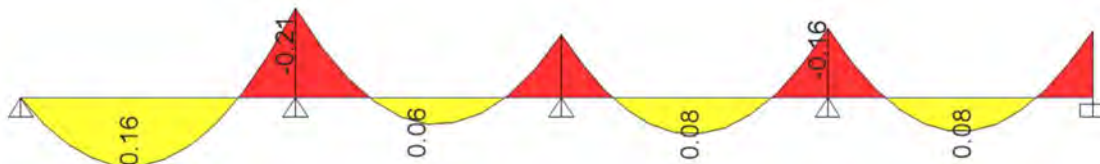


Figura 5.9. Diagrama de momento flector por carga muerta

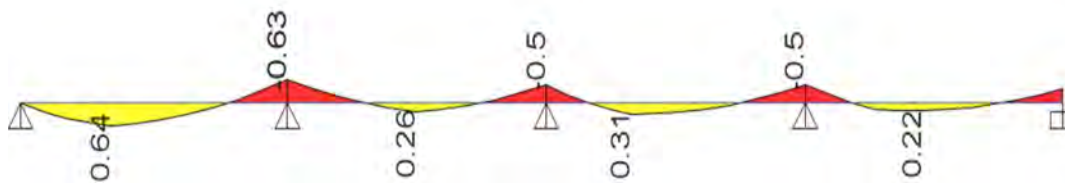


Figura 5.10. Diagrama de momento flector por carga viva

- Diagrama de fuerza cortante (Ton)

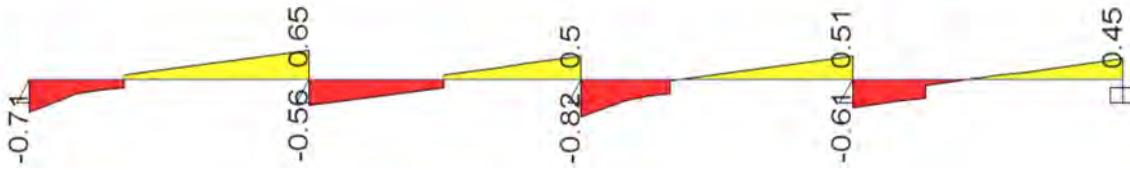


Figura 5.11. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta

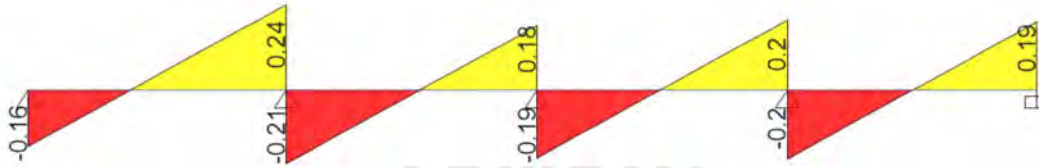


Figura 5.12. Diagrama de fuerza cortante por carga viva

1.1.5. Diseño por flexión

Al realizar la combinación de cargas de gravedad (1.4CM + 1.7 CV), se obtiene el siguiente DMF.

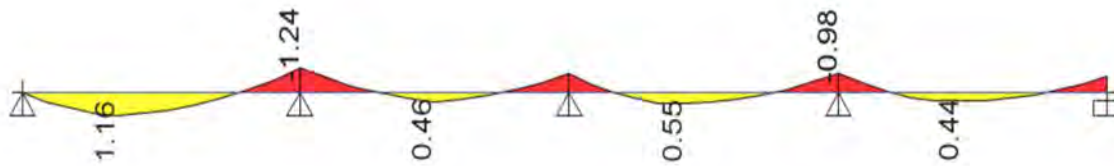


Figura 5.13. Diagrama de momento flector por combinaciones de cargas de gravedad (ton-m)

Con las expresiones (5.1) y (5.2), se calcula las áreas de acero requeridas y se escoge el refuerzo para cada tramo.

Tabla 5.4. Diseño por flexión de aligerado

	Apoyo/ tramo	Mu (ton-m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)	ΦMn Instalado (ton-m)
Negativo	D	0	0	1 φ 3/8"	-0.43
	E	-1.11	2.01	1 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	-1.11
	F	-0.84	1.45	1 φ 3/8"+1 φ 3/8"	-0.82
	G	-0.86	1.49	1 φ 3/8"+1 φ 3/8"	-0.82
	H	-0.72	1.22	1 φ 3/8"+1 φ 8mm	-0.71
Positivo	DE	+1.16	1.87	1 φ 3/8"+1 φ 1/2"	1.24
	EF	+0.46	0.72	1 φ 3/8"	0.45
	FG	+0.55	0.87	1 φ 3/8"+1 φ 8mm	0.76
	GH	+0.44	0.69	1 φ 3/8"	0.45

1.1.6. Corte de acero

Detallaremos el procedimiento para el corte de acero del primer tramo (D - E) de la vigueta.

- **Acero Negativo Izquierdo:**

$$\text{Mu (apoyo D)} = 0$$

$$\text{As requerido} = 0$$

$$\text{As mínimo} = 1.3 \text{ As calculado} = 0$$

$$\text{As colocado} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ (0.71 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Corte real } x_{DE} = \ln/5 = 4.80/5 = 0.96 \text{ (1.00 m)}$$

- **Acero positivo:**

$$\text{Mu} = +1.16 \text{ ton-m}$$

$$\text{As requerido} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' \text{ (2.0 cm}^2\text{)}$$

El momento nominal proporcionado por la varilla corrida de 3/8'' es $\Phi M_n = +0.45 \text{ ton-m}$.

Calcularemos el corte para el bastón de 1/2'':

$$\text{Corte } x_{DE} = \ln/7 = 4.80/7 = 0.69 \text{ (0.65 m)}$$

$$\text{Corte teórico } x_{ED} = 1.54 \text{ m}$$

$$- d = 17 \text{ cm}$$

$$- 12 db = 12 \text{ (1.27)} = 15.24 \text{ cm}$$

$$\text{Corte real } x_{ED} = 1.54 - 0.17 = 1.37 \text{ (1.35 m)}$$

- **Acero negativo derecho:**

$$\text{Mu} = -1.09 \text{ ton-m}$$

$$\text{As requerido} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ (2.0 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Corte teórico } x_{ED} = 0.99 \text{ m}$$

$$\text{Corte real } x_{ED} = 0.99 + 0.17 = 1.16 \text{ (1.20 m)}$$

$$\text{Del mismo modo, para el bastón de } 3/8'', \text{ corte real } x_{DE} = 0.28 + 0.17 = 0.45 \text{ m.}$$

De este modo, se completa el corte de acero para todos los tramos de la vigueta, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- En apoyos extremos no empotrados se coloca una varilla de 3/8" como acero mínimo, cuya longitud será la obtenida según la Figura 5.2.
- Por efectos constructivos, la distancia mínima entre extremos de bastones será de 45 cm.

En la figura 6.4 se muestra una vista en elevación de la distribución del acero de refuerzo.

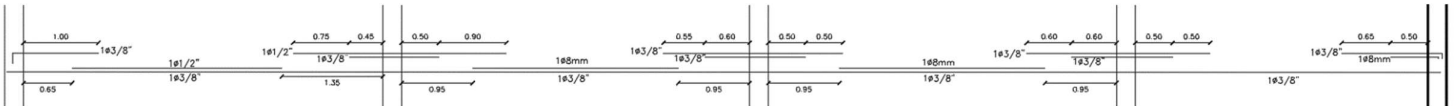


Figura 5.14. Distribución de acero en vigueta de análisis

1.1.7. Diseño por cortante

Del DFC obtenido, se obtiene la sollicitación de fuerzas cortantes (V_u), éstas deben de ser reducidas a una distancia, medida desde la cara del apoyo, igual al peralte efectivo.

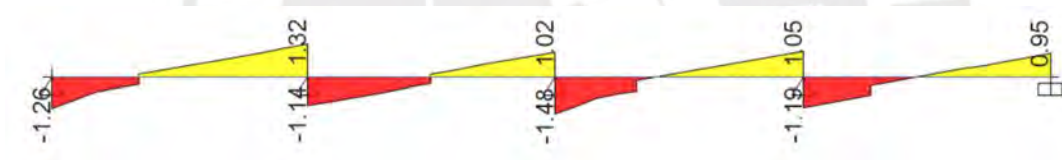


Figura 5.15. Diagrama de fuerza cortante por combinación de cargas de gravedad (ton)

Se observa que en los apoyos D, E, G y H el cortante ϕV_c resistente por el concreto es mayor a las sollicitaciones, por lo que no se requiere ningún tipo de ensanche. Sin embargo, en el apoyo F, se tiene una sollicitación de 1.25 ton, el cual es ligeramente mayor al aportado por el concreto, dado que estos valores son muy cercanos, se opta por no colocarle ensanche debido a que las sollicitaciones de cargas son un caso extremo.

1.1.8. Control de deflexiones

Analizaremos el tramo más crítico de la vigueta, el cual presenta una luz libre de 4.80 m. Ésta presenta un apoyo simple por un extremo y es continua por el otro, por lo que de acuerdo con la Tabla 5.3, hace falta calcular las deflexiones.

Tabla 5.5. Cálculo de deflexiones inmediatas y diferidas de la vigueta de análisis

Momento negativo Izquierda	Momento positivo	Momento negativo Derecha
As = 0.71	As = 0.00	As = 2.00
As' = 0.71	As' = 2.00	As' = 0.71
Mcm = 0	Mcm = 0.64	Mcm = 0.56
Mcv = 0	Mcv = 0.16	Mcv = 0.18
Mcs = 0	Mcs = 0.80	Mcs = 0.74
Mcr = 0.51	Mcr = 0.31	Mcr = 0.52
Icr = 1316	Icr = 3925	Icr = 2940
Ief = 3597		
$\Delta_{inmediata} \mathbf{CM} = 1.45 \text{ cm}$		
$\Delta_{inmediata} \mathbf{CV} = 0.36 \text{ cm}$		
30% $\Delta_{inmediata} \mathbf{CV} = 0.11 \text{ cm}$		
$\lambda = 2$		
$\Delta_{diferida} \mathbf{CM} = 2.90 \text{ cm}$		
$\Delta_{diferida} \mathbf{CV} = 0.72$		
30% $\Delta_{diferida} \mathbf{CV} = 0.22 \text{ cm}$		

Se obtiene una deflexión inmediata por carga viva de $\Delta_i CV = 0.44 \text{ cm}$, este valor es menor que el máximo admisible de $L/360 = 1.3 \text{ cm}$.

La norma E.060 establece que la deflexión total se obtiene por efecto de la carga muerta y un porcentaje de carga viva que se prevé actuará constantemente (30%).

$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_i CV + \Delta_d CM + 0.3\Delta_d CV$$

$$\Delta_{TOTAL} = 3.48 \text{ cm}$$

La deflexión obtenida es mayor a la máxima permisible de 2 cm, por tanto, se especifica una contraflecha de 1.5 cm.

1.1.9. Control de fisuras

Calculamos el parámetro Z con los siguientes valores:

$$A_s = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$d = 17 \text{ cm}, d_c, A_{ct},$$

$$M_s = 80000 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Reemplazando:

$$f_s = \frac{80000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9 \times 17 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}^2} = 2614 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 3 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}}{2} = 30 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2614 * \sqrt[3]{3 * 30} = 11714$$

Se tiene que $Z < Z_{\text{máx}}$, por lo que el diseño es correcto.

CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSA MACIZA

El diseño de losas macizas se realiza para cargas de gravedad, dado éstas que no adquieren responsabilidad sísmica.

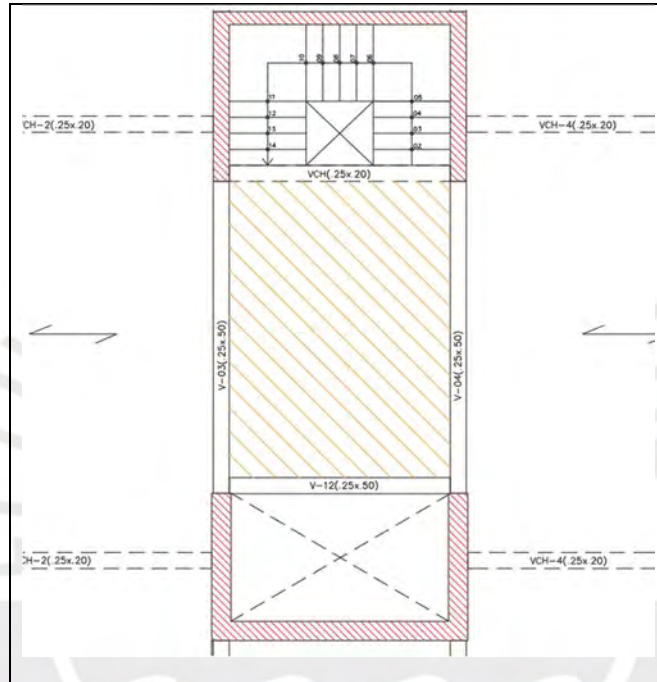


Figura 6.1. Losa maciza de diseño

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de losas, se usarán las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060, dependiendo de las condiciones de apoyo; además, se usan las expresiones (5.1) y (5.2) para el cálculo del acero.

$$M_a = C_a \times W_u \times A^2$$

$$M_b = C_b \times W_u \times B^2$$

Siendo,

A: lado más largo

B: lado más corto

Wu: carga por unidad de metro cuadrado

Ca y Cb: coeficiente extraído de las Tablas 13.1, 13.2 o 13.3 de norma E.060.

Diseño por cortante

Debido a que los losas no llevan estribos, solo se hace una comprobación de la capacidad del concreto (peralte) para resistir las fuerzas cortantes. Para ello, usamos la expresión (5.3)

Ejemplo de diseño

En el proyecto contamos con una sola losa maciza típica, la cual está ubicada entre las placas de la escalera y ascensor.

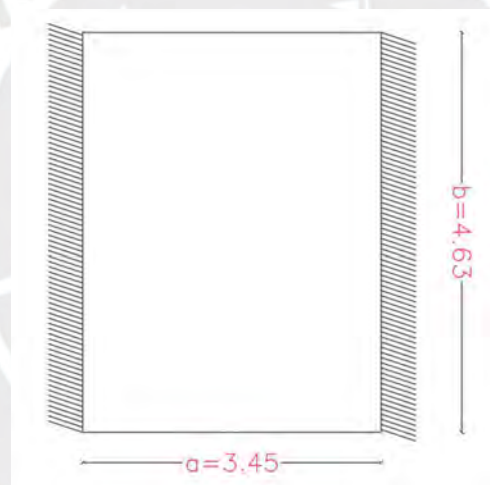


Figura 6.2. Losa maciza de diseño

Debido a las condiciones de apoyo en sus bordes, diseñaremos la losa apoyada en una sola dirección, en el lado más largo y para un ancho equivalente de 1 metro, lo cual corresponde al “Caso 5” de las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060.

Coeficientes	M-	M+	M+
	Wu total	CM	CV
Ca	0.085	0.033	0.047
Cb	-	0.007	0.013

6.1.1. Análisis de cargas de gravedad

a) Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{- Peso propio} & : 2.4 \times 0.20 \times 1.0 = 0.48 \text{ ton/m} \\ \text{- Piso terminado} & : 0.1 \times 1.0 = 0.10 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

b) Carga viva

$$\begin{aligned} \text{-Sobrecarga piso típico} & : 0.20 \times 1.0 = 0.20 \text{ ton/m} \\ \text{-Sobrecarga azotea} & : 0.10 \times 1.0 = 0.10 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

6.1.2. Combinación de cargas

Realizamos la combinación de cargas de gravedad (1.4CM+1.7CV) y se obtiene la carga última distribuida

$$Wu = 1.4 (0.48 + 0.10) + 1.7 (0.20) = 1.152 \text{ ton/m}$$

6.1.3. Diseño por flexión

Para una viga doblemente empotrada, se tiene:

$$\begin{aligned} Ma^- & = Ca \times Wu \times A^2 = 0.085 \times 1.152 \times 3.66^2 = 1.312 \text{ ton} - m \\ Ma_{CV}^+ & = Ca \times Wu \times A^2 = 0.033 \times 0.58 \times 3.66^2 = 0.256 \text{ ton} - m \\ Ma_{CM}^+ & = Ca \times Wu \times A^2 = 0.047 \times 0.20 \times 3.66^2 = 0.126 \text{ ton} - m \\ Mb_{CV}^+ & = Cb \times Wu \times B^2 = 0.007 \times 0.58 \times 4.87^2 = 0.096 \text{ ton} - m \\ Mb_{CM}^+ & = Cb \times Wu \times B^2 = 0.013 \times 0.28 \times 4.87^2 = 0.086 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

De la amplificación de cargas de gravedad se tiene:

$$\begin{aligned} Ma^- & = 1.312 \text{ ton} - m \\ Ma^+ & = 0.573 \text{ ton} - m \\ Mb^+ & = 0.524 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

- Por Kalmanok:

Por las condiciones de apoyo se empleará la Tabla 14 de Kalmanok; además, dada la relación entre los lados de la losa de 0.75, se toma $M_a^0 = -0.0801, Ma_{cp} = 0.0366, Mb_{cp} = 0.0088$.

$$Ma^- = 1.250 \text{ ton} - m$$

$$Ma^+ = 0.564 \text{ ton} - m$$

$$Mb^+ = 0.240 \text{ ton} - m$$

Se observa que los resultados obtenidos usando las tablas de la norma E.060, son más conservadores, por los que se usan éstos para el cálculo del acero de refuerzo. El acero mínimo en losas se obtiene mediante:

$$As_{min} = 0.0018 bh$$

$$As_{min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Tabla 6.1. Acero colocado en losa maciza

	Ma^-	Ma^+	Ma^-	Mb^+
Mu (ton-m)	1.312	0.573	1.312	0.524
As requerido	2.07	0.90	2.07	0.82
As colocado	8 mm @ 0.20	3/8 @ 0.20	8 mm @ 0.20	3/8 @ 0.20

Se opta por usar acero de 3/8" de diámetro con una separación de 20 cm en la cara inferior, para cumplir con el As_{min} . Para la cara superior se usarán bastones de 8 mm espaciados cada 20 cm con una longitud de 0.70 m (ln/5). En la dirección larga se usará acero mínimo en la cara inferior. Finalmente, se muestra una ilustración del armado de acero en la losa maciza.

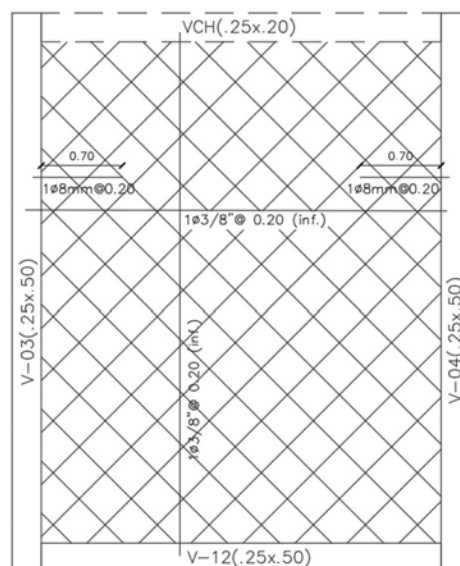


Figura 6.3. Armado final de losa maciza

CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS

7.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión de vigas es similar el de viguetas, se calcula una cantidad de acero para resistir los momentos requeridos, las expresiones usadas para el calculo son las mismas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \phi \cdot f'_c \cdot b}}$$

7.1.1. Acero mínimo

Para el acero mínimo se usa la expresión $A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y}$, reemplazando para un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene un $A_{s_{min}} = 0.0024 \text{ } bd$

7.1.2. Acero máximo

Calculamos la profundidad del eje neutro

$$\rho_{max} = 1.59\%$$
$$A_{max} = 0.0159 \text{ } bd$$

7.2. Diseño por cortante

La sección crítica de los esfuerzos cortantes se ubica a una distancia igual a “d” (peralte efectivo), medido desde la cara del apoyo. Se usa la expresión general del diseño por resistencia, teniendo en cuenta que el concreto aporta en la resistencia al corte de la sección.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto en la resistencia al corte se calcula como

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

Por tanto $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$, sin embargo la norma establece un valor límite que soporta el acero

$$V_{lim} = 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b d$$

el espaciamiento de los estribos será:

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

Éste espaciamiento no deberá exceder los siguientes valores

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \text{ entonces } s_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60\text{cm}$$

$$\text{Si } V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \text{ entonces } s_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30\text{cm}$$

Además, la norma establece requisitos mínimos para la distribución de los estribos, éstos deberán tener un espaciamiento mínimo dentro de una zona de confinamiento y fuera de ésta, un espaciamiento mayor.

Ésta longitud de confinamiento (L_c) será igual a dos veces el peralte de la viga, dentro de esta zona el espaciamiento no deberá exceder al menor valore entre:

- i. $d/4$, sin embargo no es necesario que esta separación sea menor a 15 cm
- ii. 10 veces el diametro de la barra longitudinal
- iii. 24 veces el diametro del estribo
- iv. 30 cm

7.3. Diseño por capacidad

La fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que el menor valor de los siguientes casos:

- i. La fuerza cortante asociada a los momentos nominales (M_n) colocados en los extremos de la columna adicionado a la cortante isostatica obtenida de las cargas de gravedad amplificadas
- ii. La cortante obtenida de las combinaciones típicas de carga, considerando un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas.

7.4. Verificación de deflexiones

En el capítulo 9 de la norma E.060 se establece los peraltes mínimos para no calcular deflexiones; dado que el menor peralte de viga que tiene nuestra edificación es 50 cm, se requiere el calculo de deflexion en una viga mayor a 8 m. Sin embargo, la mayor longitud de viga que tenemos es de 6.10 m.

7.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se desarrollará detalladamente el diseño de la viga V-05 ubicada en el eje E, ésta presenta 4 tramos.

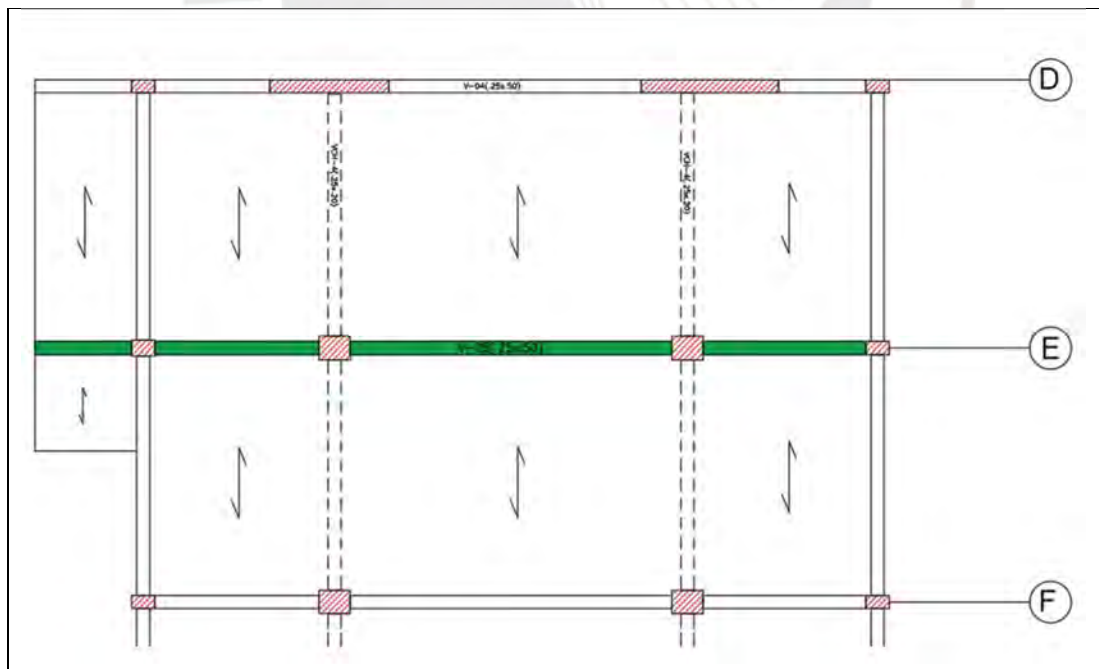


Figura 7.1. Ejemplo de viga de diseño

7.5.1. Análisis de cargas de gravedad

- Área tributaria = 79.50 m²

a) Carga muerta

- Peso propio	: 2.4 x 0.25 x 0.50	= 0.30 ton/m
-Aligerado	: 0.3 x 4.68	= 4.04 ton/m
-Piso terminado	: 0.1 x 4.93	= 0.49 ton/m
-Vigas chatas	: 2.4 x 0.25 x 0.20	= 0.12 ton/m
- Tabiquería	: 1.8 x 0.15 x 2.55	= 0.69 ton/m

b) Carga viva

-Sobrecarga piso típico	: 0.2 x 4.68	= 0.94 ton/m
-Sobrecarga azotea	: 0.1 x 4.68	= 0.47 ton/m

A continuación, se muestran los diagramas de momento y cortante debido a cargas de gravedad

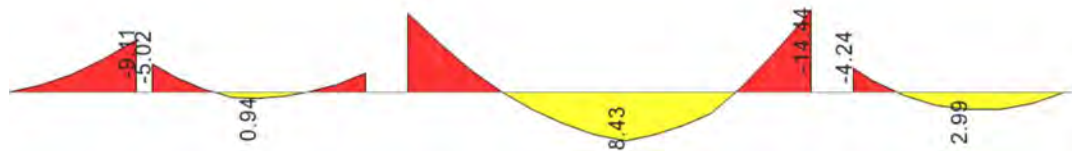


Figura 7.2. Diagrama de momento flector por carga muerta



Figura 7.3. Diagrama de momento flector por carga viva



Figura 7.4. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta



Figura 7.5. Diagrama de fuerza cortante por carga viva

7.5.2. Cargas de sismo

De los casos de sismo en ambas direcciones y con excentricidades positivas y negativas se tienen las siguientes envolventes de los diagramas de momento flector y fuerza cortante. Cabe señalar que no se considera el volado del primer tramo para este análisis.

- **Envolventes por Sismo en X**



Figura 7.6. Envolvente de DMF por sismo en X (ton-m)

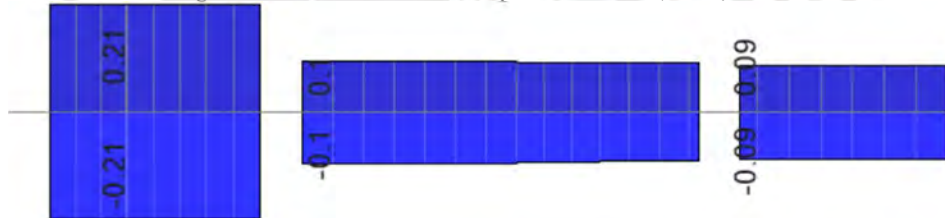


Figura 7.7. Envolvente de DFC por sismo en X (ton)

- **Envolventes por Sismo en Y**

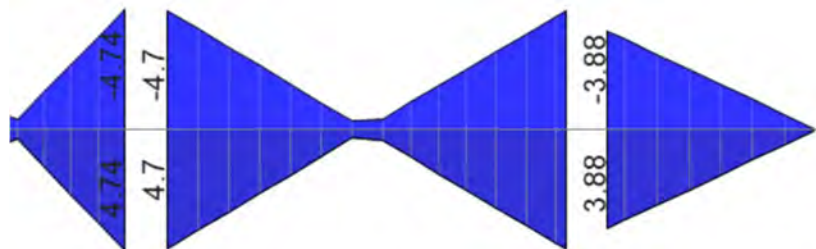


Figura 7.8. Envolvente de DMF por sismo en Y (ton-m)

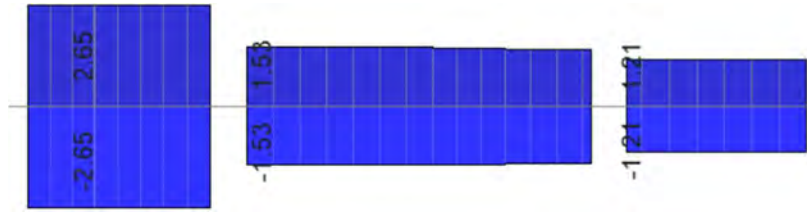


Figura 7.9. Envolvente de DFC por sismo en Y (ton)

7.5.3. Combinaciones de carga

Realizamos las combinaciones de carga típicas:

$$1.4CM + 1.7 CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm SismoX$$

$$1.25(CM + CV) \pm SismoY$$

De estas combinaciones obtenemos las envolventes de momento flector y fuerza cortante

- **Envolvente de momentos flectores (ton-m)**

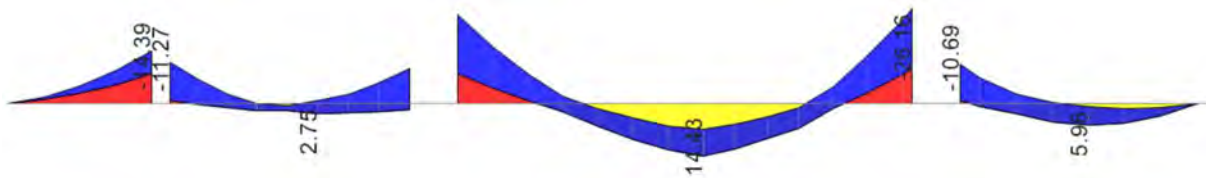


Figura 7.10. Envolvente de DMF para las combinaciones de carga

- **Envolvente de fuerzas cortantes (ton)**



Figura 7.11. Envolvente de DFC para las combinaciones de cargas

7.5.4. Diseño por flexión

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3			Tramo 4	
		As (-)	As (-)	As (+)	As (-)	As (-)	As (+)	As (-)	As (-)	As (+)
Mu (ton)		14.39	11.27	2.75	9.54	24.36	14.43	26.16	10.69	5.96
As calculado (cm ²)		9.65	7.35	1.68	6.14	19.69	9.68	21.8	6.94	3.73
As colocado	corridos	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"
	bastones	2φ3/4"	2φ3/4"	-	2φ3/4"	2φ1"+2φ3/4"	2φ3/4"	2φ1"+2φ3/4"	2φ3/4"	-
φMn (ton)		14.43	14.43	6.37	15.74	25.96	14.43	25.96	15.74	6.37

Figura 7.12. Diseño por flexión de viga

7.5.5. Corte de acero Longitud de desarrollo (Ld):

- i. $d = 42 \text{ cm}$
- ii. $12 db = 12 \times 2.54 = 30.48 \text{ cm}$
- iii. $ln/16 = 6/16 = 38 \text{ cm}$

n vigas, se considerará una Ld igual a d, en todos los casos

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3				Tramo 4		
		As (-)	As (-)	As (+)	As (-)	As (-)	As (+) IZQ	As (+) DER	As (-)	As (-)	As (+)	
		2φ3/4"	2φ3/4"	-	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ1"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ1"	2φ3/4"	-
corte teórico		1.45	0.31		0.10	0.95	0.48	1.91	1.50	0.86	0.48	0.14
Ld		0.44	0.44		0.44	0.42	0.42	0.44	0.44	0.42	0.42	0.44
Le		0.75	0.75		0.90	0.90	1.45	0.90	0.90	0.90	1.45	0.90
corte real		1.90	0.75		0.75	1.90	1.45	1.45	1.05	1.90	1.45	0.90

Figura 7.13. Corte de acero en viga

7.5.6. Diseño por cortante

Calculamos el aporte del concreto en la resistencia al corte

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \frac{25 \times 44}{1000} = 8.45 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 9.60 = 7.18 \text{ ton}$$

Se muestra una tabla con las fuerzas cortantes reducidas a una distancia $d=54 \text{ cm}$ medida desde la cara externa del apoyo. La norma establece que en ningún caso el refuerzo por cortante debe ser mayor que $V_s \text{ max.}$

$$V_s \max = 2.1\sqrt{f'c} \times b \cdot d$$

$$V_s \max = 2.1\sqrt{210} \times 25 \times 42 = 31.9 \text{ ton}$$

Analizamos el tercer tramo de la viga, por ser el más cargado:

$$V_u = 22.13 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 16.44 \text{ ton}$$

El espaciamiento se calcula como:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.44}{16.44} = 16.0 \text{ cm}$$

Se escoge una separación de 15 cm entre estribos, en la parte inicial del lado derecho del tramo de viga. A continuación se muestra el cálculo de espaciamiento para el resto de tramos de la viga V-05.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
	Vui	Vuj	Vui	Vuj	Vui	Vuj	Vui	Vuj
	9.55	10.37	8.02	18.01	22.13	9.9	5.21	
Vs (ton)	1.64	2.60	-	11.59	16.44	2.05	-	
s (cm)	160.5	100.9	-	22.6	16.0	128.2	-	
s escogido (cm)	20	20	20	20	15	20	20	

Figura 7.14. Espaciamiento de estribo en viga

7.5.7. Diseño por capacidad

Realizaremos el diseño por capacidad para los tramos 2, 3 y 4

Tramo 2:

- a) Cortantes asociadas a momentos nominales y cortante isostática

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{w_u \times l_n}{2}$$

$$V_u = \frac{14.43 + 15.74}{3.25} + \frac{1.25 \times (8.69 + 6.52)}{2}$$

$$V_u = 18.79 \text{ ton}$$

- b) Combinaciones de carga de diseño

	Vui (ton)	Vud (ton)
1.25(CM+CV) +2.5 SXX	11.2	8.5
1.25(CM+CV) +2.5 SYY	17.2	14.5

Se escoge el menor valor entre (a) y (b), $Vu = 17.2$ ton

Como $Vu > \phi Vc$, se tiene que

$$Vs = \frac{17.2}{0.85} - 8.45 = 11.78 \text{ ton}$$

Considerando un estribo de 3/8"

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{11.78} \times \frac{44}{1000} = 22.27 \text{ cm}$$

Tramo 3:

- a) Cortantes asociadas a momentos nominales y cortante isostática

$$Vu = \frac{25.96 + 25.96}{6.17} + \frac{1.25 \times (14.42 + 17.5)}{2}$$

$$Vu = 28.36$$

- b) Combinaciones de carga de diseño

	Vui (ton)	Vud (ton)
1.25(CM+CV) +2.5 SXX	18.2	22.0
1.25(CM+CV) +2.5 SYY	21.1	22.6

Se escoge el menor valor entre (a) y (b), $Vu = 22.6$ ton

Como $Vu > \phi Vc$, se tiene que

$$Vs = \frac{22.6}{0.85} - 8.45 = 18.13 \text{ ton}$$

Considerando un estribo de 3/8"

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{18.13} \times \frac{44}{1000} = 14.5 \approx 15 \text{ cm}$$

Tramo 4:

- a) Cortantes asociadas a momentos nominales y cortante isostática

$$Vu = \frac{15.74 + 8.87}{3.22} + \frac{1.25 \times (10.21 + 5.89)}{2}$$

$$Vu = 17.71$$

b) Combinaciones de carga de diseño

	Vui (ton)	Vud (ton)
1.25(CM+CV) +2.5 SXX	12.9	7.5
1.25(CM+CV) +2.5 SYY	15.4	10.0

Se escoge el menor valor entre (a) y (b), $Vu = 15.4$ ton

Como $Vu > \phi Vc$, se tiene que

$$Vs = \frac{15.4}{0.85} - 8.45 = 9.66 \text{ ton}$$

Considerando un estribo de 3/8"

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{9.66} \times \frac{44}{1000} = 27.17 \text{ cm}$$

Dado que la mayor dimensión de la viga es 50 cm, se tiene una longitud de confinamiento de 1m, dentro del cual la separación de los estribos no será mayor a $d/4$ (11 cm); sin embargo, la norma no exige una separación menor a 15 cm. Fuera de esta zona de confinamiento, la separación será menor a $d/2$ (22 cm). Con ello se tiene la siguiente distribución en todos los tramos de la viga:

1 a 5 cm, 7 a 15 cm y el resto a 20 cm desde cada extremo

A continuación, se muestra la distribución de acero de refuerzo en la viga

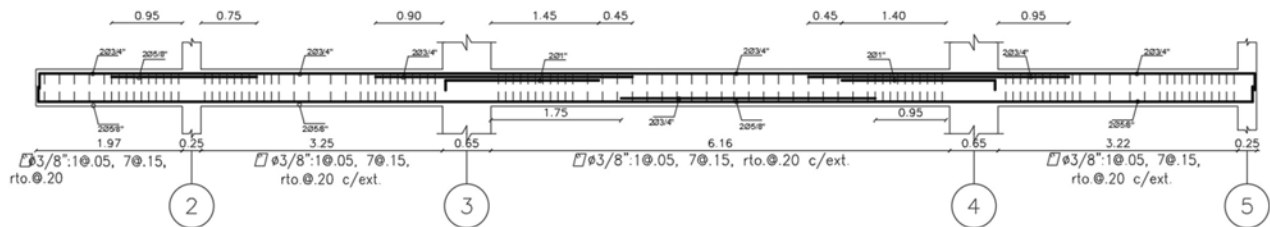


Figura 7.15. Distribución de acero en viga V-05

CAPITULO 8. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se encargan de transmitir verticalmente las cargas que reciben de las vigas, hasta la cimentación. Además de ello, al formar pórticos también controla el desplazamiento lateral de la edificación por lo que soporta cargas laterales (sismo), las cuales se traducen en momentos flectores y cortantes.

8.1. Diseño por flexocompresión

Este diseño implica considerar las cargas axiales de compresión y momentos flectores simultáneamente, para ello se construye un diagrama de interacción considerando los factores de reducción de acuerdo al tipo de esfuerzo. Éste es un proceso iterativo que consiste en asumir una distribución de acero longitudinal, realizar su diagrama de interacción y verificar que las cargas amplificadas solicitadas estén dentro de este diagrama, para cada dirección. En caso contrario, se aumenta la cuantía de acero hasta que se cumpla con esta condición buscando optimizar la cantidad de acero. La norma define un rango de cuantías de acero en columnas, que va entre 1 % (para evitar el flujo plástico de concreto) y 4% (para evitar la saturación de acero en los nudos).

8.2. Análisis de efecto de esbeltez

Se entiende por efecto de esbeltez a la reducción de la resistencia de la columna (sujeta a compresión axial) debido a que su longitud es grande en comparación a sus otras dimensiones de su sección transversal.

La norma peruana sugiere un análisis de esbeltez basado en la curvatura del elemento al aplicarse una carga axial, la cual genera una excentricidad.

Es posible ignorar estos efectos de segundo orden según el tipo de desplazamiento lateral:

- Para elementos con desplazamiento lateral

$$\text{Si } \frac{lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

Siendo $\left(\frac{M1}{M2} \right)$ igual a +1, si la columna se flexiona en curvatura simple y -1 si se flexiona en curvatura doble; lu es la longitud de la columna y r el radio de giro (0.3 veces la dimension larga)

Además, $\left[\frac{lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \right]$ no debe tomarse mayor que 40.

- Para elementos sin desplazamiento lateral

$$\text{Si } \frac{lu}{r} \leq 22$$

Para identificar si una columna debe ser analizada con o sin desplazamiento lateral se calcula un índice de estabilidad Q. Si Q es menor o igual a 0.06 se analiza la estructura sin desplazamiento lateral.

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{Vus he}$$

$\sum Pu$: Sumatoria de cargas axiales amplificadas de los niveles superiores

Δo : Desplazamiento relativo de entrepiso, por análisis de primer orden

Vus : Cortante de entrepiso debida a cargas laterales

he : Altura de entrepiso (de piso a piso)

8.3. Diseño por cortante

Se emplea la expresión general de diseño

$$\phi Vn \geq Vu$$

La capacidad de resistencia del concreto al corte esta dado por:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) \cdot bd$$

Donde Nu es la carga axial última en compresión (obtenida del análisis estructural) y Ag es el área bruta de la sección

Se tienen la siguientes expresiones

$$V_n = V_c + V_s$$

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

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

La norma establece un diseño mínimo para los estribos, donde establece una longitud de confinamiento (Lo) a cada extremo, dentro de la cual los estribos tendrán una separación mínima (So) y fuera de esta zona la separación será mayor.

Lo esta definido por el mayor valor entre

- La requerida por cortante
- La sexta parte de la luz libre
- La mayor dimension de la sección del elemento
- 50 cm

So no debe exceder el menor valor entre

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal
- La mitad de la menor dimension de la seccion del elemento
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento la separacion no deber ser mayor a:

- La requerida por fuerza cortante
- d/2
- 30 cm

8.4. Diseño por capacidad

Éste diseño se basa en las consideraciones sísmicas que establece la norma E.060 para el diseño por cortante.

La fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que el menor valor de los siguientes casos

- La fuerza cortante asociada a los momentos nominales (M_n) colocados en los extremos de la columna adicionado a la cortante isostatica obtenida de las cargas de gravedad amplificadas
- La cortante obtenida de las combinaciones típicas de carga, considerando un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas.

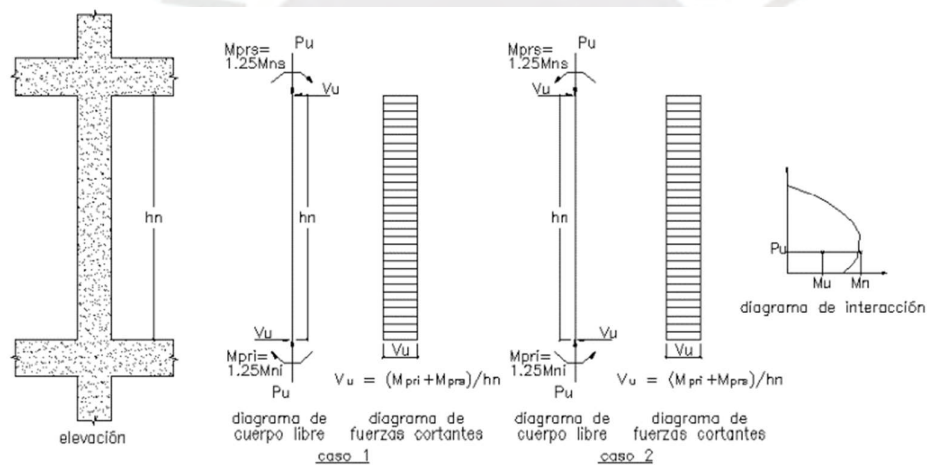


Figura 8.1. Consideraciones para el diseño por capacidad
Fuente: Norma E.060

8.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se realizará el diseño de la columna C-1b, ubicada en la intersección de los ejes B y 4.

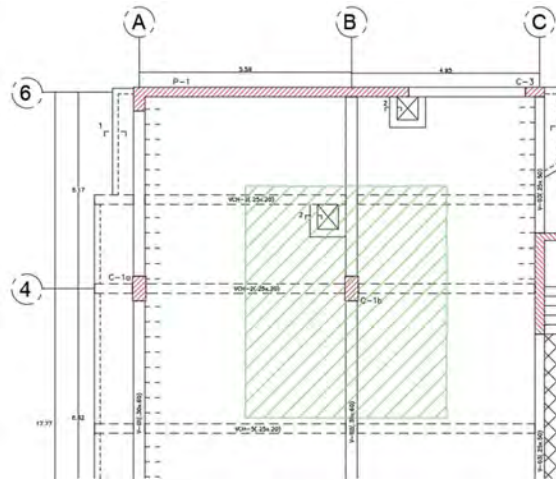


Figura 8.2. Columna C-1 de diseño

8.5.1. Metrado de cargas de gravedad

- Área tributaria = 32.11 m²

a) Carga muerta

Peso propio: $2.4 \times 0.4 \times 0.7 \times 2.75 = 1.85 \text{ ton}$

Aligerado: $0.3 \times 32.11 = 9.63 \text{ ton}$

Piso terminado: $0.1 \times 32.11 \times 32.11 = 3.21 \text{ ton}$

Vigas peraltadas: $2.4 \times 0.25 \times 0.50 \times 5.41 = 2.34 \text{ ton}$

Vigas chatas: $2.4 \times 0.25 \times 0.20 \times 4.89 = 0.59 \text{ ton}$

Tabiquería: $1.8 \times 0.15 \times 2.55 \times 17.15 = 12.04 \text{ ton}$

Para siete pisos típicos y la azotea resulta una Carga Muerta total (CM) de 224.62 ton

b) Carga viva

- Sobrecarga piso típico: $0.2 \times 32.11 = 6.42 \text{ ton}$

- Sobrecarga azotea: $0.1 \times 32.11 = 3.21 \text{ ton}$

Aplicamos el factor de reducción de Carga Viva

Tabla 8.1. Reducción de carga viva para columna C-1

Nivel	CV Acumulada	At	k	Ai	f reducción	CV reducida
1	6.42	32.11	2	64.22	0.82	5.29
2	12.84	64.22	2	128.44	0.66	8.42
3	19.27	96.33	2	192.66	0.58	11.20
4	25.69	128.44	2	256.88	0.54	13.79
5	32.11	160.55	2	321.1	0.51	16.27
6	38.53	192.66	2	385.32	0.50	19.27
7	44.95	224.77	2	449.54	0.50	22.48
8	48.17	256.88	2	513.76	0.50	24.08

Resulta una Carga Viva total (CV) de 24.08 ton.

8.5.2. Cargas de sismo

Del análisis estructural se obtiene las siguientes fuerzas internas para cada caso de carga.

Tabla 8.2. Fuerzas internas para cada caso de carga

Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Carga muerta	-244.26	-1.16	-0.65	-0.54	-1.17
Carga viva	-52.49	0.09	0.0	0.0	0.03
SISMO XX	6.29	1.65	0.39	1.44	4.02
SISMO YY	13.1	3.42	0.06	0.17	8.73

8.5.3. Combinación de cargas

Tabla 8.3. Combinaciones de cargas en columna C-1

Combinación	P (ton)	M y-y (ton-m)	M x-x (ton-m)
1.4CM+1.7CV	355.40	-0.75	-1.59
1.25CM+1.25CV+SX	317.16	0.77	2.60
1.25CM+1.25CV-SX	304.58	-2.11	-5.45
0.9CM+SX	208.44	0.95	2.97
0.9CM-SX	195.86	-1.93	-5.07
1.25CM+1.25CV+SY	323.97	-0.50	7.31
1.25CM+1.25CV-SY	304.51	-0.84	-10.16
0.9CM+SY	215.25	-0.32	7.68
0.9CM-SY	189.05	-0.66	-9.78

8.5.4. Diseño por flexocompresión

Se escoge un armado de 4 varillas de 1" en las esquinas y 8 de 3/4" distribuidos en las caras, lo cual representa una cuantía de 1.54 %

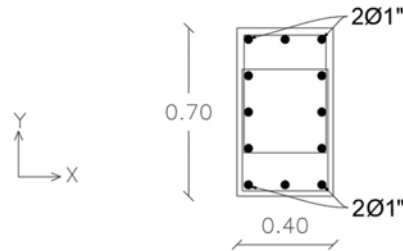


Figura 8.3. Armado tentativo de refuerzo en columna C-1

Construimos el diagrama de interacción nominal (ϕMn) de la sección escogida y colocamos las solicitaciones de momentos flectores.

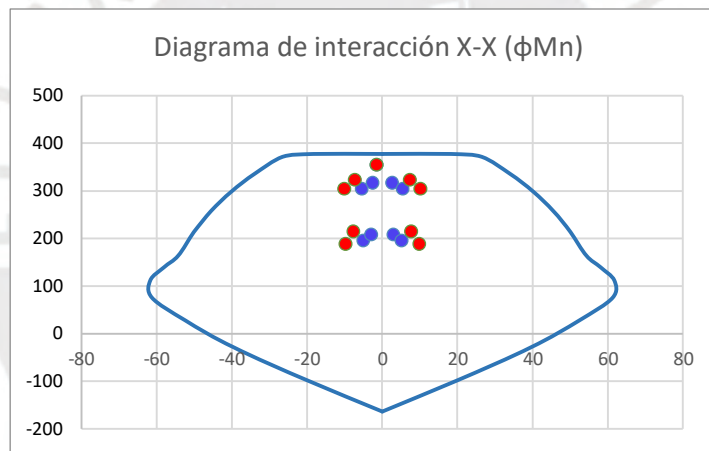


Figura 8.4. Diagrama de interacción en la dirección secundaria

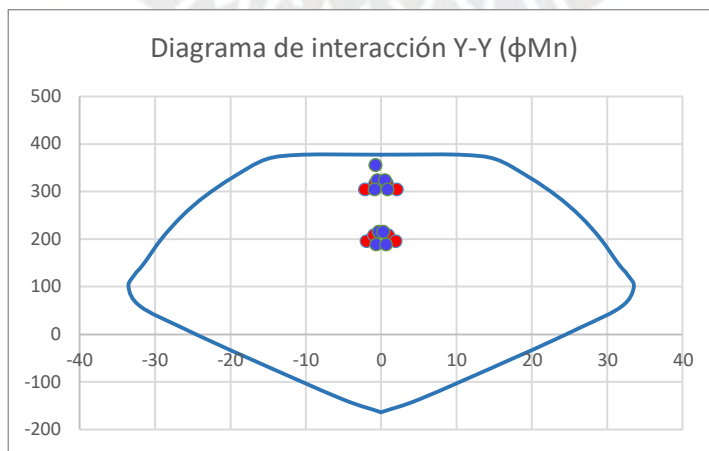


Figura 8.5. Diagrama de interacción en la dirección principal

Las solicitaciones de cargas se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo cual significa que la distribución de acero es adecuada. Para optimizar el diseño, se podría reducir el diámetro de las varillas en las esquinas o disminuir la cantidad de varillas en las caras, sin embargo, las solicitaciones estarían fuera del diagrama de interacción.

8.5.5. Análisis de esbeltez

Calculamos el índice de estabilidad Q para la dirección principal (Eje Y)

Tabla 8.4. Índice de estabilidad para la dirección crítica

Nivel	Pu (ton)	Δo (cm)	Vus (ton)	he (cm)	Q
8	16.65	1.68	6.10	280	0.016
7	43.66	1.48	5.30	280	0.044
6	70.55	1.27	6.28	280	0.051
5	97.32	1.04	6.67	280	0.054
4	124.10	0.79	6.80	280	0.051
3	151.08	0.53	6.35	280	0.045
2	178.46	0.29	5.46	280	0.033
1	206.51	0.09	3.28	280	0.021

Como se obtiene un Q menor a 0.06, se analizará el efecto de esbeltez para la columna sin desplazamiento lateral

$$L_u = 2.80 \text{ m}, r = 0.3 (0.70 \text{ m}) = 0.21 \text{ m}$$

$$\frac{l_u}{r} = \frac{2.80}{0.21} = 13.3 < 22$$

Por lo tanto, no se consideran los efectos de esbeltez.

8.5.6. Diseño por cortante

Calculamos el aporte del concreto en la resistencia al corte

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 64 \times \left(1 + \frac{323970}{140 \times 40 \times 70} \right) = 35.91 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 35.91 = 30.52 \text{ ton}$$

De las combinaciones de cargas, la mayor sollicitación de fuerza cortante es $V_u = 6.10$ ton, obtenida de amplificar las cargas sísmicas en 2.5. Entonces el concreto es capaz de resistir toda esta fuerza. Por lo que se diseñara con los requisitos mínimos exigidos por la norma.

Distribución de estribos: 1 a 5 cm, 7 a 10 cm, resto a 30 cm.

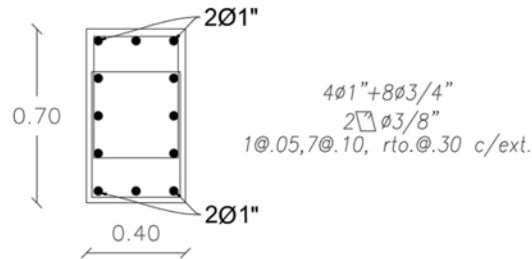


Figura 8.6. Armado de acero de la columna C-1 del 1° al 3° piso

Para los pisos 4°, 5° y 6°, es posible optimizar el diseño reduciendo la cuantía de acero. Por lo que se escoge una distribución de 8 varillas de 3/4" (4 en las esquinas y 1 al centro de cada cara) y 4 de 5/8", lo que equivale a una cuantía de 1.10 %. A continuación, se muestra el diagrama de interacción para la dirección crítica (Eje Y).

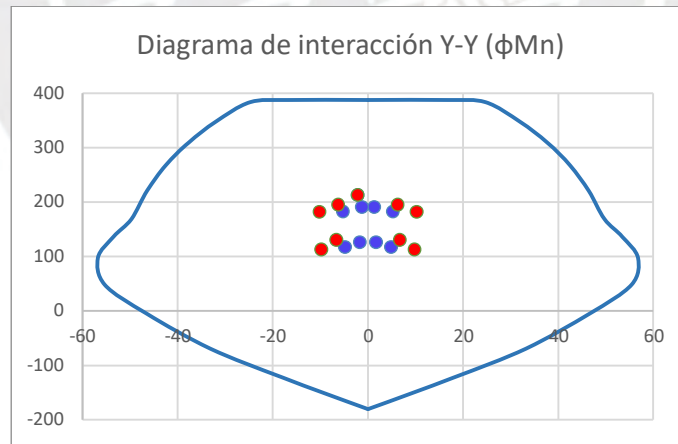


Figura 8.7. Diagrama de interacción en la dirección principal para 4° al 6° piso

Se observa que las sollicitaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que el armado de acero propuesto es correcto. Para el diseño por cortante, se repite la distribución de estribos, puesto que son los requisitos mínimos de la norma y la sección de la columna no varía.

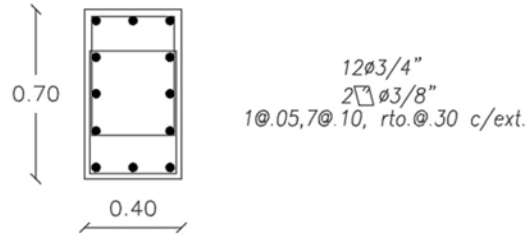


Figura 8.8. Armado de acero de la columna C-1 del 4º al 6º piso

Del mismo modo, se reduce el área de acero transversal colocado para los pisos 7º y 8º, optando por colocar una distribución de 6 varillas de 3/4" (4 en las esquinas y 1 en cada cara de dimensión corta) y 6 de 5/8" (en las caras con mayor dimensión), lo que equivale a una cuantía de 1.03 %. A continuación, se muestra el diagrama de interacción para la dirección crítica.

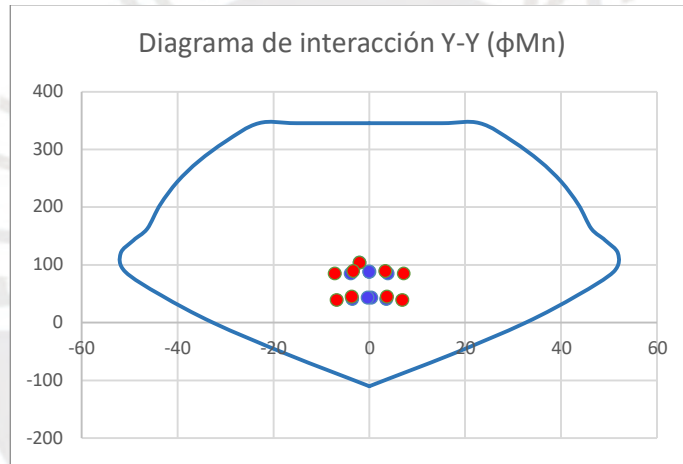


Figura 8.9. Diagrama de interacción en la dirección principal para 7º y 8º piso

Con lo cual resulta una distribución de acero, como se muestra en la siguiente figura:

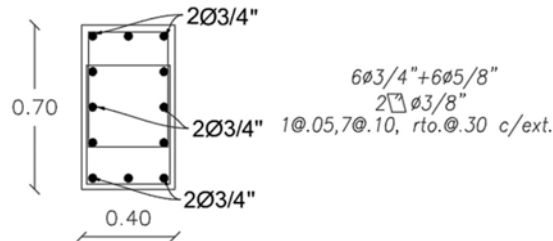


Figura 8.10. Armado de acero de la columna C-1 del 7º al 8º piso

CAPITULO 9. DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte, al igual que las columnas, son elementos verticales que transmiten la carga de las losas hacia la cimentación. A diferencia de las primeras, éstas absorben en mayor medida las fuerzas cortantes de toda la estructura ya que tienen mayor rigidez en su dirección principal, por ello son importantes para controlar los desplazamientos laterales.

9.1. Esbeltez en muros

Si bien es cierto que se pueden denominar muros de corte, puesto que absorben gran parte de la fuerza cortante, estos elementos (en su mayoría) pueden ser gobernados por su comportamiento a flexión. De acuerdo a la relación H/L (altura/longitud), estos pueden ser clasificados como muros esbeltos o muros bajos.

9.1.1. Muros bajos ($H/L \leq 2$)

Debido a la poca altura, estos muros tienen una alta resistencia a flexión, por lo que se busca evitar una falla por corte o deslizamiento (falla frágil). El comportamiento de este tipo de muro se asemeja al de las vigas de gran peralte.

9.1.2. Muros esbeltos ($H/L > 2$)

Su comportamiento se asemeja al de una viga en voladizo, donde la sección crítica está sometido a carga axial y grandes momentos flectores, por ello, se diseñará por flexocompresión como en columnas. El área de acero está dada por:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

d = distancia desde la fibra de compresión máxima hasta el centroide del refuerzo a tracción

9.2. Diseño por flexocompresión

De manera similar que en las columnas, se establece una distribución de acero longitudinal a partir del cual se dibuja el diagrama de interacción. Sin embargo, en placas se colocan núcleos confinados en sus extremos, para mejorar su capacidad en flexión de estos elementos. Éstos presentan una mayor concentración de acero respecto al alma de la estructura y deberán de cumplir con la cuantía mínima establecida por la norma para columnas.

En el alma, se colocará acero en una o dos capas, dependiendo del ancho de ésta. Éstas deberán cumplir con una cuantía mínima:

$$\rho_v \text{ min} = 0.0025$$

9.3. Elementos de borde

Para mejorar la ductilidad de la estructura y la resistencia frente a flexión, se coloca una mayor cantidad de acero en los extremos de las placas. Estos extremos son denominados elementos de borde, y se confinan a fin de aumentar la capacidad de deformación del concreto (ductilidad). La norma establece un criterio para optar por el confinamiento de los elementos de borde de acuerdo a la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 (\delta u/hm)}$$

Donde “ lm ” es la longitud del muro, “ hm ” la altura, “ δu ” es el máximo desplazamiento lateral inelástico en la parte superior del muro y “ c ” es la distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión. Además, la relación $\delta u/hm$ no se tomará menor que 0.005

El elemento de borde deberá extenderse horizontalmente una distancia igual al mayor valor entre: $(c - 0.1l)$ y $c/2$. Asimismo, el confinamiento debe extenderse una altura no menor al mayor valor entre “ lm ” y “ $Mu/4Vu$ ”.

9.4. Diseño por cortante

Del diseño por resistencia donde $\phi V_n \geq V_u$, se establece un valor máximo de V_n (A_{cw} es el área de la sección resistente al corte).

$$V_n \text{ máx} = 2.6 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

El aporte del concreto a la resistencia esta dado por: $V_c = A_{cw} \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}$

Para una relación h_m/l_m mayor a 2.0, α_c es 0.53, mientras que para una relación h_m/l_m menor a 1.5, α_c es 0.80. Para valores intermedios el valor de α_c se calcula con una variación lineal.

Se calcula la cuantía horizontal con las siguientes expresiones:

$$\rho_h = \frac{V_s}{t \cdot d \cdot f_y}$$

$$s = \frac{A_v}{\rho_h \cdot t \cdot 100}$$

A partir de la cuantía horizontal, obtenemos la cuantía vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

Cuando $V_u < \phi V_c / 2$, se colocará una cuantía mínima de $\rho_h \text{ min} = 0.0020$ y $\rho_v \text{ min} = 0.0015$

9.5. Diseño por capacidad

El criterio de diseño por cortante es evitar una falla frágil, dicho en otras palabras, ésta debe de fallar antes por flexión que por cortante. Por lo que a la cortante última (V_u) obtenida del análisis estructural se le amplifica por un factor dado por la siguiente expresión:

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

Donde:

V_u : cortante de diseño

Vua: cortante amplificado obtenido del análisis

Mua: momento amplificado obtenido del análisis

Mn: momento nominal resistente obtenido del diagrama de interacción.

Este factor no deberá de ser mayor al coeficiente de reducción sísmico R. Este diseño por capacidad se realizará hasta una altura igual a los dos primeros niveles de la edificación.

9.6. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se detallará el diseño de la placa P-2, ubicada en el eje 1.

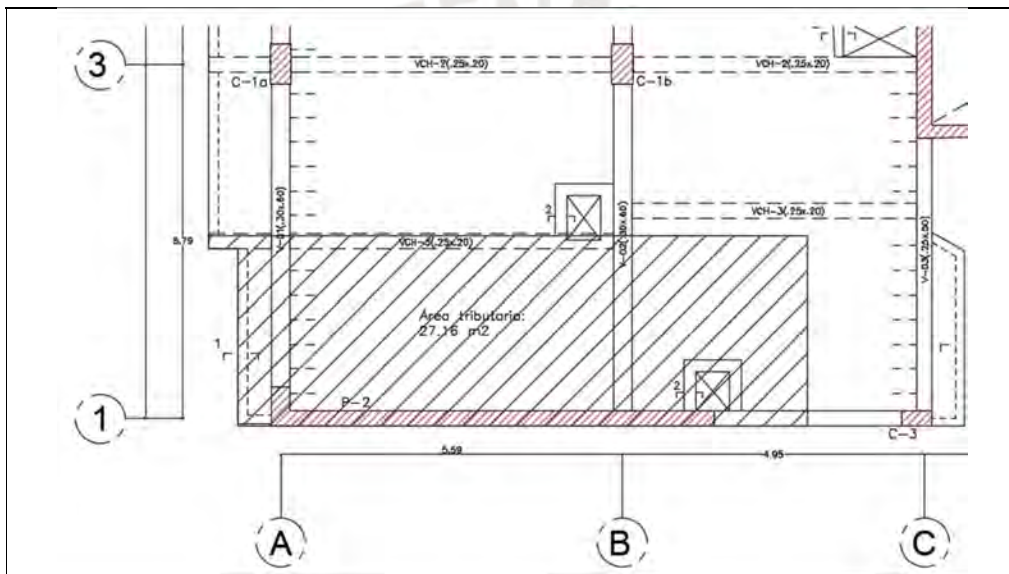


Figura 9.1. Área tributaria de Placa P-2

9.6.1. Metrado de cargas de gravedad

- Área tributaria = 27.16 m²

- **Carga muerta**

- Peso propio	:	2.4 x 1.92 x 2.75	=	12.67 ton
- Aligerado	:	0.3 x 27.16	=	8.12 ton
-Piso terminado	:	0.1 x 27.16	=	2.72 ton
-Vigas peraltadas	:	2.4 x 0.30 x 0.60 x 6.65	=	2.87 ton
-Vigas chatas	:	2.4 x 0.25 x 0.20 x 6.62	=	0.79 ton
- Tabiquería	:	1.8 x 0.15 x 2.55 x 17.97	=	12.61 ton

- **Carga viva**

- Sobrecarga piso típico : $0.2 \times 27.16 = 5.43 \text{ ton/m}$
- Sobrecarga azotea : $0.1 \times 27.16 = 2.72 \text{ ton/m}$

Aplicamos la reducción de carga viva

Tabla 9.1. Reducción de carga viva en placa P-2

Nivel	CV Acumulada	At	k	Ai	f reducción	CV reducida
1	5.43	27.16	2	54.32	0.87	4.75
2	10.86	54.32	2	108.64	0.69	7.51
3	16.30	81.48	2	162.96	0.61	9.95
4	21.73	108.64	2	217.28	0.56	12.21
5	27.16	135.80	2	271.6	0.53	14.37
6	32.59	162.96	2	325.92	0.50	16.45
7	38.02	190.12	2	380.24	0.50	19.01
8	40.74	217.28	2	434.56	0.50	20.37

Se obtiene la carga total resultante en el primer piso:

Carga muerta total = 305.14 ton

Carga viva total = 20.37 ton

9.1.1. Cargas de diseño

De análisis estructural se obtienen las siguientes cargas

Tabla 9.2. Fuerzas internas en placa P-1

Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Carga muerta	254.61	-1.1	-3.05	-3.64	-28.69
Carga viva	20.37	-0.08	-0.58	-0.74	-2.5
SISDISEÑOXX	267.01	136.58	5.91	26.99	1043.03
SISDISEÑOYY	51.72	41.21	8.25	22.32	203.05

9.1.2. Combinaciones de cargas

Tabla 9.3. Combinaciones de cargas en placa P-1

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M y-y (ton-m)	M x-x (ton-m)
1.4CM+1.7CV	461.82	-1.73	-5.24	-6.14	-94.89
1.25CM+1.25CV+SX	431.66	166.72	1.57	28.09	2040.39
1.25CM+1.25CV-SX	382.10	-169.80	-10.62	-38.67	-2206.89
0.9CM+SX	299.40	167.17	3.35	30.23	2068.65
0.9CM-SX	249.84	-169.35	-8.83	-36.53	-2178.63
1.25CM+1.25CV+SY	431.66	-166.72	-1.57	-28.09	-2040.39
1.25CM+1.25CV-SY	382.10	169.80	10.62	38.67	2206.89
0.9CM+SY	299.40	-167.17	-3.35	-30.23	-2068.65
0.9CM-SY	249.84	169.35	8.83	36.53	2178.63

9.1.3. Diseño por flexocompresión

Para el acero de refuerzo vertical se establecen núcleos de confinamiento en los extremos de la placa. En la izquierda, este núcleo se extiende hasta 60 cm dentro del alma. En la derecha, la longitud inicial de este núcleo será de 0.90 m (0.15L).

Inicialmente se toma el núcleo de la izquierda con 20 varillas de 3/4" y el de la derecha con 14 varillas de 3/4", esta distribución será verificada posteriormente.

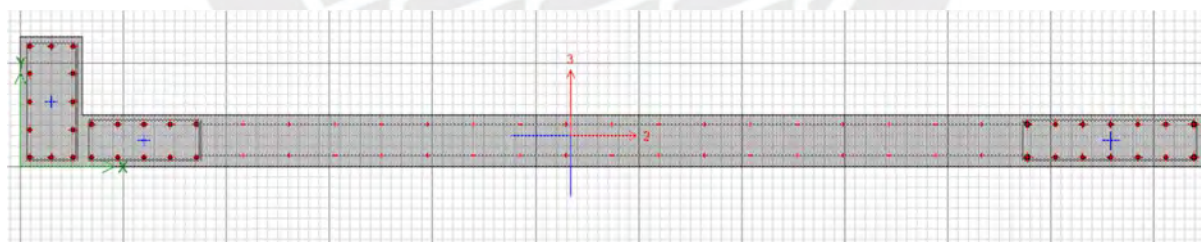


Figura 9.2. Esquema inicial del refuerzo vertical

Dibujamos en diagrama de interacción y colocamos las solicitaciones de cargas de fuerza axial y momento flector.

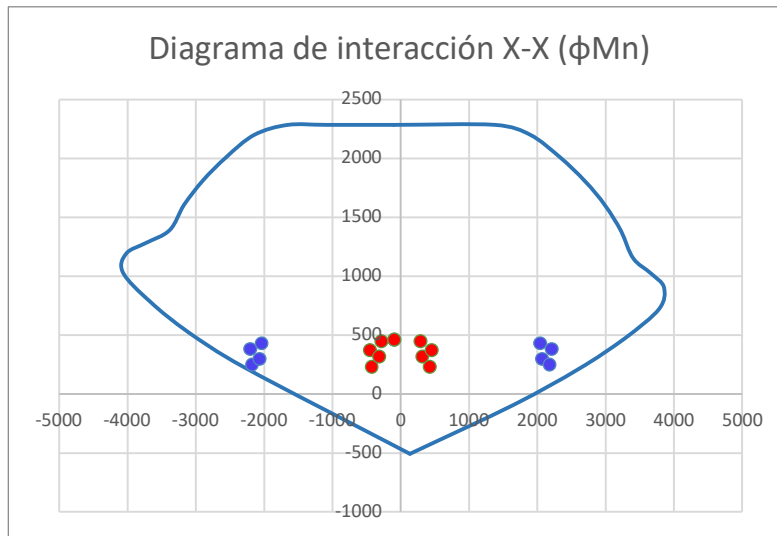


Figura 9.3. Diagrama de interacción en la dirección X

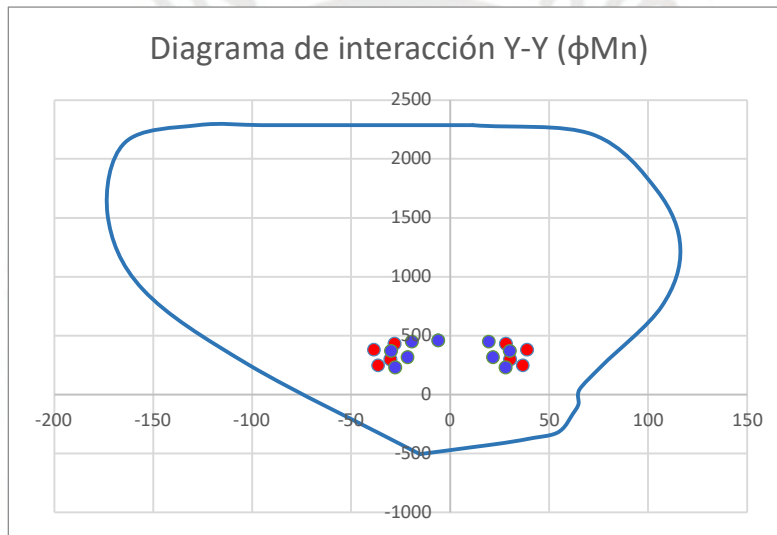


Figura 9.4. Diagrama de interacción en la dirección Y

Las solicitaciones de cargas se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo cual significa que la distribución de acero es adecuada.

9.1.4. Elementos de borde

Realizamos los cálculos para determinar la necesidad de usar elementos de borde:

Como $\frac{\delta u}{hm} = \frac{1.21}{2200} < 0.005$, entonces se empleará $\frac{\delta u}{hm} = 0.005$.

Al calcular la profundidad del eje neutro mediante un proceso de iteración, se obtuvo $c = 1.53\text{m}$, con lo que se tiene:

$$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{7.47}{600 (0.005)} = 2.49 > 1.53$$

Por lo tanto, no es necesario colocar núcleos confinados. Sin embargo, usaremos los establecidos previamente.

El confinamiento debe extenderse una altura no menor al mayor valor entre:

- a) $L_m = 7.47\text{m}$
- b) $M_u/4V_u = 32.5 / (4 \times 138) = 5.88 \text{ cm}$

Por lo que se confinarán, los elementos de borde de los 3 primeros niveles (8.20 m).

9.1.5. Diseño por cortante

Calculamos la fuerza cortante amplificada

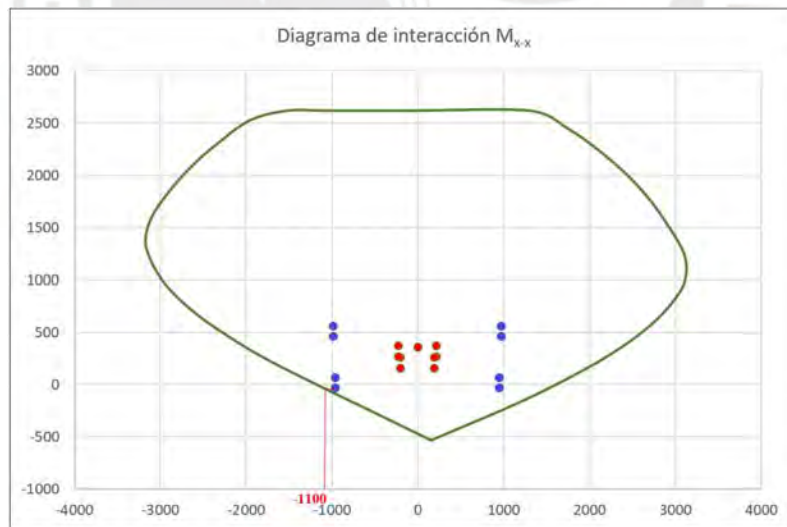


Figura 9.5. Momento nominal asociado a la carga crítica

$$\frac{M_{ur}}{M_{ua}} = \frac{1100}{1082.02} = 1.02$$

El factor de amplificación $\frac{M_{ur}}{M_{ua}}$ resulta menor al coeficiente de amplificación de fuerzas sísmicas ($R=6$). Por lo que el V_u diseño = $138.06 \times 1.02 = 140.82 \text{ ton}$.

Calculamos la resistencia del concreto a fuerza cortante, como hm/lm es $22/7.24 = 3.03$ es mayor a 2, entonces α es 0.53:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 7.24 \times 0.25 \times 10$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 111.21 = 94.53 \text{ ton}$$

Calculamos el V_n máximo

$$V_n \text{ max} = 2.6 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 7.24 \times 0.25 \times 10$$

$$V_n \text{ max} = 545.52 \text{ ton}$$

Calculamos la cortante que resistirá el acero

$$V_s = \frac{140.82}{0.85} - 111.21 = 54.46 \text{ ton}$$

$$V_n = V_s + V_c = 54.46 + 111.21 = 165.67 \text{ ton}$$

Se comprueba de $V_n < V_n \text{ máx}$

Calculamos la cuantía de acero horizontal requerida

$$\rho = \frac{54460}{25 \times 579.2 \times 4200} = 0.0009$$

Calcularemos la separación para una cuantía mínima ($\rho_{\min} = 0.0025$) y una doble malla, con varillas de 3/8".

$$s = \frac{A_v}{\rho h \cdot t \cdot 100}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71}{0.0025 \times 25 \times 100} = 22.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se escoge una separación de 20 cm, lo que equivale a una cuantía de 0.0038

Ahora, calcularemos la cuantía vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{22}{7.24}\right)(0.0038 - 0.0025)$$

$$\rho h = 0.0024$$

Resulta menor a la cuantía mínima ($\rho_{\min} = 0.0025$), por lo que se usará ésta última, por lo que se escoge una separación de 20 cm.

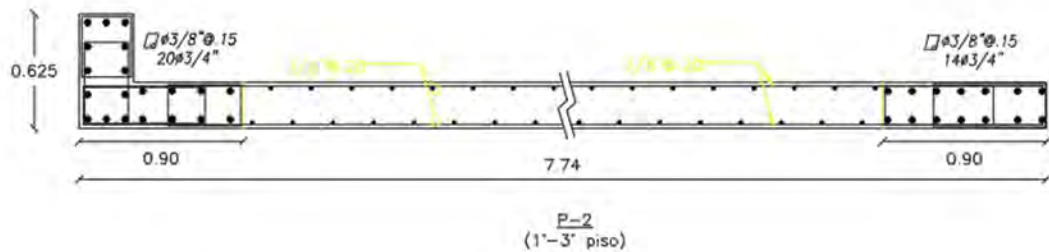


Figura 9.6. Distribución de acero en placa P-2 (1° al 3° piso)

Dado que para los pisos superiores las solicitaciones de cargas son menores que en los pisos inferiores, se calcula realiza una nueva distribución para los pisos 4° al 6°. Para lo cual reducimos el acero de refuerzo vertical en los núcleos de confinamiento, al núcleo de la izquierda con 22 varillas de 5/8" y el de la derecha con 4 de 3/4" en las esquinas y 10 de 5/8".

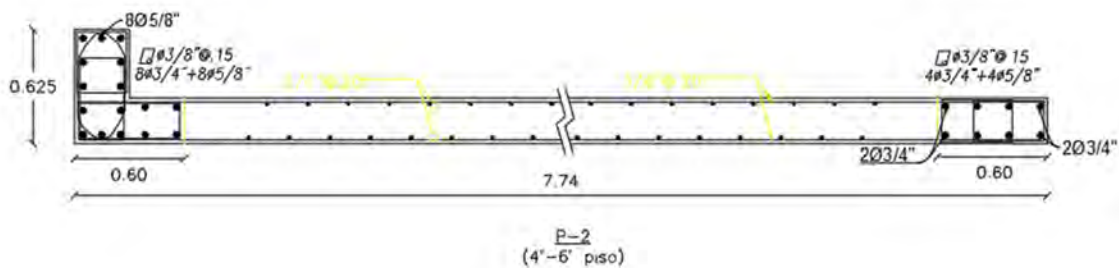


Figura 9.7. Distribución de acero en placa P-2 (4° al 6° piso)

Al dibujar el diagrama de interacción y colocar las cargas requeridas en la base del cuarto nivel, cumplen con las solicitaciones, como se puede ver en las siguientes imágenes:

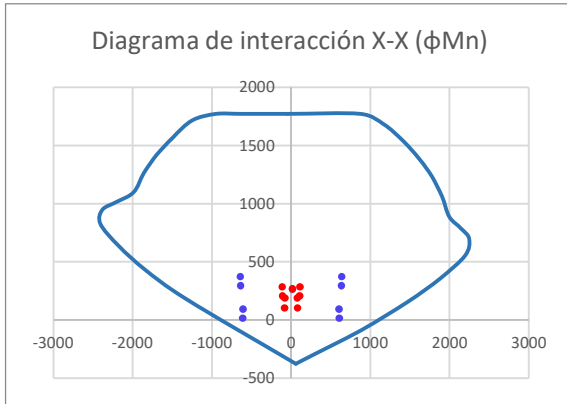


Figura 9.8. Diagrama de interacción en X, para el 4º piso

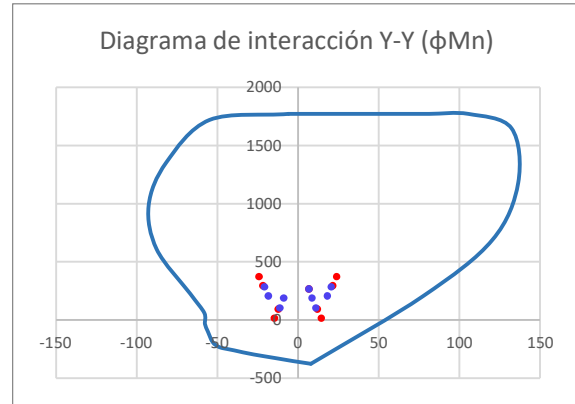


Figura 9.9. Diagrama de interacción en Y, para el 4º piso

Del mismo modo, se realiza una nueva distribución para los pisos 7º y 8º; para lo cual se reduce la longitud del núcleo de confinamiento, a 55 cm en la izquierda y 80 cm en la derecha. Así como el acero de refuerzo vertical en éstos: el núcleo de la izquierda con 14 varillas de 5/8" y el de la derecha con 4 de 5/8" en las esquinas y 10 de 1/2" en el resto.

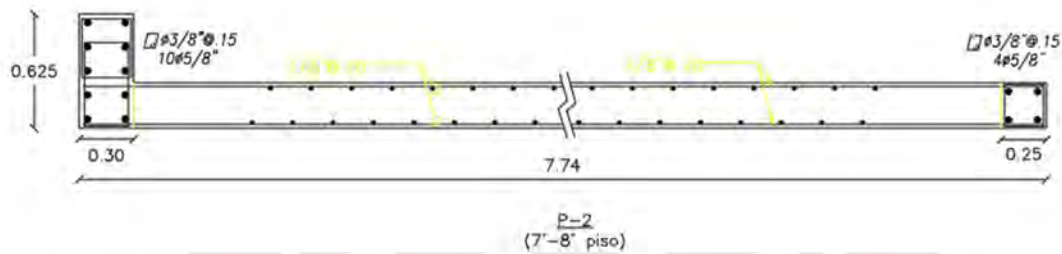


Figura 9.10. Distribución de acero en placa P-2 (7º y 8º piso)

Al dibujar el diagrama de interacción y colocar las cargas requeridas en la base del cuarto nivel, cumplen con las solicitaciones, como se puede ver en la siguiente imagen:

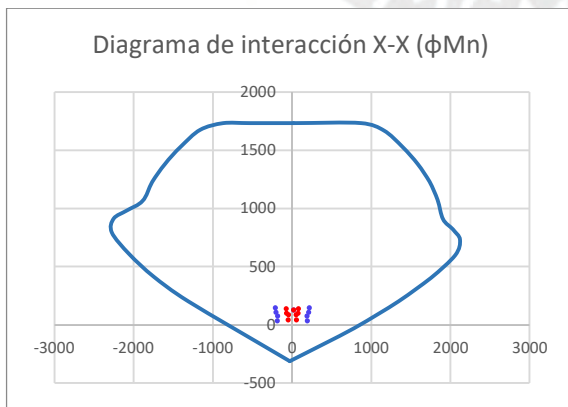


Figura 9.11. Diagrama de interacción en X, para el 7º piso

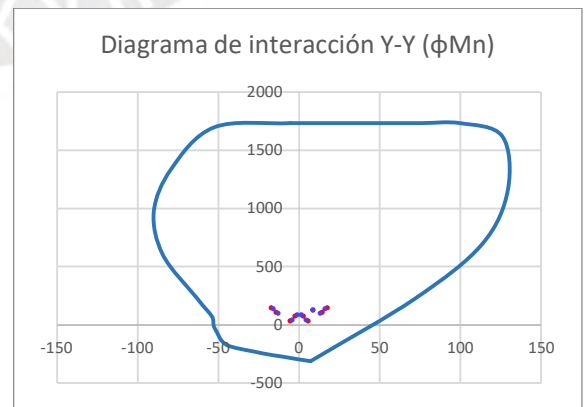


Figura 9.12. Diagrama de interacción en Y, para el 7º piso

CAPITULO 10. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones se encargan de transmitir los esfuerzos provenientes de las placas y columnas hacia el suelo, considerando la capacidad admisible de éste, así como su asentamiento.

En la zona del proyecto, el suelo tiene una presión admisible de 4.5 Kg/cm^2 y profundidad de cimentación D_f de 1.50 metros un peso específico de 1.8 ton/m^3 . Para el presente proyecto de usarán únicamente cimentaciones superficiales del tipo de zapatas: aisladas, combinadas y conectadas; asimismo, se usarán cimientos corridos.

10.1. Dimensionamiento de la cimentación

Para estimar las dimensiones de una zapata, se usa el criterio de que la presión actuante sea menor a la admisible. La presión actuante se obtiene a partir de las cargas de servicio.

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * P_{servicio}}{0.9 \sigma_{adm}}$$

Se considera un 5% adicional debido al peso propio de la zapata. Y un margen del 90% en la capacidad admisible del suelo debido a las excentricidades por momentos flectores. Para casos de cargas temporales (como las sísmicas), la norma permite considerar un 30% de resistencia adicional del suelo.

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * P_{servicio}}{1.3 \sigma_{adm}}$$

Para dimensionar el peralte de la zapata, tomamos en cuenta la longitud de anclaje en compresión de las columnas (l_{dc}). Según el acápite 12.3.2 de la E.060, deberá tomarse el mayor valor entre:

$$a) 0.075 \frac{f_y}{\sqrt{f_{rc}}} \cdot db$$

$$b) 0.0044 f_y \cdot db$$

Para barras de diámetro 3/4" o menores se utilizará un peralte mínimo de 50 mm y para diámetros mayores o igual a 1" el peralte mínimo será 60 mm.

10.2. Verificación de esfuerzos admisibles:

Una vez estimadas las dimensiones de la zapata se procede con la verificación de esfuerzos admisibles. Se muestra la expresión para el cálculo de esfuerzos:

$$\sigma = \frac{P}{BL} + \frac{My}{I_y} + \frac{Mx}{I_x}$$

Estos esfuerzos obtenidos deberán de ser menores a la capacidad admisible del suelo, en casos de sismo esta capacidad se amplifica un 30%. En caso de obtenerse esfuerzos negativos (tracciones), se realizará una redistribución de esfuerzos aplicando el Método de Meyerhof.

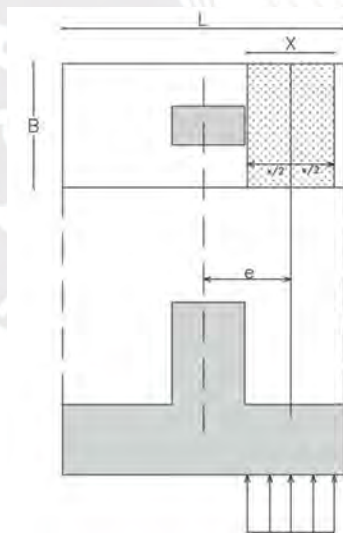


Figura 10.1. Esquema del Método de Meyerhof
Fuente: Elaboración propia

El Método de Meyerhof consiste en reducir el área de apoyo de la zapata donde actúe una presión constante que sea equivalente a la carga vertical. Para ello se tienen las siguientes expresiones:

$$\sigma = \frac{P}{B * (L - 2e)}$$

Donde “e” es la excentricidad debida al momento $e = \frac{M}{P}$, ésta no debe ser mayor a la tercera parte de la dimensión de la zapata.

10.3. Verificación por cortante

Del mismo modo que en el resto de elementos, la fuerza cortante proveniente del concreto y del acero debe ser mayor a la solicitada debido a las combinaciones ultimas de carga.

$$\phi Vc > Vu$$

Donde:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d$$

Siendo “d” el peralte efectivo, considerando un recubrimiento de 10 cm respecto al peralte total de la zapata.

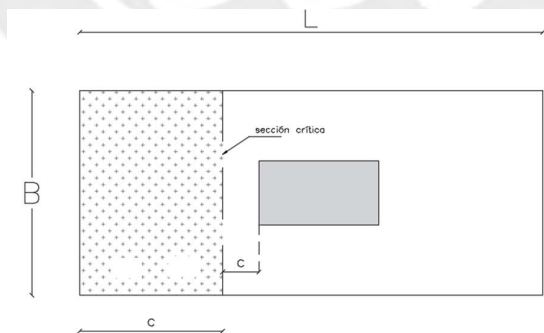


Figura 10.2. Diseño de zapata por cortante
Fuente: Elaboración propia

La carga última V_u se calcula a partir del esfuerzo último (σ_u) obtenido de amplificar los esfuerzos calculados luego del dimensionamiento (1.6 veces para cargas de gravedad y 1.25 veces para cargas de sismo).

$$V_u = \sigma_u * B * (c - d)$$

Esta verificación por cortante deberá de realizarse en ambas direcciones de análisis.

10.4. Verificación por punzonamiento

A una distancia de $d/2$ de las caras de la columna, existe un área crítica susceptible a sufrir falla por punzonamiento.

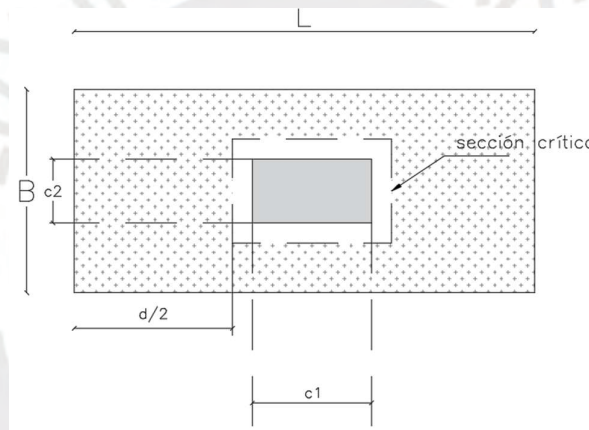


Figura 10.3. Diseño de zapata por punzonamiento
Fuente: Elaboración propia

Ésta falla se controla mediante la misma expresión usada para la falla por cortante.

$$\phi V_c > V_u$$

Donde

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

V_u se calcula mediante:

$$V_u = \sigma_u (A_{tota} - A_o)$$

Siendo:

- b_o : perímetro de la sección crítica; $b_o = 2(B + L + 2d)$
- A_o : área de la sección crítica; $A_o = (B + d)(L + d)$

Si no se verifica la expresión, se aumenta el peralte y se repite el procedimiento hasta que se cumpla.

10.5. Diseño por flexión

El diseño por flexión consiste en colocar el acero debido a momento flector. Este momento se obtiene a partir de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata a manera de viga en voladizo, como se muestra en la ilustración

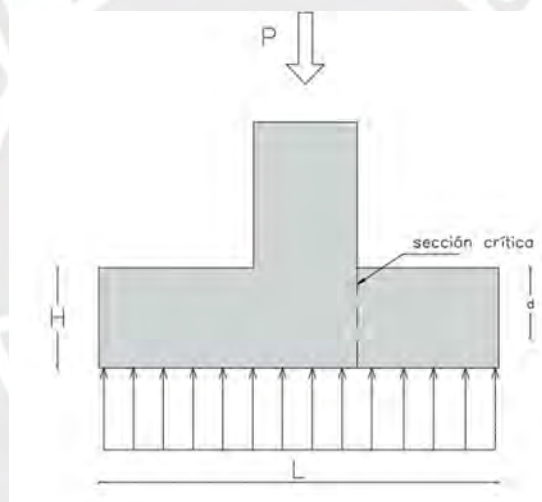


Figura 10.4. Diseño de zapata por flexión
Fuente: Elaboración propia

Las expresiones a usar son las mismas que las usadas en elementos como vigas o viguetas.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \phi \cdot f'_c \cdot b}}$$

10.6. Ejemplo de diseño de zapata aislada

Detallaremos el diseño de la zapata aislada de la columna C-2, situada en la intersección de los ejes F y 3.

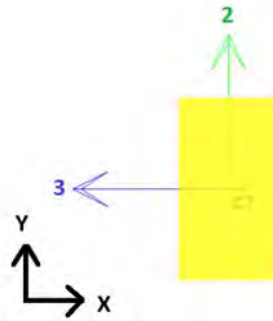


Figura 10.5. Ejes principales en columna C-2

Del análisis estructural, se obtuvieron las siguientes cargas:

Tabla 10.1. Fuerzas internas en zapata Z-2 de columna C-2

Caso	P (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Carga muerta	-211.16	-0.01	2.78
Carga viva	-41.31	0.00	0.44
SISDISEÑOXX	0.35	-1.01	0.46
SISDISEÑOYY	-1.84	-0.11	4.66

10.6.1. Dimensionamiento de la zapata

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * (211.16 + 41.31)}{45} = 5.89 \text{ m}^2$$

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * (252.47 + 1.84 * 0.8)}{1.3 * 45} = 4.56 \text{ m}^2$$

Estimamos un volado igual a 1.0 m en ambas direcciones, con lo cual se tiene una zapata de $2.35 \times 2.65 \text{ m} = 6.23 \text{ m}^2 > 5.89 \text{ m}^2$, no se consideró una reducción del 10% de la resistencia del suelo debido a que los momentos flectores son muy pequeños. Inicialmente se coloca un peralte de 70 cm y una profundidad $D_f = 1.50 \text{ m}$, los cuales serán verificados posteriormente.

10.6.2. Verificación de esfuerzos admisibles

Calculados las cargas de gravedad adicionales que debemos considerar

- Peso propio de la zapata: $2.4 \times 0.7 \times 6.23 = 10.47 \text{ ton}$

- Peso de suelo: $1.8 \times (6.23 - 0.23) \times 0.8 = 8.64$ ton
- Falso piso y piso terminado: $(0.23 + 0.1) \times (6.23 - 0.23) = 1.98$ ton
- Sobrecarga: $0.2 \times (6.23 - 0.23) = 1.20$ ton

Se realizará la verificación para cargas de gravedad y para cada dirección de sismo por separado

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

Tabla 10.2. Esfuerzos en zapata aislada por cargas de gravedad

P (ton)	39.24
Mx (ton-m)	0.02
My (ton-m)	-3.35
σ_1 (ton/m ²)	39.25
σ_2 (ton/m ²)	39.23
σ_3 (ton/m ²)	38.02
σ_4 (ton/m ²)	40.46

- **Cargas de gravedad + Sismo X**

Tabla 10.3. Esfuerzos en zapata aislada por sismo en X

	POSITIVO	NEGATIVO
P (ton)	244.10	244.66
Mx (ton-m)	-0.79	0.84
My (ton-m)	-2.98	-3.72
σ_1 (ton/m ²)	37.69	38.07
σ_2 (ton/m ²)	40.13	41.12
σ_3 (ton/m ²)	38.26	37.46
σ_4 (ton/m ²)	40.71	40.51

- **Cargas de gravedad + Sismo Y**

Tabla 10.4. Esfuerzos en zapata aislada por sismo en Y

	POSITIVO	NEGATIVO
P (ton)	246.31	235.80
Mx (ton-m)	0.09	-0.05
My (ton-m)	0.37	-7.07
σ_1 (ton/m ²)	39.66	36.09
σ_2 (ton/m ²)	39.36	41.89
σ_3 (ton/m ²)	39.60	36.13
σ_4 (ton/m ²)	39.29	41.92

Se comprueban que los esfuerzos para los 3 casos (sin sismo y con sismo en ambas direcciones) son menores a los admisibles; además, no ocurren tracciones. Por lo que el dimensionamiento es adecuado.

Amplificamos los máximos valores de esfuerzos calculados

Tabla 10.5. Cálculo de esfuerzos últimos en zapata aislada

Caso	Esfuerzo último (σ_u)
1.4CM+1.7CV (factor 1.6)	1.6 x 40.46 = 60.69 ton/m ²
1.25(CM + CV) +- CS (factor 1.25)	1.25 x 41.92 = 52.41 ton/m ²

El esfuerzo último del suelo resulta $\sigma_u = 60.69 \text{ ton/m}^2$

Verificación por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * L * 0.60$$

Para un ancho de 1m (en ambas direcciones), resulta

$$\phi V_c = 39.17 \text{ ton}$$

El cortante último se obtiene de la siguiente manera

$$V_u = 60.69 * 1 * (1 - 0.6) = 24.28 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$

10.6.3. Verificación por punzonamiento

Calculamos el área y perímetro de la sección crítica

$$b_o = 4.40 \text{ m}$$

$$A_o = 1.19 \text{ m}^2$$

Resulta:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 4.40 * 0.60 = 344.70 \text{ ton}$$

$$V_u = 51.32 (6.23 - 1.19) = 305.88 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$

10.6.4. Diseño por flexión

Para 1m de ancho

$$M_u = 60.69 * \frac{1^2}{2} = 30.35 \text{ ton} - \text{m}$$

Con $b = 100 \text{ cm}$, se tiene:

$$a = 60 - \sqrt{60^2 - \frac{2 * 30.35 * 100000}{0.85 * 0.9 * 210 * 100}} = 3.24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{30.35}{0.9 * 4200 * \left(60 - \frac{3.24}{2}\right)} = 13.75 \text{ cm}^2$$

Como el acero calculado es mayor al acero mínimo ($A_s \text{ min} = 10.8 \text{ cm}^2$), se escoge emplear varillas de 3/4" colocadas cada 20 cm en ambos sentidos.

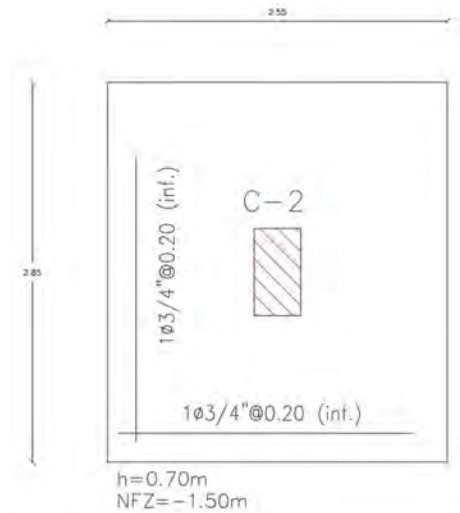


Figura 10.6. Acero de refuerzo en zapata Z-2

10.7. Ejemplo de diseño de zapata conectada y combinada

Inicialmente se dimensiona por separado las zapatas de la placa P-2 y columna C-17, y se determinó que ambas zapatas se superponen, por lo que se procede a diseñar una zapata combinada para estos dos elementos. En la figura 10.7 se muestran los ejes locales (2 y 3) de cada elemento, así como los ejes globales X e Y.

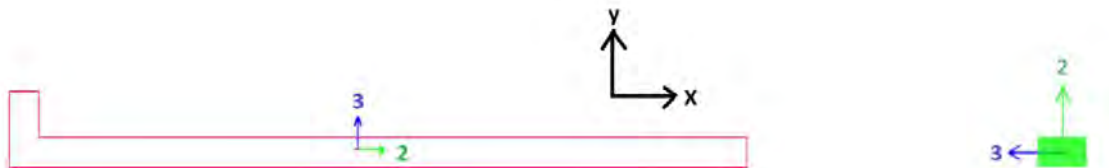


Figura 10.7. Ejes principales en placa P-2

Dado que esta zapata se encuentra en un límite del linderó diseñaremos lateralmente los volados en la dirección disponible (Eje X). Para la otra dirección (Eje Y) se emplearán vigas de cimentación para los respectivos momentos de volteo.

Del análisis estructural, se obtienen las siguientes cargas:

Tabla 10.6. Cargas internas en la base de la placa P-2

Caso	P (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Dead	-260.92	-3.5	-61.1
Live	-33.94	-0.73	-5.5
SISDISEÑOXX	24.78	-33.38	2123.64
SISDISEÑOYY	43.42	24.71	-369.33

Tabla 10.7. Cargas internas en la base de la columna C-17

Caso	P (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Dead	-34.84	0.08	-0.13
Live	-6.22	0.02	-0.03
SISDISEÑOXX	-35.64	1.8	-0.14
SISDISEÑOYY	7.65	0.37	0.4

Reducimos las fuerzas axiales y momentos flectores de ambos elementos a un sistema equivalente de una fuerza y un momento ubicado en el centro de gravedad de la zapata. A continuación, mostramos el sistema equivalente.

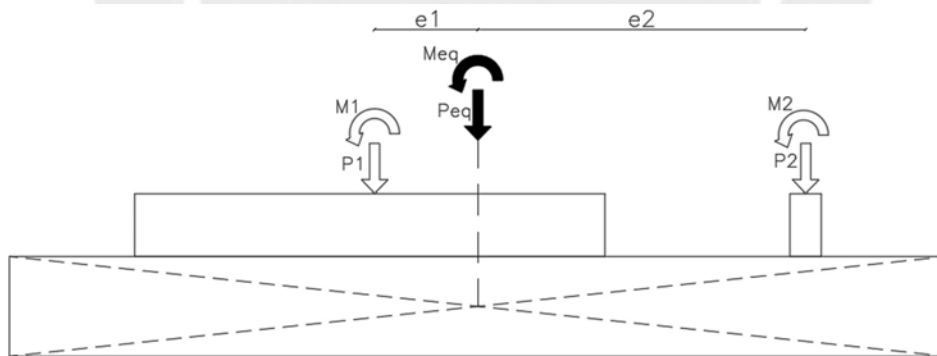


Figura 10.8. Esquema de carga equivalente
Fuente: Elaboración propia

10.7.1. Dimensionamiento de la zapata

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * (260.92 + 33.94 + 34.84 + 6.22)}{0.9 * 45} = 8.71 \text{ m}^2$$

$$A_{tentativa} = \frac{1.05 * (294.86 + 10.86 * 0.8)}{1.3 * 45} = 4.94 \text{ m}^2$$

Considerando un volado igual a 2.0 m en cada lado de la dirección larga (eje X) y una longitud total de 1.60 m para la dirección corta (eje Y), se estima una zapata de 14.94 m x 1.60 m = 23.90 m² >> 8.71 m². Teniendo inicialmente un peralte de 1.2 m y una profundidad Df = 1.5 m.

10.7.2. Verificación de esfuerzos admisibles

Calculamos las cargas de gravedad adicionales que debemos considerar

- Peso propio de la zapata: 2.4 x 1.2 x 23.90 = 68.83 ton
- Peso de suelo: 1.8 x (23.90-2.05) x 0.3 = 11.80 ton
- Falso piso y piso terminado: (0.23 + 0.10) x (23.90-2.05) = 7.21 ton
- Sobrecarga: 0.2 x (23.90-2.05) = 4.37 ton

Se realizará la verificación para cargas de gravedad y el caso de sismo en X.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{LyLx^2}$$

Tabla 10.8. Esfuerzos en zapata conectada por cargas de gravedad

P1 (ton)	294.86
P2 (ton)	41.06
P equivalente	428.10
Mx1 (ton-m)	-66.6
Mx2 (ton-m)	0.10
P1.e (ton-m)	507.16
P2.e (ton-m)	-214.33
M equivalente	226.33
σ_1 (ton/m ²)	21.71
σ_2 (ton/m ²)	14.11

- **Cargas de gravedad ± Sismo X**

Tabla 10.9. Esfuerzos en zapata conectada por sismo X

	Con sismo positivo	Con sismo negativo
P1 (ton)	314.68	275.04
P2 (ton)	12.55	69.57
P equivalente	419.46	436.84
Mx1 (ton-m)	1632.31	-1765.51
Mx2 (ton-m)	1.54	-1.34
P1.e (ton-m)	541.26	473.06
P2.e (ton-m)	-65.50	-363.17
M equivalente	2109.61	-1656.96
σ_1 (ton/m ²)	52.99	-9.56
σ_2 (ton/m ²)	-17.90	46.11

Se observan valores negativos (tracción), por lo que es necesario redistribuir esfuerzos por el método de Meyerhof.

- **Sismo positivo**

$$e = \frac{2109.61}{419.46} = 5.03$$

$$\sigma = \frac{419.46}{2.35 * (14.94 - 2 * 5.03)} = 53.71$$

- **Sismo negativo**

$$e = \frac{1656.96}{436.80} = 3.79$$

$$\sigma = \frac{436.80}{1.60 * (14.94 - 2 * 3.79)} = 37.13$$

Se comprueba que la reacciones en el suelo son menores a las admisibles. Con ello se calcula el esfuerzo último al amplificando estos valores.

Tabla 10.10. Cálculo de esfuerzos últimos en zapata conectada

Caso	Esfuerzo último (σ_u)
1.4CM+1.7CV (factor 1.6)	1.6 x 21.71 = 34.74 ton/m ²
1.25(CM + CV) ± CS (factor 1.25)	1.25 x 53.71 = 67.13 ton/m ²

El esfuerzo último del suelo resulta $\sigma_u = 67.13 \text{ ton/m}^2$

10.7.3. Verificación por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * L * 1.20$$

Para una longitud de 1m, resulta $\phi V_c = 71.81 \text{ ton}$

El cortante último se obtiene de la siguiente manera

$$V_u = 67.13 * 1 * (2 - 1.1) = 60.42 \text{ ton}$$

Verificándose que $\phi V_c > V_u$.

10.7.4. Verificación por punzonamiento

- **Para P-2**

Calculamos el área y perímetro de la sección crítica

$$b_o = 19.53 \text{ m}$$

$$A_o = 7.40 \text{ m}^2$$

Resulta:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 19.53 * 1.10 = 2805 \text{ ton}$$

$$V_u = 67.13 (7.40 - 1.99) = 363.2 \text{ ton}$$

- **Para C-17**

Calculamos el área y perímetro de la sección crítica

$$b_o = 4.80 \text{ m}$$

$$A_o = 1.28 \text{ m}^2$$

Resulta:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 4.80 * 1.10 = 689.4 \text{ ton}$$

$$V_u = 67.13 (1.28 - 0.13) = 77.5 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$

10.7.5. Diseño por flexión

Para 1m de ancho (ambas direcciones)

$$M_u = 67.13 * \frac{2^2}{2} = 134.26 \text{ ton} - m$$

Con $b = 100$, se tiene:

$$a = 110 - \sqrt{110^2 - \frac{2 * 134.26 * 100000}{0.85 * 0.9 * 210 * 100}} = 7.89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{134.26}{0.9 * 4200 * \left(110 - \frac{7.89}{2}\right)} = 33.49 \text{ cm}^2$$

En la zona inferior, en los volados de 2 m de la dirección larga, se escoge emplear varillas de 1" colocados cada 15 cm en los volados y en la parte central, se opta por el acero mínimo, el cual corresponde a varillas de 1" espaciadas cada 30 cm. Éste mismo espaciamiento se emplea en la dirección corta.

Para la zona superior, al tratarse de una zapata combinada, debido al esfuerzo transmitido por el suelo, se refuerza en la dirección larga (la sección crítica se ubica en la zona entre placa y columna). Para el análisis, se considera como una losa apoyada en la placa y columna. Se opta por colocar varillas de 5/8" espaciadas cada 25 cm, del mismo modo en los volados de 2 metros a cada lado y en los volados transversalmente.

La figura 10.9 muestra una ilustración de la distribución del refuerzo de acero en la zapata combinada excéntrica.

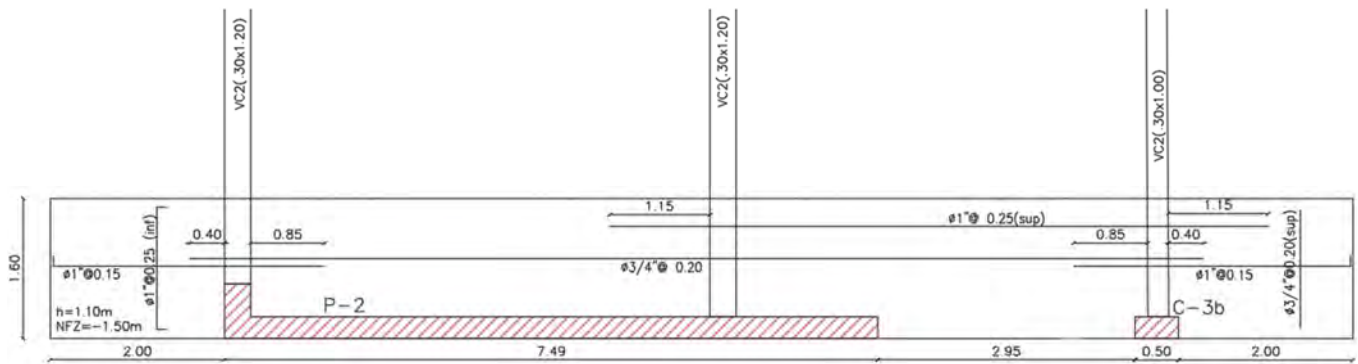


Figura 10.9. Distribución de acero en zapata Z-2

10.7.6. Diseño de viga de cimentación

La función que cumple la viga de cimentación es de tomar el momento flector que origina el volteo de la placa lateral. Debemos garantizar que estas vigas sean lo suficientemente rígidas por lo que se les otorga un gran peralte. Éste debe de ser mayor al peralte de las zapatas a las que va conectada (1.10 m). Inicialmente dimensionaremos la viga de 30 x 120 cm.

El momento total en la placa lateral se calcula como el producto de la carga axial amplificada (P_u) con la excentricidad correspondiente. La figura 10.10 muestra una ilustración del modelamiento de las vigas de cimentación.

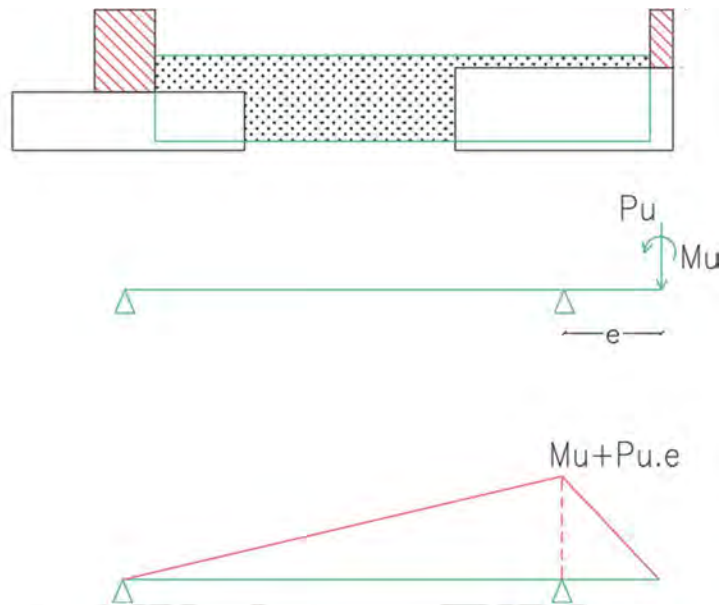


Figura 10.10. Esquema de la viga de cimentación VC-01
Fuente: Elaboración propia

Calculamos la excentricidad (e)

$$e = \frac{1.60 - 0.25}{2} = 0.68 \text{ m}$$

De las combinaciones de carga, calculamos Pu y Mu.

Tabla 10.11. Cálculo de momento en viga de cimentación

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Mu - Pu * e (ton-m)
1.4CM+1.7CV	422.99	-6.14	291.66
1.25(CM+CV) +SY	412.00	19.42	258.67
1.25(CM+CV) -SY	412.00	-30.00	249.48
0.9CM+SY	380.24	21.56	232.32
0.9CM-SY	330.82	-27.86	248.38

Dada la distribución de vigas de cimentación, se le asigna a cada una la mitad del momento resultante total.

$$Mu (VC) = 291.66/2 = 145.83 \text{ ton-m}$$

Del mismo modo, calculamos la fuerza cortante total:

Con $P_u = 422.99$ ton, sabemos que el DFC tiene una variación lineal. Entonces, a una distancia de $d = 1.10$ m desde la cara del apoyo, resulta $V_u = 331.94$ ton. Para cada viga de cimentación se tiene $V_u = 331.94/2 = 165.97$ ton.

- **Diseño por flexión**

Para una viga de 0.30×1.20 m, se requiere un área de acero de 41.1 cm^2 . Por lo que se coloca 8 varillas de 1".

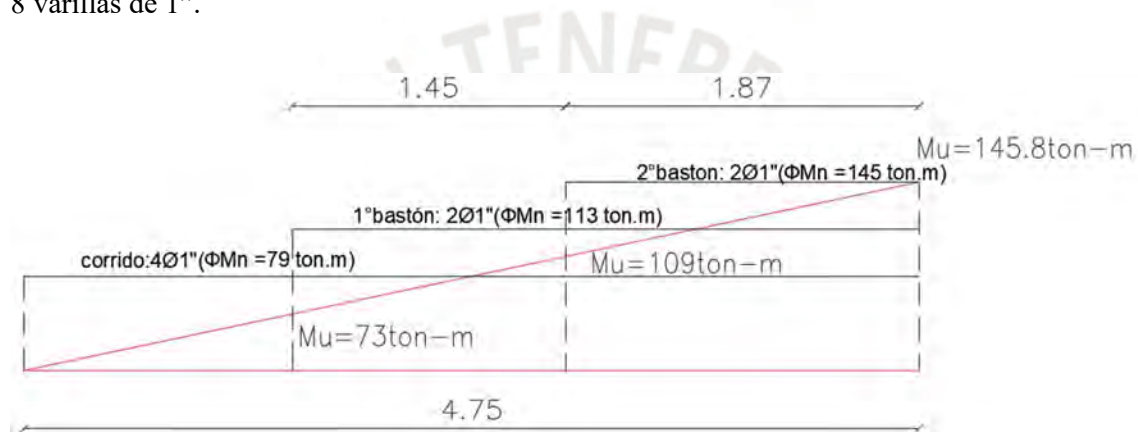


Figura 10.11. Distribución de acero longitudinal en viga de cimentación
Fuente: Elaboración propia

En la parte inferior, colocamos 3 varillas de 1" ($\Phi M_n = 60.15$ ton-m).

- **Diseño por cortante**

En vigas de gran peralte se colocan refuerzos por cortante perpendiculares y paralelos al eje de la viga.

- Refuerzo perpendicular (estribos):

$$s = \text{menor entre } \left(\frac{d}{5}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 b_w * s$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 * 30 * 20 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Se coloca un estribo de 1/2" de diámetro ($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$) espaciado 20 cm en toda la longitud de la viga.

- Refuerzo paralelo (en el alma):

$$s_2 = \text{menor entre } \left(\frac{d}{5}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$s_2 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 b_w * s$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * 30 * 25 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se colocan tres capas de 2 barras de 3/8" de diámetro ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$).

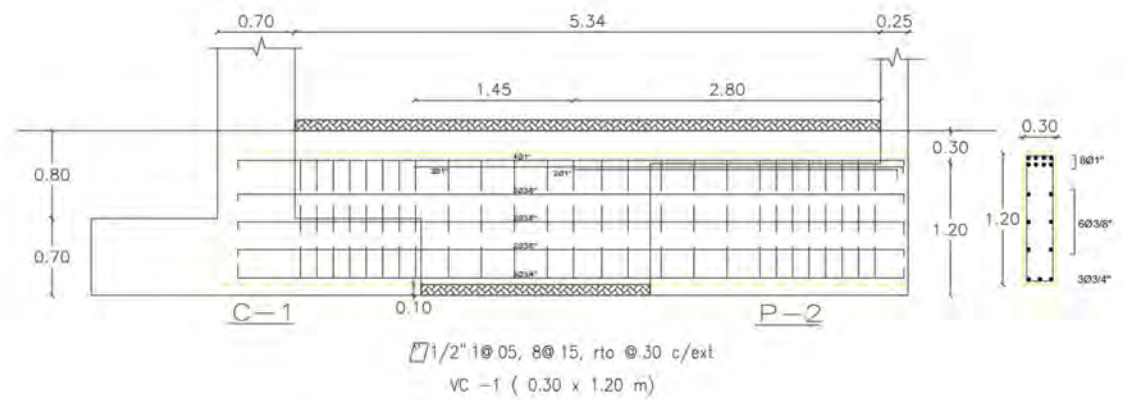


Figura 10.12. Distribución final de acero en VC-01

CAPITULO 11. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que conectan niveles dentro de una edificación. Éstos pueden ser de varios tramos con descansos intermedios. El modelamiento de este elemento estructural es similar al de losas macizas en una dirección, pero con apoyos en distintos niveles. Las escaleras no presentan responsabilidad sísmica, por lo que se diseñarán solamente por cargas de gravedad.

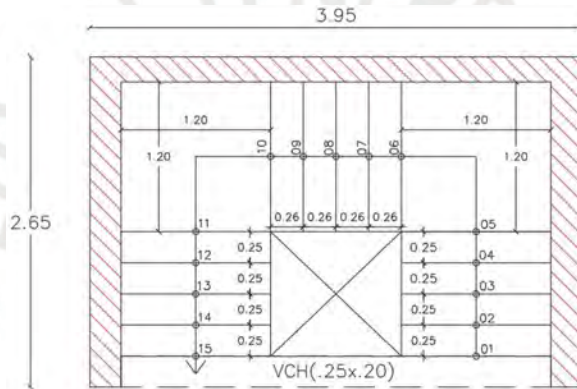


Figura 11.1. Vista en planta de escalera

En el proyecto, la escalera presenta 3 tramos, con dos descansos intermedios. Con 15 pasos de ancho (p) de 0.25 m, contrapaso (cp) de 0.18 m y garganta (t) de 0.15 m.

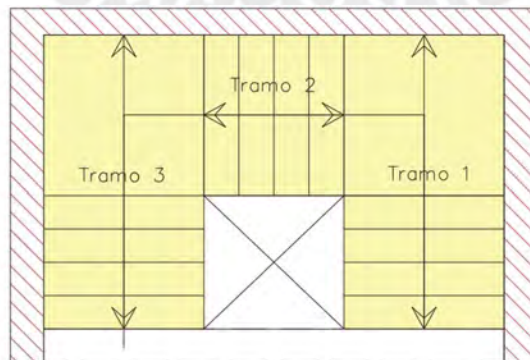


Figura 11.2. Separación de escalera en tramos, para diseño

11.1. Metrado de cargas

Para el tramo inclinado existen expresiones para calcular el peso propio de la escalera:

$$PP = \gamma_c * \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2}\right)$$

Realizaremos el análisis para el ancho de la escalera $b = 1.20$ m

$$PP = 2.4 * \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2}\right) = 0.66 \text{ ton/m}$$

Se tiene el metrado convencional para el descanso

$$PP = 2.4 * 0.15 * 1.2 = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$PT = 0.1 * 1.2 = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$S/C = 0.2 * 1.2 = 0.24 \text{ ton/m}$$

Calculamos la carga última (w_u)

- Tramo inclinado

$$w_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$1.4 (0.66 + 0.12) + 1.7 (0.24) = 1.5 \text{ ton/m}$$

- Descanso

$$w_u = 1.4 (0.432 + 0.12) + 1.7 (0.24) = 1.18 \text{ ton/m}$$

Debido a que el tramo 2 se apoya en los descansos de los tramos 1 y 3, éstos presentan una carga adicional igual a la mitad de la carga total del tramo 2.

La carga total del tramo 2 se calcula de la siguiente manera:

$$Pu = wu * L = 1.5 * 1.05 = 1.58 \text{ ton}$$

A cada extremo le corresponde la mitad de la carga total

$$Pu/2 = 1.58 / 2 = 0.79 \text{ ton}$$

Ésta carga se distribuye uniformemente en todo el descanso

$$Wu = Pu' / b = 0.79 / 1.2 = 0.66 \text{ ton/m}$$

La figura 11.3 muestra el esquema simplificado del primer tramo. La escalera se encuentra simplemente apoyada en sus dos extremos. El modelo estructural con las cargas últimas aplicadas se aprecia en la figura 11.4.

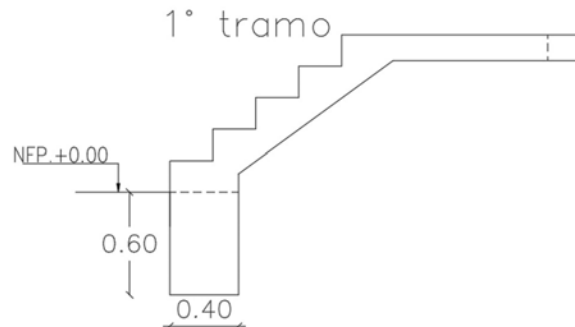


Figura 11.3. Vista lateral de tramo 1 de inicio de escalera

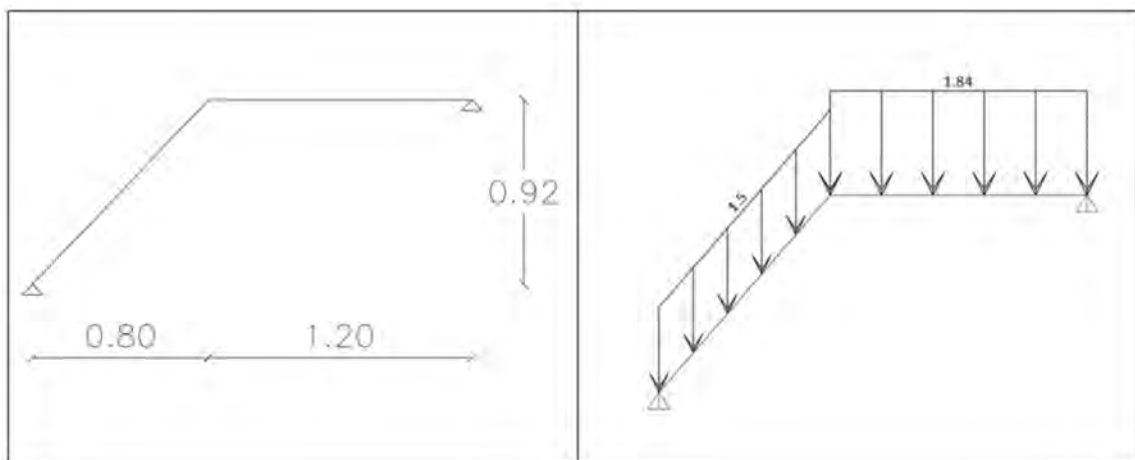


Figura 11.4. Modelo estructural de tramo 1

A continuación, se muestra los diagramas de momento flector y fuerza cortante resultantes por cargas de gravedad.

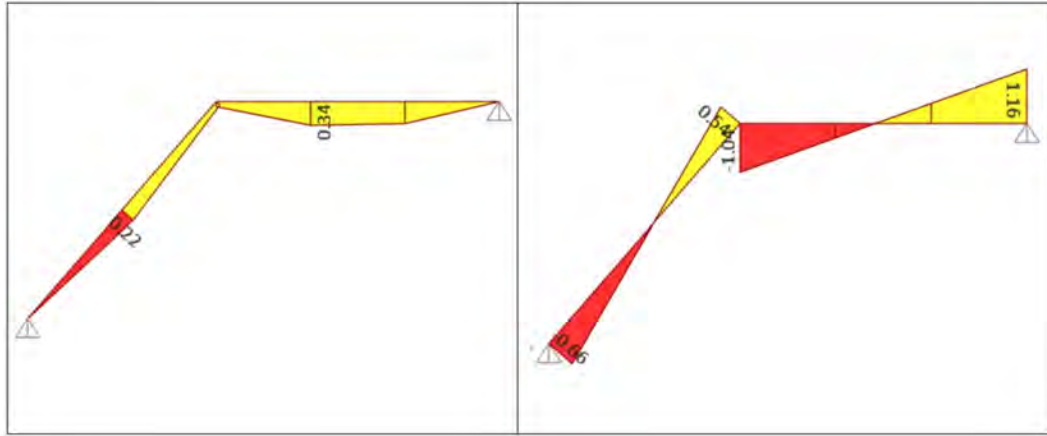


Figura 11.5. Diagramas de momento flector (ton-m) y fuerza cortante (ton) de escalera

11.2. Diseño por flexión

En el tramo inclinado se tiene un momento positivo de 0.22 ton-m mientras que en el descanso se tiene 0.34 ton-m. En el vértice intermedio, el momento es 0.07 ton-m.

Calculamos el A_s mínimo con la expresión

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * t * d$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * 120 * 15 = 3.24 \text{ cm}^2$$

El momento nominal (ΦM_n) que es capaz de resistir el A_s mínimo resulta 1.43 ton-m. Dado que este valor es bastante mayor a los momentos solicitados por la estructura, se opta por colocar este acero mínimo. Por lo que se colocan varillas de 3/8" espaciadas cada 25 cm, lo que resulta en un área de acero de 3.41 cm^2 (para un ancho de 1.20 m). Asimismo, para el acero transversal también usaremos el mínimo (3/8" \varnothing 25cm).

11.3. Diseño por cortante

Como este elemento no lleva estribos, el diseño por cortante consiste en verificar el peralte de la escalera.

Calculamos el aporte del concreto a la resistencia al corte

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 120 * 12 = 9.40 \text{ ton}$$

Como $V_u \ll \phi V_c$, el peralte es adecuado.

Finalmente, se muestra el armado final del tramo 1 del inicio de la escalera

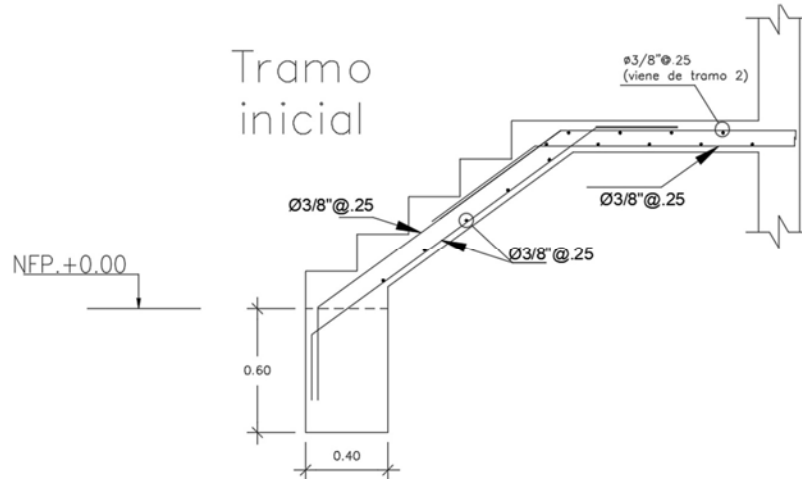


Figura 11.6. Armado final de acero en tramo 1 de escalera

CAPITULO 12. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

COMENTARIOS

- Los planos arquitectónicos se basan en un proyecto real; sin embargo, se realizaron algunas modificaciones y/o consideraciones para la realización del diseño estructural.
- Para el análisis sísmico se hizo uso del software ETABS 2018, con el cual se realizó simulaciones tridimensionales virtuales de la edificación, este software es una herramienta de cálculo estructural para el análisis, simulación y muestra de resultados.
- Se dispuso una losa maciza entre los núcleos de escaleras y ascensores para conectar de una mejor manera estos elementos y garantizar el comportamiento como unidad del diafragma rígido.
- En columnas y placas, dado que en los pisos superiores las demandas de fuerzas axiales en compresión y momentos flectores son menores, se realizaron dos diseños para el mismo elemento por distintos niveles (del 1° al 3°, del 4° al 6° y para el 7° y 8° nivel), optimizando así el diseño al colocar la menor cantidad de acero posible; sin embargo, las dimensiones no se modificaron para no alterar el análisis sísmico de la estructura. Por otro lado, el metrado cargas de gravedad se realizó manualmente.
- Los muros de tabiquería deberán de aislarse de las columnas mediante un material blando para evitar la interacción tabique - pórtico y para garantizar el correcto funcionamiento estructural de ambos elementos, aun cuando las derivas obtenidas son menores a la deriva máxima permisible de 5%.
- Se usaron vigas de 60 y 50 cm de peralte aun cuando en algunos se requería de un menor peralte, esto para homogenizar los peraltes y no tener gran variedad para facilitar en procedimiento constructivo (encofrados, posibles confusiones, metrado) y también para

una sensación de confort en el usuario al tener ambientes homogéneos con fondos de viga a la misma altura.

- Existen dos tipos de vigas de acuerdo a las cargas que soporta; las vigas sísmicas, las cuales toman mayores fuerzas internas en sus extremos debido a que forman pórticos (en su mayoría con placas) con gran responsabilidad sísmica, al tomar mayores cortantes, se transfieren momentos grandes a las vigas por lo que se disponen mayores cantidades de acero en los extremos. Las vigas de gravedad, en las cuales las cargas verticales (muerta y viva) son las más determinantes, éstas inducen grandes momentos flectores al centro de la viga, por lo que el refuerzo se concentra en este sector.
- Se emplearon vigas de cimentación en la zapata conectada de las placas de los ejes 1 y 6 para controlar los momentos de volteo de la placa, pues al ser límite de propiedad presenta una gran excentricidad.

CONCLUSIONES

- En la etapa de estructuración y predimensionamiento, además de las consideraciones estructurales, la disposición arquitectónica fue un pie forzado para establecer las dimensiones y ubicación de los elementos estructurales, sin dejar de cumplir con las exigencias que establecen las normas de diseño.
- En el análisis de irregularidades, inicialmente presentó irregularidad torsional (coeficiente de torsión mayor a 1.3) para el caso de sismo en Y, se buscó que la estructura no presente ningún tipo de irregularidad por lo que se quitó rigidez en esta dirección y se aumentó en la dirección X a través de un procedimiento iterativo. Este procedimiento consiste en reducir las dimensiones de las placas y columnas en una dirección y aumentarlas en la otra dimensión.
- El uso de softwares en el diseño de edificaciones es indispensable en la actualidad, puesto que presentan resultados con mayor nivel de exactitud, sin embargo, es necesario contar

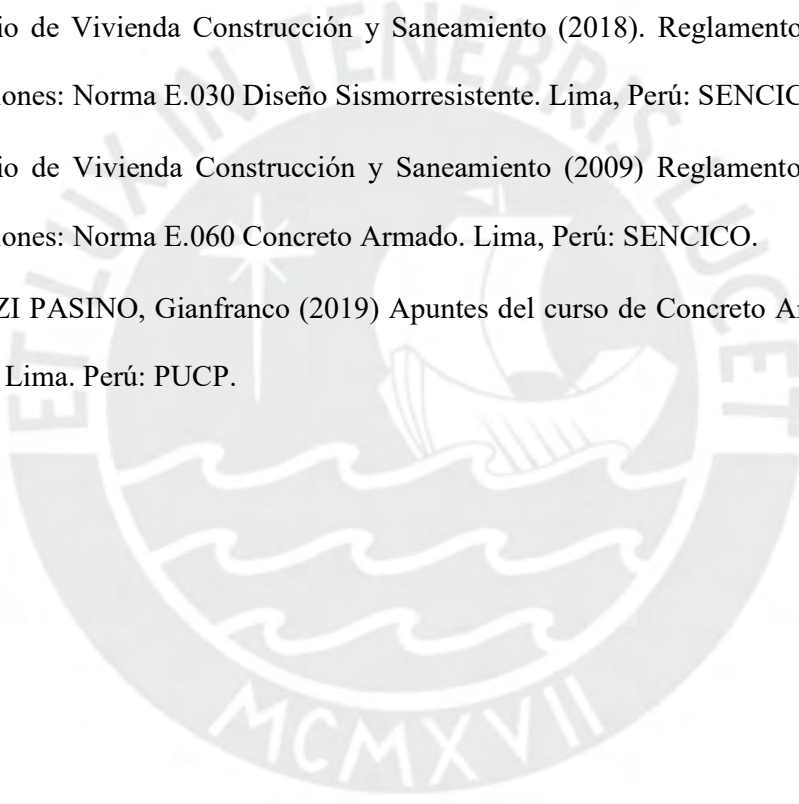
con el criterio del diseñador al realizar la interpretación de los resultados. ETABS, es un software que está a la vanguardia para realizar cálculos, modelamientos y presentación de resultados especialmente en proyectos de edificaciones.

- Al realizar el análisis modal de la estructura se tuvo para la dirección X, el periodo de vibración de la estructura es $T = 0.73$ s, mientras que para la dirección Y es $T = 0.47$ s, esto quiere decir que la estructura presenta mayor rigidez en dirección X, lo cual obedece principalmente a la presencia de varias placas en esta dirección.



BIBLIOGRAFÍA

- BLANCO BLASCO, Antonio (1997) Estructuración y diseño de estructuras de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Higashi, Julio. Capítulo 5: Diseño de Cimentaciones superficiales. Material del curso de Concreto Armado 2. Lima, Perú: PUCP.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: SENCICO.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: SENCICO.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2009) Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: SENCICO.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco (2019) Apuntes del curso de Concreto Armado I (15ta Edición) Lima. Perú: PUCP.



ANEXOS

- Planos de arquitectura

A-1: Planta primer piso

A-2: Planta piso típico

A-3: Planta azotea

A-4: Elevación y corte A-A

A-5: Corte B-B

- Planos de estructuras

E-1: Cimentación

E-2: Detalles cimentación

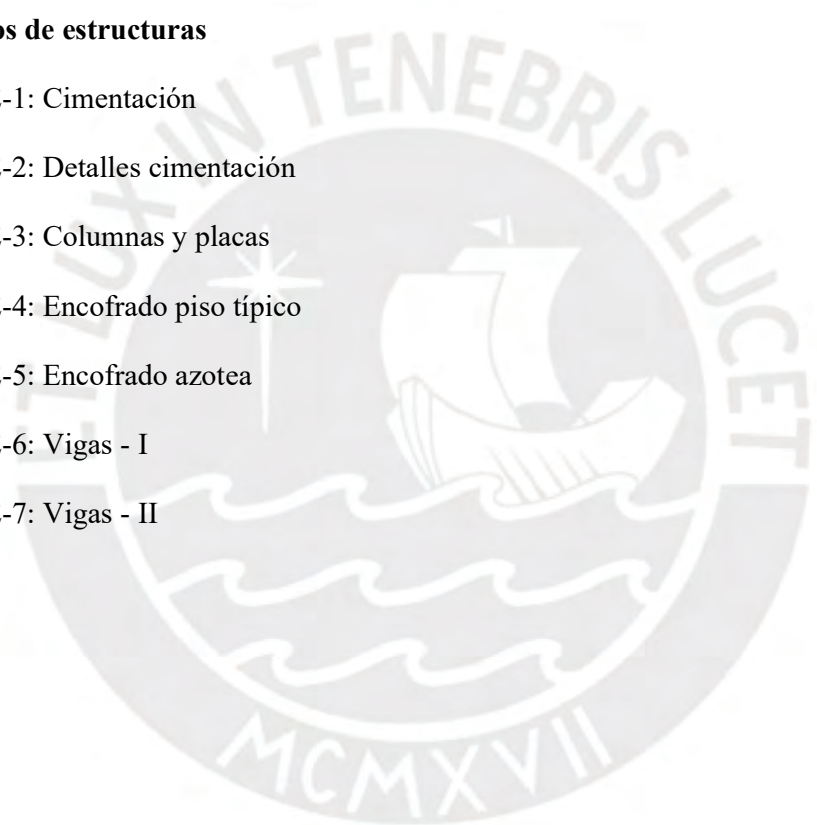
E-3: Columnas y placas

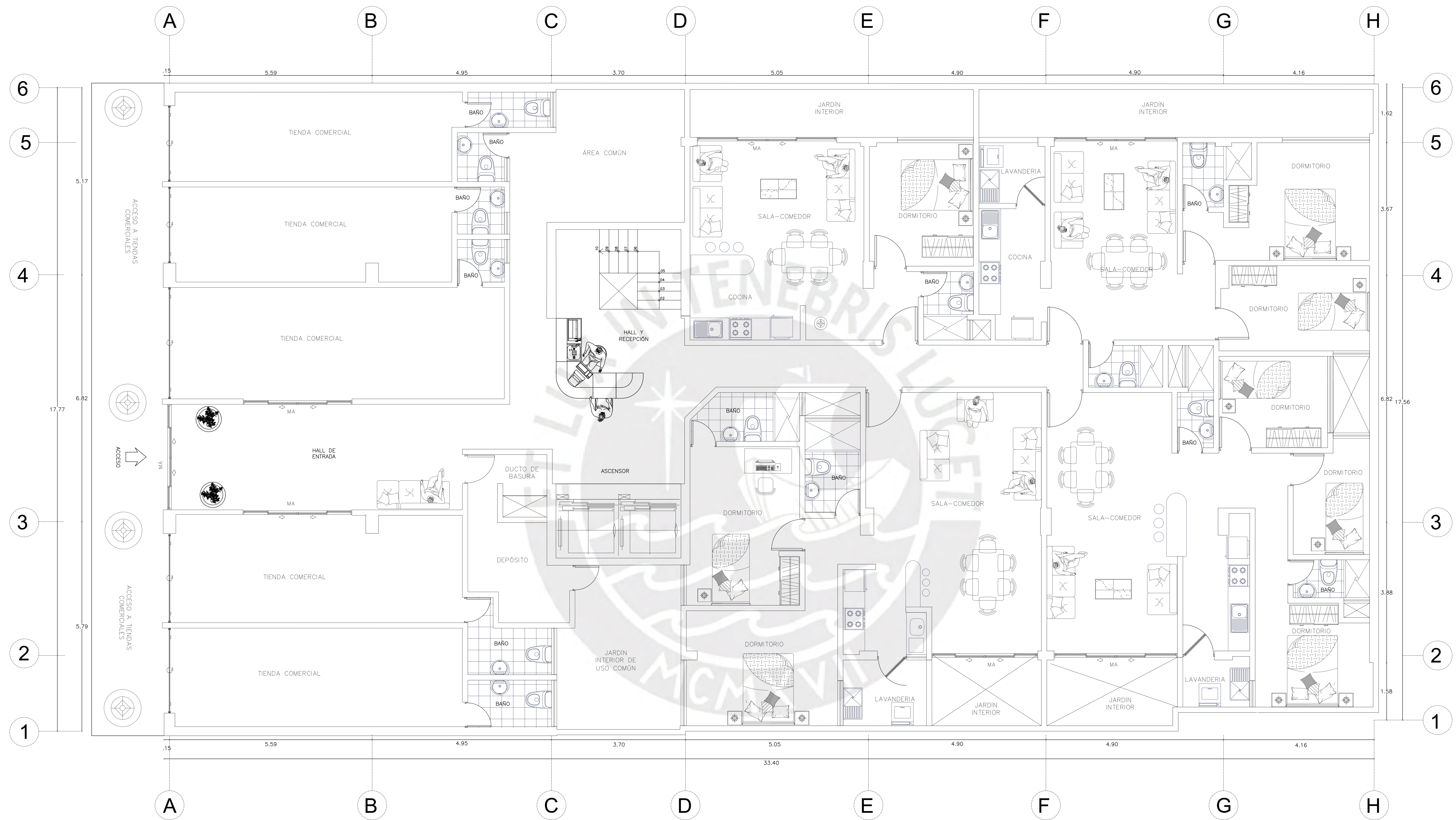
E-4: Encofrado piso típico

E-5: Encofrado azotea

E-6: Vigas - I

E-7: Vigas - II

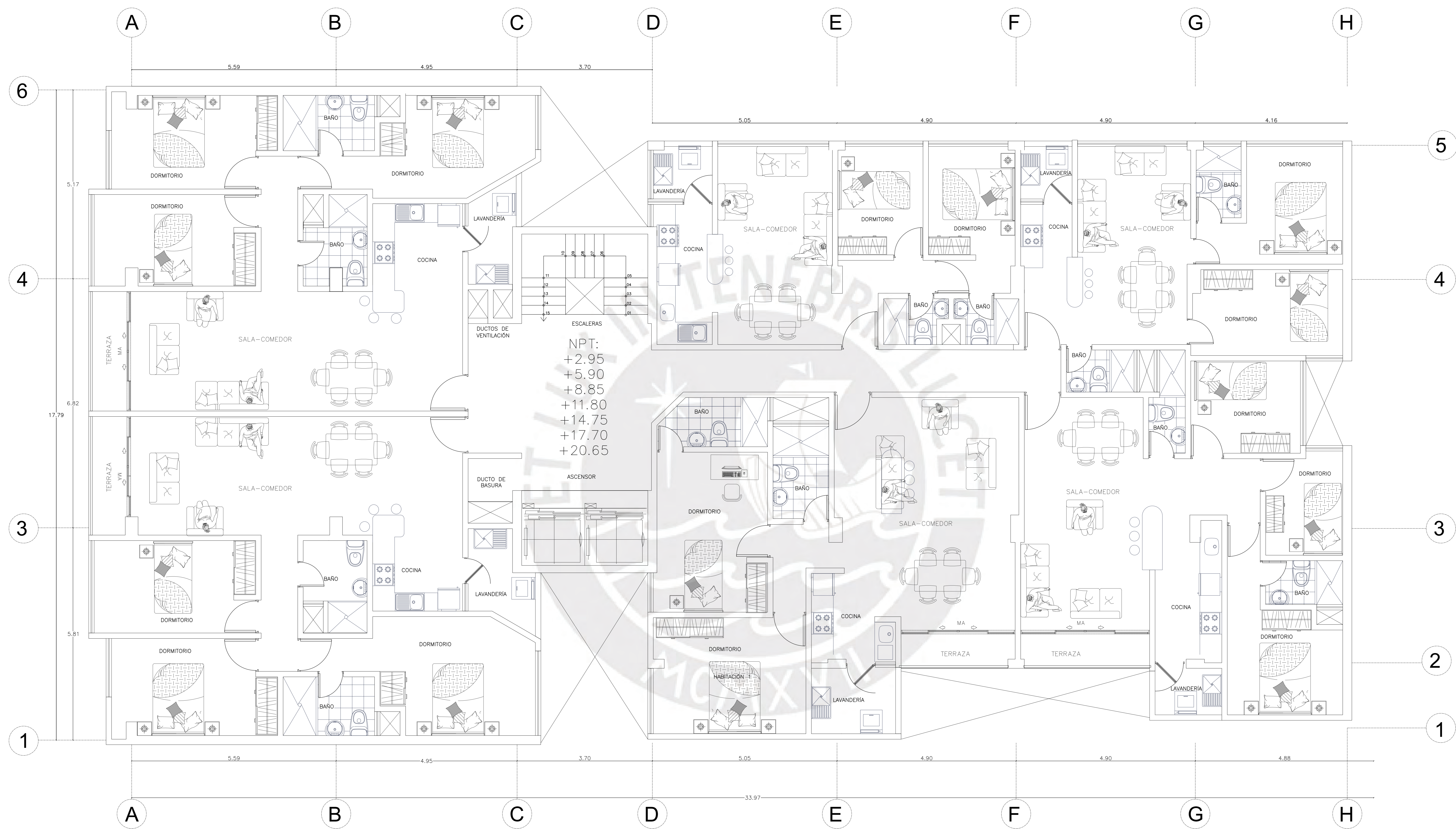




PLANTA PRIMER PISO (NPT +0.00)

ESC 1/40

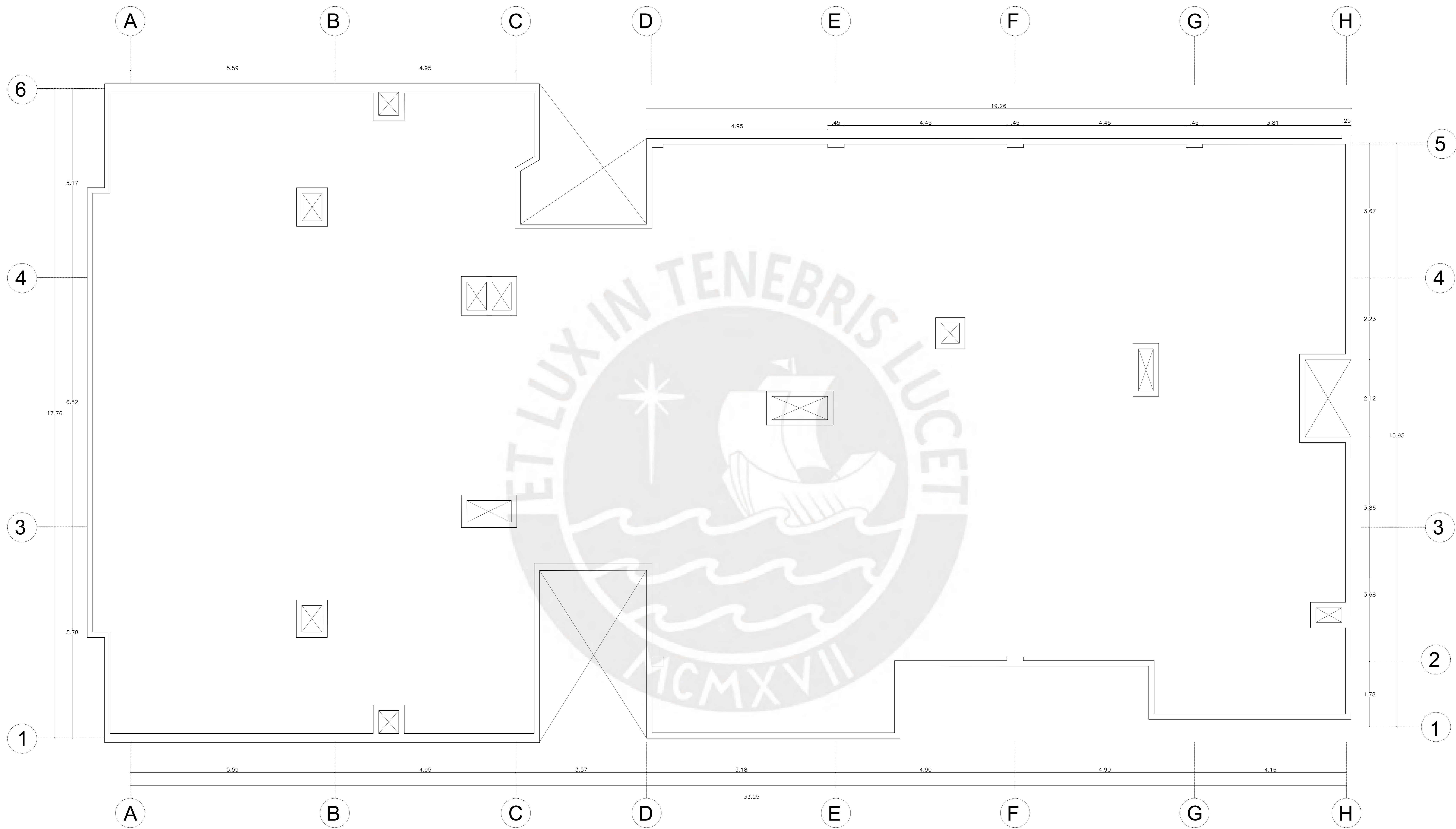
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO		A-1
PLANO: PLANTA PRIMER PISO		
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO		A-1
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024	



PLANTA PISO TÍPICO (Del 2 al 8vo nivel)

ESC 1/40

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: PLANTA PISO TÍPICO	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024



PLANTA AZOTEA (NPT +23.60)

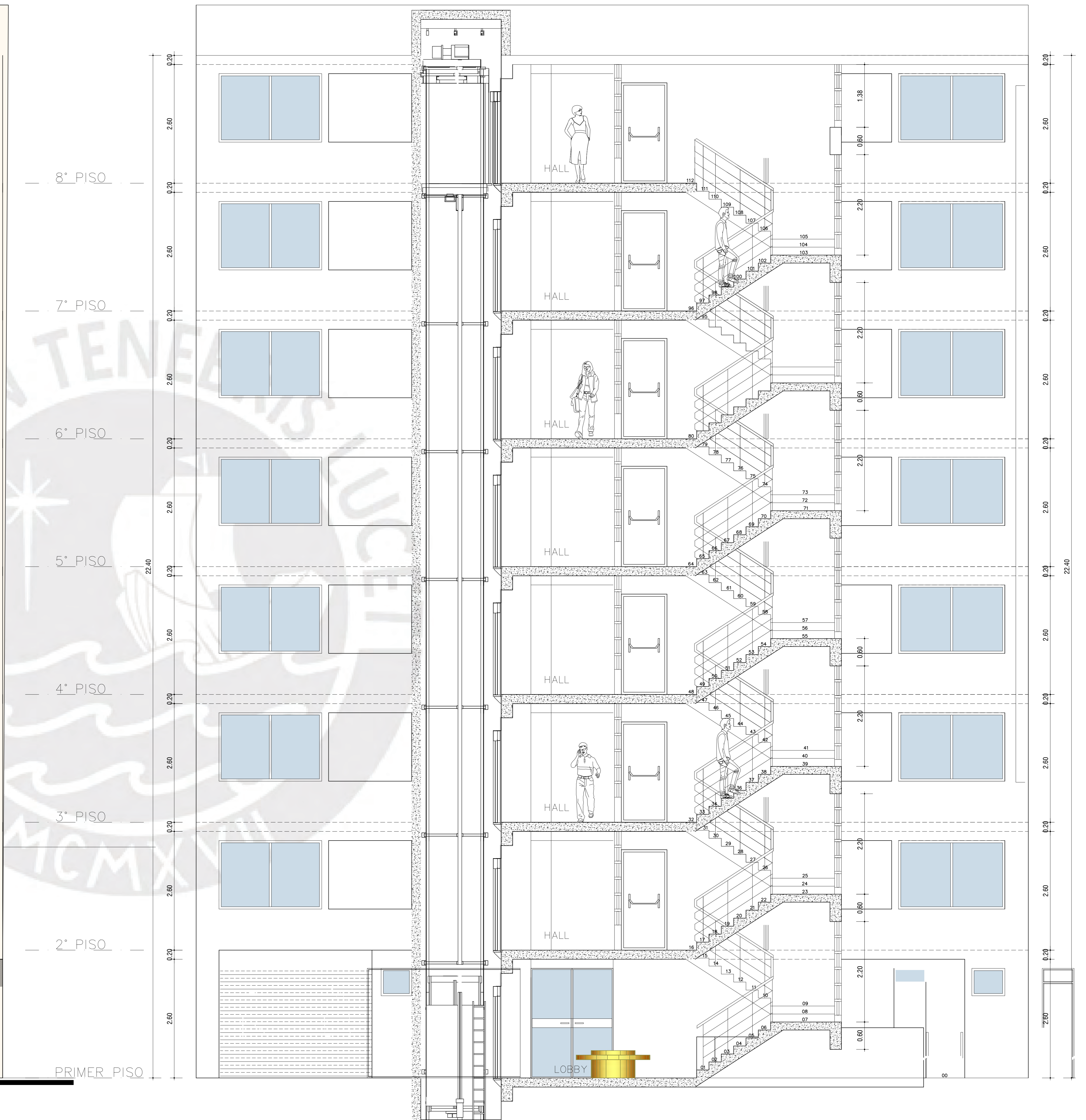
ESC 1/40

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO		A-3
PLANO: PLANTA AZOTEA		
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO		A-3
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024	



ELEVACIÓN

ESCALA 1/40



CORTE A-A

ESCALA 1/40

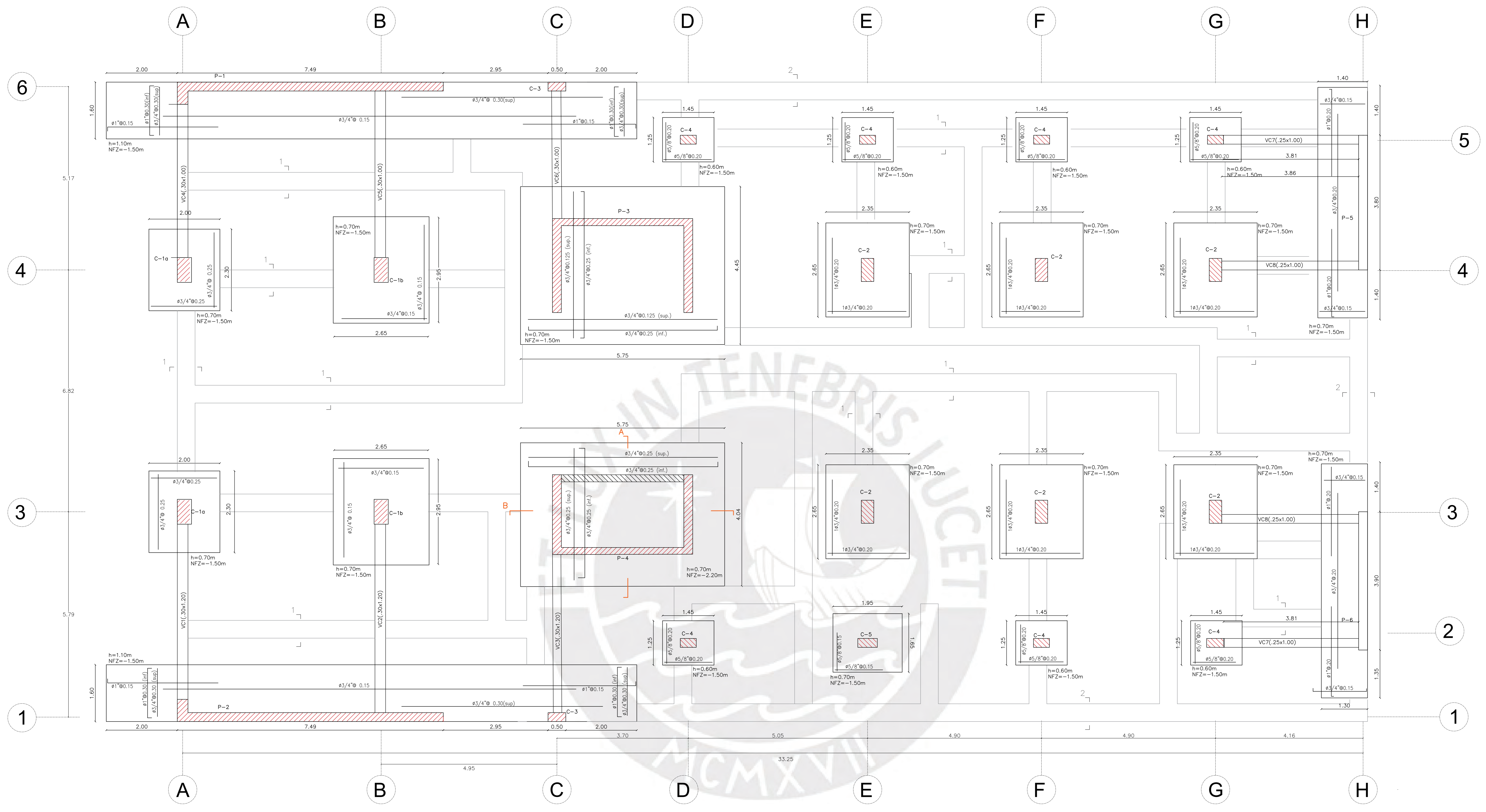
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO		A-4
PLANO: ELEVACIÓN Y CORTE A-A		
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO		A-4
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024	



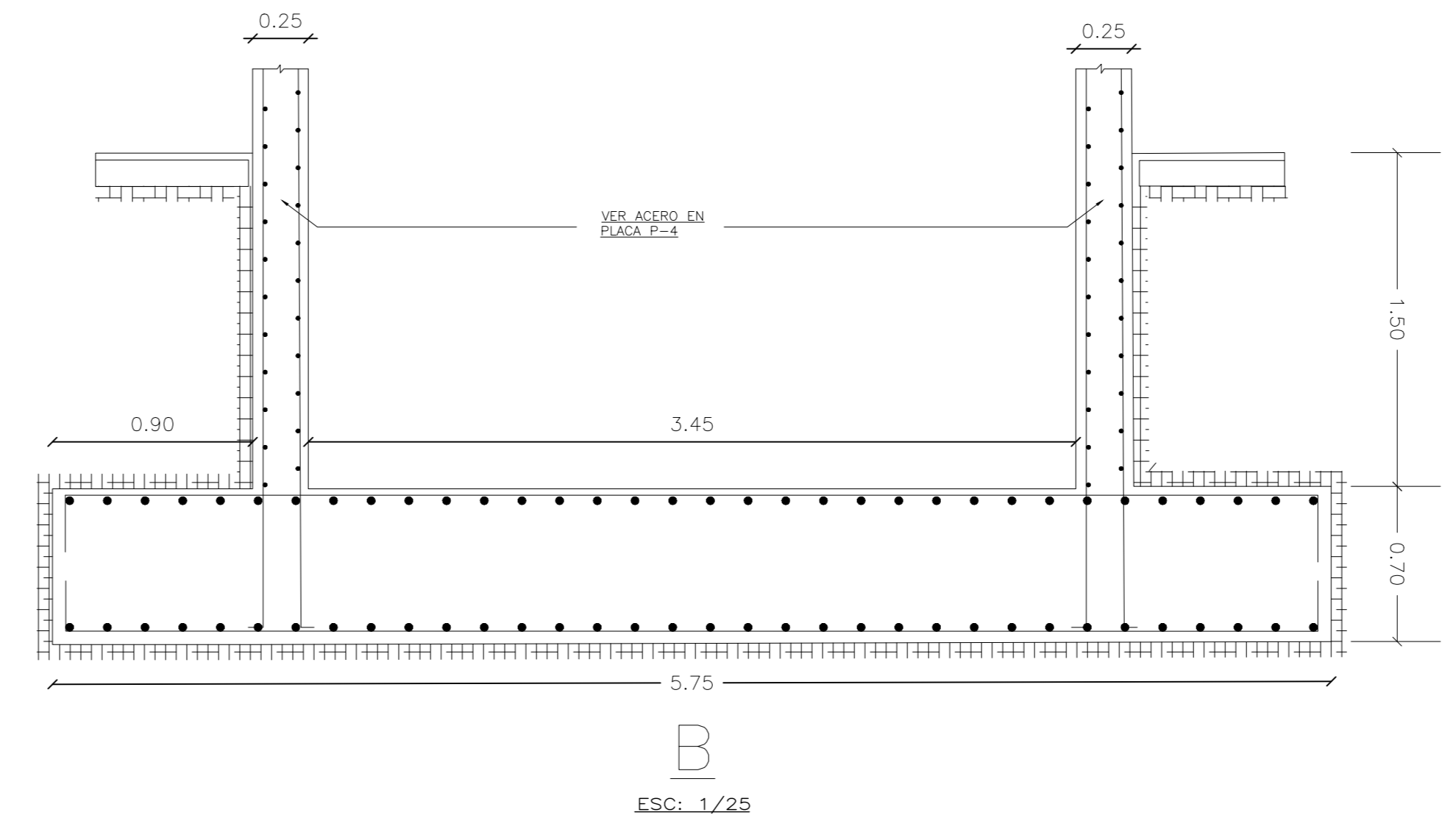
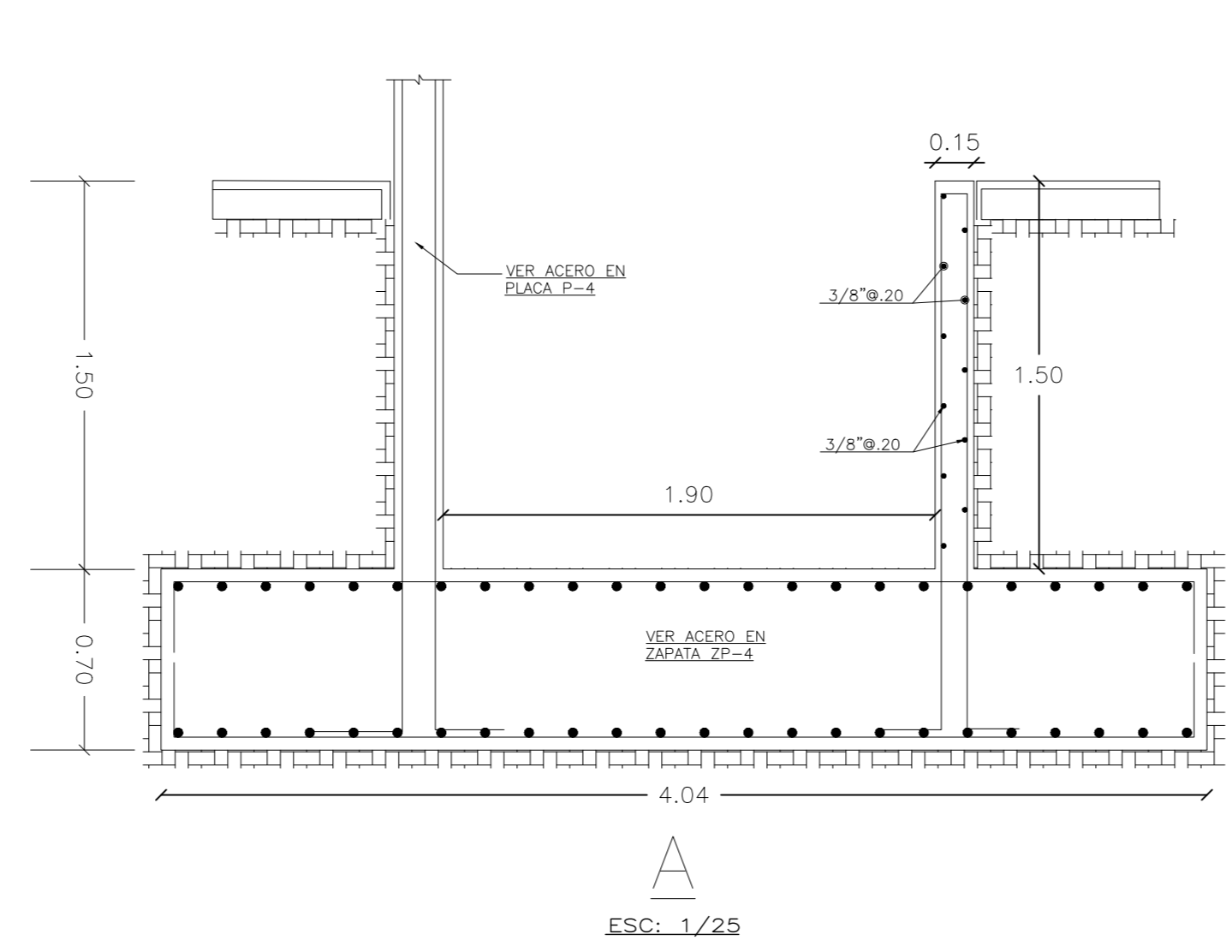
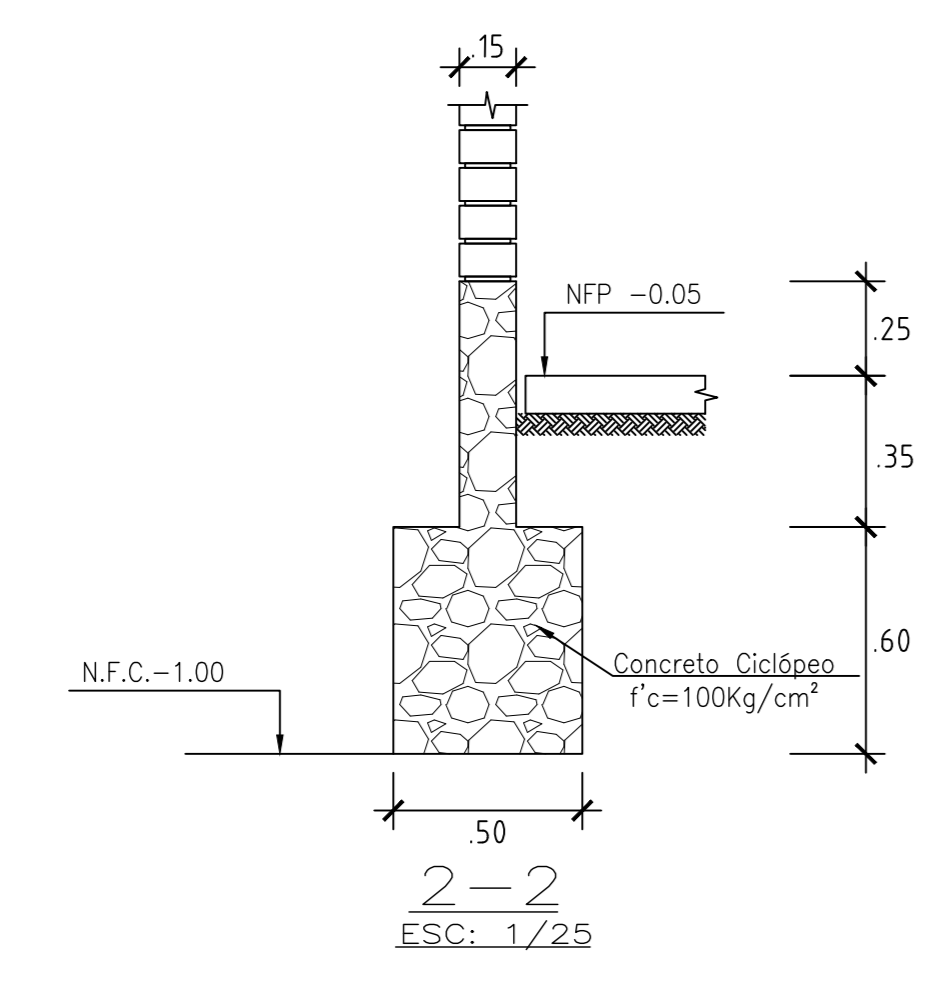
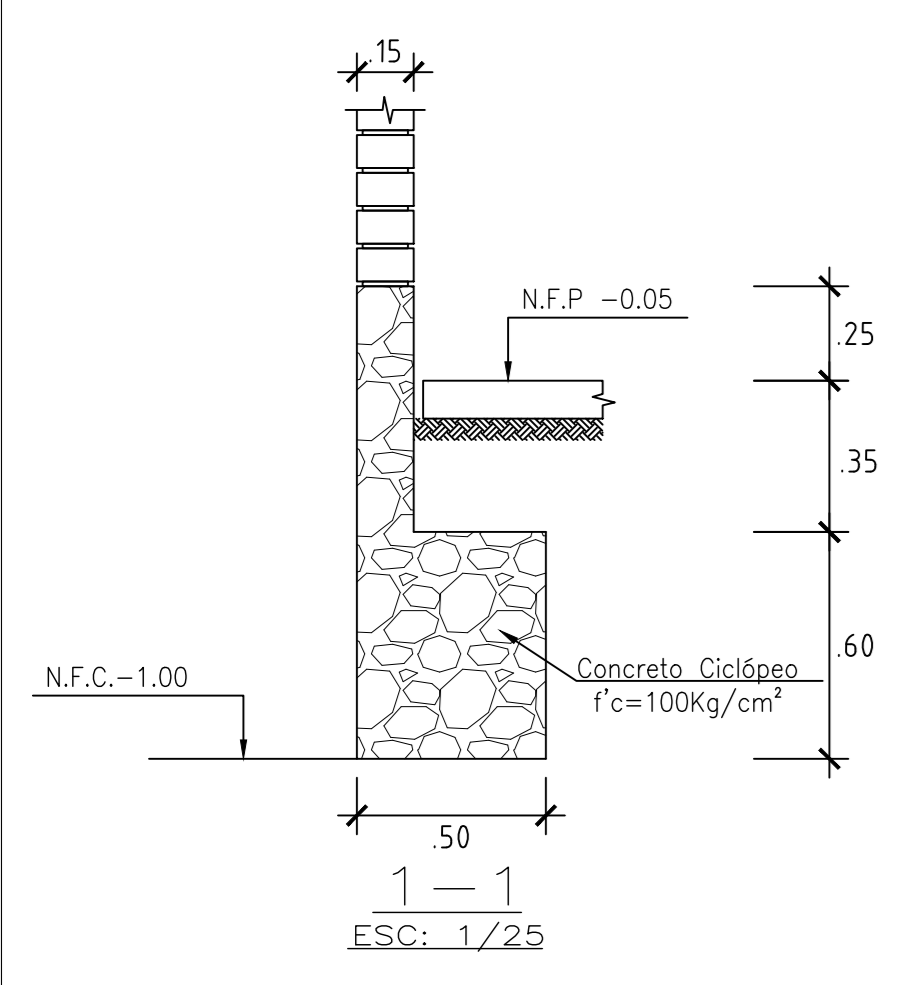
CORTE B-B

ESCALA 1/40

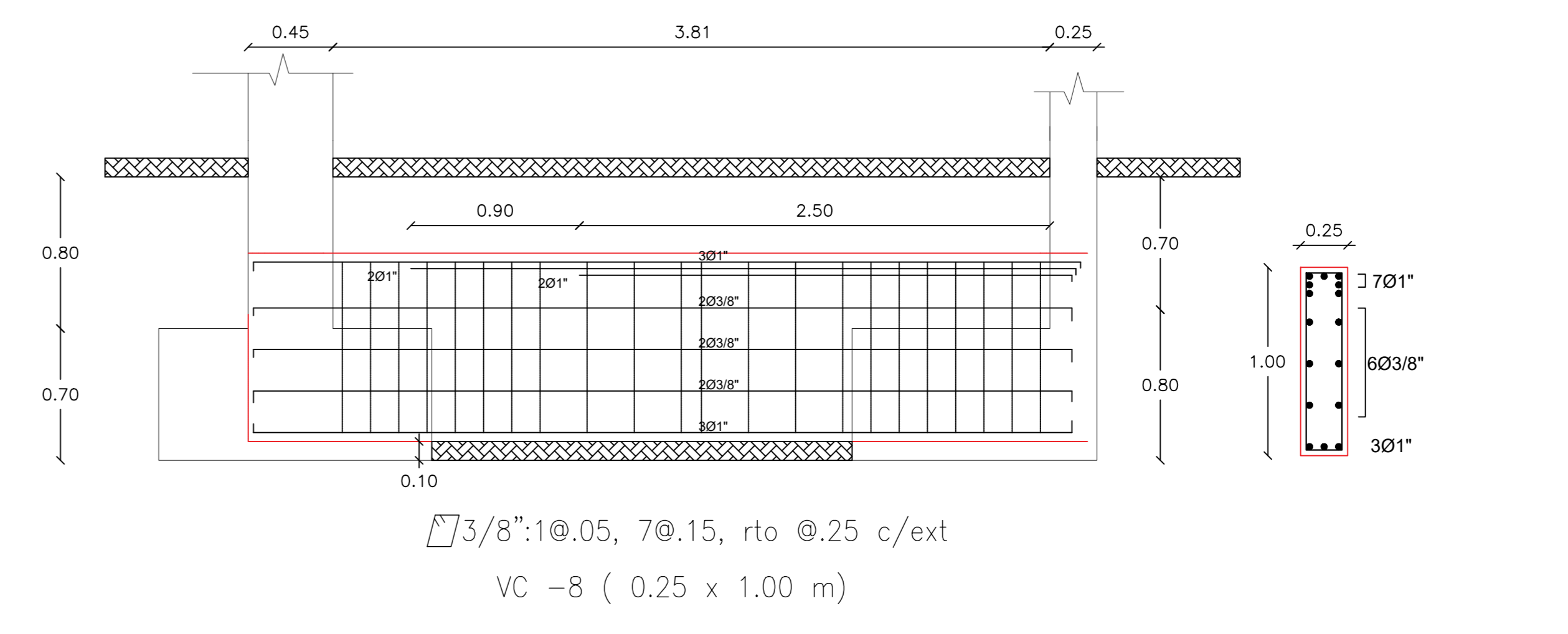
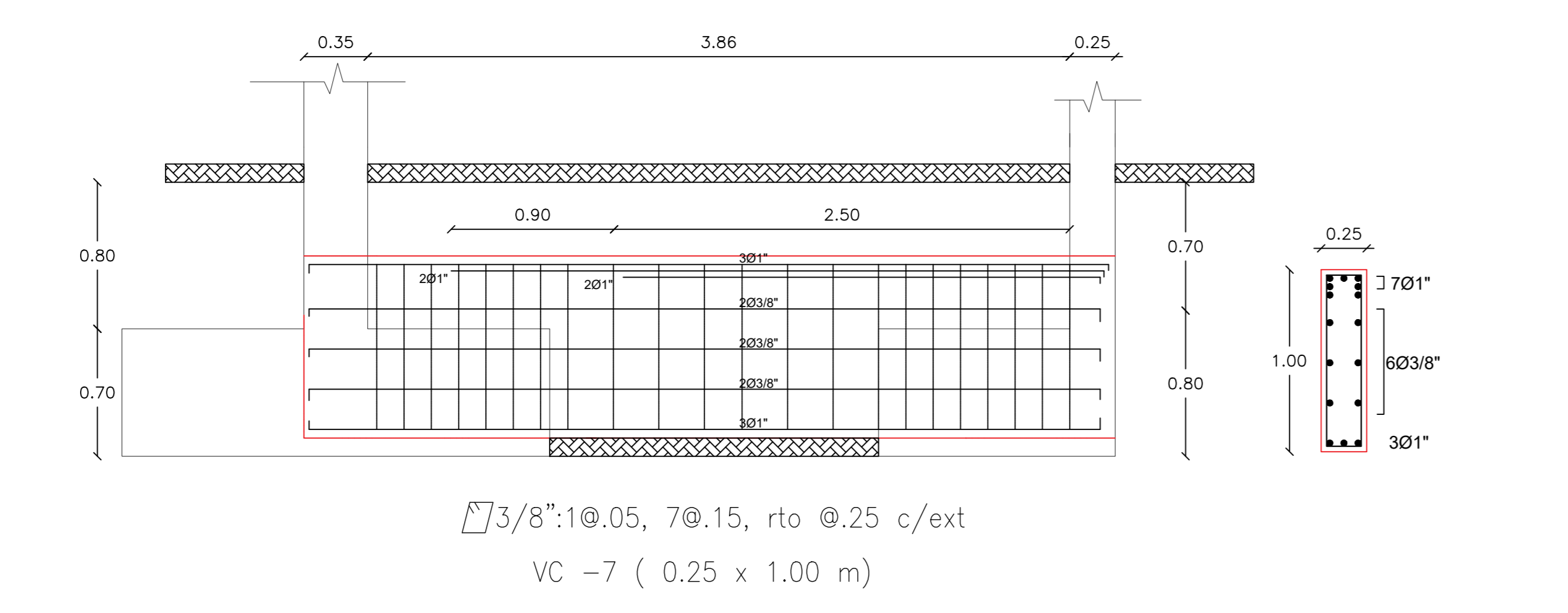
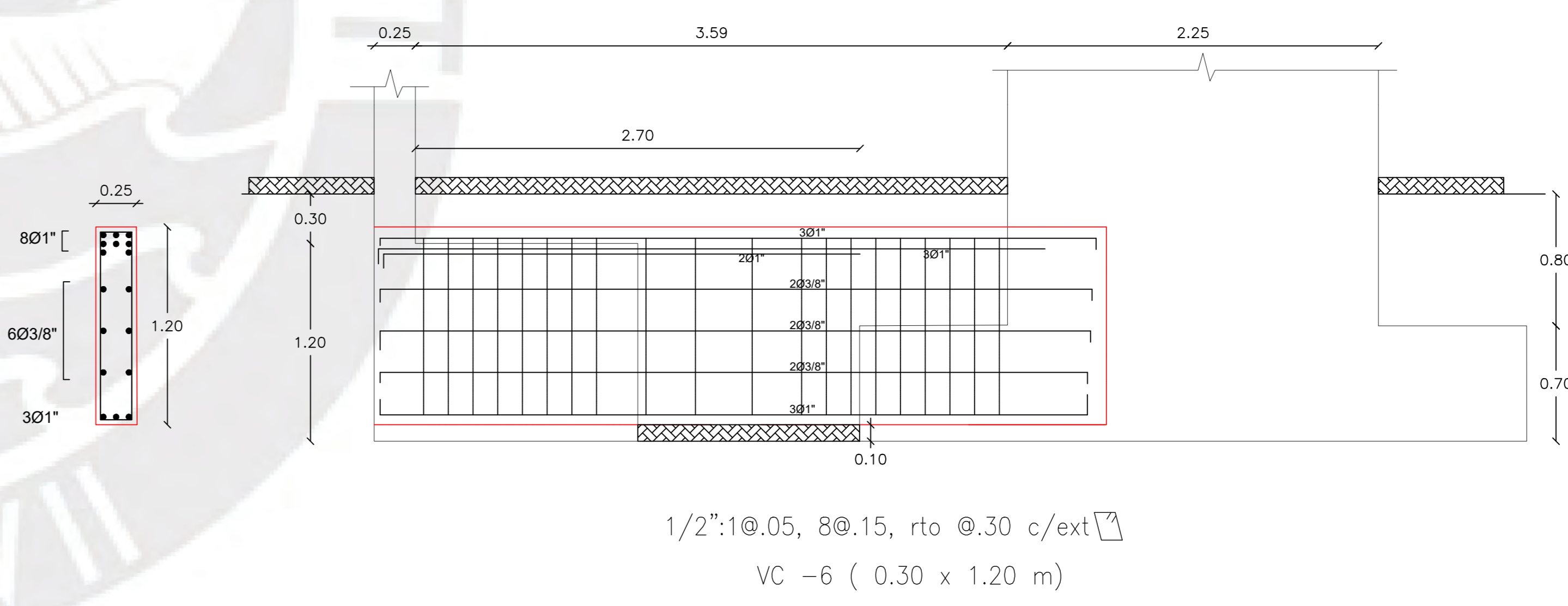
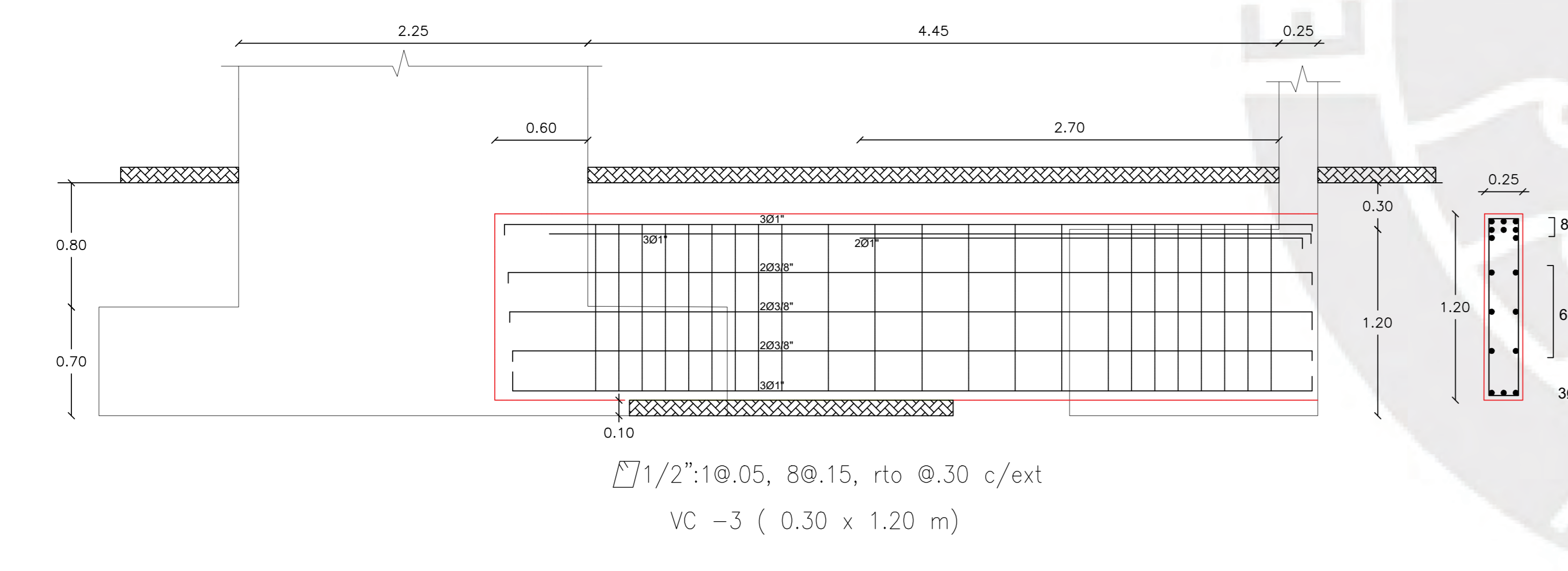
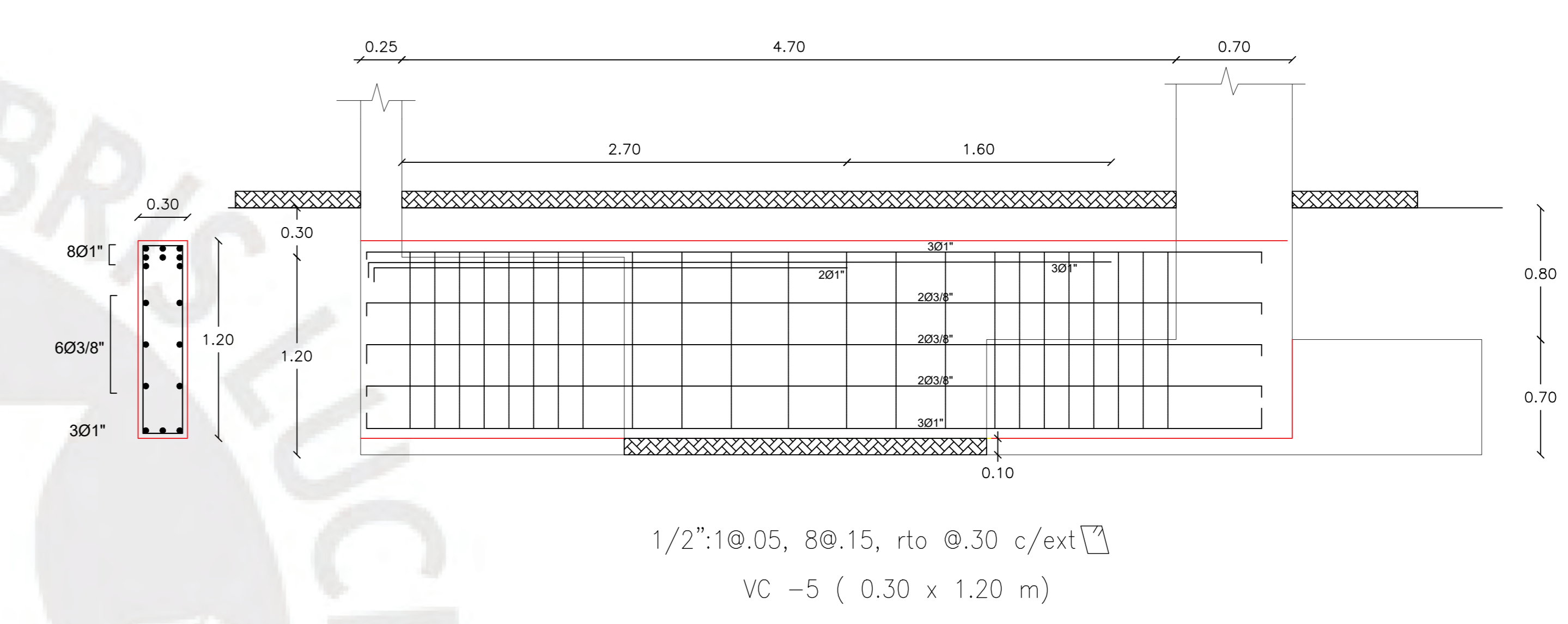
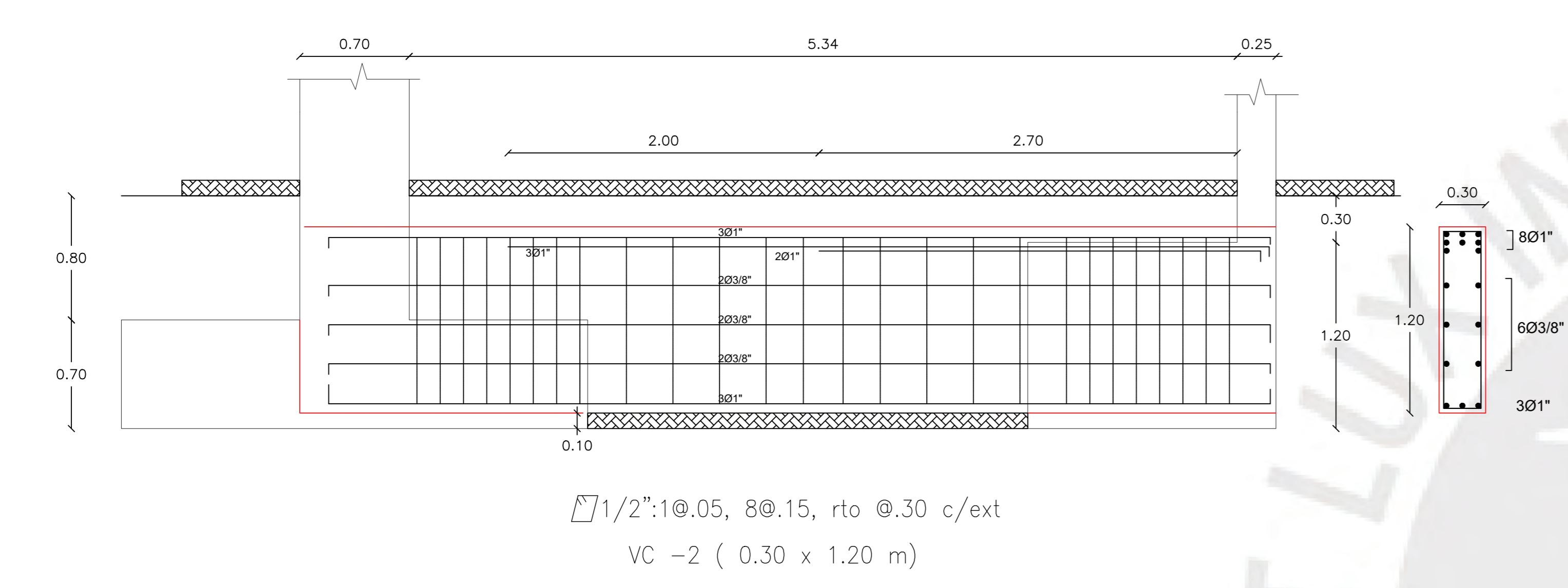
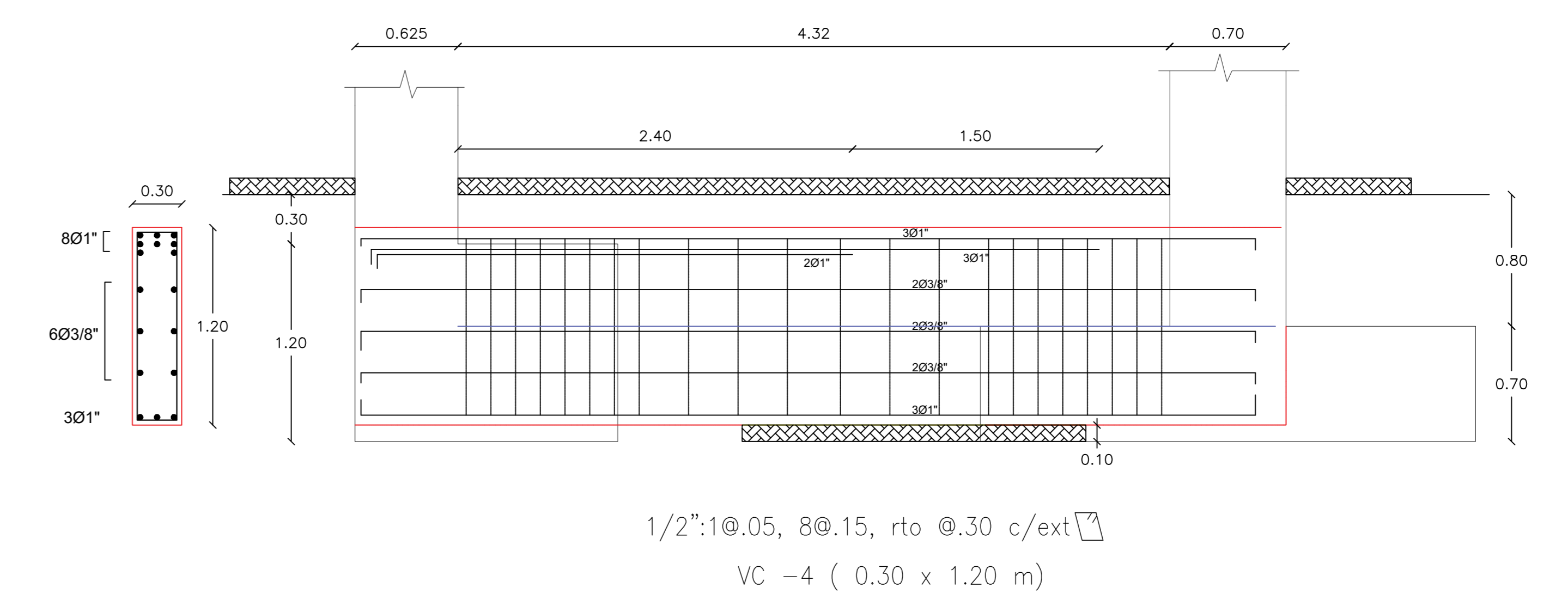
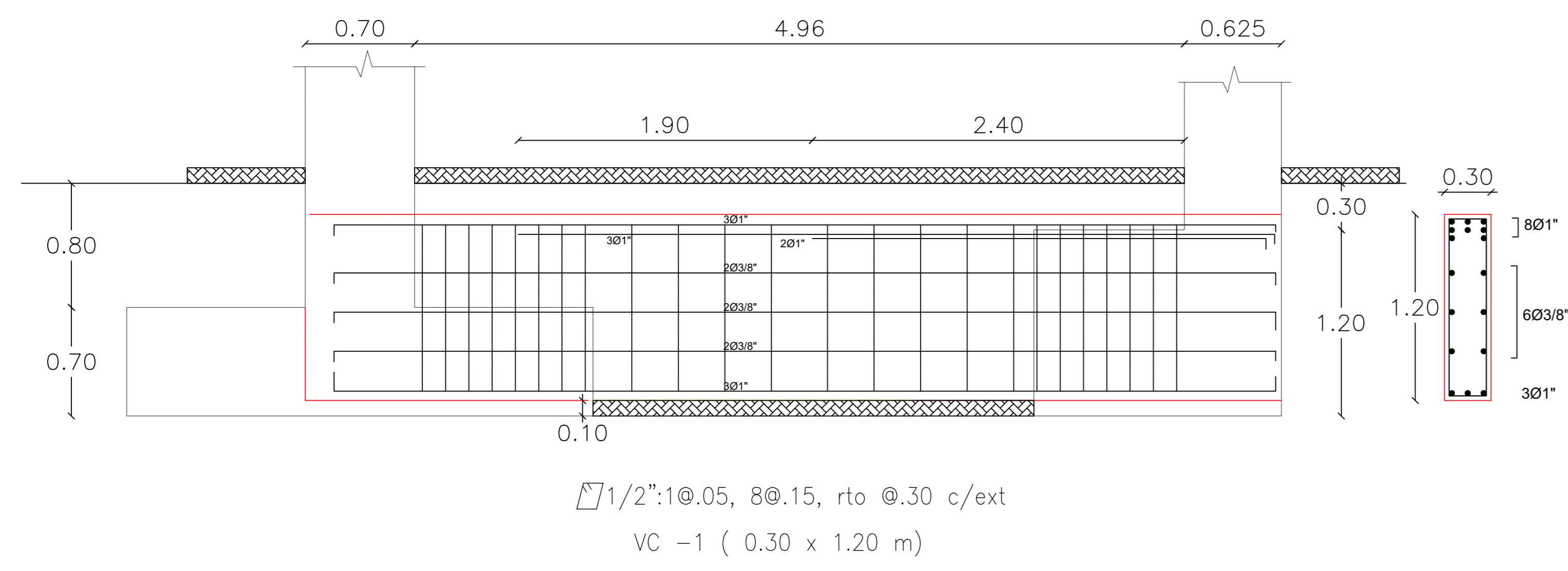
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: CORTE B-B	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024



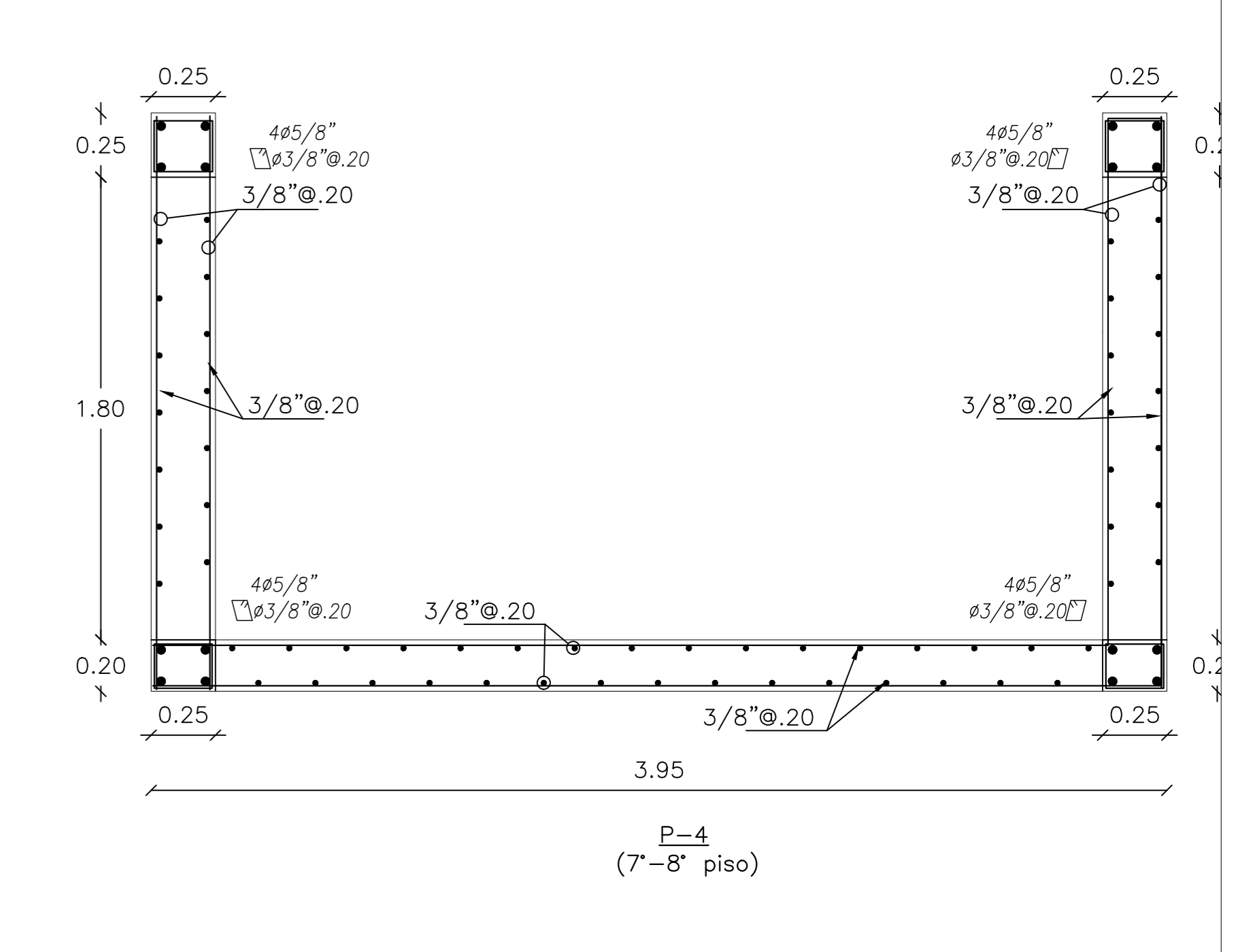
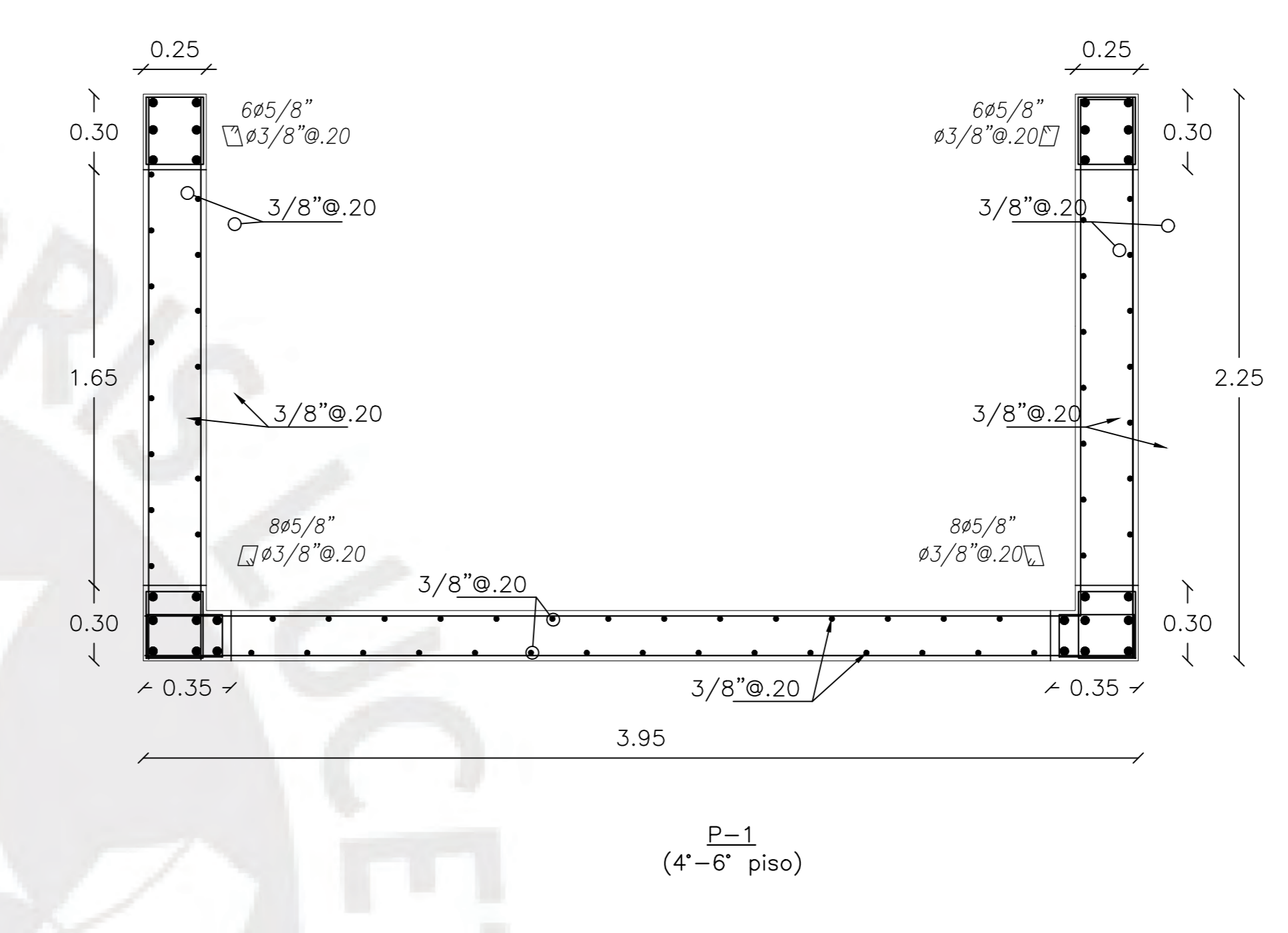
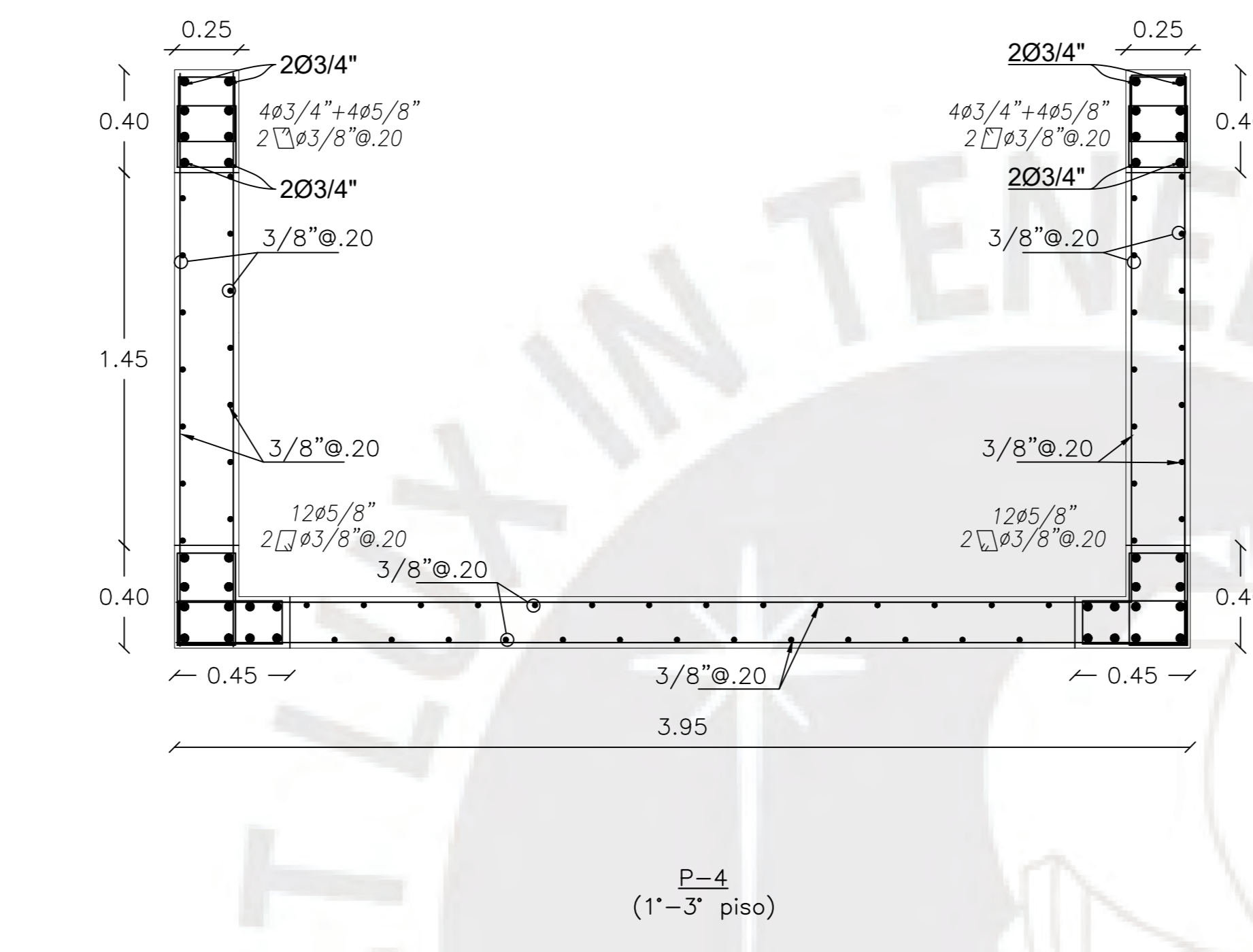
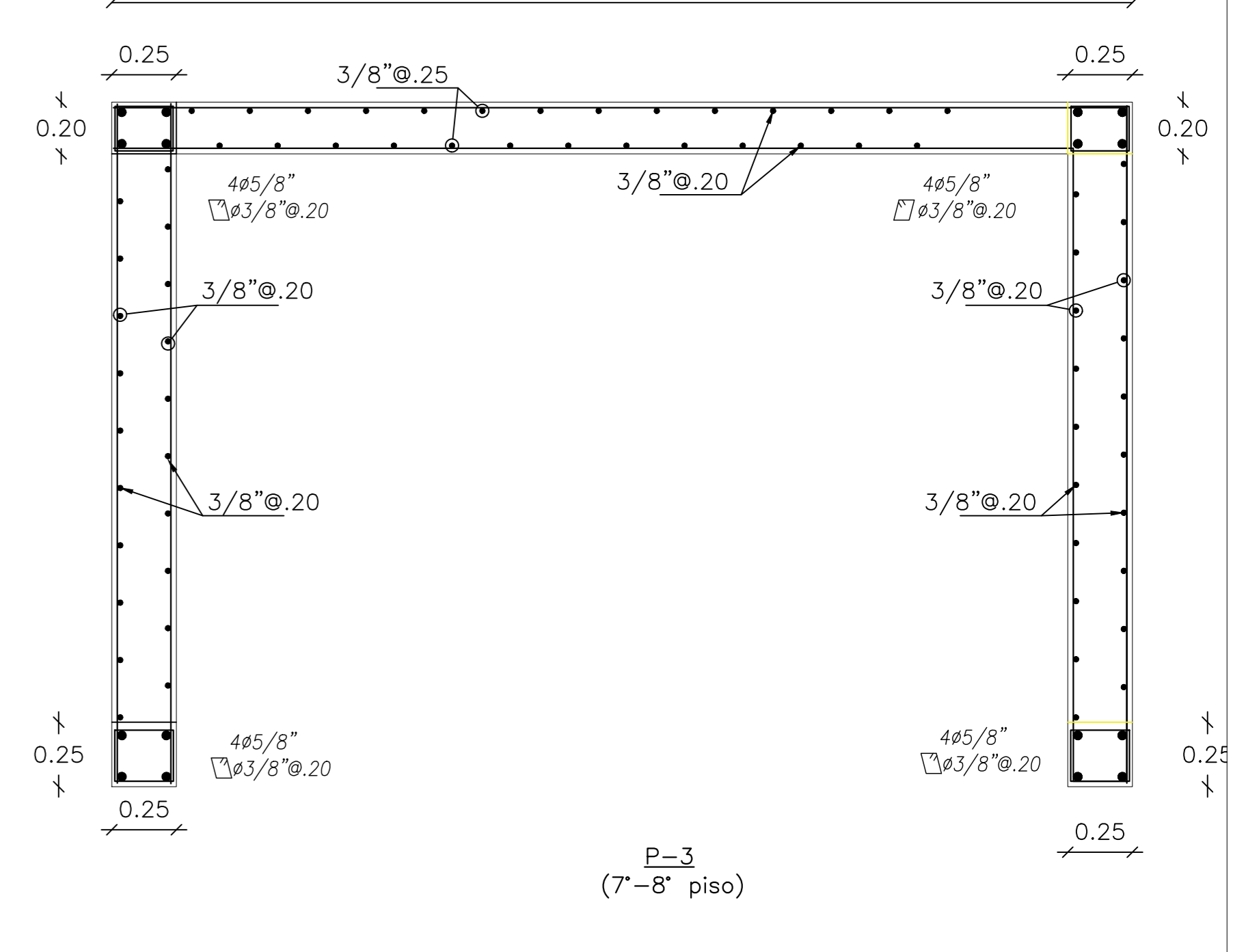
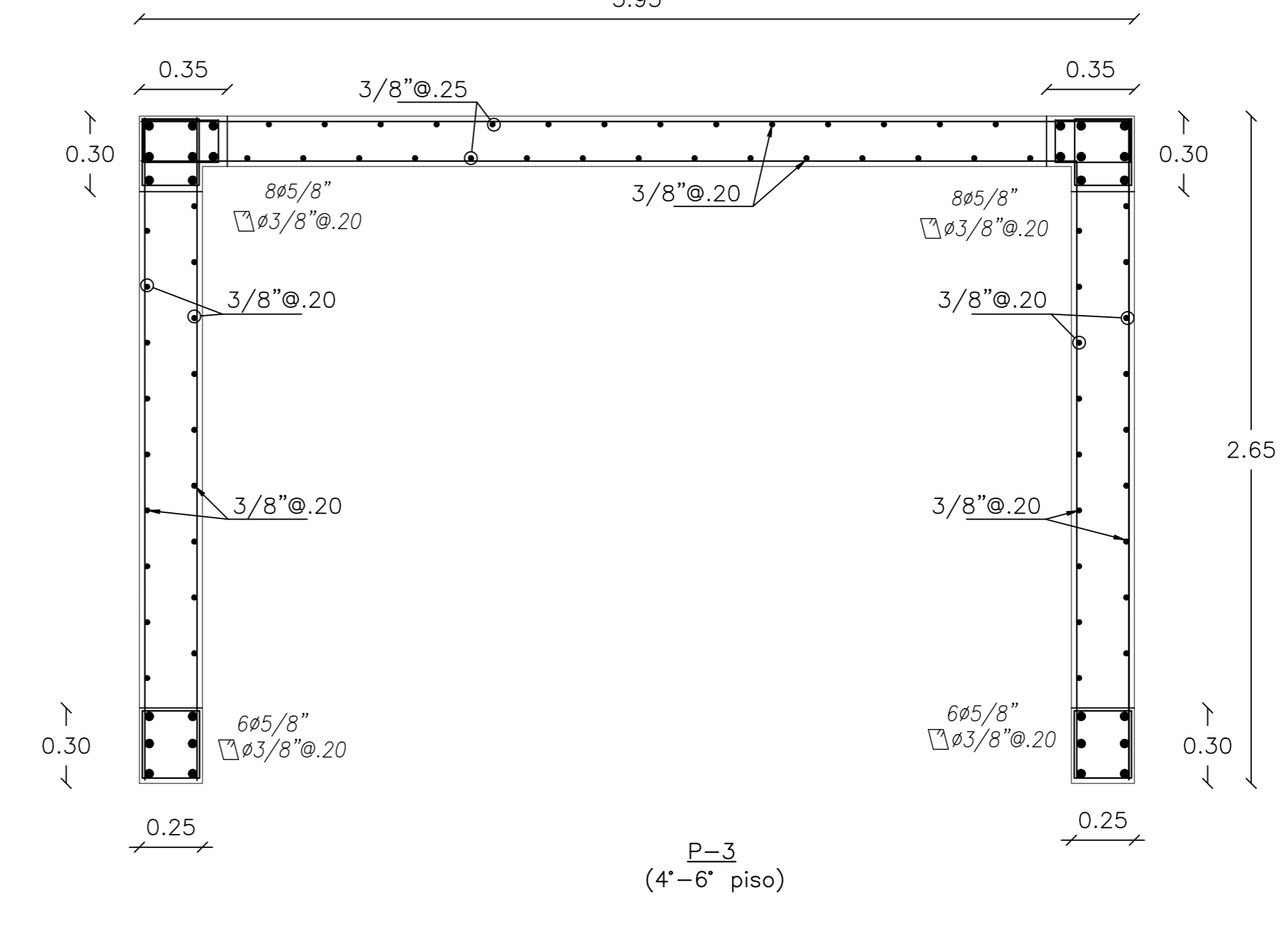
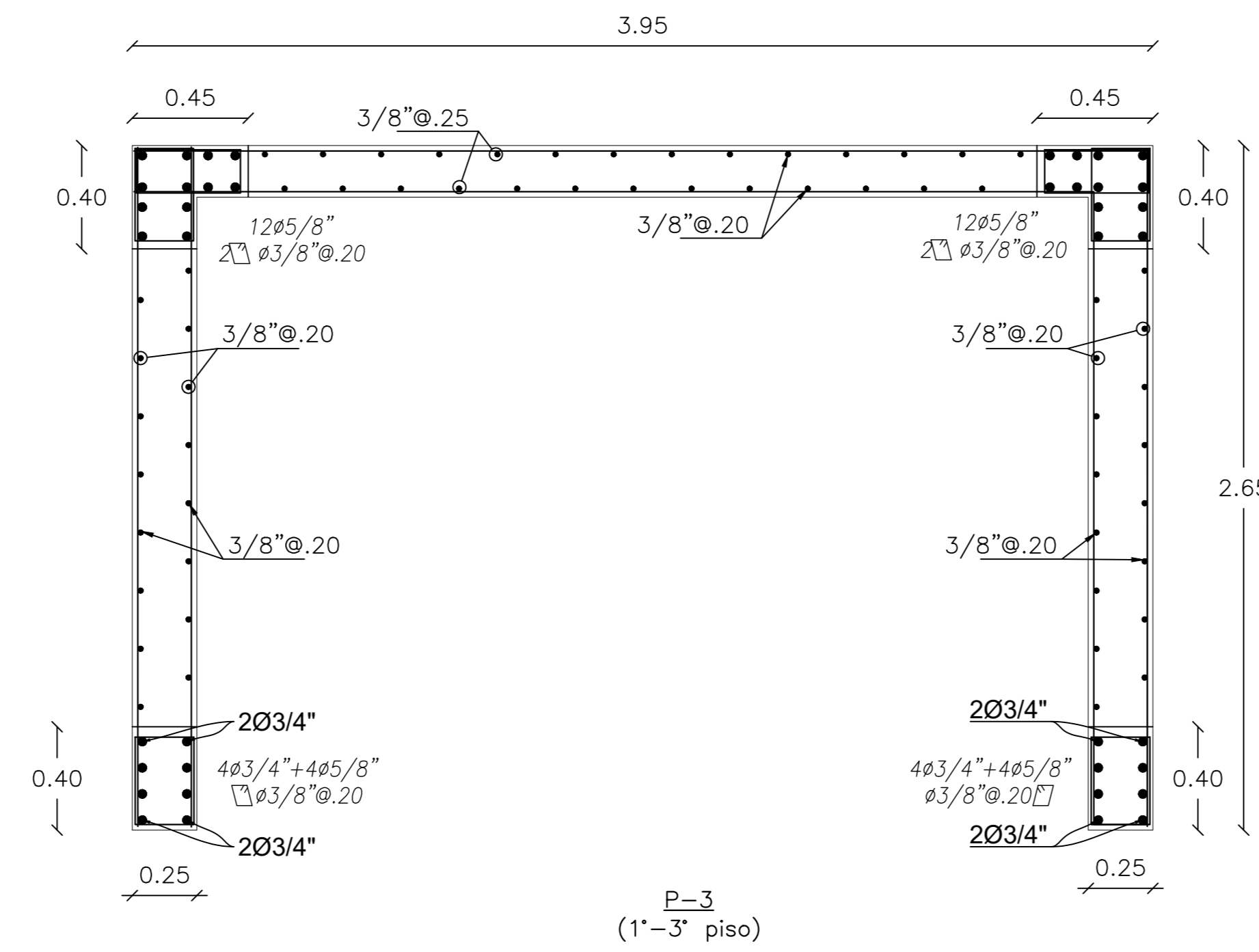
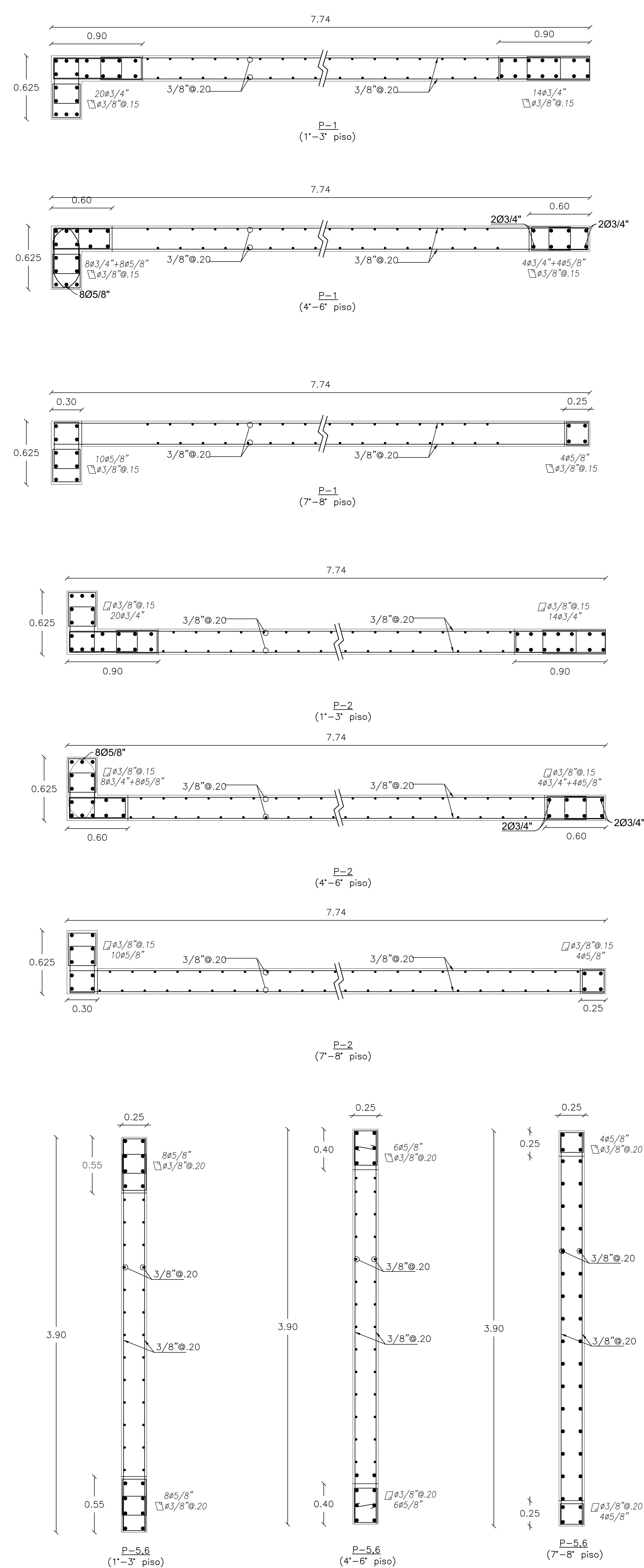
PLANTA CIMENTACION
ESC: 1/40



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: CIMENTACIÓN	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024

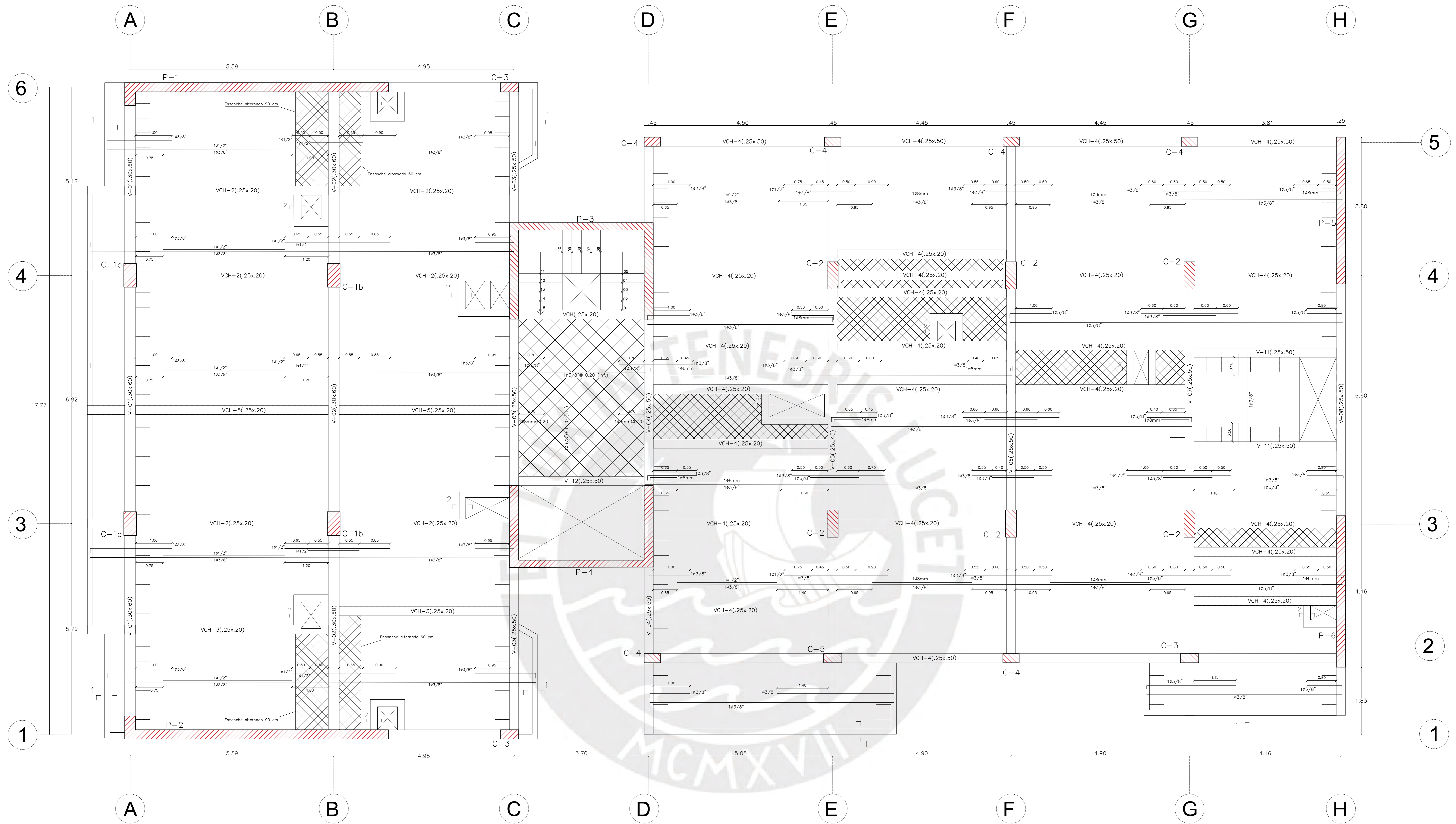


PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO		E-2
PLANO: DETALLES CIMENTACIÓN		
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO		E-2
ESCALA: 1/25	FECHA: 2024	



CUADRO DE COLUMNAS

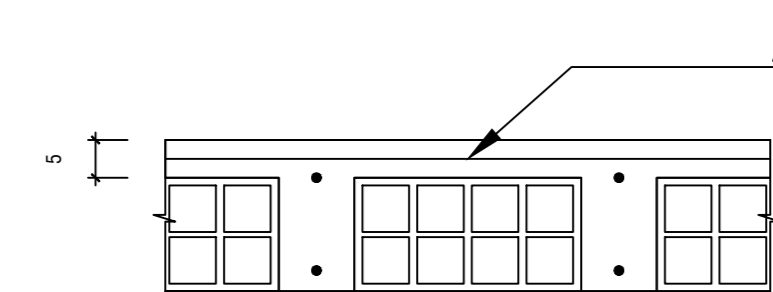
	C-1a	C-1b	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
1'-3' piso	 0.70 x 0.40 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.70 x 0.40 4#1"+8#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.65 x 0.35 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,6#0.10, rto.0.25 c/ext.	 0.50 x 0.25 4#5/8"+2#3/4" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 6#3/4" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.55 x 0.25 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.
4'-6' piso	 0.70 x 0.40 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.70 x 0.40 12#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.65 x 0.35 4#3/4"+6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,6#0.10, rto.0.25 c/ext.	 0.50 x 0.25 4#5/8"+2#3/4" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 4#3/4"+2#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.55 x 0.25 4#3/4"+4#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.
7'-8' piso	 0.70 x 0.40 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.70 x 0.40 6#3/4"+6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10, rto.0.30 c/ext.	 0.65 x 0.35 4#3/4"+6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,6#0.10, rto.0.25 c/ext.	 0.50 x 0.25 4#5/8"+2#3/4" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.45 x 0.25 6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.	 0.55 x 0.25 8#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10, rto.0.20 c/ext.



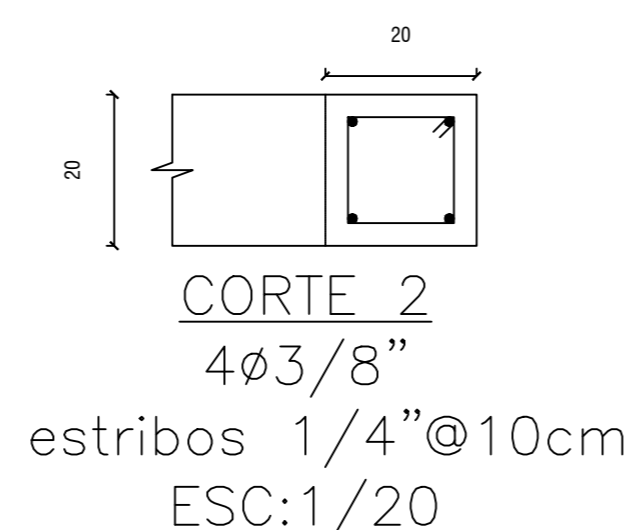
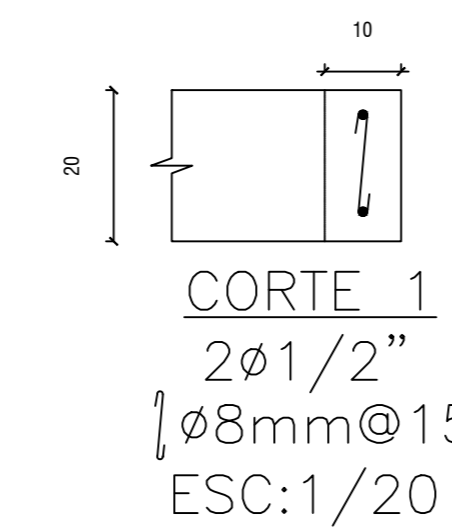
PLANTA ENCOFRADO PISO TÍPICO
 (NPT +2.80, 5.60, 8.40, 11.20, 14.00, 16.80, 19.60)

ESCA: 1/40

DETALLE ALIGERADO h=20cm
 ESC 1/20

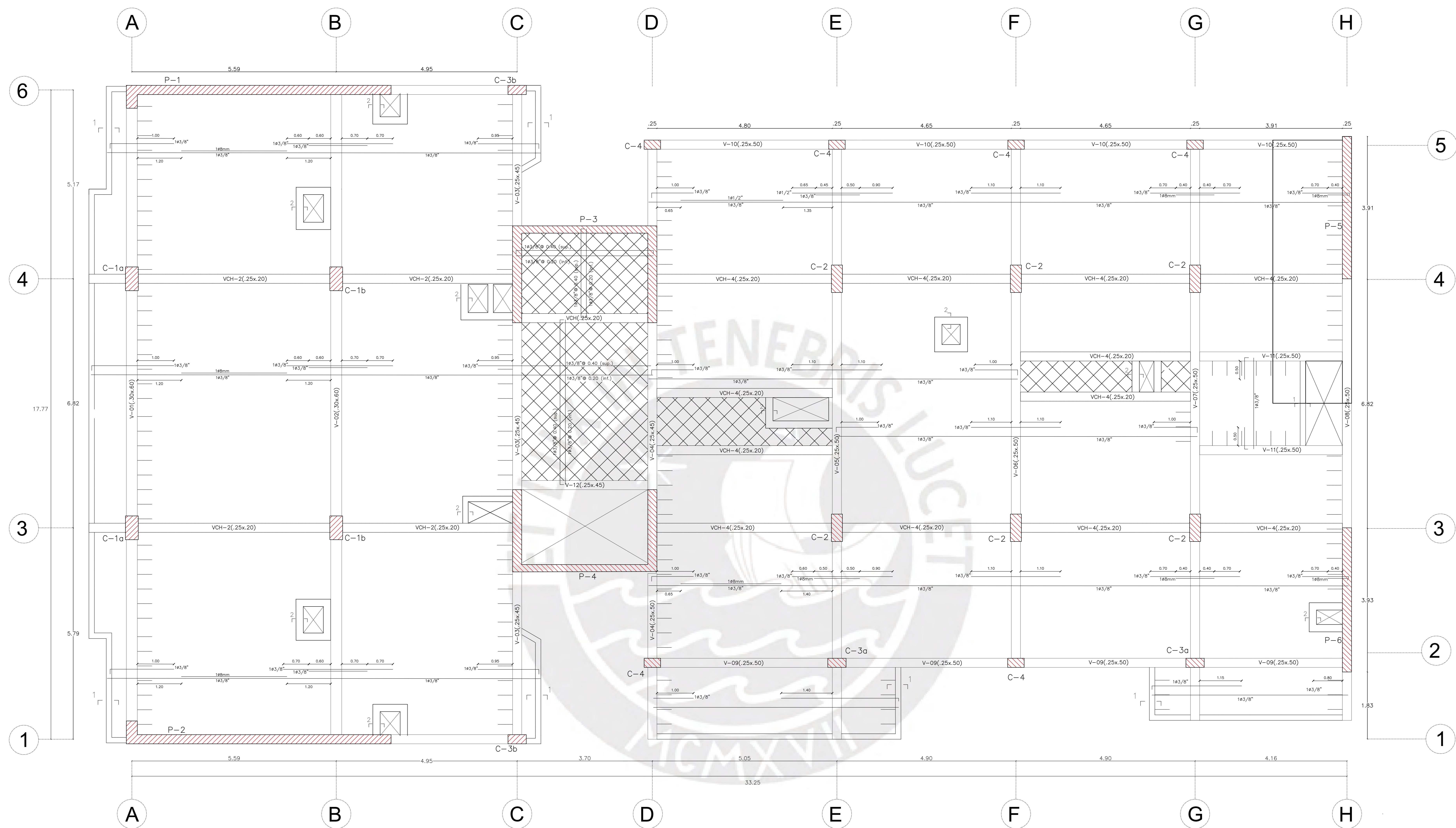


Acero de temperatura
 malla $\phi 8\text{mm} @ 25\text{m}$

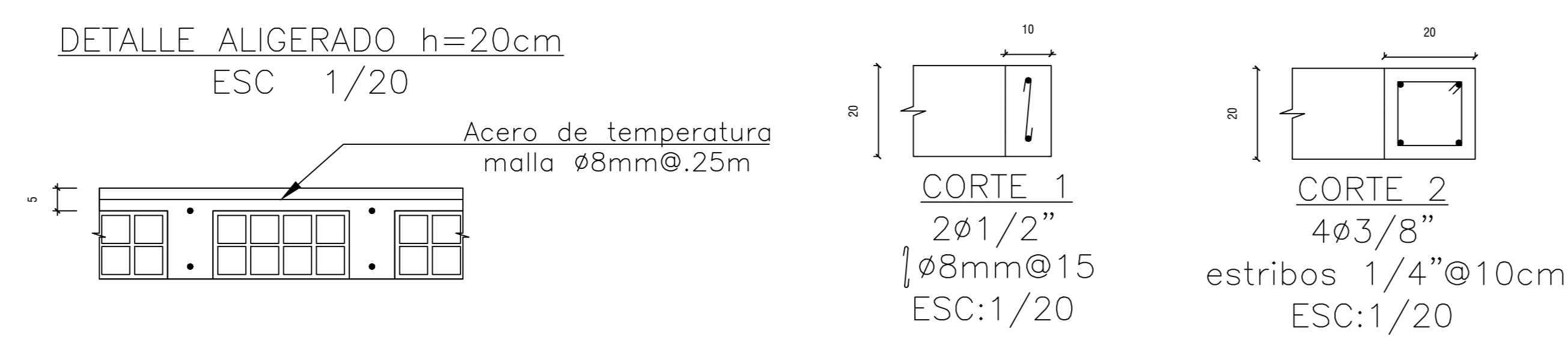


ESPECIFICACIONES:
 El concreto en losas y vigas será de
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO		E-4
PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO		
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	FECHA: 2024	
ESCALA: 1/40		



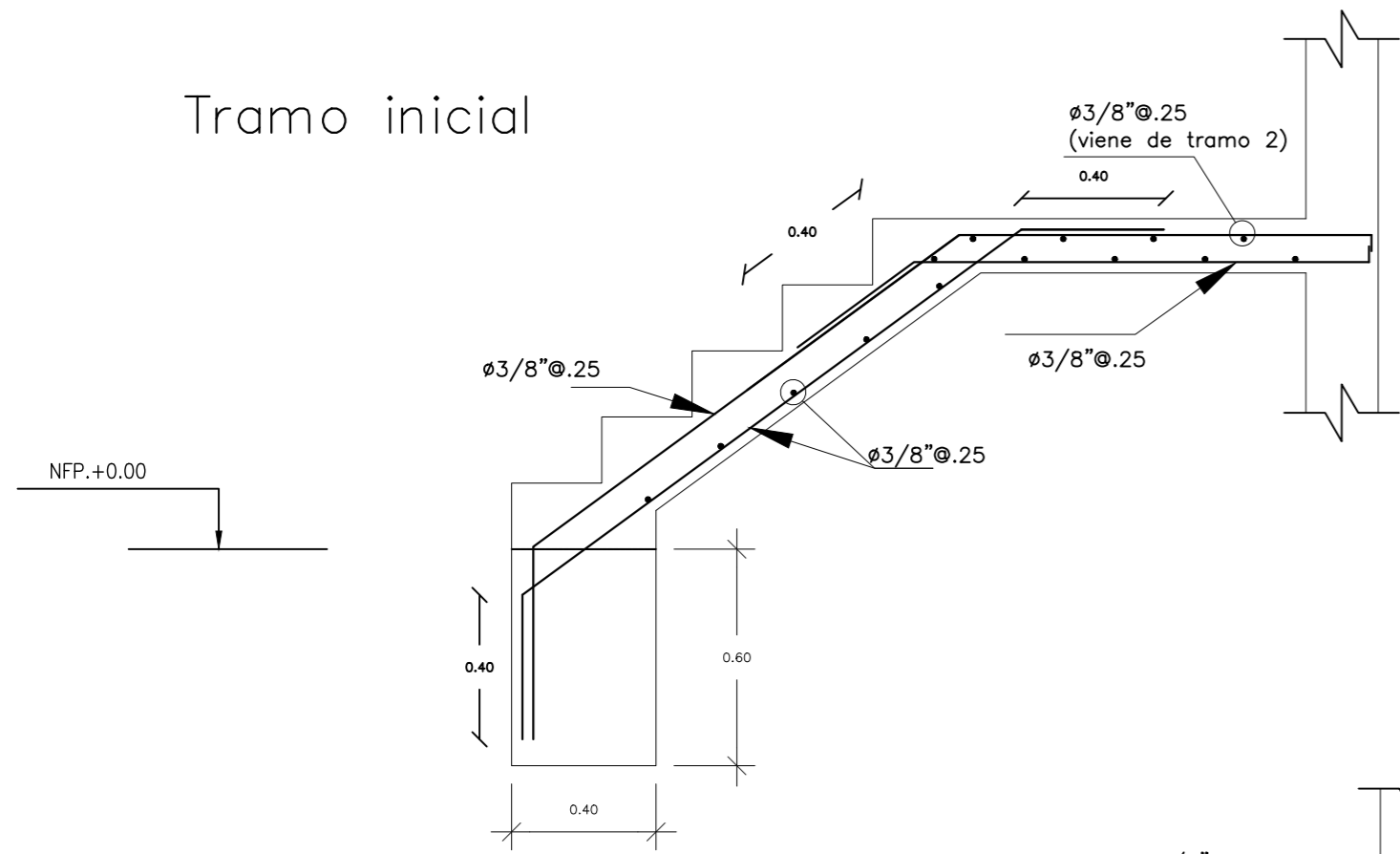
PLANTA ENCOFRADO AZOTEA
(NPT +22.40)
ESC: 1/40



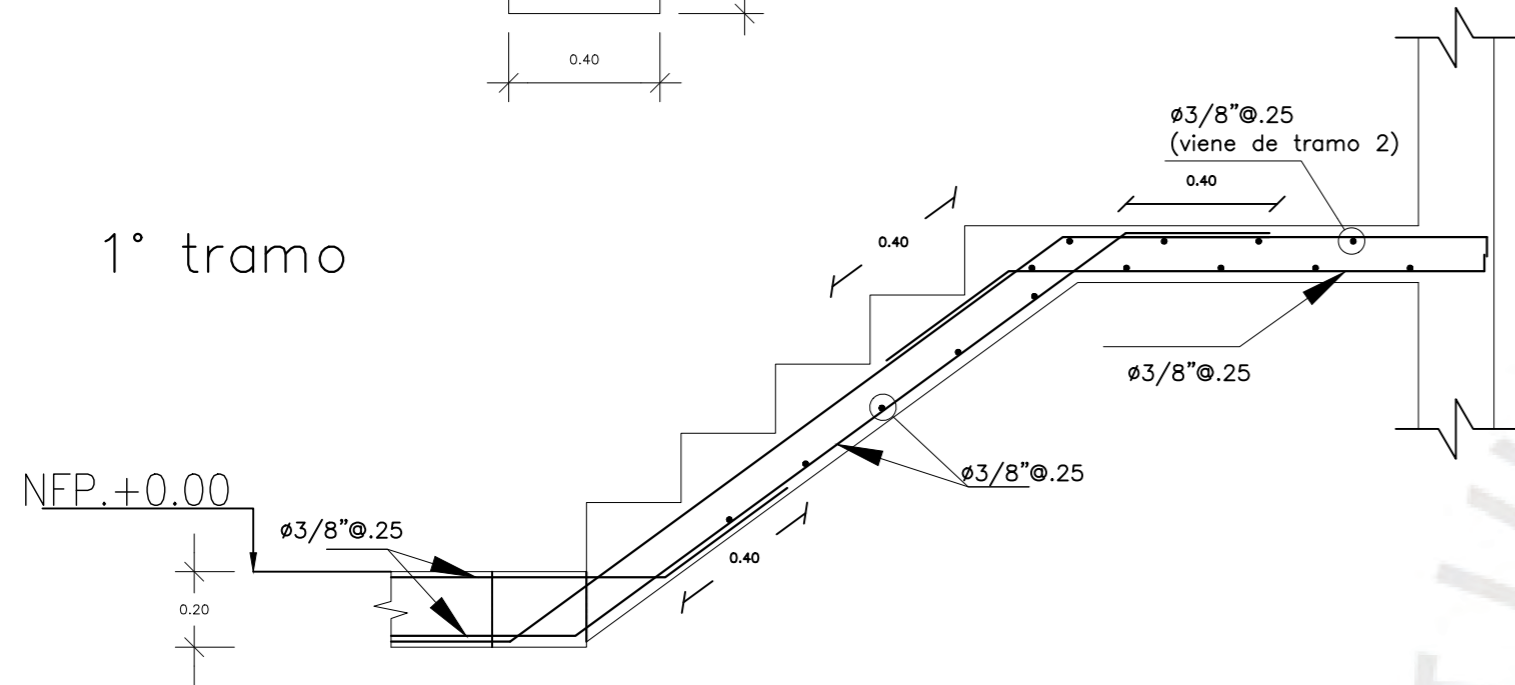
ESPECIFICACIONES:
El concreto en losas y vigas será de
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: ENCOFRADO AZOTEA	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/40	FECHA: 2024
E-5	

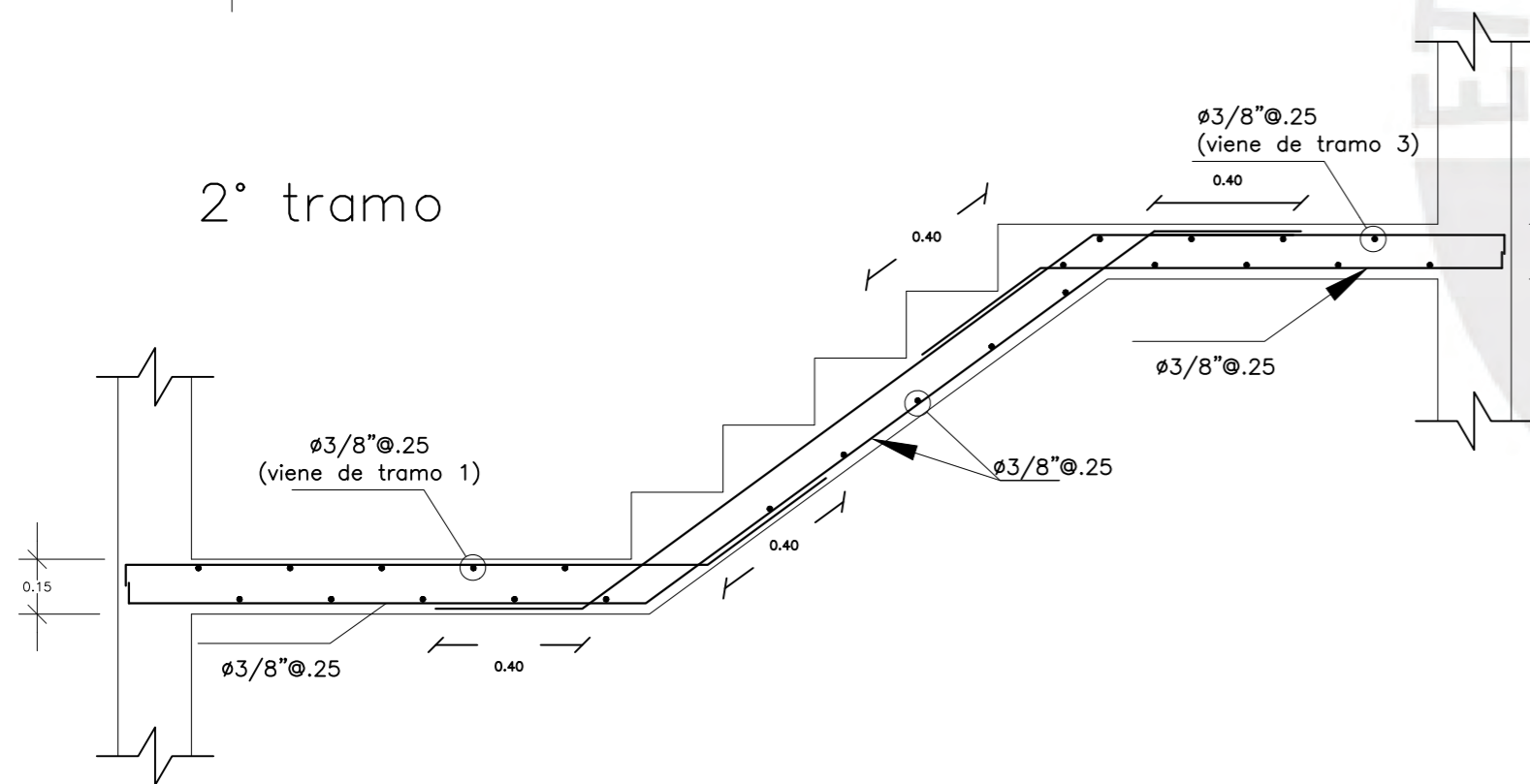
Tramo inicial



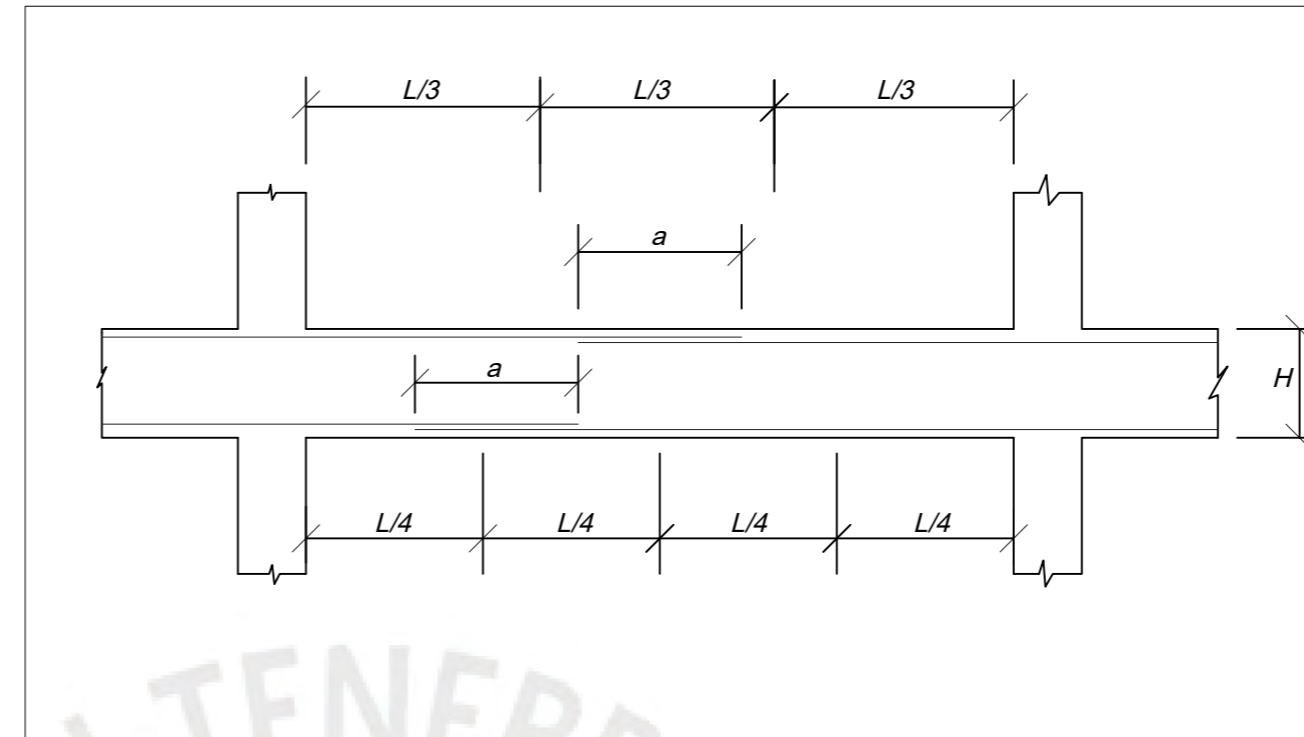
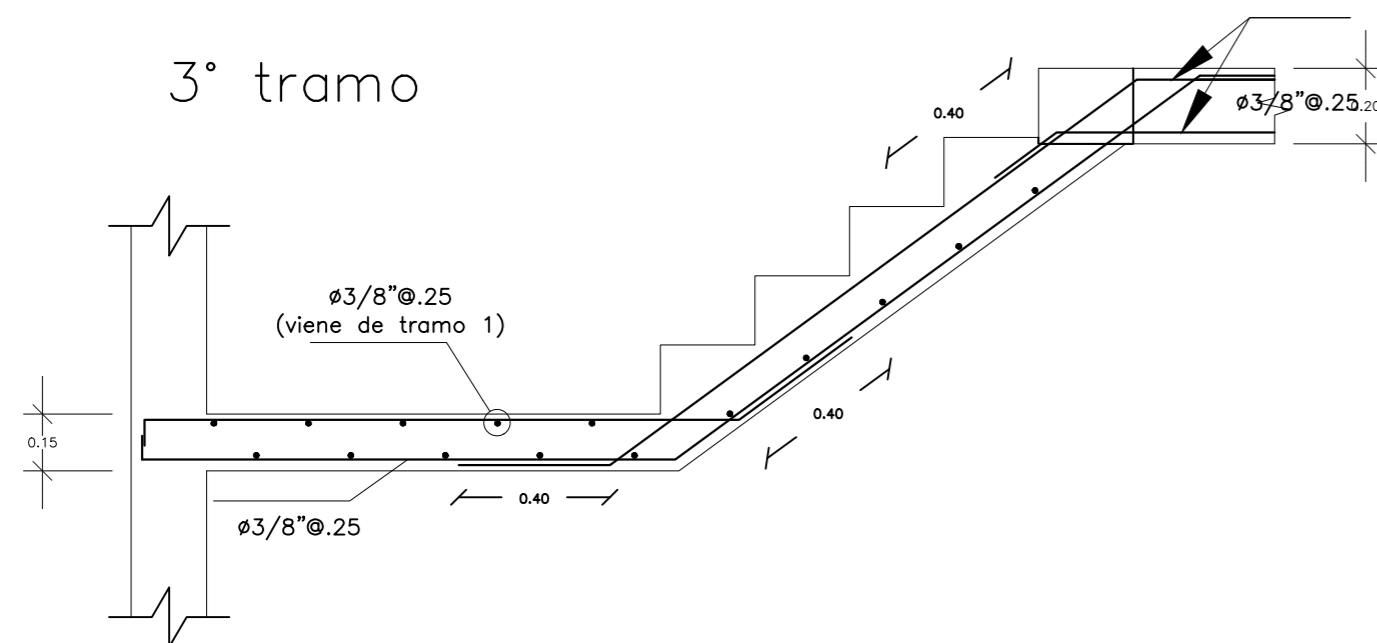
1° tramo



2° tramo



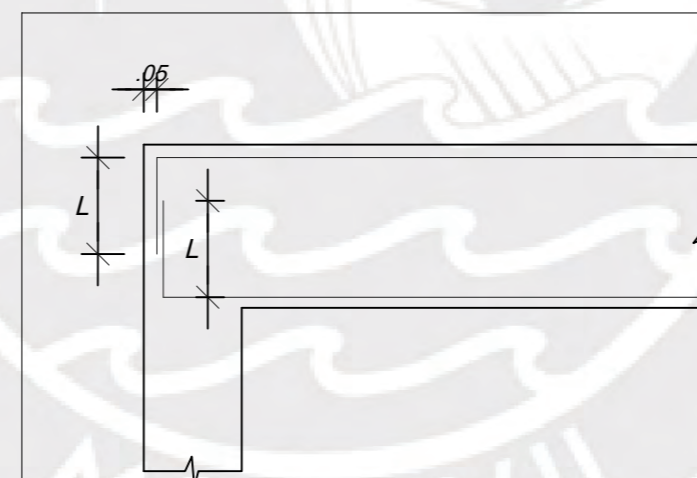
3° tramo



VALORES DE a (mts)		
ϕ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

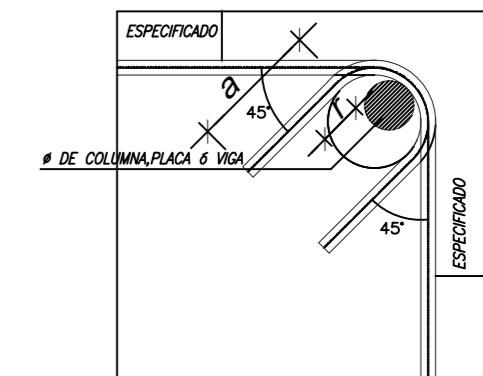
NOTA: (a).- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION

EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS



ϕ	L(m)
3/8"	.12
1/2"	.15
5/8"	.20
3/4"	.25
1"	.30

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR



ϕ	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO

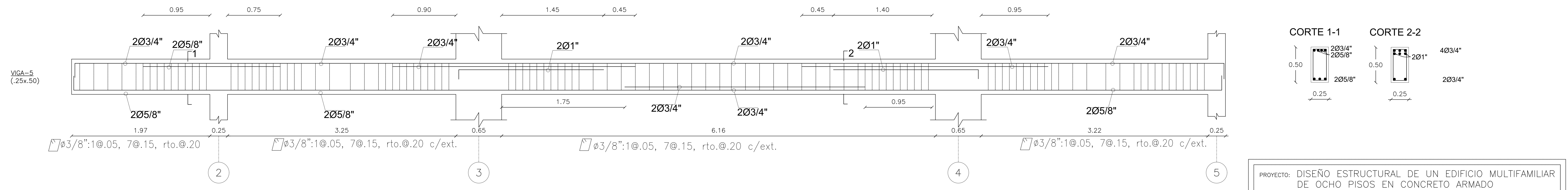
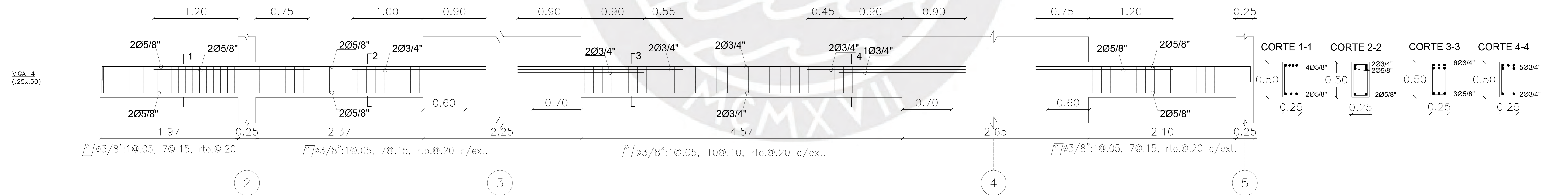
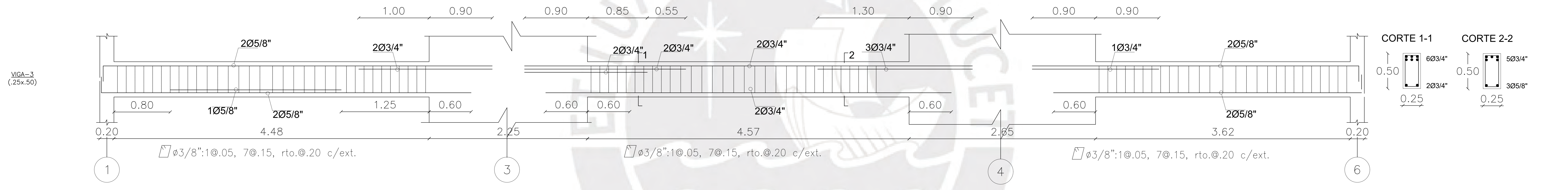
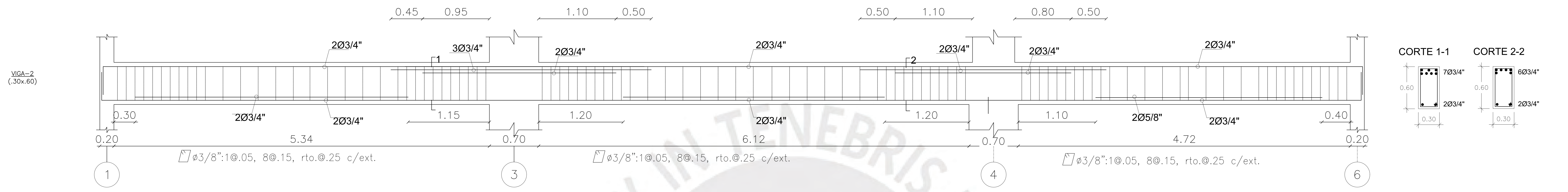
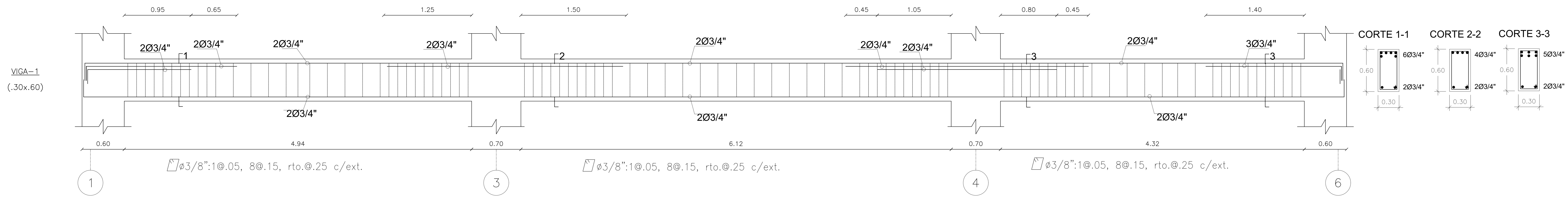
PLANO: ESCALERAS

PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO

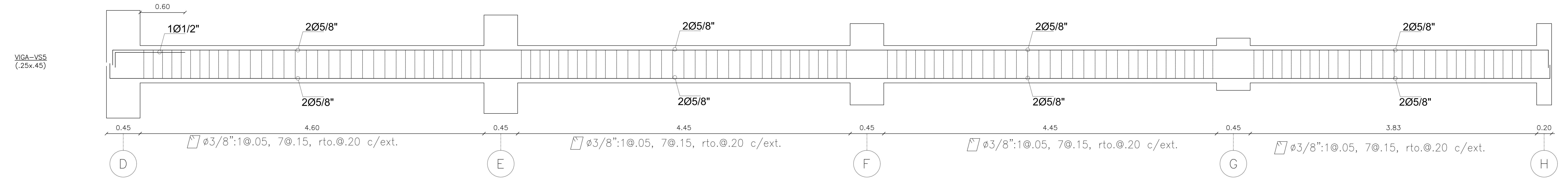
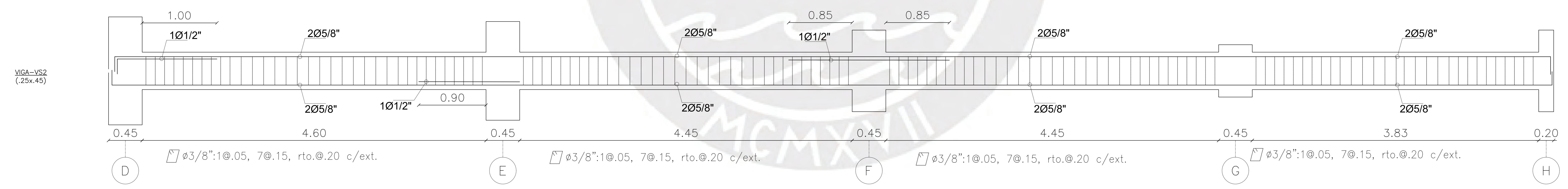
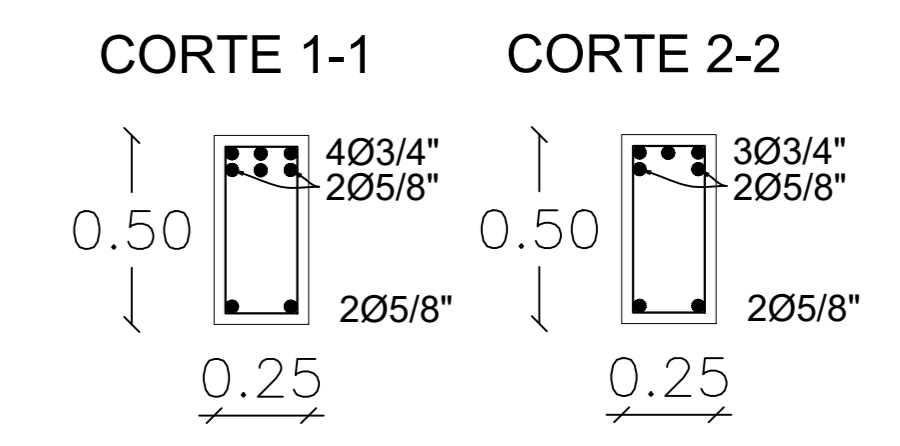
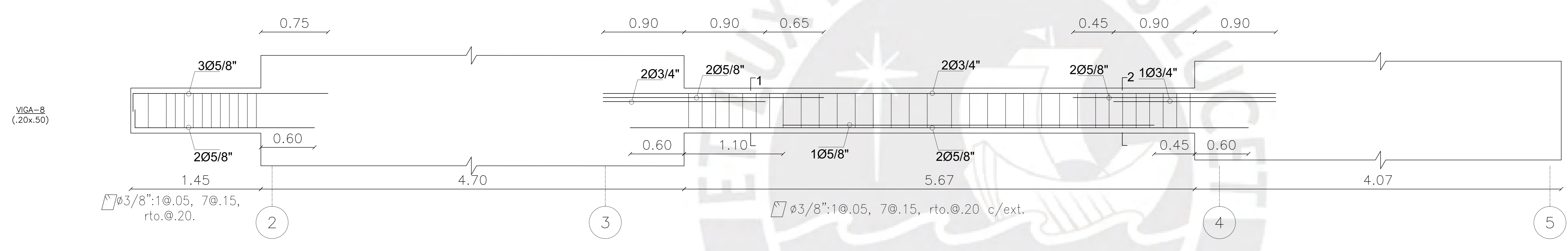
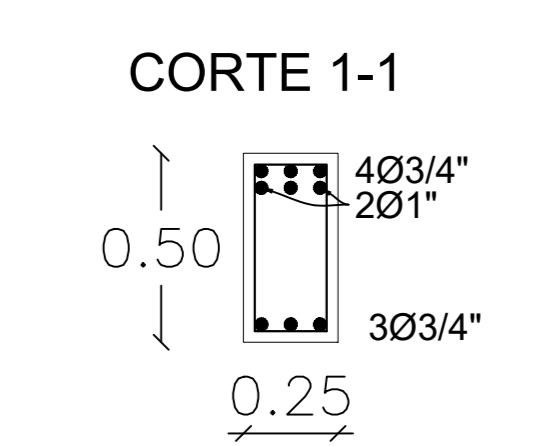
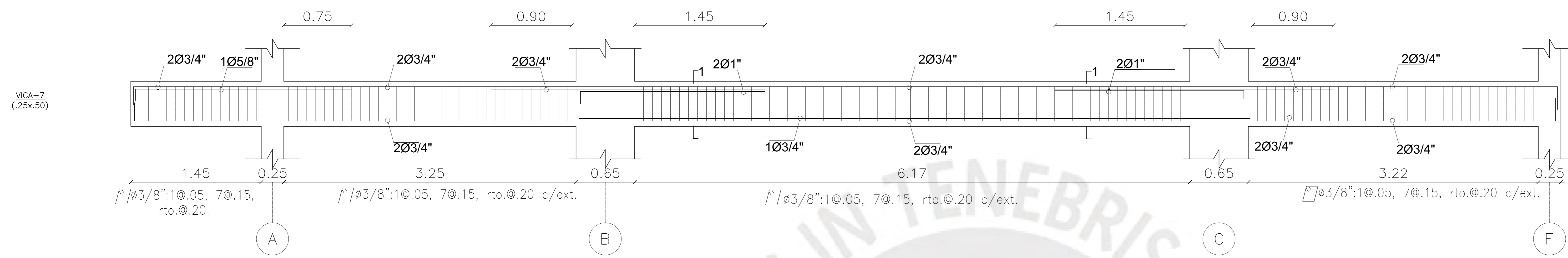
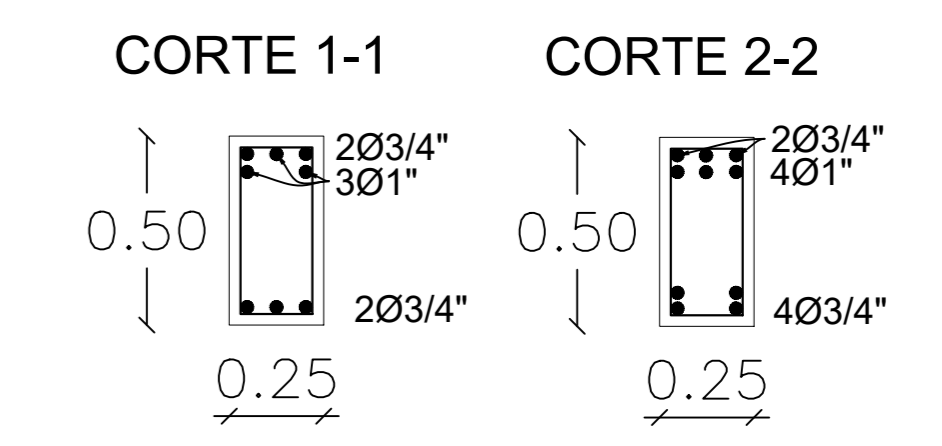
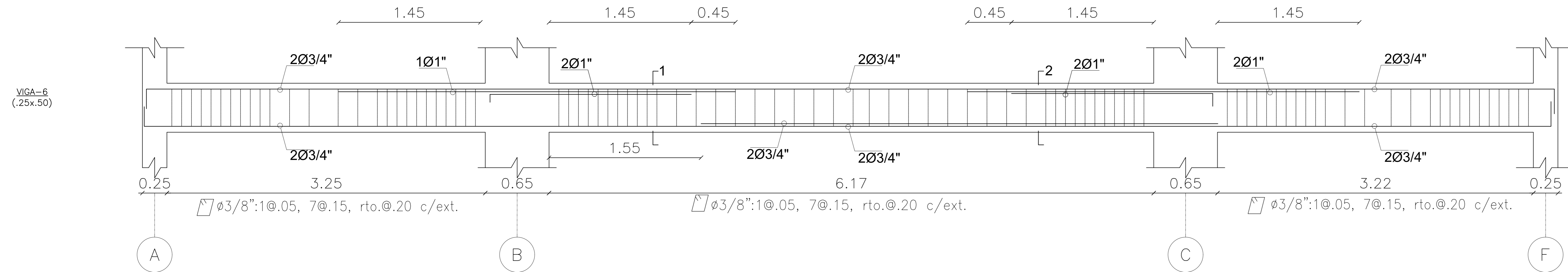
ESCALA: 1/20

FECHA: 2024

E-6



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: VIGAS - I	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/20	FECHA: 2024



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: VIGAS - II	
PROPIETARIO: JUAN CARLOS PÉREZ EULOGIO	
ESCALA: 1/20	FECHA: 2024