

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO Y COMPARACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS CON SISTEMA DUAL Y
SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

ANTHONY LICONA PEZO

ASESOR:

EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA

Lima, 2026

Informe de Similitud

Yo, EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

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

DISEÑO Y COMPARACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS CON SISTEMA DUAL Y SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

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


ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA,

ANTHONY LICONA PEZO

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **17 %**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/02/2026.
- 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, 04 de febrero de 2026

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

A mis padres, por el respaldo constante, la paciencia y el valor de perseverancia que me fue inculcado. A mi hermano, por su compañía silenciosa pero siempre presente. A mi gato Simba, que, aunque ya descansa lejos de mí, me regaló calma y fuerza en este camino.

Zhalma

A mis padres, en agradecimiento profundo por su sacrificio, amor y comprensión, sustento invaluable en mi formación tanto profesional como personal. A mi hermano, por sus valiosos consejos y constante preocupación. A mis familiares, amigos y compañeros, por su presencia en este largo recorrido.

Anthony

A nuestro asesor, por su guía, tiempo y compromiso durante el desarrollo de este trabajo.

RESUMEN

Perú es un país de alta sismicidad, donde los edificios de concreto armado son diseñados, generalmente, con sistemas duales o de muros estructurales. Estos sistemas poseen diferencias en su estructuración, por lo que nace la inquietud de comparar el comportamiento sísmico y el diseño de ambos.

Esta tesis se orienta principalmente a diseñar un edificio multifamiliar de 4 niveles ubicado en el distrito de San Isidro, con dos sistemas estructurales diferentes: sistema dual y sistema de muros estructurales. Así como evaluar y comparar sus respuestas sísmicas ante los análisis dinámicos: modal espectral de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y tiempo historia lineal elástico.

El proyecto dispone de una superficie techada aproximada de 461.28 m² en cada piso, sobre un suelo de material gravoso arenoso cuya capacidad portante es 4 kg/cm². Inicialmente, se efectúa la estructuración y predimensionamiento de ambas estructuras, lo que permite realizar los modelos computacionales, en los que se ingresan cargas de gravedad. Posteriormente, se ejecutan los análisis estático y dinámico modal espectral, verificando las restricciones de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Se sigue con la etapa de diseño de componentes estructurales como losas, vigas, columnas, placas, zapatas y elementos adicionales, en cumplimiento de la Norma E.060 Concreto Armado (2009). Como paso final, los resultados determinados del análisis dinámico tiempo historia lineal elástico de cinco conjuntos de aceleraciones de los años 1966, 1970, 1974, 2007 y 2021 en Perú, se comparan con los hallados del análisis modal espectral.

En las dos estructuras se logra un diseño y análisis satisfactorio siguiendo los lineamientos y límites normados. A partir de la evaluación y comparación de resultados que se presentan, el edificio con sistema de muros estructurales obtiene mejor comportamiento sísmico en el análisis modal espectral y de forma prevaleciente frente a los registros considerados para el análisis tiempo historia lineal elástico.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 : GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos del proyecto	2
1.3. Características del proyecto	2
1.3.1. Características de la arquitectura del proyecto	2
1.3.2. Descripción de las estructuras del proyecto	5
1.3.2.1. Estructura con Sistema Dual	5
1.3.2.2. Estructura con Sistema de Muros Estructurales	5
1.4. Reglamentos	5
1.5. Materiales empleados	6
CAPÍTULO 2 : ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	7
2.1. Criterios de estructuración	7
2.1.2. Estructuración del sistema de muros estructurales	8
2.2. Criterios de predimensionamiento del sistema dual y de muros	9
2.2.1. Predimensionamiento de losas	9
2.2.2. Predimensionamiento de vigas	10
2.2.3. Predimensionamiento de columnas	10
2.2.4. Predimensionamiento de placas	11
2.2.5. Predimensionamiento de escaleras	12
2.2.6. Predimensionamiento de cisterna	12
CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	13
3.1. Cargas empleadas	13
3.1.1. Carga Muerta (CM)	13
3.1.2. Carga Viva (CV)	13
3.2. Análisis de losas	13
3.2.1. Análisis de losas aligeradas	13
3.2.2. Análisis de losas macizas	14
3.3. Análisis de vigas, columnas y placas	16
3.3.1. Análisis de vigas	16
3.3.2. Análisis de columnas y placas	17
CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS SÍSMICO DEL SISTEMA DUAL Y DE MUROS	20
4.1. Parámetros de análisis sísmico	20
4.2. Modelo Computacional	22
4.3. Peso de la estructura	23

4.4. Regularidad de la edificación.....	23
4.4.1. Irregularidad en altura	23
4.4.2. Irregularidades en planta	25
4.5. Análisis Modal	27
4.6. Análisis Estático.....	29
4.6.1. Fuerza cortante basal	29
4.6.2. Derivas y desplazamientos máximos.....	31
4.7. Análisis Dinámico	32
4.7.1. Aceleración Espectral	32
4.7.2. Cortante de diseño	32
4.7.3. Derivas y desplazamientos máximos.....	34
4.7.4. Verificación de sistema estructural.....	35
4.8. Centro de masa y rigidez.....	35
4.9. Junta de separación sísmica.....	36
CAPÍTULO 5 : FUNDAMENTOS DE DISEÑO	37
5.1. Criterios para el diseño.....	37
5.1.1. Diseño por resistencia.....	37
5.1.2. Diseño por capacidad.....	37
5.2. Diseño por flexión.....	38
5.3. Diseño por corte	40
5.4. Diseño por flexocompresión	41
5.4.1. Flexocompresión uniaxial.....	41
5.4.2. Flexocompresión biaxial.....	42
5.5. Corte y detalles de refuerzo.....	43
5.6. Control de deflexiones	44
5.7. Control de fisuración.....	46
CAPÍTULO 6 : DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS DEL SISTEMA DUAL Y DE MUROS	47
6.1. Diseño de losa aligerada.....	47
6.1.1. Criterios adicionales	47
6.1.2. Ejemplo de diseño	48
6.2. Diseño de losa maciza	54
6.2.1. Criterios adicionales	54
6.2.2. Ejemplo de diseño	55
CAPÍTULO 7 : DISEÑO DE VIGAS DEL SISTEMA DUAL Y SISTEMA DE MUROS ...	58

7.1. Criterios adicionales.....	58
7.2. Ejemplos de diseño.....	60
7.2.1. Viga VT-02 de sistema dual	60
7.2.2. Viga VT-02 de sistema de muros estructurales	64
CAPÍTULO 8 : DISEÑO DE COLUMNAS DEL SISTEMA DUAL Y DE MUROS.....	68
8.1. Criterios adicionales.....	68
8.2. Ejemplos de diseño.....	69
8.2.1. Columna entre los ejes A-2 de sistema dual.....	69
8.2.2. Columna entre los ejes A-2 de sistema de muros estructurales.....	74
CAPÍTULO 9 : DISEÑO DE PLACAS DEL SISTEMA DUAL Y DE MUROS	78
9.1. Criterios adicionales.....	78
9.2. Ejemplos de diseño.....	81
9.2.1. Placa PL-1 de sistema dual.....	81
9.2.2. Placa PL-9 de sistema de muros estructurales.....	87
CAPÍTULO 10 : DISEÑO DE CIMENTACIONES DEL SISTEMA DUAL Y DE MUROS	91
10.1. Criterios generales de diseño.....	91
10.2. Ejemplos de diseño.....	94
10.2.1. Zapata aislada de la columna entre ejes A y 3 de sistema dual	94
10.2.2. Zapata aislada de la columna entre ejes A y 3 de sistema de muros estructurales	99
10.2.3. Zapata conectada entre las columnas de la intersección de ejes A-1 y ejes A-2 de sistema dual	102
CAPÍTULO 11 : DISEÑO DE ELEMENTOS AUXILIARES	108
11.1. Tanque cisterna	108
11.1.1. Criterios generales de diseño.....	108
11.1.2. Ejemplo de diseño	109
11.2. Escaleras.....	111
11.2.1. Criterios generales de diseño.....	112
11.2.2. Ejemplo de diseño	112
11.3. Tabiquería.....	114
11.3.1. Criterios generales de diseño.....	115
11.3.2. Ejemplo de diseño	116
CAPÍTULO 12 : ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA LINEAL ELÁSTICO.....	119
12.1. Conceptos Generales	119
12.2. Señales sísmicas utilizadas.....	119

12.3. Resultados alcanzados.....	123
12.3.1. Fuerzas cortantes en la base.....	123
12.3.2. Derivas y desplazamientos máximos.....	124
12.4. Comparación de resultados frente a los del Análisis Modal Espectral	124
12.4.1. Fuerzas cortantes en la base.....	124
12.4.2. Derivas y desplazamientos máximos.....	125
CAPÍTULO 13 : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	127
BIBLIOGRAFÍA	133



Lista De Figuras

Figura 1.1 Arquitectura de planta del primer nivel.....	3
Figura 1.2 Arquitectura de planta de piso típico (2do a 4to nivel)	4
Figura 1.3 Corte A-A del edificio	4
Figura 2.1 Estructuración de planta típica del sistema dual.	7
Figura 2.2 Estructuración de planta típica del sistema de muros estructurales	8
Figura 3.1 Delimitación de vigueta a analizar	14
Figura 3.2 Delimitación de losa maciza a analizar	14
Figura 3.3 Momentos flectores en la losa maciza en dos direcciones	16
Figura 3.4 Delimitación de viga y área tributaria a analizar.....	16
Figura 3.5 Delimitación de la columna y área tributaria a analizar	18
Figura 4.1 Mapa de zonificación sísmica del Perú..	20
Figura 4.2 Modelo computacional de sistema dual y sistema de muros.....	22
Figura 4.3 Gráfica de coeficiente de amplificación dinámica vs periodo	32
Figura 5.1 Fuerza de corte de diseño en vigas.....	38
Figura 5.2 Fuerza de corte de diseño en columnas.....	38
Figura 5.3 Bloque de compresiones equivalente.	39
Figura 5.4 Valores de α_c versus esbeltez.	40
Figura 5.5 Curvas típicas de un diagrama de interacción para una columna con estribos.	41
Figura 5.6 Disposiciones para el seccionamiento de refuerzo en vigas.....	43
Figura 5.7 Límites de deflexión.....	46
Figura 6.1 Corte de losa aligerada con 20 cm de altura.....	47
Figura 6.2 Delimitación de vigueta a analizar	48
Figura 6.3 Esquema de una vigueta con cargas últimas	49
Figura 6.4 DMF y DFC para la carga muerta y viva de la vigueta.....	49
Figura 6.5 DMF y DFC para la carga última de la vigueta	50
Figura 6.6 Detalle de armado de la losa aligerada.....	54
Figura 6.7 Delimitación de losa maciza a analizar	55
Figura 6.8 DMF (ton.m) y DFC (ton) de la losa maciza en X.....	56
Figura 6.9 DMF (ton.m) y DFC (ton) de la losa maciza en Y	56
Figura 6.10 Detalle de armado de la losa maciza	57
Figura 7.1 Delimitación de viga VT-02 de sistema dual	60
Figura 7.2 Envoltentes de diseño para la viga VT-02 de sistema dual	60
Figura 7.3 Detalle de armado de la viga VT-02 de sistema dual.....	64
Figura 7.4 Envoltentes de diseño para la viga VT-02 de sistema de muros	65
Figura 7.5 Detalle de armado de la viga VT-02 de sistema de muros.....	67
Figura 8.1 Delimitación de columna entre ejes A-2 de sistema dual	69
Figura 8.2 Armado de refuerzo longitudinal para la columna entre los ejes A-2 de sistema dual.....	70
Figura 8.3 Diagrama de interacción en X de columna entre ejes A-2 de sistema dual	70
Figura 8.4 Diagrama de interacción en Y de columna entre ejes A-2 de sistema dual	71
Figura 8.5 Diagrama de interacción en Y realizado manualmente de columna entre ejes A-2 de sistema dual.....	71
Figura 8.6 Detalle de armado de la columna entre los ejes A-2 de sistema dual	74
Figura 8.7 Delimitación de columna entre ejes A-2 de sistema de muros.....	74

Figura 8.8 Armado de refuerzo longitudinal para la columna entre ejes A-2 de sistema de muros.....	75
Figura 8.9 Diagrama de interacción en X de columna entre ejes A-2 de sistema de muros ..	76
Figura 8.10 Diagrama de interacción en Y de columna entre ejes A-2 de sistema de muros	76
Figura 8.11 Detalle de armado de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros.....	77
Figura 9.1 Elementos de borde confinado.	80
Figura 9.2 Diagrama de interacción en X de placa PL-1 de sistema dual	82
Figura 9.3 Diagrama de interacción en Y de placa PL-1 de sistema dual	83
Figura 9.4 Detalle de armado de la placa PL-1 de sistema dual	87
Figura 9.5 Diagrama de interacción en X de placa PL-9 de sistema de muros	88
Figura 9.6 Diagrama de interacción en Y de placa PL-9 de sistema de muros	89
Figura 9.7 Detalle de armado de la placa PL-9 de sistema de muros	90
Figura 10.1 Dimensiones en la zapata	91
Figura 10.2 Redistribución de esfuerzos de Meyerhof en forma constante.....	92
Figura 10.3 Consideración para diseño por punzonamiento.....	93
Figura 10.4 Detalle de armado de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual ...	99
Figura 10.5 Detalle de armado de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros	102
Figura 10.6 Detalle de armado de la zapata conectada de sistema dual	106
Figura 10.7 DMF de la viga de cimentación de sistema dual.....	107
Figura 10.8 DFC de la viga de cimentación de sistema dual.....	107
Figura 10.9 Detalle de armado de la viga de cimentación de sistema dual	107
Figura 11.1 Modelo computacional de la cisterna.....	109
Figura 11.2 DMF (ton.m) y DFC (ton) del muro cisterna en la dirección X.....	110
Figura 11.3 DMF (ton.m) y DFC (ton) del muro cisterna en la dirección Y.....	110
Figura 11.4 Detalle de armado de la cisterna.....	111
Figura 11.5 DMF y DFC del segundo segmento de escalera de piso típico.....	113
Figura 11.6 DMF y DFC del primer segmento de escalera de piso típico	113
Figura 11.7 Detalle de armado del primer segmento de escalera de piso típico.....	114
Figura 11.8 Detalle de armado del segundo segmento de escalera en piso típico	114
Figura 11.9 Detalle de armado del tabique y sus elementos de arriostre.....	118
Figura 12.1 Acelerogramas del sismo en Lima de 1966 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW	120
Figura 12.2 Acelerogramas del sismo en Áncash de 1970 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW	121
Figura 12.3 Acelerogramas del sismo en Lima de 1974 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW	121
Figura 12.4 Acelerogramas del sismo en Pisco de 2007 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW	122
Figura 12.5 Acelerogramas del sismo en Cañete de 2021 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW	123

Lista De Tablas

Tabla 1.1 Materiales utilizados y sus propiedades.....	6
Tabla 2.1 Espesor según luz libre de losa aligerada (Blanco, 1994)	9
Tabla 2.2 Espesor según luz libre de losa maciza (Blanco, 1994).....	9
Tabla 2.3 Área predimensionada de una columna central	10
Tabla 2.4 Resumen de parámetros sísmicos	11
Tabla 2.5 Dotación diaria calculada.....	12
Tabla 3.1 Cargas muertas utilizadas	13
Tabla 3.2 Cargas vivas utilizadas.....	13
Tabla 3.3 Metrado de cargas de gravedad para la vigueta	14
Tabla 3.4 Metrado de cargas de gravedad para la losa maciza	15
Tabla 3.5 Interpolación y valores obtenidos de las Tablas Kalmanok.....	15
Tabla 3.6 Metrado de la viga VT-02.....	16
Tabla 3.7 Metrado de la columna entre los ejes E-3 de sistema dual	18
Tabla 3.8 Reducción de carga viva y carga total de servicio de cada piso	19
Tabla 3.9 Peso por área techada con metrado convencional – Sistema Dual	19
Tabla 4.1 Factores de zona.....	20
Tabla 4.2 Factores de suelo.....	21
Tabla 4.3 Periodos TP y TL.....	21
Tabla 4.4 Masas sísmicas y peso por área techada – sistema dual	23
Tabla 4.5 Masas sísmicas y peso por área techada – sistema de muros	23
Tabla 4.6 Masa sísmica y peso total en ambos sistemas.....	23
Tabla 4.7 Irregularidad de rigidez – sistema dual	24
Tabla 4.8 Irregularidad de rigidez – sistema de muros	24
Tabla 4.9 Evaluación de torsión con análisis estático - sistema dual	25
Tabla 4.10 Evaluación de torsión con análisis estático - sistema de muros.....	25
Tabla 4.11 Evaluación de torsión con análisis dinámico - sistema dual	26
Tabla 4.12 Evaluación de torsión con análisis dinámico – sistema de muros	26
Tabla 4.13 Periodos y masas participantes del análisis tridimensional – sistema dual	27
Tabla 4.14 Periodos y masas participantes del análisis tridimensional – sistema de muros...28	28
Tabla 4.15 Periodos y masas participantes del análisis de traslación pura – sistema dual	28
Tabla 4.16 Periodos y masas participantes del análisis de traslación pura – sistema de muros	28
Tabla 4.17 Periodo en ambas direcciones y valor de C – sistema dual	29
Tabla 4.18 Periodo en ambas direcciones y valor de C – sistema de muros	29
Tabla 4.19 Cortante en la base para X e Y en ambos sistemas.....	30
Tabla 4.20 Disposición en altura de la Fuerza Sísmica en X e Y - sistema dual.....	30
Tabla 4.21 Disposición en altura de la Fuerza Sísmica en X e Y - sistema de muros.....	30
Tabla 4.22 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema dual	31
Tabla 4.23 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema de muros	31
Tabla 4.24 Factor en X e Y en ambos sistemas	32
Tabla 4.25 Cortante basal dinámica – sistema dual	32
Tabla 4.26 Cortante basal dinámica – sistema de muros	33
Tabla 4.27 Factor de escalamiento – sistema dual.....	33
Tabla 4.28 Factor de escalamiento – sistema de muros.....	33
Tabla 4.29 Resultados análisis dinámico – sistema dual	33

Tabla 4.30 Resultados análisis dinámico – sistema de muros	34
Tabla 4.31 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema dual	34
Tabla 4.32 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema de muros	35
Tabla 4.33 Cortante basal en muros y pórticos – sistema dual	35
Tabla 4.34 Cortante basal en muros y pórticos – sistema de muros	35
Tabla 4.35 Centro de masa y rigidez – sistema dual.....	35
Tabla 4.36 Centro de masa y rigidez – sistema de muros.....	36
Tabla 4.37 Junta sísmica relativa al límite de propiedad – sistema dual	36
Tabla 4.38 Junta sísmica relativa al límite de propiedad – sistema de muros	36
Tabla 5.1 Factores de reducción según la Norma E.060 (2009).....	37
Tabla 5.2 Longitud de anclaje según el diámetro de barra	43
Tabla 5.3 Alturas mínimas de vigas o losas nervadas en una dirección para no controlar deflexiones	44
Tabla 5.4 Alturas mínimas de losas macizas en una dirección para no controlar deflexiones.....	44
Tabla 6.1 Resumen de aceros máximos y mínimos para una vigueta con altura de 20 cm	47
Tabla 6.2 Síntesis de metrado de cargas por gravedad para la vigueta.....	49
Tabla 6.3 Refuerzo requerido y suministrado para las secciones de la vigueta.....	50
Tabla 6.4 Comprobación de la capacidad al corte del concreto.....	50
Tabla 6.5 Resumen de longitudes seleccionadas para los ensanches	51
Tabla 6.6 Refuerzo final suministrado en el primer segmento de la vigueta.....	52
Tabla 6.7 Resumen de deflexiones inmediatas y diferidas del primer segmento de la vigueta	53
Tabla 6.8 Síntesis de metrado de cargas por gravedad para losa maciza.....	55
Tabla 6.9 Refuerzo requerido y suministrado del ejemplo de diseño de losa maciza	56
Tabla 7.1 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 1 y 2 de la viga VT-02 de sistema dual	61
Tabla 7.2 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 3 y 4 de la viga VT-02 de sistema dual	61
Tabla 7.3 Control de fisuración del segmento 2 de la viga VT-02 de sistema dual	64
Tabla 7.4 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 1 y 2 de la viga VT-02 de sistema de muros	65
Tabla 7.5 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 3 y 4 de la viga VT-02 de sistema de muros	65
Tabla 7.6 Síntesis de diseño por corte para el segmento 1 de la viga VT-02 de sistema de muros.....	66
Tabla 7.7 Síntesis de diseño por capacidad para el segmento 3 de la viga VT-02 de sistema de muros.....	66
Tabla 7.8 Control de fisuración de la viga VT-02 de sistema de muros.....	67
Tabla 8.1 Resultados de fuerzas internas en la base de columna entre ejes A-2 de sistema dual.....	69
Tabla 8.2 Configuraciones de cargas en la base para la columna entre ejes A-2 de sistema dual.....	70
Tabla 8.3 Resultados de fuerzas internas en la base de columna entre ejes A-2 de sistema de muros.....	75
Tabla 8.4 Configuraciones de cargas en la base para la columna entre ejes A-2 de sistema de muros.....	75

Tabla 8.5 Diseño por flexocompresión biaxial de la columna entre ejes A-2 de sistema de muros.....	76
Tabla 8.6 Síntesis de diseño por capacidad de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros.....	77
Tabla 9.1 Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical.....	80
Tabla 9.2 Resultados de fuerzas internas en la base de la placa PL-1 de sistema dual	81
Tabla 9.3 Configuraciones de cargas en la base para la placa PL-1 de sistema dual	82
Tabla 9.4 Resultados de fuerzas internas en la base de placa PL-9 de sistema de muros	87
Tabla 9.5 Configuraciones de cargas en la base para la placa PL-9 de sistema de muros.....	88
Tabla 9.6 Requerimiento de elemento de borde en placa PL-9 de sistema de muros.....	89
Tabla 9.7 Síntesis de diseño por corte de placa PL-9 de sistema de muros.....	90
Tabla 10.1 Resultados de fuerzas internas en la base de la columna entre ejes A-3 de sistema dual.....	95
Tabla 10.2 Fuerzas internas en servicio en la base de la columna entre ejes A-3 de sistema dual.....	95
Tabla 10.3 Esfuerzos para momentos biaxiales de la zapata de la columna entre los ejes A-3 de sistema dual.....	96
Tabla 10.4 Esfuerzos de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual, considerando momentos de sismo.....	97
Tabla 10.5 Reacción última del terreno de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual.....	97
Tabla 10.6 Fuerzas internas en servicio en la base la columna entre ejes A-3 de sistema de muros.....	99
Tabla 10.7 Esfuerzos para momentos biaxiales de la zapata de la columna entre los ejes A-3 de sistema de muros.....	100
Tabla 10.8 Esfuerzos de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros, considerando momentos de sismo	100
Tabla 10.9 Reacción última del terreno de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros.....	101
Tabla 10.10 Diseño por punzonamiento de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros.....	101
Tabla 10.11 Diseño por corte de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros	101
Tabla 10.12 Diseño por flexión de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros	101
Tabla 10.13 Fuerzas internas en servicio de la columna A-1 de sistema dual.....	102
Tabla 10.14 Fuerzas internas en servicio de la columna A-2 de sistema dual.....	102
Tabla 10.15 Resultados de esfuerzos con sismos longitudinales horarios de la zapata conectada de sistema dual.....	105
Tabla 10.16 Resultados de esfuerzos con sismos transversales de la zapata conectada de sistema dual.....	105
Tabla 10.17 Reacción última del terreno de la zapata conectada de sistema dual.....	105
Tabla 10.18 Diseño por punzonamiento de la zapata conectada de sistema dual.....	106
Tabla 10.19 Diseño por corte de la zapata conectada de sistema dual	106
Tabla 10.20 Diseño por flexión de zapata conectada de sistema dual	106
Tabla 11.1 Síntesis de metrado de cargas de gravedad de la cisterna.....	109
Tabla 11.2 Diseño por flexión del muro de cisterna	111

Tabla 11.3 Síntesis de metrado de cargas de gravedad de la escalera de piso típico.....	112
Tabla 11.4 Refuerzo requerido y suministrado por flexión de la escalera de piso típico	113
Tabla 11.5 Metrado de cargas de la viga solera y reacción en parte superior de la columneta	117
Tabla 11.6 Metrado de cargas de la columna de amarre del tabique	117
Tabla 11.7 Síntesis del diseño por flexión de los elementos de arriostre	118
Tabla 11.8 Síntesis del diseño por corte de los elementos de arriostre.....	118
Tabla 12.1 Datos del sismo en Lima de 1966	120
Tabla 12.2 Datos del sismo en Áncash de 1970	120
Tabla 12.3 Datos del sismo en Lima de 1974	121
Tabla 12.4 Datos del sismo en Pisco de 2007	122
Tabla 12.5 Datos del sismo en Cañete de 2021	122
Tabla 12.6 Resultados de fuerzas cortantes basales del análisis tiempo historia del edificio de sistema dual.....	123
Tabla 12.7 Resultados de fuerzas cortantes basales del análisis tiempo historia del edificio de sistema de muros.....	123
Tabla 12.8 Resultados de derivas y desplazamientos máximos del análisis tiempo historia del edificio de sistema dual.....	124
Tabla 12.9 Resultados de derivas y desplazamientos máximos del análisis tiempo historia del edificio de sistema de muros.....	124
Tabla 12.10 Comparación de resultados ajustados de fuerzas cortantes basales con los del análisis modal espectral del edificio de sistema dual.....	124
Tabla 12.11 Comparación de resultados ajustados de fuerzas cortantes basales con los del análisis modal espectral del edificio de sistema de muros.....	125
Tabla 12.12 Comparación de resultados ajustados de derivas y desplazamientos máximos con los del análisis modal espectral del edificio de sistema dual	125
Tabla 12.13 Comparación de resultados ajustados de derivas y desplazamientos máximos con los del análisis modal espectral del edificio de sistema de muros	126

CAPÍTULO 1 : Generalidades

1.1. Introducción

El objetivo de todo proyecto es satisfacer una necesidad y cumplir con las demandas que se presenten, ya sea por sismo o por cargas de gravedad. Puesto que el Perú se localiza en una zona de alta sismicidad, las cargas de sismo toman gran importancia durante la ejecución de análisis y diseño. Para desarrollar este proceso se debe seguir requisitos mínimos definidos en las normativas incluidas dentro del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Estas permiten estimar la respuesta estructural y aspirar a un correcto desempeño de la edificación.

En el Perú, es muy usual observar, en edificaciones de concreto armado comunes como viviendas u oficinas, el empleo del sistema de muros estructurales y sistema dual. El primero está conformado mayormente por muros estructurales. Estos absorben gran parte de la cortante basal de la estructura y aportan gran rigidez lateral. En cambio, el sistema dual se caracteriza por el trabajo en conjunto de placas y pórticos. Estos últimos se componen por la conexión de vigas y columnas a través de nudos rígidos y son capaces de disipar energía debido a la gran ductilidad de sus elementos. Ambos sistemas tienen diferente respuesta estructural al estar compuestos por distintos elementos. Es por esto que emerge la inquietud de analizar qué tanta diferencia existe en emplear ambos tipos de sistema estructural en un mismo proyecto de construcción. Para ello, además de emplear el análisis sísmico con el espectro normado, se usa el análisis dinámico tiempo historia lineal elástico. Este presenta resultados del comportamiento estructural frente a señales reales de sismos severos. Las señales utilizadas son las registradas en los años 1966, 1970, 1974, 2007 y 2021 en Perú, debido a que son sismos representativos y que tuvieron gran impacto local.

Este trabajo dirige su atención al diseño y comparación de respuestas frente a señales sísmicas de una edificación en dos sistemas estructurales: dual y de muros estructurales. Para dicha intención, primero se ejecuta la estructuración y predimensionamiento para cada edificación. Luego, se elaboran los modelos a través del software Etabs y se verifican las cargas de gravedad definidas, al igual que las sísmicas que son obtenidas del análisis sísmico, el cual satisface los requisitos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Mediante las combinaciones de cargas, se diseña cada elemento siguiendo la Norma E.060 Concreto Armado (2009). Posteriormente, se determina el comportamiento estructural mediante el análisis dinámico tiempo historia lineal elástico con señales de sismos registradas en los años 1966,

1970, 1974, 2007 y 2021 en Perú. Finalmente, se contrastan los resultados de este último análisis con el análisis modal espectral realizado según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), en ambas estructuras.

1.2. Objetivos del proyecto

Objetivo general:

Evaluar una vivienda multifamiliar de 4 pisos en el distrito de San Isidro, diseñada en dos sistemas estructurales diferentes: sistema dual y sistema de muros estructurales.

Objetivos específicos:

- Realizar la estructuración y predimensionamiento de los elementos en ambos sistemas, que cumplan los criterios de resistencia, rigidez y regularidad estructural para poder garantizar niveles correctos de desempeño.
- Analizar ambas estructuras por cargas de gravedad y demanda sísmica conforme al espectro de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del RNE.
- Diseñar para ambos sistemas los elementos estructurales conforme a la Norma E.060 Concreto Armado del RNE.
- Calcular las respuestas sísmicas de ambas estructuras frente a cinco conjuntos de registros de aceleraciones mediante el análisis dinámico tiempo historia lineal elástico y comparar estas con las halladas del análisis dinámico modal espectral según la Norma E.030.
- Elaborar los planos de estructuras y de detalles para ambos diseños.

1.3. Características del proyecto

1.3.1. Características de la arquitectura del proyecto

El presente proyecto consiste en una edificación multifamiliar con 4 niveles y una azotea, localizada en el distrito de San Isidro. El área aproximada de la superficie del terreno es 722.63 m² y el área techada es 461.28 m² en cada nivel. El primer nivel dispone de una sala de recepción, una tienda, una sala de usos múltiples y 11 estacionamientos. Los demás niveles cuentan con 6 departamentos simples cada uno. Cuatro de ellos presentan 3 dormitorios, 2 baños, una sala-comedor y una cocina-lavandería. Los restantes son de menor dimensión, por lo que solo cuentan con dos dormitorios, un baño, una cocina-lavandería y una sala-comedor.

En la azotea está localizado el cuarto de máquinas del ascensor y por debajo del nivel del suelo se encuentran enterrados la cisterna y su cuarto de bombas, los cuales suministran agua a los departamentos.

A continuación, en las Figuras 1.1 y 1.2, se puede observar la planta del primer nivel y la planta típica, correspondientemente.

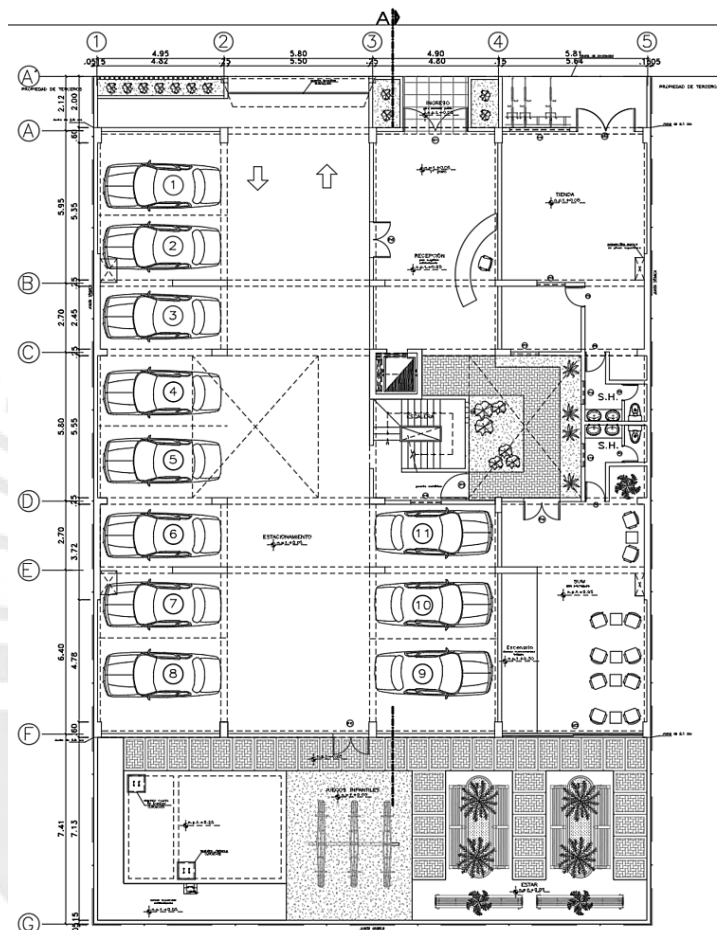


Figura 1.1 Arquitectura de planta del primer nivel

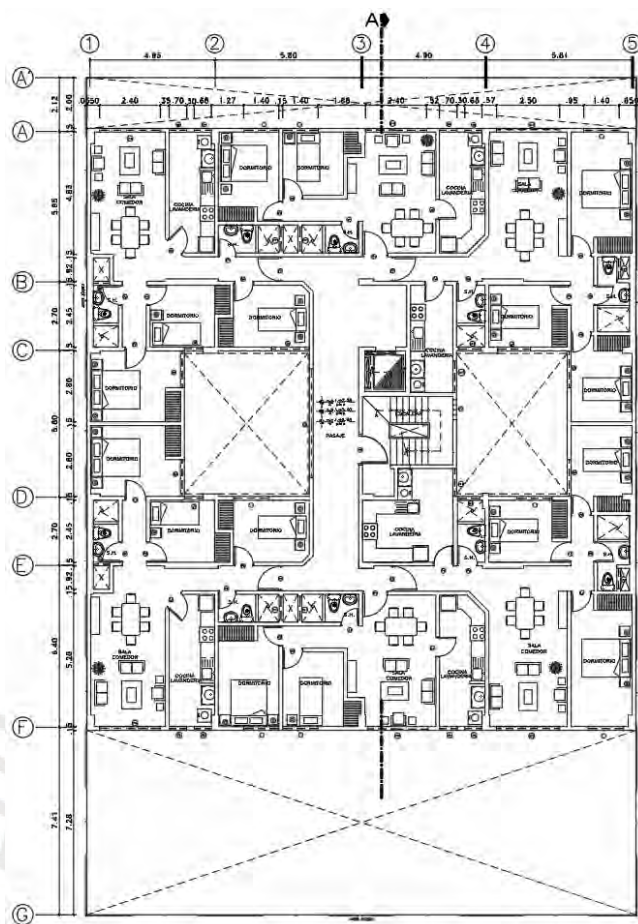


Figura 1.2 Arquitectura de planta de piso típico (2do a 4to nivel)

La circulación en todas las plantas está dada mediante pasadizos. La circulación vertical se basa en las escaleras de emergencia y el ascensor, los cuales se encuentran en la parte central de cada piso. Estos están cercanos a dos tragaluces que brindan iluminación a 4 departamentos adyacentes por nivel.

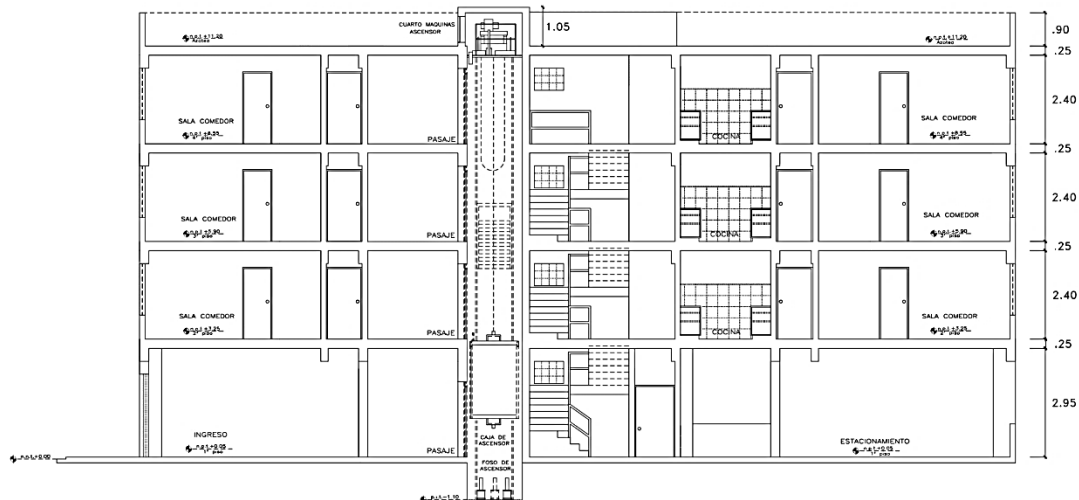


Figura 1.3 Corte A-A del edificio

La Figura 1.3 presenta el corte de elevación A-A, donde se visualiza la distribución vertical del edificio.

1.3.2. Descripción de las estructuras del proyecto

El diseño se realiza para dos sistemas estructurales: dual y de muros estructurales. Ambas estructuras utilizan losas aligeradas y macizas de 20 cm de altura, y tabiquería de arcilla cocida hueca. Esta edificación está situada sobre un terreno gravoso arenoso cuya presión admisible es 4 kg/cm².

1.3.2.1. Estructura con Sistema Dual

El sistema que se utiliza para esta primera estructura es dual. Acorde a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), para considerar un sistema tipo dual, los muros toman una fuerza cortante entre el 20 % y 70 % de la cortante basal.

1.3.2.2. Estructura con Sistema de Muros Estructurales

El sistema utilizado para esta segunda estructura es de muros estructurales. Acorde a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), para considerar un sistema de muros estructurales, los muros toman un valor no menor que el 70 % de la cortante basal.

1.4. Reglamentos

El análisis y diseño estructural se apoyan en la normativa del RNE. Las normas utilizadas se detallan seguidamente:

Primero, la Norma E.020 Cargas (2006) establece cargas estándares de diseño según el uso del espacio y material utilizado. Las cargas de diseño pueden superar las cargas estándares, mas no pueden ser inferiores a estas en ningún caso.

Segundo, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) determina límites y parámetros de análisis para satisfacer las derivas máximas especificadas. Además, permite evaluar las irregularidades orientado a obtener un diseño con buen comportamiento sísmico.

Por último, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) emplea el método por resistencia para el diseño de los elementos estructurales. Este consiste en aplicar factores de reducción para la resistencia nominal y de amplificación para las cargas. Además, se establecen combinaciones de carga muerta, viva y de sismo.

1.5. Materiales empleados

Los elementos estructurales de ambos diseños, tales como losas, vigas, columnas, muros estructurales, escaleras y muros de albañilería, utilizan los siguientes materiales expuestos en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 *Materiales utilizados y sus propiedades*

Material	Propiedades	
Concreto	Resistencia a compresión	: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de Poisson	: $\nu=0.15$
	Módulo de elasticidad	: $E_c=15000\sqrt{(f'c)}=217370.65 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia	: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60)
	Módulo de elasticidad	: $E_s=2000000 \text{ kg/cm}^2$
Tabiquería	Tipo	: Ladrillo Pandereta (9x11x23cm)
	Peso unitario	: 1400 kg/m^3 (ladrillo + enlucido)



CAPÍTULO 2 : Estructuración y predimensionamiento

El presente capítulo desarrolla la estructuración y predimensionamiento en los dos sistemas estructurales. Por un lado, se aborda la etapa base de estructuración, en la cual se distribuyen los elementos resistentes siguiendo diferentes criterios y respetando la arquitectura planteada. Por otro lado, se realiza el predimensionamiento de estos elementos en base a recomendaciones prácticas.

2.1. Criterios de estructuración

Para que el proyecto tenga un buen desempeño ante sismos leves y severos, es necesario definir criterios de estructuración. Debido a que la estructura presentada no es compleja, este proceso resulta sencillo, así como predecir su comportamiento sísmico. Los criterios utilizados más importantes son sobre: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad de la estructura, rigidez lateral, diafragma rígido, elementos no estructurales y subestructura o cimentación (Blanco, 1994).

2.1.1. Estructuración del sistema dual

La estructuración del sistema dual se basó inicialmente en la arquitectura del proyecto y se procuró no modificar los espacios ya establecidos. En este tipo de sistema estructural, las placas y los pórticos trabajan en conjunto ante fuerzas sísmicas. Esto se tomó en cuenta en la disposición de los elementos, conforme a la Figura 2.1.

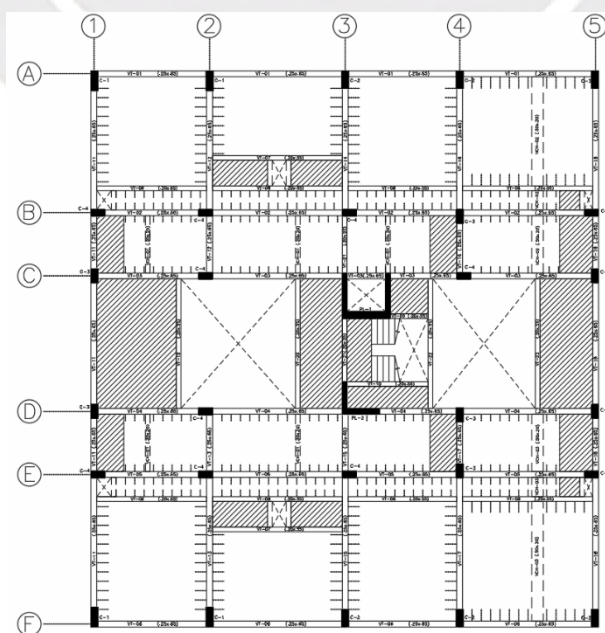


Figura 2.1 Estructuración de planta típica del sistema dual.

Como se observa, se plantearon muros distribuidos en la región central contigua al ascensor y a la escalera. Por su parte, las losas aligeradas se distribuyeron en los laterales de la edificación, en cambio, las losas macizas fueron situadas en la zona central para aportar mayor rigidez debido a la reducción de sección del diafragma resistente provocado por los tragaluces, y en los baños para facilitar el paso de tuberías que se ubican en dicha zona. Cabe señalar, que la tabiquería se encuentra aislada de la estructura mediante juntas.

2.1.2. Estructuración del sistema de muros estructurales

La estructuración del sistema de muros estructurales, de forma análoga al sistema dual, se basó inicialmente en la arquitectura del proyecto y se procuró no modificar los espacios ya establecidos. En este sistema, la influencia de las placas en la resistencia frente a fuerzas sísmicas es mucho mayor al de los otros elementos. Esto se tomó en consideración en la disposición de los elementos, conforme a la Figura 2.2.

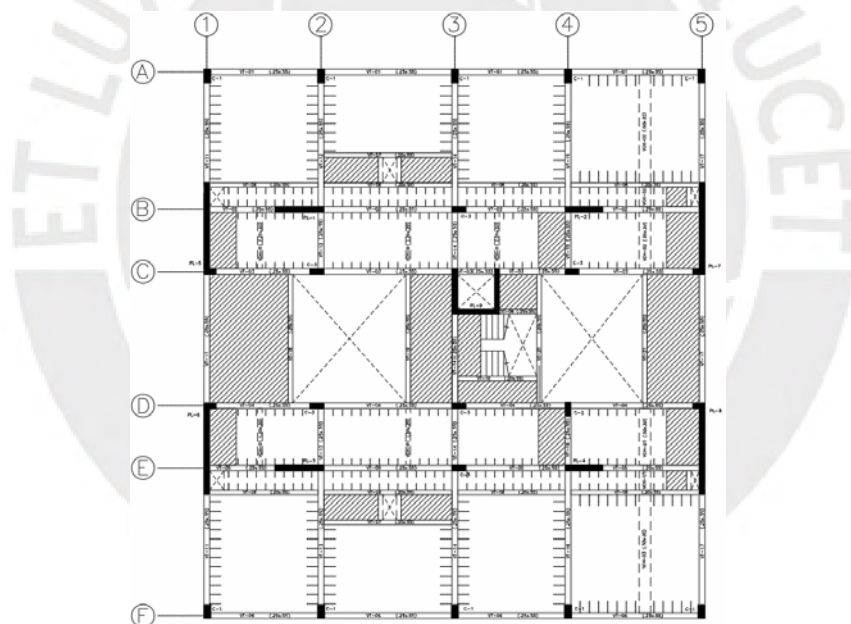


Figura 2.2 Estructuración de planta típica del sistema de muros estructurales

Como se observa, en la dirección Y se plantearon muros distribuidos en los linderos de los ejes 1 y 5, y en la zona del ascensor; en cambio, en la dirección X se presentaron estos elementos en los ejes B y E, y en el sector del ascensor. La distribución de las losas resultó igual a lo realizado en la estructuración del sistema dual. Cabe señalar, que la tabiquería también se encuentra aislada de la estructura mediante juntas.

2.2. Criterios de predimensionamiento del sistema dual y de muros

La etapa de predimensionamiento consiste en asignar dimensiones iniciales a cada elemento de la estructura, cuyos criterios y recomendaciones se basan en la experiencia, la evaluación de muchas obras de concreto armado y la Norma E.060.

2.2.1. Predimensionamiento de losas

Losas Aligeradas

Estos elementos son predimensionados a partir de su luz libre, siguiendo las recomendaciones planteadas en el tercer capítulo de “Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado” del ingeniero Blanco (1994).

Tabla 2.1 *Espesor según luz libre de losa aligerada (Blanco, 1994)*

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

Las luces libres de los paños se encontraron en un rango de 2.45 m a 5.55 m y según los criterios de la Tabla 2.1, a la mayoría de estos les correspondieron un espesor de 20 cm. A pesar de que al máximo valor de luz libre, presente entre los ejes 2 y 3, le correspondía un espesor de 25 cm, por facilidad constructiva se estableció el mismo espesor de 20 cm a todas.

Losas Macizas

La altura de estos elementos se obtiene en cada paño y está en función de su luz libre, según Blanco (1994).

Tabla 2.2 *Espesor según luz libre de losa maciza (Blanco, 1994)*

Espesor (h)	Rango de luz libre
12 - 13 cm	Menor o igual a 4 m
15 cm	Menor o igual a 5.5 m
20 cm	Menor o igual a 6.5 m
25 cm	Menor o igual a 7.5 m

Otro criterio es dado a partir del cálculo del perímetro del paño entre 180. Teniendo en cuenta ambos criterios, el peralte resultó de 15 cm. Sin embargo, para lograr uniformidad y facilidad del proceso constructivo en las losas, se usó el mismo espesor de las losas aligeradas, el cual fue de 20 cm.

2.2.2. Predimensionamiento de vigas

La altura o peralte de estos elementos se predimensiona entre un décimo y un doceavo de la luz de cada viga (Blanco, 1994). La base, según las indicaciones de la Norma E.060 Concreto Armado (2009), resulta como mínimo 25 cm para vigas de un sistema estructural de pórticos o dual tipo II. En caso contrario, esta dimensión puede ser menor.

La luz máxima presente fue de 6.05 m, por tanto, el peralte podía variar entre 55 a 65 cm. Para el sistema de muros, se asignaron peraltes de vigas de 55 cm y para el sistema dual, peraltes de vigas de 65 cm, con el propósito de que la estructura adquiriera mayor rigidez lateral. Las dimensiones de las vigas fueron de 25x55 cm y 20x55 cm, para el sistema de muros, y de 25x65 cm y 20x55 cm, para el sistema dual. Asimismo, las vigas chatas fueron dimensionadas de 50x20 cm y de 20x20 cm en ambos sistemas.

2.2.3. Predimensionamiento de columnas

Los criterios para predimensionar las columnas, según Blanco (1994), se dividen de acuerdo a su ubicación y al tipo de sistema estructural.

Por un lado, para edificaciones en donde la rigidez lateral se concentra en los muros, el área de las columnas, A_c , se calcula en función a la carga de servicio, P_s , y la resistencia a compresión del concreto, f'_c . Las siguientes fórmulas permiten hallar la sección de las columnas:

- i) Para columnas interiores:
$$A_c = \frac{P_s}{0.45 \cdot f'_c}$$
- ii) Para columnas esquineras o de borde:
$$A_c = \frac{P_s}{0.35 \cdot f'_c}$$

El valor de P_s se obtiene de multiplicar la carga asumida de servicio de 1.1 ton/m² por el número de niveles y el área tributaria correspondiente al elemento.

Se evidencia el predimensionamiento de una columna interior situada en la intersección de los ejes 3 y E, del sistema dual.

Tabla 2.3 Área predimensionada de una columna central

Nivel	Área tributaria (m ²)	Ps (ton)	Área requerida (cm ²)	Área de columna (cm ²)
PISO 1	23.84	104.90	1110.10	1800
PISO 2		78.67	832.50	1800
PISO 3		52.45	555.00	1800
PISO 4		26.22	277.50	1800

Se observa en la Tabla 2.3 que se cumplió con el predimensionamiento dado. En el edificio con sistema dual se colocaron columnas de 30x85, 30x75 y 30x60 cm, de modo que en la estructura haya regularidad estructural en planta y mayor aporte de rigidez lateral, en contraste al de sistema de muros, en el cual se colocaron columnas de 30x60 y 25x60 cm, pues la rigidez lateral y resistencia recaen mayormente en los muros.

2.2.4. Predimensionamiento de placas

Según Blanco (1994), para el caso de edificaciones con pocos pisos se recomiendan placas de 15 cm de espesor. Sin embargo, al existir menor cantidad en la dirección X para ambas estructuras, se requiere un mayor espesor.

Tanto en el sistema dual como el de muros estructurales, se empleó un grosor de 20 cm para las placas encontradas en la caja de ascensor y de 25 cm para el resto. Todas estas consideraciones, así como la luz definida en el plano, fueron evaluadas y verificadas mediante el análisis sísmico. Sin embargo, se pudo estimar el largo necesario en cada dirección a partir del cálculo de la cortante que absorben los muros.

Para ello fue necesario obtener los parámetros sísmicos conforme a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). En el sistema de muros estructurales se asumieron los siguientes:

Tabla 2.4 Resumen de parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
De Zonificación (Z)	0.45
De Uso (U)	1
De Suelo (S)	1
De Amplificación Sísmica (C)	2.5
Coefficiente de Reducción (R)	6

La cortante del edificio se obtuvo a partir de la siguiente expresión, siguiendo un análisis estático y asumiendo un peso de 1 ton/m².

$$Vb = \frac{ZUCS}{R} xP = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1)}{6} x(1x 461.28 x4) = 345.96 \text{ ton}$$

Se tomó únicamente el aporte del concreto, el cual es el siguiente:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

Al igualar este valor con el cortante basal del edificio, Vb , se obtuvo un área mínima de muros de 52993.36 cm² en ambas direcciones. Si se considera un espesor promedio de 25 cm, la longitud en cada dirección sería de aproximadamente 21.2 m. Debido a que la arquitectura restringe el uso de muros estructurales de gran longitud, se dispusieron estos elementos de

manera que se obtenga una longitud total cercana a la calculada, obteniéndose en la dirección Y un total de 19.78 m de placas y en la dirección X, el valor de 11.65 m.

2.2.5. Predimensionamiento de escaleras

Están conformadas por el contrapaso, paso y garganta. Esta última corresponde al grosor de la rampa, la cual se comporta como losa maciza en una dirección. Conforme a la Norma E.060 Concreto Armado (2009), el peralte mínimo de esta losa para controlar deflexiones obedece a las condiciones de apoyo, que, siendo este caso el de una losa con un extremo continua, resulta de la siguiente manera:

$$t = \frac{d}{24}$$

Donde d hace referencia a la distancia libre entre apoyos de la escalera a nivel de planta.

En este caso, la distancia máxima fue de 3.58 m, por tanto, le correspondió un peralte de garganta de 15 cm. Adicionalmente, la medida del contrapaso fue 17.6 cm y del paso, 25 cm.

2.2.6. Predimensionamiento de cisterna

Para este elemento, se tiene en cuenta la dotación de agua por cada área del proyecto, en concordancia con la Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias (2012), como se observa:

Tabla 2.5 Dotación diaria calculada

1er piso	Dotación/día	Área (m²)	Dotación (l/día)
Estacionamientos	2 l/m ² /día	300	600
Sala SUM	6 l/m ² /día	60	360
Áreas verdes	2 l/m ² /día	55	110
Tienda	6 l/m ² /día	55	500 (mín.)
2do, 3ro y 4to piso	Dotación/día	Cantidad	Dotación (l/día)
4 dptos (3 dormitorios)	1200 l/día	12	14400
2 dptos (2 dormitorios)	850 l/día	6	5100
Dotación total			21070

La alimentación inferior con cisterna necesitó de un volumen de agua igual a:

$$Vol\ cisterna = 125\% * dotacion * \frac{1m^3}{1000l} = 125\% * \frac{21070}{1000} = 26.34\ m^3$$

Si se considera un tirante de agua de 1.7 m, el área en planta necesaria sería de 15.49 m², lo cual pudo representarse en una forma cuadrada de 4 m de lado, sin embargo, fue necesario administrar un espacio adicional para el cuarto de bombas y adicionar el espesor de los muros que fueron de 20 cm. Esto resultó en una sección de 6.35 x 4.4 m.

CAPÍTULO 3 : Análisis por cargas de gravedad

A lo largo del capítulo se definen las cargas obtenidas de la Norma E.020 Cargas (2006). En base a ello, se detalla el procedimiento de metrado de cargas de cada elemento y se realiza un ejemplo de cálculo.

3.1. Cargas empleadas

3.1.1. Carga Muerta (CM)

Es la carga permanente soportada por la edificación durante toda su vida útil. Esta puede ser el peso propio de los equipos, materiales y otros elementos inamovibles. Seguidamente, se muestran las cargas muertas a emplear para el análisis de la edificación, según la Norma E.020 Cargas (2006).

Tabla 3.1 Cargas muertas utilizadas

Elemento	Carga
Aligerado de 20 cm	300 kg/m ²
Unidad de arcilla cocida hueca + enlucido	1400 kg/m ³
Concreto armado	2400 kg/m ³
Piso terminado de 5 cm	100 kg/m ²

3.1.2. Carga Viva (CV)

Es aquella que varía en el tiempo. Esta puede ser el peso de los usuarios, equipos, muebles y otros elementos móviles. Seguidamente, se muestran las cargas vivas a emplear para el análisis de la edificación, según la Norma E.020 Cargas (2006).

Tabla 3.2 Cargas vivas utilizadas

Uso	Sobrecarga
Viviendas	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²

3.2. Análisis de losas

3.2.1. Análisis de losas aligeradas

La losa aligerada está conformada por viguetas con anchura de 40 cm, armadas en una dirección. En este caso como se detalla en la Figura 3.1, se analizó una vigueta representativa que se encuentra delimitada por los ejes A - B y 1 - 4.

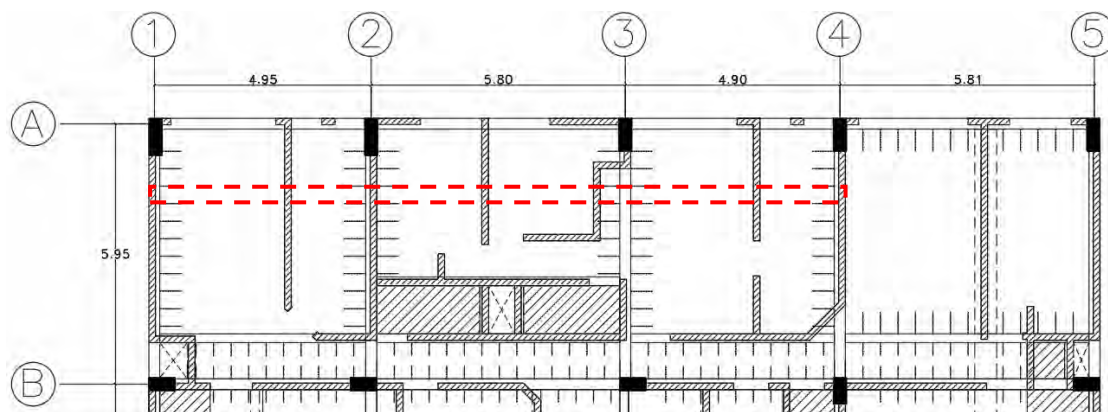


Figura 3.1 Delimitación de vigueta a analizar

Seguidamente, se muestra la Tabla 3.3 con el metrado de cargas de gravedad para esta vigueta analizada.

Tabla 3.3 Metrado de cargas de gravedad para la vigueta

	Carga	Cálculo	Subtotal	Total
Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m)	$0.4 \cdot 0.3$	0.12	0.16
	Piso Terminado (ton/m)	$0.4 \cdot 0.1$	0.04	
	Tabique (ton)	$0.15 \cdot (2.65 - 0.20) \cdot 0.4 \cdot 1.4$	0.206	
Carga Viva (CV)	Sobrecarga (ton/m)	$0.4 \cdot 0.2$	0.08	0.08
Carga de Servicio "CM+CV"	Distribuida (ton/m)	-	-	0.24
	Puntual (ton)	-	-	0.206
Carga Última "1.4CM+1.7CV"	Distribuida (ton/m)	-	-	0.36
	Puntual (ton)	-	-	0.288

3.2.2. Análisis de losas macizas

Estos son elementos que se comportan en una o dos direcciones, según sus medidas. En este caso, se consideró como ejemplo el paño delimitado por los ejes C – D y 1 – 2, conforme evidencia la Figura 3.2.

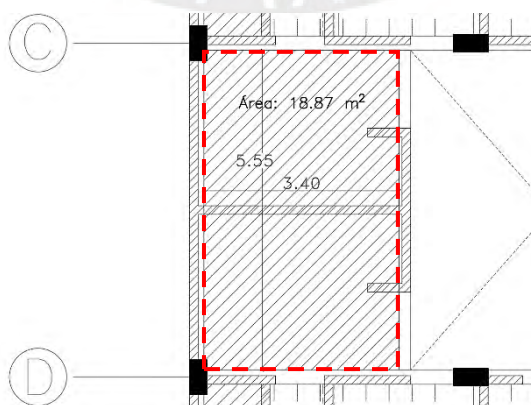


Figura 3.2 Delimitación de losa maciza a analizar

Seguidamente, se muestra la Tabla 3.4 con el metrado de cargas de gravedad para la losa maciza analizada.

Tabla 3.4 *Metrado de cargas de gravedad para la losa maciza*

	Carga	Cálculo	Subtotal	Total
Carga Muerta (CM)	Peso Propio (ton/m ²)	0.2*2.4	0.48	0.703
	Piso Terminado (ton/m ²)	-	0.1	
	Tabique (ton/m ²)	0.15*2.45*1.4*4.5/(3.4*5.55)	0.123	
Carga Viva (CV)	Sobrecarga (ton/m ²)	-	0.2	0.2
Carga de Servicio "CM+CV" (ton/m²)		-	-	0.903
Carga Última "1.4CM + 1.7CV" (ton/m²)		-	-	1.324

Para hallar los momentos flectores en esta losa, se utilizó la Tabla 14 de Kalmanok (Muñoz, 2005), donde se tomaron en cuenta las condiciones de borde y se obtuvieron los siguientes coeficientes para las dimensiones a=5.55 m y b=3.4 m.

Tabla 3.5 *Interpolación y valores obtenidos de las Tablas Kalmanok*

b/a	M[°]a	Macp	Mbcp
0.65	-0.1063	0.031	0.0519
0.613	-0.1099	0.0297	0.0582
0.6	-0.1111	0.0292	0.0604

Con estos coeficientes, se calcularon los momentos en cada dirección, tomando en cuenta que el eje de referencia 1-1 es paralelo a la dimensión mayor del paño y el eje 2-2, a la dimensión menor.

Línea 1-1

- Momento positivo: $0.0297 * 1.324 * 3.4^2 * 1 = 0.455 \text{ ton.m}$
- Momento negativo: $-0.1099 * 1.324 * 3.4^2 * 1 = -1.682 \text{ ton.m}$

Línea 2-2

- Momento positivo: $0.0582 * 1.324 * 3.4^2 * 1 = 0.891 \text{ ton.m}$

Finalmente, según evidencia la Figura 3.3, se obtuvo el diagrama de momento flector de la losa maciza.

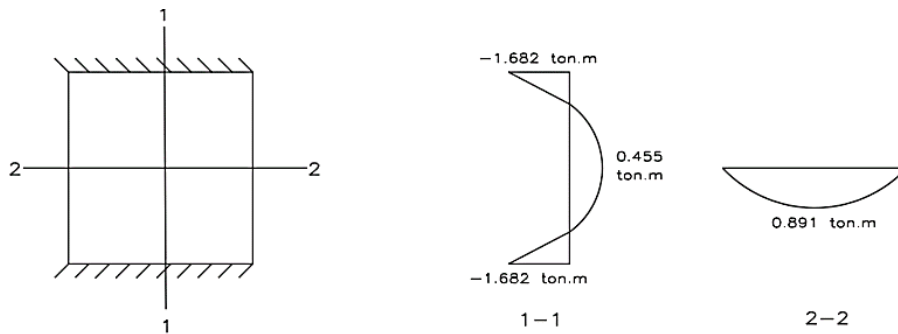


Figura 3.3 Momentos flectores en la losa maciza en dos direcciones

3.3. Análisis de vigas, columnas y placas

3.3.1. Análisis de vigas

Estos son componentes horizontales, que transfieren las cargas provenientes de las losas a las columnas y placas. En este caso, conforme evidencia la Figura 3.4, se analizó la viga del eje B del edificio con sistema dual.

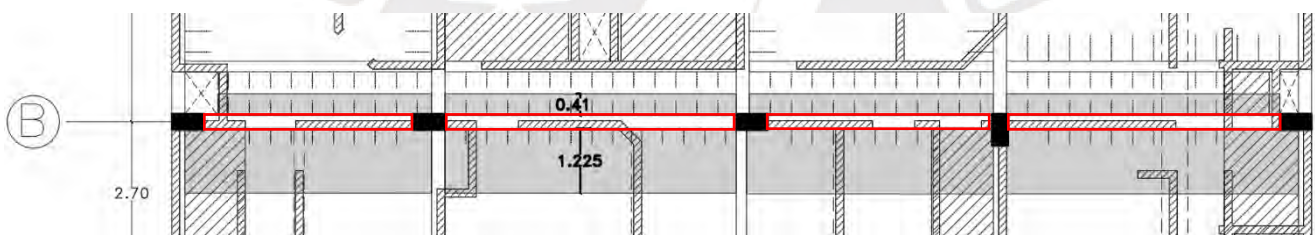


Figura 3.4 Delimitación de viga y área tributaria a analizar

En el metrado realizado a continuación se obvió la influencia de los ductos en el modelo y se consideró el peso de los tabiques distribuidos uniformemente en toda la superficie del paño de losa maciza.

La Tabla 3.6 muestra el metrado detallado de carga muerta y viva de la viga para piso típico y azotea.

Tabla 3.6 Metrado de la viga VT-02

	Carga Muerta	Cálculo	Resultado	Tipo
PISO TÍPICO	Peso propio (ton/m)	$0.25 \cdot 0.65 \cdot 2.4$	0.39	Rectangular
	Piso Terminado (PT) (ton/m)	$0.1 \cdot 0.25$	0.025	Rectangular
	Peso aligerado sup. (ton/m)	$0.3 \cdot 0.41$	0.123	Rectangular
	Peso aligerado inf. (ton/m)	$0.3 \cdot 1.225$	0.368	Rectangular
	PT aligerado sup. (ton/m)	$0.1 \cdot 0.41$	0.041	Rectangular
	PT aligerado inf. (ton/m)	$0.1 \cdot 1.225$	0.123	Rectangular

Peso losa maciza inf. (ton/m)	$0.2*2.4*1.225$	0.588	Rectangular
PT losa maciza inf. (ton/m)	$0.1*1.225$	0.123	Rectangular
Peso tabique sobre maciza (ton/m)	Tramo 1: $0.15*(2.65-0.2)*1.4*(1.65)/(2.45*1.15)*1.225$	0.369	Rectangular
	Tramo 3: $0.15*(2.65-0.2)*1.4*(2.45)/(2.45*1.15)*1.225$	0.548	Rectangular
	Tramo 4: $0.15*(2.65-0.2)*1.4*(0.82+1.65+1.26)/(2.45*1.41+0.86*0.82)*1.225$	0.374	Rectangular
Peso tabique sobre viga (ton/m)	$0.15*(2.65-0.65)*1.4$	0.42	Rectangular
Peso viga chata 20x20 cm (ton)	$0.2*0.2*2.4*2.7/2$	0.13	Puntual
Peso viga chata 50x20 cm (ton)	$0.5*0.2*2.4*(2.7+1.05)/2$	0.45	Puntual
PT viga chata sup 50x20 cm (ton)	$0.1*0.5*1.05/2$	0.026	Puntual
PT viga chata inf 50x20 cm (ton)	$0.1*(0.5-0.15)*1.05/2$	0.018	Puntual
Peso tabique sobre vigas chatas (ton)	Tramo 1 y 4: $0.15*(2.65-0.2)*1.4*1.77*0.885/2.7$	0.298	Puntual
	Tramo 2 y 3: $0.15*(2.65-0.2)*1.4*2.7/2$	0.695	Puntual
Carga Viva	Cálculo	Resultado	Tipo
S/c aligerado sup. (ton/m)	$0.2*0.41$	0.082	Rectangular
S/c viga (ton/m)	$0.2*0.25$	0.05	Rectangular
S/c aligerado inf. (ton/m)	$0.2*1.225$	0.245	Rectangular
S/c maciza (ton/m)	$0.2*1.225$	0.245	Rectangular
S/c viga chata sup 50x20 cm (ton)	$0.2*0.5*1.05/2$	0.053	Puntual
S/c viga chata inf 50x20 cm (ton)	$0.2*(0.5-0.15)*1.05/2$	0.037	Puntual
Carga Muerta	Cálculo	Resultado	Tipo
Peso propio (ton/m)	$0.25*0.65*2.4$	0.39	Rectangular
Piso Terminado (PT) (ton/m)	$0.1*0.25$	0.025	Rectangular
Peso aligerado total (ton/m)	$0.3*(0.41+1.225)$	0.491	Rectangular
PT aligerado total (ton/m)	$0.1*(0.41+1.225)$	0.164	Rectangular
Carga Viva	Cálculo	Resultado	Tipo
S/c aligerado total (ton/m)	$0.1*(0.41+1.225)$	0.1635	Rectangular
S/c viga (ton/m)	$0.1*0.25$	0.025	Rectangular

3.3.2. Análisis de columnas y placas

Estos son elementos verticales de concreto armado, que transmiten las cargas asociadas a vigas y losas de cada piso a la cimentación. En este caso, conforme evidencia la Figura 3.5, se analizó una columna representativa de la estructura con sistema dual, que se encuentra ubicada en la intersección del eje 3 y el eje E.

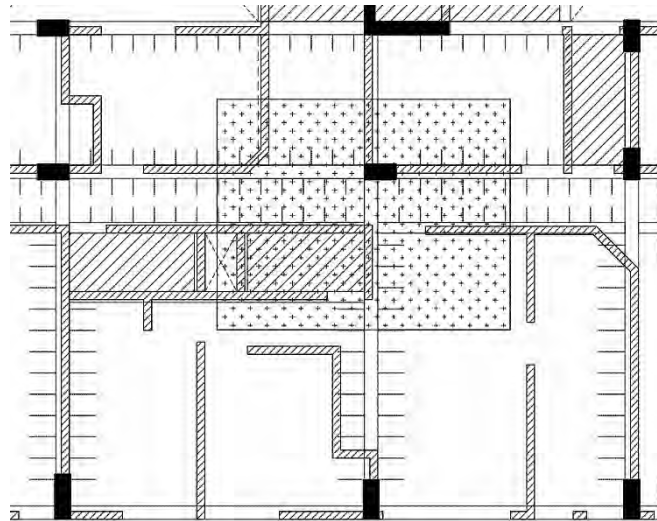


Figura 3.5 Delimitación de la columna y área tributaria a analizar

Tabla 3.7 Metrado de la columna entre los ejes E-3 de sistema dual

Áreas a considerar (m ²)		
Área tributaria piso típico		23.25
Área tributaria azotea		23.43
Área de losa maciza		2.42
Área de losa aligerada		16.76
PISO TÍPICO		
Carga Muerta (ton)	Cálculo	Resultado
Peso propio	Piso 1: $0.3 \times 0.6 \times 2.4 \times 3.2$ Piso 2 y 3: $0.3 \times 0.6 \times 2.4 \times 2.65$	1.38 1.14
Piso Terminado (PT)	0.1×23.25	2.33
Peso aligerado	0.3×16.76	5.03
Peso macizo	$2.4 \times 0.2 \times 2.42$	1.16
Peso vigas h=0.65 m	$2.4 \times 0.25 \times 0.65 \times (1.21 + 2.14 + 2.78 + 2.81)$	3.49
Peso vigas h=0.55 m	$2.4 \times 0.20 \times 0.55 \times (2.78 \times 2 + 2.49)$	2.13
Peso vigas chatas	$2.4 \times 0.2 \times 0.2 \times (1.24 + 1.1)$	0.23
Peso tabique en viga h=0.65 m	$0.15 \times (2.65 - 0.65) \times (1.4 + 0.87 + 2.14 + 1.21) \times 1.4$	2.36
Peso tabique en viga h=0.55 m	$0.15 \times (2.65 - 0.55) \times (2.78 + 2.08 + 1.59) \times 1.4$	2.84
Peso tabique en viga chata	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times (1.24 + 1.1) \times 1.4$	1.20
	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times 1.4 \times 1.65 \times ((1.9/4.9) \times (4.15/6.15))$	0.22
Peso tabique sobre losa aligerada	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times 1.4 \times 2.65 \times ((1.9/4.9) \times (1.2/6.15))$	0.10
	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times 1.4 \times 2.10 \times ((5.15/5.8) \times (1.9/6.15))$	0.30
	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times 1.4 \times 3.08 \times ((2.60/5.8) \times (1.41/6.15))$	0.16
	$0.15 \times (2.65 - 0.20) \times 1.4 \times 1.60 \times ((4.27/6.15) \times (2.80/6.15))$	0.26
Carga Viva (ton)	Cálculo	Resultado
S/c	0.2×23.25	4.65
PISO AZOTEA		
Carga Muerta (ton)	Cálculo	Resultado
Peso propio	$0.3 \times 0.6 \times 2.4 \times 2.65$	1.14
Piso Terminado (PT)	0.1×23.43	2.34
Peso aligerado	0.3×19.18	5.75
Peso vigas h=0.65 m	$2.4 \times 0.25 \times 0.65 \times (1.21 + 2.14 + 2.78 + 2.81)$	3.49
Peso vigas h=0.55 m	$2.4 \times 0.20 \times 0.55 \times (2.78 \times 2 + 2.49)$	2.13
Peso viga chata	$2.4 \times 0.2 \times 0.2 \times 1.1$	0.11
Peso de parapeto en vigas	$0.15 \times 0.9 \times 1.4 \times (0.52 + 0.52 + 1.1)$	0.4
Carga Viva (ton)	Cálculo	Resultado
S/c	0.1×23.43	2.34
Total	CM = 84.45 ton, CV = 16.29 ton	

Según la Norma E.020 Cargas (2006), se puede aplicar un coeficiente para reducir la carga viva, debido a la poca posibilidad de que se llegue al total de este valor en servicio. En la Tabla 3.8 se aplicó este factor y se obtuvo una carga de servicio total de la columna de 94.01 ton.

Tabla 3.8 Reducción de carga viva y carga total de servicio de cada piso

PISO	CM (ton)	CV (ton)	CM total (ton)	CV total (ton)	AT (m ²)	AI (m ²)	FR	CV reducida total (ton)	Carga servicio total (ton)
4	15.36	2.34	15.36	2.34	23.43	46.86	0.92	2.16	17.52
3	22.95	4.65	38.31	6.99	46.68	93.36	0.73	5.08	43.39
2	22.95	4.65	61.26	11.64	69.93	139.86	0.64	7.44	68.70
1	23.19	4.65	84.45	16.29	93.18	186.36	0.59	9.56	94.01

A partir de este metrado convencional se presenta la Tabla 3.9, donde se consideró el peso total del edificio como la carga muerta adicionada a un cuarto de la carga viva, según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Tabla 3.9 Peso por área techada con metrado convencional – Sistema Dual

PISO	CM (ton)	CV (ton)	Área Tributaria (m ²)	CM+25%CV (ton)	Peso (ton/m ²)
4	15.36	2.34	23.43	15.95	0.68
3	22.95	4.65	23.25	24.11	1.04
2	22.95	4.65	23.25	24.11	1.04
1	23.19	4.65	23.25	24.35	1.05

CAPÍTULO 4 : Análisis sísmico del sistema dual y de muros

La subducción de la placa de Nazca frente a la placa Sudamericana resulta ser el motivo primordial de la condición de alta sismicidad del país. Los sismos se dan de forma aleatoria y compleja, y son representados por cargas cíclicas que producen un comportamiento dinámico en las estructuras. Debido a ello, es importante tener en cuenta estas cargas producidas en el proceso del análisis estructural. En este capítulo se realiza el análisis sísmico y se verifican los requisitos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

4.1. Parámetros de análisis sísmico

Para efectuar este análisis se determinan los parámetros definidos en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), relacionados a la vulnerabilidad de cada estructura y al peligro sísmico.

Factor de Zona (Z)

Relaciona valores adoptados por observaciones de la actividad sísmica del país. Seguidamente, se visualiza la Tabla 4.1 de los factores de aceleración referentes a cada zona del territorio nacional.

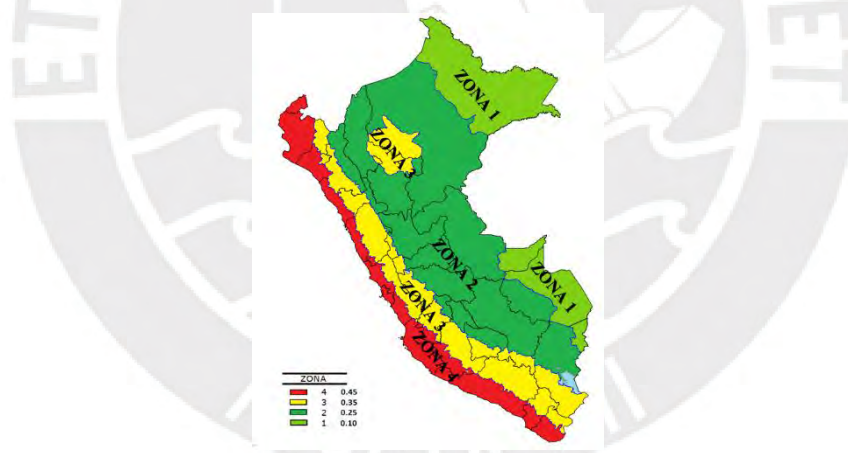


Figura 4.1 Mapa de zonificación sísmica del Perú. Tomado de “Norma E.030”, por MVCS, 2018, p. 7.

Tabla 4.1 Factores de zona

Factor de Zona	
Zona	Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: Tomado de “Norma E.030”, por MVCS, 2018, p. 8.

Debido a que el edificio se sitúa en el distrito de San Isidro, departamento de Lima, la zona correspondiente fue la Z4. Por lo cual le correspondió un factor de 0.45 g.

Factor de Suelo (S)

Este factor es determinado a partir del perfil del suelo y la zona identificada. Este está relacionado a los parámetros de sitio TP y TL , que equivalen a los periodos de fin de plataforma e inicio de la zona espectral con desplazamiento constante. Seguidamente, se muestran los valores para el factor de suelo y los periodos TP y TL .

Tabla 4.2 Factores de suelo

		Factor de Suelo			
Zona	Suelo	S0	S1	S2	S3
4		0.80	1.00	1.05	1.10
3		0.80	1.00	1.15	1.20
2		0.80	1.00	1.20	1.40
1		0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Tomado de “Norma E.030”, por MVCS, 2018, p. 12.

Tabla 4.3 Periodos TP y TL

		Periodos TP y TL			
		Perfil de suelo			
		S0	S1	S2	S3
TP (s)		0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)		3.0	2.5	2.0	1.6

Nota: Tomado de “Norma E.030”, por MVCS, 2018, p. 12.

El perfil de terreno del proyecto fue suelo firme (tipo S1) y, al encontrarse en la zona 4, el valor de S resultó igual a 1. A partir de ello, el valor de TP y TL fueron 0.4 y 2.5 s, en ese orden.

Factor de amplificación sísmica (C)

Tomando en cuenta los anteriores parámetros, se obtiene el factor de amplificación de la aceleración del edificio en relación con la del terreno. A continuación, se muestra la función del factor de amplificación sísmica con respecto al periodo de la estructura.

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

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

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

Factor de Uso (U)

Es aquel parámetro que se relaciona con la categoría principal de la edificación e indica la importancia de esta. Debido a que un edificio multifamiliar se encuentra dentro de la categoría C de edificación común, el factor U fue 1.

Coefficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Es aquel parámetro que se relaciona al tipo de sistema estructural resultante del análisis en ambas direcciones y a los materiales que componen la estructura. Debido a que se plantea el análisis de dos estructuras de concreto armado con distintos sistemas estructurales, este factor adoptó el valor de 7 para el sistema dual y 6 para el sistema de muros, en ambas direcciones.

4.2. Modelo Computacional

Una vez definidos todos los factores antes mencionados, se realizó el modelado del proyecto; para el cual se hizo uso del software ETABS 2018. Los modelos realizados contaron con 4 niveles, a cada uno de los cuales se le asignó un diafragma rígido. A cada uno se le consideró 2 grados de libertad de traslación en X e Y, y uno de rotación. Se asume, tomando como base a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), que las fuerzas intervienen en el centro de masa con una excentricidad accidental igual al 5 % de la dimensión ortogonal a cada dirección de análisis, en cada diafragma.

En el modelado se designado tanto vigas como columnas como elementos Frame; placas, como elementos Wall de tipo Shell-thin; escalera, losas aligeradas y macizas, como elementos Slab tipo membrane. Los modelos trabajados se desarrollaron para el análisis por cargas de gravedad y las demandas de sismo.

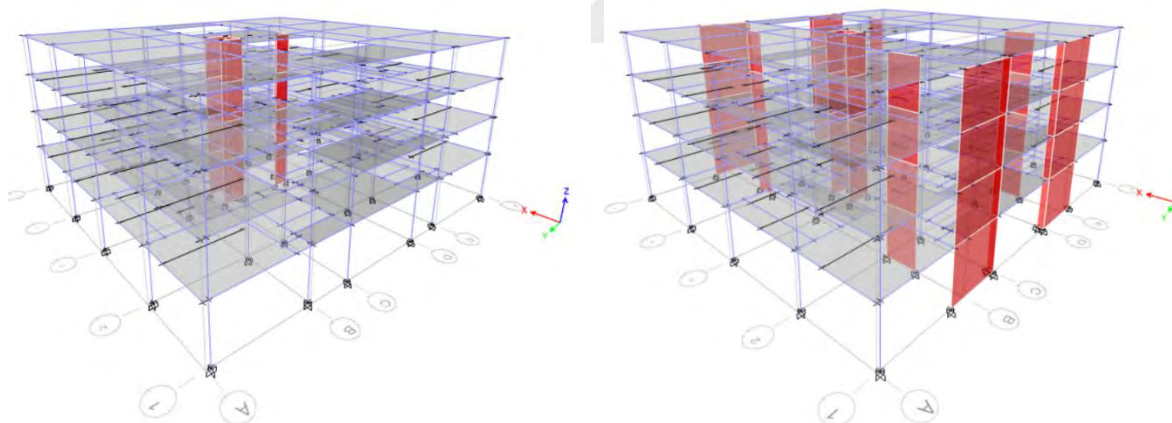


Figura 4.2 Modelo computacional de sistema dual y sistema de muros

4.3. Peso de la estructura

Según el análisis por cargas de gravedad, la masa sísmica fue considerado igual al 100 % de CM más 25 % de CV, debido a la categoría de uso común del proyecto. Seguidamente, se observan los resultados considerando la superficie techada igual a 461.28 m².

Tabla 4.4 Masas sísmicas y peso por área techada – sistema dual

Piso	Masa X	Masa Y	PESO / m ²
	tonf.s ² /m	tonf.s ² /m	tonf/m ²
Piso 4	37.016	37.016	0.787
Piso 3	52.383	52.383	1.114
Piso 2	52.383	52.383	1.114
Piso 1	52.884	52.884	1.125

Tabla 4.5 Masas sísmicas y peso por área techada – sistema de muros

Piso	Masa X	Masa Y	PESO / m ²
	tonf.s ² /m	tonf.s ² /m	tonf/m ²
Piso 4	35.757	35.757	0.760
Piso 3	51.959	51.959	1.105
Piso 2	51.959	51.959	1.105
Piso 1	52.631	52.631	1.119

Tabla 4.6 Masa sísmica y peso total en ambos sistemas

	Dual	Muros
Masa total, tonf.s ² /m	194.67	192.30
Peso total, tonf	1909.68	1886.51

4.4. Regularidad de la edificación

4.4.1. Irregularidad en altura

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), en ambas direcciones de la estructura, se deben analizar las irregularidades en altura. De este modo, se determina el factor de irregularidad en altura, I_a , que resulta ser el mínimo valor entre todos los encontrados.

Irregularidad de rigidez

Sucede cuando la rigidez lateral, KL , de un entrepiso no excede al 70 % de la del piso inmediato superior u 80 % de los tres pisos superiores adyacentes.

Tabla 4.7 Irregularidad de rigidez – sistema dual

Piso	Caso de salida SISMO en X	Rigidez en X (ton/m)	KL de entrepiso > 0.7	KL prom > 0.8	Caso de salida SISMO en Y	Rigidez en Y (ton/m)	KL de entrepiso > 0.7	KL prom > 0.8
Piso 4	DERXXMY+	44873.904	-	-	DERYYMX+	49441.781	-	-
Piso 3	DERXXMY+	67546.801	1.505	-	DERYYMX+	75329.417	1.524	-
Piso 2	DERXXMY+	80460.774	1.191	-	DERYYMX+	90907.731	1.207	-
Piso 1	DERXXMY+	110281.831	1.371	1.715	DERYYMX+	130923.639	1.440	1.821
Piso 4	DERXXMY-	45155.156	-	-	DERYYMX-	47273.878	-	-
Piso 3	DERXXMY-	68193.507	1.510	-	DERYYMX-	69397.013	1.468	-
Piso 2	DERXXMY-	81417.014	1.194	-	DERYYMX-	81007.563	1.167	-
Piso 1	DERXXMY-	111350.100	1.368	1.715	DERYYMX-	108249.474	1.336	1.643

Tabla 4.8 Irregularidad de rigidez – sistema de muros

Piso	Caso de salida SISMO en X	Rigidez en X (ton/m)	KL de entrepiso > 0.7	KL prom > 0.8	Caso de salida SISMO en Y	Rigidez en Y (ton/m)	KL de entrepiso > 0.7	KL prom > 0.8
Piso 4	DERXXMY+	45170.844	-	-	DERYYMX+	76853.912	-	-
Piso 3	DERXXMY+	74726.126	1.654	-	DERYYMX+	144030.611	1.874	-
Piso 2	DERXXMY+	96825.630	1.296	-	DERYYMX+	216294.474	1.502	-
Piso 1	DERXXMY+	165803.167	1.712	2.295	DERYYMX+	394588.762	1.824	2.708
Piso 4	DERXXMY-	44938.176	-	-	DERYYMX-	76190.254	-	-
Piso 3	DERXXMY-	74371.416	1.655	-	DERYYMX-	142797.215	1.874	-
Piso 2	DERXXMY-	96403.470	1.296	-	DERYYMX-	214280.457	1.501	-
Piso 1	DERXXMY-	165067.188	1.712	2.296	DERYYMX-	390174.716	1.821	2.702

Se comprobó que no se tiene irregularidad de rigidez en ninguno de los sistemas, pues se cumplieron los criterios mencionados.

Irregularidad de Resistencia

Debido a la disposición continua en altura de los elementos y a la invariabilidad de la altura de entrepiso, este tipo de irregularidad no se presentó.

Irregularidad de Masa o Peso

Sucede cuando un nivel que no sea sótano ni azotea, tenga un peso menor que 1.5 veces el del piso adyacente. Debido a que los pisos tienen la misma disposición de elementos, distribución de ambientes, pero distinta altura de entrepiso únicamente en el primer nivel, estos muestran pesos similares sin concentraciones de masas. Por tanto, no se presentó esta irregularidad en ninguna estructura.

Irregularidad Geométrica Vertical

Esta se presenta cuando la dimensión en planta de un piso que no sea sótano ni azotea es mayor que 1.3 veces la dimensión de un piso adyacente. Esta irregularidad no se presentó debido a que las plantas poseen las mismas dimensiones.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Sucede cuando los componentes estructurales verticales se encuentran desalineados. Esta irregularidad no se presentó dado que existe continuidad en altura de todos los elementos verticales.

4.4.2. Irregularidades en planta

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), en ambas direcciones de la estructura, se deben analizar las irregularidades en planta. A partir de ello, se determina el factor de irregularidad en planta, I_p , que resulta ser el mínimo valor entre todos los encontrados.

Irregularidad Torsional

Esta se presenta cuando la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento promedio en los extremos del mismo supera al índice de regularidad, el cual toma un valor de 1.3 para irregularidad torsional y 1.5 para torsional extrema. Ambos criterios se tienen en cuenta, en caso el máximo desplazamiento relativo de entrepiso supere al 50 % del valor máximo permitido, el cual para elementos de concreto armado toma el valor de 7 %.

Tabla 4.9 Evaluación de torsión con análisis estático - sistema dual

Piso	Caso de salida SISMO en X	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio	Caso de salida SISMO en Y	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio
Piso 4	DER_ESTXXMY+	0.012251	0.010973	1.116	DER_ESTYYMX+	0.010633	0.010359	1.027
Piso 4	DER_ESTXXMY-	0.012124	0.010978	1.104	DER_ESTYYMX-	0.012236	0.010499	1.165
Piso 3	DER_ESTXXMY+	0.016039	0.014041	1.142	DER_ESTYYMX+	0.014197	0.013559	1.047
Piso 3	DER_ESTXXMY-	0.015996	0.014052	1.138	DER_ESTYYMX-	0.016390	0.013754	1.192
Piso 2	DER_ESTXXMY+	0.017831	0.015231	1.171	DER_ESTYYMX+	0.015971	0.014961	1.068
Piso 2	DER_ESTXXMY-	0.017810	0.015247	1.168	DER_ESTYYMX-	0.018461	0.015185	1.216
Piso 1	DER_ESTXXMY+	0.014526	0.011774	1.234	DER_ESTYYMX+	0.012672	0.011425	1.109
Piso 1	DER_ESTXXMY-	0.014278	0.011768	1.213	DER_ESTYYMX-	0.014827	0.011609	1.277

Tabla 4.10 Evaluación de torsión con análisis estático - sistema de muros

Piso	Caso de salida SISMO en X	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio	Caso de salida SISMO en Y	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio
Piso 4	DER_ESTXXMY+	0.01226	0.011601	1.057	DER_ESTYYMX+	0.007249	0.006604	1.098
Piso 4	DER_ESTXXMY-	0.012545	0.011634	1.078	DER_ESTYYMX-	0.007261	0.006602	1.100
Piso 3	DER_ESTXXMY+	0.014630	0.013971	1.047	DER_ESTYYMX+	0.007374	0.006718	1.098
Piso 3	DER_ESTXXMY-	0.014965	0.014009	1.068	DER_ESTYYMX-	0.007402	0.006717	1.102
Piso 2	DER_ESTXXMY+	0.015003	0.014438	1.039	DER_ESTYYMX+	0.006441	0.005867	1.098
Piso 2	DER_ESTXXMY-	0.017810	0.015247	1.168	DER_ESTYYMX-	0.006478	0.005867	1.104
Piso 1	DER_ESTXXMY+	0.009852	0.009513	1.036	DER_ESTYYMX+	0.004002	0.003647	1.098
Piso 1	DER_ESTXXMY-	0.010088	0.009538	1.058	DER_ESTYYMX-	0.004043	0.003649	1.108

Tabla 4.11 Evaluación de torsión con análisis dinámico - sistema dual

Piso	Caso de salida SISMO en X	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio	Caso de salida SISMO en Y	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio
Piso 4	DERXXMY+	0.009668	0.008729	1.108	DERYYMX+	0.009510	0.008686	1.095
Piso 4	DERXXMY-	0.009448	0.008598	1.099	DERYYMX-	0.008512	0.007832	1.087
Piso 3	DERXXMY+	0.013142	0.011475	1.145	DERYYMX+	0.012584	0.011396	1.104
Piso 3	DERXXMY-	0.012711	0.011268	1.128	DERYYMX-	0.011925	0.010598	1.125
Piso 2	DERXXMY+	0.015132	0.012818	1.181	DERYYMX+	0.014049	0.012622	1.113
Piso 2	DERXXMY-	0.014577	0.012561	1.160	DERYYMX-	0.014114	0.012151	1.162
Piso 1	DERXXMY+	0.012991	0.010539	1.233	DERYYMX+	0.011182	0.009863	1.134
Piso 1	DERXXMY-	0.012616	0.010352	1.219	DERYYMX-	0.012557	0.010156	1.236

Tabla 4.12 Evaluación de torsión con análisis dinámico – sistema de muros

Piso	Caso de salida SISMO en X	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio	Caso de salida SISMO en Y	Despl. rel. (m)	Despl. rel. prom (m)	Ratio
Piso 4	DERXXMY+	0.010603	0.009749	1.088	DERYYMX+	0.006530	0.005334	1.224
Piso 4	DERXXMY-	0.010971	0.009763	1.124	DERYYMX-	0.006534	0.005326	1.227
Piso 3	DERXXMY+	0.012486	0.011625	1.074	DERYYMX+	0.006603	0.00539	1.225
Piso 3	DERXXMY-	0.012891	0.011636	1.108	DERYYMX-	0.006619	0.005384	1.229
Piso 2	DERXXMY+	0.012592	0.011853	1.062	DERYYMX+	0.005690	0.004642	1.226
Piso 2	DERXXMY-	0.012971	0.011859	1.094	DERYYMX-	0.005716	0.00464	1.232
Piso 1	DERXXMY+	0.008168	0.007725	1.057	DERYYMX+	0.003483	0.002841	1.226
Piso 1	DERXXMY-	0.008422	0.007731	1.089	DERYYMX-	0.003514	0.002843	1.236

Como se observa en las tablas, se obtuvo a partir de los resultados que no se presentó esta irregularidad en ninguno de las estructuras y en ninguno de los análisis presentados.

Esquinas entrantes

Esta se presenta si el edificio posee esquinas entrantes con extensiones que superen al 20 % de la total en planta, simultáneamente en ambos ejes ortogonales. Según puede apreciarse en la arquitectura en planta, la edificación no presentó esta irregularidad en ninguna de las estructuras.

Discontinuidad de diafragma

Esta se evalúa si el edificio presenta discontinuidades importantes en sus diafragmas, es decir, cuando las aberturas son mayores a la mitad del área bruta del diafragma o cuando se presente algún corte transversal en cualquier dirección con un área inferior a un cuarto del corte transversal total de la misma dirección calculada.

El área neta resistente a la sección transversal X fue de $Ax = \left(\frac{21.71-4.9-2.43-4.38}{21.71}\right) * 100\% = 46.06\%$ y la de Y fue de $Ay = \left(\frac{23.8-5.55}{23.8}\right) * 100\% = 76.68\%$, por tanto, no se presentó esta irregularidad.

Sistemas no paralelos

Esta se evalúa cuando los componentes resistentes a fuerzas laterales no guardan paralelismo, cualquiera sea la dirección de análisis. Esta irregularidad no se presentó en la edificación.

Según estos análisis, no se presentó ninguna irregularidad en los edificios con sistema dual ni con sistema de muros estructurales, producto de ello, los factores I_p e I_a fueron 1. Es por ello que, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, R , tomó el valor de R_0 , al calcularse como $R = R_0 * I_a * I_p$.

4.5. Análisis Modal

En esta sección se obtuvo el periodo fundamental de las estructuras. Este fue determinado a través de la realización de un análisis tridimensional y uno traslacional en las direcciones X e Y. Cada piso presentó 2 modos de traslación y uno de giro, por lo que en total en los 4 pisos se tuvieron 12 modos.

En las siguientes tablas se visualizan los resultados obtenidos.

Tabla 4.13 Periodos y masas participantes del análisis tridimensional – sistema dual

Modo	Periodo T (s)	Fracción Masa Participante en X	Fracción Masa Participante en Y	Fracción Masa Participante rotacional	Fracción Acumulada Masa Participante en X	Fracción Acumulada Masa Participante en Y	Fracción Acumulada Masa Participante rotacional
1	0.441	0.0006	0.0447	0.8304	0.0006	0.0447	0.8304
2	0.392	0.7480	0.0653	0.0077	0.7486	0.1099	0.8380
3	0.383	0.0701	0.7103	0.0413	0.8186	0.8203	0.8793
4	0.134	0.0001	0.0025	0.0901	0.8187	0.8228	0.9694
5	0.111	0.1160	0.0173	0.0005	0.9346	0.8401	0.9699
6	0.107	0.0208	0.1114	0.0013	0.9554	0.9515	0.9712
7	0.071	3.925E-06	0.0004	0.0234	0.9554	0.9519	0.9946
8	0.055	0.0340	0.0018	4.192E-05	0.9894	0.9536	0.9947
9	0.051	0.0019	0.0373	0.0001	0.9913	0.9909	0.9948
10	0.045	0.0000	4.342E-05	0.0052	0.9913	0.9910	1
11	0.035	0.0087	0.0001	5.076E-06	1	0.9910	1
12	0.032	1.150E-05	0.0090	1.265E-05	1	1	1

Tabla 4.14 *Periodos y masas participantes del análisis tridimensional – sistema de muros*

Modo	Periodo T (s)	Fracción Masa Participante en X	Fracción Masa Participante en Y	Fracción Masa Participante rotacional	Fracción Acumulada Masa Participante en X	Fracción Acumulada Masa Participante en Y	Fracción Acumulada Masa Participante rotacional
1	0.376	0.7913	2.404E-06	0.0002	0.7913	2.404E-06	0.0002
2	0.249	1.067E-06	0.7533	0.0004	0.7913	0.7533	0.0006
3	0.232	0.0002	0.0004	0.7569	0.7915	0.7537	0.7576
4	0.099	0.1483	0.0000	3.706E-05	0.9398	0.7537	0.7576
5	0.057	9.060E-07	0.1959	0.0011	0.9398	0.9496	0.7587
6	0.054	1.807E-05	0.0012	0.1931	0.9399	0.9508	0.9518
7	0.044	0.0451	0.0000	0.0000	0.9850	0.9508	0.9518
8	0.026	2.318E-05	0.0409	0.0006	0.9850	0.9917	0.9524
9	0.026	0.0149	0.0001	0.0002	0.9999	0.9918	0.9525
10	0.025	0.0001	0.0006	0.0398	1	0.9924	0.9924
11	0.018	0.0000	0.0074	0.0001	1	0.9998	0.9925
12	0.018	9.684E-06	0.0002	0.0075	1	1	1

Como se observa en el análisis en las 3 direcciones, para el edificio con sistema de muros, los primeros modos de vibración fueron de traslación y el tercero de giro; sin embargo, en el sistema dual, el primer modo fue de giro y los dos siguientes de traslación. Esto se debió a la baja cantidad de muros y a la disposición de los componentes de la estructura.

Tabla 4.15 *Periodos y masas participantes del análisis de traslación pura – sistema dual*

Modo	Periodo T (s)	Dirección X		Dirección Y		
		Fracción Masa Participante en X	Fracción Acumulada Masa Participante en X	Periodo T (s)	Fracción Masa Participante en Y	Fracción Acumulada Masa Participante en Y
1	0.386	0.8163	0.8163	0.378	0.8232	0.8232
2	0.108	0.1388	0.9551	0.106	0.1288	0.952
3	0.053	0.0368	0.9919	0.051	0.0391	0.9911
4	0.035	0.0081	1	0.032	0.0089	1

Tabla 4.16 *Periodos y masas participantes del análisis de traslación pura – sistema de muros*

Modo	Periodo T (s)	Dirección X		Dirección Y		
		Fracción Masa Participante en X	Fracción Acumulada Masa Participante en X	Periodo T (s)	Fracción Masa Participante en Y	Fracción Acumulada Masa Participante en Y
1	0.369	0.7914	0.7914	0.241	0.7577	0.7577
2	0.097	0.1488	0.9402	0.056	0.1936	0.9512
3	0.044	0.0451	0.9853	0.026	0.0413	0.9925
4	0.026	0.0147	1	0.018	0.0075	1

Además, se observa que los periodos fundamentales obtenidos del análisis en 3 direcciones resultaron mayores al del análisis de traslación pura, debido a que este último no consideró la

totalidad de desplazamientos provocando mayor rigidez en la estructura y aumentando las fuerzas sísmicas. Es por ello que, para el análisis estático se utilizaron estos valores del análisis traslacional como periodos fundamentales de vibración.

4.6. Análisis Estático

4.6.1. Fuerza cortante basal

En este análisis se pudo obtener la cortante basal, a partir de la siguiente ecuación establecida en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Se consideró como estructura regular, para el sistema de muros ($R=6$) y sistema dual ($R=7$).

$$V_{estático} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Para obtener el valor de C , se debe obtener primero, para cada dirección, el periodo fundamental de vibración de la estructura. Con tal propósito, se recogieron los valores derivados del análisis de traslación pura en ambas direcciones.

Según la función para deducir el factor C , se obtuvieron los resultados mostrados:

Tabla 4.17 Periodo en ambas direcciones y valor de C – sistema dual

Dirección	Periodo	Ci
X	0.386	2.5
Y	0.378	2.5

Tabla 4.18 Periodo en ambas direcciones y valor de C – sistema de muros

Dirección	Periodo	Ci
X	0.369	2.5
Y	0.241	2.5

Conforme a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), se cumplió el criterio siguiente:

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

$$\text{Sistema dual} \rightarrow \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.5}{7} = 0.357 \geq 0.11 \quad OK$$

$$\text{Sistema de muros} \rightarrow \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.5}{6} = 0.417 \geq 0.11 \quad OK$$

Entonces, utilizando la fórmula antes mencionada, la cortante basal fue la siguiente:

Tabla 4.19 Cortante en la base para X e Y en ambos sistemas

Sistema	VESTXX (ton)	VESTYY (ton)
Dual	306.91	306.91
Muros	353.72	353.72

Para distribuir en la altura las fuerzas sísmicas, se utilizaron las siguientes fórmulas.

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Se halló, en cada dirección, el exponente k en función del periodo fundamental de vibración, mediante lo siguiente:

$$T \leq 0.5 \text{ s}; k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ s}; k = (0.75 + 0.5 * T) \leq 2$$

Se realizó el cálculo y se obtuvieron las fuerzas distribuidas en cada piso y el momento torsor accidental, producto de aplicar una excentricidad del 5 % en las direcciones X e Y.

Tabla 4.20 Disposición en altura de la Fuerza Sísmica en X e Y - sistema dual

Piso	Altura (h)	Peso (P)	k	P*h ^k	α_i	F _x = α_i *	Mtx acc.	F _y = α_i *	Mty acc
	m	tonf				VESTXX		VESTYY	
						tonf	tonf.m	tonf	tonf.m
Piso 4	11.15	363.131	1	4048.908	0.309	94.982	113.028	94.982	103.102
Piso 3	8.5	513.880	1	4367.981	0.334	102.467	121.935	102.467	111.227
Piso 2	5.85	513.880	1	3006.198	0.230	70.521	83.920	70.521	76.551
Piso 1	3.2	518.793	1	1660.139	0.127	38.944	46.344	38.944	42.274
TOTAL				13083.226	1.000	306.914	365.227	306.914	333.155

Tabla 4.21 Disposición en altura de la Fuerza Sísmica en X e Y - sistema de muros

Piso	Altura (h)	Peso (P)	k	P*h ^k	α_i	F _x = α_i *	Mtx acc	F _y = α_i *	Mty acc
	m	tonf				VESTXX		VESTYY	
						tonf	tonf.m	tonf	tonf.m
Piso 4	11.15	350.772	1	3911.105	0.304	107.429	127.841	107.429	116.614
Piso 3	8.5	509.714	1	4332.568	0.336	119.006	141.617	119.006	129.181
Piso 2	5.85	509.714	1	2981.826	0.232	81.904	97.466	81.904	88.907
Piso 1	3.2	516.310	1	1652.193	0.128	45.382	54.005	45.382	49.262
TOTAL				12877.692	1.000	353.721	420.927	353.721	383.964

4.6.2. Derivas y desplazamientos máximos

Luego de calcular las fuerzas distribuidas, se obtuvieron derivas y desplazamientos máximos con excentricidad de masa en las dos direcciones, aplicando el factor de $0.75 \cdot R$ en sistemas regulares para hallar desplazamientos inelásticos.

Tabla 4.22 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema dual

Piso	Caso de salida SISMO en X	Deriva inelástica en X	Desplazamiento relativo inelástico en X (m)	Caso de salida SISMO en Y	Deriva inelástica en Y	Desplazamiento relativo inelástico en Y (m)
Piso 4	DER_ESTXXMY+	0.00462	0.01225	DER_ESTYYMX+	0.00401	0.01063
Piso 3	DER_ESTXXMY+	0.00605	0.01604	DER_ESTYYMX+	0.00536	0.01420
Piso 2	DER_ESTXXMY+	0.00673	0.01783	DER_ESTYYMX+	0.00603	0.01597
Piso 1	DER_ESTXXMY+	0.00454	0.01459	DER_ESTYYMX+	0.00396	0.01267
Piso 4	DER_ESTXXMY-	0.00458	0.01212	DER_ESTYYMX-	0.00462	0.01224
Piso 3	DER_ESTXXMY-	0.00604	0.01600	DER_ESTYYMX-	0.00619	0.01639
Piso 2	DER_ESTXXMY-	0.00672	0.01781	DER_ESTYYMX-	0.00697	0.01846
Piso 1	DER_ESTXXMY-	0.00446	0.01433	DER_ESTYYMX-	0.00463	0.01483

Tabla 4.23 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema de muros

Piso	Caso de salida SISMO en X	Deriva inelástica en X	Desplazamiento relativo inelástico en X (m)	Caso de salida SISMO en Y	Deriva inelástica en Y	Desplazamiento relativo inelástico en Y (m)
Piso 4	DER_ESTXXMY+	0.00463	0.012260	DER_ESTYYMX+	0.00274	0.007248
Piso 3	DER_ESTXXMY+	0.00552	0.014630	DER_ESTYYMX+	0.00278	0.007375
Piso 2	DER_ESTXXMY+	0.00566	0.015003	DER_ESTYYMX+	0.00243	0.006441
Piso 1	DER_ESTXXMY+	0.00308	0.009857	DER_ESTYYMX+	0.00125	0.004002
Piso 4	DER_ESTXXMY-	0.00473	0.012545	DER_ESTYYMX-	0.00274	0.007261
Piso 3	DER_ESTXXMY-	0.00565	0.014965	DER_ESTYYMX-	0.00279	0.007402
Piso 2	DER_ESTXXMY-	0.00579	0.015338	DER_ESTYYMX-	0.00245	0.006478
Piso 1	DER_ESTXXMY-	0.00315	0.010096	DER_ESTYYMX-	0.00126	0.004043

Con base a los anteriores resultados, se compararon las derivas máximas alcanzadas en la misma dirección de análisis con los requerimientos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Esta estipula que el límite de desplazamiento relativo de entrepiso o deriva es de 0.007. Respecto a esto, se cumplieron los límites de deriva tanto para la dirección X como Y, en los dos tipos de sistema estructural evaluados.

4.7. Análisis Dinámico

4.7.1. Aceleración Espectral

Se construyó el espectro de aceleraciones según la norma. Con ello, se consiguieron las derivas y desplazamientos máximos para cada piso, y la cortante basal para cada dirección. Para ello, fue empleado lo siguiente:

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

Sin embargo, para facilitar el análisis, se trabajó con la función de C vs T , apreciada en la Figura 4.3, y se aplicaron, en cada dirección, los factores restantes, según corresponda, con el fin de elaborar el espectro de aceleraciones.

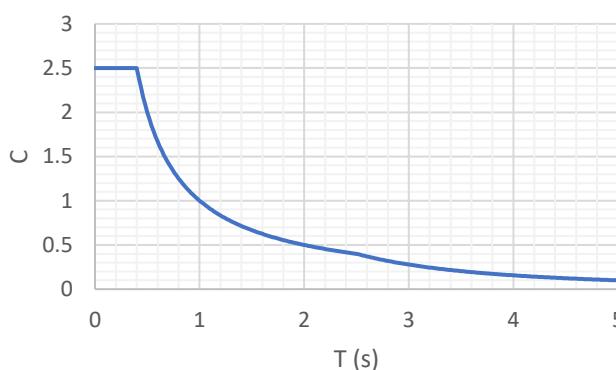


Figura 4.3 Gráfica de coeficiente de amplificación dinámica vs periodo

La aplicación de estos parámetros produjo factores que dependen del valor de R . Al ser una estructura regular este fue igual a 7 para el sistema dual y 6 para el de muros estructurales.

Tabla 4.24 Factor en X e Y en ambos sistemas

	Dual	Muros
Factor XX	0.631	0.736
Factor YY	0.631	0.736

4.7.2. Cortante de diseño

La cortante basal dinámica se obtuvo al analizar los 4 casos de excentricidades. En este caso se tomó el mayor valor en cada dirección.

Tabla 4.25 Cortante basal dinámica – sistema dual

Piso	Caso de salida	VX (ton)	VY (ton)
1	SISXX-MY+	221.384	28.595
1	SISXX-MY-	219.555	57.131
1	SISYY-MX+	25.968	245.965
1	SISYY-MX-	16.165	209.411

Tabla 4.26 Cortante basal dinámica – sistema de muros

Piso	Caso de salida	VX (ton)	VY (ton)
1	SISXX-MY+	284.635	0.928
1	SISXX-MY-	283.572	0.611
1	SISYY-MX+	2.696	249.098
1	SISYY-MX-	1.964	246.533

Al ser una estructura regular, la cortante basal determinada en el análisis dinámico se escaló al 80 % de la calculada en el análisis estático. Así se obtuvieron factores de amplificación para el sismo de diseño, los cuales no deben ser menores a 1.

Tabla 4.27 Factor de escalamiento – sistema dual

Excentr.	Sentido	C	V estática	V dinámico	V min	80% Vestático	Vdiseño	Factor
MY+	X	2.500	306.914	221.384	94.529	245.531	245.531	1.109
MY-	X	2.500	306.914	219.555	94.529	245.531	245.531	1.118
MX+	Y	2.500	306.914	245.965	94.529	245.531	245.965	1.000
MX-	Y	2.500	306.914	209.411	94.529	245.531	245.531	1.172

Tabla 4.28 Factor de escalamiento – sistema de muros

Excentr.	Sentido	C	V estática	V dinámico	V min	80% Vestático	Vdiseño	Factor
MY+	X	2.500	353.721	284.635	93.382	282.976	284.635	1.000
MY-	X	2.500	353.721	283.572	93.382	282.976	283.572	1.000
MX+	Y	2.500	353.721	249.098	93.382	282.976	282.976	1.136
MX-	Y	2.500	353.721	246.533	93.382	282.976	282.976	1.148

Como resultado del análisis dinámico con excentricidad en cada dirección, se obtuvo:

Tabla 4.29 Resultados análisis dinámico – sistema dual

Piso	Caso de salida	Posición	VX	VY	T	MX	MY
			ton	ton	ton.m	ton.m	ton.m
T4	SISXXMY+	Base	74.457	9.747	870.759	25.830	197.312
T4	SISXXMY-	Base	73.778	19.193	976.477	50.861	195.511
T4	SISYYMX+	Base	9.595	81.797	883.266	216.762	25.428
T4	SISYYMX-	Base	6.440	70.437	978.233	186.658	17.066
T3	SISXXMY+	Base	147.565	19.204	1714.461	75.977	583.116
T3	SISXXMY-	Base	146.281	37.890	1954.432	149.858	577.956
T3	SISYYMX+	Base	17.207	163.516	1753.218	644.502	69.489
T3	SISYYMX-	Base	10.749	139.454	1970.499	550.555	44.197
T2	SISXXMY+	Base	196.446	25.509	2271.414	142.413	1092.377
T2	SISXXMY-	Base	194.803	50.584	2621.717	280.665	1083.073
T2	SISYYMX+	Base	22.499	218.562	2334.431	1212.553	125.522
T2	SISYYMX-	Base	13.779	185.957	2657.890	1032.316	77.544
T1	SISXXMY+	Base	221.384	28.595	2551.305	232.297	1784.739
T1	SISXXMY-	Base	219.555	57.131	2974.973	459.037	1769.880
T1	SISYYMX+	Base	25.968	245.965	2623.862	1984.227	203.456
T1	SISYYMX-	Base	16.165	209.411	3025.483	1687.250	124.571

Tabla 4.30 Resultados análisis dinámico – sistema de muros

Piso	Caso de salida	Posición	VX	VY	T	MX	MY
			ton	ton	ton.m	ton.m	ton.m
T4	SISXXMY+	Base	97.861	0.376	1325.800	0.997	259.331
T4	SISXXMY-	Base	97.495	0.207	963.103	0.549	258.361
T4	SISYYMX+	Base	1.003	91.105	1305.469	241.429	2.658
T4	SISYYMX-	Base	0.727	90.171	822.528	238.953	1.927
T3	SISXXMY+	Base	193.037	0.631	2615.574	2.581	762.683
T3	SISXXMY-	Base	192.308	0.396	1898.361	1.459	759.824
T3	SISYYMX+	Base	1.856	172.506	2479.865	691.351	7.439
T3	SISYYMX-	Base	1.340	170.859	1549.079	684.821	5.302
T2	SISXXMY+	Base	255.037	0.811	3453.605	4.592	1422.739
T2	SISXXMY-	Base	254.066	0.532	2508.608	2.741	1417.347
T2	SISYYMX+	Base	2.434	223.110	3208.895	1265.005	13.682
T2	SISYYMX-	Base	1.787	220.952	2004.355	1253.405	9.842
T1	SISXXMY+	Base	284.635	0.928	3851.302	7.371	2312.770
T1	SISXXMY-	Base	283.572	0.611	2802.849	4.544	2303.992
T1	SISYYMX+	Base	2.696	249.098	3580.520	2036.566	22.094
T1	SISYYMX-	Base	1.964	246.533	2244.825	2017.662	16.009

Se observa que el caso más esforzado para el edificio con sistema dual ocurrió en el caso de sismo en X con excentricidad en Y+ y el sismo en Y con excentricidad en X+, siendo estos también los casos más esforzados para el edificio con sistema de muros.

4.7.3. Derivas y desplazamientos máximos

Se obtuvieron los derivas y desplazamientos máximos al aplicarse el factor de $0.75 \cdot R$ en sistemas regulares para hallar desplazamientos inelásticos.

Tabla 4.31 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema dual

Piso	Caso de salida	Deriva inelástica en X	Desplazamiento relativo inelástico en X (m)	Caso de salida	Deriva inelástica en Y	Desplazamiento relativo inelástico en Y (m)
	SISMO X-X			SISMO Y-Y		
Piso 4	DERXXMY+	0.00365	0.00945	DERYYMX+	0.00359	0.00938
Piso 3	DERXXMY+	0.00496	0.01298	DERYYMX+	0.00475	0.01249
Piso 2	DERXXMY+	0.00571	0.01506	DERYYMX+	0.00530	0.01401
Piso 1	DERXXMY+	0.00406	0.01312	DERYYMX+	0.00349	0.01118
Piso 4	DERXXMY-	0.00357	0.00923	DERYYMX-	0.00321	0.00830
Piso 3	DERXXMY-	0.00480	0.01256	DERYYMX-	0.00450	0.01178
Piso 2	DERXXMY-	0.00550	0.01451	DERYYMX-	0.00533	0.01404
Piso 1	DERXXMY-	0.00394	0.01274	DERYYMX-	0.00392	0.01256

Tabla 4.32 Derivas máximas y desplazamientos relativos en X e Y - sistema de muros

Piso	Caso de salida SISMO X-X	Deriva inelástica en X	Desplazamiento relativo inelástico en X (m)	Caso de salida SISMO Y-Y	Deriva inelástica en Y	Desplazamiento relativo inelástico en Y (m)
Piso 4	DERXXMY+	0.00400	0.01053	DERYYMX+	0.00246	0.00651
Piso 3	DERXXMY+	0.00471	0.01244	DERYYMX+	0.00249	0.00659
Piso 2	DERXXMY+	0.00475	0.01258	DERYYMX+	0.00215	0.00568
Piso 1	DERXXMY+	0.00255	0.00817	DERYYMX+	0.00109	0.00348
Piso 4	DERXXMY-	0.00414	0.01090	DERYYMX-	0.00247	0.00651
Piso 3	DERXXMY-	0.00486	0.01284	DERYYMX-	0.00250	0.00660
Piso 2	DERXXMY-	0.00490	0.01296	DERYYMX-	0.00216	0.00571
Piso 1	DERXXMY-	0.00263	0.00843	DERYYMX-	0.00110	0.00351

Se observa que en ambos sistemas la deriva es menor al límite 7 %.

4.7.4. Verificación de sistema estructural

Luego, se calculó el valor de cortante que absorben los muros y los pórticos, para verificar el sistema estructural planteado inicialmente.

Tabla 4.33 Cortante basal en muros y pórticos – sistema dual

	Dirección XX		Dirección YY	
	Muros	Pórticos	Muros	Pórticos
V basal din (ton)	154.097	66.373	130.444	97.244
% Vbasal	69.9 %	30.1 %	57.3 %	42.7 %
Sistema estructural	Sistema dual		Sistema dual	

Tabla 4.34 Cortante basal en muros y pórticos – sistema de muros

	Dirección XX		Dirección YY	
	Muros	Pórticos	Muros	Pórticos
V basal din (ton)	249.070	35.033	239.319	8.496
% Vbasal	87.7 %	12.3 %	96.6 %	3.4 %
Sistema estructural	Sistema de muros estructurales		Sistema de muros estructurales	

4.8. Centro de masa y rigidez

Tabla 4.35 Centro de masa y rigidez – sistema dual

Piso	CM _x m	CM _y m	CR _x m	CR _y m	ex m	ey m
Piso 4	10.669	11.837	11.318	11.793	0.649	-0.045
Piso 3	10.738	11.812	11.261	11.796	0.523	-0.017
Piso 2	10.738	11.812	11.189	11.786	0.451	-0.027
Piso 1	10.737	11.814	11.087	11.740	0.350	-0.074

Tabla 4.36 Centro de masa y rigidez – sistema de muros

Piso	CM _x	CM _y	CR _x	CR _y	ex	ey
	m	m	m	m	m	m
Piso 4	10.659	11.839	10.725	12.052	0.065	0.213
Piso 3	10.739	11.825	10.739	12.077	0.001	0.252
Piso 2	10.739	11.825	10.763	12.115	0.024	0.290
Piso 1	10.736	11.829	10.808	12.156	0.071	0.327

Como se observa, se obtuvieron mayores excentricidades en X para el edificio con sistema dual y mayores excentricidades en Y para el sistema de muros. Estas produjeron efectos de torsión en cada modelo; sin embargo, según el análisis de irregularidades, esto no incurrió en una irregularidad por torsión.

4.9. Junta de separación sísmica

Para este cálculo fue importante conocer los máximos desplazamientos inelásticos de la estructura. La dimensión de la junta entre edificios, s , se calculó mediante las siguientes condiciones de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

$$s > \frac{2}{3} * (\text{Desplazamiento entre edificios})$$

$$s = 0.006 * (\text{altura del edificio}) \geq 0.03 \text{ m}$$

Ante la falta de información sobre estructuras adyacentes, no fue aplicable el primer criterio. Según el segundo criterio, para una altura de 11.15 m, se tomó el valor de 0.067 m y se verificó que sea mayor a 0.03 m.

Para obtener la junta con respecto al límite de propiedad, la norma establece que esta debe superar los 2/3 del desplazamiento máximo de la edificación y $s/2$, siempre que la edificación contigua tenga una junta sísmica reglamentaria. Las tablas siguientes muestran los resultados:

Tabla 4.37 Junta sísmica relativa al límite de propiedad – sistema dual

Dirección	X	Y
Desp máx (cm)	5.06	4.71
2/3 desp. max	3.37	3.14
$s/2$	3.35	3.35
Junta Sísmica (cm)	5	5

Tabla 4.38 Junta sísmica relativa al límite de propiedad – sistema de muros

Dirección	X	Y
Desp máx (cm)	4.51	2.23
2/3 desp. max	3.01	1.49
$s/2$	3.35	3.35
Junta Sísmica (cm)	5	5

CAPÍTULO 5 : Fundamentos de diseño

A lo largo del capítulo se describen los fundamentos recopilados de la Norma E.060 Concreto Armado, aplicados al diseño de los componentes estructurales.

5.1. Criterios para el diseño

5.1.1. Diseño por resistencia

Este indica que el producto de la resistencia suministrada por un coeficiente de reducción, no debe ser menor al efecto de las cargas aplicadas por un coeficiente de amplificación. Estos factores consideran que la resistencia real del elemento puede ser inferior a la asumida y que los efectos de las cargas calculadas pueden ser superiores.

$$\phi R_n \geq R_u$$

El coeficiente de reducción ϕ está condicionado por el tipo de diseño, conforme a la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Factores de reducción según la Norma E.060 (2009)

Diseño por	ϕ
Cortante	0.85
Flexión	0.9
Flexocompresión y compresión en elementos con estribos	0.7

Para el análisis, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) define configuraciones a fin de obtener la envolvente de cargas últimas.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Donde U es la carga última; CM, carga muerta; CV, carga viva y CS, carga de sismo.

5.1.2. Diseño por capacidad

Según la Norma E.060 Concreto Armado (2009), los componentes resistentes a fuerzas sísmicas tienen que cumplir ciertos requisitos de diseño y construcción que dependen del sistema estructural. Esto es a modo de garantizar que la ocurrencia de la falla dúctil (falla por flexión, especialmente), preceda a la falla frágil (falla por corte).

En un sistema de muros o dual tipo I, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) indica que la fuerza cortante de diseño por capacidad, V_u , debe exceder al menor valor de los siguientes cálculos:

- Para vigas, la sumatoria de la cortante relacionada al desarrollo de los momentos nominales en ambas terminaciones del elemento dividido sobre su luz libre y la cortante isostática, obtenida de la carga última para las cargas de gravedad comprendidas dentro de la superficie tributaria. Para columnas, el cortante relacionado al desarrollo de los momentos nominales en los extremos de estas para las cargas más cercanas a la curva nominal, obtenidos mediante el diagrama de interacción, divididos entre la longitud libre de este elemento. Estas expresiones se visualizan en las Figuras 5.1 y 5.2.
- El máximo cortante alcanzado con las configuraciones de carga de diseño, considerando a las cargas sísmicas, un incremento de 2.5.

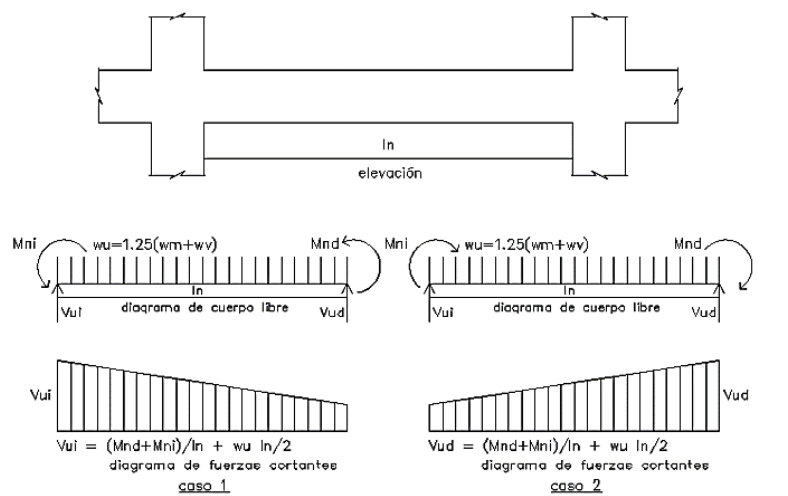


Figura 5.1 Fuerza de corte de diseño en vigas. Tomado de “Norma E.060”, por MVCS, 2009, p. 168.

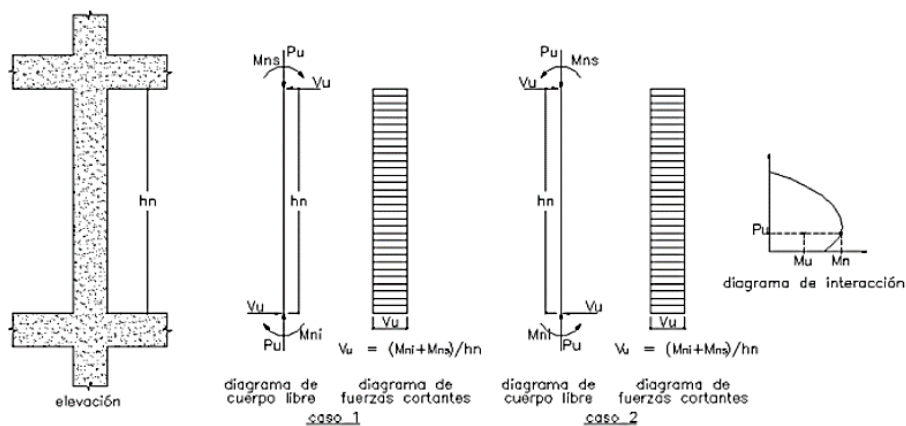


Figura 5.2 Fuerza de corte de diseño en columnas. Tomado de “Norma E.060”, por MVCS, 2009, p. 169.

5.2. Diseño por flexión

Se presenta la siguiente expresión, donde M_n es el momento nominal o suministrado y M_u el momento último a la cara del nudo producto de las combinaciones de carga de diseño.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Con base en la distribución del bloque de compresiones de la Norma E.060 Concreto Armado (2009), pueden obtenerse expresiones reducidas para una viga rectangular.

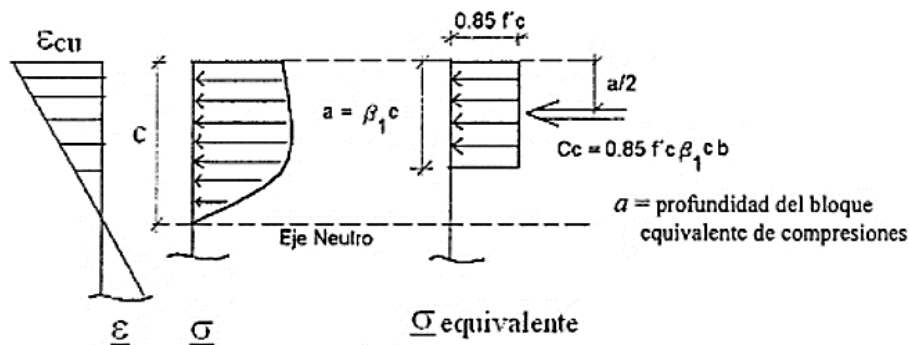


Figura 5.3 Bloque de compresiones equivalente. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2015, p. 145.

Para una sección de peralte efectivo, d , y ancho, b , se usan las expresiones siguientes:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{|Mu|}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$\phi Mn = \phi * fy * As * (d - \frac{a}{2})$$

Donde a es la profundidad del bloque de compresiones; As , el área de acero de refuerzo longitudinal; Mu , el momento flector último y ϕ , el factor de reducción, igual a 0.9.

Adicionalmente, para garantizar que la fluencia y ductilidad del refuerzo se logre antes de la falla del concreto, se consideran valores límites del área de refuerzo, que se presentan a continuación, acorde a la Norma E.060 Concreto Armado (2009):

1) Con el fin de eludir la falla frágil, el refuerzo mínimo es aquel que garantice un momento resistente de mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta, Mcr . Se calcula utilizando lo siguiente:

$$Mcr = \frac{fr * Ig}{yt}$$

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

2) El refuerzo máximo permitido es el 75 % del acero necesario para producir la falla balanceada. Esta falla ocurre cuando el concreto alcanza su máxima deformación de agotamiento y el acero, su máxima deformación de fluencia. A continuación, se presentan las siguientes expresiones necesarias para el cálculo, donde cb es la distancia al eje neutro en la

falla balanceada y Asb , el área de refuerzo requerido para la falla balanceada. Se calcula utilizando las siguientes expresiones:

$$cb = \frac{0.003}{0.0021} * (d - cb)$$

$$Asb = \frac{0.85 * f'c * bw * (0.85 * cb)}{fy}$$

$$As \text{ max} = 0.75 * Asb$$

5.3. Diseño por corte

Acorde a la Norma E.060 Concreto Armado (2009), este diseño por corte también se realiza mediante la filosofía del diseño por resistencia, cumpliéndose las siguientes expresiones:

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$Vn = Vc + Vs$$

Donde Vn es la resistencia nominal al corte del elemento; Vu , la fuerza de corte última de diseño a una longitud igual a d de la cara de apoyo; Vc , la resistencia nominal al corte suministrado por el concreto y Vs , la resistencia nominal al corte suministrado por el acero transversal.

La resistencia aportada por el concreto, Vc , depende del elemento estructural a analizar:

- 1) Vigas: $Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$
- 2) Columnas: $Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d$
- 3) Muros de corte: $Vc = \alpha_c * \sqrt{f'c} * t * d$

Donde Nu es la fuerza de axial que comprime al componente; Ag , la superficie bruta de la sección transversal, bw , el ancho de la sección; t , el espesor del muro; d , el peralte efectivo (dado por 0.8 veces la longitud de muro, en el tercer inciso) y α_c , el coeficiente cuyo valor está en correspondencia con la esbeltez, h_m/l_m :

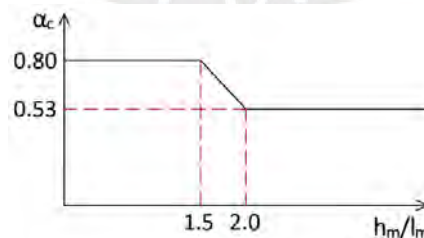


Figura 5.4 Valores de α_c versus esbeltez. Adaptado de "Norma E.060", por MVCS, 2009, p. 202.

El aporte de refuerzo transversal, Vs , y el espaciamiento para elementos rectangulares, se relacionan de la siguiente manera:

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

Donde A_v es la superficie otorgada por la sumatoria de áreas de las ramas de las varillas de acero por corte localizadas en el alma de la sección y s es la separación del acero transversal.

5.4. Diseño por flexocompresión

Las placas y columnas (elementos verticales) están sometidas en simultáneo a cargas axiales y de flexión, por tanto, es importante realizar un diseño que considere ambas sollicitaciones.

5.4.1. Flexocompresión uniaxial

La flexocompresión uniaxial considera la acción de un momento flector en una dirección de la columna. Para ello, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) plantea un diseño por flexión pura si se satisface lo siguiente.

$$P_u < 0.1 * f'_c * A_g$$

Donde P_u es la carga última por efectos axiales.

En caso contrario, el diseño se realiza usando el diagrama de interacción. Dicho método de análisis radica en verificar que las cargas representadas por una coordenada ($M_u; P_u$) se ubique circunscrita por la curva de diseño, para una propuesta de distribución de acero longitudinal. Esta curva se construye con los resultados de la resistencia de la sección (P_n y M_n) debido al cambio de ubicación del eje neutro, c , en la sección. La Figura 5.5 presenta un gráfico de diagrama de interacción.

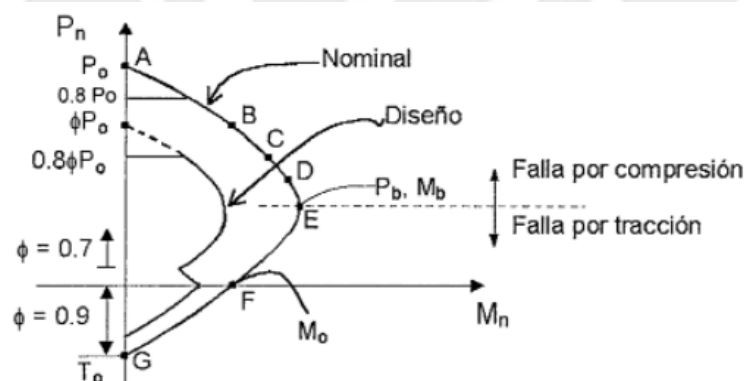


Figura 5.5 Curvas típicas de un diagrama de interacción para una columna con estribos.

Tomado de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2015, p. 380.

Para una columna con estribos, la construcción de este diagrama está dada como mínimo por los siguientes puntos notables.

A. Falla por compresión pura: Esta es difícil de alcanzar debido a que siempre hay un momento asociado a la carga axial, P_0 . Por ende, se reduce a lo siguiente, siendo A_{st} el área total de acero longitudinal.

$$P_u = \alpha \phi P_0 = (0.8)(0.7)[f_y * A_{st} + 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st})]$$

C. Falla incipiente: Esta concierne a una nula deformación en el acero de mayor distancia respecto al borde comprimido.

E. Falla Balanceada: Marca el paso de una fractura por tracción a una por compresión

F. Falla por flexión pura: Sucede en caso la carga axial es nula y se obtiene por tanteos.

G. Falla por tracción pura: Ocurre cuando solo hay carga axial en tracción T_0 .

$$\phi T_0 = 0.9 * A_{st} * f_y$$

5.4.2. Flexocompresión biaxial

Conforme a la Norma E.060 Concreto Armado (2009), la flexocompresión biaxial considera solicitaciones en simultáneo de momentos flectores en ambas direcciones de la columna, en consecuencia, el procedimiento de diseño parte de una superficie de interacción. Como aproximación de esta superficie, Ottazzi (2015) define el uso de las ecuaciones de Bresler, aplicables a columnas rectangulares o cuadradas cuya armadura longitudinal es simétrica. Existen diversas formas de la expresión de Bresler, una de ellas es la presentada a continuación:

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{n0}}$$

Donde: $\phi P_{n0} = \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$

Debe verificarse que $P_{ur} \leq 0.8 * \phi P_{n0}$. Además, estas expresiones son válidas cuando:

$$\frac{P_u}{\phi P_0} \geq 0.1$$

Caso contrario, se puede emplear:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

El término P_u se refiere a la fuerza axial última de diseño; P_{ur} , a la fuerza axial resistente en flexión biaxial, y M_{ux} y M_{uy} , al momento último de diseño respecto al eje X e Y, respectivamente. Por su parte, ϕP_{nx} , ϕP_{ny} y ϕP_{n0} es la resistencia de diseño sujeta únicamente al momento en X, Y y la carga axial, respectivamente, y ϕM_{nx} y ϕM_{ny} , a la resistencia de diseño respecto al eje X e Y, respectivamente.

5.5. Corte y detalles de refuerzo

Se presenta el siguiente diagrama con las consideraciones para el seccionamiento de refuerzo longitudinal para momentos negativos y positivos, aplicable para vigas y losas aligeradas. Cabe señalar que la condición $l_n/16$ no se considera para vigas.

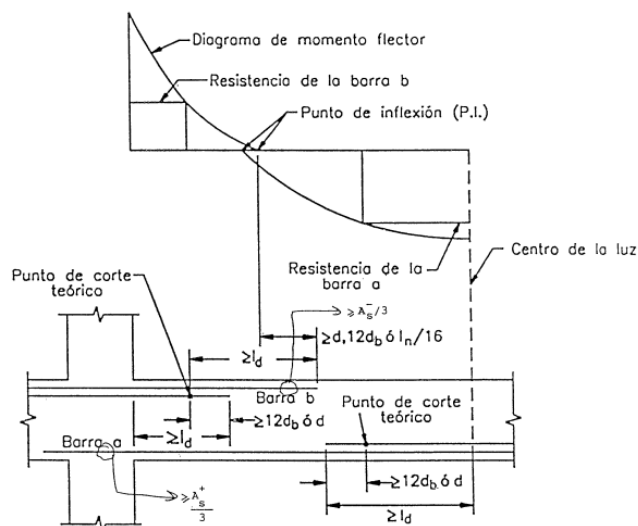


Figura 5.6 Disposiciones para el seccionamiento de refuerzo en vigas. Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2015, p. 501.

En la Figura 5.6 se visualiza que es necesario conocer la longitud de anclaje o longitud de desarrollo para realizar el seccionamiento de acero, la cual está definida como la distancia mínima necesaria del refuerzo longitudinal embebido en el concreto de un elemento contiguo, con la cual se logra alcanzar el esfuerzo de fluencia sin falla de adherencia. Cuando la sección del elemento contiguo no cuenta con suficiente espacio para el empleo de esta longitud de desarrollo, se utiliza un anclaje con gancho.

Seguidamente, la Tabla 5.2 evidencia las longitudes de anclaje por diámetro de barra para los valores de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 5.2 Longitud de anclaje según el diámetro de barra

Barras	d_b (cm)	A_b (cm ²)	L_d (cm) de lecho inferior	L_d (cm) de lecho superior
8 mm	0.8	0.5	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.39	2	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.1	112	145

Nota: Adaptado de “Apuntes del curso Concreto Armado I”, por Ottazzi, 2015, p. 499.

Tomando como base la Norma E.060 Concreto Armado (2009), solo se consideran barras superiores o de lecho superior a aquellas que tienen 30 cm de concreto por debajo de ellas.

5.6. Control de deflexiones

A los componentes estructurales, como las losas o vigas, que experimentan flexión, se exige que sean diseñados de modo que las deformaciones causadas por condiciones de servicio no afecten a su resistencia. De esta manera, se especifica en la Norma E.060 Concreto Armado (2009) las alturas mínimas con las cuales no se necesitan controlar estas deflexiones.

Tabla 5.3 Alturas mínimas de vigas o losas nervadas en una dirección para no controlar deflexiones

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Nota: Adaptado de "Norma E.060", por MVCS, 2009, p. 67.

En lo que respecta a losas macizas, el procedimiento de control de deflexiones depende de cómo estas trabajen. Debe verificarse que se asuma un peralte mayor al mínimo obtenido a partir de la siguiente tabla:

Tabla 5.4 Alturas mínimas de losas macizas en una dirección para no controlar deflexiones

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

Nota: Adaptado de "Norma E.060", por MVCS, 2009, p. 67.

En caso se presente un peralte menor al límite indicado en la Tabla 5.4, se hallan las deflexiones acontecidas inmediatamente y las diferidas que son progresivas en el tiempo.

Cálculo de las deflexiones inmediatas

Según Ottazzi (2015), para vigas continuas o vigas de pórticos, la determinación de la inercia efectiva, I_{ef} , se realiza mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Tramos interiores: } I_{ef} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 * I_{cr3}}{4}$$

$$\text{Tramos extremos de vigas continuas: } I_{ef} = \frac{I_{cr1} + 2 * I_{cr3}}{3}$$

Donde I_{cr1} e I_{cr2} son los momentos de inercia de la sección agrietada en ambos bordes del componente e I_{cr3} es el momento de inercia de la sección agrietada al medio del elemento.

Estas ecuaciones siguen los siguientes criterios:

- Si $M_s < M_{cr}$ a lo largo del elemento, se cumple $I_{ef} = I_g$ en cada sección.
- Si $M_s > M_{cr}$ en alguna sección o varias, se cumple $I_{ef} = I_{cr}$ en cada sección.

Donde M_{cr} y M_s son los momentos de agrietamiento y para cargas de servicio, correspondientemente, e I_{ef} , I_g , I_{cr} son los momentos de inercia efectiva, de la sección no agrietada y de la sección agrietada, según corresponde.

Para hallar la deflexión inmediata, se usa la ecuación mostrada resultante de las fórmulas clásicas para deformaciones elásticas, según Ottazzi (2015).

$$\Delta i = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * [M_{cl}^+ - 0.1 * (M_i + M_d)]$$

Donde M_i es el momento en el soporte del costado izquierdo; M_d , del costado derecho y M_{cl}^+ , al centro del tramo.

Cálculo de deflexiones diferidas

Son aquellas provocadas por las cargas sometidas permanentemente. De acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado (2009), son estimados mediante una fracción λ de las deflexiones inmediatas, siguiendo la siguiente expresión:

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

Donde ξ es un coeficiente que varía en relación al tiempo, el cual es igual a 2 para una carga que dura un periodo mayor e igual a 5 años (tiempo de vida de la estructura) y ρ' es la cuantía de refuerzo en compresión al medio del tramo del elemento.

Es necesario considerar la carga muerta en su totalidad y una fracción de carga viva que se estime actuará en forma sostenida sobre el elemento. Esta se asume igual al 30 % para la carga viva (Ottazzi, 2015).

El cálculo de la deflexión máxima total esperada está dada por la sumatoria de la deflexión inmediata por carga muerta, Δim , y viva, Δiv , la deflexión diferida muerta, Δdm , y el 30 % de la deflexión diferida de carga viva, Δdv .

La Norma E.060 Concreto Armado (2009) señala que esta deflexión total hallada debe cumplir los límites establecidos para deflexiones máximas aceptables, los cuales son los siguientes:

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)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Figura 5.7 Límites de deflexión. Tomado de “Norma E.060”, por MVCS, 2009, p.70.

5.7. Control de fisuración

Debido a que el principal material de construcción para elementos estructurales es el concreto, estos son propensos a agrietarse, principalmente por esfuerzos de tracción. Estas fisuraciones pueden causar problemas severos de corrosión del acero si su ancho no es controlado. En virtud de esto, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) dispone que el refuerzo sometido a tracción tiene que distribuirse para que el resultado del parámetro Z obtenido sea inferior o igual que 26000 kg/cm. Este parámetro mide la apertura de fisura indirectamente y se calcula mediante:

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

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

$$Act = \frac{2 * ys * b}{N^{\circ}barras}$$

Donde fs es el esfuerzo del refuerzo en kg/cm²; As es el área de refuerzo en tracción; Act es el área efectiva del concreto en tracción en cm²; dc , la longitud desde la fibra más traccionada hasta el centro de gravedad de la varilla inmediata a esa fibra; ys , la longitud del centro de gravedad del refuerzo principal de tracción por flexión a la fibra extrema próxima y b , la base de la sección sometida a tracción.

CAPÍTULO 6 : Diseño de losas aligeradas y macizas del sistema dual y de muros

A lo largo del capítulo se desarrolla el diseño de losas aligeradas y macizas de los dos sistemas estructurales. En este se aborda el diseño por flexión, diseño por corte, control de deflexiones y de fisuración. Además, se realiza un ejemplo de losa aligerada y maciza para los dos sistemas.

6.1. Diseño de losa aligerada

Estas son losas nervadas armadas en una sola dirección de uso típico en el Perú. Entre cada nervadura, estas se rellenan por ladrillos de arcilla lo que facilita el proceso de encofrado. El modelo estructural es una vigueta con sección en “T”. Durante el diseño, se asume un comportamiento de viga rectangular. Según se observa en la Figura 6.1, se presenta el detalle de losa con 20 cm de altura utilizada en el proyecto.

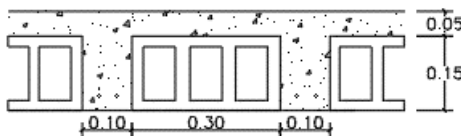


Figura 6.1 Corte de losa aligerada con 20 cm de altura

Estas losas no son diseñadas con el fin de resistir cargas sísmicas, por tanto, su única función es distribuir cargas de gravedad a las vigas, columnas o placas, según corresponda.

6.1.1. Criterios adicionales

Diseño por flexión

Puesto que las cargas que estos elementos soportan son mínimas, se asume que las losas se comportan como vigas rectangulares. Esto ocurre cuando la altura del bloque de compresiones está al interior del ala de la vigueta cuya sección es de 40 cm de ancho, para momentos positivos y al interior del alma cuya sección es de 10 cm de ancho, para momentos negativos. Esta suposición se debe comprobar en cada diseño.

Seguidamente, se presenta la Tabla 6.1 con los valores máximos y mínimos de áreas de refuerzo para viguetas típicas con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 6.1 Resumen de aceros máximos y mínimos para una vigueta con altura de 20 cm

Peralte (cm)	Peralte efectivo (cm)	$As^+ \text{ max}$ (cm ²)	$As^+ \text{ min}$ (cm ²)	$As^- \text{ max}$ (cm ²)	$As^- \text{ min}$ (cm ²)
20	17	7.49	0.41	2.71	1.01

Diseño por corte

A razón de la ausencia de estribos en las losas, las fuerzas de corte generadas son resistidas solo por el concreto presente en el alma de la vigueta. Por ello, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) admite un 10 % de incremento en la resistencia V_c .

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

De no cumplirse que V_c sea mayor a la cortante última, se realizan ensanches en las viguetas que pueden ser alternados (ancho de alma de 25 cm) o corridos (ancho de alma de 40 cm). En caso sea necesario usar un ensanche corrido, no puede aplicarse el incremento mencionado, ya que se genera una zona de losa maciza.

Refuerzo por contracción y temperatura

Para asegurar que este elemento sea capaz de resistir esfuerzos adicionales y de evitar fisuras tras los cambios por contracción y temperatura del concreto, es necesario incluir varillas de acero perpendiculares a las calculadas por flexión. Tratándose de barras corrugadas cuyo f_y es mayor o igual a 4200 kg/cm², debe emplearse 0.0018 como cuantía mínima. Adicionalmente, la separación máxima entre estas barras es el menor valor entre 40 cm o cinco veces la altura de la losa, de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

6.1.2. Ejemplo de diseño

En este ejemplo se trabajó el aligerado cuyos paños están comprendidos entre los ejes 1 – 4 y A – B, detallado en la Figura 6.2. En él se presentaron cargas distribuidas de peso propio, peso del piso terminado, sobrecarga y cargas puntuales de los tabiques.

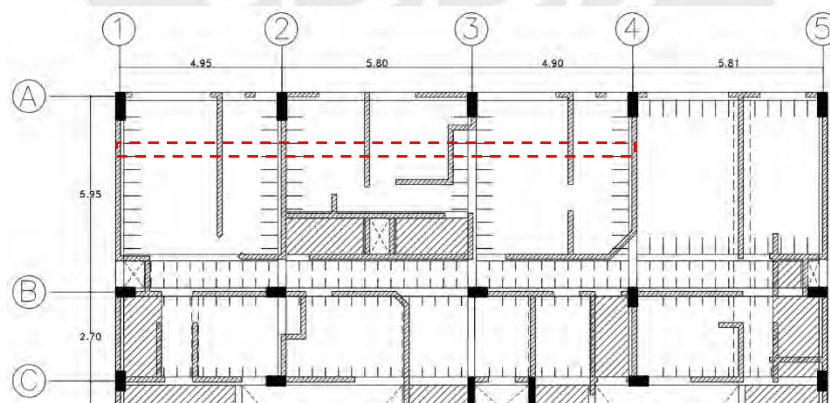


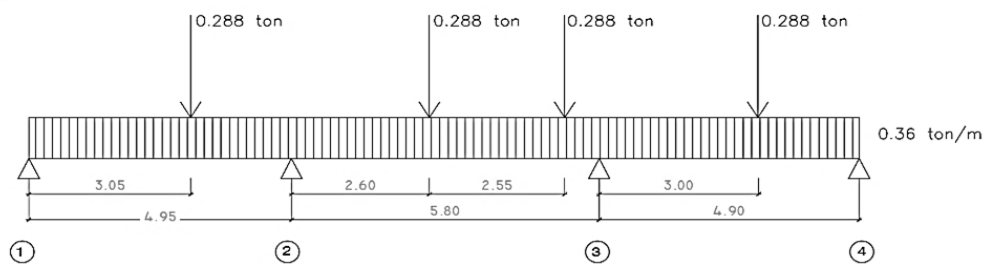
Figura 6.2 Delimitación de vigueta a analizar

Metrado de cargas

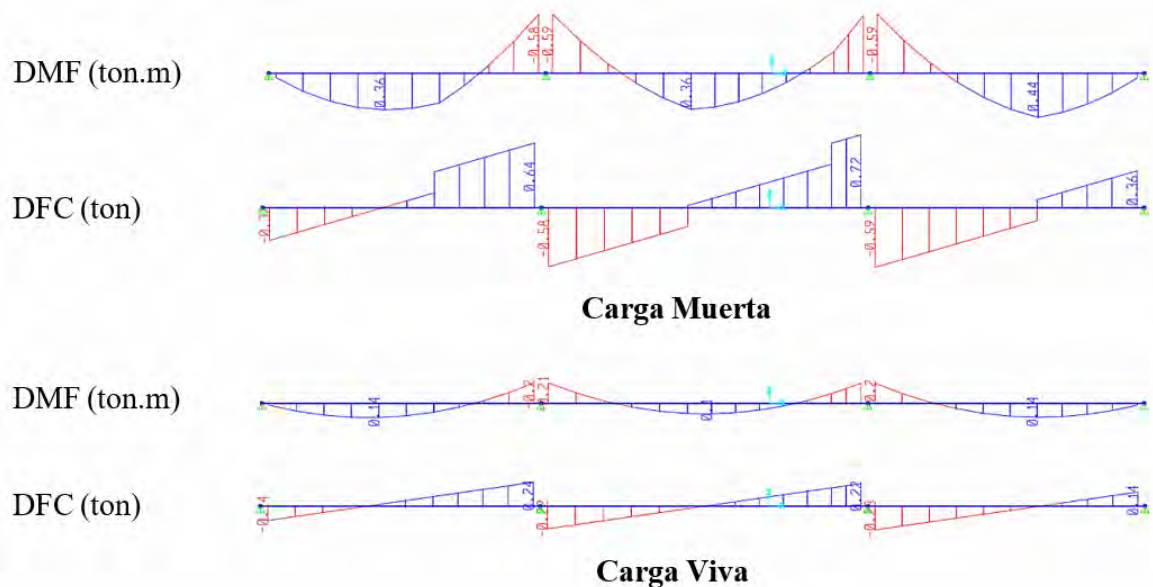
En el Capítulo 3 se realizó el metrado de este elemento, del cual se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 6.2 Síntesis de metrado de cargas por gravedad para la vigueta

Carga Muerta (CM)		Total
Peso Propio (ton/m)	0.12	0.16
Piso terminado (ton/m)	0.04	
Tabique (ton)	0.206	0.206
Carga Viva (CV)		Total
Sobrecarga (ton/m)	0.08	0.08
Carga de servicio (CM+CV)		Total
Distribuida (ton/m)		0.24
Puntual (ton)		0.206
Carga última (1.4CM+1.7CV)		Total
Distribuida (ton/m)		0.36
Puntual (ton)		0.288

Modelo idealizado con fuerzas últimas**Figura 6.3** Esquema de una vigueta con cargas últimas

A partir del modelo anterior, se hallaron los resultados de diagrama de momentos flectores (DMF) y diagrama de fuerzas cortantes (DFC) en cada tramo de la vigueta.

**Figura 6.4** DMF y DFC para la carga muerta y viva de la vigueta

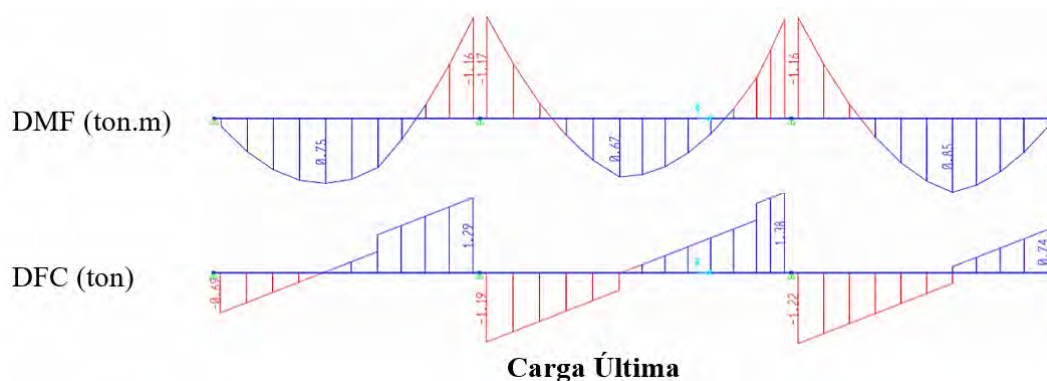


Figura 6.5 DMF y DFC para la carga última de la viga

Diseño por flexión

Con el DMF para la carga última, se calculó el refuerzo longitudinal. La Tabla 6.3 evidencia el refuerzo suministrado en todas sus secciones:

Tabla 6.3 Refuerzo requerido y suministrado para las secciones de la viga

	1° Segmento	2° Apoyo	2° Segmento	3° Apoyo	3° Segmento
	M+	M-	M+	M-	M+
b (cm)	40	10	40	10	40
d (cm)	17	17	17	17	17
Mu (ton.m)	0.75	-1.17	0.67	-1.16	0.85
a (cm)	0.70	5.03	0.62	4.98	0.80
a < 5 cm	Cumple	-	Cumple	-	Cumple
As calculado (cm²)	1.19	2.14	1.06	2.11	1.35
As mínimo (cm²)	0.41	1.01	0.41	1.01	0.41
Barras	1 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8"
As suministrado (cm²)	1.29	2.58	1.29	2.58	2

Diseño por corte

Se halló para el concreto su resistencia al corte, la cual se verificó que supere a las fuerzas de corte del DFC.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 * 10^{-3} = 1.22 \text{ ton}$$

La Tabla 6.4 verifica esta resistencia calculada en cada tramo:

Tabla 6.4 Comprobación de la capacidad al corte del concreto

	Vud (ton)	Ø Vc (ton)	Verificación
1° Segmento	0.628	1.22	Cumple
	1.234	1.22	No cumple
2° Segmento	1.131	1.22	Cumple
	1.322	1.22	No cumple
3° Segmento	1.157	1.22	Cumple
	0.683	1.22	Cumple

Debido a que no se cumplió el requerimiento de la metodología de diseño, se plantearon ensanches alternados con ancho de 25 cm, cuya resistencia al corte del concreto fue 3.05 ton.

La longitud del ensanche es dimensionada desde la cara del elemento de apoyo hacia el punto del tramo donde la resistencia del concreto de 1.22 ton sea precisa para soportar las fuerzas de corte alcanzadas. Seguidamente, la Tabla 6.5 expone las medidas seleccionadas de ensanche.

Tabla 6.5 Resumen de longitudes seleccionadas para los ensanches

	Vu (ton)	Ø Vc Ens. (ton)	Long. Ens (m)	Long. Selec (m)
1° Segmento	1.234	3.05	0.19	0.3
2° Segmento	1.322	3.05	0.45	0.6

Diseño por contracción y temperatura

En primer lugar, se determinó el área mínima de refuerzo, para lo cual se consideró una anchura de 100 cm y peralte de 5 cm para la losa:

$$As_{min} = 0.0018 * 5 * 100 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Se escogieron varillas de 6 mm y área de 0.28 cm², por lo que el espaciamiento fue:

$$S = \frac{0.28}{0.9} = 0.31 \text{ cm}$$

Sin embargo, se debe satisfacer el espaciamiento máximo normado, dado por:

$$S_{max} = 40 \text{ cm o } 5h = 25 \text{ cm}$$

Entonces, el acero escogido fue de 6 mm de diámetro con 25 cm de espaciamiento entre barras.

Control de deflexiones

En este apartado se tomó como ejemplo el primer tramo de la vigueta evaluada. Este se presenta con un extremo continuo, por lo tanto, acorde a la Tabla 5.3, para esta condición de apoyo, la altura mínima de la losa para no realizar esta verificación fue:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{495 - 25}{18.5} = 25 \text{ cm}$$

Con esto, se verificó que se debe realizar el control de deflexiones, por lo que se calcularon las deflexiones inmediatas y diferidas de cargas de servicio.

Este tramo contó con ensanche alternado en el extremo continuo, por lo que esta sección difirió con el resto del tramo. En esta se calculó un M_{cr+} igual 0.54 ton.m y M_{cr-} igual a 0.66 ton.m y para el resto del tramo, un M_{cr+} igual a 0.26 ton.m y M_{cr-} igual a 0.50 ton.m.

Para la sección del medio ($M_{servicio} = 0.50 \text{ ton.m}$):

$$\text{Como: } Ms > M_{cr}^+ \rightarrow I_{e3} = I_{cr3}$$

$$c^+ = 2.89 \text{ cm} \rightarrow I_{e3} = 2684.66 \text{ cm}^4$$

Para la sección del extremo continuo ($M_{servicio} = -0.78 \text{ ton.m}$):

$$\text{Como: } Ms > M_{cr}^- \rightarrow I_{e1} = I_{cr1}$$

$$c^- = 4.56 \text{ cm} \rightarrow I_{e1} = 4518.01 \text{ cm}^4$$

$$\text{Entonces: } I_{ef} = \frac{4518.01 + 2 \cdot 2684.66}{3} = 3295.78 \text{ cm}^4$$

Se calculó la deflexión inmediata para la CM y CV:

$$\Delta_{im} = \frac{5 \cdot 470^2}{48 \cdot 217370.65 \cdot 3295.78} \cdot [36000 - 0.1 \cdot (0 + 58000)] = 0.970 \text{ cm}$$

$$\Delta_{iv} = 0.385 \text{ cm}$$

Para hallar las deflexiones diferidas, se aplicó el coeficiente λ a las deflexiones inmediatas:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0} = 2$$

$$\Delta_{dm} = 1.940 \text{ cm} \text{ y } \Delta_{dv} = 0.771 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces: } \Delta_{total \ max} = \Delta_{im} + \Delta_{iv} + \Delta_{dm} + 0.3 \cdot \Delta_{dv} = 3.527 \text{ cm}$$

El valor de deflexión total máxima alcanzada debe ser menor a $L/480$, según la Figura 5.7, cuyo resultado fue de 0.98 cm; por lo tanto, no se cumplió este requisito. Debido a ello, se planteó aumentar el acero en tracción y colocar un ensanche corrido en el extremo continuo para aumentar los valores de I_{cr} y obtener menor deflexión total.

Para aumentar el acero en tracción, se tomó en cuenta el refuerzo mínimo y máximo para la vigueta. La Tabla 6.6 evidencia el refuerzo final suministrado.

Tabla 6.6 Refuerzo final suministrado en el primer segmento de la vigueta

	1° Segmento	2° Apoyo
	M+	M-
As calculado (cm ²)	1.19	2.14
As máximo (cm ²)	7.49	2.71
Barras	1 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	2 Ø 1/2"
As suministrado por deflexión (cm ²)	3.29	2.58

Con estos cambios se calcularon nuevamente las deflexiones inmediatas y diferidas para cargas de servicio, mediante el mismo procedimiento mostrado anteriormente.

Tabla 6.7 Resumen de deflexiones inmediatas y diferidas del primer segmento de la vigueta

1° Segmento		
	Sección del medio	Sección del extremo continuo
Ms (ton.m)	0.50	-0.78
Mcr (ton.m)	0.26	-0.77
c (cm)	4.372	3.833
Icr (cm⁴)	5940.97	4881.54
Ief (cm⁴)	5587.83	
Deflexiones (cm)	Inmediata	Diferida
C. Muerta	0.572	1.144
C. Viva	0.227	0.455
Total	2.080	

Para cumplir con el requisito de deflexión de 0.98 cm, fue necesario plantear el uso de una contraflecha de 1.2 cm para evitar deterioros en los elementos no estructurales. La contraflecha actúa sobre las deflexiones inmediatas causadas por las cargas de servicio. Asimismo, se realizó este procedimiento en los otros tramos de la vigueta.

Control de fisuración

Se analizó el último tramo debido a que fue el más esforzado.

Para el momento máximo negativo de -0.79 ton.m por cargas de servicio, se calculó el valor de 2.58 cm² de área de refuerzo longitudinal suministrado para dos barras de ½”.

Se determinó el área efectiva del concreto en tracción.

$$Act = \frac{2 * 3 * 40}{2} = 120 \text{ cm}^2$$

Luego, se realizaron los siguientes cálculos para hallar el parámetro Z:

$$fs = \frac{0.79 * 10^5}{0.9 * 17 * 2.58} = 2001.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 2001.32 * \sqrt[3]{3 * 120} = 14236.94 \text{ kg/cm}$$

Para el momento máximo positivo de 0.58 ton.m por cargas de servicio, se determinó el valor de 3.29 cm² de área de acero longitudinal colocado para una barra de ½” y una barra de 5/8”.

Por lo que el número de barras se obtuvo de la siguiente manera:

$$N = \frac{As}{A \text{ barra de mayor diametro}} = \frac{3.29}{2} = 1.645 \text{ barras}$$

Con este dato se halló el área efectiva del concreto en tracción.

$$Act = \frac{2 * 3 * 10}{1.645} = 36.47 \text{ cm}^2$$

Luego, se realizaron los siguientes cálculos para hallar el parámetro Z:

$$f_s = \frac{0.58 * 10^5}{0.9 * 17 * 3.29} = 1152.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1152.23 * \sqrt[3]{3 * 36.47} = 5510.95 \text{ kg/cm}$$

Se verificó que el parámetro Z para el último tramo resulta menor a 26000 kg/cm, entonces no fue necesario controlar las fisuras.

Diseño final

En la siguiente figura se observa el armado final de la vigueta tomada como ejemplo.

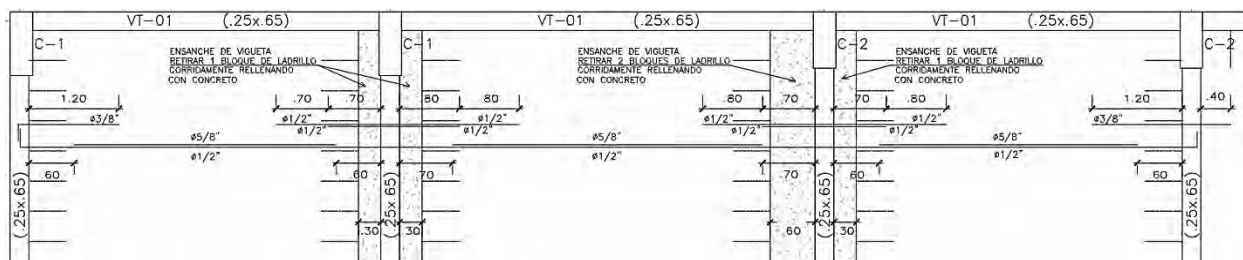


Figura 6.6 Detalle de armado de la losa aligerada

6.2. Diseño de losa maciza

Son elementos que, en relación a sus dimensiones, trabajan en una o dos direcciones. Como se mencionó anteriormente, el diseño es únicamente realizado por cargas de gravedad.

6.2.1. Criterios adicionales

Diseño por flexión

Se efectúa para una sección con ancho de 100 cm y se utilizan las mismas expresiones que se detallan en el numeral 5.2, pues, así como en los aligerados, las losas macizas asumen un comportamiento de viga rectangular.

Según la Norma E.060 Concreto Armado (2009), la cuantía mínima de refuerzo es 0.0018 en aras de controlar los cambios volumétricos en losas que se dan por contracción y temperatura. Además, si el refuerzo se distribuye en ambas caras de este componente, tiene que satisfacerse un valor de 0.0012 para la cara traccionada y, por tanto, de 0.0006 para la cara comprimida.

Diseño por corte

Para hallar esta contribución del concreto no se considera el aumento del 10 %, como en losas aligeradas.

Control de fisuración

En caso se analice este elemento en una dirección, se realiza el procedimiento detallado en el numeral 5.7. Conforme a la Norma E.060 Concreto Armado (2009), en losas en dos direcciones no es posible aplicar el parámetro Z ; sin embargo, se debe asegurar que el espaciamiento del refuerzo en zonas de esfuerzos elevados no sea mayor a 2 veces el peralte de la losa.

6.2.2. Ejemplo de diseño

La losa analizada trabajó en dos direcciones, debido a que la razón de su lado mayor sobre el menor fue inferior a 2. La losa se encuentra entre los ejes 1 – 2 y C – D, según se aprecia:

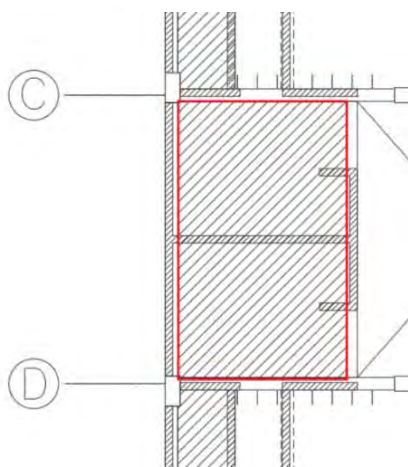


Figura 6.7 Delimitación de losa maciza a analizar

Metrado de cargas:

Se efectuó el procedimiento detallado para el elemento en el Capítulo 3, del cual se obtuvo:

Tabla 6.8 Síntesis de metrado de cargas por gravedad para losa maciza

Carga	Total
Carga Muerta (ton/m ²)	0.703
Carga Viva (ton/m ²)	0.2
Carga de servicio "CM+CV" (ton/m ²)	0.903
Carga última "1.4CM+1.7CV" (ton/m ²)	1.324

El análisis se realizó con el software SAP2000 mediante un modelo de losa maciza definida como elemento tipo Shell-Thin, así como las viguetas del aligerado como elementos Frame, con la finalidad de obtener un modelo íntegro que estime el comportamiento real de la losa maciza. Además, se utilizaron elementos finitos y se asignó la carga del tabique con elementos Frame, según la ubicación dada en la arquitectura, obteniéndose los siguientes resultados de DMF y DFC.

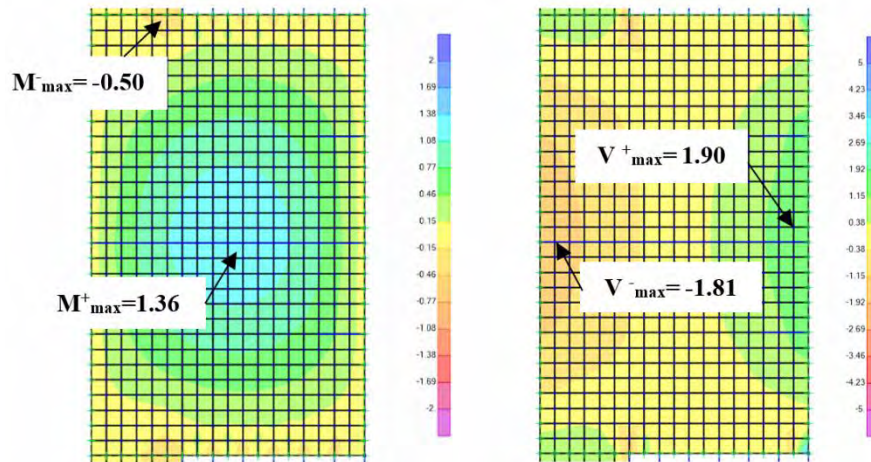


Figura 6.8 DMF (ton.m) y DFC (ton) de la losa maciza en X

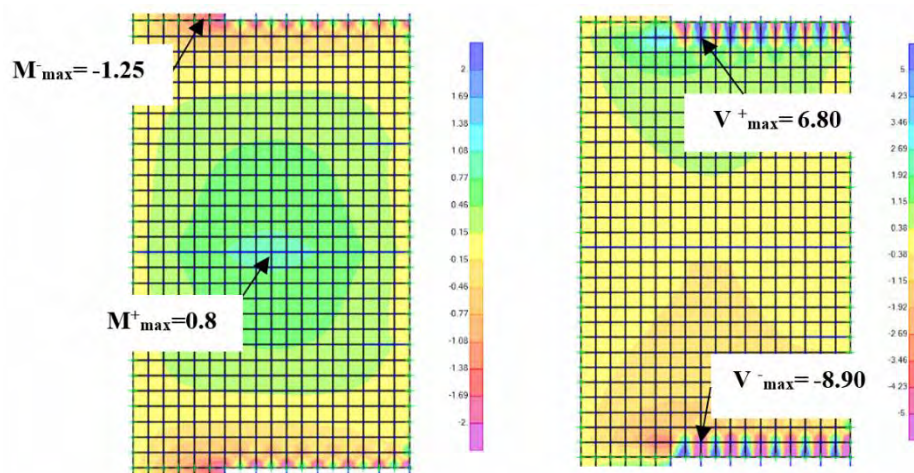


Figura 6.9 DMF (ton.m) y DFC (ton) de la losa maciza en Y

Diseño por flexión

Se calculó el refuerzo mínimo por metro lineal.

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

Teniendo en cuenta la cuantía mínima especificada para la malla superior e inferior se tuvo

$$A_{s_{min-inferior}} = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ y } A_{s_{min-superior}} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Se calcularon las barras requeridas con los momentos flectores hallados.

Tabla 6.9 Refuerzo requerido y suministrado del ejemplo de diseño de losa maciza

	Dirección X		Dirección Y	
	M-	M+	M-	M+
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	17	17	17	17
Mu (ton.m)	-0.5	1.36	-1.25	0.85
a (cm)	0.184	0.505	0.464	0.314
As calculado (cm²)	0.78	2.15	1.97	1.34
Barras	1 Ø 3/8" @ 0.4 m	1Ø 3/8" @ 0.2 m	1 Ø 3/8" @ 0.2 m	1 Ø 3/8" @ 0.2 m
As colocado (cm²)	1.42	3.55	3.55	3.55

Diseño por corte

La máxima cortante aplicada a d de la cara del apoyo fue de $V_u = -8.90$ ton. Seguidamente, se verificó la capacidad del concreto para 100 cm de ancho.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 * 10^{-3} = 11.1 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar, el elemento resistió las fuerzas cortantes producidas, en ese sentido no fue necesario aumentar el peralte.

Control de deflexiones

Se calculó la altura mínima de este componente según la Tabla 5.4. Se trabajó con un caso crítico en el que se asumió una losa que trabaja en 1 dirección con luz libre de 5.55 m.

Al tener ambos extremos continuos, el mínimo peralte fue $5.55/28$ igual a 0.19 m. Debido a que esta trabajó en dos direcciones, se asumió que las deflexiones son menores. Entonces, no se requirió del cálculo detallado de deflexiones.

Diseño final

En la siguiente figura se observa el detalle de armado de la losa maciza tomada como ejemplo.

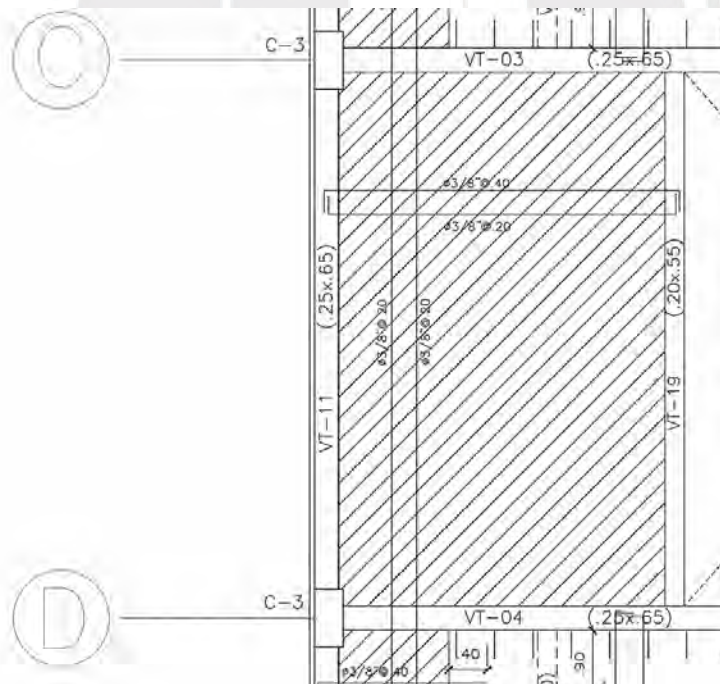


Figura 6.10 Detalle de armado de la losa maciza

CAPÍTULO 7 : Diseño de vigas del sistema dual y sistema de muros

A lo largo de este capítulo se trabaja el diseño de vigas para ambos sistemas estructurales. En este se aborda el diseño por flexión, por corte, por capacidad, control de deflexiones y de fisuración. Cabe señalar que se realiza un ejemplo de diseño de vigas peraltadas para cada sistema.

7.1. Criterios adicionales

Estos componentes horizontales soportan cargas de gravedad y solicitaciones externas como son las cargas sísmicas, que son distribuidas a los componentes verticales.

Los esfuerzos de tracción diagonal producidos por las solicitaciones externas se relacionan a fuerzas cortantes que no pueden ser resistidas únicamente por el concreto presente en el alma de la viga, siendo requerido el uso de refuerzos transversales como estribos de acero para evitar una falla frágil.

Diseño por flexión

El área de refuerzo mínima de elementos con sección rectangular, según Ottazzi (2015), es aquella que garantice un momento resistente de mínimo 1.5 veces el momento M_{cr} , utilizándose la siguiente expresión reducida:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

Diseño por corte

La capacidad del refuerzo transversal es limitada a través de la siguiente expresión:

$$V_s \max = 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Por lo que la cortante última está limitada por:

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

Se limita el espaciamiento máximo entre estribos según lo siguiente:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d, \text{ por consiguiente } S_{max} = 60 \text{ cm o } \frac{d}{2}$$

$$\text{Si } V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d, \text{ por consiguiente } S_{max} = 30 \text{ cm o } \frac{d}{4}$$

Cuando $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, se distribuyen estribos mínimos espaciados de acuerdo a la menor de las siguientes expresiones:

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * b_w}$$

$$S_{max} = \frac{Av * fy}{3.5 * bw}$$

Cuando $Vu < 0.5\phi Vc$, no son necesarios estribos mínimos, siempre que el peralte de la viga sea mayor a 250 mm, 2.5 veces el grosor del ala o 0.5 veces el ancho del alma.

Según Ottazzi (2015), en la sección con presencia de acero en compresión, para asegurar que el acero no pandee al aproximarse la falla del componente, la separación entre estribos no tiene que superar al mínimo valor entre 16 veces el diámetro de la varilla en compresión, el ancho de la sección, 48 veces el diámetro del estribo y 30 cm.

Requisitos adicionales para vigas con responsabilidad sísmica

En los sistemas de muros o dual tipo I, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) establece lo siguiente:

- Se debe disponer de 2 barras corridas por la parte inferior y superior, cuya área sea mayor al acero mínimo por flexión en la parte superior e inferior.
- No debe haber empalmes al interior de la zona de confinamiento ubicada desde la cara del nudo hasta el doble de la altura de la viga.
- La resistencia ante momento positivo de la sección a la cara del nudo no debe ser menor a un tercio de la resistencia a momento negativo en esa sección. Adicionalmente, se requiere que la resistencia a momento negativo y positivo en toda sección exceda a un cuarto de la máxima resistencia en la sección a cualquier cara de los nudos.
- A cada extremo del tramo se le debe suministrar estribos cerrados de confinamiento. Para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, le corresponde mínimamente un diámetro de 8 mm y para barras longitudinales de hasta 1", de 3/8".
- En la zona de confinamiento, la separación máxima entre estribos, S_o , debe estar por debajo del mínimo valor obtenido entre un cuarto de d , donde no es requerido que el valor de la separación sea menor a 150 mm; 10 veces el menor diámetro de la barra longitudinal confinada; 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento y 300 mm. Además, se debe cumplir que los estribos en el exterior de esta zona tengan un espaciamiento que no exceda a un medio del peralte efectivo, ni el demandado por la fuerza cortante.

7.2. Ejemplos de diseño

7.2.1. Viga VT-02 de sistema dual

Se diseñó la viga transversal VT-02 (25x65 cm), localizada en el eje B. El diseño presentado es válido solo para los pisos típicos, pues presentan las mismas cargas distribuidas utilizadas durante el desarrollo del análisis y diseño.

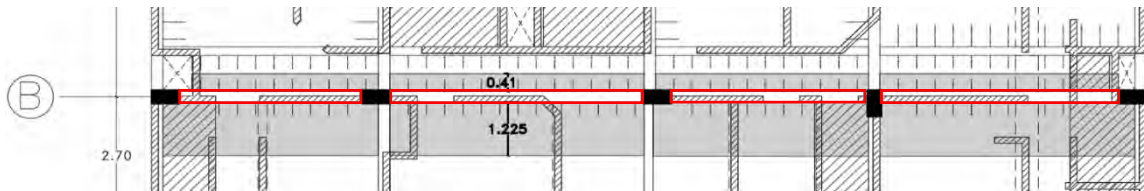


Figura 7.1 Delimitación de viga VT-02 de sistema dual

Metrado de cargas

Se realizó el procedimiento detallado para el elemento en el Capítulo 3. Con estos resultados, se obtuvo las envolventes de cargas, usadas en el diseño, de momentos flectores y fuerzas de corte para cada tramo.

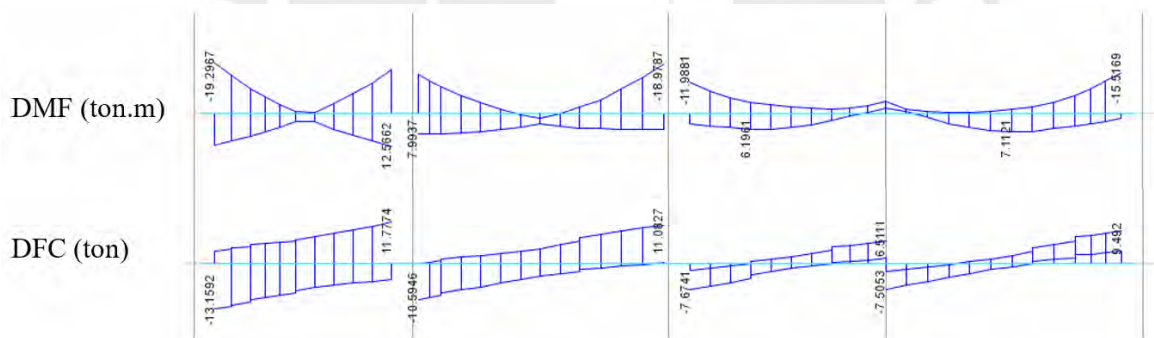


Figura 7.2 Envolventes de diseño para la viga VT-02 de sistema dual

Diseño por flexión

Según se señaló anteriormente, debe hallarse el refuerzo mínimo y máximo de la viga VT-02 (25x65 cm). Para estos cálculos se tomó d igual a 59 cm correspondiente al armado de acero con una sola capa:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 25 * (59) = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 25 * (0.85 * 34.71)}{4200} = 23.51 \text{ cm}^2$$

Siguiendo las indicaciones de armado de vigas por flexión para el sistema dual tipo I y el acero mínimo, se corrieron 2 barras de 5/8" en la zona superior e inferior de la viga.

Tomando en consideración la envolvente de diseño para momentos flectores y las barras corridas, se procedió a diseñar por flexión el elemento VT-02. Como ejemplo, se calculó el refuerzo longitudinal para la primera sección con momento negativo de -19.30 ton.m:

$$a = 59 - \sqrt{59^2 - \frac{2 * |19.30| * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}} = 8.801 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{|19.30| * 10^5}{0.9 * 4200 * (59 - \frac{8.801}{2})} = 9.351 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el acero colocado para el momento negativo de esta sección fue de cinco barras de 5/8" de diámetro, obteniendo 10 cm² de área.

Las tablas siguientes evidencian el desarrollo del cálculo y valores obtenidos.

Tabla 7.1 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 1 y 2 de la viga VT-02 de sistema dual

	1° Segmento					2° Segmento				
	Izquierda		Centro	Derecha		Izquierda		Centro	Derecha	
	M-	M+	M+	M-	M+	M-	M+	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	-19.30	12.04	3.28	-16.61	12.57	-15.26	7.99	4.16	-18.98	6.37
d (cm)	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59
a (cm)	8.801	5.321	1.401	7.484	5.567	6.836	3.474	1.783	8.643	2.752
AS calculado (cm²)	9.351	5.654	1.488	7.952	5.915	7.263	3.691	1.894	9.183	2.924
Refuerzo seleccionado	5∅ 5/8"	3∅ 5/8"	2∅ 5/8"	4∅ 5/8"	3∅ 5/8"	4∅ 5/8"	3∅ 5/8"	2∅ 5/8"	5∅ 5/8"	2∅ 5/8"
AS seleccionado (cm²)	10	6	4	8	6	8	6	4	10	4

Tabla 7.2 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 3 y 4 de la viga VT-02 de sistema dual

	3° Segmento			4° Segmento		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (ton.m)	-11.99	6.20	-4.80	-4.80	7.11	-15.52
d (cm)	59	59	59	59	59	59
a (cm)	5.298	2.677	2.062	2.062	3.081	6.960
AS calculado (cm²)	5.629	2.845	2.191	2.191	3.274	7.395
Refuerzo seleccionado	5∅ 5/8"	2∅ 5/8"	2∅ 5/8"	2∅ 5/8"	2∅ 5/8"	4∅ 5/8"
AS seleccionado (cm²)	10	4	4	4	4	8

Se verificó que el refuerzo seleccionado tiene un área mayor a la mínima $A_{s_{min}}$, y que el acero de las barras corridas para momento positivo en los extremos (4 cm²) resulte mayor que la

tercera parte del acero negativo máximo colocado en los extremos ($10/3=3.33 \text{ cm}^2$), cumpliendo así con lo estipulado en la Norma E.060.

Corte de refuerzo

Para este procedimiento se utilizó la envolvente de momentos flectores. Como ejemplo, el corte de refuerzo fue detallado para la sección derecha del primer segmento, para momento negativo. Esta sección presentó dos varillas corridas y dos bastones de 5/8". Para obtener el punto teórico de corte se determinó el momento nominal de diseño ϕMn para las barras corridas de 5/8".

$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b} = \frac{4200 * 2 * 2}{0.85 * 210 * 25} = 3.765 \text{ cm}$$

$$Mn = f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4200 * 4 * \left(59 - \frac{3.765}{2}\right) = 9.60 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow \phi Mn = 0.9 * 9.60 = 8.636 \text{ ton.m}$$

Se obtuvo la longitud de corte teórica y final o real:

$$\phi Mn = 8.636 \text{ ton.m} \rightarrow L_{teórico} = 0.75 \text{ m}$$

$$L_{real} = 0.75 + \text{MAX}(12 * 0.159; 0.59) = 1.4 \text{ m} > L_{d_{5/8}} = 0.73 \text{ m}$$

Diseño por corte

En el ejemplo se usaron estribos como refuerzo transversal, cuyo diámetro fue de 3/8". La cortante de diseño Vud del elemento VT-02, según la envolvente de fuerzas cortantes, tomó como máximo el valor de 11.61 ton en el primer tramo. Consecutivamente, se calculó la resistencia otorgada por el concreto, la resistencia demandada para el refuerzo transversal, la resistencia máxima, el espaciamiento entre estribos y la resistencia máxima de refuerzo por corte.

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 59 * 10^{-3} = 9.63 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{Vu \text{ diseño}}{\phi} - Vc = \frac{11.61}{0.85} - \frac{9.63}{0.85} = 2.33 \text{ ton}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 59}{2.33 * 10^3} = 151.01 \text{ cm}$$

$$V_s \text{ max} = 2.1 * \sqrt{210} * 25 * 59 * 10^{-3} = 44.89 \text{ ton}$$

A partir de estos cálculos, se verificó que la viga pudo ser diseñada, ya que la resistencia requerida por corte del acero no superó al máximo propuesto por la Norma E.060.

Pudo limitarse el espaciamiento obtenido, de la siguiente manera:

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 59 * 10^{-3} = 23.51 \text{ ton}$$

Como $V_s < V_{slim}$, el valor máximo del espaciamiento tomó el menor valor entre 60 cm y $d/2$ el cual resultó ser de 29.5 cm. Así, el valor de espaciamiento máximo fue de 25 cm.

Diseño por capacidad

En este diseño se calculó la cortante Vud , cuyo valor fue el menor resultado de las ecuaciones siguientes, según la Norma E.060 Concreto Armado (2009):

$$Vud = \frac{Mni + Mnd}{L} + wu * \frac{ln}{2}$$

$$Vud = 1.25(Vd + Vl) + 2.5 Vsismo$$

Como ejemplo, se realizó el diseño del primer tramo pues presentó mayor responsabilidad sísmica. Debido a que en los extremos se presentó un juego diferente de barras, se tomaron dos casos seleccionados en forma de "X". Cabe resaltar que la viga VT-02 recibió mayores solicitaciones por el sismo de diseño en X.

$$Vud\ 1 = MAX \left(\frac{22.8 + 14.16}{4} + (3.9); \frac{14.16 + 18.56}{4} + (3.9) \right)$$

$$= MAX(13.14\ ton; 12.08\ ton) = 13.14\ ton$$

$$Vud\ 2 = 1.25(2.85 + 0.68) + 2.5 (7.20) = 22.41\ ton$$

Debido a que el valor obtenido de la envolvente resultó menor a la cortante hallada para el diseño por capacidad igual a 13.14 ton, se realizó el mismo proceso detallado en el diseño por corte, para este último valor. Como resultado, se obtuvo una resistencia proporcionada por el acero V_s igual a 4.13 ton y un espaciamiento s de 85.20 cm. A continuación, cumpliendo con lo dispuesto en la Norma E.060, se presenta el armado del refuerzo transversal.

La zona de confinamiento tuvo una longitud igual a 1.3 m y los estribos dentro de ella estuvieron distanciados de la siguiente manera:

$$S_0 = MIN \left(\frac{59}{4} \text{ o } 15\ cm; 10 * 1.59; 24 * 0.95; 30\ cm \right) = 15\ cm$$

Fuera de esta zona, el espaciamiento debía ser inferior a $d/2$ igual a 29.5 cm.

Por lo tanto, la distribución final del tramo fue de:

$$\text{Estribo } \emptyset 3/8": 1 @ .05, 8 @ .15 \text{ y el resto } @ .25\ m\ c/\text{extremo}$$

Control de deflexiones

Para este apartado se calculó el peralte mínimo para evaluar deflexiones del segundo tramo, por tener mayor longitud libre y el último tramo, por ser un elemento con extremo continuo. Estos tomaron el valor de 26.43 cm y 28 cm, respectivamente. Por tanto, debido a que el peralte

suministrado en la viga fue mayor a estos resultados, no fue necesario verificar deflexiones en la viga VT-02.

Control de fisuración

Este ejemplo de cálculo fue realizado para el segundo segmento, pues tuvo mayores momentos para cargas de servicio en la parte central y derecha, respectivamente.

Tabla 7.3 Control de fisuración del segmento 2 de la viga VT-02 de sistema dual

Momento (ton.m)	As (cm ²)	Act (cm ²)	fs (kg/cm ²)	Z (kg/cm)
-6.34	10	60	1194.90	8500.24
2.84	4	150	1337.52	12913.65

Con los resultados obtenidos se verificó que el parámetro Z para ambas secciones del segundo tramo resultó menor al límite de 26000 kg/cm, por tanto, no fue necesario controlar las fisuras.

Diseño final

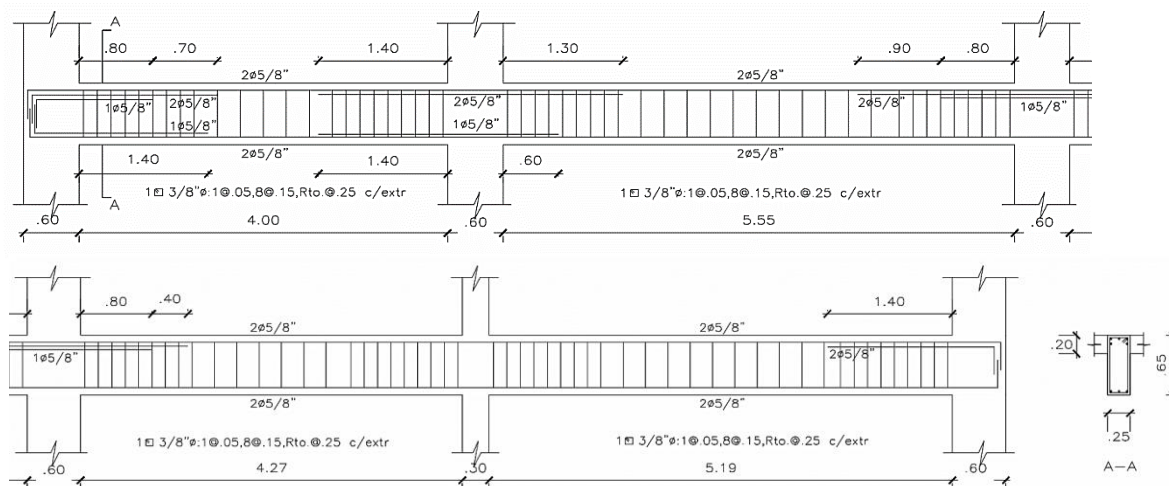


Figura 7.3 Detalle de armado de la viga VT-02 de sistema dual

7.2.2. Viga VT-02 de sistema de muros estructurales

Se diseñó la viga transversal VT-02 (25x55 cm), localizada en el eje B. El diseño realizado cumple solo para el piso típico, como en el ejemplo anterior.

Metrado de cargas

El procedimiento se realiza como en el Capítulo 3 y el cálculo detallado se observa en el Anexo 3 adjunto.

Se obtuvieron las envolventes de cargas, usadas en el diseño, de momentos flectores y fuerzas de corte.

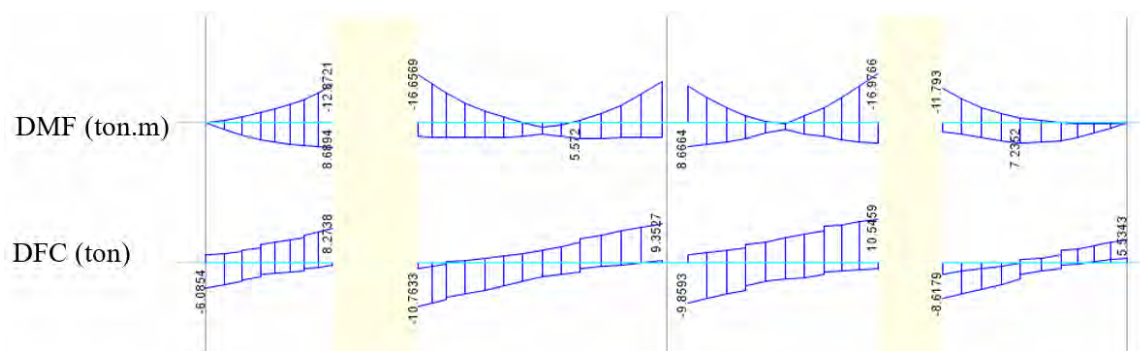


Figura 7.4 Envolventes de diseño para la viga VT-02 de sistema de muros

Diseño por flexión

Se halló el área de refuerzo mínima y máxima de la viga VT-02 (25x55 cm) para el sistema de muros. Para estos cálculos se tomó d igual a 49 cm, obteniéndose como resultado de $A_{s_{min}}$ de 2.96 cm^2 y $A_{s_{max}}$ de 19.53 cm^2 .

Siguiendo las indicaciones de armado, se corrieron 2 barras de 5/8" en la zona superior e inferior.

Seguidamente, las tablas siguientes evidencian el desarrollo del cálculo y valores obtenidos.

Tabla 7.4 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 1 y 2 de la viga VT-02 de sistema de muros

	1° Segmento		2° Segmento		
	Derecha		Izquierda	Centro	Derecha
	M-	M+	M-	M+	M-
Mu (ton.m)	-12.87	8.69	-15.37	5.57	-14.13
d (cm)	49	49	49	49	49
a (cm)	7.046	4.635	8.557	2.917	7.801
AS calculado (cm²)	7.487	4.925	9.09	3.099	8.289
Refuerzo seleccionado	4Ø5/8"	3Ø5/8"	5Ø5/8"	2Ø5/8"	5Ø5/8"
AS seleccionado (cm²)	8	6	10	4	10

Tabla 7.5 Refuerzo requerido y suministrado por flexión para el segmento 3 y 4 de la viga VT-02 de sistema de muros

	3° Segmento				4° Segmento	
	Izquierda		Derecha		Izquierda	Centro
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	-12.77	8.66	-15.70	7.20	-11.79	7.24
d (cm)	49	49	49	49	49	49
a (cm)	6.987	4.618	8.761	3.806	6.410	3.828
AS calculado (cm²)	7.424	4.907	9.309	4.044	6.811	4.068
Refuerzo seleccionado	5Ø5/8"	3Ø5/8"	5Ø5/8"	3Ø5/8"	4Ø5/8"	3Ø5/8"
AS seleccionado (cm²)	10	6	10	6	8	6

Se verificó que el refuerzo seleccionado tiene un área mayor a la mínima A_{smin} , y que el acero de las barras corridas para momento positivo en los extremos (4 cm^2) resulte mayor que la tercera parte del acero negativo máximo colocado en los extremos ($10/3=3.33 \text{ cm}^2$).

Corte de refuerzo

El corte de refuerzo fue detallado para la sección derecha del primer tramo, para momento negativo. Esta sección presentó dos barras corridas y dos bastones de 5/8". Para obtener el punto teórico de corte se determinó el momento nominal de diseño para las barras corridas:

$$\phi Mn = 0.9 * 7.92 = 7.124 \text{ ton.m} \rightarrow L_{teórico} = 0.825 \text{ m}$$

$$L_{real} = 0.825 + \text{MAX}(12 * 1.59; 49) = 1.4 \text{ m} > Ld_{5/8"} = 0.73 \text{ m}$$

Diseño por corte

Para este ejemplo se utilizaron estribos de 3/8" de diámetro. En el segundo tramo se ubicó la máxima cortante Vud igual a 9.10 ton. La Tabla 7.6 resume los valores obtenidos:

Tabla 7.6 Síntesis de diseño por corte para el segmento 1 de la viga VT-02 de sistema de muros

Vud análisis	9.10 ton
ϕVc	8.00 ton
Vs	1.30 ton
s	225.26 cm
Vs máx	37.28 ton
¿Vs < Vs máx?	SI
Vs lim	19.53 ton
Condición	Vs < Vs lim
Smax	24.5 cm
S escogido	25 cm

Diseño por capacidad

La Tabla 7.7 resume los valores hallados para el tercer segmento del elemento, por presentar mayor responsabilidad sísmica:

Tabla 7.7 Síntesis de diseño por capacidad para el segmento 3 de la viga VT-02 de sistema de muros

Vud 1	11.71 ton
Vud 2	15.86 ton
Vud capacidad	11.71 ton
¿Vud análisis > Vud capacidad?	NO
Vud diseño	11.71 ton
Vs	4.37 ton
s resultante	66.86 cm
Al interior de zona confinada	S0
	Extensión
	15 cm
	1.1 m
Fuera de zona confinada	S1
	25 cm
Armado final	1 ϕ 3/8" @ .05, 7 @ .15 y el resto @ .25 m c/extr

Control de deflexiones

Para este apartado se calculó el peralte mínimo para evaluar deflexiones, para ello se verificó el peralte del segundo tramo, por tener la mayor longitud libre. Este peralte fue $h = \frac{555}{21} = 26.43 \text{ cm}$ y, como se observa, se cumplió con la altura mínima, lo cual suprimió la necesidad de verificar las deflexiones.

Control de fisuración

Este ejemplo de cálculo fue realizado para el segundo segmento, pues tuvo mayor momento negativo en la sección izquierda. Adicionalmente, para el cuarto tramo, pues tuvo mayor momento positivo para cargas de servicio, en la sección central.

Tabla 7.8 Control de fisuración de la viga VT-02 de sistema de muros

Momento (ton/m)	As (cm ²)	Act (cm ²)	fs (kg/cm ²)	Z (kg/cm)
-5.95	10	60	1349.21	9597.97
3.30	6	100	1247.92	10525.38

Con los resultados obtenidos, se verificó que Z resultó por debajo del límite de 26000 kg/cm. Entonces, no fue necesario controlar las fisuras.

Diseño final:

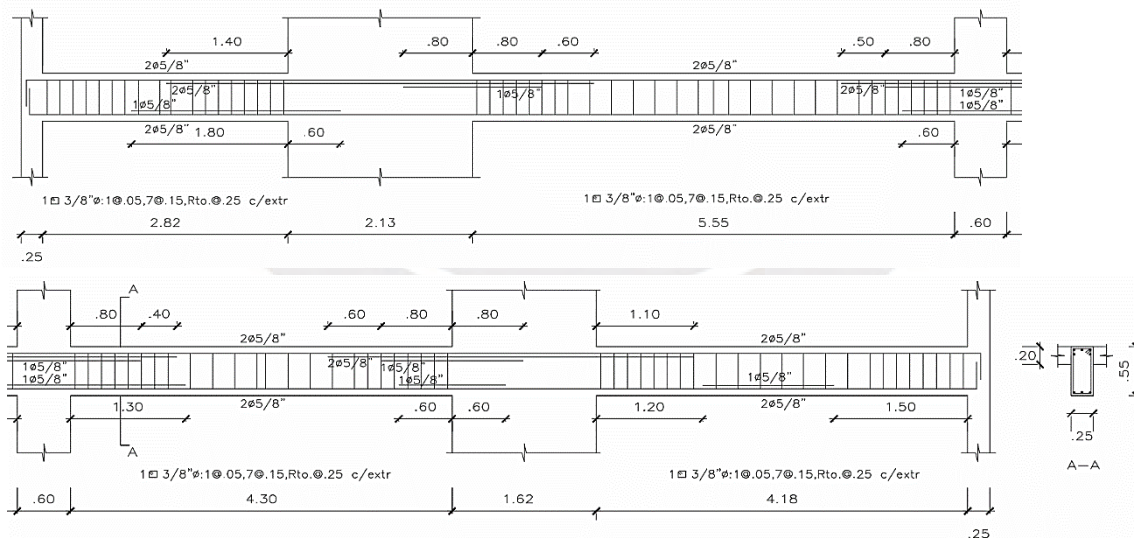


Figura 7.5 Detalle de armado de la viga VT-02 de sistema de muros

CAPÍTULO 8 : Diseño de columnas del sistema dual y de muros

A lo largo de este capítulo se trabaja el diseño de columnas en los dos sistemas estructurales, el cual aborda el diseño por flexocompresión, por corte y por capacidad. Cabe señalar que se realiza un ejemplo de diseño de columnas para cada sistema.

8.1. Criterios adicionales

Estas componentes verticales resisten cargas de gravedad y solicitaciones externas como las sísmicas. Las columnas, a diferencia de las vigas, trabajan en simultáneo bajo cargas axiales importantes, flexión y cortante.

Requisitos adicionales para columnas con responsabilidad sísmica

Para columnas armadas con estribos de un sistema de muros o dual tipo I, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) establece el cumplimiento de:

- La cuantía del acero longitudinal está limitada entre 1 y 6 %. En caso exceda el 4 %, se debe detallar en planos el armado presente en la conexión de columna y viga.
- A cada borde del tramo de columna tiene que suministrárseles estribos cerrados de confinamiento. Para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, le corresponde mínimamente un diámetro de 8 mm y para barras longitudinales de hasta 1", de 3/8".
- La extensión confinada, L_o , no debe ser menor al máximo valor entre un sexto de la luz libre, la máxima medida de la sección transversal y 500 mm.
- En la zona de confinamiento, el distanciamiento máximo entre estribos, S_o , debe estar por debajo del mínimo valor obtenido entre ocho veces el diámetro mínimo del refuerzo longitudinal confinado, la mitad de la mínima medida de la sección transversal y 100 mm. Además, se debe cumplir que los estribos exteriores a esta región tengan un distanciamiento no mayor a 300 mm y el demandado por la fuerza cortante. Los estribos en la zona del nudo no deben estar separados a más de 150 mm.
- Específicamente para los componentes sujetos a compresión, el distanciamiento entre estribos al exterior de esta región confinada tiene que estar por debajo de 16 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 48 veces el diámetro del estribo y la mínima medida de la sección transversal.

8.2. Ejemplos de diseño

8.2.1. Columna entre los ejes A-2 de sistema dual

Se diseñó la columna C-1 (30x85 cm), localizada entre los ejes A y 2. La Figura 8.1. presenta la delimitación de la superficie tributaria de esta.

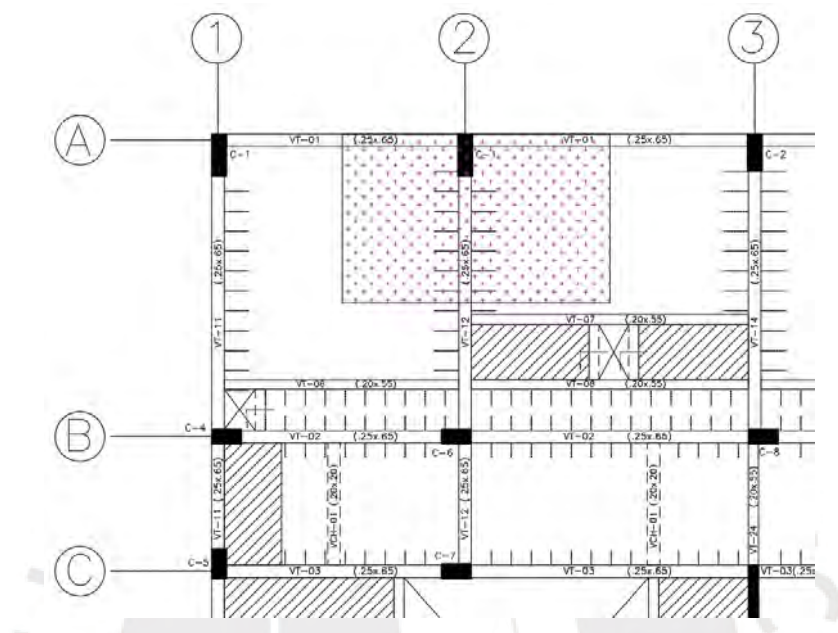


Figura 8.1 Delimitación de columna entre ejes A-2 de sistema dual

Metrado de cargas

Este procedimiento de metrado se realiza como en el Capítulo 3 y se encuentra detallado en el Anexo 6 adjunto.

Diseño por flexocompresión uniaxial

En base al análisis, fueron obtenidas las siguientes fuerzas internas en la base, donde los resultados de M3 y V2 se utilizaron para cálculos en la dirección Y y los resultados M2 y V3, para la dirección X, debido a que los ejes locales 2 y 3 se encontraron en la dirección Y y X, respectivamente.

Tabla 8.1 Resultados de fuerzas internas en la base de columna entre ejes A-2 de sistema dual

Carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	75.855	-0.089	3.792	3.858	-0.033
Viva	13.895	-0.014	0.978	1.007	-0.003
Sismo XX	4.019	6.178	10.904	4.424	3.978
Sismo YY	6.155	4.902	18.982	6.417	3.232

Como se observa, los valores de carga muerta y viva resultantes del software ETABS fueron mayores a los resultados del metrado manual realizado, por tanto, se utilizaron estos primeros.

De estos valores, se obtuvieron las siguientes configuraciones de carga:

Tabla 8.2 Configuraciones de cargas en la base para la columna entre ejes A-2 de sistema dual

Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	129.818	-0.149	6.971	7.112	-0.051
1.25CM+1.25CV+SX	116.206	6.049	16.867	10.504	3.934
1.25CM+1.25CV-SX	108.169	-6.307	-4.942	1.657	-4.023
0.9CM+SX	72.289	6.098	14.317	7.896	3.949
0.9CM-SX	64.251	-6.258	-7.492	-0.952	-4.007
1.25CM+1.25CV+SY	118.342	4.773	24.944	12.497	3.187
1.25CM+1.25CV-SY	106.032	-5.030	-13.020	-0.336	-3.276
0.9CM+SY	74.425	4.822	22.394	9.889	3.202
0.9CM-SY	62.115	-4.981	-15.569	-2.944	-3.261

El área de refuerzo mínimo de esta columna de 30x85 cm fue de 25.5 cm². Por ende, se colocaron 14 barras longitudinales de 5/8" de diámetro, obteniéndose un área de acero de 28 cm².

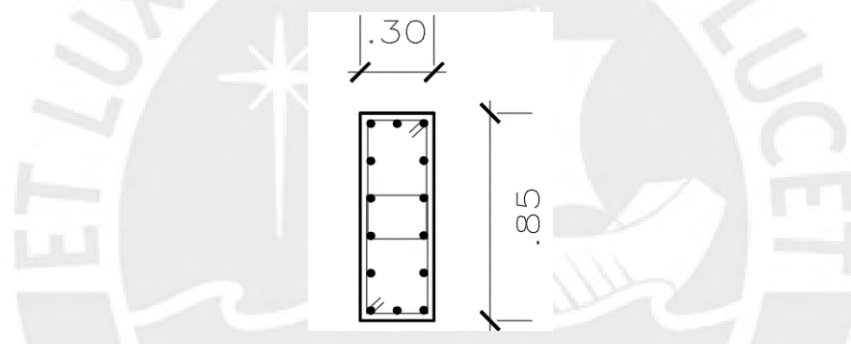


Figura 8.2 Armado de refuerzo longitudinal para la columna entre los ejes A-2 de sistema dual

Con la disposición de las barras mostrada, se obtuvieron los diagramas de interacción siguientes:

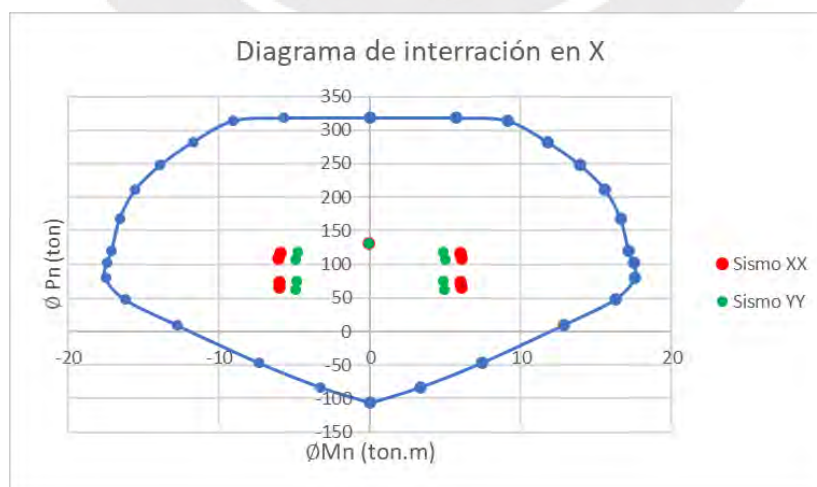


Figura 8.3 Diagrama de interacción en X de columna entre ejes A-2 de sistema dual

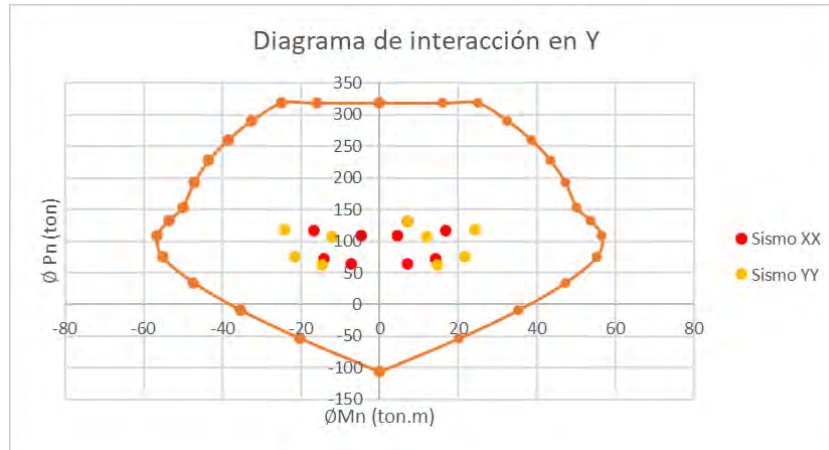


Figura 8.4 Diagrama de interacción en Y de columna entre ejes A-2 de sistema dual

Con estos gráficos, se verificó que el armado cubre la demanda de las combinaciones de cargas. A modo de comparación, se construyó el diagrama de interacción en Y realizado mediante cálculos manuales de los puntos notables indicados anteriormente.

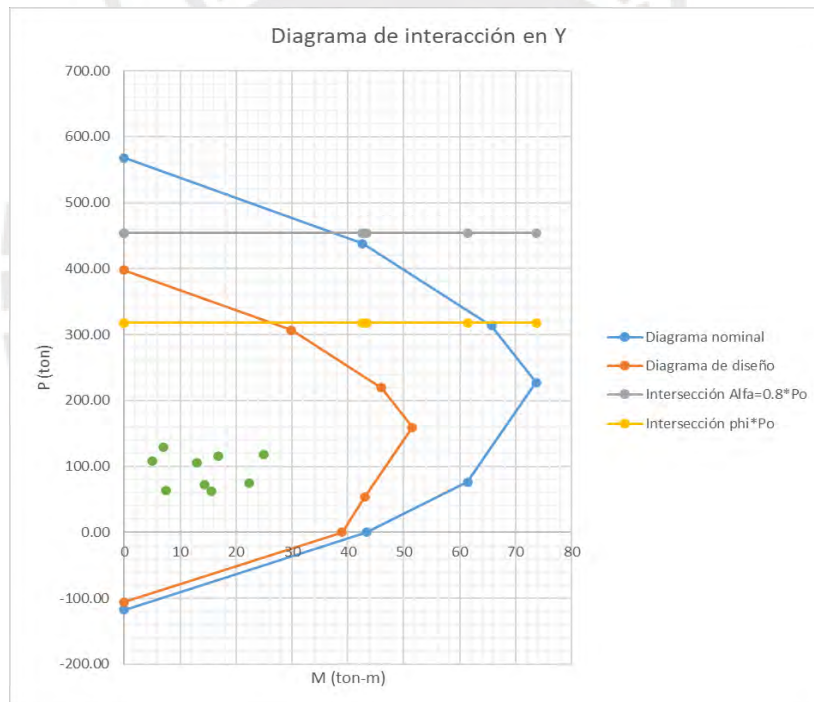


Figura 8.5 Diagrama de interacción en Y realizado manualmente de columna entre ejes A-2 de sistema dual

Como se observa, se tuvo un gráfico con valores cercanos a los obtenidos por el software. Además, se comprobó que la totalidad de combinaciones de cargas últimas se encuentra circunscrita por la curva de diseño.

Diseño por flexocompresión biaxial

Se realizó la comprobación con los resultados obtenidos en el caso de carga “1.25CM+1.25CV+SY”, pues generó momentos de mayor magnitud.

Se halló la resistencia solamente a carga axial:

$$\begin{aligned}\phi P_o &= 0.7 * [0.85 * 210 * (30 * 85 - 28) + 4200 * 28] * 10^{-3} \\ \phi P_o &= 0.7 * 567.78 = 397.44 \text{ ton}\end{aligned}$$

Se verificó primero que:

$$\frac{P_u}{\phi P_o} = \frac{118.34}{397.44} = 0.30 \geq 0.1 \rightarrow OK$$

Como se cumplió esta relación, la carga axial resistente en flexión biaxial fue:

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{317.96} + \frac{1}{317.96} - \frac{1}{317.96} \rightarrow P_{ur} = 317.96 \text{ ton}$$

Esta fue menor a la carga axial máxima permitida:

$$P_{ur} \leq 0.8 * 397.45 = 317.96 \text{ ton} \rightarrow OK$$

Como se observa, la carga P_u fue inferior a la resistente por flexión biaxial, por lo que el diseño fue correcto.

Diseño por corte

El V_u máximo resultante de la combinación de cargas se encontró en el segundo piso, con un valor de 17.17 ton en la dirección Y. Primero se halló la resistencia otorgada por el concreto, considerando que la carga axial máxima obtenida en este piso fue de 94.74 ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{94737}{140 * 30 * 85}\right) * 30 * 79 * 10^{-3} = 19.58 \text{ ton}$$

Como se puede observar, la capacidad del concreto cubrió las solicitaciones, por lo que se colocó una distribución mínima conforme a la Norma E.060. Esta separación debía ser inferior al mínimo valor entre $d/2$ igual a 39.5 cm y 60 cm, y 30 cm para elementos sismorresistentes, en consecuencia, se seleccionó un distanciamiento inicial de 25 cm.

Diseño por capacidad

Como ejemplo, en las dos direcciones se utilizaron los valores resultantes del primer piso.

En Y, fue hallada la cortante de diseño como el mínimo resultado de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}V_{ud1} &= \frac{M_{ninf} + M_{nsup}}{hn} = \frac{65 + 65}{2.55} = 50.98 \text{ ton} \\ V_{ud2} &= 1.25 V_{cm_{2-2}} + 1.25 V_{cv_{2-2}} \pm 2.5 V_{sismo_{2-2}} \\ &= 1.25(3.858 + 1.007) \pm 2.5 (6.417) = 22.12 \text{ ton}\end{aligned}$$

El valor de V_{ud} por capacidad resultó 22.12 ton. Luego, se halló la capacidad del concreto en esta dirección, para el primer piso.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{129818}{140 * 30 * 85}\right) * 30 * 79 * 10^{-3} = 21.10 \text{ ton}$$

Se logró comprobar que la capacidad del concreto fue menor al cortante de diseño, por lo que fueron necesarios estribos con una resistencia y espaciamiento de:

$$V_s = \frac{V_u \text{ diseño}}{\phi} - V_c = \frac{22.12}{0.85} - \frac{21.10}{0.85} = 1.206 \text{ ton}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 79}{1.206 * 10^3} = 390.61 \text{ cm}$$

Con esto, se observó que el espaciamiento inicial escogido cumplió con lo requerido por la cortante por capacidad.

En X, fue determinada la cortante de diseño con el mismo procedimiento:

$$V_{ud1} = \frac{21 + 21}{2.55} = 16.47 \text{ ton}$$

$$V_{ud2} = 1.25(0.033 + 0.003) \pm 2.5 (3.978) = 9.90 \text{ ton}$$

El valor de V_{ud} por capacidad resultó de 9.90 ton. Luego se obtuvo la resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{129818}{140 * 30 * 85}\right) * 85 * 24 * 10^{-3} = 18.16 \text{ ton}$$

Como se observa, la capacidad de concreto fue mayor al cortante de diseño, por lo que el armado mínimo cumplió con lo requerido. Seguidamente, se desarrolla el procedimiento para obtener el detalle del refuerzo transversal siguiendo lo especificado en la Norma E.060.

La zona confinada tuvo una extensión y estribos con separación máxima de:

$$L_0 = \text{MAX} \left(\frac{3.2 - 0.65}{6}; 85\text{cm}; 50\text{cm} \right) = 85 \text{ cm}$$

$$S_0 = \text{MIN} \left(8 * 1.59; \frac{0.3}{2}; 10 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

Fuera de esta zona, la distancia máxima entre estribos resultó:

$$S = \text{MIN} (16 * 1.59; 48 * 0.95; 30 \text{ cm}; 30\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

Esta separación cumplió con el diseño por corte realizado anteriormente. Como resultado, se tuvo un armado de dos estribos de 3/8":1 @ 0.05, 8 @ 0.1 y el resto @ 0.25 m.

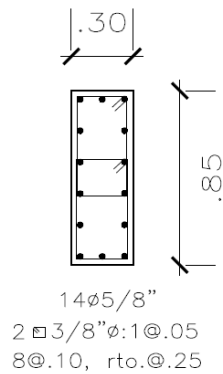
Diseño final:

Figura 8.6 Detalle de armado de la columna entre los ejes A-2 de sistema dual

8.2.2. Columna entre los ejes A-2 de sistema de muros estructurales

Se diseñó la columna C-1 (25x60 cm), localizada entre los ejes A y 2. La Figura 8.7. presenta la delimitación de la superficie tributaria de esta.

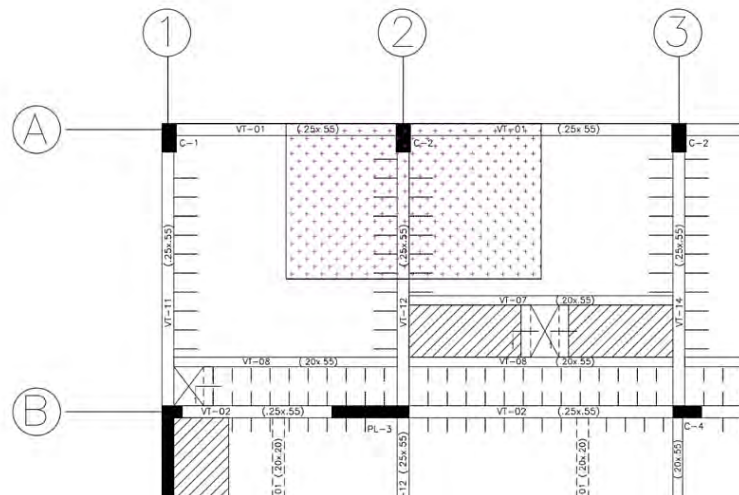


Figura 8.7 Delimitación de columna entre ejes A-2 de sistema de muros

Metrado de cargas

Este procedimiento de metrado se efectúa como en el Capítulo 3 y se encuentra detallado en el Anexo 7 adjunto.

Diseño por flexocompresión uniaxial

En base al análisis, fueron obtenidas las siguientes fuerzas internas en la base, donde los resultados de M3 y V2 se utilizaron para cálculos en la dirección Y y los resultados M2 y V3, para la dirección X, debido a que los ejes locales 2 y 3 se encontraron en la dirección Y y X, respectivamente.

Tabla 8.3 Resultados de fuerzas internas en la base de columna entre ejes A-2 de sistema de muros

Carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	66.229	-0.046	3.113	3.264	-0.014
Viva	12.531	-0.003	0.824	0.864	0.003
Sismo XX	1.934	2.586	0.510	0.398	1.528
Sismo YY	3.031	0.550	2.666	0.858	0.329

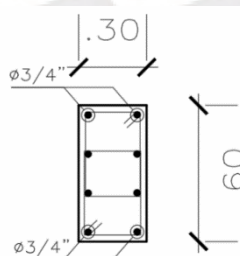
Como se evidencia, las fuerzas axiales para CM y CV resultantes del software ETABS fueron similares a los resultados del metrado manual realizado, por tanto, se utilizaron estos primeros.

Con los valores anteriores, pudieron obtenerse las siguientes configuraciones de carga:

Tabla 8.4 Configuraciones de cargas en la base para la columna entre ejes A-2 de sistema de muros

Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	114.024	-0.069	5.759	6.039	-0.014
1.25CM+1.25CV+SX	100.384	2.526	5.431	5.558	1.514
1.25CM+1.25CV-SX	96.516	-2.647	4.412	4.762	-1.542
0.9CM+SX	61.540	2.545	3.312	3.335	1.515
0.9CM-SX	57.672	-2.628	2.292	2.540	-1.541
1.25CM+1.25CV+SY	101.482	0.489	7.588	6.019	0.315
1.25CM+1.25CV-SY	95.419	-0.611	2.256	4.302	-0.343
0.9CM+SY	62.637	0.509	5.468	3.796	0.316
0.9CM-SY	56.575	-0.591	0.136	2.079	-0.341

El refuerzo mínimo de este componente vertical de 30x60 cm fue de 18 cm². Por ende, se colocaron 4 barras longitudinales de 3/4" de diámetro en las esquinas y 4 barras longitudinales de 5/8" de diámetro en los bordes, obteniéndose un área de acero de 19.36 cm².

**Figura 8.8** Armado de refuerzo longitudinal para la columna entre ejes A-2 de sistema de muros

Al igual que en el primer ejemplo, se calcularon los diagramas de interacción siguiendo esta última disposición de barras.

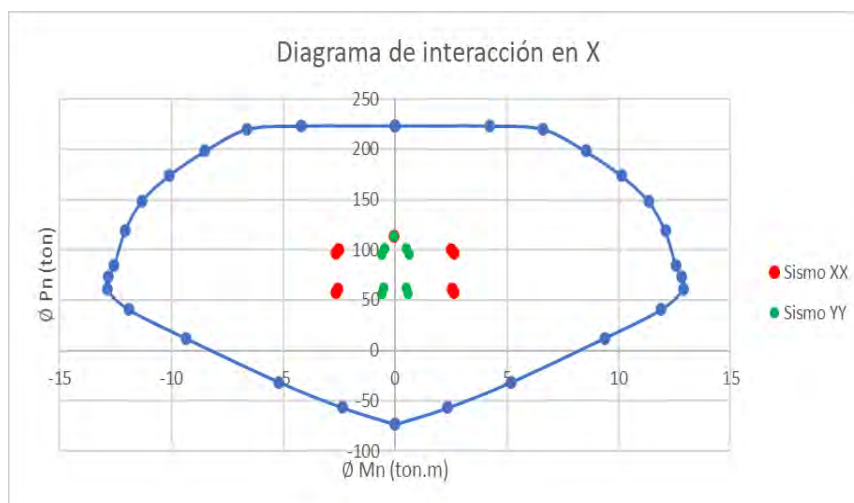


Figura 8.9 Diagrama de interacción en X de columna entre ejes A-2 de sistema de muros

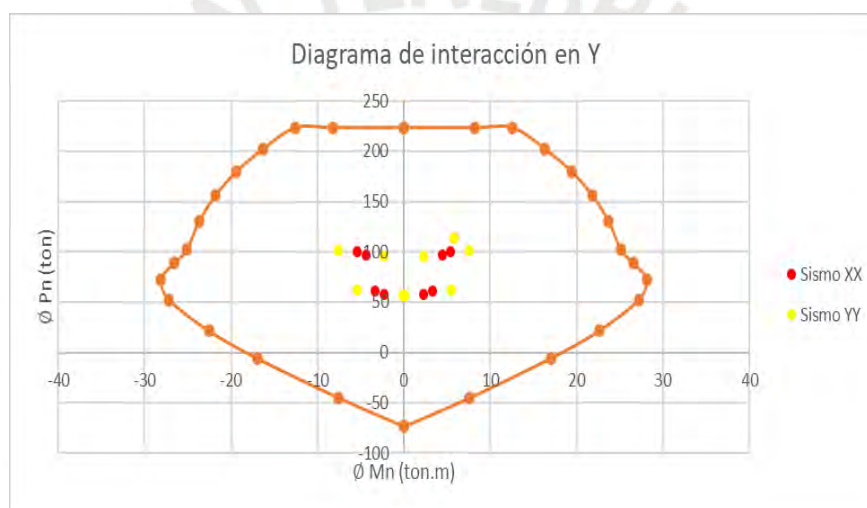


Figura 8.10 Diagrama de interacción en Y de columna entre ejes A-2 de sistema de muros

De estos gráficos, se verificó que el armado cubrió la demanda de las cargas, en su totalidad.

Diseño por flexocompresión biaxial

Similarmente al anterior ejemplo, se realizó la comprobación a través de los resultados hallados en la combinación “1.25CM+1.25CV+SY”, pues generó momentos de mayor magnitud.

Tabla 8.5 Diseño por flexocompresión biaxial de la columna entre ejes A-2 de sistema de muros

ϕP_o	279.41 ton
$P_u/\phi P_o > 0.1$	OK
P_{ur}	223.53 ton
$P_{ur} < 0.8\phi P_o$	OK

Como se observa, la carga última P_u fue menor a la resistente por flexión biaxial, por lo que el diseño fue correcto.

Diseño por corte

El V_u resultante de la combinación de cargas se encontró en el segundo piso, con un valor de 11.21 ton en la dirección Y. Primero se halló la resistencia otorgada por el concreto, considerando que la carga axial máxima obtenida en este piso fue de 82.696 ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{82696}{140 * 30 * 60}\right) * 30 * 54 * 10^{-3} = 14.05 \text{ ton}$$

Como se puede observar, la capacidad del concreto cubrió las solicitaciones, por lo que se colocó una distribución mínima conforme a la Norma E.060. Esta separación debía ser inferior al mínimo valor entre $d/2$ igual a 27 cm y 60 cm, y 30 cm para elementos sismorresistentes, en consecuencia, se seleccionó un distanciamiento inicial de 25 cm.

Diseño por capacidad

Como ejemplo, se realizó este diseño para el primer piso en ambas direcciones.

Tabla 8.6 Síntesis de diseño por capacidad de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros

	Dirección X	Dirección Y
Vud 1	12.83 ton	26.42 ton
Vud 2	3.81 ton	7.31 ton
Vud capacidad	3.81 ton	7.31 ton
¿Vud análisis>Vud capacidad?	NO	NO
Vud diseño	3.81 ton	7.31 ton
ϕV_c	13.65 ton	15.36 ton
s resultante	-	-
Al interior de zona confinada	S₀	10 cm
	L₀	60 cm
Fuera de zona confinada	S	25 cm
Armado final	1 ϕ 3/8" @ .05, 6 @ .1 y el resto @ .25 m c/extr	

Diseño final

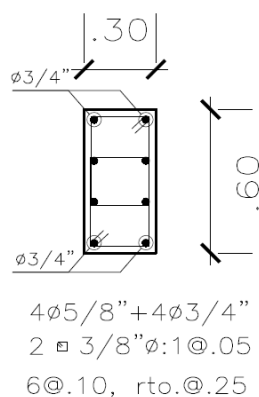


Figura 8.11 Detalle de armado de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros

CAPÍTULO 9 : Diseño de placas del sistema dual y de muros

A lo largo del capítulo se trabaja el diseño de placas en los dos sistemas estructurales. En este se aborda el diseño por flexocompresión, por corte y por capacidad de las placas. Cabe señalar que se realizan dos ejemplos de diseño para cada sistema.

9.1. Criterios adicionales

Las placas (muros estructurales) o muros de corte soportan cargas de gravedad y cargas externas como los sismos. Por su gran resistencia y rigidez lateral, en muchos casos, suelen ser los elementos principales que son capaces de absorber gran parte de las cargas sísmicas desarrolladas paralelamente a la dirección de mayor rigidez y obtener menores desplazamientos laterales. Debido a que resisten grandes momentos y cargas de corte en la base, típicamente fallan por inadecuados confinamientos en sus bordes, por lo que su diseño es importante.

Elementos de borde en muros de corte

Se debe colocar elementos de borde confinados en las regiones comprimidas, en caso c satisfaga la expresión siguiente, conforme a la Norma E.060 Concreto Armado (2009):

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

Donde lm es la extensión total de la placa en su plano horizontal, hm es la altura total de la placa, δu es el desplazamiento lateral inelástico ocasionado por el sismo de diseño en el punto de mayor altura de la placa y c es la máxima profundidad del eje neutro hallada para la fuerza axial producto del análisis estructural y la resistencia nominal a momento relacionado a δu . Asimismo, se indica que el cociente $\delta u/hm$ sea mayor igual a 0.005.

Además, según la Norma E.060 Concreto Armado (2009), se debe seguir los siguientes puntos dispuestos para el diseño, donde se requieran estos elementos:

- Su extensión horizontal es a partir de la fibra extrema comprimida hasta una longitud igual al mayor valor entre los siguientes cálculos: $(c-0.1*lm)$ y $c/2$.
- Donde sea necesario la colocación de los elementos de borde, su extensión vertical es dada por la longitud desde la base del muro de corte hasta por lo menos el mayor valor entre lm , $\frac{Mu}{4Vu}$ o los dos primeros pisos.
- El distanciamiento entre estribos tiene que ser inferior al mínimo resultado entre las consideraciones siguientes:

- 10 veces el mínimo diámetro del acero longitudinal en la zona confinada
- La medida límite inferior de la sección transversal del núcleo
- 250 mm
- El refuerzo transversal del núcleo confinado tiene que extenderse al interior del apoyo como mínimo L_d en tracción del refuerzo longitudinal con el máximo diámetro ubicado en el borde confinado. En caso del primer piso donde el apoyo resulta ser un elemento de cimentación, este refuerzo se extiende una longitud mínima de 30 cm dentro de estos elementos.
- El refuerzo horizontal en el alma de la placa tiene que extenderse al interior del núcleo confinado una distancia tal que proporcione un momento de desarrollo y un gancho estándar. Esto a razón de permitir el enlace con el núcleo y, en caso el muro esté expuesto a cargas severas, se pierda el recubrimiento en los núcleos sin afectar su capacidad por corte.
- Conforme a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), aquellas placas en los sistemas duales o de muros, en las cuales actúa por lo menos un 30 % del total de la fuerza sísmica de corte del proyecto, son diseñadas para un 125 % de amplificación de dicha fuerza.

Asimismo, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) establece que ante cargas concentradas aplicadas en el alma del muro de corte se analiza si el espesor de este muro es el adecuado para soportar estas cargas axiales. Luego del análisis, cuando no sea posible que el alma tome dichas cargas concentradas, la zona de efectos locales dentro del alma del muro se diseña como una columna con una longitud horizontal no mayor al ancho del elemento apoyado más 2 veces el espesor de la placa a cada lado de la cara de este elemento.

Seguidamente, la Figura 9.1 resume la verificación del uso del borde confinado y las disposiciones para su diseño.

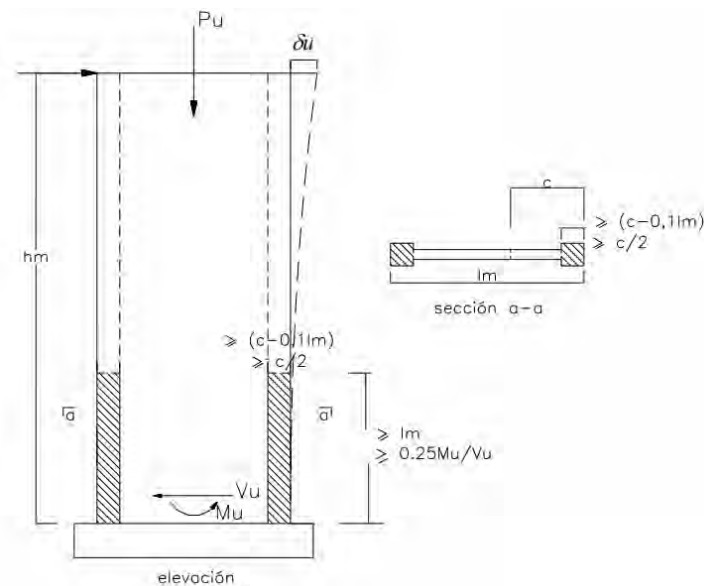


Figura 9.1 Elementos de borde confinado. Tomado de “Norma E.060”, por MVCS, 2009, p.182.

Diseño por corte

Las placas soportan una fuerza cortante límite de:

$$\phi V_n \leq 0.85 * 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$$

La cuantía de acero horizontal del alma es hallada como:

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

La cuantía de acero vertical del alma está en función de ρ_h y está dada por:

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

La Norma E.060 Concreto Armado (2009) sugiere una cuantía mínima de refuerzo repartido horizontal y verticalmente, establecida a partir de las siguientes condiciones:

Tabla 9.1 Cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical

Condición	$0.27 * \sqrt{f'c} * Acw > Vu$	$0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \leq Vu$
ρ mínimo horizontal	0.002	0.0025
ρ mínimo vertical	0.0015	0.0025

Para muros bajos, es decir hm/lm inferior a 2, el valor ρ_v tiene que ser mayor o igual al valor calculado de ρ_h .

El espaciamiento del refuerzo en ambas direcciones no debe ser mayor que 40 cm ni 3 veces el espesor del muro. En caso este espesor sea mayor a 20 cm, es obligatorio el uso de doble

malla de refuerzo. Asimismo, el acero vertical debe ser confinado mediante estribos en el momento que su cuantía supere el valor de 0.01.

Diseño por capacidad

A modo de asegurar una falla dúctil del componente, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) establece que la cortante tiene que amplificarse de este modo:

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \wedge \frac{M_n}{M_{ua}} \geq R$$

Donde V_{ua} es la cortante de análisis, M_{ua} , el momento flector de análisis, y M_n , el momento nominal asociado al P_u más cercano al diagrama de interacción.

El resultado de este diseño, debe aplicarse en una extensión vertical de la placa medida desde la base hasta el máximo valor obtenido de l_m , M_u sobre $4V_u$ y la elevación de las dos primeras plantas del edificio.

9.2. Ejemplos de diseño

9.2.1. Placa PL-1 de sistema dual

Para este ejemplo, se diseñó la placa PL-1, situada en el sector del ascensor, que tiene forma en “C”.

Metrado de cargas

El procedimiento se efectúa como una columna y puede observarse a detalle en el Anexo 10 adjunto.

Diseño por flexocompresión

Basado en el análisis, fueron obtenidas las siguientes fuerzas internas en la base, donde los resultados de M3 y V2 se utilizaron para cálculos en la dirección X y los resultados M2 y V3, para la dirección Y, debido a que los ejes locales 2 y 3 se encontraron en X e Y, correspondientemente.

Tabla 9.2 Resultados de fuerzas internas en la base de la placa PL-1 de sistema dual

Carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	126.751	4.244	10.305	-0.017	-0.444
Viva	16.773	1.032	2.139	0.192	-0.032
Sismo XX	20.606	99.156	514.179	120.433	28.993
Sismo YY	9.406	378.125	73.250	22.001	108.930

Como se visualiza, los valores de fuerzas axiales de CM y CV resultantes del software ETABS fueron ligeramente mayores a los resultados del metrado manual realizado, por lo tanto, se utilizaron estos primeros.

A partir de estos datos, fueron obtenidas las siguientes configuraciones de carga:

Tabla 9.3 Configuraciones de cargas en la base para la placa PL-1 de sistema dual

Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	205.965	7.696	18.062	0.303	-0.676
1.25CM+1.25CV+SX	200.010	105.750	529.733	120.652	28.398
1.25CM+1.25CV-SX	158.798	-92.561	-498.625	-120.214	-29.588
0.9CM+SX	134.682	102.975	523.453	120.418	28.594
0.9CM-SX	93.470	-95.336	-504.904	-120.448	-29.393
1.25CM+1.25CV+SY	188.810	384.720	88.804	22.220	108.335
1.25CM+1.25CV-SY	169.999	-371.531	-57.696	-21.782	-109.525
0.9CM+SY	123.481	381.945	82.524	21.986	108.530
0.9CM-SY	104.670	-374.306	-63.975	-22.016	-109.329

Para crear los diagramas de interacción fueron utilizados núcleos con una cuantía que cumplieron con el diseño por flexocompresión y cuya extensión superó al 15 % de la extensión de placa en la dirección analizada. Finalmente, después de múltiples iteraciones del armado de la placa mediante el software ETABS 2018, en total se colocaron 40 barras de 3/4" en los elementos de borde. Seguidamente, en las figuras presentadas se aprecian dichos diagramas:

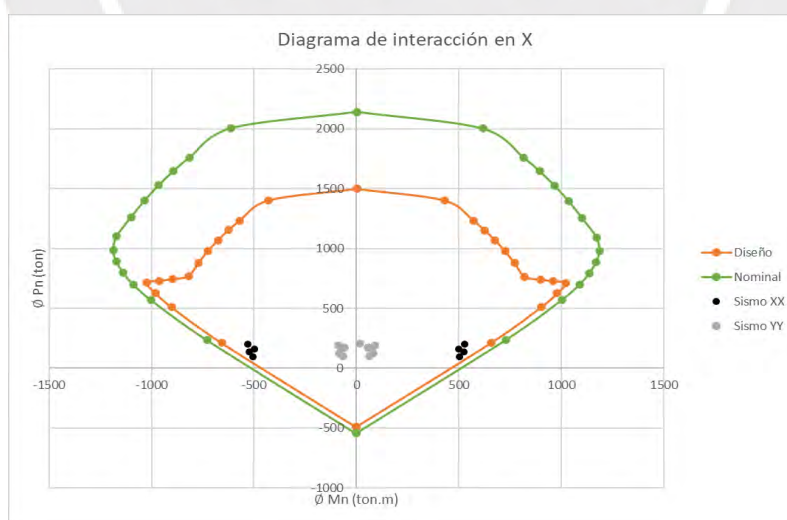


Figura 9.2 Diagrama de interacción en X de placa PL-1 de sistema dual

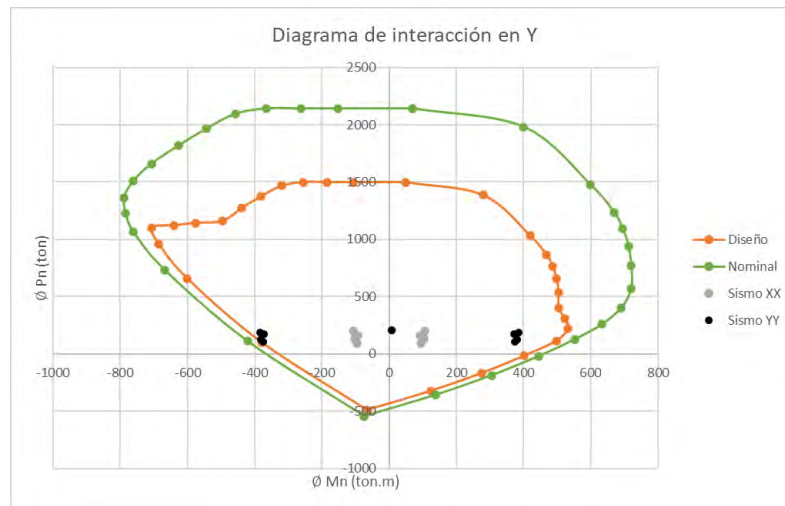


Figura 9.3 Diagrama de interacción en Y de placa PL-1 de sistema dual

Con estos diagramas, se verificó que el armado cubrió la demanda de las combinaciones de cargas.

Requerimiento de elementos de borde

Dirección X

Se determinó la máxima profundidad de eje neutro en compresión, variando este valor, de la misma manera que se realizó el diagrama de interacción. Se calculó el máximo c entre el resultante de obtener como P_n , el máximo valor de carga axial P_u y el resultante de obtener el M_n igual al máximo momento último M_u , resultante de la combinación de cargas.

El valor máximo de c estuvo asociado al caso de análisis “1.25CM+1.25CV+SX”, cuando P_u fue igual a 200.01 ton. Mediante el cálculo se halló que el valor máximo de c fue de 14.65 cm.

Se halló valor límite de c , de la siguiente manera:

$$C_{lim} = \frac{2.05}{600 * \left(\frac{0.03967}{11.15}\right)}. \text{ Se comprueba: } \frac{0.03967}{11.15} = 0.00356 \geq 0.005 \text{ (No cumple)}$$

El valor de $\delta u/hm$ se tomó como 0.005, al no cumplirse la relación, por lo cual el $C_{lim} = 68.33 \text{ cm}$. Entonces, como $c_{lim} > c_{max}$, no se necesitaron elementos de borde. Para el caso presentado, se mantuvieron los núcleos iniciales de 50 cm en X.

Dirección Y

El valor máximo de c estuvo asociado al caso de análisis “1.25CM+1.25CV+SY”, cuando Pu fue igual a 188.81 ton. Se obtuvo el valor máximo de c igual a 63.63 cm.

Se halló el valor límite de c , de la siguiente manera:

$$C_{lim} = \frac{1.95}{600 * \left(\frac{0.04102}{11.15}\right)}. \text{ Se comprueba: } \frac{0.04102}{11.15} = 0.003679 \geq 0.005 \text{ (No cumple)}$$

El valor de $\delta u/hm$ se tomó como 0.005, al no cumplirse la relación, por lo cual el $C_{lim} = 65 \text{ cm}$. Entonces, como $C_{lim} > C_{max}$, no se necesitaron elementos de borde. Para el caso presentado se mantuvieron los núcleos iniciales de 60 cm en Y.

Diseño por corteDirección X

Se obtuvieron los valores del caso de análisis “1.25CM+1.25CV+SX”, que tuvo mayores resultados:

$$V_{ua} = 120.65 \text{ ton}, M_{ua} = 529.73 \text{ ton.m}$$

Inicialmente, se calculó la máxima cortante nominal que resistió la placa:

$$\phi V_n \text{ max} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 205 * 10^{-3} = 157.57 \text{ ton}$$

Luego, se halló la contribución de resistencia del concreto:

$$\frac{H_m}{L_m} = \frac{11.15}{2.05} = 5.44 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 205 * 10^{-3} = 32.12 \text{ ton}$$

Se realizó el diseño en el primer piso en el cual se esperó la fluencia por flexión del refuerzo vertical, por lo tanto, fue utilizada la cortante por capacidad. Esta se calculó amplificando la cortante por un factor de 1.25 debido a que la placa absorbió más del 30 % del cortante total del edificio.

$$V_u \text{ capacidad} = 120.65 * \left(\frac{540}{529.73}\right) * 1.25 = 122.99 * 1.25 = 153.74 \text{ ton}$$

Se hallaron las cuantías mínimas de acero vertical y horizontal, las cuales, puesto que cumplen la condición de $V_u \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw} = 19.25$, fueron de 0.25 %.

Para obtener la cuantía requerida horizontal, se halló el aporte del acero:

$$V_s = \frac{153.74}{0.85} - \frac{32.12}{0.85} = 143.08 \text{ ton}$$

Este debía ser menor a:

$$Vs \text{ máx} = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 205 * 10^{-3} = 149.72 \text{ ton} \rightarrow OK$$

En consecuencia, la cuantía de acero horizontal fue:

$$\rho h = \frac{143.74 * 1000}{30 * 0.8 * 205 * 4200} = 0.69\% > \rho h \text{ min} = 0.25\%$$

Se halló el espaciamiento del refuerzo horizontal, considerando que, al tener un espesor superior a 25 cm, fue necesario distribuir el refuerzo a ambas caras, es así que le correspondió un área de 10.4 cm² por metro a cada una. Se utilizaron barras de ½” de diámetro, por lo que el espaciamiento fue de:

$$s = \frac{1.29 * 2}{0.69\% * 30} = 12.5 \text{ cm}$$

La cuantía de acero vertical fue hallada a partir del ρh colocado igual a 0.69 %:

$$\rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 5.43) * (0.69\% - 0.0025) = -0.39\% \rightarrow \rho v \text{ min} = 0.25\%$$

Se halló el espaciamiento considerando dos mallas de ½”:

$$s = \frac{1.29 * 2}{0.25\% * 30} = 34.4 \text{ cm}$$

El refuerzo final asumido fue de 2 \emptyset 1/2” @ .125 m como refuerzo horizontal y 2 \emptyset 1/2” @ .25 m como refuerzo vertical. La altura del armado del diseño por capacidad medida desde la base fue de: $Lo = \text{MAX} \left(\frac{529.73}{4 * 153.38}; 2.05; 3.2 + 2.65 \right) = 5.85 \text{ m}$

Dirección Y

Se obtuvieron los valores de la combinación de carga “1.25CM+1.25CV-SY”, que tuvo mayores resultados:

$$Vua = 108.33 \text{ ton}, Mua = 384.72 \text{ ton.m}$$

Inicialmente, se calculó la máxima cortante nominal que resistió la placa:

$$\emptyset Vn \text{ max} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 20 * 2 * 0.8 * 195 * 10^{-3} = 199.84 \text{ ton}$$

Luego, se halló la contribución de resistencia del concreto:

$$\frac{Hm}{Lm} = \frac{11.15}{1.95 * 2} = 2.86 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 2 * 0.8 * 195 * 10^{-3} = 40.74 \text{ ton}$$

Se realizó el diseño en el primer piso en el cual se esperó la fluencia por flexión del refuerzo vertical, por lo tanto, fue utilizada la cortante por capacidad. Esta se calculó amplificando la cortante por un factor de 1.25 debido a que la placa absorbió más del 30 % del cortante total del edificio.

$$Vu \text{ capacidad} = 108.33 * \left(\frac{420}{384.72} \right) * 1.25 = 118.26 * 1.25 = 147.83 \text{ ton}$$

Se hallaron las cuantías mínimas de acero vertical y horizontal, las cuales, puesto que cumplen la condición de $Vu \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw = 24.42$, fueron de 0.25 %.

Para obtener la cuantía requerida horizontal, se halló el aporte del acero:

$$Vs = \frac{147.83}{0.85} - \frac{40.74}{0.85} = 125.99 \text{ ton}$$

Este debía ser menor a:

$$Vs \text{ máx} = 2.1 * \sqrt{210} * 20 * 2 * 0.8 * 195 * 10^{-3} = 189.90 \text{ ton} \rightarrow OK$$

En consecuencia, la cuantía de acero horizontal fue:

$$\rho h = \frac{125.90 * 1000}{20 * 0.8 * 195 * 2 * 4200} = 0.48\% > \rho h \text{ min} = 0.25\%$$

Se halló el espaciamiento del refuerzo horizontal, considerando que, al tener un espesor igual a 20 cm en ambas aletas, fue necesario distribuir el refuerzo a ambas caras, es así que le correspondió un área de 4.81 cm² por metro a cada una. Se utilizaron barras de ½” de diámetro, por lo que el espaciamiento fue de:

$$s = \frac{1.29 * 2}{0.48\% * 20} = 26.88 \text{ cm}$$

La cuantía de acero vertical fue hallada a partir del ρh colocado igual a 0.52 %:

$$\rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 2.86) * (0.52\% - 0.0025) = 0.20\% \rightarrow \rho v \text{ min} = 0.25\%$$

Se halló el espaciamiento considerando dos mallas de 3/8”:

$$s = \frac{0.71 * 2}{0.25\% * 20} = 28.4 \text{ cm}$$

El refuerzo final asumido fue de 2 \emptyset 1/2” @ .25 m como refuerzo horizontal y 2 \emptyset 3/8” @ .25 m como refuerzo vertical. La altura del armado del diseño por capacidad medida desde la base fue de: $Lo = MAX\left(\frac{384.72}{4 * 147.83}; 2.05; 3.2 + 2.65\right) = 5.85 \text{ m}$

La separación de los estribos en los núcleos confinados en la dirección X e Y fue:

$$\text{En X: } S = MIN(10 * 1.91; 30; 25) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En Y: } S = MIN(10 * 1.91; 20; 25) = 15 \text{ cm}$$

Diseño final

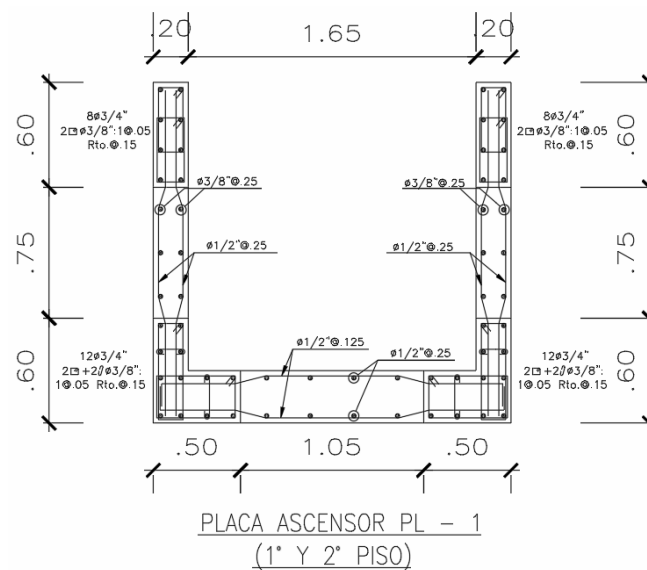


Figura 9.4 Detalle de armado de la placa PL-1 de sistema dual

9.2.2. Placa PL-9 de sistema de muros estructurales

Para este ejemplo, se diseñó el muro PL-9, situada en el sector del ascensor, que tiene forma en “C”.

Metrado de cargas

El procedimiento para este elemento puede observarse a detalle en el Anexo 11 adjunto.

Diseño por flexocompresión

Basado en el análisis, fueron obtenidas las siguientes fuerzas internas en la base, donde los resultados de M3 y V2 se utilizaron para cálculos en la dirección X y los resultados M2 y V3, para la dirección Y, debido a que los ejes locales 2 y 3 se encontraron en X e Y, correspondientemente.

Tabla 9.4 Resultados de fuerzas internas en la base de placa PL-9 de sistema de muros

Carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
Muerta	122.264	1.230	15.163	0.237	0.995
Viva	16.591	0.327	2.744	0.200	0.228
Sismo XX	19.022	12.218	435.713	71.974	1.096
Sismo YY	6.791	138.417	10.843	1.671	30.804

Como se visualiza, los valores de fuerzas axiales de CM y CV resultantes del software ETABS fueron mayores a los resultados del metrado manual realizado, por lo tanto, se utilizaron estos primeros.

A partir de estos datos, fueron obtenidas las siguientes configuraciones de carga:

Tabla 9.5 Configuraciones de cargas en la base para la placa PL-9 de sistema de muros

Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	199.375	2.278	25.894	0.672	1.781
1.25CM+1.25CV+SX	192.591	14.164	458.097	72.520	2.625
1.25CM+1.25CV-SX	154.548	-10.272	-413.328	-71.428	0.433
0.9CM+SX	129.060	13.325	449.359	72.187	1.991
0.9CM-SX	91.016	-11.111	-422.066	-71.761	-0.200
1.25CM+1.25CV+SY	180.360	140.364	33.227	2.217	32.333
1.25CM+1.25CV-SY	166.779	-136.471	11.541	-1.124	-29.275
0.9CM+SY	116.829	139.524	24.490	1.883	31.700
0.9CM-SY	103.247	-137.310	2.804	-1.458	-29.908

Para crear los diagramas de interacción fueron utilizados núcleos con una cuantía que cumplieron con el diseño por flexocompresión y cuya extensión superó al 15 % de la extensión de placa en la dirección analizada. Finalmente, después de múltiples iteraciones del armado de la placa mediante el software ETABS 2018, en total se colocaron 36 barras de 3/4" en los elementos de borde. Seguidamente, en las figuras presentadas se aprecian dichos diagramas:

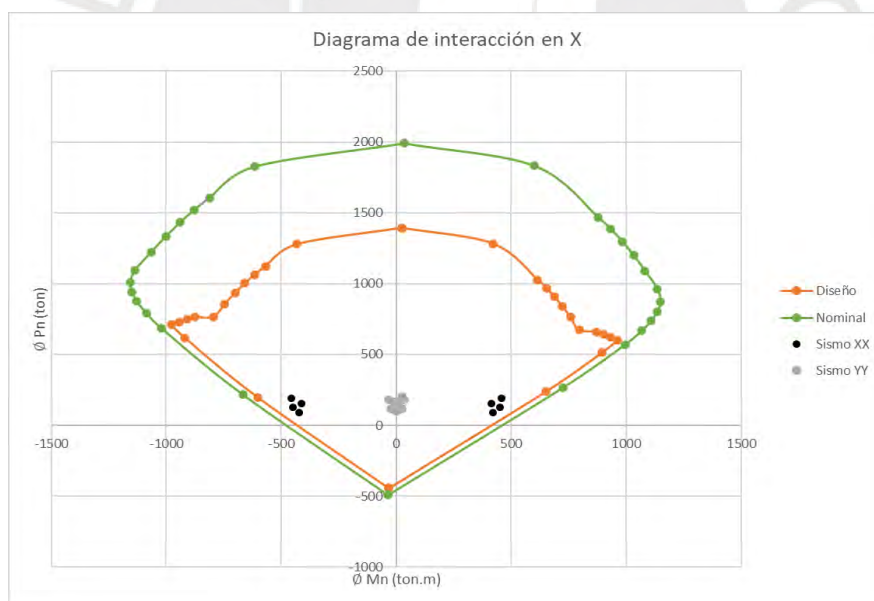


Figura 9.5 Diagrama de interacción en X de placa PL-9 de sistema de muros

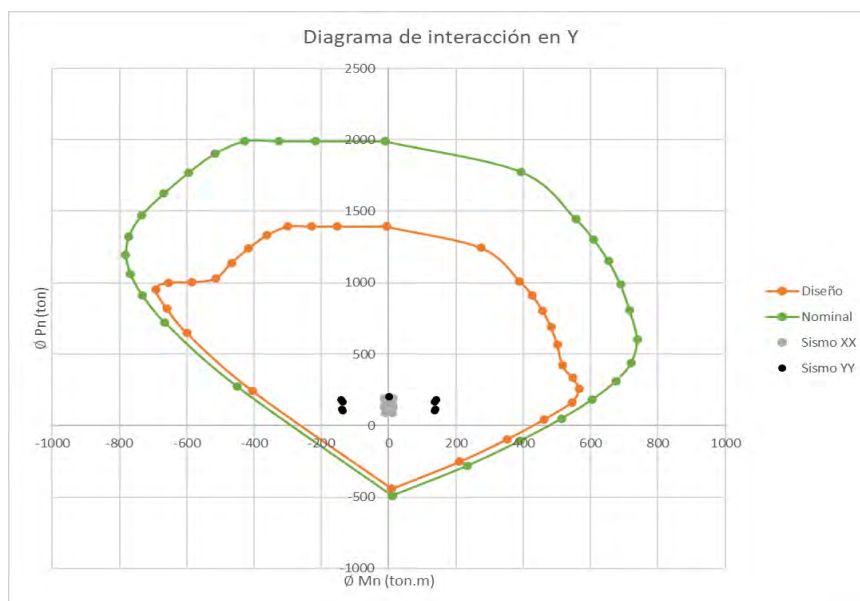


Figura 9.6 Diagrama de interacción en Y de placa PL-9 de sistema de muros

Con estos gráficos, se verificó que el armado cubre la demanda de las combinaciones de cargas.

Requerimiento de elementos de borde

Seguidamente, se exponen los valores hallados para determinar el requerimiento de elemento de borde en ambas direcciones.

Tabla 9.6 Requerimiento de elemento de borde en placa PL-9 de sistema de muros

	Dirección X	Dirección Y
Combinación	1.25CM+1.25CV+SX	1.25CM+1.25CV+SY
Pu	192.59 ton	180.36 ton
Mu	458.10 ton.m	140.36 ton.m
c	15.31 cm	58.45 cm
δu	0.0416 m	0.01752 m
C límite	68.33 cm	65.00 cm
¿C < Clim?	SI	SI
¿Requiere elemento de borde?	NO	NO
Núcleo confinado		
L min	7.65 cm	38.95 cm
L instalado	55 cm	45 cm

Como se puede observar, no fueron requeridos elementos de borde; a pesar de ello, fueron utilizados núcleos con 55 cm y 50 cm de longitud en X y 45 cm de longitud en Y.

Diseño por corte

A continuación, se presenta el diseño por corte en ambas direcciones. Se obtuvo la cortante máxima con la combinación de “1.25CM+1.25CV+SX” para la dirección X y “1.25CM+1.25CV+SY” en la dirección Y.

Tabla 9.7 Síntesis de diseño por corte de placa PL-9 de sistema de muros

	Dirección X	Dirección Y
Vua	72.52 ton	32.33 ton
Mua	458.10 ton	140.36 ton
$\phi V_n \text{ max}$	105.05 ton	224.82 ton
¿Vua < $\phi V_n \text{ max}$?	SI	SI
Hm/Lm	5.44	2.86
αc	0.53	0.53
ϕV_c	21.41 ton	45.83 ton
Zona de confinamiento		
Absorbe más del 30 %	NO	NO
Mn	520 ton.m	300 ton.m
Vu capacidad	82.32 ton	69.10 ton
Vs	71.66 ton	27.38 ton
Vs máx	99.82 ton	213.63 ton
Vs máx > Vs	OK	OK
Condición	$0.27\sqrt{f'c} Acw \leq Vu$	$0.27\sqrt{f'c} Acw \leq Vu$
ph requerido	0.52 %	0.25 %
Barras	2 ϕ 1/2" @ .20 m	2 ϕ 3/8" @ .25 m (ala de 20 cm) 2 ϕ 3/8" @ .20 m (ala de 25 cm)
ρ_v requerido	0.25 %	0.25 %
Barras	2 ϕ 3/8" @ .25 m	2 ϕ 3/8" @ .25 m (ala de 20 cm) 2 ϕ 3/8" @ .20 m (ala de 25 cm)
L0	5.85 m	5.85 m

La separación de los estribos en los núcleos confinados en la dirección X e Y fue:

$$\text{En X: } S = \text{MIN}(10 * 1.91; 30; 25) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En Y: } S = \text{MIN}(10 * 1.91; 20; 25) = 15 \text{ cm}$$

Diseño final

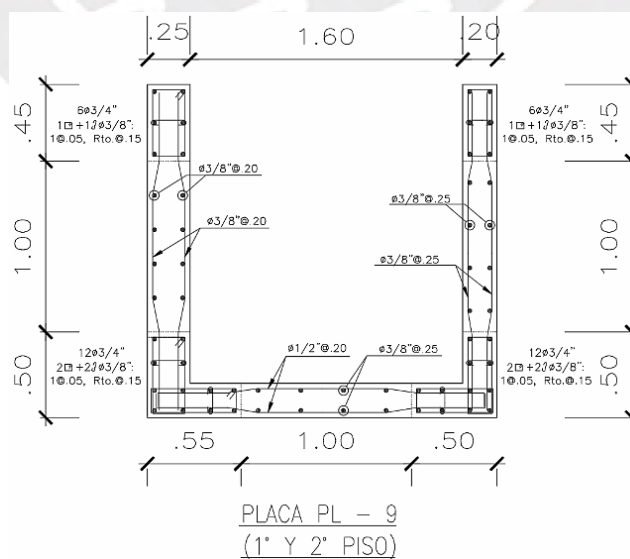


Figura 9.7 Detalle de armado de la placa PL-9 de sistema de muros

CAPÍTULO 10 : Diseño de cimentaciones del sistema dual y de muros

A lo largo del capítulo se trabaja el diseño de cimentaciones en los dos sistemas estructurales. Dichos elementos trabajan distribuyendo las cargas de las componentes verticales al terreno. Existen diversas variedades de subestructuras tales como zapatas aisladas, corridas, combinadas, conectadas y plateas. Seguidamente, para las zapatas aisladas y conectadas del proyecto, se aborda el dimensionamiento, diseño por punzonamiento, por corte y por flexión.

10.1. Criterios generales de diseño

Se determinan las presiones para las esquinas de la cimentación, en condiciones de servicio, para CM, CV y CS. Estas presiones deben ser inferiores a la capacidad admisible del terreno y superiores a cero, debido a la ausencia de esfuerzos de tracción en el terreno.

Dimensionamiento de zapata

El área de este elemento puede estimarse usando cargas de servicio, multiplicadas por un factor.

$$Area\ Tentativa = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv})}{q_{adm}}$$

Donde $\%PP$ es un porcentaje del propio peso de la cimentación y peso de terreno. Para presiones admisibles altas (mayores a 3 kg/cm^2), es decir suelo bueno, se asume en un 5 %. Para el caso de zapata excéntricas este se asume en un 20 %. Además, P_{cm} es el peso de CM, P_{cv} , el peso de CV y q_{adm} , la presión admisible del suelo del proyecto. Esta última considera un valor reducido al 90 %, pues no se toman en cuenta los momentos en la expresión.

A partir del área tentativa, se asignan las primeras dimensiones y se trata de asegurar que la diferencia entre estas dimensiones sea igual a la diferencia entre las de la columna.

$$B = b + 2 * cy$$

$$L = l + 2 * cx$$

$$\text{Área de la zapata} = B * L$$

Donde B es el ancho de la zapata (también L_y), L es el largo de la zapata (también L_x), cx es la dimensión del volado paralelo al eje X, cy es la dimensión del volado paralelo al eje Y, b es el ancho de la columna o placa y l es largo del elemento vertical que carga la zapata.

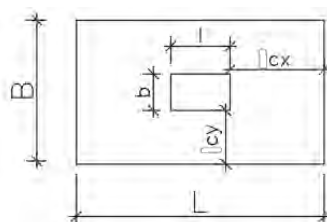


Figura 10.1 Dimensiones en la zapata

Estas dimensiones se verifican en la primera parte del procedimiento. Para la evaluación con cargas sísmicas, que ocurren momentáneamente, la Norma E.060 Concreto Armado (2009) admite un 30 % de incremento al valor de q_{adm} para ser comparado con las presiones actuantes. Estas presiones se calculan usando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x L_y}{I_{yy}} \pm \frac{M_y L_x}{I_{xx}}$$

Donde σ es el esfuerzo inducido por la zapata a la superficie del terreno, M_x es el momento flector en la dirección X (también llamado M_{yy} , momento alrededor de eje Y), M_y es el momento flector en la dirección Y (también llamado M_{xx} , momento alrededor de eje X), ambos provenientes del caso de sismo X o Y, I_{xx} es la inercia al eje X e I_{yy} es la inercia al eje Y.

En caso los esfuerzos en la zapata sean negativos, se requiere efectuar una redistribución de los esfuerzos, pues el suelo no admite tracción. Esta redistribución considera que la presión actuante varía de manera uniforme y se representa de la siguiente manera:

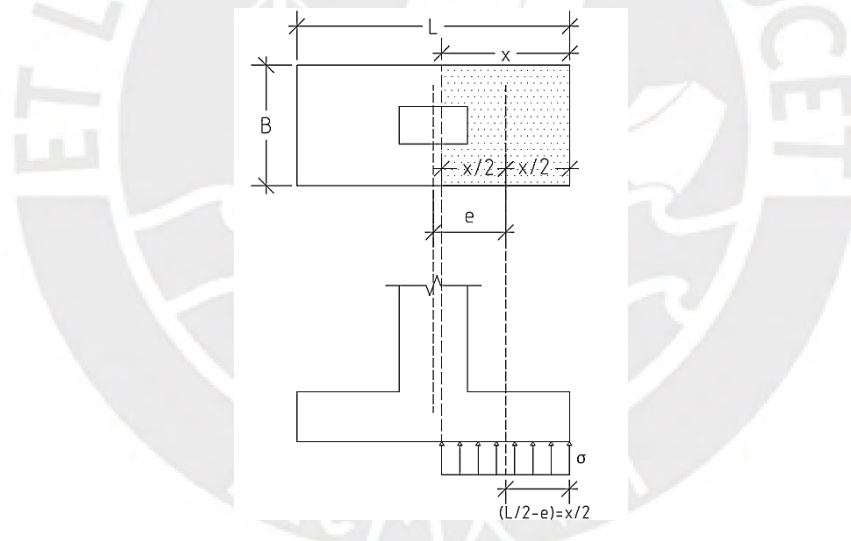


Figura 10.2 Redistribución de esfuerzos de Meyerhof en forma constante

Entonces los esfuerzos en X e Y, redistribuidos, resultan iguales a:

$$\sigma_x = \frac{P}{2 \left(\frac{Lx}{2} - ex \right) L_y} \quad \wedge \quad \sigma_y = \frac{P}{2 \left(\frac{Ly}{2} - ey \right) L_x}$$

Esfuerzo de diseño

Para realizar el diseño de la cimentación, se utiliza el mayor esfuerzo obtenido de la combinación de cargas últimas. Sin embargo, para agilizar el proceso de diseño, se puede

estimar que el esfuerzo de diseño, σu , es el mayor calculado con las cargas en servicio, multiplicado por un factor entre 1.4 y 1.7, para el caso de cargas que no incluye sismo (solo CM y CV), y de 1.25, para los casos que incluyen sismo.

Diseño por punzonamiento

Se verifica que la altura asumida de la cimentación, h , garantice que las fuerzas de corte producidas por punzonamiento sean menores a la capacidad del concreto. La sección crítica analizada en la cimentación se localiza a $d/2$ de la cara del componente vertical. Donde d es igual a h reducido en 10 cm.

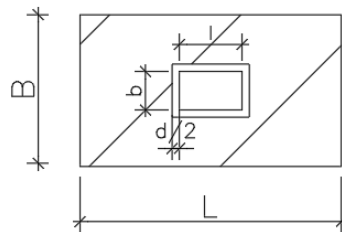


Figura 10.3 Consideración para diseño por punzonamiento

El perímetro b_0 y la superficie A_0 de la sección de análisis se calculan de siguiente manera:

$$b_0 = 2 * (b + l + 2d)$$

$$A_0 = (b + d) * (l + d)$$

La fuerza de corte última se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$Vu = \sigma u * (A_{total} - A_0)$$

Finalmente, se determina ϕVc dada por el menor valor entre:

$$\phi Vc1 = \phi * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d)$$

$$\phi Vc2 = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * (b_0 * d)$$

$$\phi Vc3 = \phi * 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_0}\right) * \sqrt{f'c} * (b_0 * d)$$

Donde β es el cociente del lado mayor entre el lado menor de la columna o placa analizada, α es el factor relacionado al número de lados resistentes (según la ubicación del elemento vertical en la cimentación: 40 para el elemento en el centro, 20, en la esquina y 30, en el borde) y ϕ para este caso es igual a 0.85.

Se debe verificar $Vu \leq \phi Vc$, en caso no se cumpla esta condición se debe aumentar el peralte de la zapata.

Diseño por corte

Se compara la cortante última encontrada a d de la cara del componente vertical, con la resistencia de diseño en cada dirección. De no cumplirse la condición $V_u \leq \phi V_c$, requiere aumentarse la altura de la cimentación.

Se tienen las fórmulas siguientes:

- Dirección X:

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$
- Dirección Y:

$$V_u = \sigma_u * L * (cy - d)$$

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

Diseño por flexión

El momento último por flexión es determinado como:

- Dirección X:

$$M_u = \frac{\sigma_u * cx^2 * B}{2}$$
- Dirección Y:

$$M_u = \frac{\sigma_u * cy^2 * L}{2}$$

El acero requerido se determina como en el Capítulo 6, por cada metro de ancho. Además, la mínima cuantía toma el valor igual a 0.0018 y el distanciamiento máximo del refuerzo deber ser igual o menor a 3 veces el peralte de la cimentación o 40 cm.

10.2. Ejemplos de diseño

En el desarrollo del diseño de las subestructuras es necesaria información básica como la tipología del terreno, la capacidad portante del mismo, q_{adm} , la profundidad de desplante mínima de cimentación, D_f , y el peso específico del suelo, γ_s , los cuales son dados por un Estudio de Mecánica de Suelos. Para este edificio, que está localizado en el distrito de San Isidro, se adoptó la tipología de terreno gravoso arenoso con q_{adm} igual a 4 kg/cm², D_f igual a 1.5 m y γ_s igual a 2.1 ton/m³.

10.2.1. Zapata aislada de la columna entre ejes A y 3 de sistema dual

Se efectuó el diseño completo de la cimentación aislada, que soporta la columna situada en la intersección de los ejes A y 3, de 0.30x0.75 m.

Mediante el software ETABS, fueron recopiladas las fuerzas actuantes en la base del componente vertical, donde los resultados de M3 se utilizaron para cálculos en la dirección Y y los resultados M2, para la dirección X, debido a que los ejes locales 2 y 3 se encontraron en la dirección Y y X, respectivamente.

Tabla 10.1 Resultados de fuerzas internas en la base de la columna entre ejes A-3 de sistema dual

Caso de salida	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga Muerta	-73.26	-0.32	4.04
Carga Viva	-13.82	-0.06	1.03
Sismo En X	2.63	6.23	3.26
Sismo En Y	-5.19	4.92	12.04

Se presentan las fuerzas de sismo llevadas a un estado de servicio, o sea reducidas al 80 %, considerando una convención de signos positivo en compresión y negativo en tracción:

Tabla 10.2 Fuerzas internas en servicio en la base de la columna entre ejes A-3 de sistema dual

Caso de salida	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Carga Muerta	73.26	4.04	-0.32
Carga Viva	13.82	1.03	-0.06
Sismo En X	-2.11	2.61	4.98
Sismo En Y	4.15	9.63	3.93

Dimensionamiento por presión admisible

Se calculó la superficie tentativa de la cimentación correspondiente a la columna:

$$\text{Área Tentativa} = \frac{(1.05) * (73.26 + 13.82)}{40 * 0.9} = 2.54 \text{ m}^2$$

Después de un proceso de iteración se escogieron volados de 0.65 m para las dos direcciones; por tanto, sus dimensiones fueron B igual a 2.05 m y L igual a 1.6 m. Por tanto, el área de la zapata a utilizar fue de 3.28 m².

Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Una vez obtenidas las dimensiones, se verificó que los esfuerzos calculados fueran inferiores a la carga permisible del terreno. Para esta verificación se consideraron los esfuerzos biaxiales para las cargas de gravedad, para las de sismo en X (positivo y negativo) y para las de sismo en Y (positivo y negativo). En ese sentido, primero se determinó el peso de la cimentación y del terreno, considerando un valor mínimo de altura de zapata, h , igual a 0.6 m y una profundidad de cimentación de 1.5 m.

$$\text{Peso de zapata} = 2.05 * 1.6 * 0.6 * 2.4 = 4.72 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso del terreno} &= (Df - h) * \gamma_s * (Lx * Ly - A_{columna}) \\ &= (1.5 - 0.6) * 2.1 * (2.05 * 1.6 - 0.3 * 0.75) = 5.77 \text{ ton} \end{aligned}$$

Primer Caso: Cargas de Gravedad

$$\text{Peso} = 73.26 + 13.82 + 4.72 + 5.77 = 97.57 \text{ ton}$$

Se hizo la verificación mediante un análisis biaxial de los esfuerzos para cada esquina de la cimentación a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{97.57}{2.05 * 1.6} \pm \frac{6 * (-0.32 - 0.06)}{2.05 * 1.6^2} \pm \frac{6 * (4.04 + 1.03)}{1.6 * 2.05^2}$$

La Tabla 10.3 resume los resultados obtenidos:

Tabla 10.3 Esfuerzos para momentos biaxiales de la zapata de la columna entre los ejes A-3 de sistema dual

Esfuerzos	Resultado (ton/m ²)
σ_1	33.84
σ_2	24.79
σ_3	34.71
σ_4	25.66

Segundo Caso: Cargas de Gravedad + Sismo positivo

$$P_x = 73.26 + 13.82 + 4.72 + 5.77 + (-2.11) = 95.47 \text{ ton}$$

$$P_y = 72.44 + 13.83 + 4.57 + 5.58 + 4.15 = 101.73 \text{ ton}$$

Para la dirección X:

$$\sigma = \frac{95.47}{2.05 * 1.6} \pm \frac{6 * (-0.32 - 0.06 + 4.98)}{2.05 * 1.6^2} \pm \frac{6 * (4.04 + 1.03 + 2.61)}{1.6 * 2.05^2}$$

Para la dirección Y:

$$\sigma = \frac{101.73}{2.05 * 1.6} \pm \frac{6 * (4.04 + 1.03 + 9.63)}{1.6 * 2.05^2} \pm \frac{6 * (-0.32 - 0.06 + 3.93)}{1.6 * 2.05^2}$$

Tercer Caso: Cargas de Gravedad + Sismo negativo

$$P_x = 73.26 + 13.82 + 4.72 + 5.77 - (-2.11) = 99.68 \text{ ton}$$

$$P_y = 72.44 + 13.83 + 4.57 + 5.58 - 4.15 = 93.42 \text{ ton}$$

Para la dirección X:

$$\sigma = \frac{99.68}{2.05 * 1.6} \pm \frac{6 * (-0.32 - 0.06 - 4.98)}{2.05 * 1.6^2} \pm \frac{6 * (4.04 + 1.03 - 2.61)}{1.6 * 2.05^2}$$

Para la dirección Y:

$$\sigma = \frac{99.68}{2.05 * 1.6} \pm \frac{6 * (4.04 + 1.03 - 9.63)}{1.6 * 2.05^2} \pm \frac{6 * (-0.32 - 0.06 - 3.93)}{1.6 * 2.05^2}$$

Se presenta la Tabla 10.4 con todos los resultados obtenidos para el segundo y tercer caso:

Tabla 10.4 Esfuerzos de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual, considerando momentos de sismo

Sismo X positivo	Esfuerzos (ton/m ²)	Sismo Y positivo	Esfuerzos (ton/m ²)
σ_1	41.22	σ_1	48.20
σ_2	27.52	σ_2	40.07
σ_3	30.69	σ_3	21.96
σ_4	16.99	σ_4	13.83
Sismo X negativo	Esfuerzos (ton/m ²)	Sismo Y negativo	Esfuerzos (ton/m ²)
σ_1	26.46	σ_1	19.48
σ_2	22.07	σ_2	29.34
σ_3	38.72	σ_3	27.62
σ_4	34.32	σ_4	37.48

De todos los esfuerzos hallados, se comprobó que estos no superaron al q_{adm} igual a 40 ton/m² en el primer caso y 52 ton/m² en el segundo y tercer caso que consideran cargas sísmicas adicionalmente. Por lo tanto, los valores escogidos para el dimensionamiento de la cimentación fueron verificados.

Presión última de diseño

Para el diseño de la zapata se realizó una amplificación de cargas del máximo esfuerzo obtenido, de 1.5 para el caso de carga que no considera sismo y de 1.25 para los casos que consideran sismo.

Tabla 10.5 Reacción última del terreno de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual

Caso	Esfuerzo máximo elegido (ton/m ²)
$\sigma_{u\text{ gravedad}}$	55.53
$\sigma_{xu\text{ sismo}}$	51.53
$\sigma_{yu\text{ sismo}}$	60.25
$\sigma_{diseño}$	60.25

Diseño por Punzonamiento

Se halló el valor de b_0 y A_0 , asumiendo un valor de d igual a 50 cm:

$$b_0 = 2 * (0.3 + 0.75 + 2 * (0.6 - 0.1)) = 4.1 \text{ m}$$

$$A_0 = (0.3 + 0.5) * (0.75 + 0.5) = 1 \text{ m}^2$$

Luego, se determinó la cortante última por punzonamiento, V_u :

$$V_u = 60.25 * (3.28 - 1) = 137.36 \text{ ton}$$

Finalmente, se calculó la resistencia del concreto al punzonamiento, que estuvo delimitada por el mínimo valor entre los resultados de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_{c1} = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 410 * 50) * 10^{-3} = 267.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \left(\frac{2}{\frac{75}{30}} \right) \right) * \sqrt{210} * (410 * 50) * 10^{-3} = 240.90 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{40 * 50}{410} \right) * \sqrt{210} * (410 * 50) * 10^{-3} = 468.93 \text{ ton}$$

El menor valor de la resistencia de diseño ϕV_c fue 240.90 ton, la cual fue mayor a la resistencia por corte último 137.36 ton. De esta manera, se verificó que el diseño es correcto.

Diseño por corte

La cortante última, encontrada a d igual a 0.5 m de la cara, fue comparada con la resistencia de diseño crítica en las dos direcciones ($\phi V_c \geq V_u$).

Para la dirección X:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.05 * 0.5 * 10 = 66.92 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.05 * 60.25 * (0.65 - 0.5) = 18.53 \text{ ton}$$

Para la dirección Y:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.6 * 0.5 * 10 = 52.23 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.6 * 60.25 * (0.65 - 0.5) = 14.46 \text{ ton}$$

Se confirmó que las dimensiones de la cimentación y su peralte cumplieron con el diseño.

Diseño por flexión

A causa de que se trabajó para un ancho de 1.0 m y los volados fueron iguales en ambas direcciones, el análisis fue el mismo en ambas direcciones.

Se calculó el momento último de la zapata:

$$M_u = \frac{60.25 * 0.65^2 * 1}{2} = 12.73 \text{ ton.m}$$

Se halló el acero requerido por cada metro de ancho:

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2|12.73| * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 100}} = 1.61 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{12.73 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - 0.5 * 1.61)} = 6.84 \text{ cm}^2$$

Se calculó el área de refuerzo mínimo necesario:

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

Como el acero requerido fue menor al mínimo, se asignó una cuantía mínima a la zapata. Por tanto, se colocaron barras de 5/8" de diámetro con un espaciamiento de 0.175 m.

Diseño final

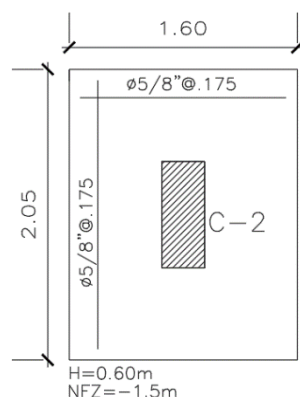


Figura 10.4 Detalle de armado de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema dual

10.2.2. Zapata aislada de la columna entre ejes A y 3 de sistema de muros estructurales

Se efectuó el diseño de la cimentación, que soporta la columna localizada entre los ejes A y 3, de 0.30x0.60 m. Esta zapata es aislada y centrada.

Mediante el software ETABS, se recopilaron las siguientes fuerzas llevadas a servicio, considerando una convención de signos positivo en compresión y negativo en tracción:

Tabla 10.6 Fuerzas internas en servicio en la base la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

Caso de salida	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Carga Muerta	64.90	3.18	-0.26
Carga Viva	12.68	0.85	-0.04
Sismo En X	-1.31	0.03	2.32
Sismo En Y	0.99	1.65	0.49

Dimensionamiento por presión admisible

En base a la Tabla 10.6, se obtuvo el área tentativa de la zapata igual 2.26 m². Después de un proceso de iteración se escogieron volados de 0.6 m para las dos direcciones; por tanto, sus dimensiones fueron *B* igual a 1.8 m y *L* igual a 1.5 m. Por tanto, el área de la zapata a utilizar fue de 2.7 m².

Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Los esfuerzos para los tres casos fueron verificados. Para lo cual, se determinó el peso del terreno igual a 3.89 ton y el peso de zapata igual a 4.76 ton, considerando un peralte mínimo de zapata de 0.6 m y una profundidad de cimentación de 1.5 m.

Primer Caso: Cargas de Gravedad

Peso= 64.90+12.68+3.89+4.76 = 86.22 ton

Se hizo la verificación mediante un análisis de los esfuerzos para cada esquina de la cimentación. La Tabla 10.7 resumen los resultados obtenidos:

Tabla 10.7 Esfuerzos para momentos biaxiales de la zapata de la columna entre los ejes A-3 de sistema de muros

Esfuerzos	Resultado (ton/m ²)
σ_1	36.46
σ_2	26.51
σ_3	37.36
σ_4	27.41

Segundo Caso: Cargas de Gravedad + Sismo positivo

Las fuerzas axiales resultaron las siguientes:

$$P_x = 64.90 + 12.68 + 3.89 + 4.76 + (-1.31) = 84.92 \text{ ton}$$

$$P_y = 64.90 + 12.68 + 3.89 + 4.76 + 0.99 = 87.21 \text{ ton}$$

Tercer Caso: Cargas de Gravedad + Sismo negativo

Las fuerzas axiales resultaron las siguientes:

$$P_x = 64.90 + 12.68 + 3.89 + 4.76 - (-1.31) = 87.53 \text{ 1ton}$$

$$P_y = 64.90 + 12.68 + 3.89 + 4.76 - 0.99 = 85.23 \text{ ton}$$

La Tabla 10.8 presenta todos los esfuerzos obtenidos en el segundo y tercer caso:

Tabla 10.8 Esfuerzos de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros, considerando momentos de sismo

Sismo X positivo	Esfuerzos (ton/m ²)	Sismo Y positivo	Esfuerzos (ton/m ²)
σ_1	39.45	σ_1	39.58
σ_2	29.42	σ_2	39.05
σ_3	33.48	σ_3	25.56
σ_4	23.46	σ_4	25.02
Sismo X negativo	Esfuerzos (ton/m ²)	Sismo Y negativo	Esfuerzos (ton/m ²)
σ_1	33.48	σ_1	33.34
σ_2	23.60	σ_2	35.68
σ_3	41.24	σ_3	27.46
σ_4	31.36	σ_4	29.79

De todos los esfuerzos hallados, se comprobó que estos no superaron al q_{adm} de 40 ton/m² en el primer caso y 52 ton/m² en el segundo y tercer caso que consideran cargas sísmicas adicionalmente. Por lo tanto, los valores escogidos para el dimensionamiento de la cimentación fueron verificados.

Presión última de diseño

La Tabla 10.9 detalla el mayor esfuerzo hallado para la cimentación:

Tabla 10.9 Reacción última del terreno de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

Caso	Esfuerzo máximo elegido (ton/m ²)
σ_u gravedad	59.78
σ_{xu} sismo	51.55
σ_{yu} sismo	49.48
$\sigma_{diseño}$	59.78

Diseño por Punzonamiento

La Tabla 10.10 evidencia la síntesis de este procedimiento:

Tabla 10.10 Diseño por punzonamiento de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

d	0.5 m
bo	3.80 m
Ao	0.88 m ²
Vu	108.80 ton
ØVc1	248.08 ton
ØVc2	248.08 ton
ØVc3	458.96 ton
ØVc final	248.08 ton
¿Vu < ØVc?	SI

De lo anterior, se logró la verificación del diseño.

Diseño por corte

La Tabla 10.11 evidencia la síntesis de este procedimiento, en cada dirección:

Tabla 10.11 Diseño por corte de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

	X	Y
d	0.5 m	
Vu	10.76 ton	8.97 ton
ØVc	58.76 ton	48.96 ton
¿Vu < ØVc?	SI	SI

Se confirmó que las dimensiones de la cimentación y su peralte cumplieron con el diseño.

Diseño por flexión

La Tabla 10.12 evidencia la síntesis de este procedimiento, que resulta igual para X e Y.

Tabla 10.12 Diseño por flexión de zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

Mu	10.76 ton.m
b	100 cm
d	50 cm
a	1.36 cm
As requerido	5.77 cm ²
Armado	Ø 5/8" @ .175 m

Diseño final

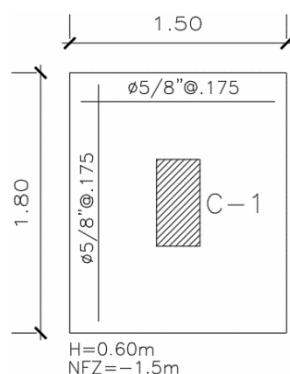


Figura 10.5 Detalle de armado de la zapata de la columna entre ejes A-3 de sistema de muros

10.2.3. Zapata conectada entre las columnas de la intersección de ejes A-1 y ejes A-2 de sistema dual

Mediante el software ETABS, fueron recopiladas las fuerzas actuantes en la base del componente vertical localizado entre los ejes A-1 y el localizado entre los ejes A-2. Las cargas en servicio obtenidas se resumen seguidamente:

Tabla 10.13 Fuerzas internas en servicio de la columna A-1 de sistema dual

Caso de salida	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Carga Muerta	37.20	1.95	-0.06
Carga Viva	6.11	0.47	-0.01
Sismo En X	-6.28	14.97	-2.67
Sismo En Y	9.70	18.80	-2.20

Tabla 10.14 Fuerzas internas en servicio de la columna A-2 de sistema dual

Caso de salida	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Carga Muerta	75.86	3.79	-0.09
Carga Viva	13.89	0.98	-0.01
Sismo En X	-3.22	8.72	-4.94
Sismo En Y	4.92	15.19	-3.92

Dimensionamiento de la zapata

Debido a que la columna A-1 es excéntrica se utilizó un sistema de zapata conectada mediante una viga rígida entre la columna A-1 (excéntrica) y la columna A-2 (céntrica). Esta configuración permitió que el volteo ocasionado en la zapata A-1 por los momentos adicionales provocados por dicha excentricidad fuera contrarrestado.

Se calculó el área tentativa para la zapata correspondiente a la columna A-1.

$$Area\ Tentativa = \frac{(1.20) * (37.20 + 6.11)}{40 * 0.9} = 1.44\ m^2$$

Después de un proceso de iteración se escogió un volado igual a 0.9 m en la dirección X y 0.8 m en la dirección Y, por lo que B fue 2.45 m, L fue 1.2 m y el área de zapata fue 2.94 m².

Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Una vez obtenidas las dimensiones, se verificaron los 4 casos de esfuerzo. Para proceder con estos cálculos se determinó la excentricidad presente en la cimentación de la columna A-1.

$$e = \frac{1.2 - 0.3}{2} = 0.45 \text{ m}$$

Verificación de esfuerzos para cargas de gravedad sin sismo

Fueron hallados los esfuerzos producidos solo por las cargas de gravedad en servicio para las zapatas de la columna A-1 y la columna A-2.

$$P1 = 37.20 + 6.11 = 43.31 \text{ ton}$$

$$P2 = 75.86 + 13.89 = 89.75 \text{ ton}$$

Se halló la reacción en la zapata de la columna A-1, tomando momentos respecto de la reacción de la segunda zapata.

$$(R1 * luz_{entre\ reacc}) + Mm_{Col1} + Mv_{Col1} + Mm_{Col2} + Mv_{Col2} - (Pm_{Col1} + Pv_{Col2}) * (luz_{entre\ reacc} + e) = 0$$

Resolviendo la ecuación, se obtuvo el valor de R1 igual a 47.72 ton.

Se verificó que el esfuerzo en la primera zapata para cargas de gravedad fue menor a la carga permisible del suelo. Para este cálculo se contempló un 5 % de la carga axial como peso propio.

$$\sigma = \frac{R1 * 1.05}{L * B} \pm \frac{6 (Mmy_{Col1} + Mvy_{Col1})}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{47.72 * 1.05}{1.2 * 2.45} + \frac{6 (1.95 + 0.47)}{1.2 * 2.45^2} = 19.06 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{47.72 * 1.05}{1.2 * 2.45} - \frac{6 (1.95 + 0.47)}{1.2 * 2.45^2} = 15.03 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos obtenidos fueron inferiores a q_{adm} del terreno, es por ello que las medidas de la primera cimentación siguieron siendo las adecuadas.

Mediante el equilibrio de fuerzas se calculó la reacción en la zapata de la columna A-2, el cual resultó R2 igual a 85.35 ton.

Con esta se calculó el área tentativa para la zapata correspondiente a la columna A-2. Se tuvieron las mismas consideraciones tomadas para la zapata de la columna A-1, a diferencia del peso de la zapata la cual se consideró en un 5 %, obteniéndose un valor de 2.49 m².

Después de un proceso de iteración se escogió un volado igual a 0.65 m en la dirección X y 0.6 m en la dirección Y, por lo que B fue 2.05 m, L fue 1.6 m y el área de zapata fue 3.28 m².

Con R2 y las dimensiones de la segunda zapata, se verificó su esfuerzo para las cargas de gravedad. Para este cálculo se contempló el valor de 5 % de la fuerza axial como peso propio.

$$\sigma = \frac{R2 * 1.05}{L * B} \pm \frac{6 (Mmy_{Col2} + Mvy_{Col2})}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{85.35 * 1.05}{1.6 * 2.05} + \frac{6 (3.79 + 0.98)}{1.6 * 2.05^2} = 31.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{85.35 * 1.05}{1.6 * 2.05} - \frac{6 (3.79 + 0.98)}{1.6 * 2.05^2} = 23.07 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos obtenidos fueron inferiores a *qadm* del terreno, es por ello que las medidas de la segunda cimentación siguieron siendo las adecuadas.

Verificación de esfuerzos considerando momentos de sismo en la dirección longitudinal en sentido antihorario

Se realizó la comprobación de esfuerzos en servicio, considerando momentos de sismo longitudinales en sentido antihorario para la zapata de la columna A-1 y la columna A-2.

$$P1 = 37.20 + 6.11 + |-6.28| = 49.59 \text{ ton}$$

$$P2 = 75.86 + 13.89 + |-3.22| = 92.97 \text{ ton}$$

Se halló la reacción en la zapata de la columna A-1, tomando momentos respecto de la reacción de la segunda zapata.

$$(R1 * luz_{entre\ reacc}) + Mm_{Col1} + Mv_{Col1} + Msx_{Col1} + Mm_{Col2} + Mv_{Col2} + Msx_{Col2} - (Pm_{Col1} + Pv_{Col2}) * (luz_{entre\ reacc} + e) = 0$$

Resolviendo la ecuación, se obtuvo el valor de R1 igual a 56.26 ton.

Una vez obtenida R1, se verificaron los esfuerzos en la primera cimentación.

$$\sigma = \frac{R1 * 1.05}{L * B} \pm \frac{6 (Mmy_{Col1} + Mvy_{Col1})}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = 22.11 \text{ ton/m}^2; \sigma_2 = 18.08 \text{ ton/m}^2$$

Como se aprecia, los esfuerzos obtenidos fueron inferiores a *qadm* del terreno.

Mediante el equilibrio de fuerzas se calculó que la reacción R2 fue igual a 86.31 ton.

Del mismo modo que la primera zapata se verificaron los esfuerzos.

$$\sigma_1 = 31.89 \text{ ton/m}^2; \sigma_2 = 23.37 \text{ ton/m}^2$$

Como se puede notar, los esfuerzos obtenidos fueron inferiores a *qadm* del terreno, es por ello que las medidas de la segunda cimentación siguieron siendo las adecuadas.

Verificación de esfuerzos considerando momentos de sismo en la dirección longitudinal en sentido horario

Del mismo modo se realizó la comprobación de esfuerzos en servicio considerando momentos de sismo longitudinales, pero en sentido horario. La Tabla 10.15 detalla los resultados.

Tabla 10.15 Resultados de esfuerzos con sismos longitudinales horarios de la zapata conectada de sistema dual

Zapata de la columna A-1		Zapata de la columna A-2	
P1 (ton)	37.03	P2 (ton)	86.83
R1 (ton)	39.02	R2 (ton)	84.55
$\sigma 1$ (ton/m²)	15.95	$\sigma 1$ (ton/m²)	31.32
$\sigma 2$ (ton/m²)	11.92	$\sigma 2$ (ton/m²)	22.81

Según se aprecia, los esfuerzos calculados fueron inferiores a q_{adm} del terreno tanto para la zapata de la columna A-1 y A-2.

Verificación de esfuerzos considerando momentos de sismo en la dirección transversal

Del mismo modo se realizó la verificación de esfuerzos en servicio considerando momentos de sismo transversales. La Tabla 10.16 detalla los valores obtenidos para esta verificación.

Tabla 10.16 Resultados de esfuerzos con sismos transversales de la zapata conectada de sistema dual

Zapata de la columna A-1		Zapata de la columna A-2	
P1 (ton)	43.32	P2 (ton)	89.75
R1 (ton)	47.72	R2 (ton)	85.35
$\sigma 1$ (ton/m²)	38.18	$\sigma 1$ (ton/m²)	46.71
$\sigma 2$ (ton/m²)	2.83	$\sigma 2$ (ton/m²)	11.09

Según se aprecia, los esfuerzos calculados fueron inferiores a q_{adm} del terreno amplificado en un 30 % tanto para la zapata de la columna A-1 y A-2.

Presión última de diseño

Para el diseño de la zapata se realizó una amplificación de cargas para obtener los máximos esfuerzos. Así se obtuvieron los siguientes esfuerzos de diseño hallados para las columnas A-1 Y A-2.

Tabla 10.17 Reacción última del terreno de la zapata conectada de sistema dual

	Caso	$\sigma_{diseño}$ (ton/m ²)
Zapata de la columna A-1	$\sigma_{diseño 1}$	47.73
Zapata de la columna A-2	$\sigma_{diseño 2}$	58.38

Diseño para las zapatas de la columna A-1 y A-2

Diseño por Punzonamiento

La Tabla 10.18 evidencia la síntesis de este procedimiento:

Tabla 10.18 Diseño por punzonamiento de la zapata conectada de sistema dual

	Zapata de la columna A-1	Zapata de la columna A-2
d	50 cm	50 cm
bo	3.8 m	4.30 m
Ao	0.74 m ²	1.08 m ²
Vu	104.88 ton	128.44 ton
ØVc1	248.08 ton	280.72 ton
ØVc2	211.60 ton	239.44 ton
ØVc3	375.81 ton	475.59 ton
ØVc final	211.60 ton	239.44 ton
¿Vu < ØVc?	SI	SI

Diseño por corte

A continuación, se realizó la verificación de corte para la dirección X que fue la más crítica por tener el mayor volado en ambas zapatas. Este se verificó para un ancho de 1 metro:

Tabla 10.19 Diseño por corte de la zapata conectada de sistema dual

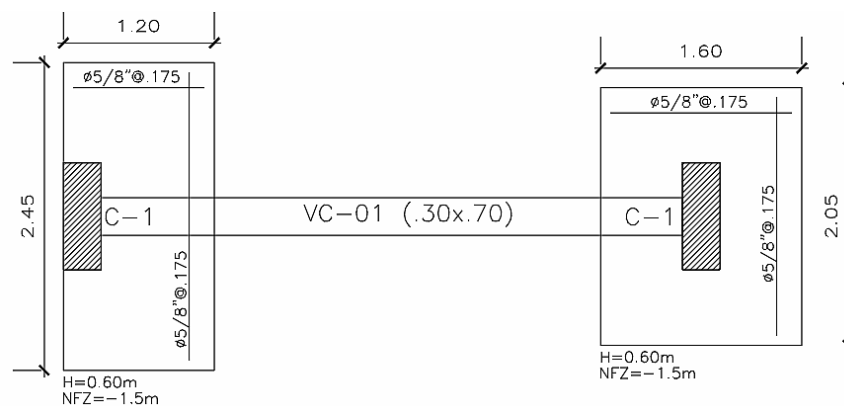
	Zapata de la columna A-1	Zapata de la columna A-2
d	0.5 m	0.5 m
Vu	19.09 ton	8.76 ton
ØVc	32.64 ton	32.64 ton
¿Vu < ØVc?	SI	SI

Diseño por flexión

La Tabla 10.20 evidencia la síntesis de este procedimiento, en cada dirección:

Tabla 10.20 Diseño por flexión de zapata conectada de sistema dual

	Zapata de la columna A-1		Zapata de la columna A-2	
	X	Y	X	Y
Mu (ton.m)	19.33	15.27	12.33	10.51
b (cm)	100		100	
d (cm)	50		50	
a (cm)	2.47	1.94	1.56	1.33
As requerido (cm²)	10.49	8.24	6.63	5.63
As min (cm²)	10.8	10.8	10.8	10.8
Armado	Ø 5/8" @ .175 m	Ø 5/8" @ .175 m	Ø 5/8" @ .175 m	Ø 5/8" @ .175 m

Diseño final**Figura 10.6** Detalle de armado de la zapata conectada de sistema dual

Diseño de la viga de cimentación

En el diseño de este componente se usaron dimensiones estimadas, para el ancho se tomó una dimensión de 30 cm y para el peralte, una dimensión de 70 cm. Debido a esto, el valor de d fue igual a 60 cm. Mediante el software ETABS, se halló la envolvente de cargas últimas y se obtuvieron los siguientes diagramas:

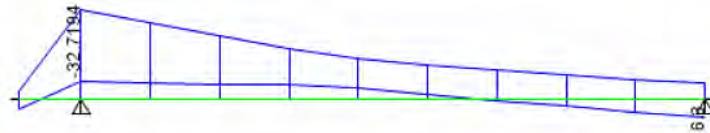


Figura 10.7 DMF de la viga de cimentación de sistema dual



Figura 10.8 DFC de la viga de cimentación de sistema dual

Diseño por flexión

Según la envolvente de momentos este diseño se hizo para un momento de 32.72 ton.m, por lo que se necesitó 16.13 cm^2 de área de acero. Por lo cual, se colocaron 6 fierros de $3/4''$ de diámetro. Además, se colocaron cada 20 cm barras de repartición de $3/8''$.

Diseño por corte

La cortante Vud tomó el valor de 9.10 ton. Además, la resistencia al corte del concreto fue 11.75 ton, entonces su aporte bastó para soportar toda la cortante. A raíz de ello, se colocaron estribos mínimos de $3/8''$ de diámetro espaciados cada 30 cm.

Diseño final

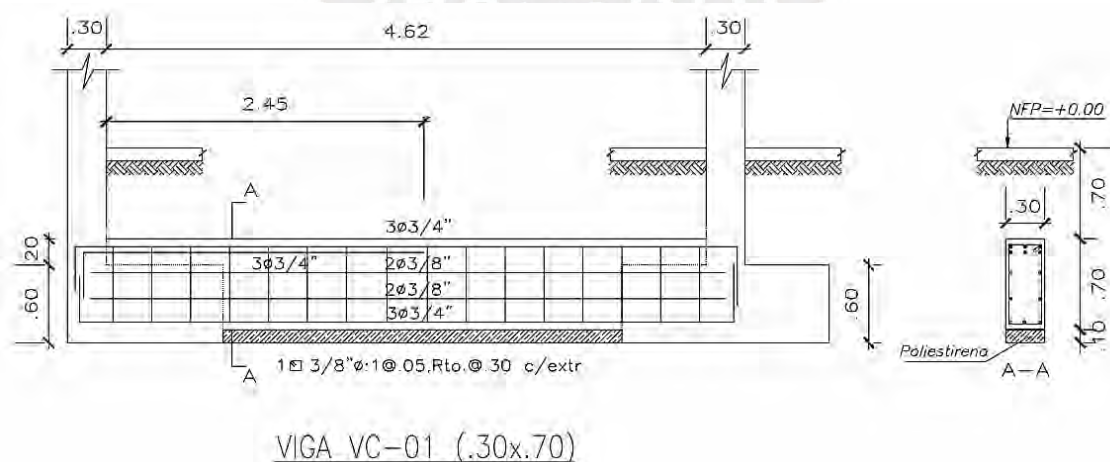


Figura 10.9 Detalle de armado de la viga de cimentación de sistema dual

CAPÍTULO 11 : Diseño de elementos auxiliares

A lo largo del capítulo se trabaja el diseño de los componentes auxiliares en los dos sistemas estructurales. Estos elementos son aquellos independientes a la estructura principal que no aportan resistencia ni rigidez a esta. A continuación, se aborda el diseño del tanque cisterna y escaleras.

11.1. Tanque cisterna

Este elemento es diseñado para resistir cargas producto de la fuerza hidrostática del agua que almacena, la fuerza que transmite el terreno y la sobrecarga encontrada encima de la superficie de la estructura y adyacente a esta.

11.1.1. Criterios generales de diseño

Las paredes, la losa de fondo y la tapa de la cisterna se comportan como losas macizas, por tanto, consideran las mismas expresiones para losas macizas del Capítulo 6.

Según la Norma E.060 Concreto Armado (2009), las configuraciones de cargas últimas empeladas en el diseño de cisternas se muestran a continuación:

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

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

Donde CE es la carga del empuje del terreno y CL , la carga del empuje del líquido que contiene la cisterna.

La carga del empuje del suelo en las paredes del elemento, E_{suelo} ; el empuje del líquido, $E_{liquido}$ y el empuje de la sobrecarga presente encima de la superficie de terreno adyacente, $E_{s/c}$, se determinan con las siguientes expresiones:

$$E_{suelo} = \gamma_s * K_o * H_{suelo}$$

$$E_{liquido} = \gamma_{agua} * H_{agua}$$

$$E_{s/c} = W_{s/c} * K_o$$

Donde K_o es el coeficiente de empuje en reposo del suelo, utilizado al tener muros arriostrados por las losas de la cisterna, las que restringen sus desplazamientos laterales.

Además, se toma en cuenta en el diseño por flexión que, según el Código ACI 350-20 (2021), para los elementos con longitudes entre juntas de movimiento menores a 6.1 metros, la cuantía

mínima de acero resulta 0.0025, cuya finalidad es controlar los impactos de la contracción y temperatura.

11.1.2. Ejemplo de diseño

En este ejemplo el espesor de los muros laterales, la tapa y la losa de fondo fue 20 cm, y el valor de $f'c$ fue 280 kg/cm². Además, los muros presentaron cimiento corrido de 50 cm de peralte.

Metrado de cargas

Tabla 11.1 Síntesis de metrado de cargas de gravedad de la cisterna

	Carga	Calculo	Resultado
CM	Peso techo (ton/m ²)	2.4*0.2	0.48
	Acabados (ton/m ²)	0.1	0.1
	Peso zapata (ton/m ²)	2.4*0.5	1.2
	Peso pared (ton/m ²)	2.4*0.2	0.48
	Peso losa (ton/m ²)	2.4*0.2	0.48
CE	Empuje suelo (ton/m ²)	2.1*0.47*2.5	2.47
CL	Empuje líquido (ton/m ²)	1*1.7	1.7
CV	Empuje sobrecarga (ton/m ²)	0.4*0.47	0.188
	Sobrecarga en la tapa (ton/m ²)	0.2	0.2

Se procedió a realizar el modelo computacional de la cisterna en el software SAP2000, donde se establecieron las cargas halladas en el metrado a la tapa, muros laterales y losa de fondo, según correspondía. Estos fueron definidos como elementos Area tipo Shell-thin.

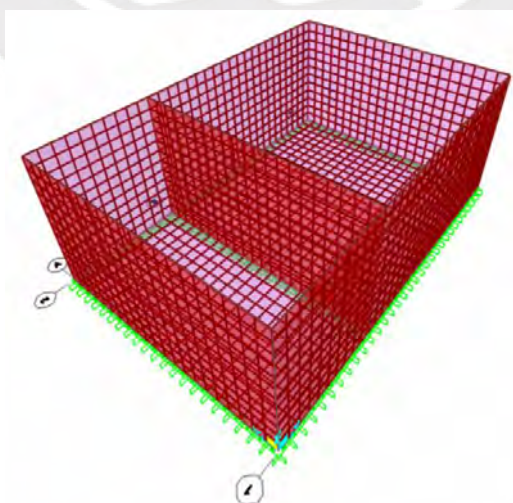


Figura 11.1 Modelo computacional de la cisterna

Luego, se obtuvieron los valores de los DMF y DFC con las fuerzas que actuaron internamente en los elementos de la cisterna. A manera de ejemplo, se exhiben los valores máximos de la pared externa con mayor dimensión, del caso “1.4CM+1.7CV+1.7CE”, que fue el que presentó valores más críticos:

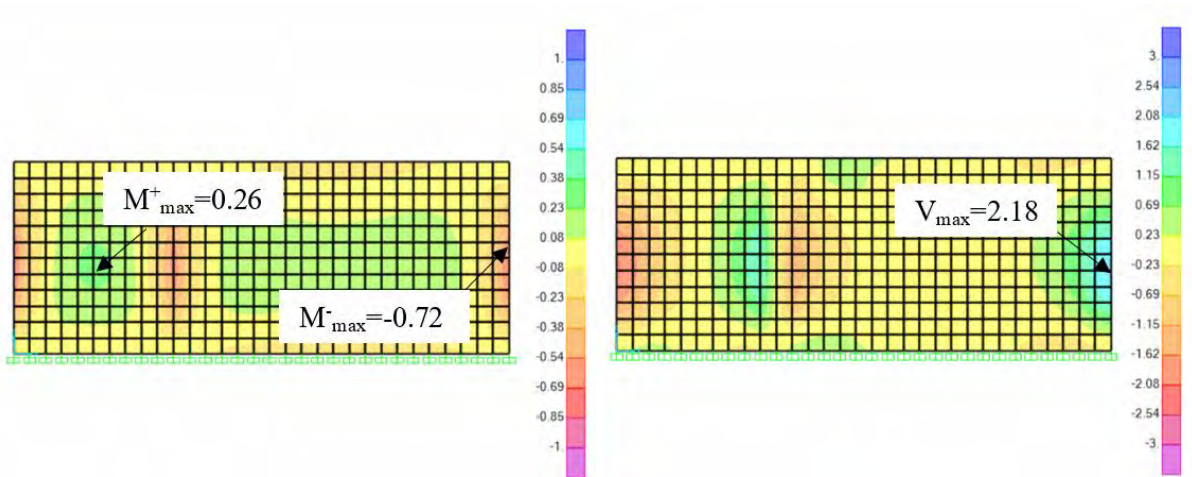


Figura 11.2 DMF (ton.m) y DFC (ton) del muro cisterna en la dirección X

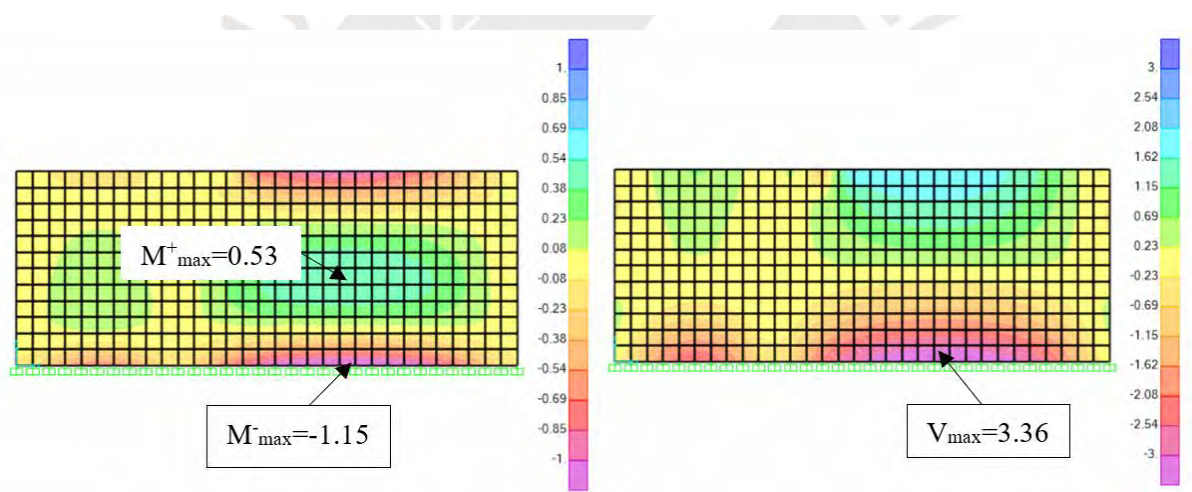


Figura 11.3 DMF (ton.m) y DFC (ton) del muro cisterna en la dirección Y

Diseño por flexión

La superficie de refuerzo mínima fue calculada para un metro de muro:

$$A_{s_{min}} = 0.0025 * 100 * 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Teniendo en cuenta la cuantía mínima especificada, se distribuyó el acero de igual manera en ambas caras superior e inferior, a cada una le correspondió 2.5 cm²/ml. La Tabla 11.2 resume este procedimiento de diseño.

Tabla 11.2 Diseño por flexión del muro de cisterna

	Dirección X		Dirección Y	
	M-	M+	M-	M+
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	14.5	14.5	14.5	14.5
Mu (ton.m)	0.72	0.26	1.15	0.53
a (cm)	0.234	0.084	0.375	0.172
As calculado (cm²)	1.324	0.426	2.126	0.973
Barras colocadas	1Ø3/8" @ 0.2 m	1Ø3/8" @ 0.2 m	1Ø3/8" @ 0.2 m	1Ø3/8" @ 0.2 m

Diseño por corte

El valor máximo de V_u en las paredes fue 3.36 ton, el cual resultó inferior a la capacidad del concreto al corte igual a 12.82 ton. Entonces, el espesor de la cisterna fue suficiente para cumplir con las demandas de carga.

Diseño final

El diseño se realizó de la misma manera para el muro interior y la losa de fondo considerando como combinación crítica "1.4CM+1.7CV+1.4CL" y una cuantía mínima de 0.0025, y para la losa de techo considerando las aberturas, una combinación crítica de 1.4CM +1.7 CV y una cuantía mínima de 0.0018. La Figura 11.4 evidencia el resultado del armado.

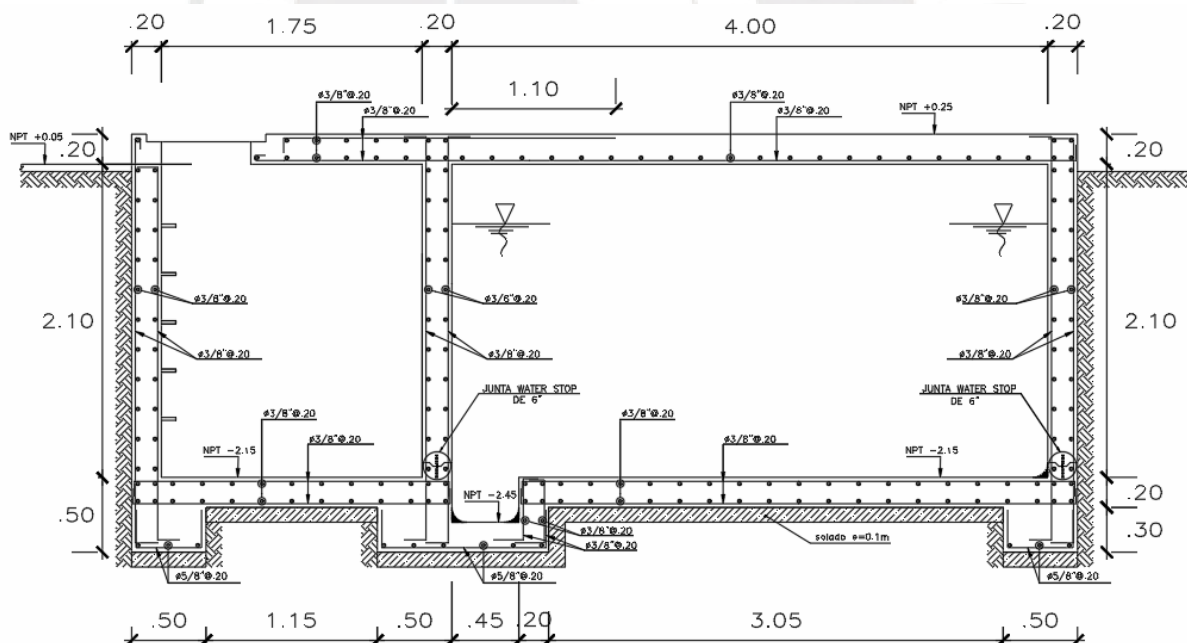


Figura 11.4 Detalle de armado de la cisterna

11.2. Escaleras

Estos elementos son diseñados para conectar diferentes niveles de un edificio, sus principales componentes son el paso, contrapaso y la losa, cuyo peralte se conoce como garganta.

11.2.1. Criterios generales de diseño

Estas son diseñadas como losas macizas las cuales actúan en una dirección, por tanto, debe tomarse en cuenta las consideraciones especificadas en el Capítulo 6.

Es necesario hallar el espesor promedio, e_{prom} , para obtener el peso de la rampa y es calculado como:

$$e_{prom} = \frac{Cp}{2} + \sqrt{g^2 + \left(\frac{Cp * g}{P}\right)^2}$$

Donde Cp es la longitud del contrapaso, g , grosor de la garganta y P , la longitud del paso de la escalera.

11.2.2. Ejemplo de diseño

La escalera trabajada fue la situada en los pisos típicos, con medidas indicadas en el Capítulo 2 de Cp de 17.6 cm, de g de 15 cm y de P de 25 cm.

Metrado de cargas

Se halló el espesor promedio de la escalera:

$$e_{prom} = \sqrt{0.15^2 + \left(\frac{0.15 * 0.176}{0.25}\right)^2} + \frac{0.176}{2} = 0.271 \text{ m}$$

Luego, se metró el descanso de 20 cm de espesor y la rampa. Además, se consideró un peso adicional de la grada triangular sobre el descanso del primer tramo, según correspondía.

Tabla 11.3 Síntesis de metrado de cargas de gravedad de la escalera de piso típico

	Carga	Rampa	Descanso
	Peso Propio (ton/m)	0.65	0.48
Carga Muerta (CM)	Piso Terminado (ton/m)	0.1	0.1
	Grada triangular (ton/m ²)	-	0.422
Carga Viva (CV)	Sobrecarga (ton/m)	0.2	0.2
Carga de servicio "CM+CV" (ton/m)		0.95	0.78 / 1.202
Carga última "1.4CM+1.7CV" (ton/m)		1.39	1.152 / 1.743

Se realizó el análisis estructural de los dos tramos de la escalera mediante SAP2000, donde se simuló la escalera como un elemento Frame. Seguidamente, se evidencian los resultados hallados de los diagramas de momento flector y fuerzas cortantes.

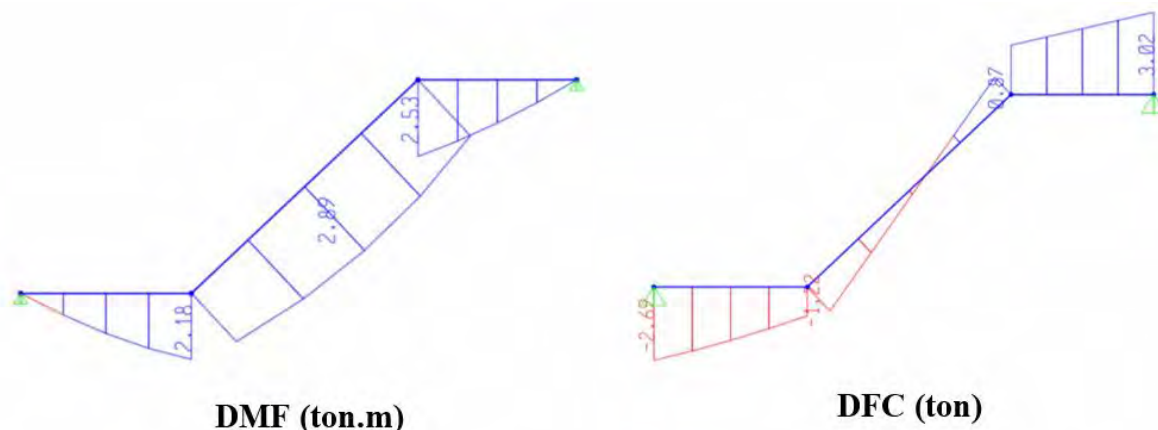


Figura 11.6 DMF y DFC del primer segmento de escalera de piso típico

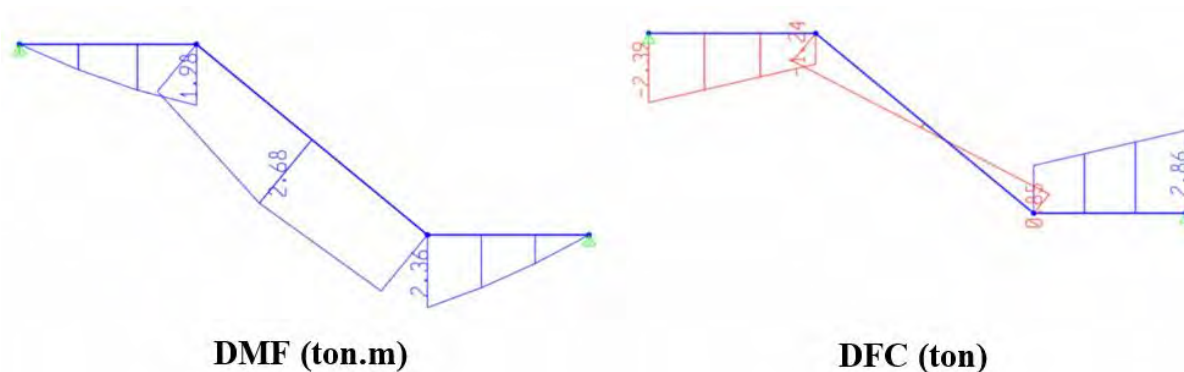


Figura 11.5 DMF y DFC del segundo segmento de escalera de piso típico

Diseño por flexión

La cuantía mínima considerada tomó como valor 0.0018, la cual requirió que la rampa tuviese un armado mínimo de barras de 3/8" @ .25 m. En la Tabla 11.4 se evidencia el procedimiento para determinar el área requerida de refuerzo, en base a los momentos hallados.

Tabla 11.4 Refuerzo requerido y suministrado por flexión de la escalera de piso típico

	Primer tramo		Segundo tramo	
	Rampa	Descanso	Rampa	Descanso
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	12	17	12	17
Mu (ton.m)	2.89	2.18	2.68	1.98
a (cm)	1.607	0.818	1.482	0.741
As calculado (cm²)	6.828	3.476	6.297	3.15
Barras	1 Ø 1/2" @ 0.175 m	1 Ø 3/8" @ 0.2 m	1 Ø 1/2" @ 0.2 m	1 Ø 3/8" @ 0.2 m
As colocado (cm²)	7.37	3.55	6.45	3.55

Diseño por cortante

La máxima fuerza cortante presente en los dos tramos fue de 1.24 ton.

A continuación, se verificó la resistencia del concreto al corte de la rampa para un ancho de 100 cm:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 15 = 9.79 \text{ ton}$$

Como se observa, el concreto resistió la demanda de cortante, es por ello que no se necesitó incrementar el grosor de garganta.

Diseño final

El detalle de armado del primer y segundo segmento de la escalera de piso típico y el muro de carga que sostiene parte de este elemento, se visualiza en las siguientes figuras.

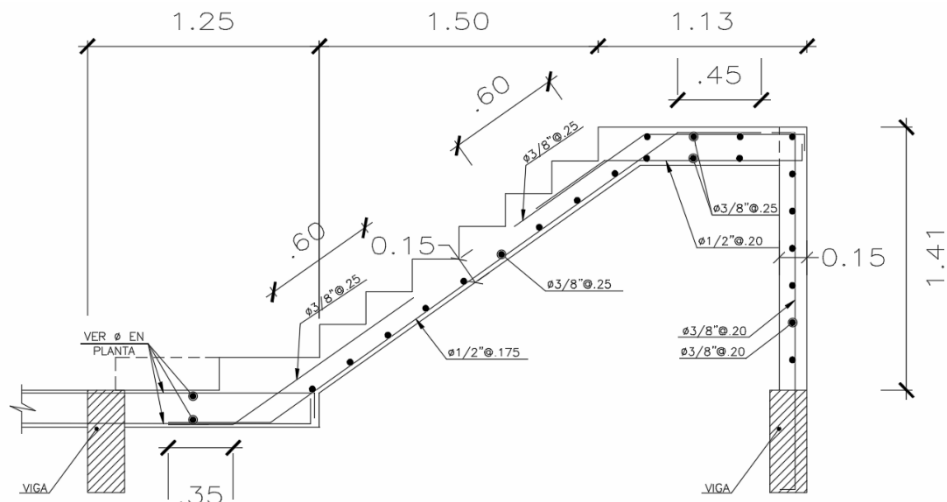


Figura 11.7 Detalle de armado del primer segmento de escalera de piso típico

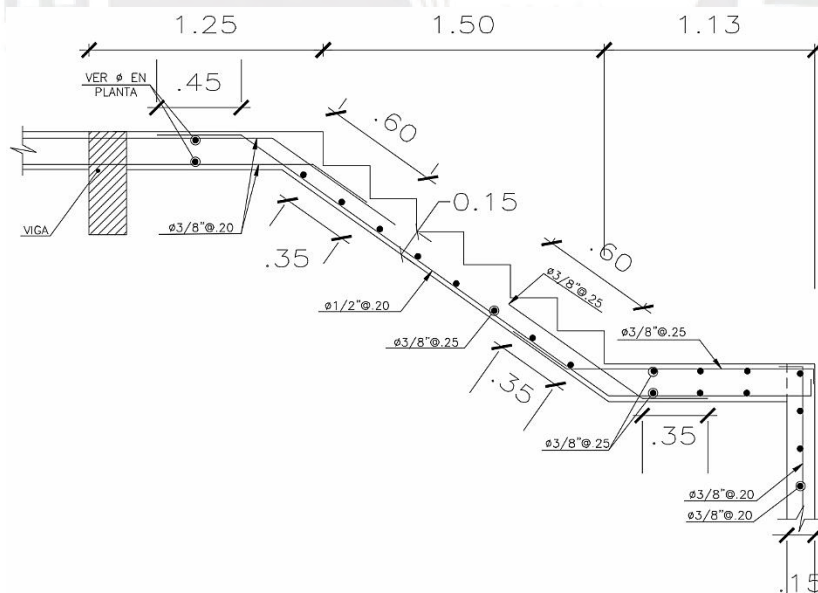


Figura 11.8 Detalle de armado del segundo segmento de escalera en piso típico

11.3. Tabiquería

Estos son elementos de albañilería que se encuentran aislados de la estructura resistente, por tanto, no reciben cargas de la estructura ni le aportan rigidez significativa a esta. Su diseño,

acorde a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), está sujeto a solicitaciones sísmicas horizontales asociados a su propio peso.

11.3.1. Criterios generales de diseño

Estos elementos se diseñan según su ubicación en la edificación. Conforme a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), los tabiques en sótano o sobre terreno, la fuerza sísmica horizontal actuante se calcula con la siguiente expresión:

$$F = 0.5 * Z * U * S * Pe$$

Donde, Pe es el peso propio del tabique.

Para tabiques ubicados en los niveles por encima de la base de la estructura, la solicitación sísmica horizontal en cualquiera de los sentidos se puede obtener con la siguiente fórmula:

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * Pe$$

Donde a_i es la aceleración horizontal del piso que soporta al elemento, hallada en el análisis dinámico. Cabe señalar que, para tabiques soportados entre dos pisos, se utiliza la aceleración promedio entre las de cada piso. C_1 es un coeficiente de amplificación, cuyos valores se encuentran en la Tabla N°12 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Además, la norma establece que esta fuerza debe ser por lo menos la calculada mediante la primera expresión y que, para el diseño elástico del muro de albañilería (método de esfuerzos admisibles), esta fuerza se multiplica por el factor de 0.8.

Según la Norma E.070 Albañilería (2020), para tabiques aislados de la estructura resistente, la fuerza sísmica relacionada a su peso en la dirección ortogonal a su plano es calculada tal como se señala en la Norma E.030.

Para cargas en el sentido ortogonal al plano del tabique, la fuerza sísmica es distribuida de manera uniforme en la superficie total del paño, el cual trabaja como losa apoyada simplemente en los arriostres. El momento flector actuante, M_s , es determinado como:

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde m es el coeficiente de momento, w es la carga sísmica asociada al peso propio distribuida en el área del muro y a es la medida crítica de la tabiquería. Los factores a y m se encuentran en la Tabla N°12 de la Norma E.070 Albañilería (2020).

Para albañilería simple, la Norma E.070 Albañilería (2020) indica que el esfuerzo normal, f_m , relacionado al M_s , debe ser inferior a 1.5 kg/cm^2 , obteniéndose como:

$$f_m = 6M_s/t^2$$

Donde t es el espesor efectivo del tabique.

Para los elementos de arriostre, el diseño se realiza para soportar la carga sísmica w . Para los tabiques ubicados en la base o cercos perimétricos, sus cimentaciones se diseñan considerando coeficientes de seguridad de 2 para evitar falla por volcadura y 1.5 por deslizamiento, según la Norma E.070 Albañilería (2020).

11.3.2. Ejemplo de diseño

En este ejemplo, se diseñaron los tabiques apoyados únicamente en el tercer nivel, que se encuentran a los bordes del edificio de sistema dual, en Y, pues son los que presentan mayores esfuerzos. El paño del tabique cuenta con una altura igual a 1.8 m, longitud igual a 2.5 m, espesor efectivo igual a 0.11 m y espesor bruto igual a 0.15 m (ladrillo más revoque); además, se encuentra arriostreado en sus 4 bordes. Estos tabiques presentan vigas soleras de 0.15×0.20 m y columnas de amarre de 0.25×0.15 m como elementos de arriostramiento.

Se calculó la fuerza sísmica perpendicular al plano del tabique del tercer nivel. Esta consideró que la aceleración en la dirección X de dicho nivel es igual a 2.193 m/s^2 , el valor de CI es igual a 3, al ser muros que al fallar pueden colapsarse fuera del edificio.

$$F_x = \frac{2.193}{9.81} * 3 * 1400 * 0.15 * 2 * 2.5 = 704.24 \text{ kg}$$

Esta fuerza resultó mayor a la fuerza horizontal mínima calculada como:

$$F = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * 1400 * 0.15 * 2 * 2.5 = 236.25 \text{ kg}$$

Además, se calculó la carga sísmica distribuida en el área, para el diseño mediante el método de esfuerzos admisibles:

$$w = 0.8 * \frac{2.193}{9.81} * 3 * 1400 * 0.15 = 112.68 \text{ kg/m}^2$$

Como el paño del muro tiene cuatro bordes arriostrados, según la Tabla N°12 de la Norma E.070 Albañilería (2020), este se encontró en el “CASO 1” y le correspondió un valor de m igual a 0.0748. Con este valor, se halló el momento flector M_s :

$$M_s = 0.0748 * 112.68 * 1.8^2 = 27.30 \text{ kg.m/m}$$

Se verificó que se cumpla la siguiente condición:

$$f_m = 6 * \frac{27.30}{0.11^2} = 1.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (OK)}$$

Por tanto, las dimensiones del muro cumplen con el diseño.

Se obtuvieron los siguientes resultados de metrado de carga última, utilizados para el diseño de los componentes de arriostre.

Tabla 11.5 *Metrado de cargas de la viga solera y reacción en parte superior de la columneta*

Cargas	Cálculo	Resultado
Carga sísmica para peso propio del muro (trapezoidal)	$1.25 * 112.68 * 1.8 / 2$	126.76 kg/m
Carga sísmica para peso propio de la viga (rectangular)	$2.193 / 9.81 * 3 * 0.20 * 0.15 * 2400 / 2.5$	19.32 kg/m
Reacción en parte superior de la columneta	$19.32 * 2.5 / 2 + (126.76 * (2.5 + 0.7) / 2) / 2$	125.56 kg

Tabla 11.6 *Metrado de cargas de la columna de amarre del tabique*

Cargas	Cálculo	Resultado
Carga sísmica para peso propio del muro (triangular)	$1.25 * 112.68 * 0.9$	126.76 kg/m
Carga sísmica para peso propio de la columneta (rectangular)	$2.193 / 9.81 * 3 * 0.15 * 0.25 * 2400 / 1.8$	33.54 kg/m
Carga puntual en la parte superior de la columneta	125.56	125.56 kg

Cuando la columna de amarre se encuentra entre dos paños, la carga sísmica de peso propio de muro se duplica, así como la carga puntual en la parte superior de este elemento, ya que recibe dos vigas soleras.

Con estos resultados, se analizaron los elementos de arriostre, como en los capítulos anteriores. Seguidamente, se resume el diseño por flexión y corte, considerando que, como la columna de amarre recibe efectos de compresión poco significativos comparados a los efectos de flexión, su diseño se realizó similar a una viga.

Tabla 11.7 Síntesis del diseño por flexión de los elementos de arriostre

	Viga solera	Columna de amarre
b (cm)	0.20	0.25
d (cm)	0.11	0.11
As min (cm²)	0.531	0.664
Mu (ton.m)	0.074	0.713
a (cm)	0.212	1.753
As calculado (cm²)	0.180	1.862
Barras	2 ϕ 3/8"	2 ϕ 1/2"
As colocado (cm²)	1.420	2.580

Tabla 11.8 Síntesis del diseño por corte de los elementos de arriostre

	Viga solera	Columna de amarre
Vud análisis (ton)	0.155	0.541
ϕV_c (ton)	1.436	1.795
$\dot{\phi} V_c > Vud?$	SI	SI
Vs (ton)	-1.507	-1.476
s (cm)	-30.65	-31.30
Vs máx (ton)	6.695	8.369
$\dot{\phi} Vs < Vs \text{ máx}?$	SI	SI
Vs lim (ton)	3.507	4.384
Condición	$0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$	$0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$
Estribo utilizado	8 mm	8 mm
Área de estribo (cm²)	0.50	0.50
Smax (cm)	60	48
Armado	1 @ .05, 4 @ .10, rto @ 0.25 m c/ext	1 @ .05, 4 @ .10, rto @ 0.25 m c/ext

Diseño final

La Figura 11.9 muestra el diseño final del tabique y sus elementos de arriostre.

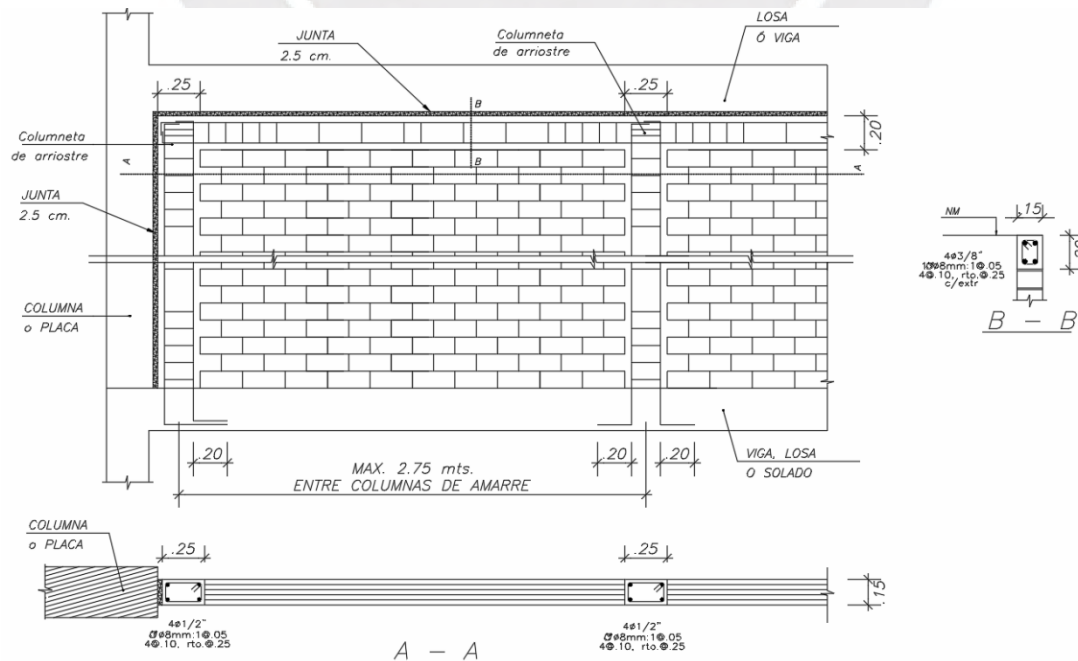


Figura 11.9 Detalle de armado del tabique y sus elementos de arriostre

CAPÍTULO 12 : Análisis dinámico tiempo historia lineal elástico

A lo largo del capítulo se trabaja el análisis dinámico tiempo historia lineal elástico en ambas estructuras de sistema dual y sistema de muros, y se presentan los valores obtenidos como desplazamientos máximos, derivas máximas y cortantes basales de cada señal utilizada. Además, se comparan estos resultados con los del análisis dinámico modal espectral presentado anteriormente.

12.1. Conceptos Generales

El análisis dinámico tiempo historia determina la respuesta estructural aplicando registros sísmicos de aceleración en función del tiempo, reales o sintéticos, representativos al sitio en el que se encuentra la edificación. A diferencia del análisis modal espectral, exigido en la Norma E.030, este procedimiento no tiene como base un espectro de aceleraciones, sino que considera el comportamiento estructural en cada instante de tiempo y para eventos sísmicos específicos.

El análisis tiempo historia puede realizarse considerando un comportamiento lineal o no lineal del edificio. El primero asume que este tiene un comportamiento elástico, sin degradación de rigidez, lo que permite simplificar el modelo. En cambio, el segundo análisis sí considera esta característica, lo que ofrece resultados más realistas frente a sismos severos, pues requiere mayor detalle en el modelo computacional y en las propiedades de los materiales. Según Ottazzi (2015), el método de análisis lineal, pese a las inconsistencias frente al diseño por resistencia, es altamente utilizado, pues presenta resultados suficientemente precisos. Por ello, considerando los objetivos del presente trabajo, se ha optado por ejecutar el análisis dinámico tiempo historia lineal elástico, siendo el más adecuado en términos de alcance.

12.2. Señales sísmicas utilizadas

Teniendo como base la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), en el análisis tiempo historia se usan por lo menos 3 conjuntos de aceleraciones representativos del suelo que incluyan 2 componentes horizontales en direcciones perpendiculares, las cuales deben ser escaladas de forma consistente con el máximo sismo considerado para la ubicación del proyecto. Para el presente documento se seleccionaron cinco conjuntos de registro de aceleraciones para los años de 1966, 1970, 1974, 2007 y 2021, estos se obtuvieron del Instituto Geofísico del Perú (IGP) y del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID).

A continuación, se presentan los cinco conjuntos de registros, cada uno con dos componentes Norte-Sur y Este-Oeste, así como los espectros de amplitudes normalizados de Fourier

realizados mediante el programa SeismoSignal. Estos se escalaron hasta la aceleración de 0.45g representativa al máximo sismo correspondiente al distrito de San Isidro, para su uso en el análisis y obtención de resultados.

Sismo en Lima de 1966

Tabla 12.1 Datos del sismo en Lima de 1966

Sismo en Lima de 1966		
Estación	Parque de la Reserva (PRQ), Lima, Lima	
Fecha y hora local	17 de octubre de 1966, 16:41:00 h	
Magnitud (Mw)	8.1	
Componentes	NS	EW
Aceleración máxima (cm/s²)	-268.24	-180.56
Factor de escala a 0.45g	1.65	2.44

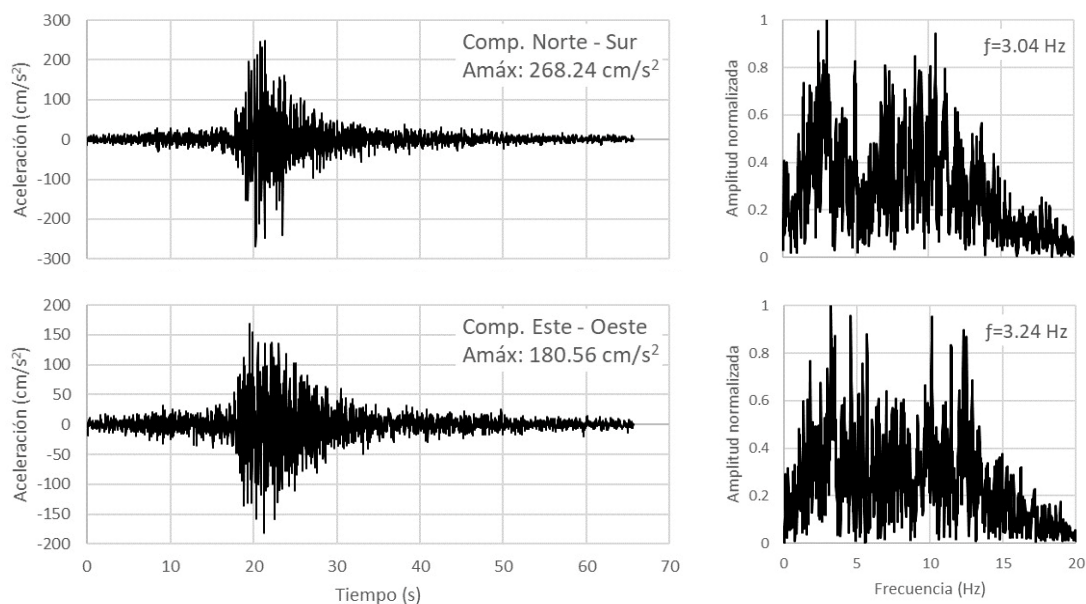


Figura 12.1 Acelerogramas del sismo en Lima de 1966 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW

Sismo en Áncash de 1970

Tabla 12.2 Datos del sismo en Áncash de 1970

Sismo en Áncash de 1970		
Estación	Parque de la Reserva (PRQ), Lima, Lima	
Fecha y hora local	31 de mayo de 1970, 15:23:00 h	
Magnitud (Mw)	7.9	
Componentes	NS	EW
Aceleración máxima (cm/s²)	-97.81	-105.05
Factor de escala a 0.45g	4.51	4.20

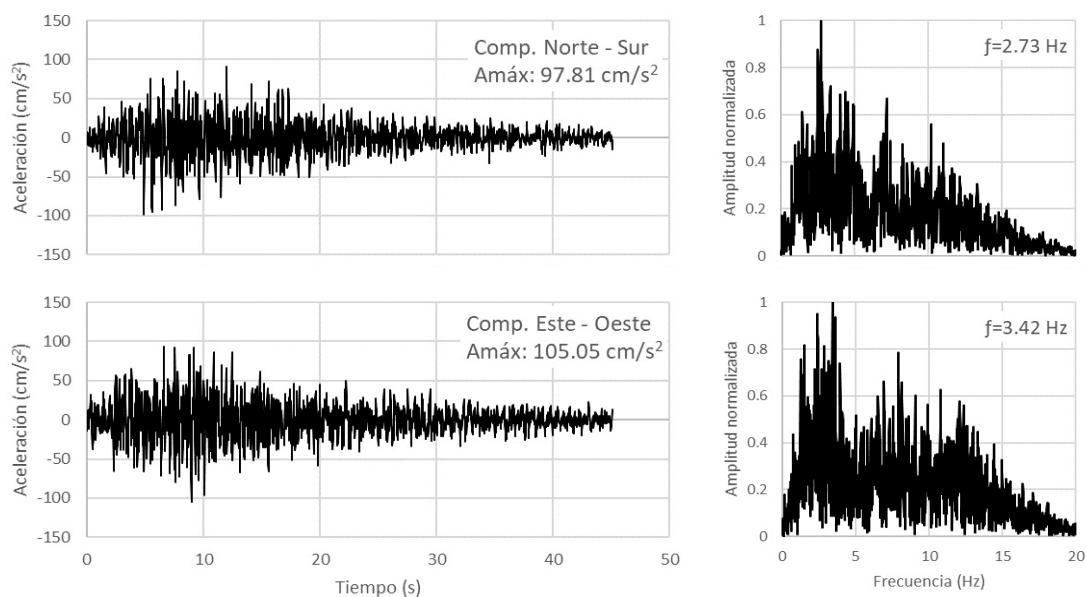


Figura 12.2 Acelerogramas del sismo en Áncash de 1970 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW

Sismo en Lima de 1974

Tabla 12.3 Datos del sismo en Lima de 1974

Sismo en Lima de 1974		
Estación	Parque de la Reserva (PRQ), Lima, Lima	
Fecha y hora local	03 de octubre de 1974, 09:21:00 h	
Magnitud (Mw)	8.0	
Componentes	NS	EW
Aceleración máxima (cm/s ²)	180.09	-194.21
Factor de escala a 0.45g	2.45	2.27

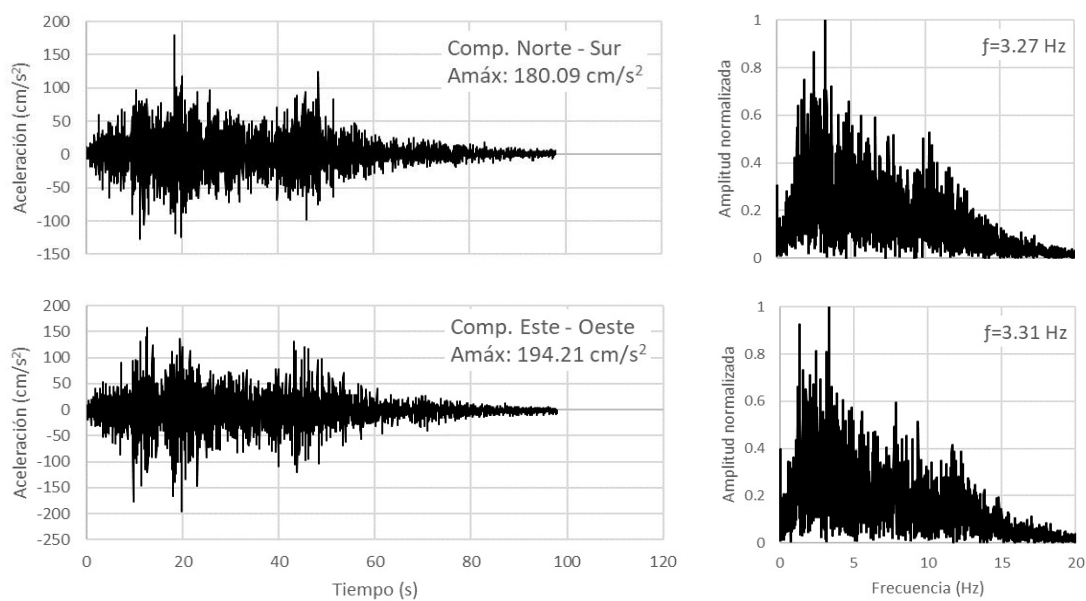


Figura 12.3 Acelerogramas del sismo en Lima de 1974 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW

Sismo en Pisco de 2007

Tabla 12.4 Datos del sismo en Pisco de 2007

Sismo en Pisco de 2007		
Estación	Jorge Alva Hurtado (LIM001), Rímac, Lima	
Fecha y hora local	15 de agosto de 2007, 18:40:58 h	
Magnitud (Mw)	7.9	
Componentes	NS	EW
Aceleración máxima (cm/s²)	46.89	-73.89
Factor de escala a 0.45g	9.41	5.97

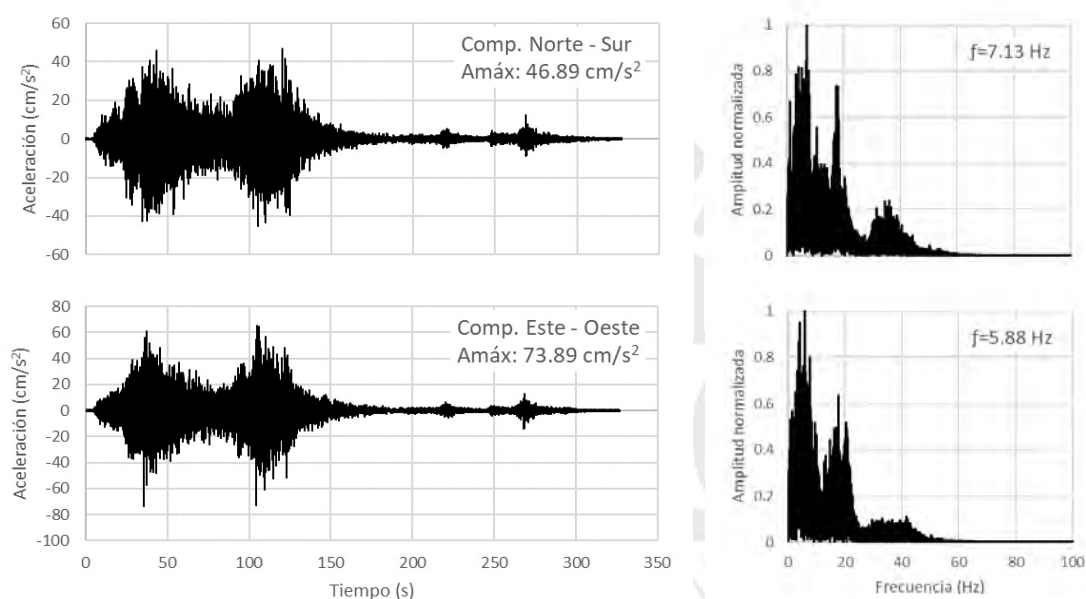


Figura 12.4 Acelerogramas del sismo en Pisco de 2007 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW

Sismo en Cañete de 2021

Tabla 12.5 Datos del sismo en Cañete de 2021

Sismo en Cañete de 2021		
Estación	SNIS, San Isidro, Lima	
Fecha y hora local	22 de junio de 2021, 21:54:17 h	
Magnitud (Mw)	5.8	
Componentes	NS	EW
Aceleración máxima (cm/s²)	66.97	62.73
Factor de escala a 0.45g	6.59	7.04

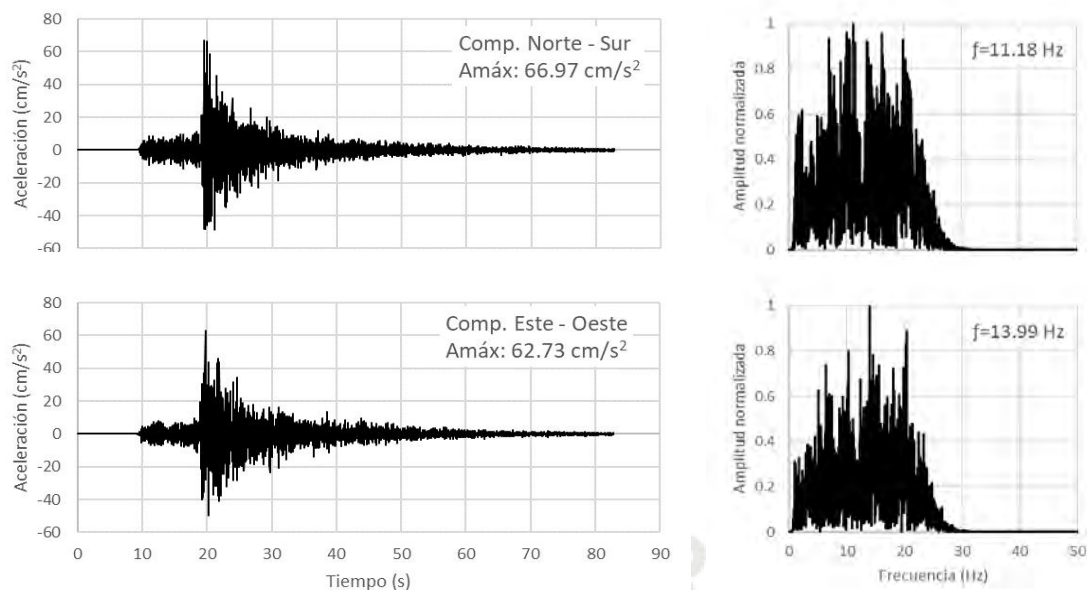


Figura 12.5 Acelerogramas del sismo en Cañete de 2021 y espectros de Fourier, para las componentes NS y EW

12.3. Resultados alcanzados

El análisis tiempo historia realizado con estos cinco conjuntos de registros presentados, generó resultados elásticos, tanto para fuerzas cortantes, desplazamientos y derivas.

12.3.1. Fuerzas cortantes en la base

La Tabla 12.6 y Tabla 12.7 presentan las máximas fuerzas de corte resultantes del análisis tiempo historia por cada componente de los cinco conjuntos de registros escalados.

Tabla 12.6 Resultados de fuerzas cortantes basales del análisis tiempo historia del edificio de sistema dual

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
VX (ton)	1061.36	1580.34	1228.82	1872.43	1199.47	1771.77	1034.79	1362.93	299.13	430.33
VY (ton)	1111.06	1600.37	1238.84	1794.27	1126.22	1721.85	978.83	1208.26	294.43	426.07

Tabla 12.7 Resultados de fuerzas cortantes basales del análisis tiempo historia del edificio de sistema de muros

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
VX (ton)	1186.45	1790.25	1374.05	1780.63	1196.95	1647.76	964.46	1141.65	403.64	433.30
VY (ton)	1713.01	1490.05	1869.58	1814.74	1566.86	1265.57	2168.16	1952.56	871.86	891.83

12.3.2. Derivas y desplazamientos máximos

Se presentan los máximos resultados de derivas y desplazamientos absolutos en la azotea del análisis tiempo historia por cada componente de los cinco conjuntos de registros escalados.

Tabla 12.8 Resultados de derivas y desplazamientos máximos del análisis tiempo historia del edificio de sistema dual

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
Deriva inelástica en X	0.0035	0.0037	0.0043	0.0051	0.0045	0.0047	0.0040	0.0043	0.0010	0.0011
Deriva inelástica en Y	0.0056	0.0061	0.0068	0.0075	0.0065	0.0067	0.0049	0.0055	0.0012	0.0012
Desplazamiento azotea en X (m)	0.0316	0.0513	0.0383	0.0612	0.0411	0.0590	0.0369	0.0435	0.0087	0.0105
Desplazamiento azotea en Y (m)	0.0329	0.0530	0.0466	0.0663	0.0423	0.0590	0.0387	0.0483	0.0090	0.0106

Tabla 12.9 Resultados de derivas y desplazamientos máximos del análisis tiempo historia del edificio de sistema de muros

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
Deriva inelástica en X	0.0037	0.0026	0.0052	0.0029	0.0044	0.0025	0.0039	0.0033	0.0010	0.0011
Deriva inelástica en Y	0.0057	0.0025	0.0066	0.0031	0.0057	0.0021	0.0047	0.0036	0.0011	0.0011
Desplazamiento azotea en X (m)	0.0333	0.0517	0.0480	0.0602	0.0403	0.0514	0.0351	0.0428	0.0083	0.0098
Desplazamiento azotea en Y (m)	0.0263	0.0228	0.0263	0.0276	0.0225	0.0186	0.0296	0.0318	0.0092	0.0097

12.4. Comparación de resultados frente a los del Análisis Modal Espectral

De acuerdo al alcance del trabajo de tesis, estos resultados deben ser comparables con los hallados en el análisis modal espectral realizado en el Capítulo 4, por lo que fueron ajustados.

12.4.1. Fuerzas cortantes en la base

Las máximas fuerzas de corte basales resultantes del análisis tiempo historia, de las señales escaladas, fueron divididas entre el coeficiente R , en concordancia con el sistema correspondiente de cada edificio. La Tabla 12.10 y Tabla 12.11 presentan estos valores junto a los hallados del análisis modal espectral.

Tabla 12.10 Comparación de resultados ajustados de fuerzas cortantes basales con los del análisis modal espectral del edificio de sistema dual

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021		Análisis Modal Espectral
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	
VX (ton)	151.62	225.76	175.55	267.49	171.35	253.11	147.83	194.70	42.73	61.48	221.38
VY (ton)	158.72	228.62	176.98	256.32	160.89	245.98	139.83	172.61	42.06	60.87	245.97

Tabla 12.11 Comparación de resultados ajustados de fuerzas cortantes basales con los del análisis modal espectral del edificio de sistema de muros

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021		Análisis Modal Espectral
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	
VX (ton)	197.74	298.37	229.01	296.77	199.49	274.63	160.74	190.27	67.27	72.22	284.64
VY (ton)	285.50	248.34	311.60	302.46	261.14	210.93	361.36	325.43	145.31	148.64	249.10

A partir de los resultados mostrados, para el edificio de sistema dual, se observa que las cortantes halladas mediante el análisis modal espectral en X e Y, son predominantemente mayores a las resultantes de los análisis tiempo historia. Los valores más altos hallados de estos análisis corresponden al análisis tiempo historia del registro de la componente NS del sismo de 1970, que excede en un 21 % y un 4 % en X e Y, correspondientemente, a los valores del análisis modal espectral. En el edificio de sistema de muros, se observa que las cortantes halladas a partir del análisis modal espectral en X son mayores contrariamente a las de Y, siendo estas menores a las resultantes de los análisis tiempo historia, en la mayoría de casos. Los mayores valores hallados de estos análisis en X, corresponden al análisis tiempo historia del registro en la componente NS del sismo de 1966, y en Y, al análisis tiempo historia del registro en la componente EW del sismo de 2007. Estos exceden en un 5 % y 45 % a los valores del análisis modal espectral.

12.4.2. Derivas y desplazamientos máximos

Las derivas y desplazamientos absolutos en la azotea máximos resultantes del análisis tiempo historia, de los registros escalados, fueron multiplicados por un factor de 0.75, correspondiente a edificios regulares, para ajustarlos a valores inelásticos en el mismo criterio de la Norma E.030. La Tabla 12.12 y Tabla 12.13 presentan estos valores junto a los hallados del análisis modal espectral.

Tabla 12.12 Comparación de resultados ajustados de derivas y desplazamientos máximos con los del análisis modal espectral del edificio de sistema dual

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021		Análisis Modal Espectral
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	
Deriva inelástica en X	0.0027	0.0027	0.0032	0.0038	0.0034	0.0035	0.0030	0.0032	0.0007	0.0008	0.0057
Deriva inelástica en Y	0.0042	0.0046	0.0051	0.0056	0.0049	0.0050	0.0037	0.0041	0.0009	0.0009	0.0053
Desplazamiento azotea en X (m)	0.0237	0.0384	0.0287	0.0459	0.0308	0.0443	0.0276	0.0327	0.0065	0.0079	0.0506
Desplazamiento azotea en Y (m)	0.0247	0.0398	0.0349	0.0497	0.0317	0.0443	0.0290	0.0362	0.0068	0.0079	0.0471

Tabla 12.13 Comparación de resultados ajustados de derivas y desplazamientos máximos con los del análisis modal espectral del edificio de sistema de muros

	ATH 1966		ATH 1970		ATH 1974		ATH 2007		ATH 2021		Análisis Modal Espectral
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	
Deriva inelástica en X	0.0027	0.0020	0.0039	0.0022	0.0033	0.0019	0.0029	0.0025	0.0007	0.0009	0.0049
Deriva inelástica en Y	0.0043	0.0019	0.0049	0.0023	0.0042	0.0016	0.0035	0.0027	0.0008	0.0009	0.0025
Desplazamiento azotea en X	0.0250	0.0388	0.0360	0.0451	0.0302	0.0386	0.0263	0.0321	0.0062	0.0074	0.0451
Desplazamiento azotea en Y	0.0198	0.0171	0.0198	0.0207	0.0169	0.0140	0.0222	0.0239	0.0069	0.0073	0.0223

A partir de los resultados mostrados, para el edificio de sistema dual, se observa que las derivas y desplazamientos hallados mediante el análisis modal espectral en X e Y, son predominantemente mayores a los resultantes de los análisis tiempo historia. Los valores más altos hallados de estos análisis corresponden al análisis tiempo historia del registro de la componente NS del sismo de 1970, que exceden únicamente, en un 6 %, a los del análisis modal espectral en Y, tanto para derivas y desplazamientos. Para el edificio de sistema de muros, se observa que las derivas halladas a partir del análisis modal espectral en X, son totalmente mayores contrariamente a las de Y, siendo estas menores a las resultantes de los análisis tiempo historia, en la mayoría de casos. La máxima deriva hallada de estos análisis en Y, corresponde al análisis tiempo historia del registro en la componente EW del sismo de 1970, que excede en un 97 % a la del análisis modal espectral. Asimismo, puede apreciarse que los desplazamientos máximos en azotea hallados del análisis modal espectral son predominantemente mayores en las direcciones X e Y, a los resultantes de los análisis tiempo historia. El valor máximo corresponde al análisis tiempo historia en la componente NS de la señal del 2007, que excede únicamente, en un 7 %, a los hallados del análisis modal espectral en Y.

CAPÍTULO 13 : Comentarios y conclusiones

Comentarios

El proceso de estructuración y dimensionamiento final de ambos edificios con sistema dual y de muros estructurales fue distinto. De un lado, el edificio con sistema de muros no presentó complicaciones en estos procedimientos, ya que en la estructuración se pudo dotar de simetría a los elementos y con el predimensionamiento dado, aportar la rigidez lateral suficiente para obtener menores efectos de torsión en ambas direcciones. De otro lado, en el edificio con sistema dual, debido a la limitación del sistema mismo, no se pudo cumplir con la densidad de muros requerida en el predimensionamiento, lo cual, junto a la poca simetría de los elementos verticales, se obtuvieron efectos de torsión. Es por ello que fue necesario redimensionar las columnas exteriores de los ejes 1 y 2 y añadir la placa en forma de “L”.

A partir de la comparación de los valores hallados del metrado manual de cargas de gravedad con los de cargas distribuidas a los elementos por el software ETABS, se comprobó que estos últimos son coherentes y pueden utilizarse en el diseño de los elementos estructurales.

Del análisis de la viga del eje B, se observó que las cargas distribuidas de las losas macizas a la viga mediante el software ETABS diferían con el análisis manual. Esto es debido a que se definieron las losas como elementos slab tipo membrana, los cuales requirieron de elementos de apoyo en todos sus lados y distribuyeron sus cargas mediante el “método del sobre” (triángulos y trapecios). Es por ello que, al definirse elementos de apoyo adicionales en el modelo, se modificó la correcta distribución de cargas. En cambio, en el metrado manual se asumió el comportamiento de las losas macizas en base a sus dimensiones y apoyos existentes, siendo posible considerar que trabajaron en dos direcciones o en una dirección para simplificar el análisis y diseño.

A partir del metrado manual de la columna entre los ejes E y 3, con una superficie tributaria similar en las dos estructuras, fue posible obtener un aproximado del peso por metro cuadrado de área techada en cada nivel y comparar estos resultados con los obtenidos del análisis sísmico para los modelos en ETABS. En base a los resultados se encuentran variaciones del 6.6 % y 5.9 %, con respecto al metrado manual del piso típico, para los edificios con sistema dual y de muros, respectivamente. De esta manera, se logra verificar, en ambos modelos del edificio, que las cargas han sido asignadas correctamente pues los pesos por metro cuadrado son similares. Por tanto, los resultados del análisis sísmico son coherentes.

De acuerdo al análisis de irregularidades, las edificaciones con sistema dual y sistema de muros estructurales no contaron con ni una irregularidad en altura ni en planta. Para la evaluación de la irregularidad por torsión, se utilizaron los resultados de ambos análisis estático y dinámico. Con la finalidad de evitar este tipo de irregularidad en el edificio dual, se añadió una placa en “L” y se proporcionó mayor longitud en la dirección Y a las columnas laterales de los ejes A y B, de tal forma que los centros de rigidez y de masa se sitúen más próximos.

Adicionalmente, de acuerdo al análisis modal se resalta la existencia de una inversión en los modos de vibración del edificio de sistema dual, siendo el primer modo de giro y los dos siguientes de traslación, esto debido a la disposición de elementos en este edificio y a la baja densidad de muros aplicada por la limitación del sistema mismo. A pesar que esto indica un mal comportamiento dinámico, ya que principalmente la estructura rotará, no se considera un impedimento por ser un documento con fines académicos.

A partir del control de deflexiones de losas aligeradas, se observa que el diseño inicial planteado cambió debido a la necesidad de cumplir con la tolerancia dada en la Norma E.060. Para ello, se planteó el incremento de acero longitudinal, especialmente el acero en tracción al medio del tramo; utilizar ensanches en los extremos continuos de cada tramo y el uso de contraflechas que actúan directamente en las deflexiones inmediatas del elemento, posterior a su desencofrado.

Respecto al análisis de losas macizas, se observa que los resultados al realizar el análisis con elementos finitos en el software SAP2000 fueron más cercanos al comportamiento real del elemento, en comparación al cálculo con las tablas de Kalmanok, las cuales consideran casos ideales donde las cargas son distribuidas sobre toda el área de la losa.

En el diseño de elementos verticales, los diagramas de interacción del software ETABS 2018 utilizaron el diseño unificado del Código ACI 318–19, a diferencia de la Norma peruana E.060, que considera un diseño por resistencia, además de un distinto factor de reducción ϕ . En los casos presentados, no existió gran diferencia en el cálculo de los diagramas de interacción con ambas normas. Adicionalmente, de forma conservadora, se utilizaron los mayores valores axiales de CM y CV entre el metrado manual y el obtenido del software.

En el diseño de muros estructurales para el edificio con sistema dual, la placa PL-1 de ascensor absorbió 47.3 % de la cortante basal del edificio en la dirección X. Debido a ello su cortante de diseño se amplificó por el factor de redundancia, sobrepasando la capacidad máxima por corte de la placa para el espesor inicial de 20 cm, en esta misma dirección. Por tanto, fue

necesario incrementar a un espesor de 30 cm, de esta manera pueda resistir las cargas presentadas.

En el diseño de cimentaciones se hallaron mayores dimensiones para las zapatas que soportan placas, a diferencia de las que soportan columnas, las cuales en su mayoría cumplieron con la comprobación de esfuerzos y el diseño por punzonamiento y corte, con menores dimensiones en planta y peralte.

De acuerdo al análisis de los resultados, en general, se observa que los valores hallados por el análisis espectral fueron superiores a los del análisis tiempo historia, debido a que este utiliza las respuestas máximas para cada modo representativo, que ocurren en diferentes instantes de tiempo, y por ende se combinan mediante el método CQC. Esto a diferencia del análisis tiempo-historia, donde estos resultados ocurren luego de una superposición modal para cada instante de tiempo. En este sentido, dependiendo del registro utilizado y a la naturaleza de los modos, estos valores, luego de ser combinados, pueden amplificarse y resultar en valores superiores al del análisis modal espectral.

Conclusiones

Debido al objetivo planteado en este documento, existe una limitación en cuanto a la cantidad de muros estructurales en el edificio de sistema dual, es por ello que la estructuración y dimensionamiento final se obtiene luego de varias verificaciones en el análisis, en cuanto a la irregularidad estructural y desempeño sísmico. En cambio, en el caso del edificio con sistema de muros, al no contar con ninguna limitación salvo la arquitectónica, resulta más sencillo cumplir los criterios de estructuración y obtener mediante las expresiones dadas un predimensionamiento efectivo de los elementos.

La estructuración y dimensionamiento de los elementos se determina para poderse evitar la existencia de irregularidades en el análisis sísmico, tanto estático como dinámico. Es por ello que resulta importante tener una estructura sencilla, simétrica y con un diafragma rígido uniforme en cada piso y dimensionar los elementos de tal manera que tengan una rigidez adecuada.

Se concluye que es esencial realizar un metrado manual de algunos elementos estructurales de modo que sea posible corroborar que el modelado y asignación de cargas de estos mismos sea el correcto y se puedan utilizar los resultados obtenidos del análisis para el diseño estructural.

Al realizar un contraste entre los valores determinados del análisis estático y el dinámico, pudo observarse que las derivas máximas en X e Y del primer análisis, fueron mayores al segundo. El análisis estático para todos los casos, tuvo como máximas derivas los valores de 6.73 ‰ y 5.79 ‰ en X, y 6.97 ‰ y 2.79 ‰ en Y, para los edificios con sistema dual y de muros respectivamente. El análisis dinámico, al contrario, tuvo como máximas derivas los valores de 5.71 ‰ y 4.90 ‰ en X, y 5.33 ‰ y 2.50 ‰ en Y, para los edificios con sistema dual y de muros respectivamente. Ello responde a la característica conservadora del análisis estático, debido a que las fuerzas aplicadas son constantes en el tiempo, a diferencia del análisis dinámico modal espectral, que utiliza el espectro de aceleraciones para evaluar las respuestas de la estructura en cada periodo. Adicionalmente, se observa que las derivas para el edificio con sistema de muros son menores, ya que hay más presencia de muros estructurales en cada dirección, los cuales absorben gran parte de la cortante producida por el sismo y aportan mayor rigidez a la estructura.

Como producto del análisis traslacional de cada modelo, pudieron obtenerse periodos de vibración de 0.386 s y 0.369 s en X, y 0.378 s y 0.241 s en Y, para los edificios con sistema dual y de muros respectivamente. Esto refleja mayor rigidez en X e Y en el edificio de sistema de muros estructurales. Como resultado del análisis tridimensional, se obtuvo periodos de 0.392 s y 0.376 s en X, y 0.383 s y 0.249 s en Y, para los edificios con sistema dual y de muros respectivamente. Estos resultados son mayores a del análisis traslacional pues este no considera la totalidad de desplazamientos, al restringir el movimiento en las direcciones contrarias al análisis.

El diseño de losas en ambas estructuras con sistema dual y sistema de muros estructurales resulta similar, en razón de la poca influencia de los muros estructurales del edificio de sistema de muros en los modelos de análisis realizados, con respecto al del edificio de sistema dual.

El diseño de vigas para el sistema dual tiene mayor presencia de acero que el sistema de muros. Este resultado es coherente y esperado, debido a que las vigas en el sistema de muros soportan menores solicitaciones gracias al gran aporte de los muros estructurales al resistir las cargas externas.

El diseño de columnas para el sistema dual requiere mayor cantidad de refuerzo que el sistema de muros, debido a que, al solo requerir cuantía mínima, la cantidad de acero depende de las dimensiones, las cuales son mayores en el sistema dual. Esta cantidad de acero en ambas estructuras es mínima, puesto que las cargas axiales y momentos flectores de las columnas no

resultan lo suficientemente altas para sobrepasar el límite de la curva de interacción con estas cuantías.

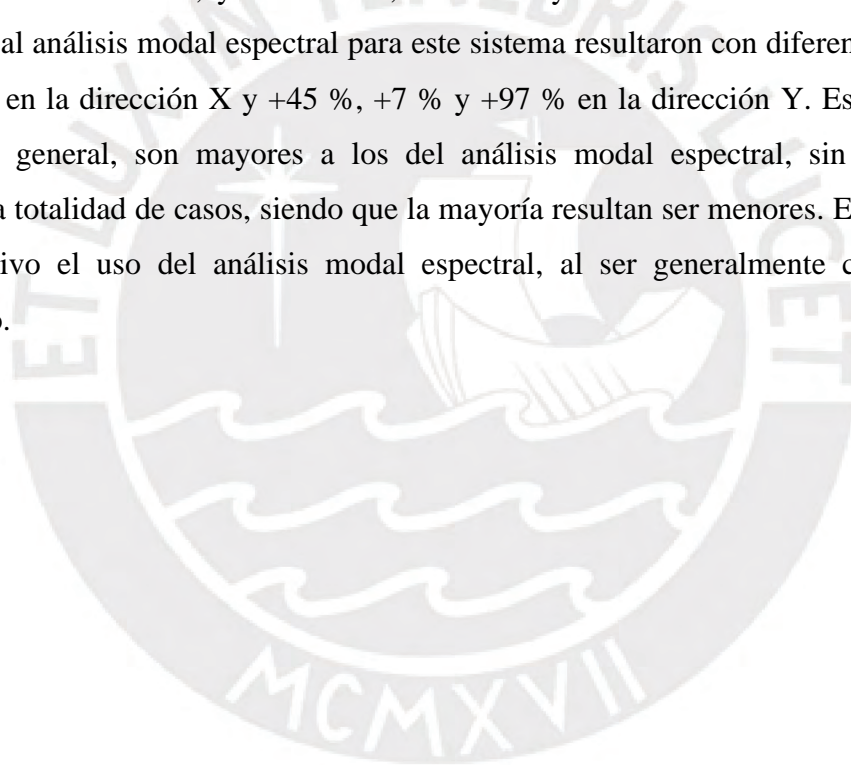
En el diseño de muros estructurales para el edificio de sistema dual, las placas absorben mayores momentos y cortantes, por tanto, su diseño requiere barras con mayor diámetro tanto en los núcleos confinados como en los refuerzos verticales y horizontales, a comparación del sistema de muros, cuyas placas, en promedio, absorben menores solicitaciones, pues los momentos y cortantes están distribuidos en más muros. Además, al comparar la placa PL-1 de ascensor del edificio con sistema dual, con la placa PL-9 de ascensor del edificio con sistema de muros, la primera absorbe un valor mayor que el 30 % de la fuerza de corte basal del edificio, en consecuencia, la cortante de diseño es amplificada por el factor 1.25, incrementando aún más la necesidad de acero que la segunda placa, la cual solo absorbe el 25 % de cortante basal en su estructura.

En el diseño de cimentaciones para el edificio con sistema dual, las zapatas de los muros y columnas tienen mayores dimensiones, a causa de las mayores cargas que estas ejercen en la cimentación, como se explicó anteriormente, a comparación del edificio con sistema de muros, cuyas zapatas de placas y columnas poseen menores dimensiones. Cabe mencionar que, para la edificación con sistema de muros, debido a que se posee un mayor número de placas, las cargas actuantes en las columnas son menores.

Del análisis tiempo historia (ATH) para cada conjunto de registros, se puede afirmar que los resultados del edificio de sistema de muros presentan mayores valores de fuerza de corte basal que el edificio con sistema dual, en la mayoría de casos. Además, para el caso de derivas y desplazamientos en la azotea, tiende a tener menores valores. Esto indicaría que el sistema de muros evidencia mejor comportamiento que el sistema dual; sin embargo, la diferencia en varios casos no es muy notable. Por ejemplo, en cuanto a la cortante basal para el ATH de 1974 en la componente NS, los valores del sistema de muros son un 9 % mayor y 14 % menor al sistema dual en las direcciones X e Y, respectivamente; en relación con los desplazamientos para el ATH de 2021 en la componente EW, los valores del sistema de muros son un 5 % menor y 2 % mayor al sistema dual en las direcciones X e Y respectivamente; y, finalmente, en cuanto a las derivas para el ATH de 2007 en la componente EW, los valores del sistema de muros son un 3 % y 4 % menores al sistema dual en las direcciones X e Y respectivamente.

De acuerdo a lo anterior, no se puede afirmar que, en todos los casos de análisis, el edificio de sistema de muros se comporte mejor que el del sistema dual. Existen casos donde ocurre lo contrario, sin embargo, en cada uno de ellos se respetan los límites normativos. Por ello, afirmar que este primer sistema siempre provee mejores resultados es incorrecto.

De los análisis tiempo historia, se consiguieron, para el edificio de sistema dual, los máximos valores de cortante basal, desplazamiento de azotea y deriva de 267.49 ton, 0.0459 m y 0.0038 en la dirección X, y 256.32 ton, 0.0497 m y 0.0056 en la dirección Y, que en comparación al análisis modal espectral para este sistema resultaron con diferencias de +21 %, -9 % y -33 % en la dirección X y +4 %, +6 % y +6 % en la dirección Y. En el sistema de muros los resultados máximos de cortante basal, desplazamiento de azotea y deriva fueron de 298.37 ton, 0.0451 m y 0.0039 en la dirección X, y 361.36 ton, 0.0239 m y 0.0049 en la dirección Y, que en comparación al análisis modal espectral para este sistema resultaron con diferencias de +5 %, 0 % y -20 % en la dirección X y +45 %, +7 % y +97 % en la dirección Y. Estos resultados máximos, en general, son mayores a los del análisis modal espectral, sin embargo, no representan la totalidad de casos, siendo que la mayoría resultan ser menores. Es por esto que es más efectivo el uso del análisis modal espectral, al ser generalmente conservador y estandarizado.



BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute (2021). *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350 – 20) and Commentary (ACI 350R – 20)*.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado* (2da. ed.). Colegio de Ingenieros del Perú.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID-UNI). (s.f.). *Base de datos de registros de aceleración del Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica*. <https://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/redacis/red/#>
- Instituto Geofísico del Perú. (s.f.). *Reportes y registros acelerométricos*. <https://www.igp.gob.pe/servicios/aceldat-peru/reportes-registros-acelerometricos>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2012). *Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.070 Albañilería*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Muñoz, A. (2005). *Análisis Estructural 2* (p. 4). Editorial PUCP.
- Muñoz, A. (2015). *Ingeniería Sismorresistente*. Editorial PUCP.

Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado 1* (15.^a ed.). PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Bibliografía complementaria

Calavera, J. (2008). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (en masa, armado y pretensado)* (2.^a ed., Tomo II). Intemac Ediciones.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (3.^a ed.). Editorial PUCP.

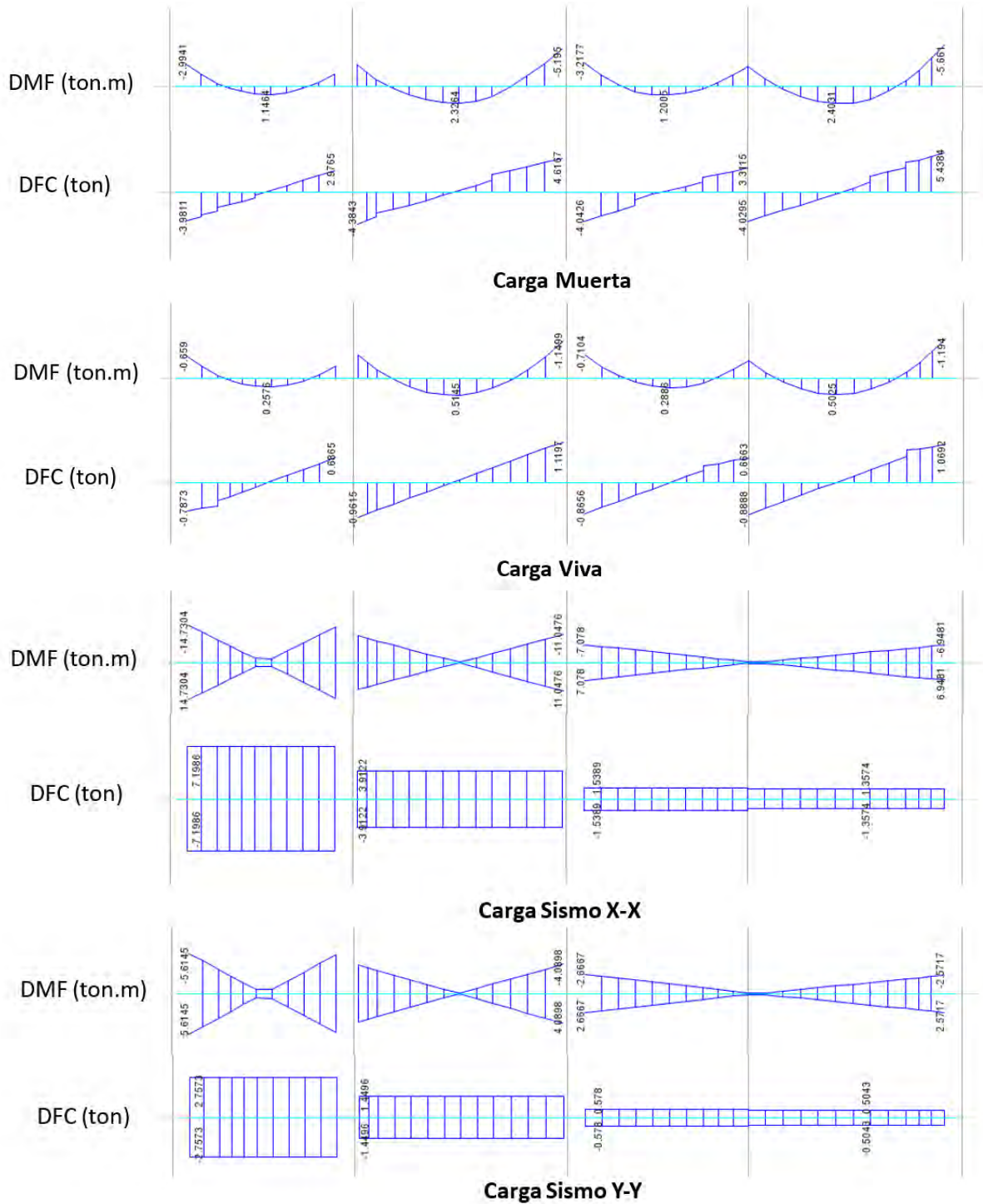
Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-treglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.

SEAOC (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA.

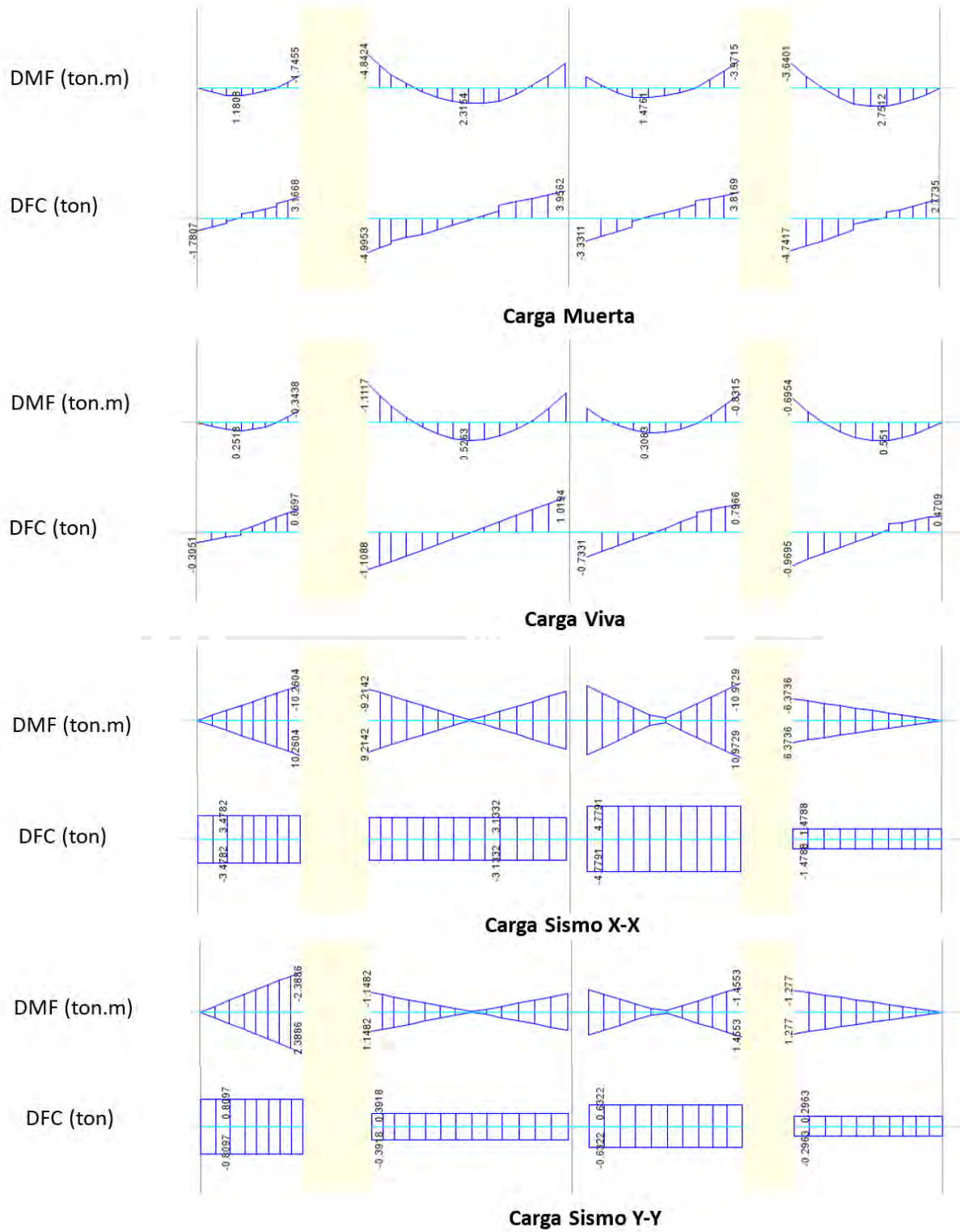
ANEXOS

ANEXO 1: DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA VT-02 PARA SISTEMA DUAL



DMF y DFC para carga muerta, viva y por acción del sismo X-X e Y-Y de viga la VT-02 – sistema dual

ANEXO 2: DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA VT-02 PARA SISTEMA DE MUROS



DMF y DFC para carga muerta, viva y por acción del sismo X-X e Y-Y de la viga VT-02 – sistema de muros

ANEXO 3: METRADO DE LA VIGA VT-02 PARA SISTEMA DE MUROS

Resumen del metrado de cargas para la viga VT-02 – sistema de muros

PISO	Carga Muerta	Resultado	
PISO TÍPICO	Peso propio (ton/m)	0.33	
	Piso Terminado (PT) (ton/m)	0.025	
	Peso aligerado sup (ton/m)	0.123	
	Peso aligerado inf (ton/m)	0.368	
	PT aligerado sup (ton/m)	0.041	
	PT aligerado inf (ton/m)	0.123	
	Peso losa maciza inf (ton/m)	0.588	
	PT losa maciza inf (ton/m)	0.123	
	Peso tabique sobre maciza (ton/m)	Tramo 1:	0.369
		Tramo 2:	0.548
		Tramo 3:	0.374
	Peso tabique sobre viga (ton/m)	0.441	
	Peso viga chata 20x20 cm (ton)	0.13	
	Peso viga chata 50x20 cm (ton)	0.45	
	PT viga chata sup 50x20 cm (ton)	0.026	
	PT viga chata inf 50x20 cm (ton)	0.018	
	Peso tabique sobre vigas chatas (ton)	Tramo 1 y 4:	0.298
		Tramo 2 y 3:	0.695
	Carga Viva		Resultado
	S/c aligerado sup (ton/m)	0.082	
S/c viga (ton/m)	0.05		
S/c aligerado inf (ton/m)	0.245		
S/c maciza (ton/m)	0.245		
S/c viga chata sup 50x20 cm (ton)	0.053		
S/c viga chata inf 50x20 cm (ton)	0.037		
PISO AZOTEA	Carga Muerta		
	Peso propio (ton/m)	0.33	
	Piso Terminado (PT) (ton/m)	0.025	
	Peso aligerado total (ton/m)	0.491	
	PT aligerado total (ton/m)	0.164	
	Carga Viva		Resultado
	S/c aligerado total (ton/m)	0.1635	
S/c viga (ton/m)	0.025		

ANEXO 4: DFN, DMF Y DFC DE COLUMNA ENTRE LOS EJES A-2 DEL SISTEMA DUAL

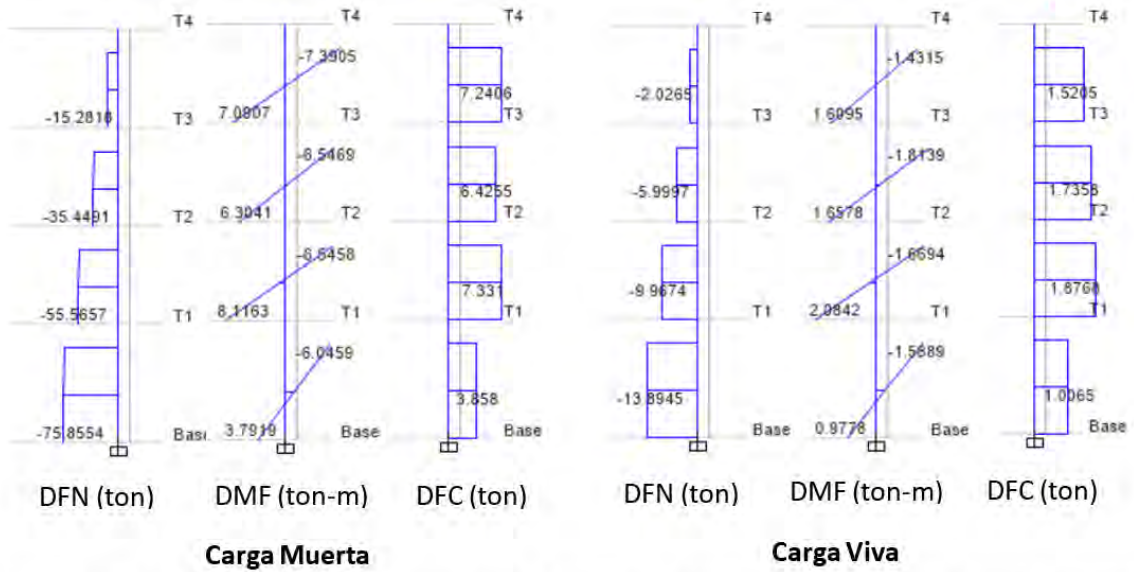


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para carga muerta y viva de la columna entre los ejes A-2 de sistema dual

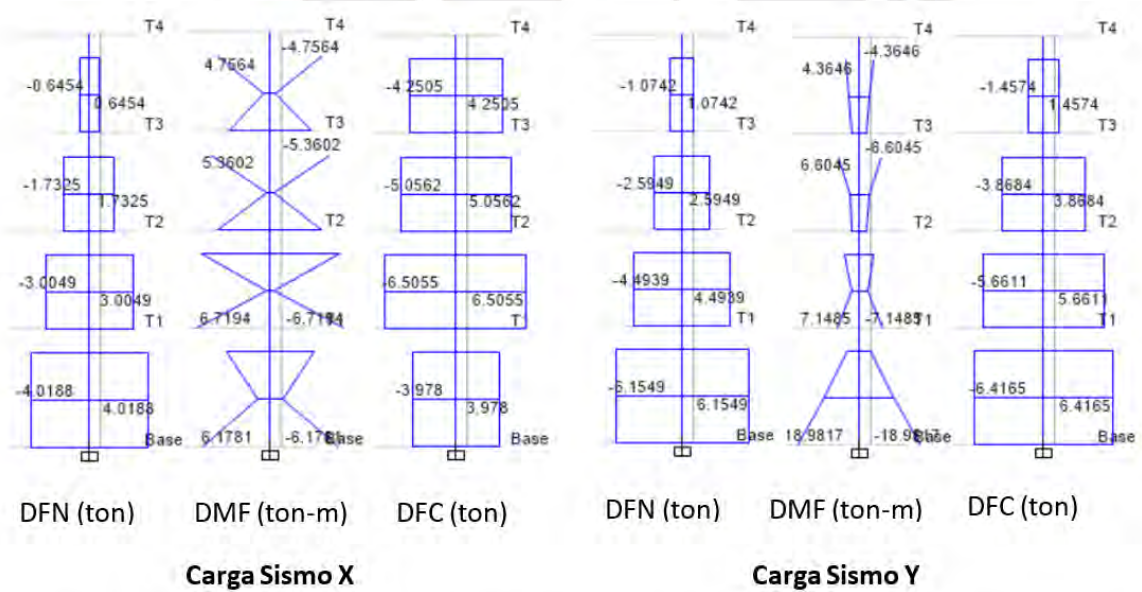


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para sismo en X e Y de la columna entre los ejes A-2 de sistema dual

ANEXO 5: DFN, DMF, DFC DE COLUMNA ENTRE LOS EJES A-2 DE SISTEMA DE MUROS

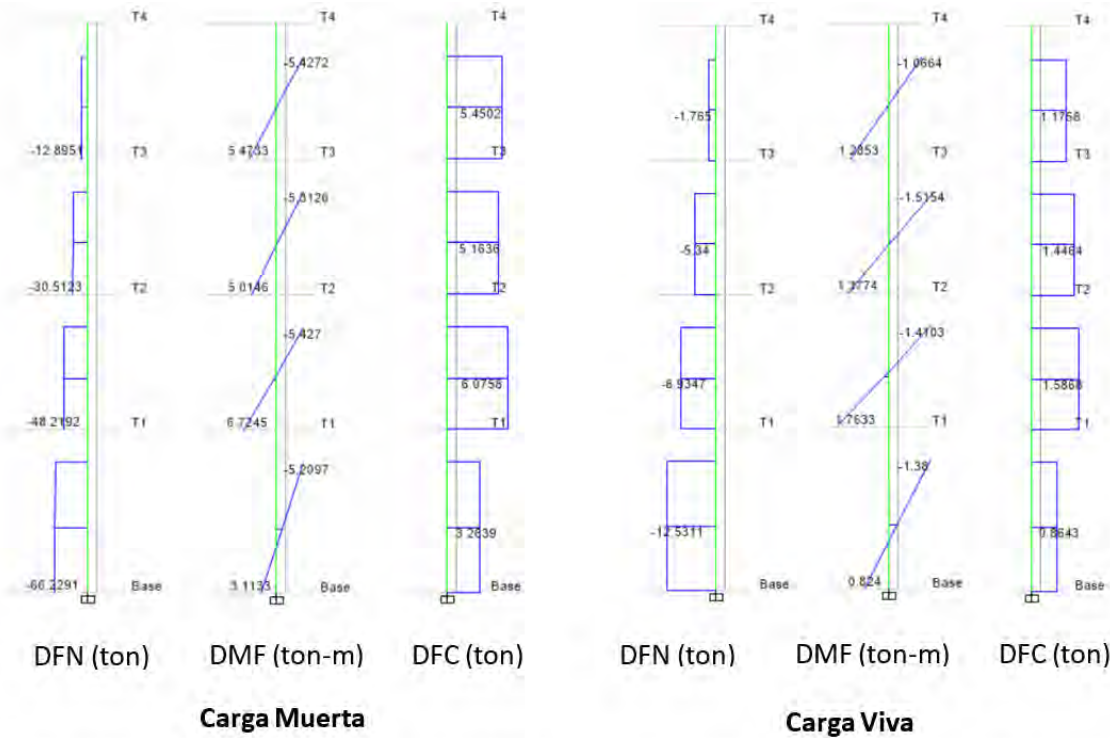


Diagrama de fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes para carga muerta y carga viva de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros

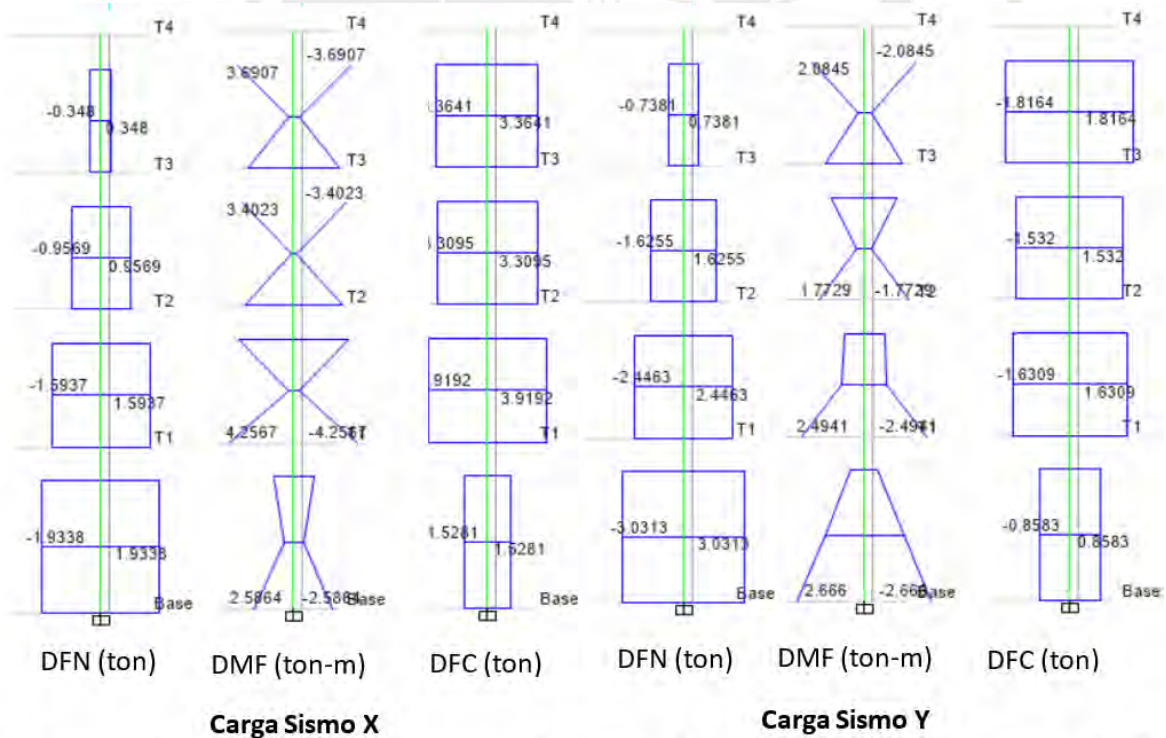


Diagrama de fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes para sismo en X e Y de la columna entre los ejes A-2 de sistema de muros

ANEXO 6: METRADO COLUMNA ENTRE LOS EJES A-2 DE SISTEMA DUAL

Resumen de metrado de cargas para la columna entre los ejes A y 2 – sistema dual

Áreas a considerar (m2)			
	Área tributaria piso típico	17.92	
	Área tributaria azotea	18.17	
	Área de losa maciza	0	
	Área de losa aligerada	16.01	
PISO	Carga (ton)	Cálculo	Resultado
TÍPICO	Carga Muerta		
	Peso propio	Piso 1: $0.3*0.85*2.4*3.2$ Piso 2 y 3: $0.3*0.85*2.4*2.65$	1.958 1.622
	Piso Terminado (PT)	$0.1*17.92$	1.792
	Peso aligerado	$0.3*16.01$	4.803
	Peso vigas H=0.65	$2.4*0.25*0.65*(2.54+2.75+2.31)$	2.964
	Peso tabique sobre viga h=0.65	$1.4*0.15*2*(0.35+0.3+0.97+0.15+2.54)$	1.810
	Peso tabique sobre losa aligerada izq	$1.4*0.15*2.45*4.17*(3.05/4.95*3.74/5.65)$	0.875
	Peso tabique sobre losa aligerada der	$1.4*0.15*2.45*(0.53*4.18/5.8*2.71/5.65+2.63*3.2/5.8*4.51/5.65+1.65*0.65/5.8*4.17/5.65+1.68*1.49/5.8*3.35/5.65+0.53*0.39/5.8*5/5.65)$	0.908
	Peso vigas h=0.55m (losa+tabique+viga)	$4.56*1.05/5.65+2.97*2.33/5.65$	2.072
	Carga Viva		
	S/c	$0.2*17.91$	3.584
	Peso vigas h=0.55m (losa+tabique+viga)	$0.67*1.05/5.65+0.26*2.33/5.65$	0.232
	AZOTEA	Carga Muerta	
Peso propio		$0.3*0.85*2.4*2.65$	1.622
Piso Terminado (PT)		$0.1*18.17$	1.817
Peso aligerado		$0.3*16.01$	4.803
Peso vigas H=0.65		$2.4*0.25*0.65*(2.54+2.75+2.31)$	2.964
Peso vigas h=0.55m (losa+tabique+viga)		$4.56*1.05/5.65+2.97*2.33/5.65$	2.072
Carga Viva			
S/c		$0.1*18.17$	1.817
Peso vigas h=0.55m (losa+tabique+viga)		$0.34*1.05/5.65+0.13*2.33/5.65$	0.117
Total	CM = 64.15 ton; CV=13.38 ton		

ANEXO 7: METRADO DE COLUMNA ENTRE LOS EJES A-2 DE SISTEMA DE MUROS

Resumen de metrado de cargas para la columna entre los ejes A y 2 – sistema de muros

Áreas a considerar (m2)			
	Área tributaria piso típico		17.38
	Área tributaria azotea		17.56
	Área de losa maciza		0
	Área de losa aligerada		15.45
PISO	Carga (ton)	Cálculo	Resultado
TÍPICO	Carga Muerta		
	Peso propio	Piso 1: $0.3*0.6*2.4*3.2$ Piso 2 y 3: $0.3*0.6*2.4*2.65$	1.382 1.145
	Piso Terminado (PT)	$0.1*17.38$	1.738
	Peso aligerado	$0.3*15.45$	4.635
	Peso vigas H=0.55	$2.4*0.25*0.55*(2.31+2.75+2.68)$	2.554
	Peso tabique sobre viga h=0.55	$1.4*0.15*2.1*(0.35+0.3+0.97+0.15+2.68)$	1.962
	Peso tabique sobre losa aligerada izq	$1.4*0.15*2.45*4.17*(3.05/4.95*3.74/5.65)$	0.875
	Peso tabique sobre losa aligerada der	$1.4*0.15*2.45*(0.53*4.18/5.8*2.71/5.65+2.63*3.2/5.8*4.51/5.65+1.65*0.65/5.8*4.17/5.65+1.68*1.49/5.8*3.35/5.65+0.53*0.39/5.8*5/5.65)$	0.908
	Peso vigas inferiores h=0.55m (losa+tabique+viga)	$4.56*1.05/5.65+2.97*2.33/5.65$	2.072
	Carga Viva		
	S/c	$0.2*17.38$	3.476
	Peso vigas Inferiores h=0.55m (losa+tabique+viga)	$0.67*1.05/5.65+0.26*2.33/5.65$	0.232
AZOTEA	Carga Muerta		
	Peso propio	$0.3*0.6*2.4*2.65$	1.145
	Piso Terminado (PT)	$0.1*17.56$	1.756
	Peso aligerado	$0.3*15.45$	4.635
	Peso vigas H=0.55	$2.4*0.25*0.55*(2.31+2.75+2.68)$	3.019
	Peso vigas Inferiores h=0.55m (losa+tabique+viga)	$4.56*1.05/5.65+2.97*2.33/5.65$	2.072
	Carga Viva		
	S/c	$0.1*17.56$	1.756
Peso vigas inferiores h=0.55m (losa+tabique+viga)	$0.34*1.05/5.65+0.13*2.33/5.65$	0.117	
Total	CM = 60.53 ton; CV=13.00 ton		

ANEXO 8: DFN, DMF, DFC DE PLACA PL-01 SISTEMA DUAL

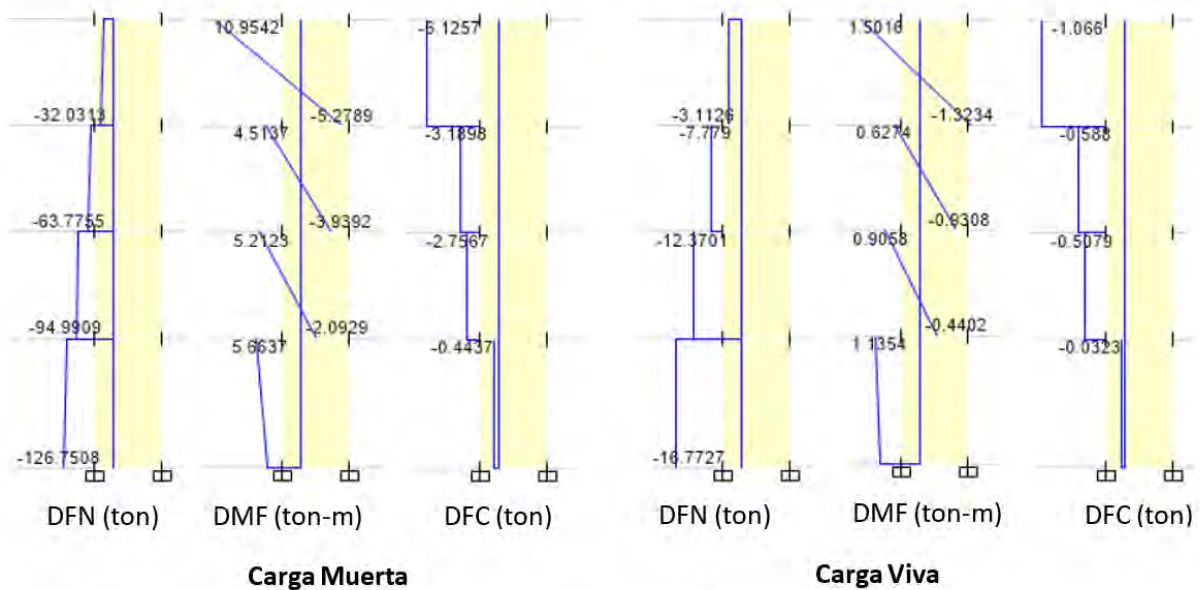


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para carga muerta y carga viva de placa PL-1 de sistema dual

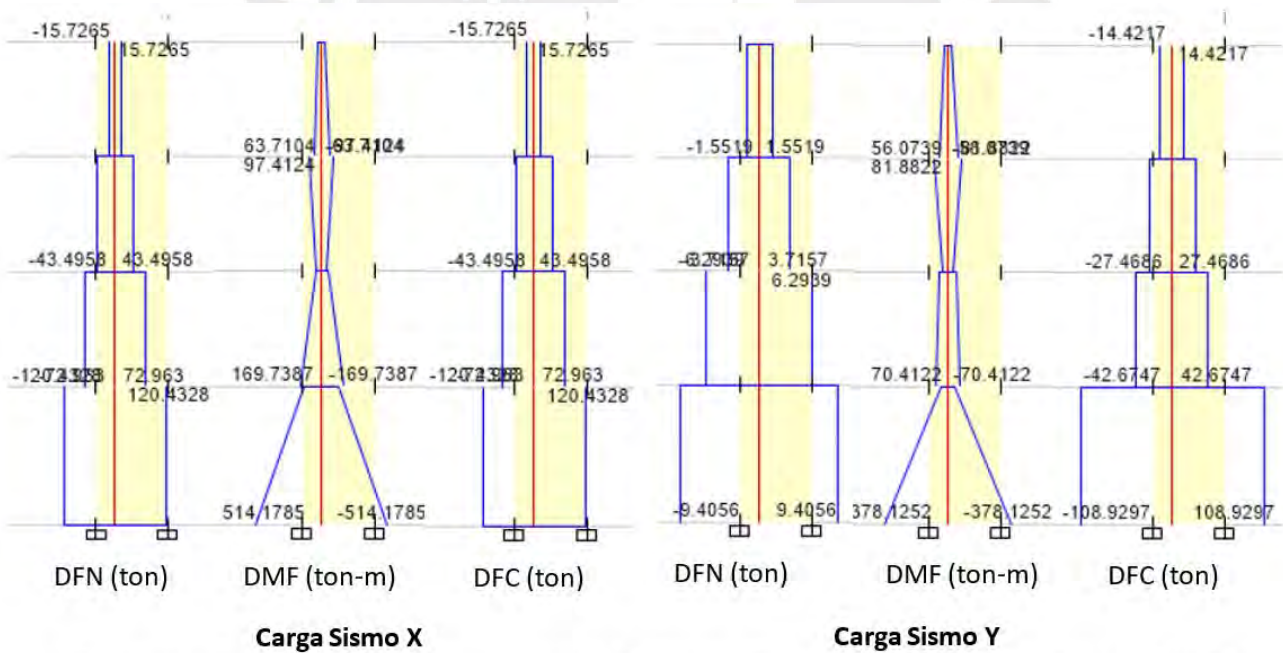


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para sismo en X e Y de placa PL-1 de sistema dual

ANEXO 9: DFN, DMF, DFC DE PLACA PL-09 DE SISTEMA DE MUROS

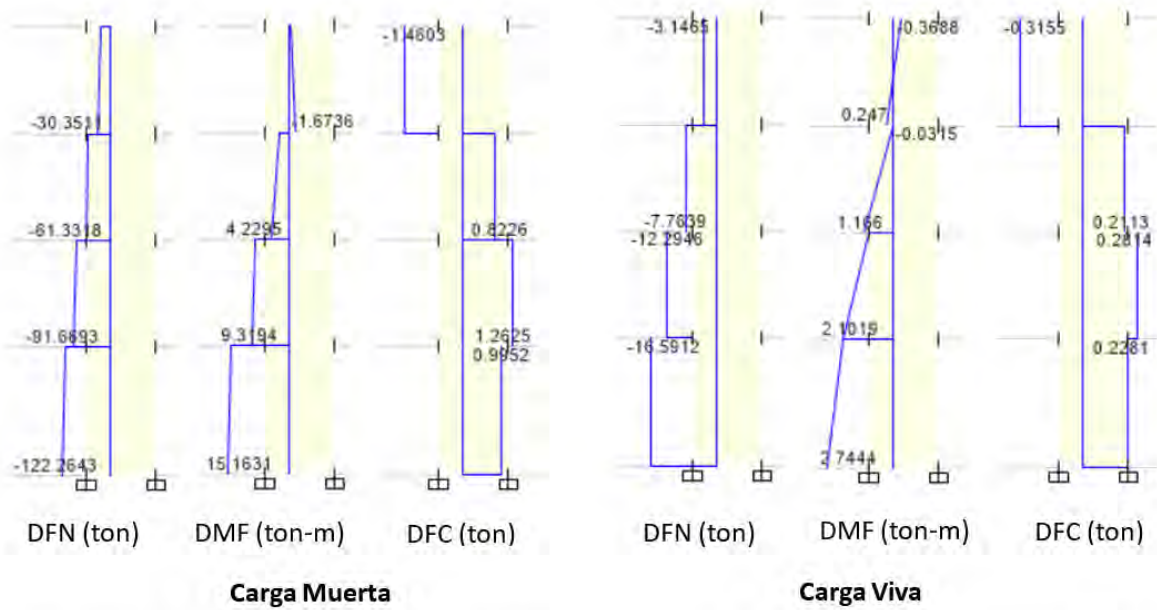


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para carga muerta y carga viva de placa PL-9 de sistema de muros

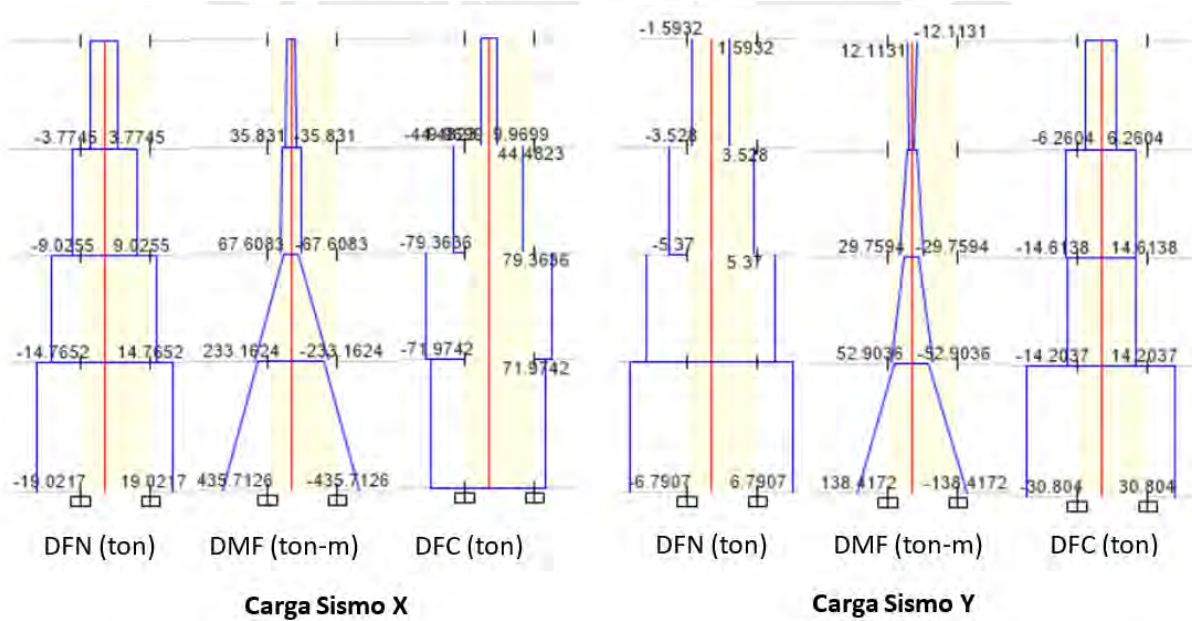


Diagrama de fuerzas normales, momentos flectores y fuerzas cortantes para sismo en X e Y de la placa PL-9 de sistema de muros

ANEXO 10: METRADO PLACA PL-1 SISTEMA DUAL

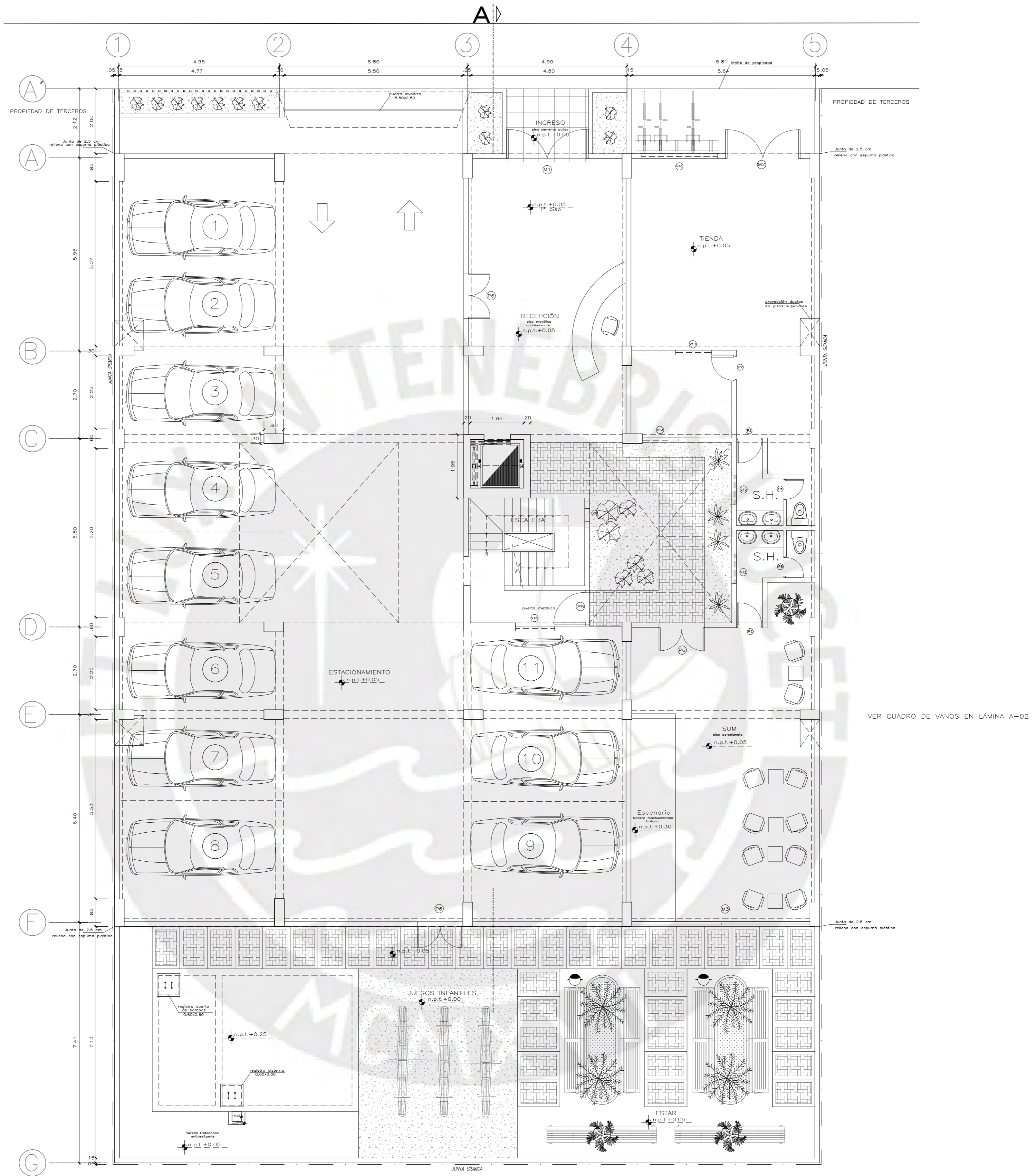
Resumen de metrado de cargas para la placa PL-1 – sistema dual

Áreas a considerar (m2)				
	Área tributaria piso típico	19.16		
	Área tributaria azotea	21.51		
	Área de losa maciza	6.81		
	Área de losa aligerada	6.85		
PISO	Carga (ton)	Cálculo	Resultado	
TÍPICO	Carga Muerta			
		Piso 1: $1.28*2.4*3.2$	9.830	
	Peso propio	Piso 2 y 3: $1.28*2.4*2.65$	8.141	
	Piso Terminado (PT)	$0.1*19.16$	1.916	
	Peso aligerado	$0.3*6.85$	2.055	
	Peso macizo	$2.4*0.2*6.81$	3.269	
	Peso vigas H=0.65	$2.4*0.25*0.65*(2.78+1.65+1.43)$	2.285	
	Peso vigas H=0.55	$2.4*0.25*0.55*(2.77+1.35+1.21+0.81)$	2.026	
	Peso viga chata	$2.4*0.2*0.2*(1.21+1.21)$	0.232	
	Peso tabique sobre viga h=0.55m	$0.15*(2.65-0.55)*(0.81+1.35+0.59)*1.4$	1.213	
	Peso tabique sobre viga chata	$0.15*(2.65-0.2)*(1.21+1.21)*1.4$	1.245	
	Peso tabique sobre viga h=0.65m	$0.15*(2.65-0.65)*(0.43+0.41+0.25)*1.4$	0.458	
	Peso escalera	$2.35*0.65$	1.528	
	Carga puntual	$5.43*1.42/3.25$	2.37	
	Carga Viva			
	S/c	$0.2*19.16$	3.832	
	Peso escalera	$2.35*0.2$	0.47	
	Carga puntual	$0.81*1.42/3.25$	0.354	
	AZOTEA	Carga Muerta		
		Peso propio	$1.28*2.4*2.65$	8.141
Piso Terminado (PT)		$0.1*21.51$	2.151	
Peso aligerado		$0.3*6.85$	2.055	
Peso macizo		$2.4*0.2*10.27$	4.930	
Peso de la carga encima de las placas		$3.2*1.62$	5.184	
Peso vigas H=0.65		$2.4*0.25*0.65*(2.78+1.65+1.43)$	2.285	
Peso vigas H=0.55		$2.4*0.25*0.55*(2.77+1.35+1.21+0.81)$	2.026	
Peso parapeto		$0.15*0.9*(0.88+2.9)*1.4$	0.714	
Carga puntual		$2.28*1.42/3.25$	1.00	
Carga Viva				
S/c		$0.1*21.51$	2.151	
Peso de la carga encima de las placas		$3.2*0.17$	0.544	
Carga puntual	$0.09*1.42/3.25$	0.039		
Total	CM = 110.39 ton; CV=16.70 ton			

ANEXO 11: METRADO DE PLACA PL-9 DE SISTEMA DE MUROS

Resumen de metrado de cargas para la placa PL-9 – sistema de muros

Áreas a considerar (m2)			
	Área tributaria piso típico	20.84	
	Área tributaria azotea	22.80	
	Área de losa maciza	7.29	
	Área de losa aligerada	6.87	
PISO	Carga (ton)	Cálculo	Resultado
TÍPICO	Carga Muerta		
		Piso 1: $1.2*2.4*3.2$	9.216
	Peso propio	Piso 2 y 3: $1.2*2.4*2.65$	7.632
	Piso Terminado (PT)	$0.1*20.84$	2.084
	Peso aligerado	$0.3*6.87$	2.061
	Peso macizo	$2.4*0.2*7.29$	3.500
	Peso vigas H=0.55	$2.4*0.25*0.55*(2.78+1.60+1.40+1.21+1.93)$ $+2.4*0.2*0.55*(2.77+0.81)$	3.889
	Peso viga chata	$2.4*0.2*0.2*(1.21+1.21)$	0.232
	Peso tabique sobre viga h=0.55m	$0.15*(2.65-0.55)*(0.84+1.51+0.81+0.43+0.38)*1.4$	1.751
	Peso tabique sobre viga chata	$0.15*(2.65-0.2)*(1.21+1.21)*1.4$	1.245
	Peso escalera	$3.24*0.65$	2.106
	Carga puntual	$4.32*1.42/3.25$	1.890
	Carga Viva		
	S/c	$0.2*20.84$	4.168
	Carga puntual	$0.59*1.42/3.25$	0.258
	AZOTEA	Carga Muerta	
Peso propio		$1.2*2.4*2.65$	7.632
Piso Terminado (PT)		$0.1*22.8$	2.280
Peso aligerado		$0.3*6.87$	2.061
Peso macizo		$2.4*0.2*11.29$	5.419
Peso vigas H=0.55		$2.4*0.25*0.55*(2.78+1.60+1.40+1.21+1.93)$ $+2.4*0.2*0.55*(2.77+0.81)$	3.889
Peso parapeto		$0.15*0.9*(0.88+2.9)*1.4$	0.714
Peso de la carga encima de las placas		$3.2*1.19$	3.808
Carga puntual		$2.41*1.42/3.25$	1.053
Carga Viva			
S/c		$0.1*22.8$	2.280
Peso de la carga encima de las placas	$3.2*0.17$	0.544	
Carga puntual	$0.22*1.42/3.25$	0.096	
Total	CM = 107.61 ton; CV=16.20 ton		



PLANTA PRIMER NIVEL
EDIFICIO CON SISTEMA DUAL

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION: SAN ISIDRO

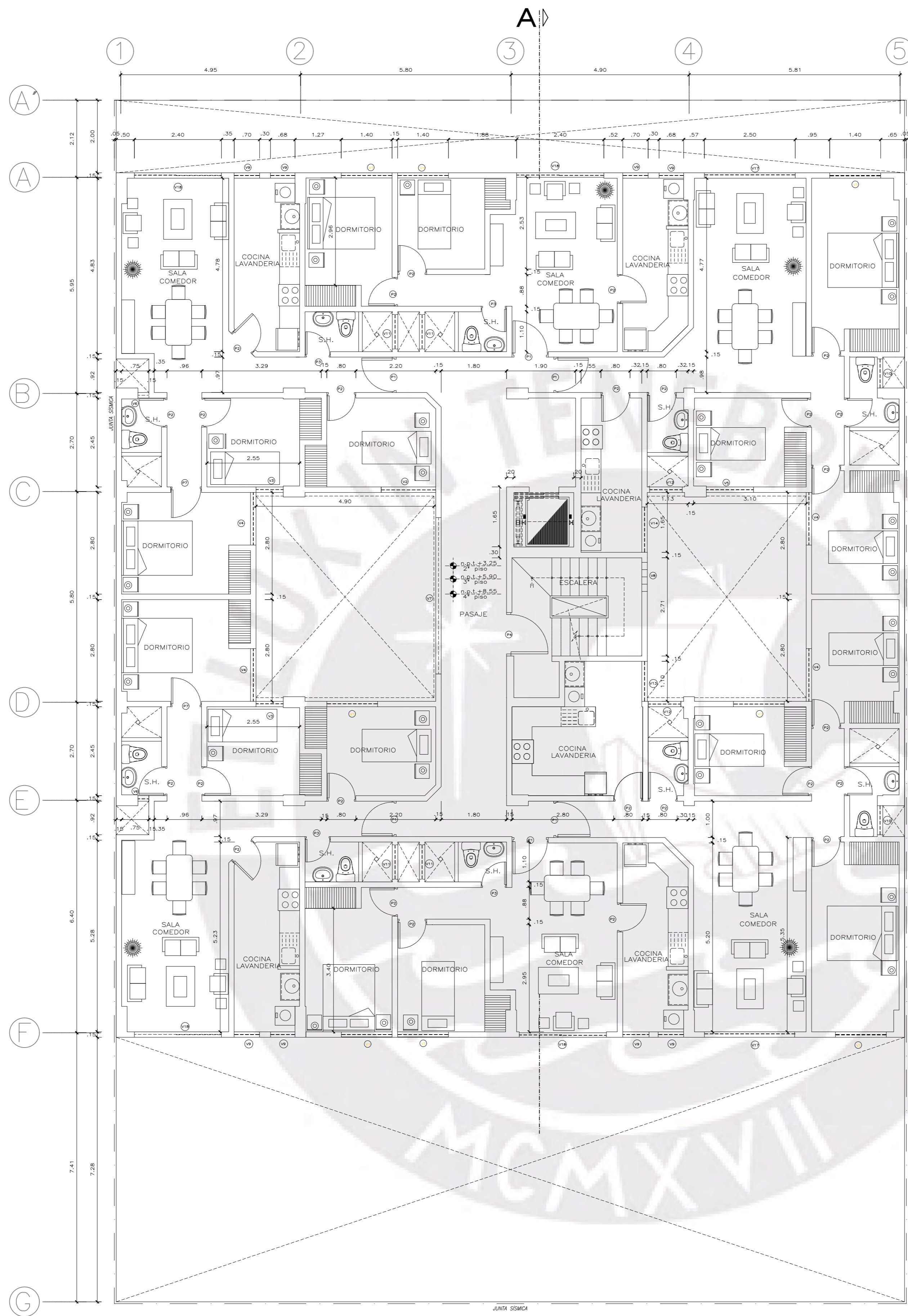
PLANO: PLANTA DE 1°PISO - DUAL

FECHA: SETIEMBRE 2025

ESCALA: 1/75

LÁMINA:

A-01



PUERTA	ANCHO	ALTURA
P1	1.00	1.95
P2	0.80	1.95
P3	0.70	1.95
P4	1.20	1.95
P5	1.10	1.95
P6	1.40	1.95
P7	0.85	1.95
P8	0.65	1.95

LAS PUERTAS SERAN CONTRAPLACADAS DE CEDRO O SIMILAR SALVO P5 QUE SERA METALICA

VENTANA	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	DINTEL
V1	1.40	1.30	0.65	
V2	1.50	1.30	0.65	
V3	0.75	1.30	0.65	
V4	1.45	1.30	0.65	0.10
V5	1.30	1.30	0.65	
V6	0.30	0.40	1.55	
V7	4.30	1.15	0.90	
V8	0.80	0.60	variable	
V9	variable	0.80	1.15	
V10	0.80	0.40	2.00	
V11	0.95	0.40	2.00	
V12	0.90	0.40	1.55	variable
V13	1.10	1.05	0.90	variable
V14	1.25	1.05	0.90	0.10
V15	1.20	1.40	0.90	0.20
V16	2.35	1.40	0.90	0.20
V17	2.50	1.30	0.65	
V18	2.40	1.30	0.65	
M1	2.50	2.35		0.15
M2	2.30	2.35		0.15
M3	5.48	2.35		0.15

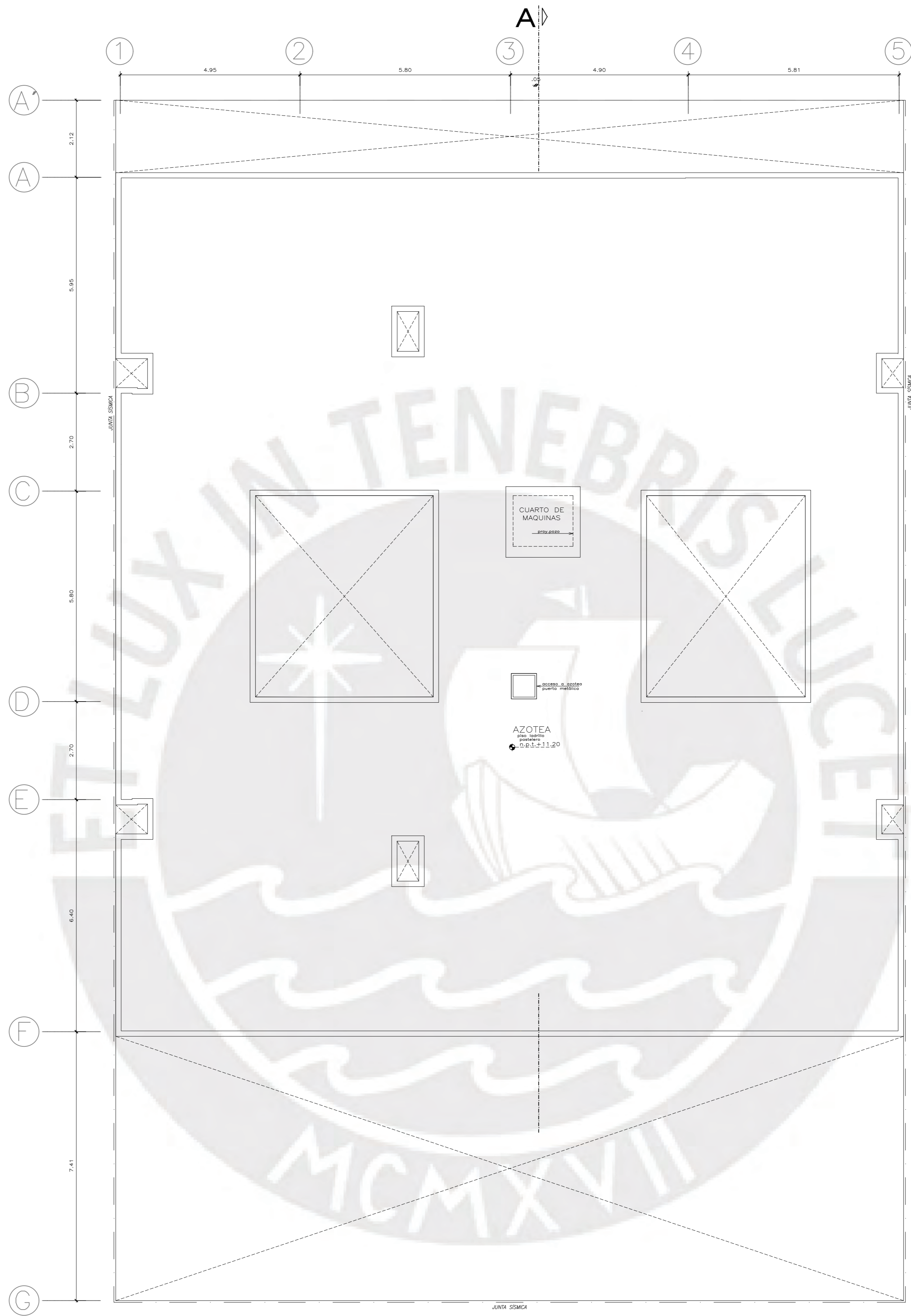
LAS VENTANAS SERAN CORREIDZAS SISTEMA NOVA O SIMILAR QUE SERAN TEMPLADOS SALVO EN LOS BAÑOS Y COCINA DONDE SERAN BATIENTES AL EJE LOS VIDRIOS SERAN INCOLOROS DOBLES SALVO EN LAS MAMPARAS

PLANTA TÍPICA
EDIFICIO CON SISTEMA DUAL

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

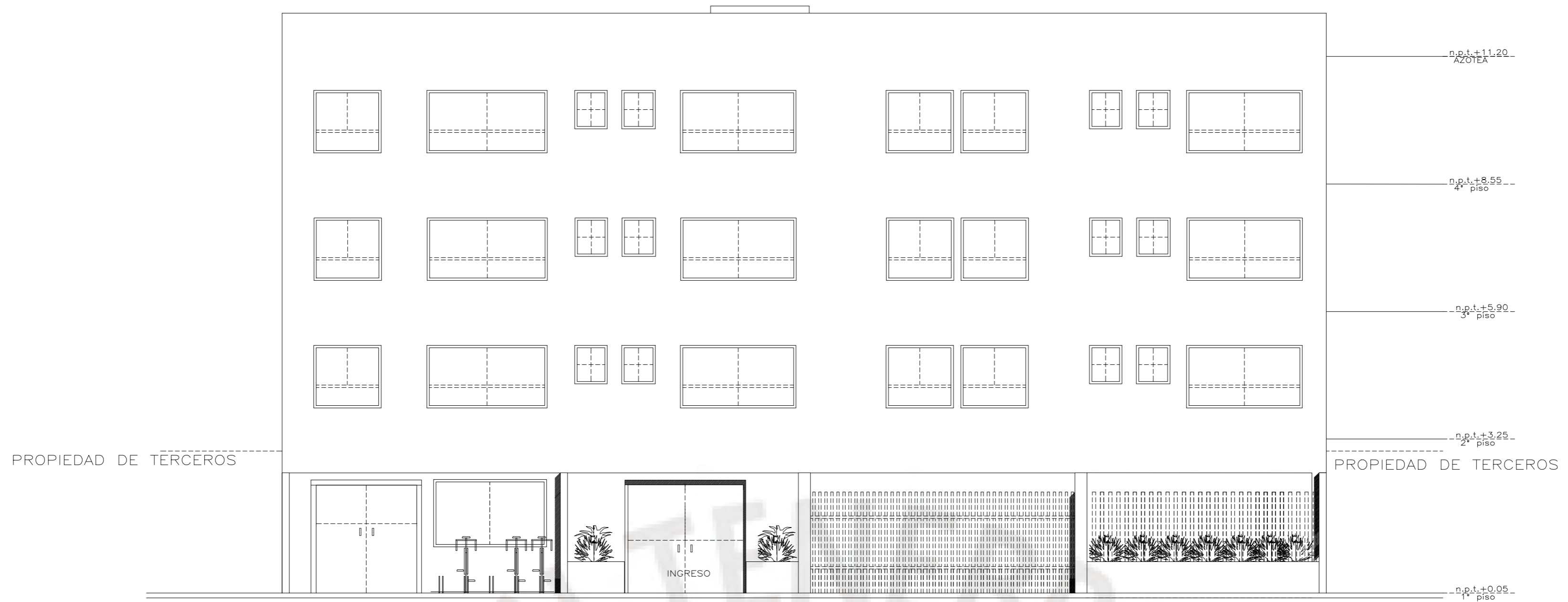
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR
UBICACION: SAN ISIDRO
PLANO: PLANTA PISO TÍPICO-DUAL
FECHA: SETIEMBRE 2025

LÁMINA:
A-02
ESCALA: 1/75



PLANTA AZOTEA
EDIFICIO CON SISTEMA DUAL

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA:
UBICACION: SAN ISIDRO	A-03
PLANO: PLANTA DE AZOTEA - DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75

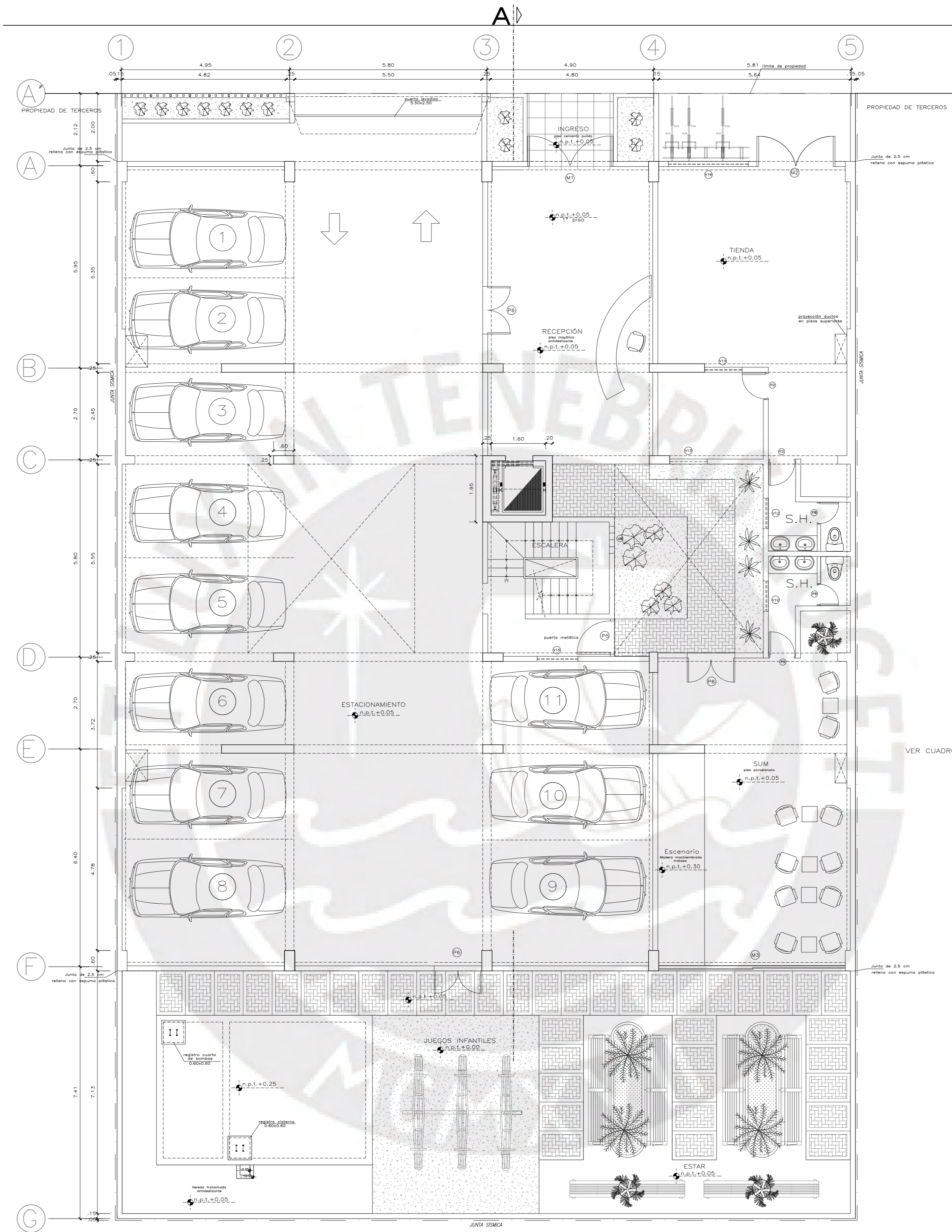


ELEVACIÓN PRINCIPAL
EDIFICIO CON SISTEMA DUAL



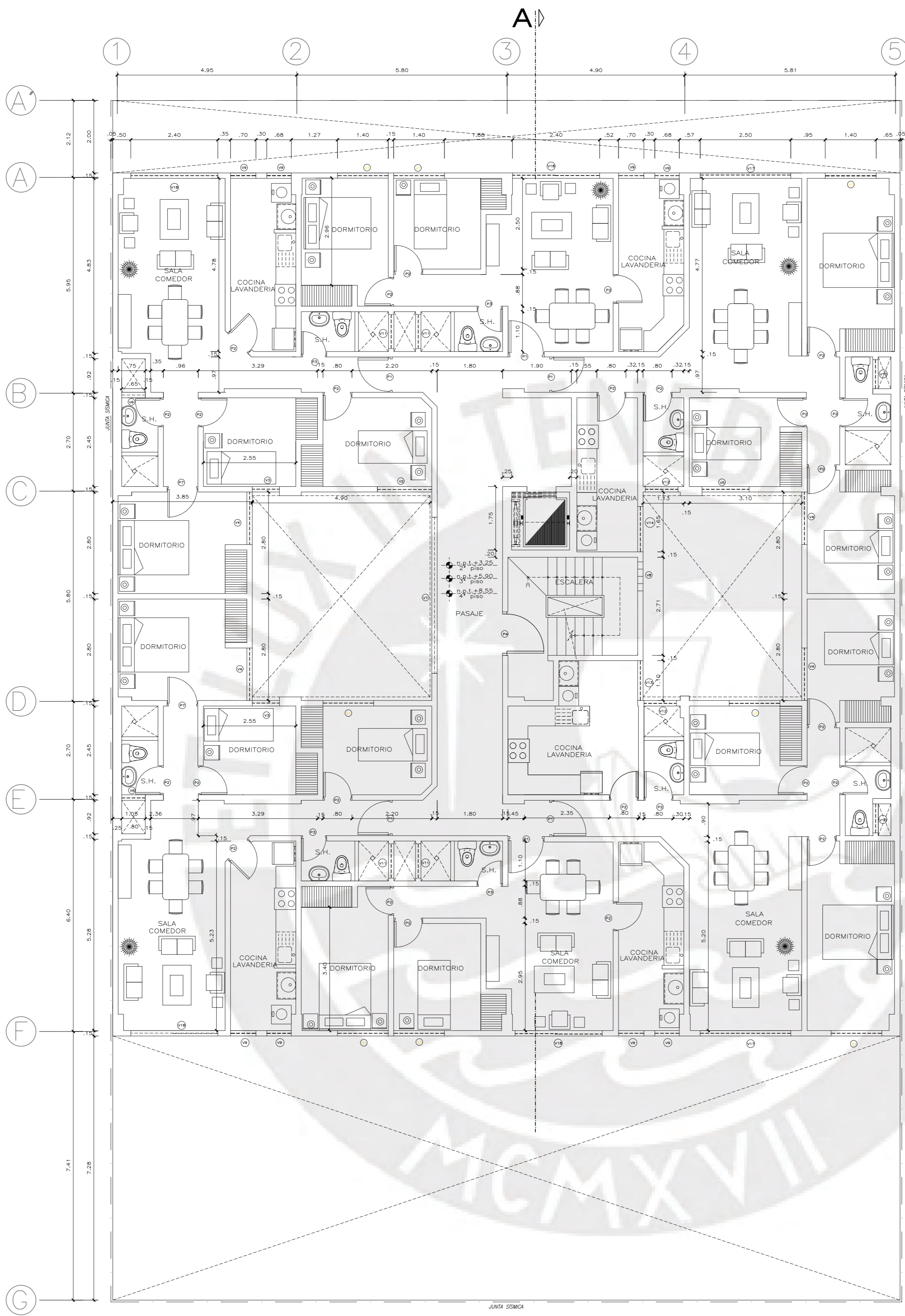
CORTE LONGITUDINAL A-A
EDIFICIO CON SISTEMA DUAL

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: A-04
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: ELEVACIONES Y CORTES-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



PLANTA PRIMER NIVEL
EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: A-05
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: PLANTA DE 1°PISO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



PUERTA	ANCHO	ALTURA
P1	1.00	1.95
P2	0.80	1.95
P3	0.70	1.95
P4	1.20	1.95
P5	1.10	1.95
P6	1.40	1.95
P7	0.85	1.95
P8	0.65	1.95

LAS PUERTAS SERAN CONTRAPLACADAS DE CEDRO O SIMILAR SALVO P5 QUE SERA METALICA

VENTANA	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	DINTEL
V1	1.40	1.40	0.65	
V2	1.50	1.40	0.65	
V3	0.75	1.40	0.65	
V4	1.45	1.40	0.65	
V5	1.30	1.40	0.65	
V6	0.65	0.40	1.65	
V7	4.30	1.15	0.90	
V8	0.80	0.60	variable	
V9	variable	0.80	1.25	
V10	0.80	0.40	2.00	
V11	0.95	0.40	2.00	
V12	0.90	0.40	1.65	variable
V13	1.10	1.15	0.90	variable
V14	1.25	1.15	0.90	
V15	1.20	1.40	0.90	0.30
V16	2.35	1.40	0.90	0.30
V17	2.50	1.40	0.65	
V18	2.40	1.40	0.65	
M1	2.50	2.35		0.25
M2	2.30	2.35		0.25
M3	5.48	2.35		0.25

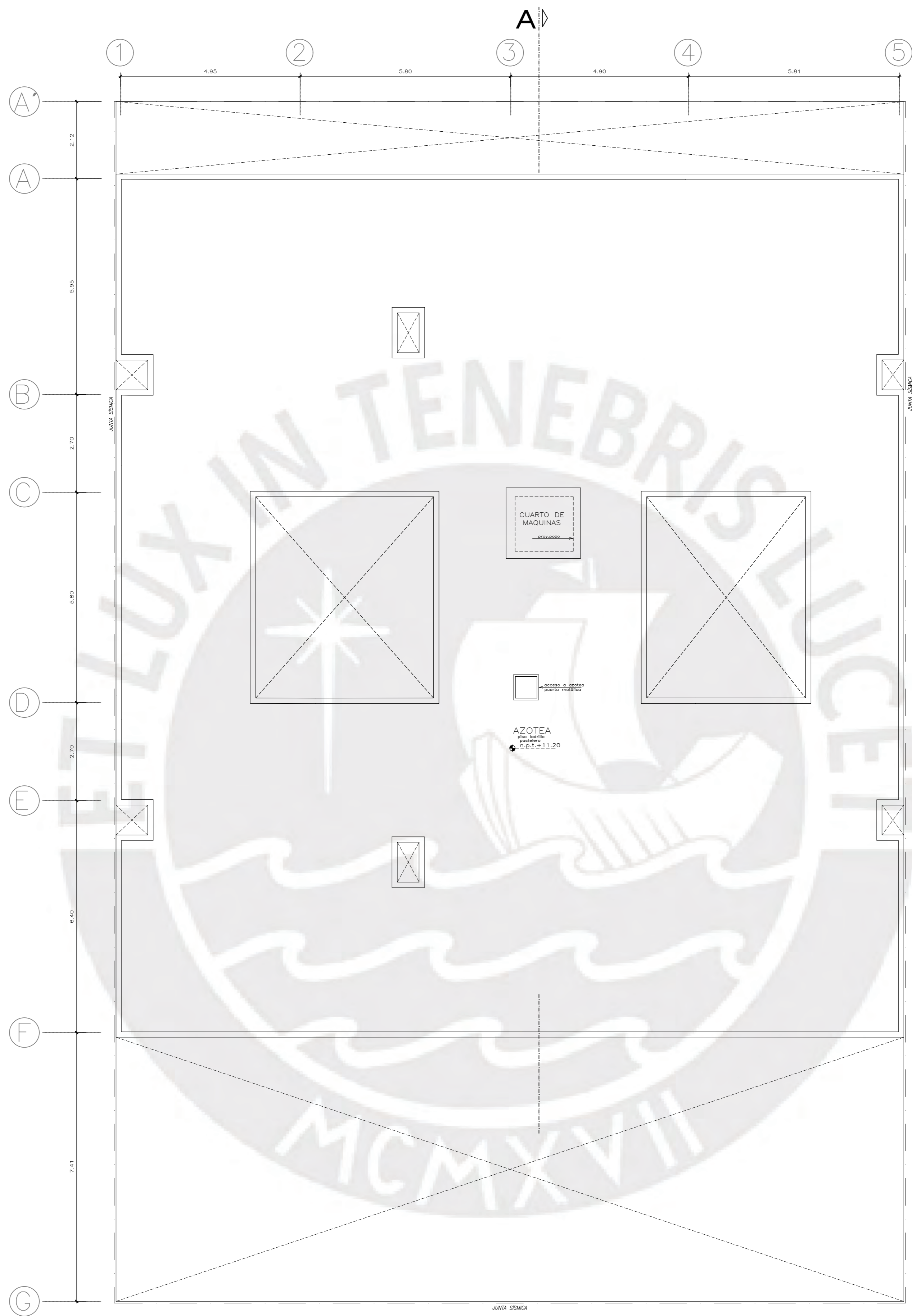
LAS VENTANAS SERAN CORREIDZAS SISTEMA NOVA O SIMILAR QUE SERAN TEMPLADOS SALVO EN LOS BAÑOS Y COCINA DONDE SERAN BATIENTES AL EJE LOS VIDRIOS SERAN INCOLOROS DOBLES SALVO EN LAS MAMPARAS

PLANTA TÍPICA
EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

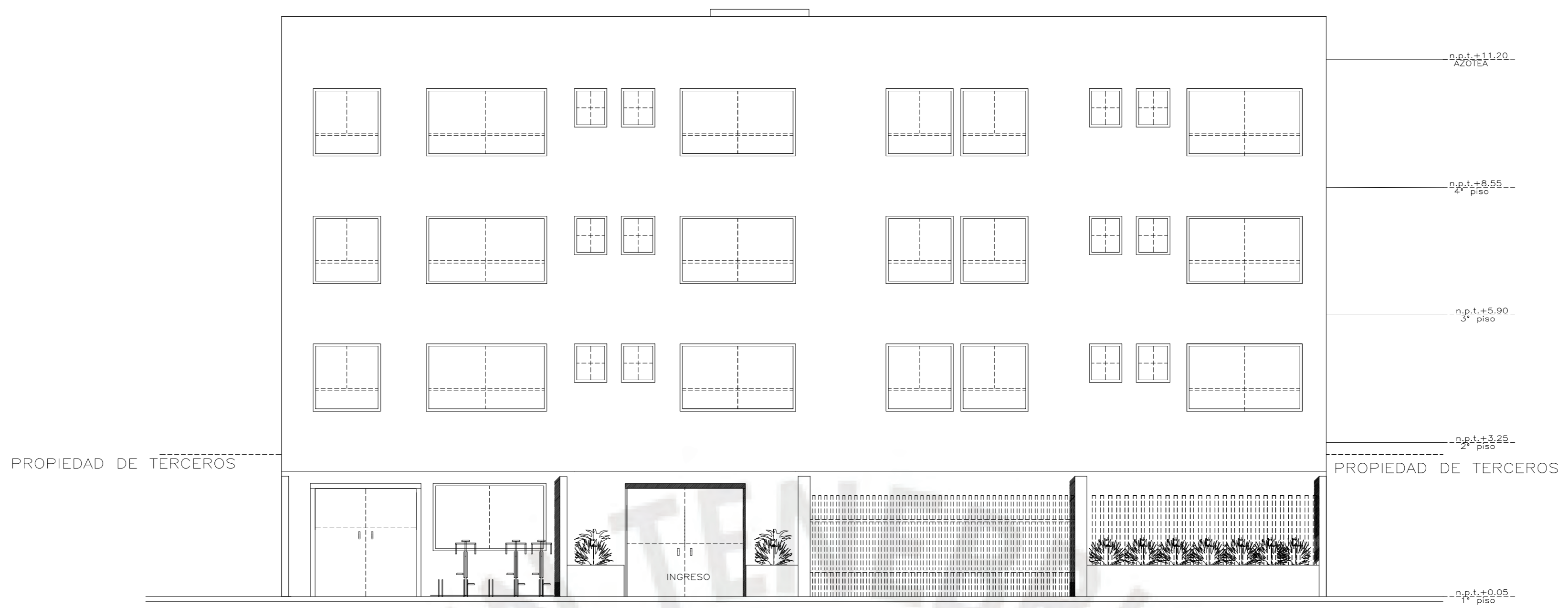
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR
UBICACION: SAN ISIDRO
PLANO: PLANTA PISO TÍPICO-MUROS
FECHA: SETIEMBRE 2025

LÁMINA:
A-06
ESCALA: 1/75



PLANTA AZOTEA
EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: A-07
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: PLANTA DE AZOTEA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



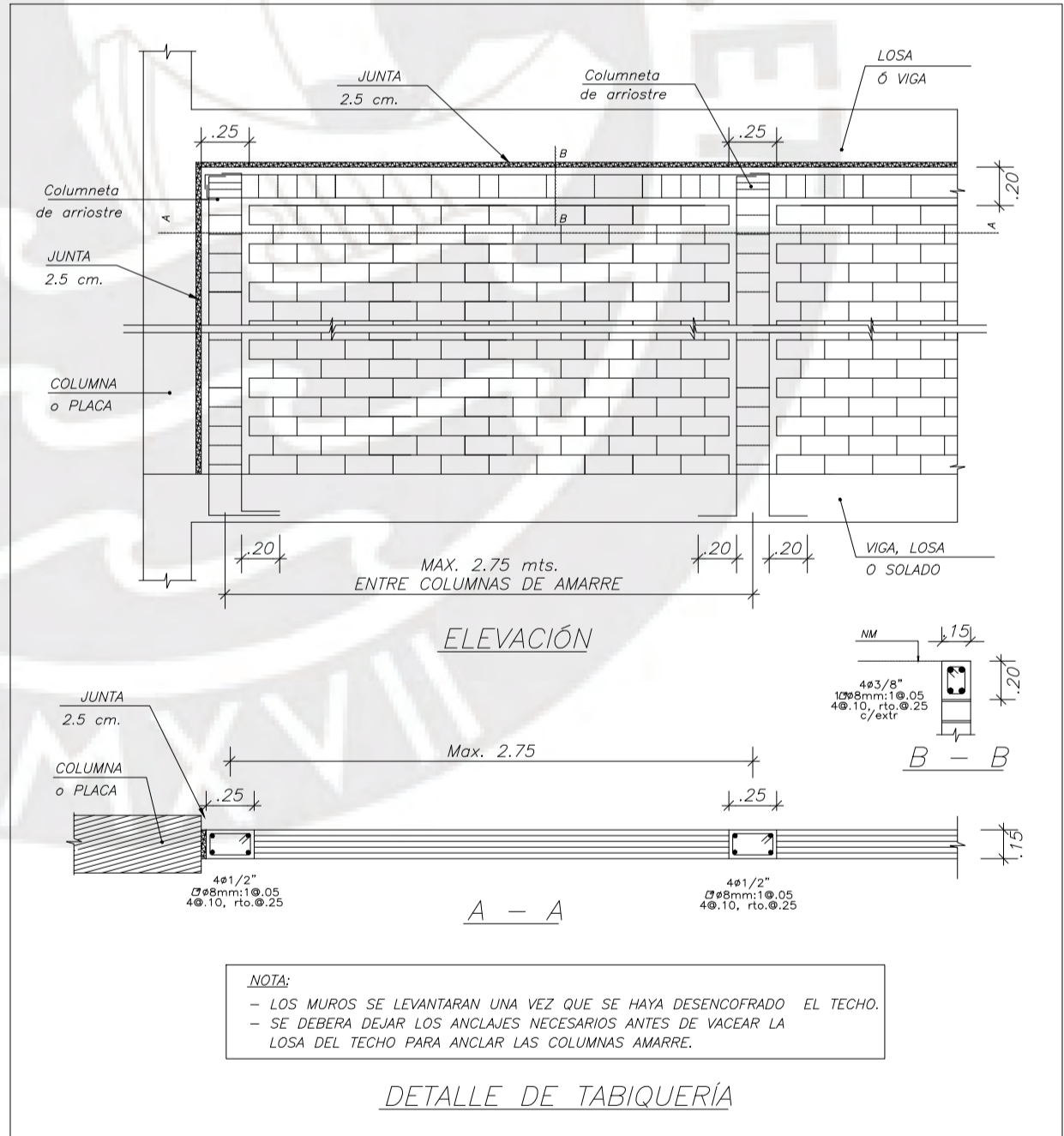
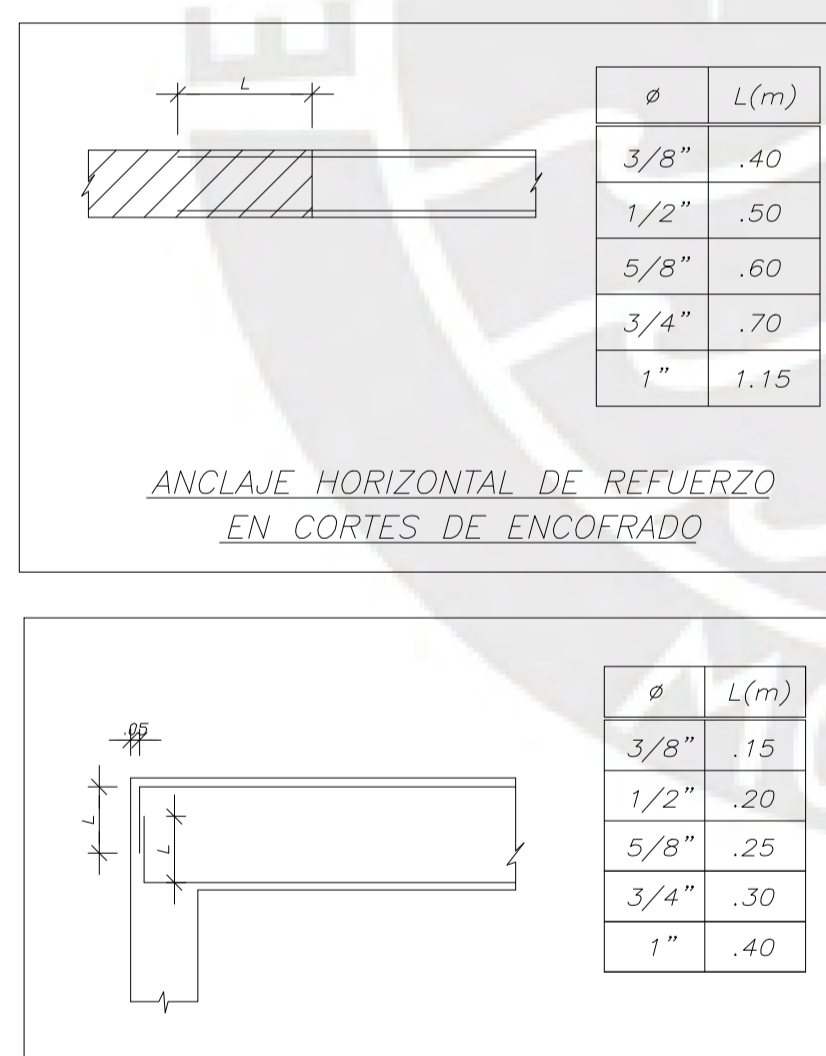
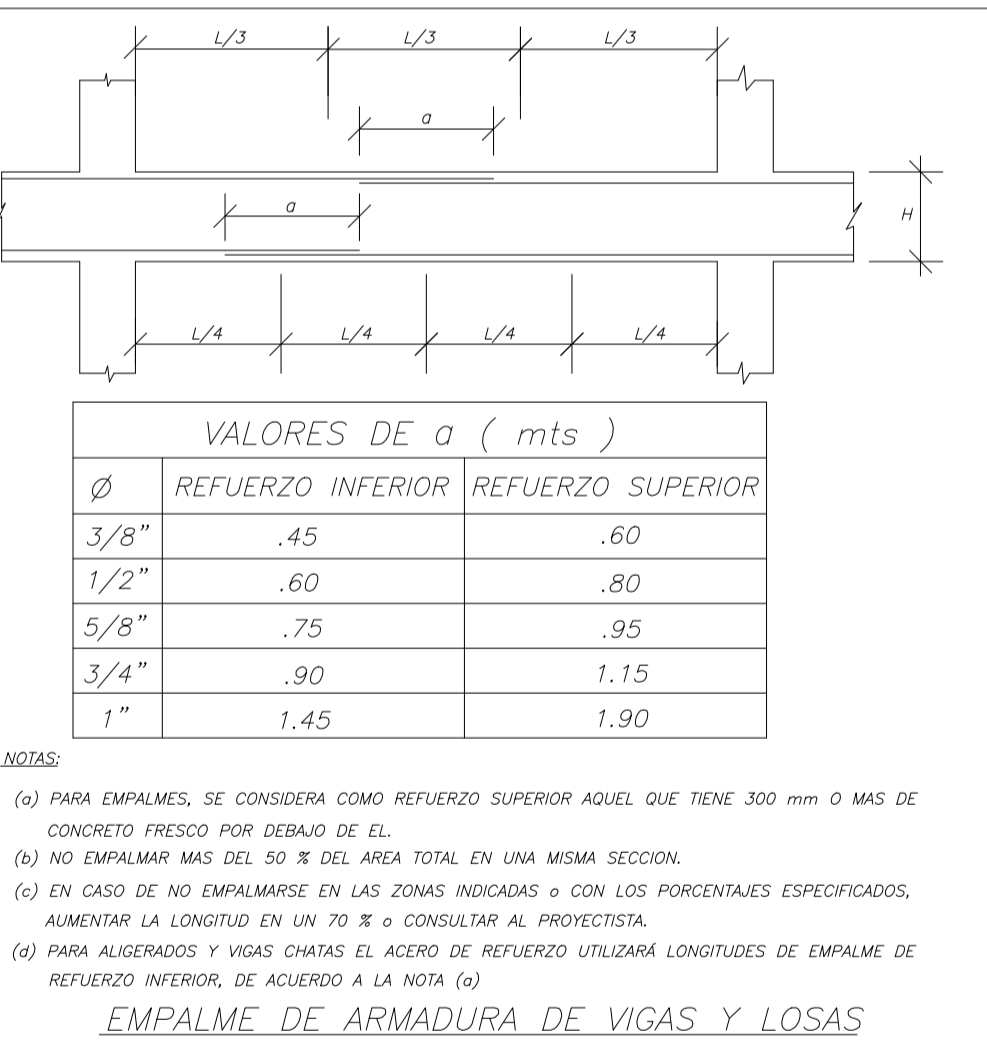
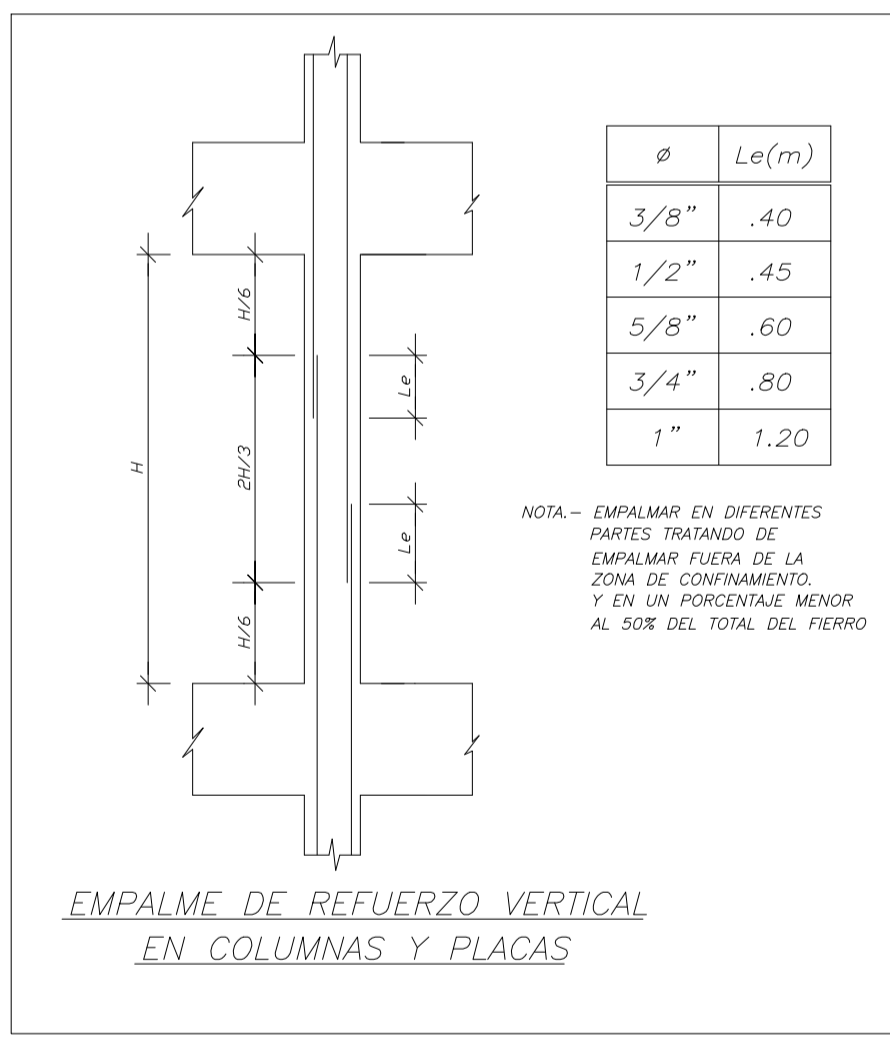
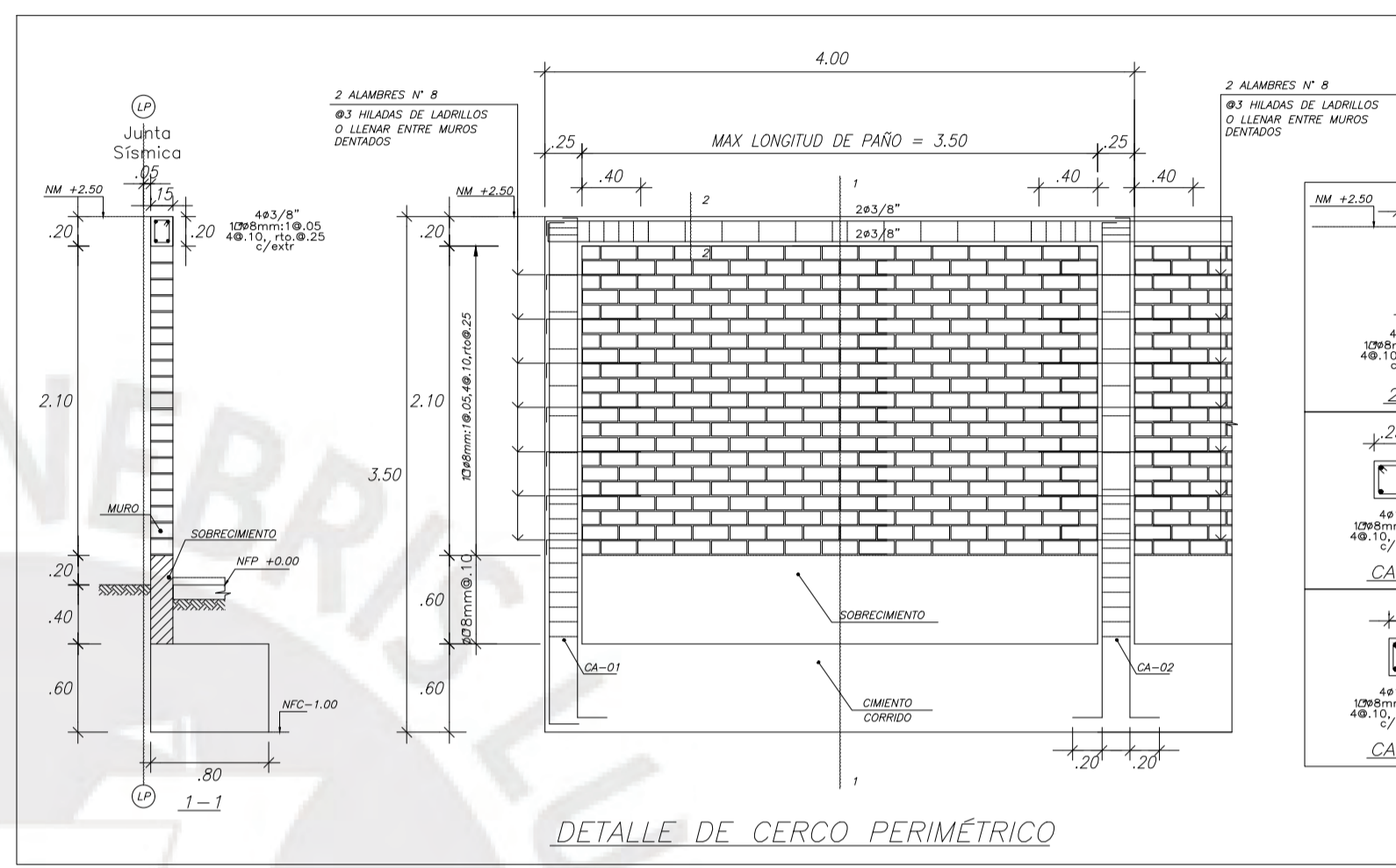
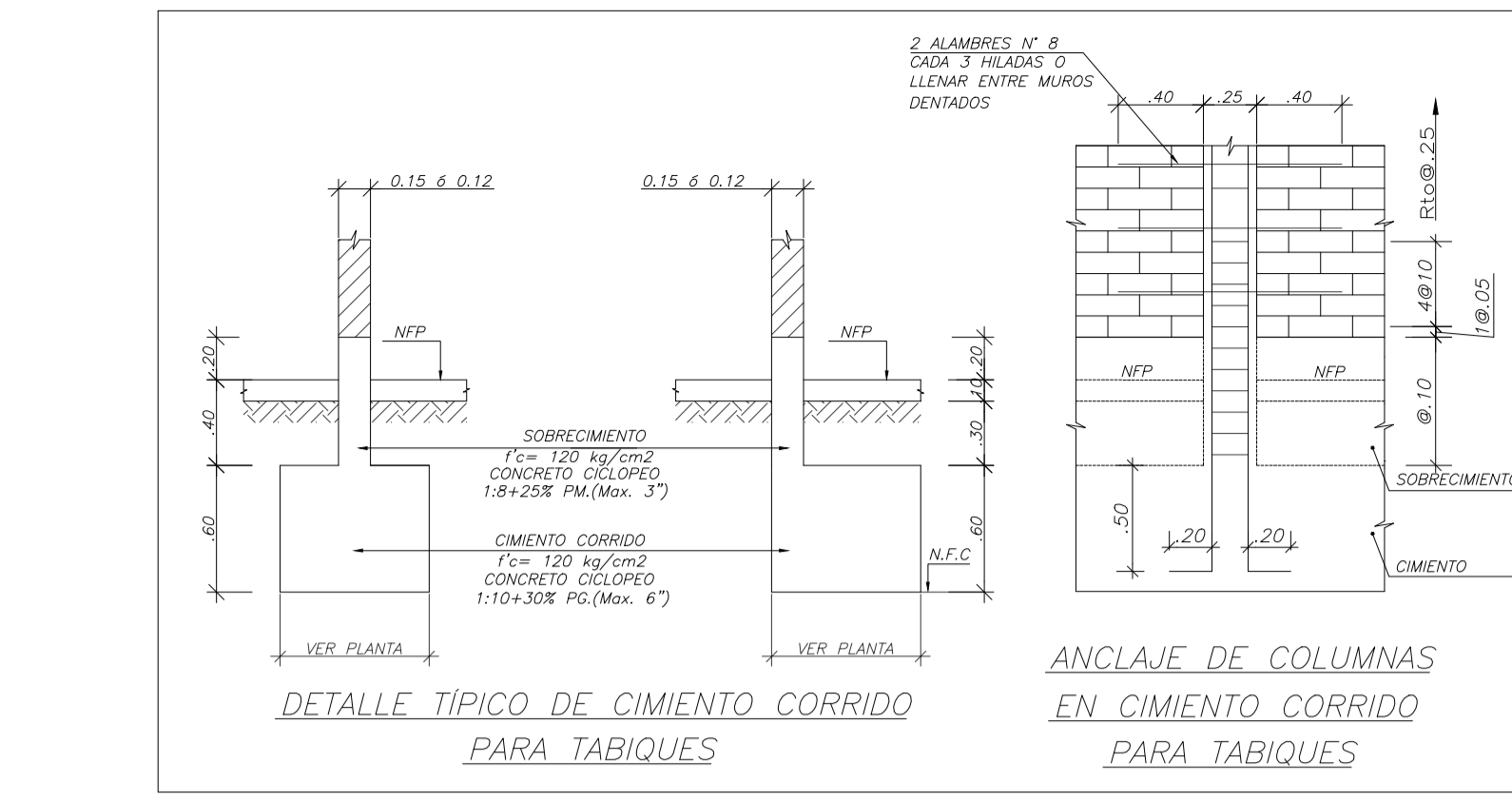
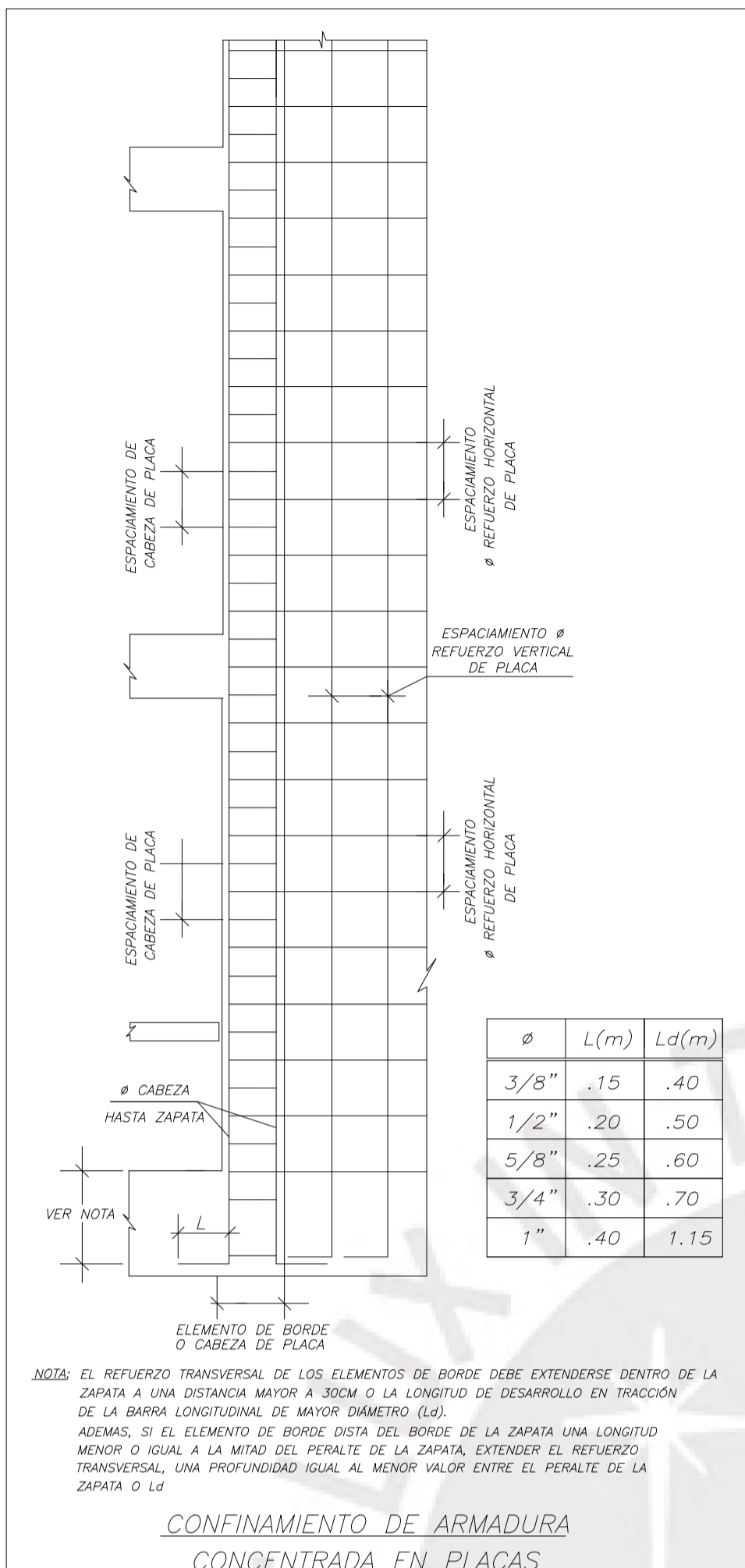
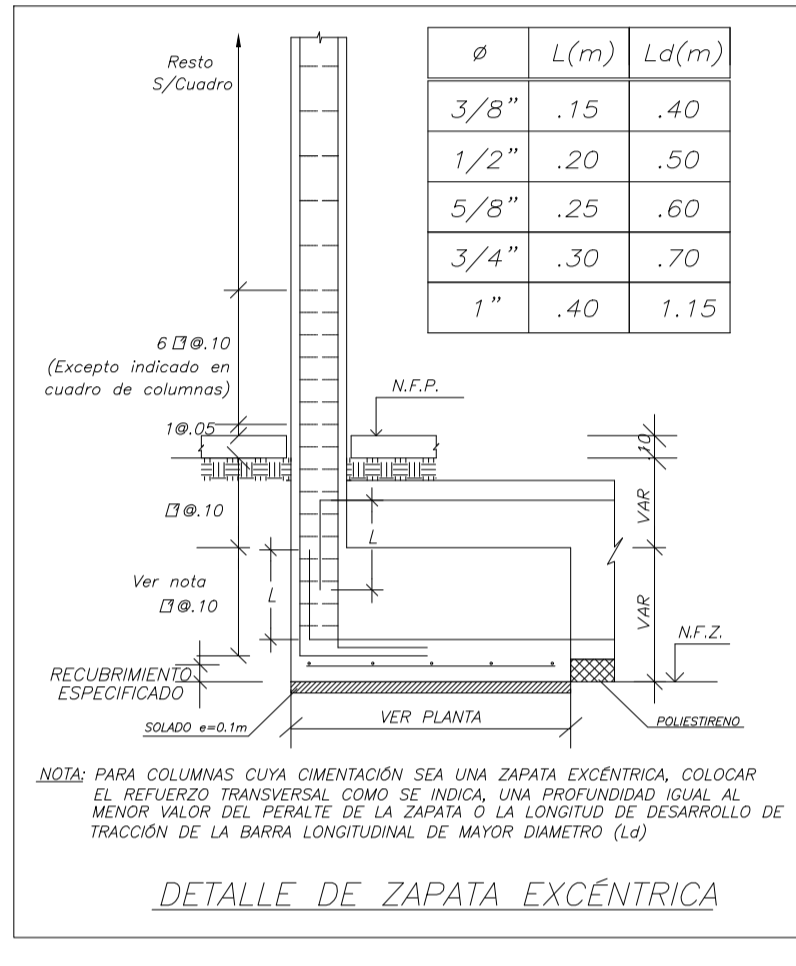
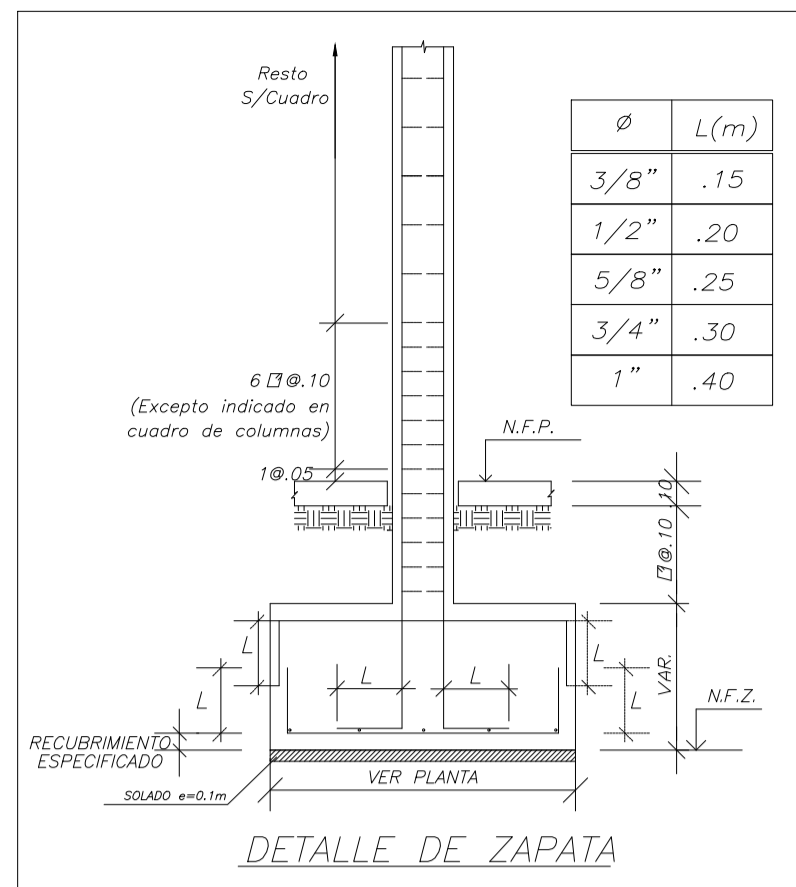
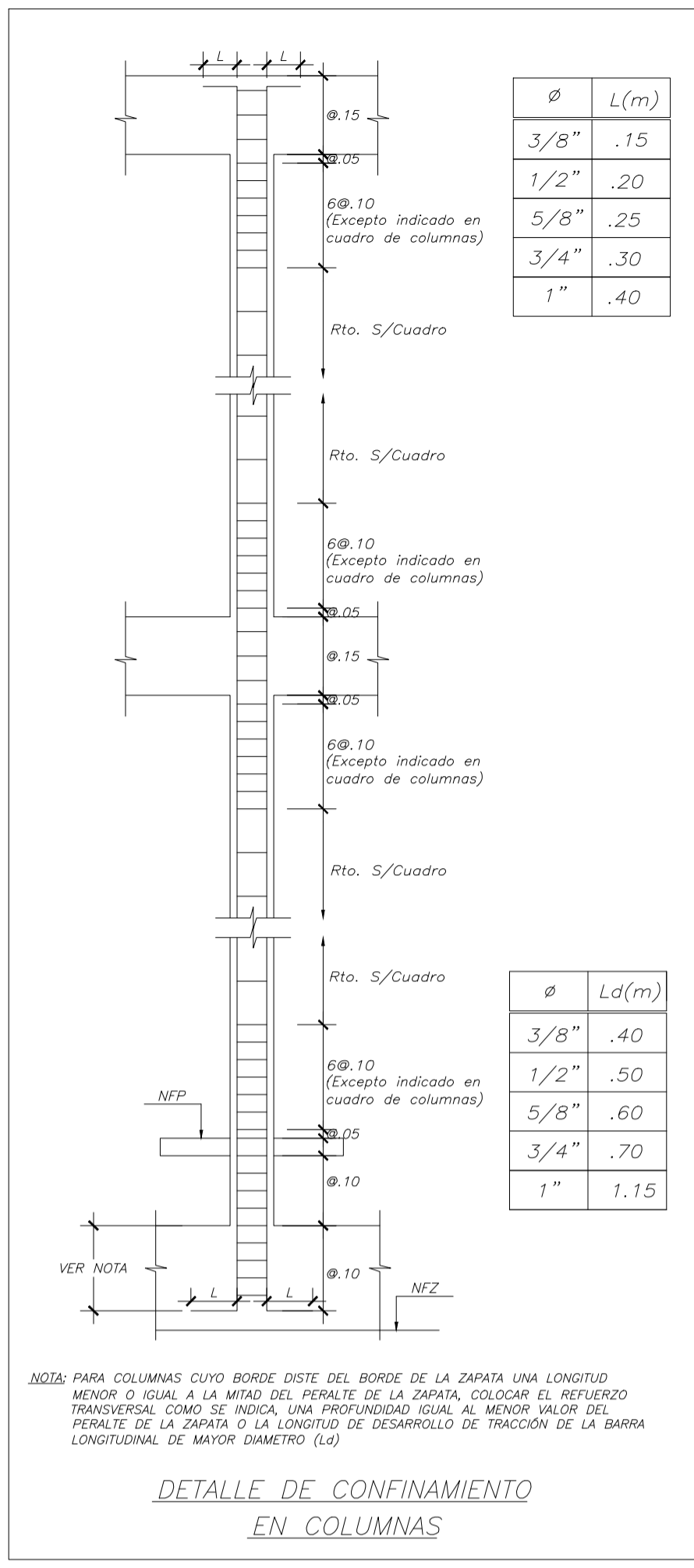
ELEVACIÓN PRINCIPAL
EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES



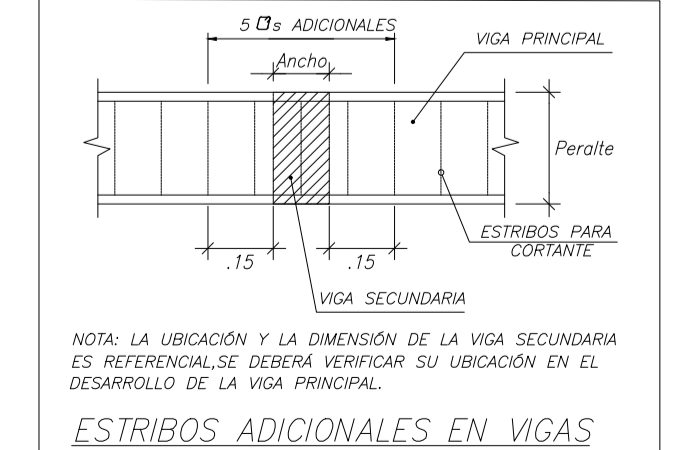
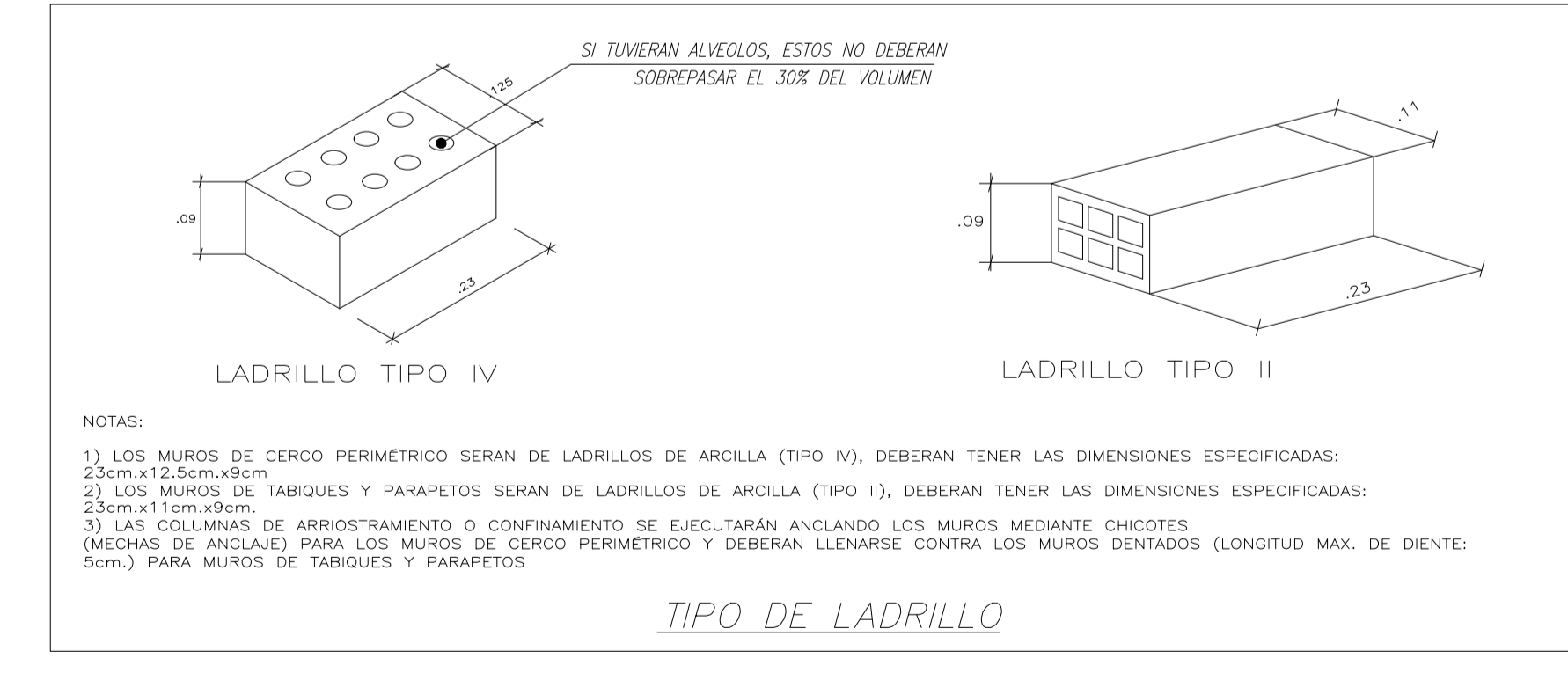
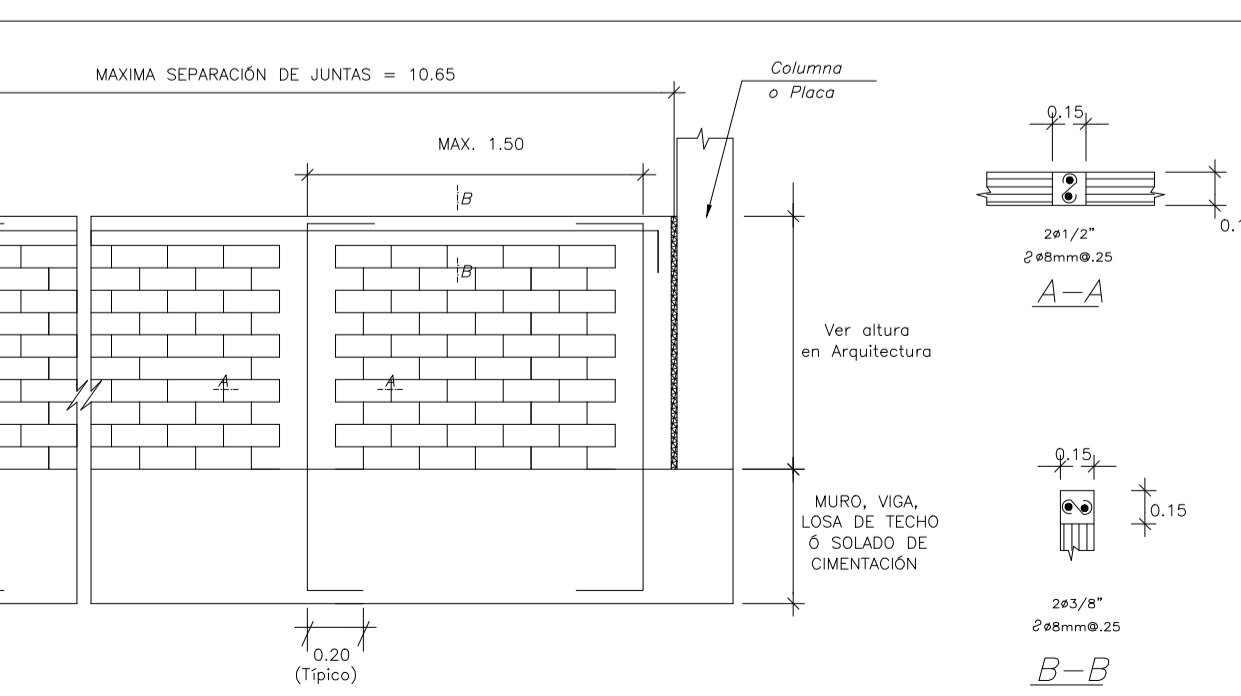
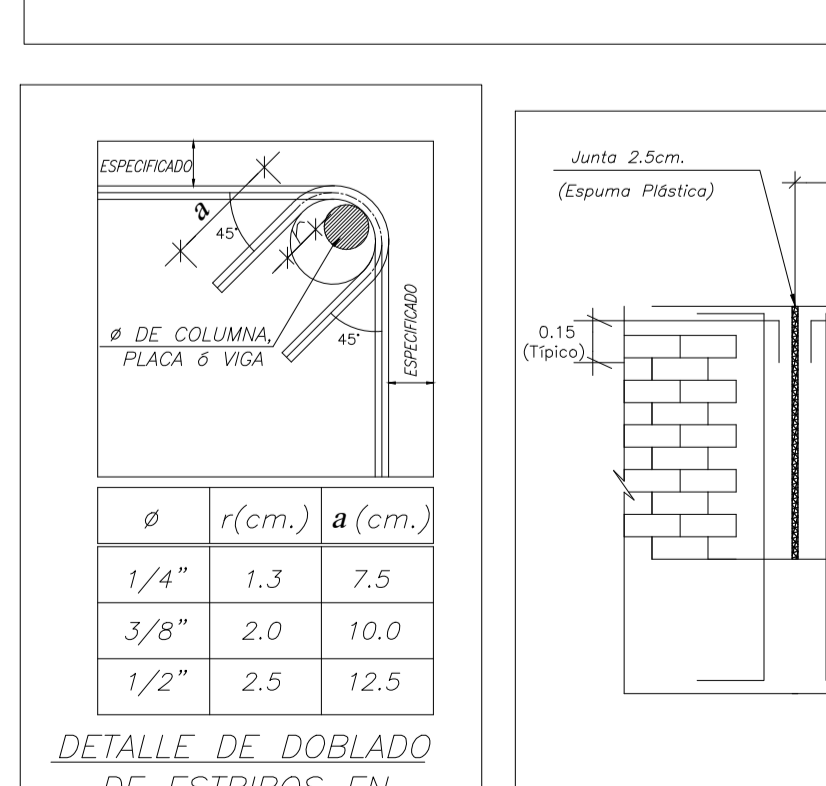
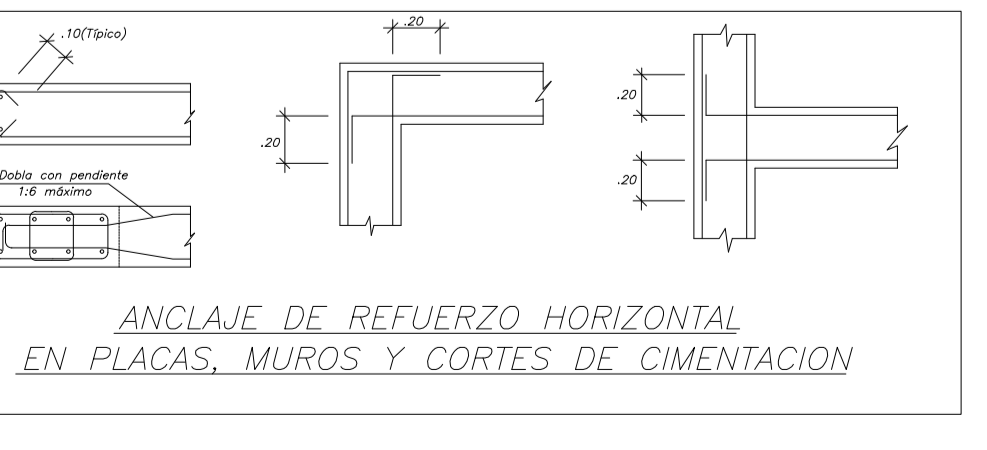
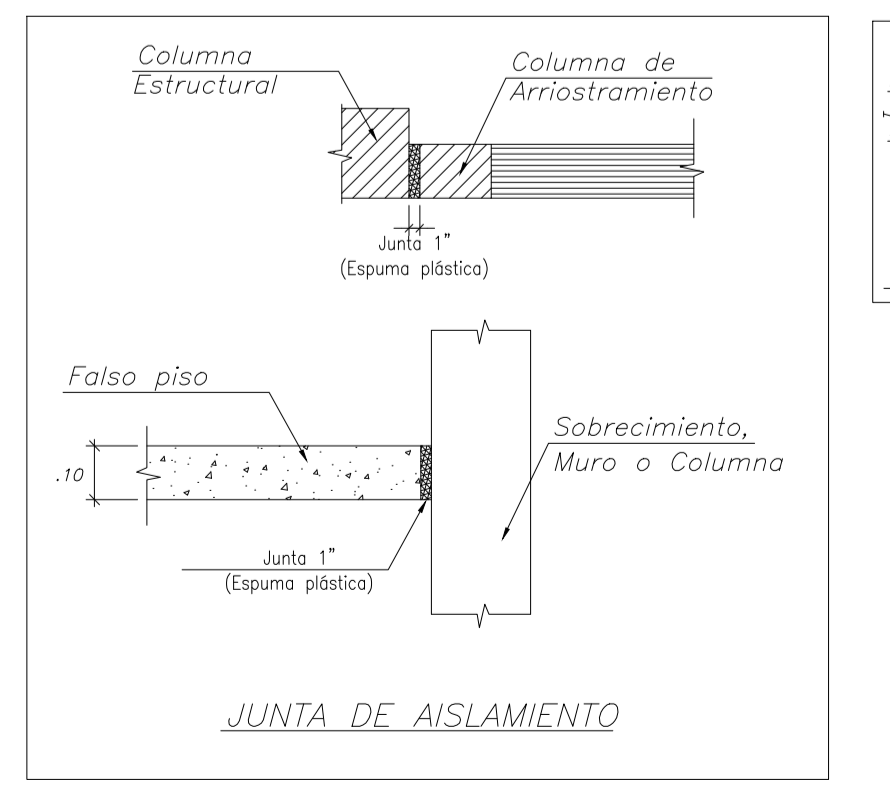
CORTE LONGITUDINAL A-A
EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA:
UBICACION: SAN ISIDRO	A-08
PLANO: ELEVACIONES Y CORTES-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



PLANO	DESCRIPCIÓN
E01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES TÍPICOS
E02	CIMENTACIÓN EDIFICIO SISTEMA DUAL
E03	CORTES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN EDIFICIO SISTEMA DUAL
E04	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS EDIFICIO SISTEMA DUAL
E05	ENCORFRADO DEL PISO TÍPICO EDIFICIO SISTEMA DUAL
E06	ENCORFRADO DE LA AZOTEA EDIFICIO SISTEMA DUAL
E07	ESCALERAS, CUARTO DE MÁQUINAS Y SISTEMA EDIFICIO SISTEMA DUAL
E08	VIGAS DEL PISO TÍPICO 1 EDIFICIO SIST. DUAL
E09	VIGAS DEL PISO TÍPICO 2 EDIFICIO SIST. DUAL
E10	VIGAS DEL PISO TÍPICO 3 EDIFICIO SIST. DUAL
E11	VIGAS DEL PISO TÍPICO 4 EDIFICIO SIST. DUAL
E12	VIGAS DE AZOTEA 1 EDIFICIO SIST. DUAL
E13	VIGAS DE AZOTEA 2 EDIFICIO SIST. DUAL
E14	VIGAS DE AZOTEA 3 EDIFICIO SIST. DUAL
E15	VIGAS DE AZOTEA 4 EDIFICIO SIST. DUAL
E16	CIMENTACIÓN EDIFICIO SISTEMA DE MUROS
E17	CORTES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN EDIFICIO SIST. DE MUROS
E18	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS EDIFICIO SIST. DE MUROS
E19	ENCORFRADO DEL PISO TÍPICO EDIFICIO SISTEMA DE MUROS
E20	ENCORFRADO DE LA AZOTEA EDIFICIO SISTEMA DE MUROS
E21	ESCALERAS, CUARTO DE MÁQUINAS Y SISTEMA EDIFICIO SIST. DE MUROS
E22	VIGAS DEL PISO TÍPICO 1 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E23	VIGAS DEL PISO TÍPICO 2 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E24	VIGAS DEL PISO TÍPICO 3 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E25	VIGAS DEL PISO TÍPICO 4 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E26	VIGAS DE AZOTEA 1 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E27	VIGAS DE AZOTEA 2 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E28	VIGAS DE AZOTEA 3 EDIFICIO SIST. DE MUROS
E29	VIGAS DE AZOTEA 4 EDIFICIO SIST. DE MUROS



ESPECIFICACIONES GENERALES

1. CONCRETO ARMADO

RESISTENCIA DEL CONCRETO

- ZAPATAS Y PLACAS DE CIMENTACIÓN: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS DE CIMENTACIÓN: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- COLUMNAS Y PLACAS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS Y LOSAS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- ELEMENTOS EN CONTACTO CON AGUA: $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
- OTROS ELEMENTOS: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

BARRAS CORROADAS: $f_y=280 \text{ kg/cm}^2$

ASTM A-615 (GRADO 60)

RECUBRIMIENTOS

- MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO: 5.0 cm.
- COLUMNAS DE ARRIOSTRE Y VIGAS SOLERAS: 2.5 cm.
- COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS: 4.0 cm.
- ALISERADOS Y VIGAS CHATAS: 2.0 cm.
- LOSAS Y ESCALERAS: 2.0 cm.
- VIGAS DE CIMENTACIÓN: 5.0 cm.
- ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS: 8.0 cm.

2. CONCRETO SIMPLE

- SOLADO: $f_c=120 \text{ kg/cm}^2$
- FALSO PISO: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- SOBRECIMIENTO: $f_c=120 \text{ kg/cm}^2$
- CIMENTO CORRIDO: $f_c=120 \text{ kg/cm}^2$
- FALSA ZAPATA: $f_c=120 \text{ kg/cm}^2$

3. CEMENTO

- CEMENTO PARA CIMENTACIÓN: PORTLAND TIPO I CON RELACIÓN $a/c=0.45$
- CEMENTO PARA SUPERESTRUCTURA: PORTLAND TIPO I CON RELACIÓN $a/c=0.45$
- CEMENTO PARA ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON AGUA: PORTLAND TIPO I CON RELACIÓN $a/c=0.45$ + ADITIVO IMPERMEABILIZANTE

4. CIMENTACIÓN

- TIPO CIMENTACIÓN: ZAPATA Y CIMENTO CORRIDO
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: GRASA ARENOSA, MAL GRADUADA, SUELO A MEDIANAMENTE DENSA, AJUSTAMENTE PUNERA, CON PIEDEAS REDONDAS DE ϕ PLACAS DE TAMAÑO MÁXIMO
- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: -1.50 m. (PROFUNDIDAD MÍNIMA RESPECTO AL NIVEL DE TERRENO)
- PRESIÓN ADMISIBLE: $q^* = 4.00 \text{ kg/cm}^2$
- PESO ESPECÍFICO DE TERRENO: $\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$

5. ALBAÑILERÍA

5.1. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA PARA MUROS NO PORTANTES COMO TABIQUES Y PARAPETOS

- USAR LADRILLOS PANDERETA (UNIDAD TUBULAR, TIPO II) CON 40 A 60% DE ÁREA DE VACÍOS
- MEZCLA DE MORTERO CEMENTO-ARENA: 1:5
- ESPAZOR DE JUNTAS DE MORTERO: 1.2 cm.
- RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE ALBAÑILERÍA: $f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
- RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA: $f_b = 70 \text{ kg/cm}^2$

5.2. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA PARA MUROS NO PORTANTES COMO CERCIOS PERIMÉTRICOS

- USAR LADRILLOS MACIZOS KK 18 huecos (TIPO IV) CON 30% DE ÁREA DE VACÍOS
- MEZCLA DE MORTERO CEMENTO-ARENA: 1:5
- ESPAZOR DE JUNTAS DE MORTERO: 1.2 cm.
- RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE ALBAÑILERÍA: $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
- RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA: $f_b = 130 \text{ kg/cm}^2$

6. SOBRECARGAS

-S/C = INDICADAS

7. CONSIDERACIONES SISMORESISTENTES

7.1. EDIFICIO CON SISTEMA DUAL TIPO I

-SISTEMA ESTRUCTURAL: XX I DUAL TIPO I

-PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN: $T_x = 0.386 \text{ s}$
 $T_y = 0.378 \text{ s}$

-PARAMETROS DE FUERZA SÍSMICA: $Z=0.45$, $U=1.0$, $S=1.0$, $T_p=0.4 \text{ seg.}$, $C_w=2.5$, $C_p=2.5$, $R_x=7$, $R_y=7$ (Regular) (Regular)

-FUERZA CORTANTE BASAL DE DISEÑO: $W_x = 245.53 \text{ ton}$
 $W_y = 245.97 \text{ ton}$

-DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS: $D_x = 5.08 \text{ cm}$, $D_y = 4.71 \text{ cm}$

RELATIVO DE ENTRESO: $D_x = 1.51 \text{ cm}$, $D_y = 1.40 \text{ cm}$

-DERIVAS MÁXIMAS DE ENTRESO: $D_x/n = 0.0057$, $D_y/n = 0.0053$

7.2. EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

-SISTEMA ESTRUCTURAL: XX I MUROS DE CONCRETO ARMADO

-PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN: $T_x = 0.369 \text{ s}$
 $T_y = 0.241 \text{ s}$

-PARAMETROS DE FUERZA SÍSMICA: $Z=0.45$, $U=1.0$, $S=1.0$, $T_p=0.4 \text{ seg.}$, $C_w=2.5$, $C_p=2.5$, $R_x=6$, $R_y=6$ (Regular) (Regular)

-FUERZA CORTANTE BASAL DE DISEÑO: $W_x = 294.43 \text{ ton}$
 $W_y = 282.98 \text{ ton}$

-DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS: $D_x = 4.51 \text{ cm}$, $D_y = 2.23 \text{ cm}$

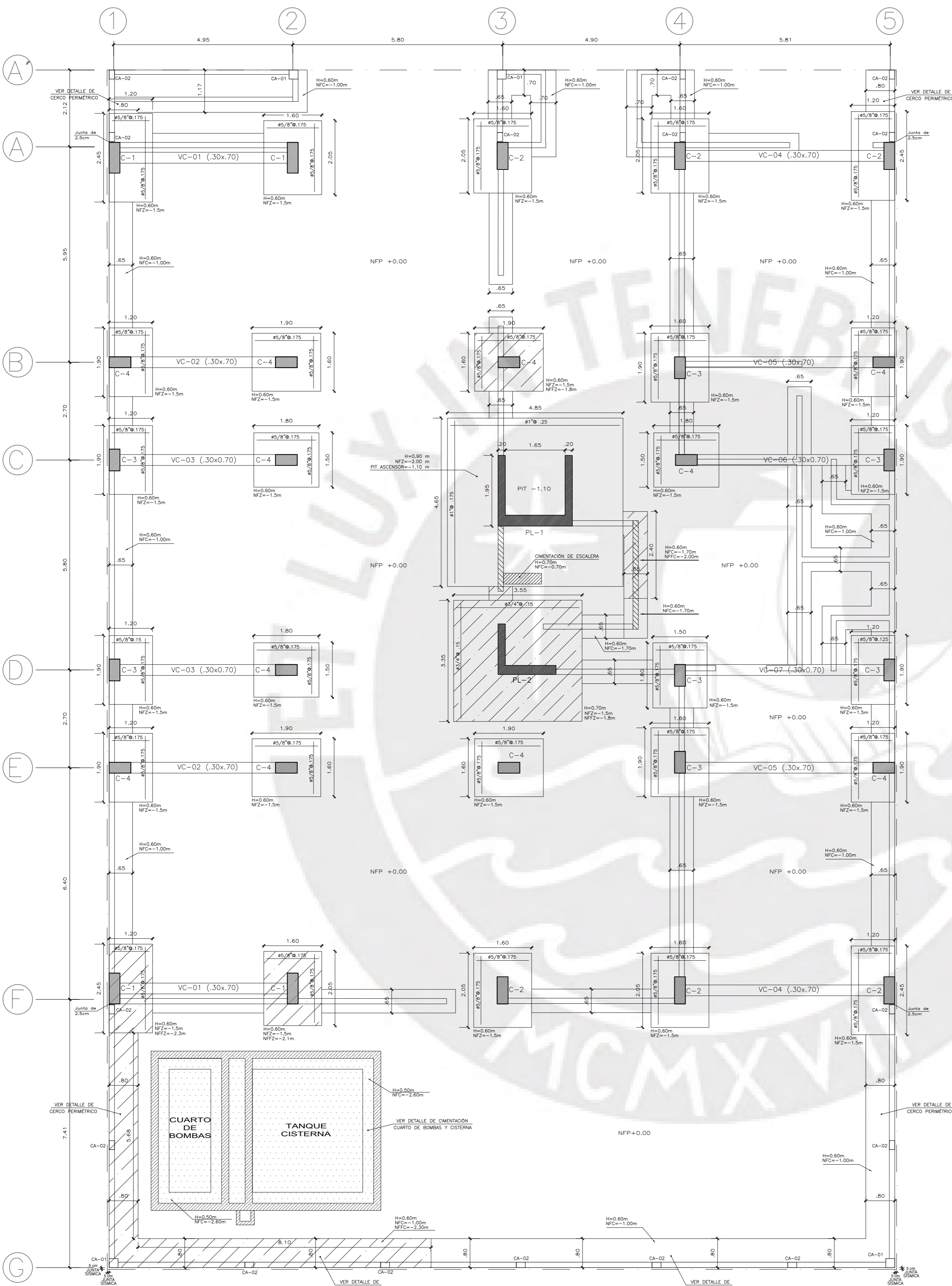
RELATIVO DE ENTRESO: $D_x = 1.30 \text{ cm}$, $D_y = 0.66 \text{ cm}$

-DERIVAS MÁXIMAS DE ENTRESO: $D_x/n = 0.0049$, $D_y/n = 0.0025$

NOTA: SE RECOMIENDA EL USO DE UN SELADOR EN EL CONCRETO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA MINIMIZAR LA GUBIERNACIÓN DE LA ARMADURA

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
 ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR LÁMINA:
 UBICACION: SAN ISIDRO E-01
 PLANO: ESPECIFICACIONES Y DETALLES
 FECHA: SETIEMBRE 2025 ESCALA: SIN ESCALA



PLANTA DE CIMENTACIONES SISTEMA DUAL

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
Tipo de cimentación	Zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos
Estrato de apoyo de la Cimentación	Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, con pedras redondas de 8 pulgadas de tamaño máximo
Profundidad de la Napa Freática	No hay presencia de agua subterránea
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	
Profundidad de la cimentación	Profundidad mínima de 150 m
Presión admisible	40 kg/cm ²
Factor de seguridad por corte	3.0 (Estático) / 2.5 (Solicitación máxima para sismo)
Asentamiento diferencial máximo aceptable	(0.8x5.0) que corresponde a 21 cm
PARAMETROS SISMICOS DEL SUELO (De acuerdo a la Norma E.030)	
Zona Sísmica	4
Tipo de perfil del suelo	S1
Factor de Suelo (S)	1.00
Periodo T _p (s)	0.40
Periodo T _l (s)	2.50
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION	
La exposición de sufitos se evalúa como "INDEFINIDA", por lo tanto, para las estructuras de concreto ND se requiere el uso de cemento especial	
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION	
Licuefacción	No existe potencial de licuefacción de suelos
Colapso	No
Expansión	No
INDICACIONES ADICIONALES:	
No se debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario y que estos materiales inadecuados sean removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados por materiales adecuados	

NOTA: ESTAR LEJOS A TODO EL TIEMPO QUE SE ENCONTRE EN CONTACTO CON EL CONCRETO
 NOTA: PARA EL TRAZADO DE LA CIMENTACION VER ARQUITECTURA
 NOTA: VER PLANO DE DETALLES GENERALES

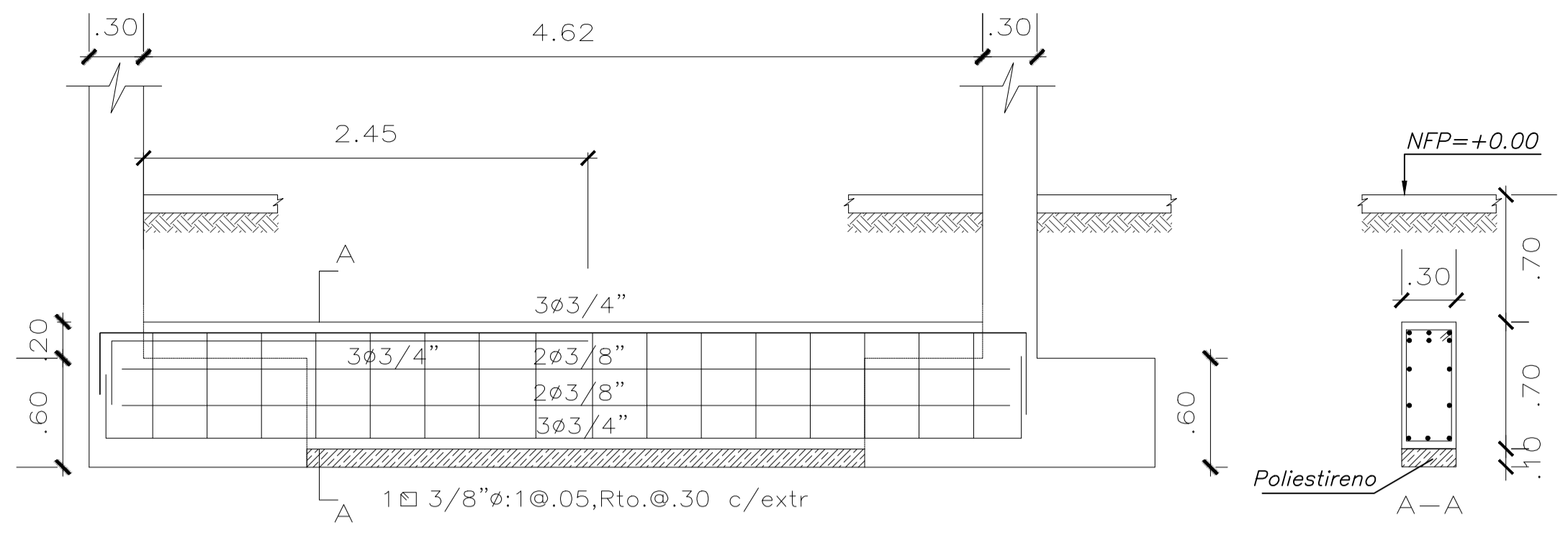
NOTAS SOBRE MUROS:
PARA EL TANQUE CISTERNA Y EL CUARTO DE BOMBAS
 1.- El diseño se realizó en base a una resistencia del concreto f'c=280 kg/cm² (Ver Especificaciones generales).
 2.- El diseño considera un ángulo de fricción interno de φ=32° y un peso específico de γ=2100kg/m³.

LEYENDA	
NFP	= NIVEL FALSO PISO
NFZ	= NIVEL FONDO ZAPATA
NFZ'	= NIVEL FONDO FALSA ZAPATA
NFC	= NIVEL FONDO DE CIMENTO
NFC'	= NIVEL FONDO FALSO CIMENTO
PIT	= NIVEL FONDO FOSO DE ASCENSOR

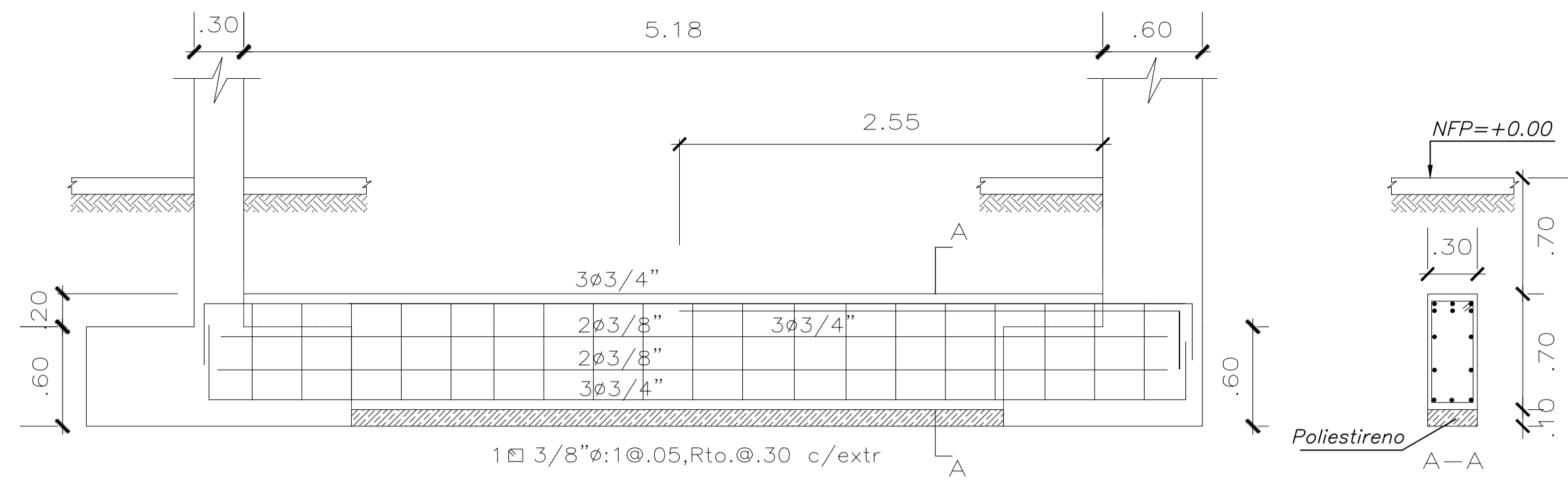
LEYENDA	
	FALSA ZAPATA
	ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO EN CONTACTO CON AGUA
	MURO DE CARGA DE CONCRETO ARMADO
	TABICUES Y CERCO PERIMETRICO
	MUROS DE TANQUE CISTERNA

COLUMNETA CA-01	COLUMNETA CA-02
25x25	25x25
441/2"	441/2"
10x8mm:10.05,40.10, rto.0.25 c/extr	10x8mm:10.05,40.10, rto.0.25 c/extr

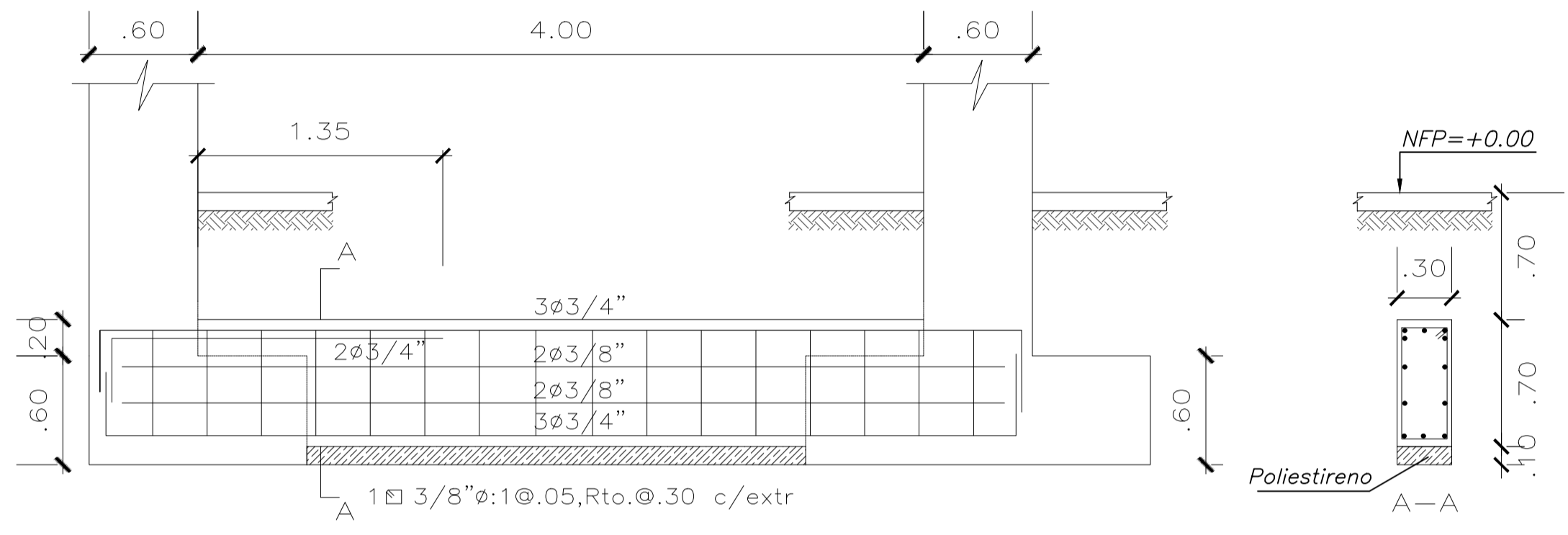
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-02
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: CIMENTACIÓN-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



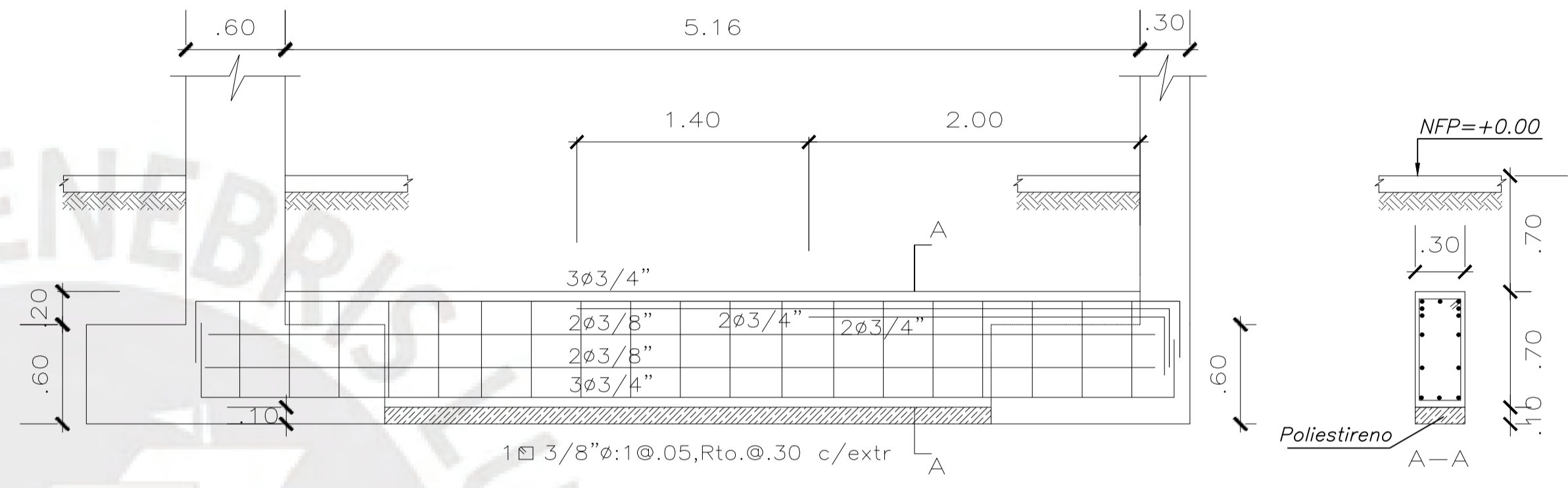
VIGA VC-01 (.30x.70)



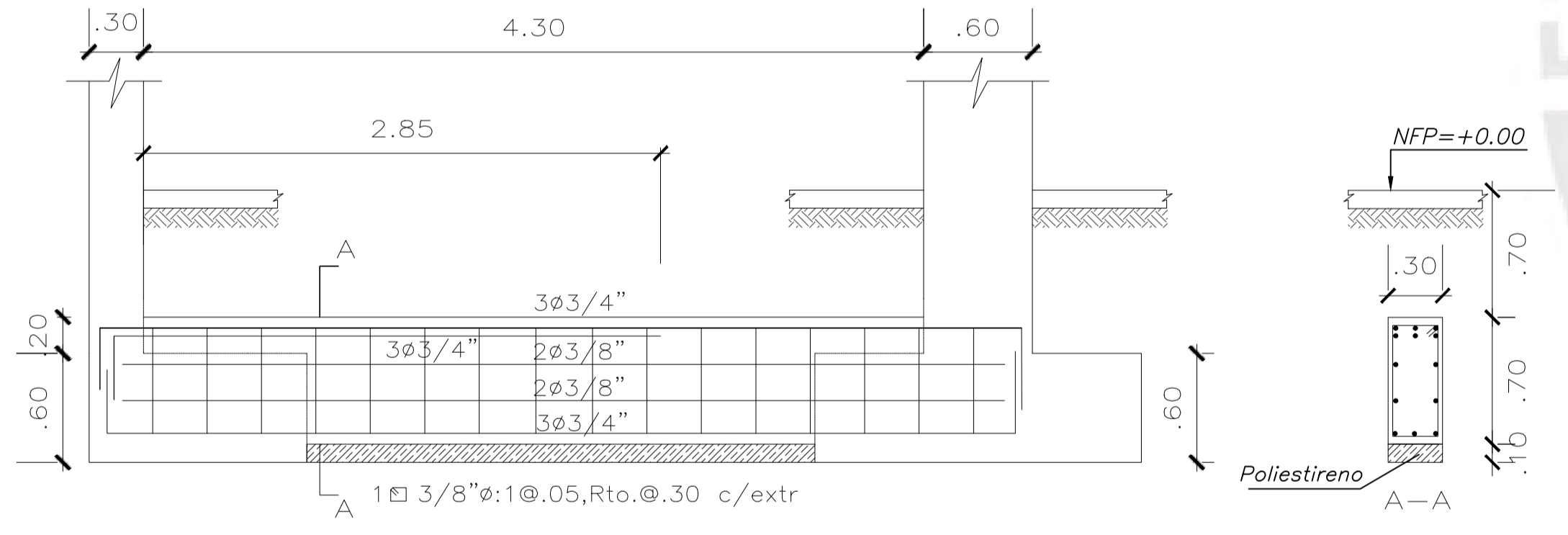
VIGA VC-05 (.30x.70)



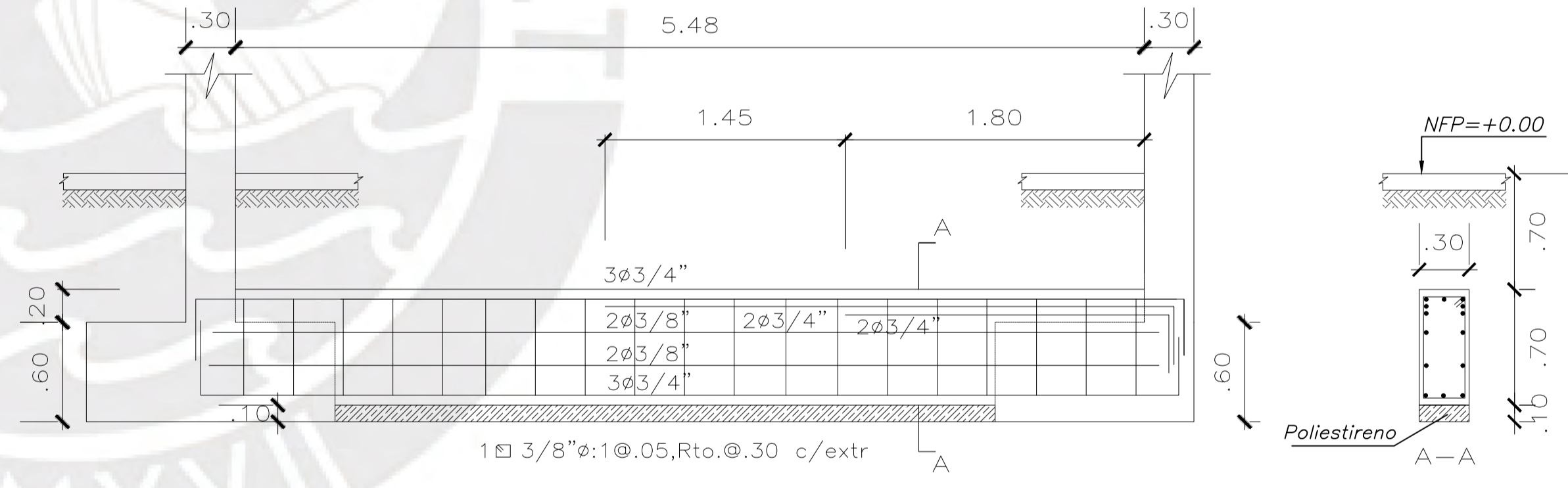
VIGA VC-02 (.30x.70)



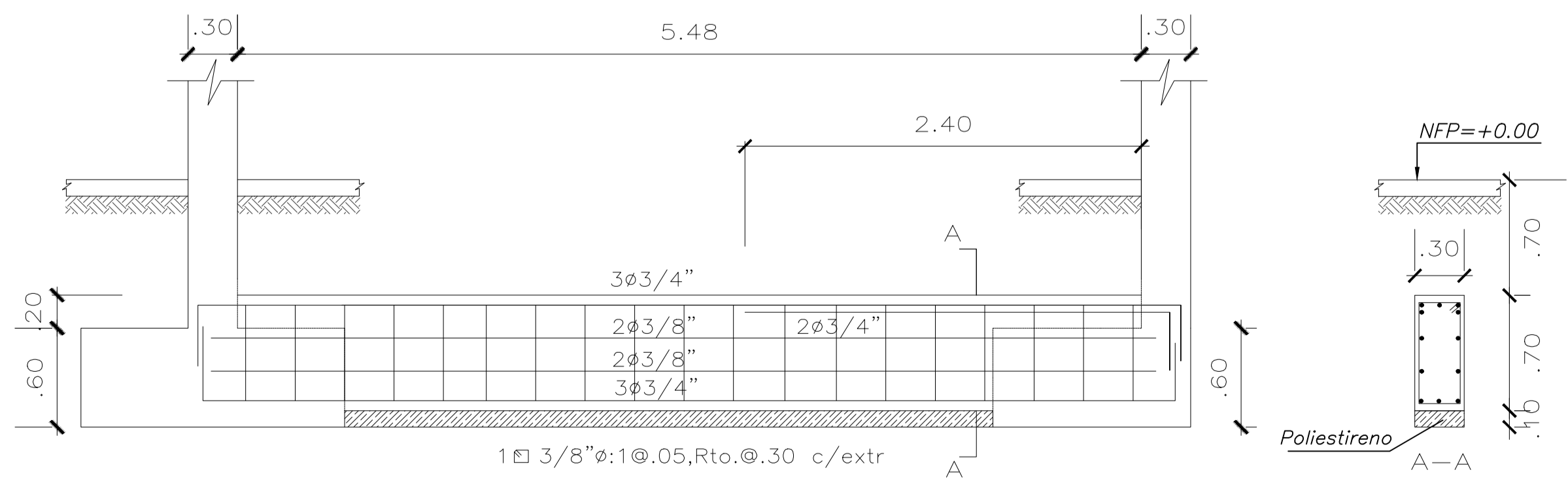
VIGA VC-06 (.30x.70)



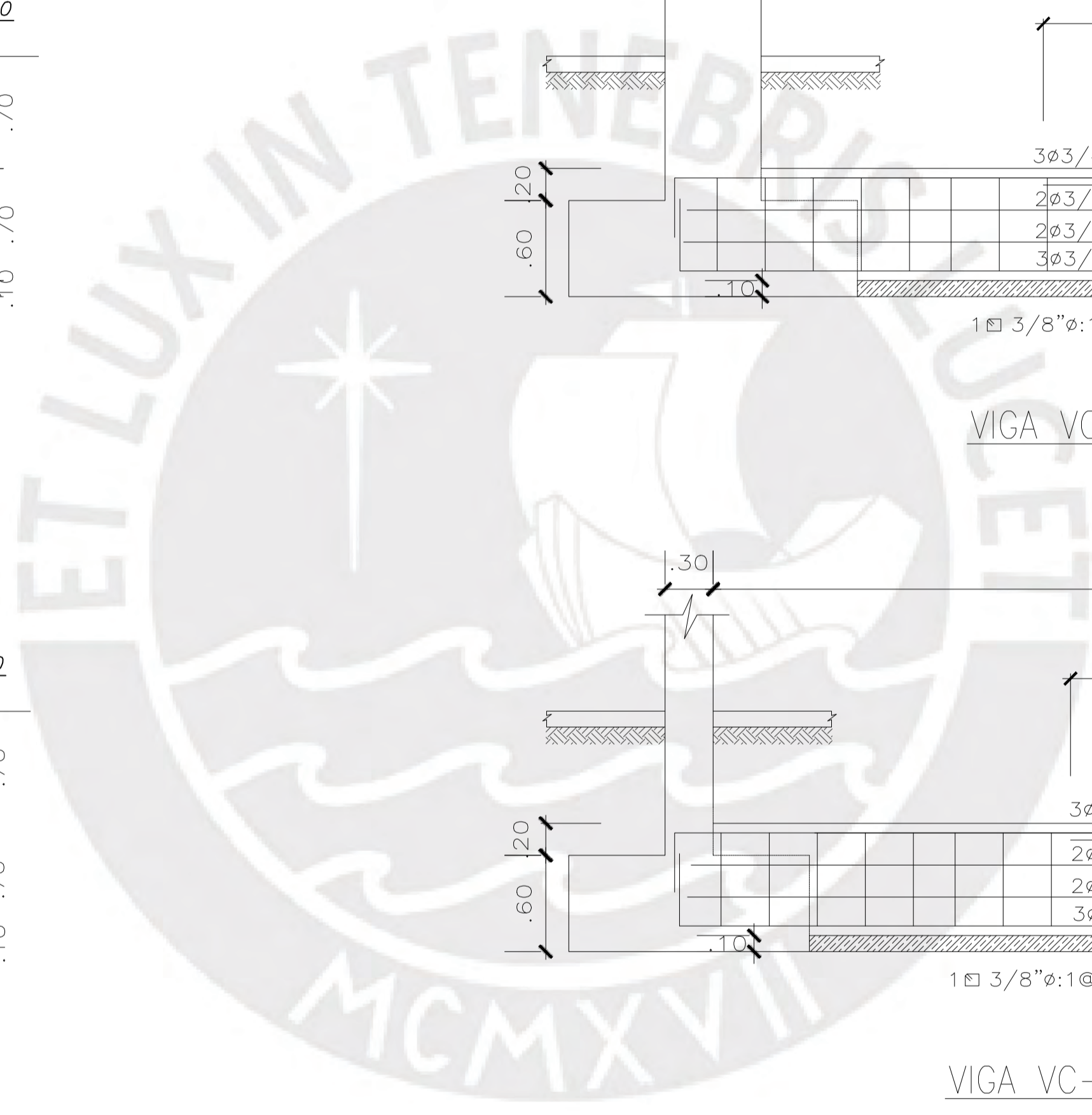
VIGA VC-03 (.30x.70)



VIGA VC-06 (.30x.70)



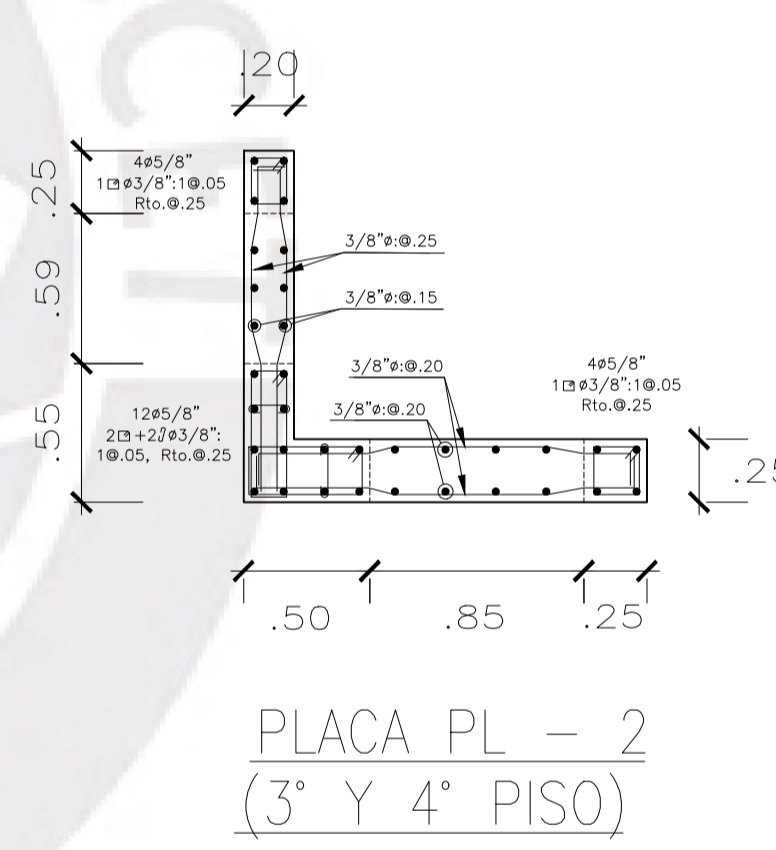
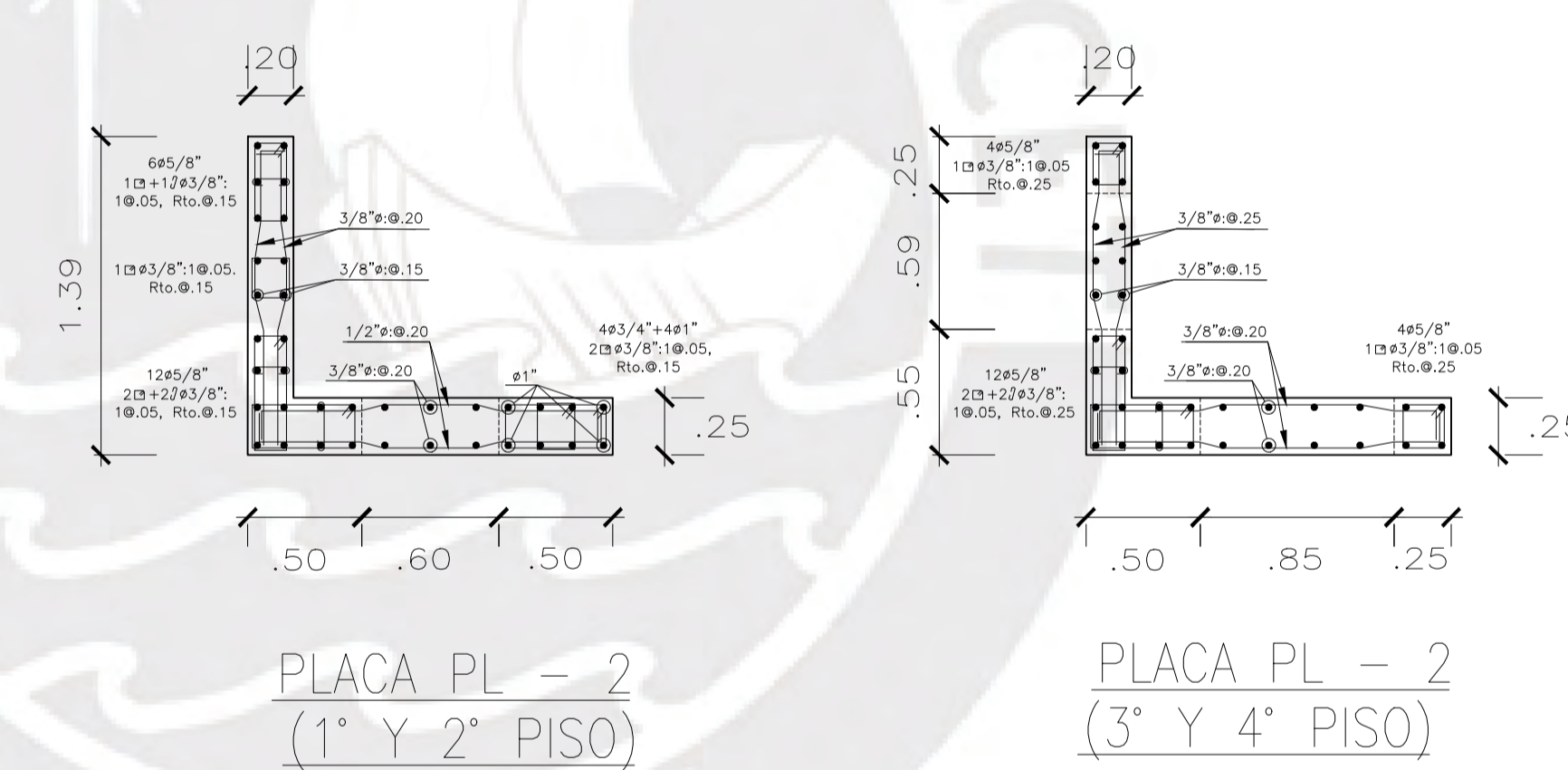
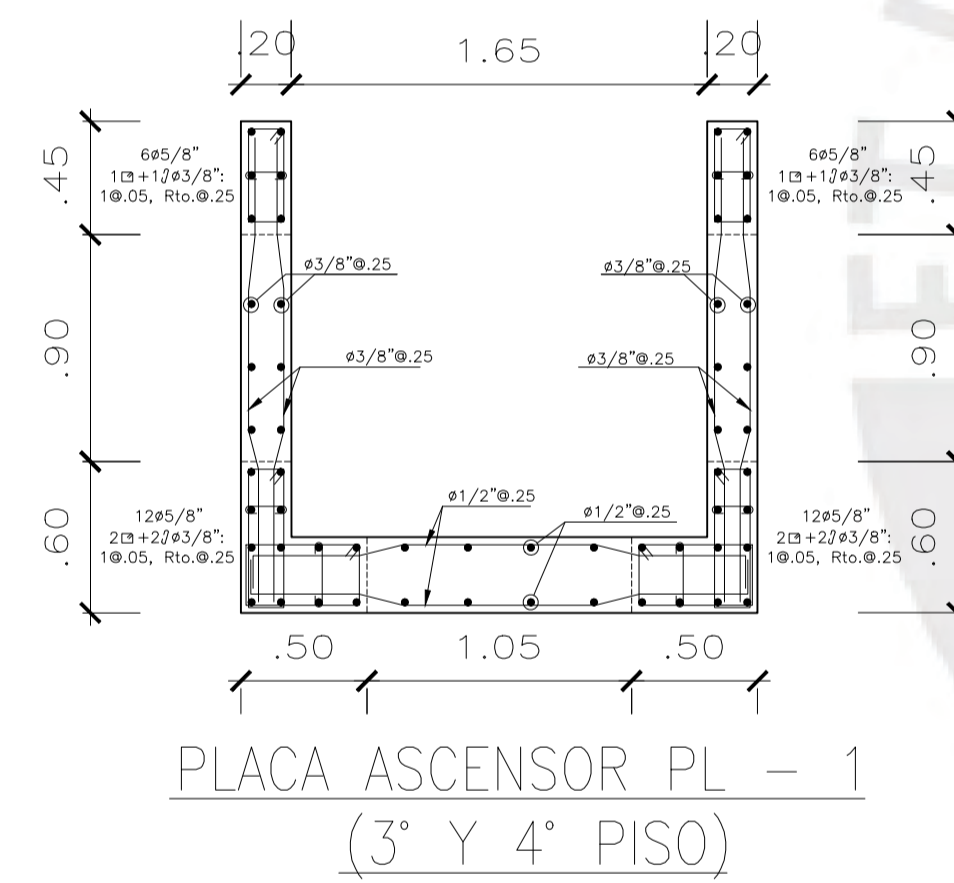
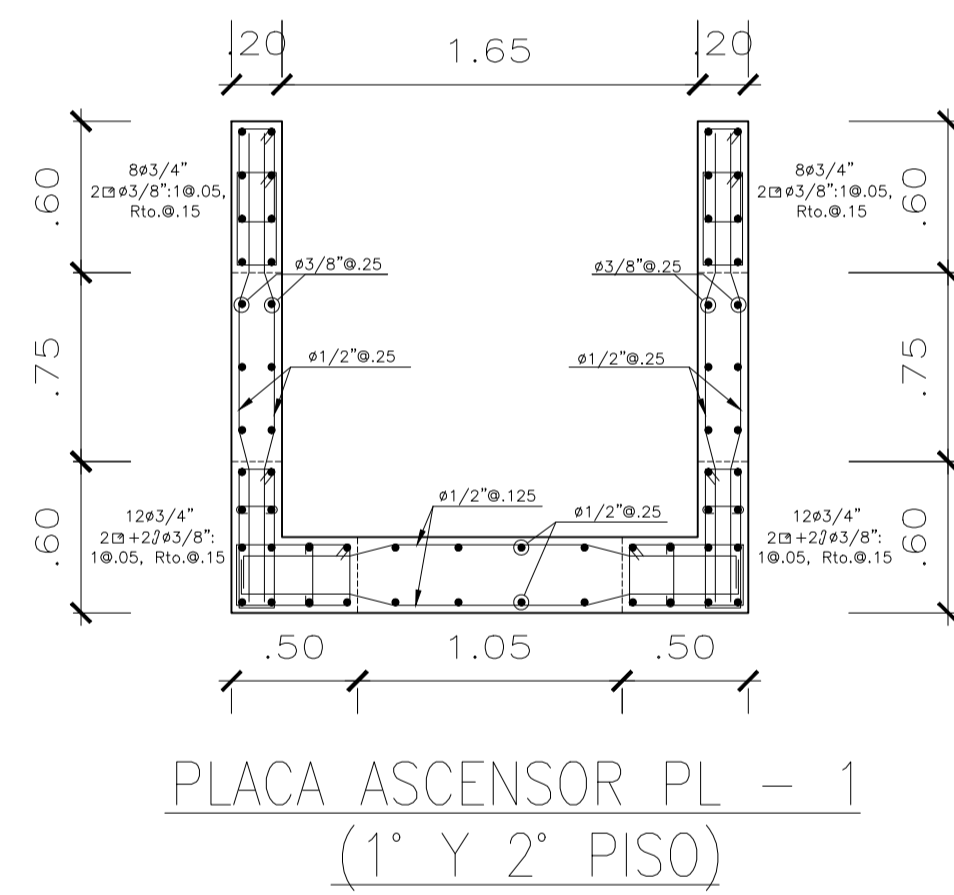
VIGA VC-04 (.30x.70)



ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-03
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: CORTES Y VIGAS DE CIMENTACION-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30

CUADRO DE COLUMNAS

PISO	C-1	C-2	C-3	C-4
1er. y 2do.	<p>14ø5/8" 2ø3/8":1@.05 8ø.10, rto.ø.25 c/extr</p>	<p>12ø5/8" 2ø3/8":1@.05 7ø.10, rto.ø.25 c/extr</p>	<p>10ø5/8" 2ø3/8":1@.05 6ø.10, rto.ø.20 c/extr</p>	<p>10ø5/8" 2ø3/8":1@.05 6ø.10, rto.ø.25 c/extr</p>
3er. y 4to.	↓	↓	↓	↓



ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION: SAN ISIDRO

PLANO: COLUMNAS Y PLACAS-DUAL

FECHA: SETIEMBRE 2025

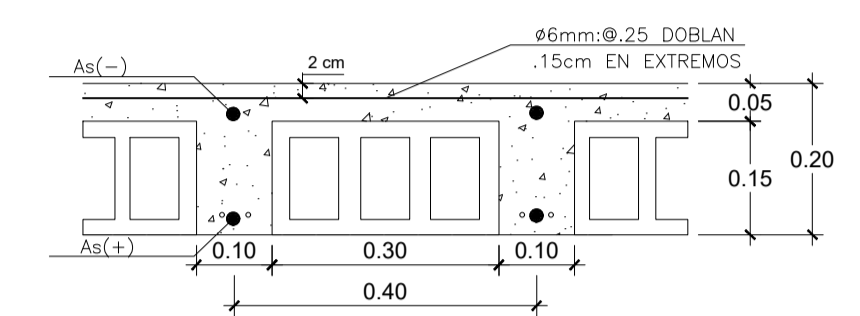
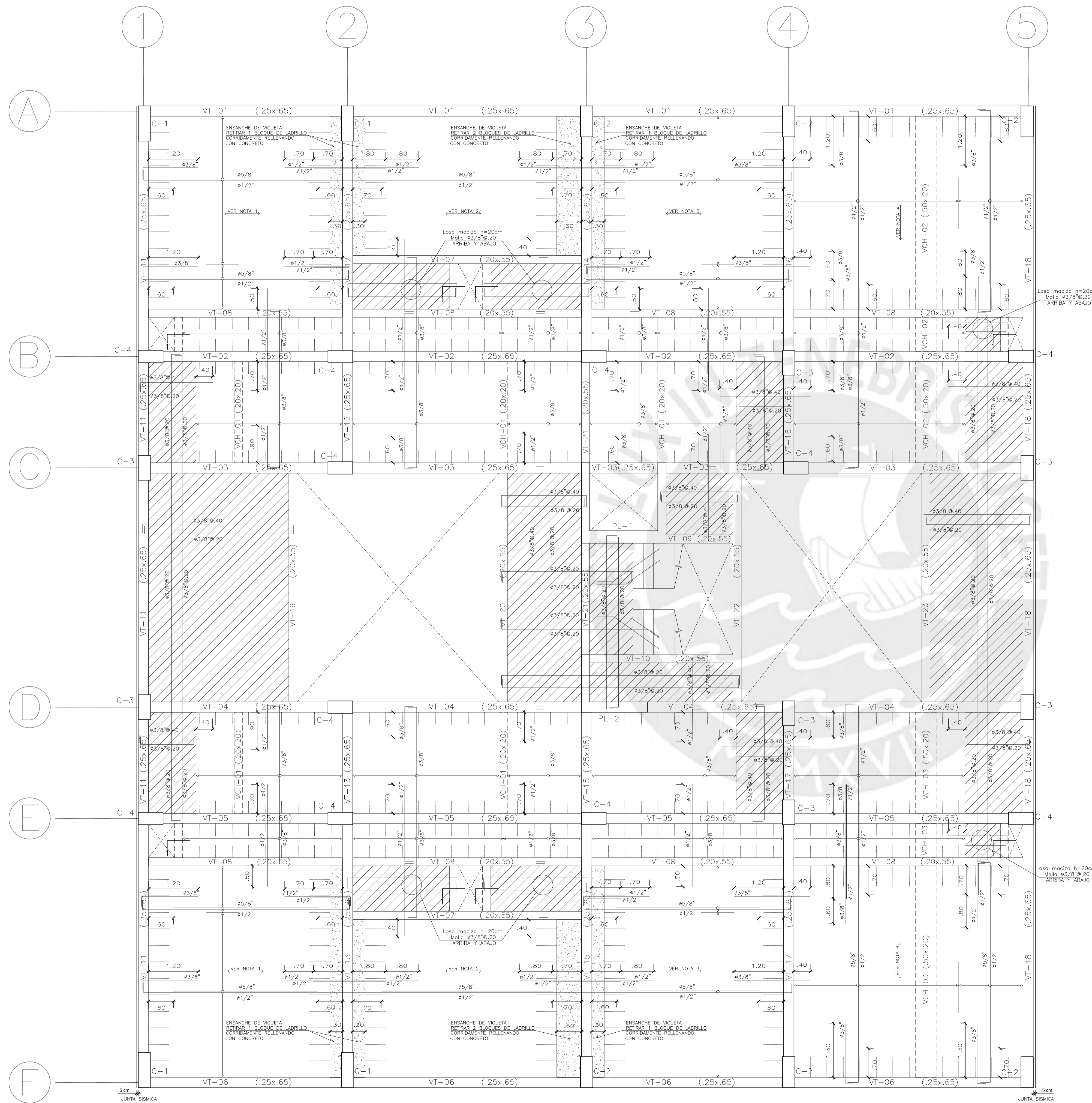
ESCALA: 1/30

LÁMINA:

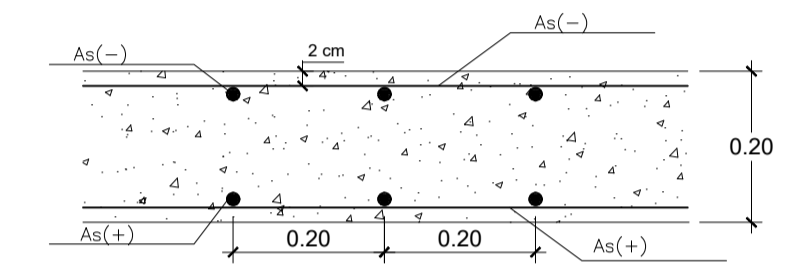
E-04

PLANTA ENCOFRADO TECHO TÍPICO SISTEMA DUAL

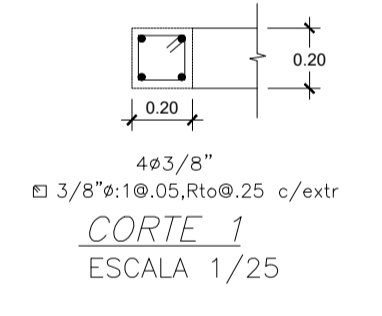
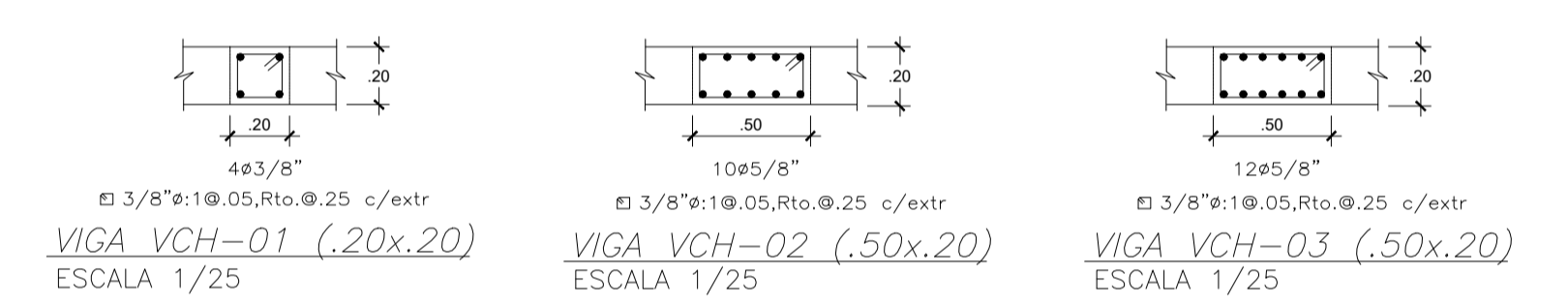
Aligerado e=20cm, losa maciza e=20cm, S/C=200Kg/m²



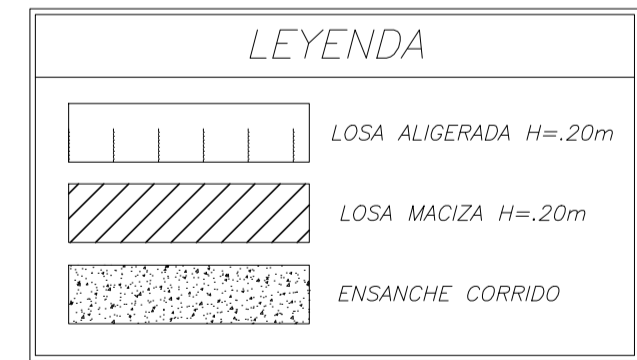
DETALLE TÍPICO ALIGERADO e=20cm
ESCALA 1/10



DETALLE TÍPICO MACIZO e=20cm
ESCALA 1/10



- NOTAS
- Para el paño de losa con viguetas en la dirección indicada:
 - 1._ Contralocha de ejecución = 1.2 cm
 - 2._ Contralocha de ejecución = 1.1 cm
 - 3._ Contralocha de ejecución = 1.6 cm
 - 4._ Contralocha de ejecución = 1.0 cm



f'c = 210 Kg/cm²
fy = 4,200 Kg/cm²

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

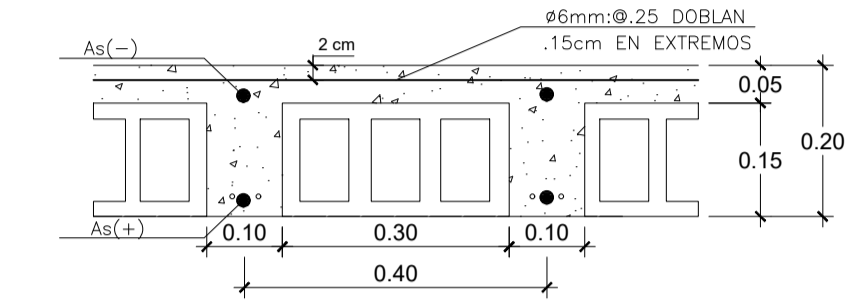
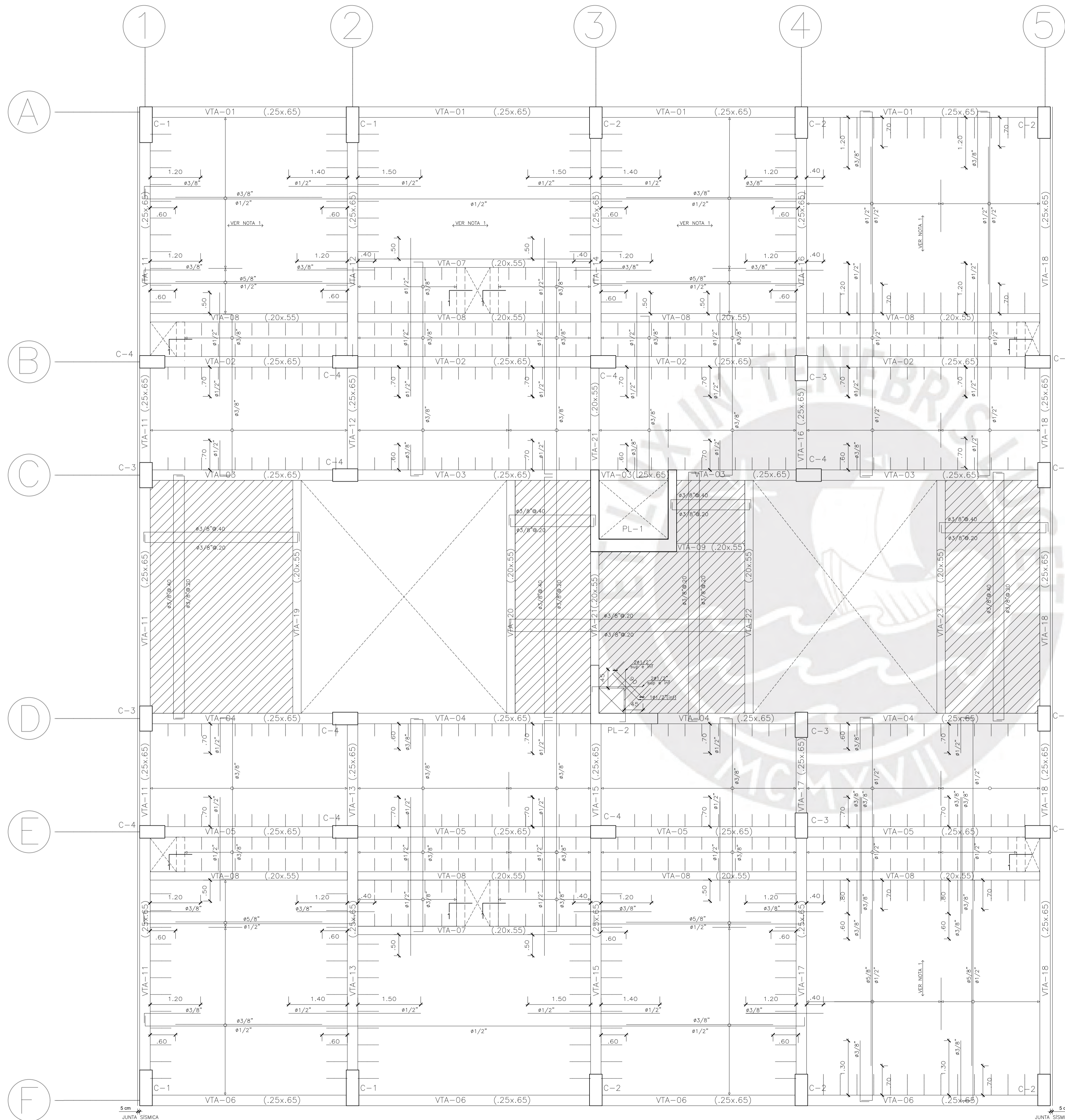
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR
UBICACION: SAN ISIDRO
PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO-DUAL
FECHA: SETIEMBRE 2025

LÁMINA:
E-05

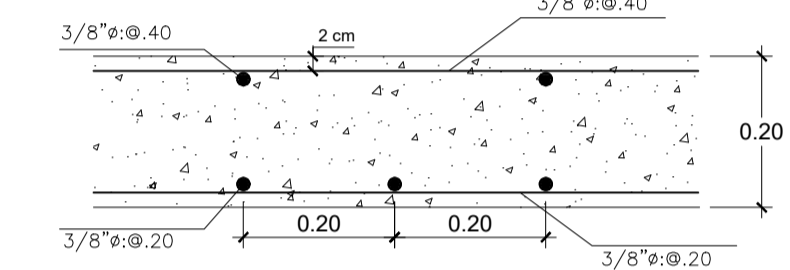
ESCALA: 1/50

PLANTA ENCOFRADO AZOTEA SISTEMA DUAL

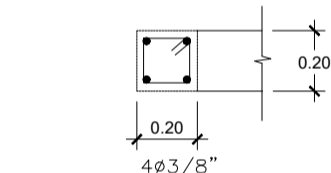
Aligerado e=20cm, losa maciza e=20cm, S/C=100Kg/m²



DETALLE TÍPICO ALIGERADO e=20cm
ESCALA 1/10

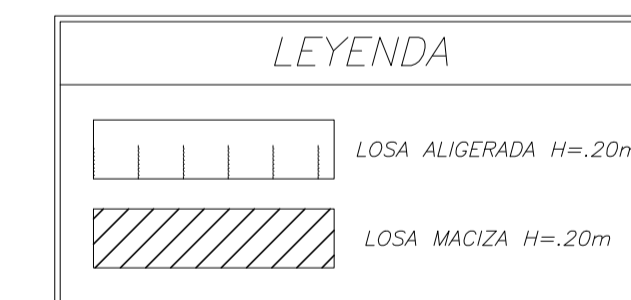


DETALLE TÍPICO MACIZO e=20cm
ESCALA 1/10



CORTE 1
ESCALA 1/25

NOTA 1
Contraflecha de ejecución = 1.0 cm, para el paño de losa con viguetas en la dirección indicada:



$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION: SAN ISIDRO

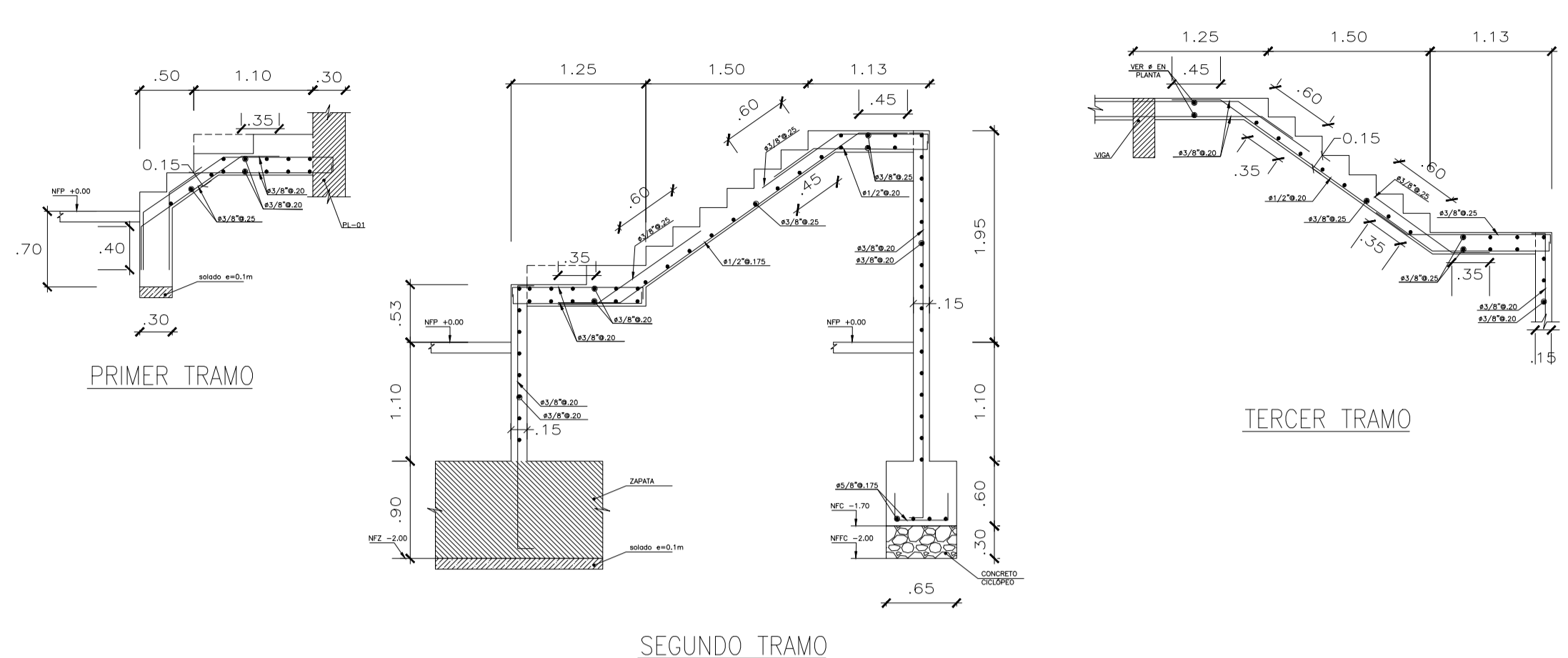
PLANO: ENCOFRADO AZOTEA-DUAL

FECHA: SETIEMBRE 2025

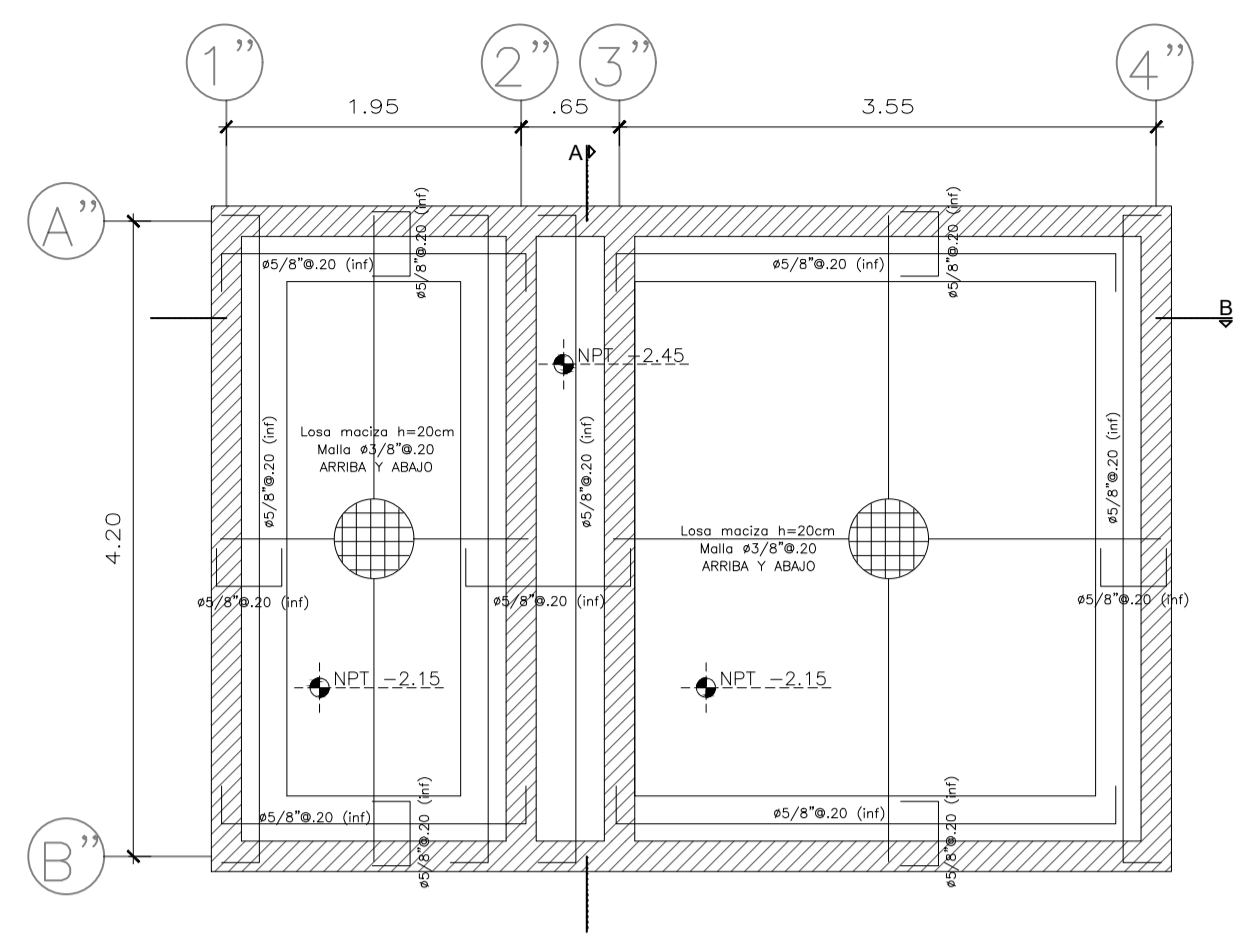
LÁMINA:

E-06

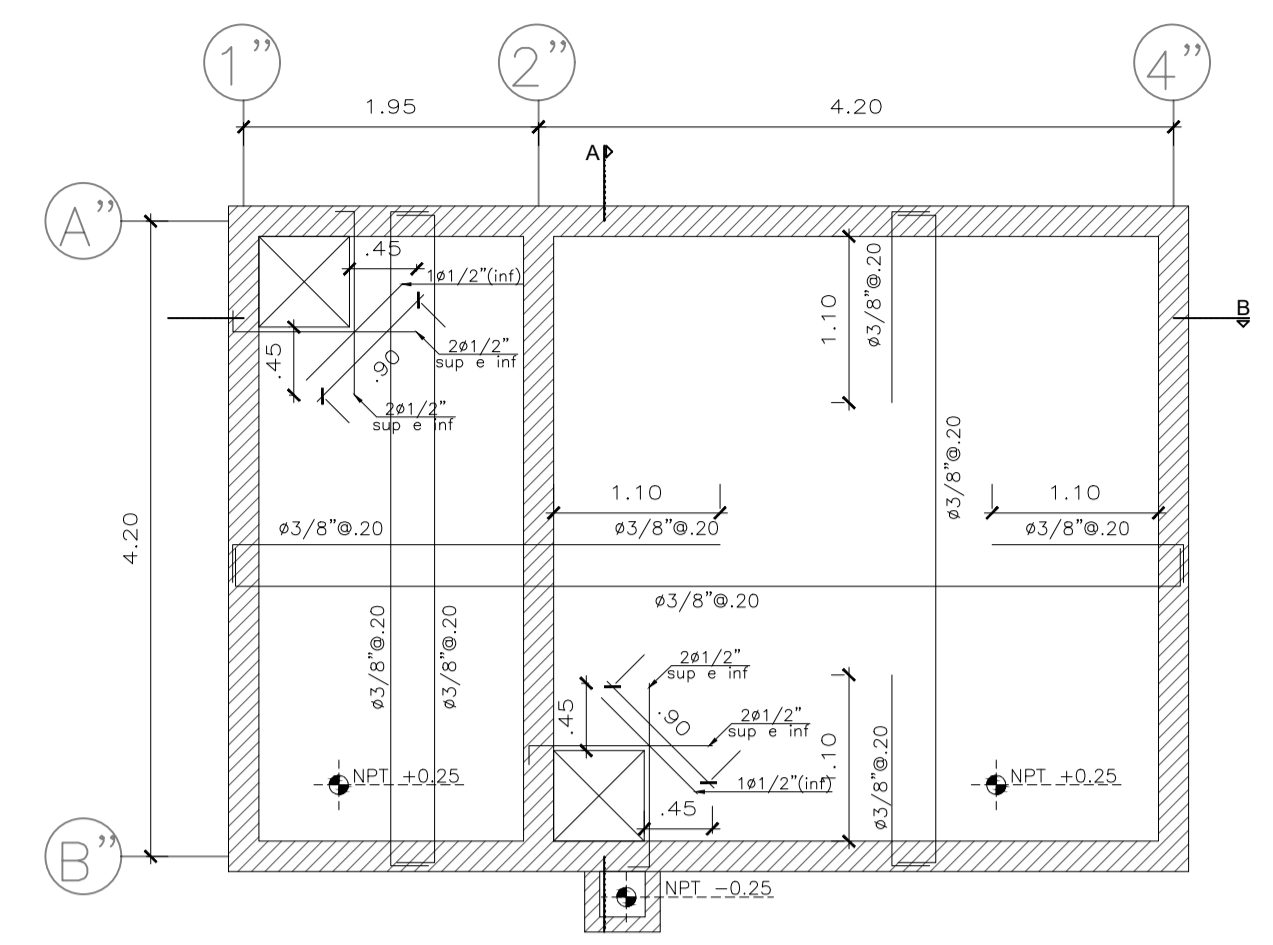
ESCALA: 1/50



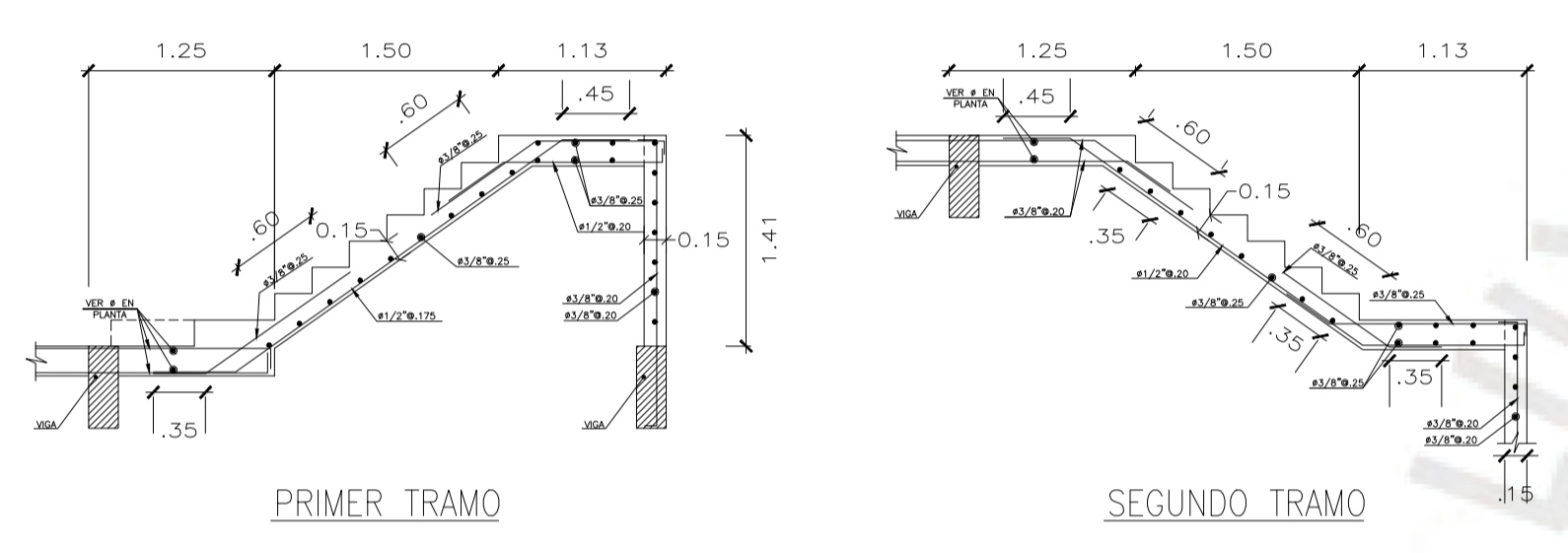
ESCALERA PRIMER PISO
(S/C=200 Kg/m²)



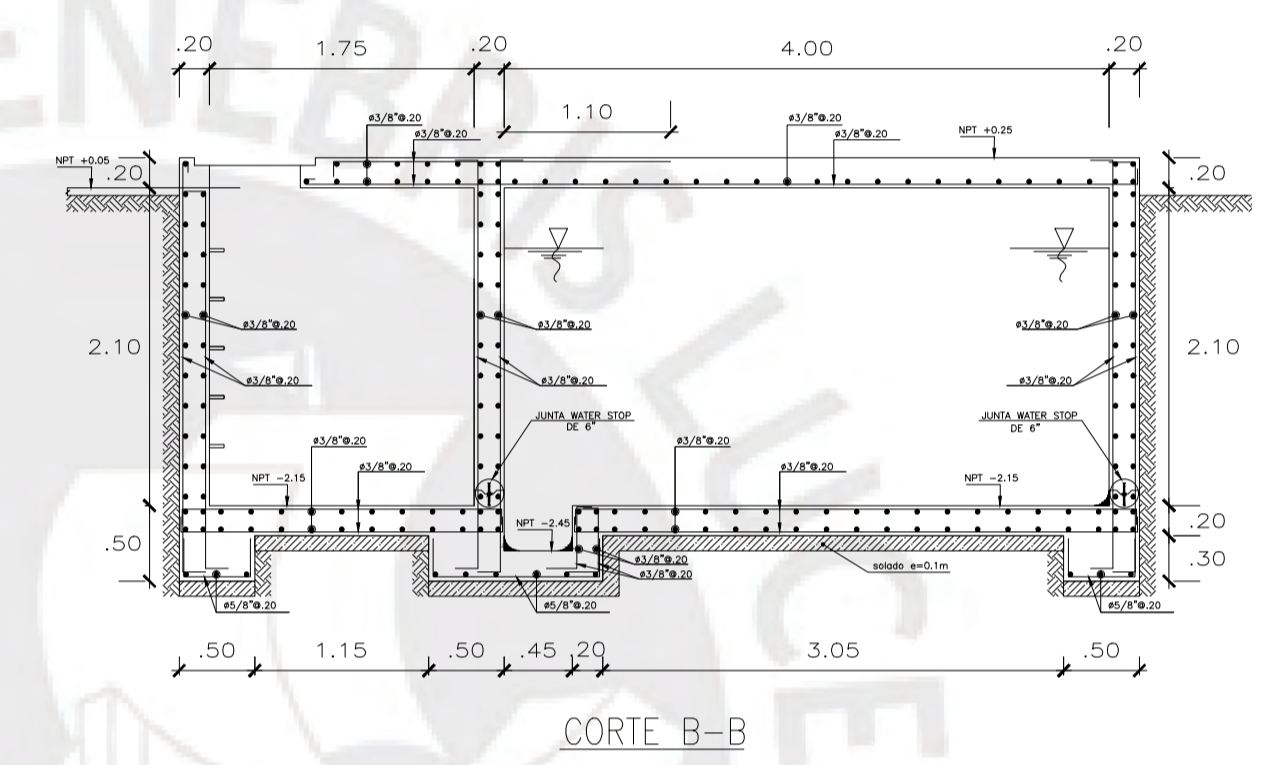
CIMENTACIÓN CUARTO DE BOMBAS
Y TANQUE CISTERNA



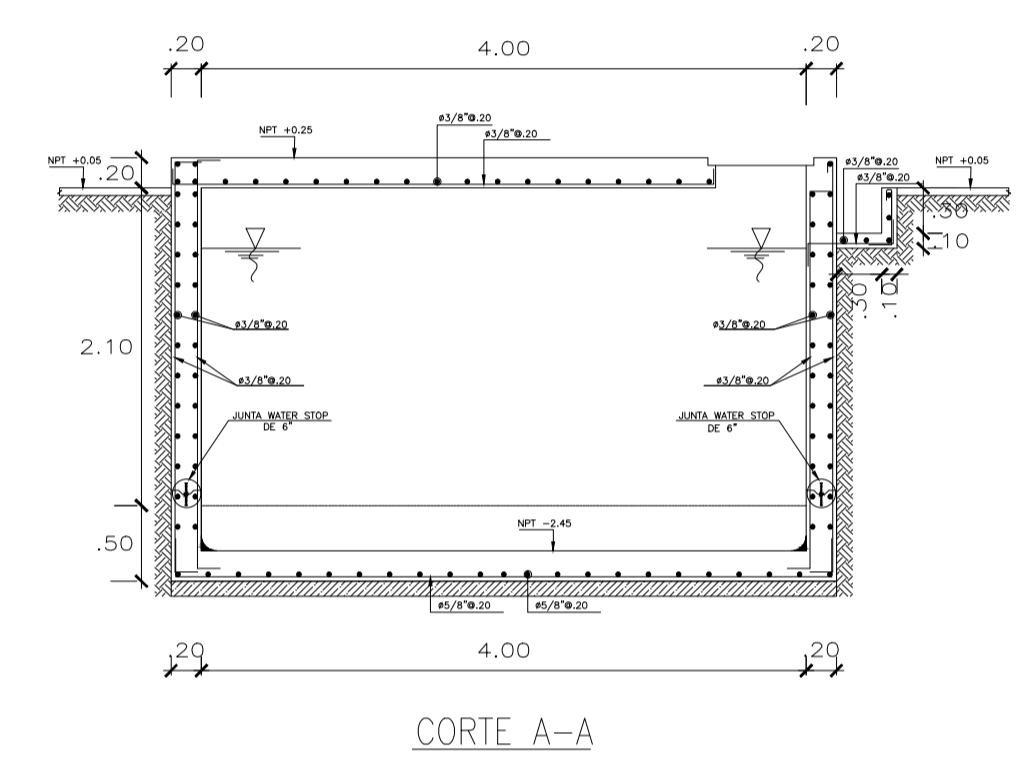
ENCOFRADO DE TECHO DE CUARTO
DE BOMBAS Y TANQUE CISTERNA
(S/C=200 Kg/m²)



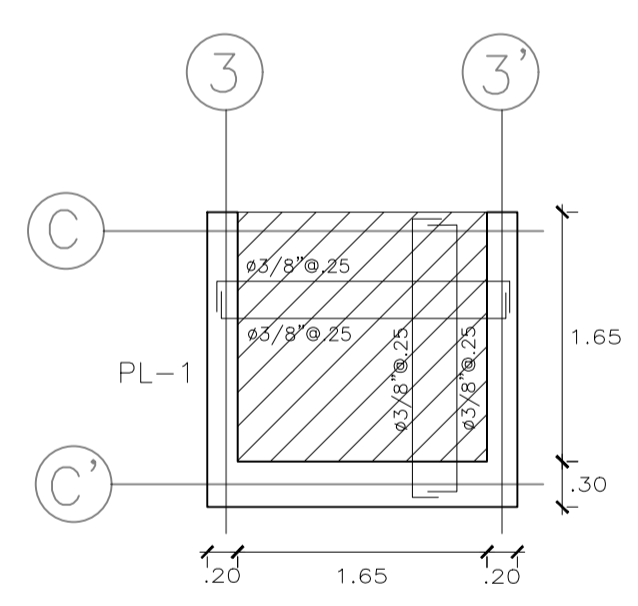
ESCALERA PISO TIPICO
(S/C=200 Kg/m²)



CORTE B-B



CORTE A-A

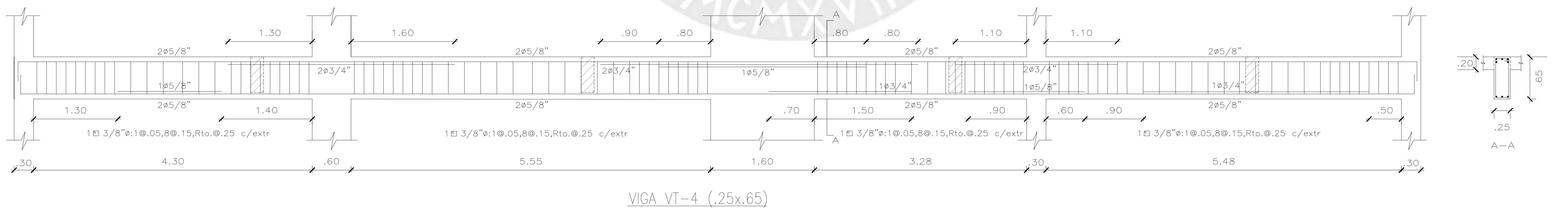
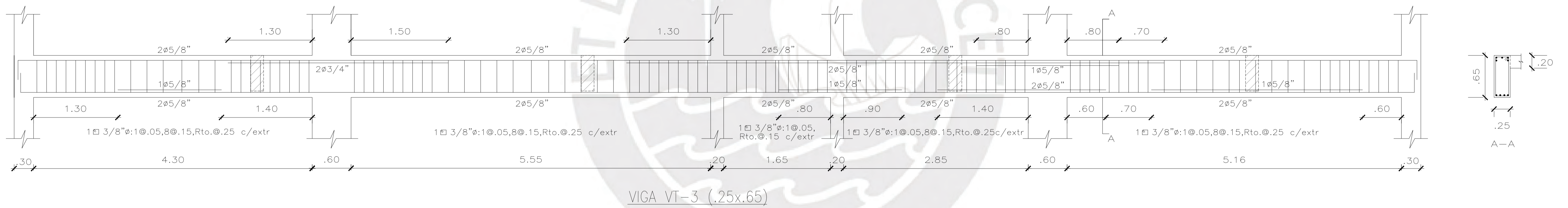
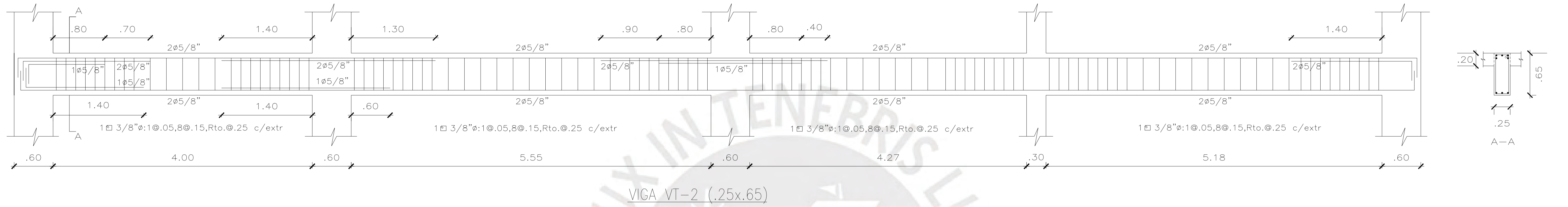
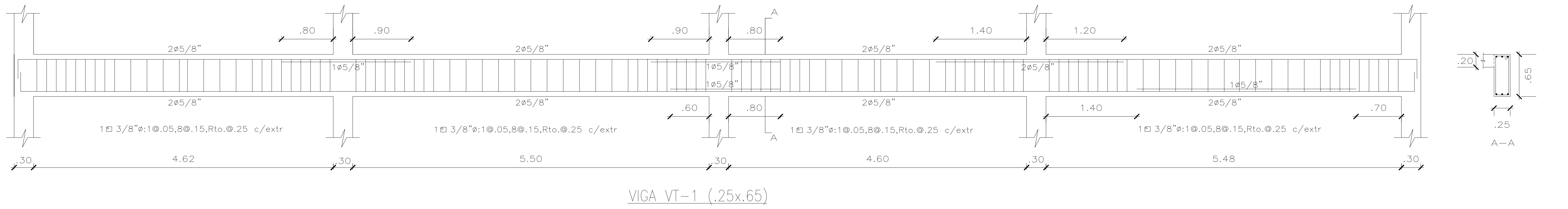


ENCOFRADO TECHO DE ASCENSOR
(S/C=500 Kg/m²)

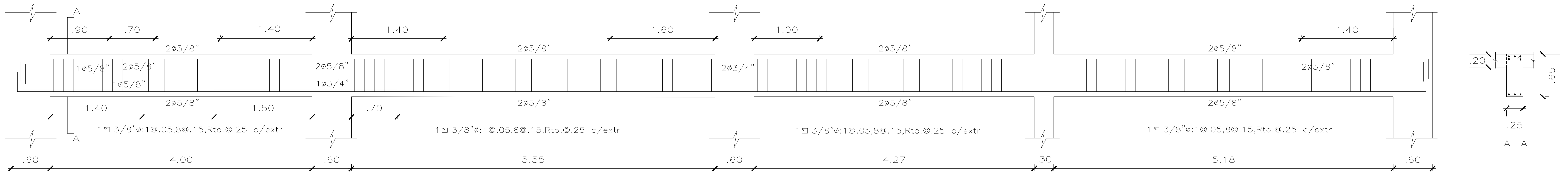
LOSA MACIZA H=15m

NOTA:
El piso y los muros de la cisterna deberán construirse utilizando concreto de relación agua/cemento de 0.45, es necesario realizar juntas de construcción. Deberá proveerse WATER-STOP de 6" a lo largo de todas las juntas.

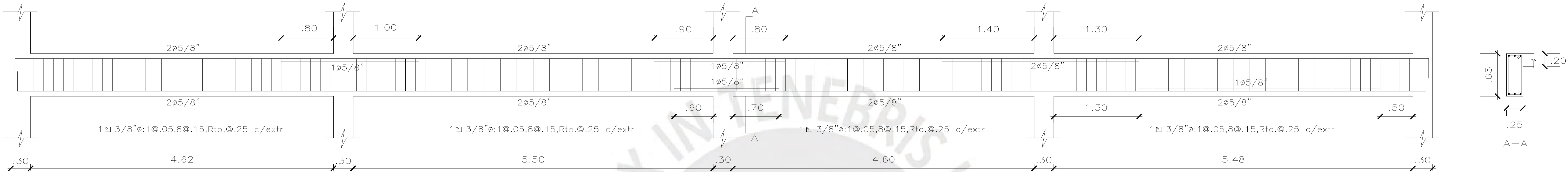
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-07
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: ESCALERAS, CUARTO DE MÁQ. Y CISTERNA-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/50



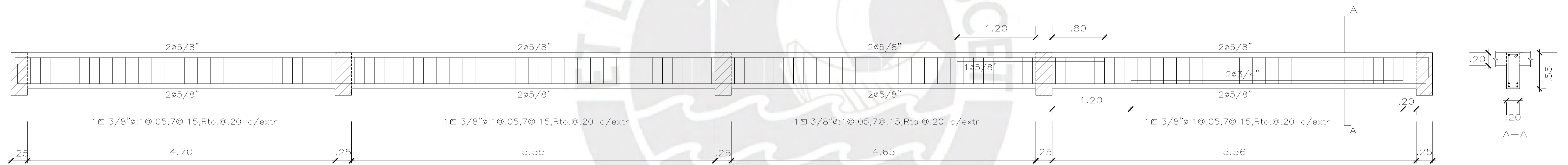
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-08
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



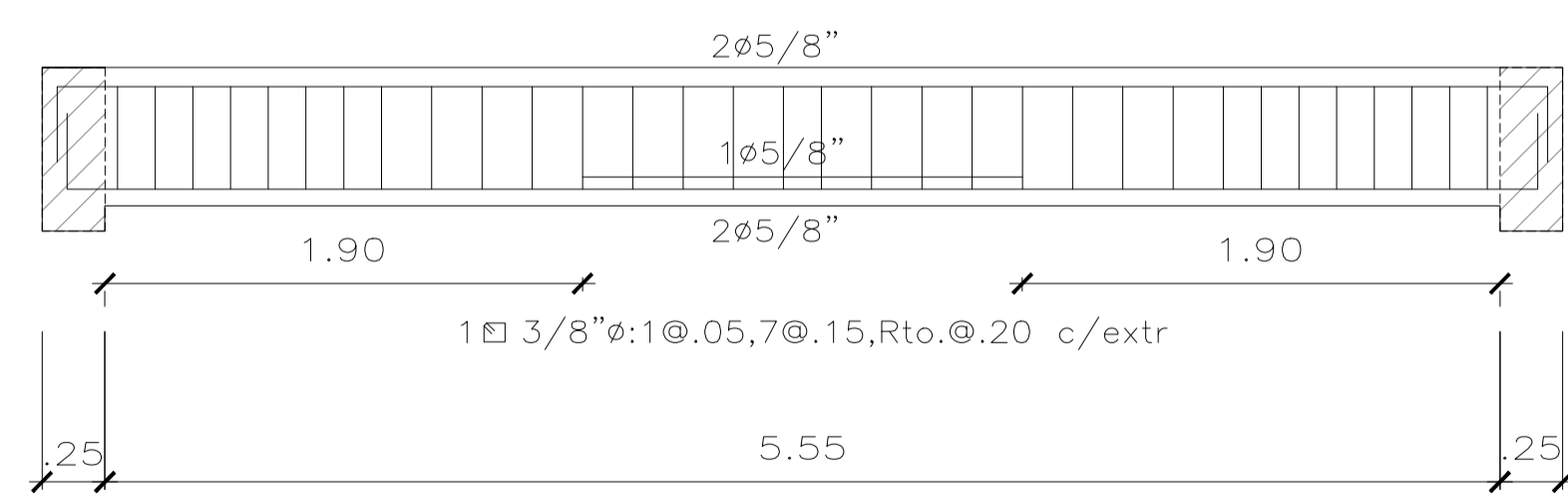
VIGA VT-5 (.25x.65)



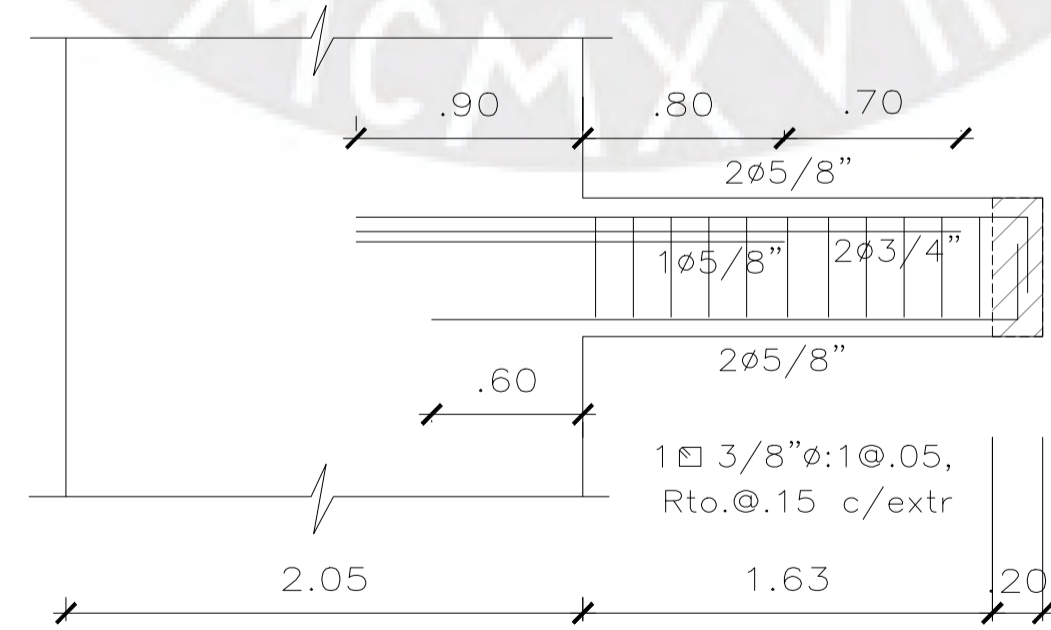
VIGA VT-6 (.25x.65)



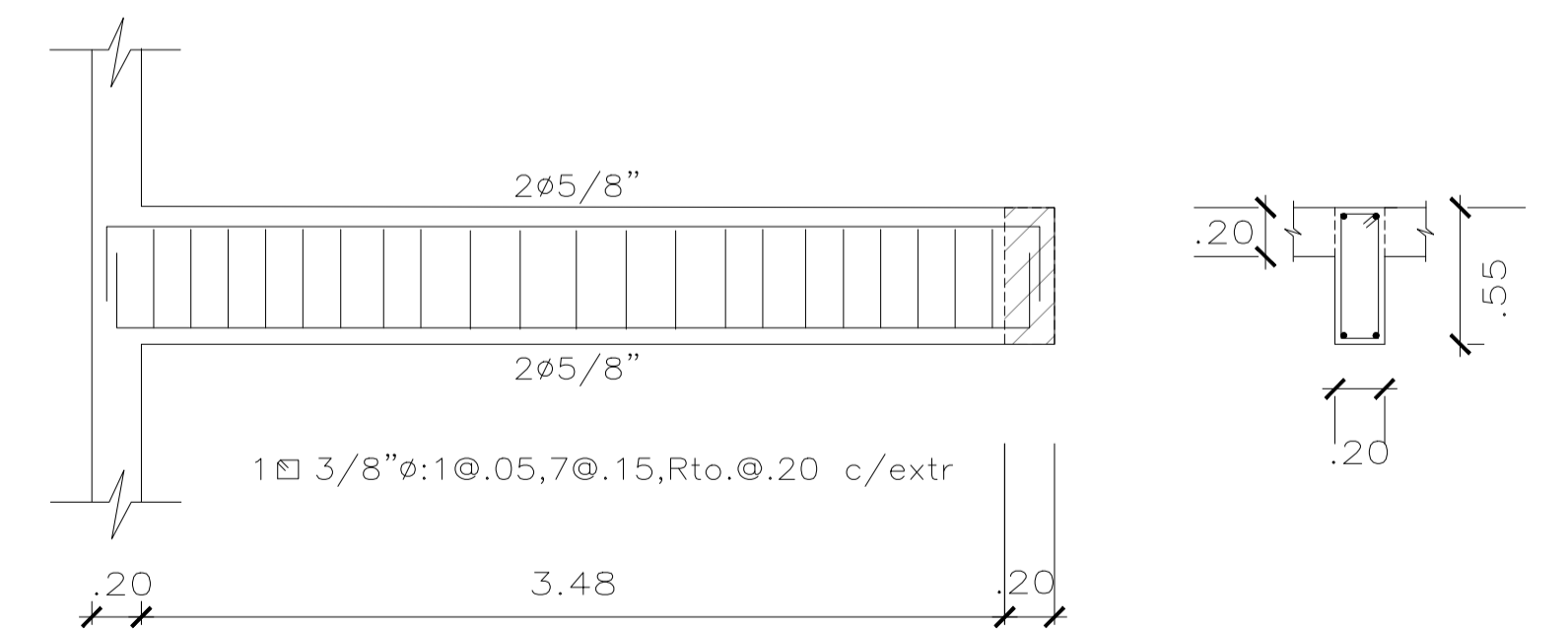
VIGA VT-8 (.20x.55)



VIGA VT-7 (.20x.55)

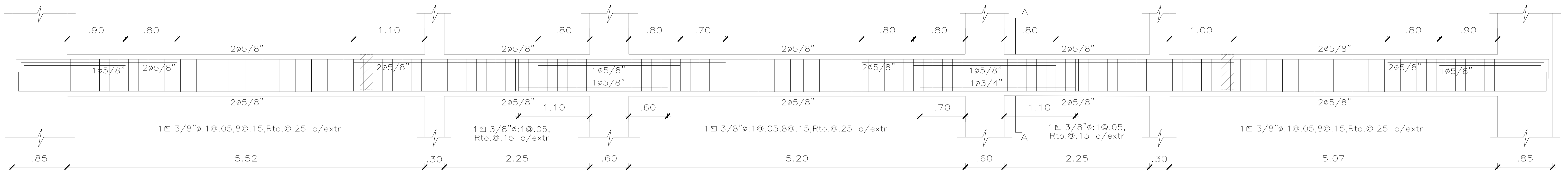


VIGA VT-9 (.20x.55)

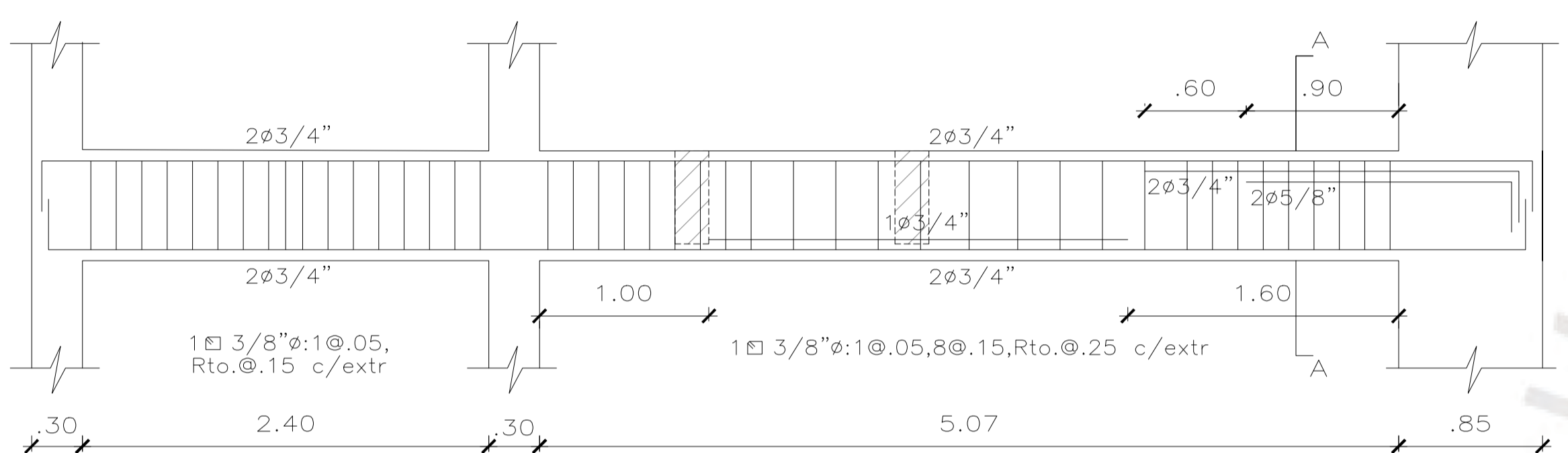
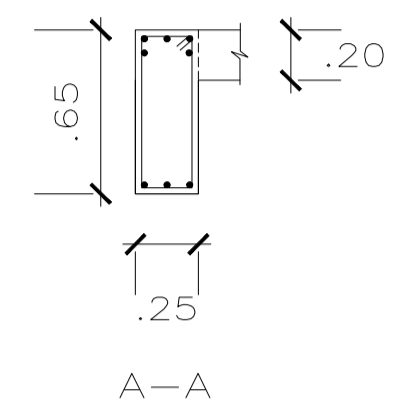


VIGA VT-10 (.20x.55)

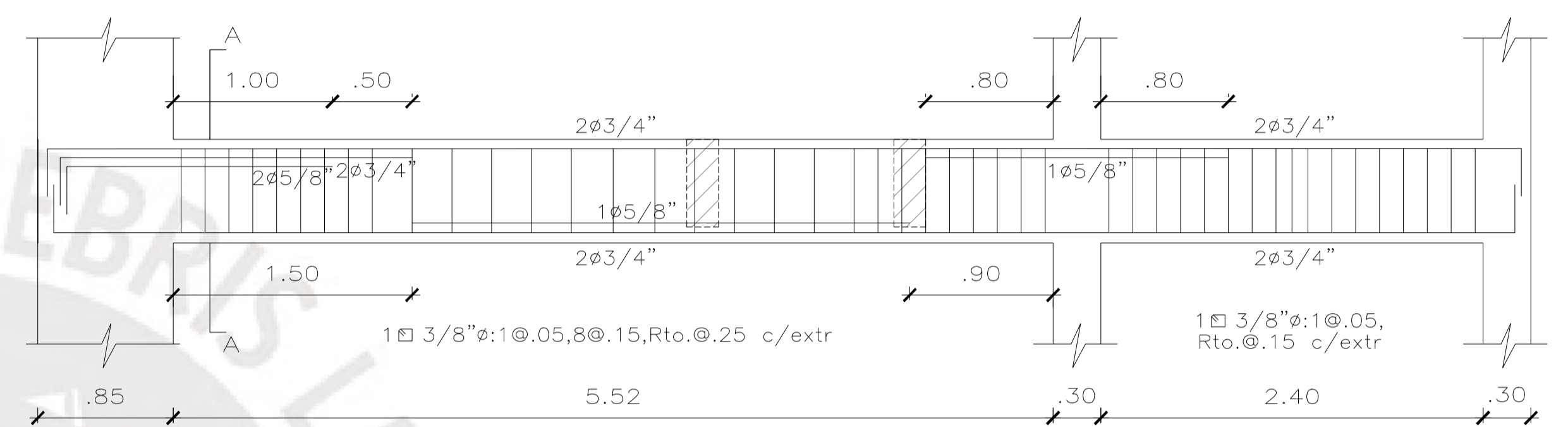
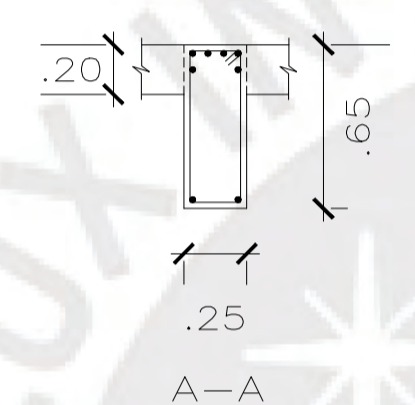
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-09
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



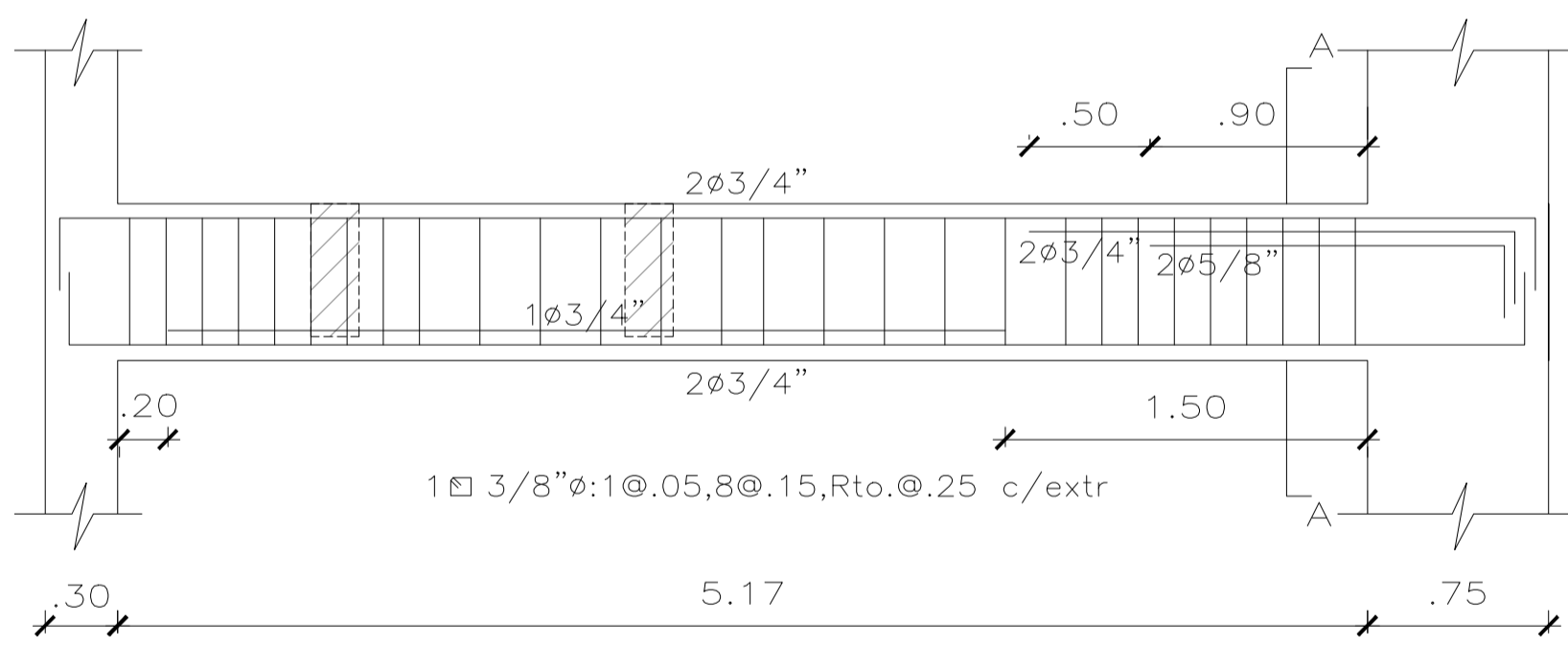
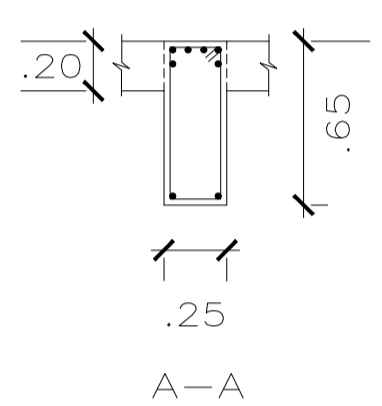
VIGA VT-11 (.25x.65)



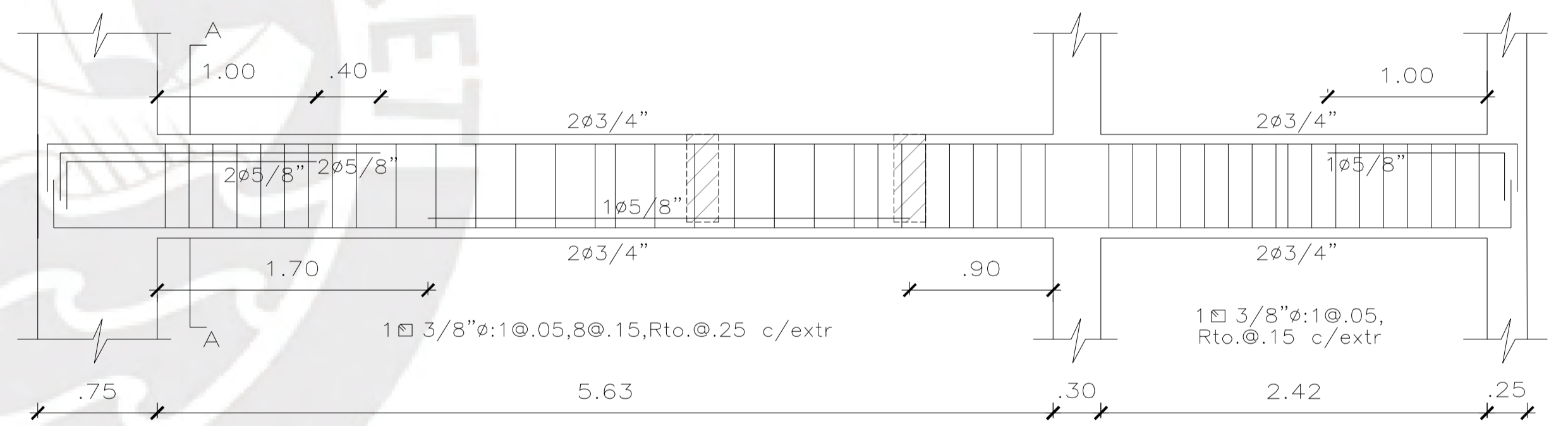
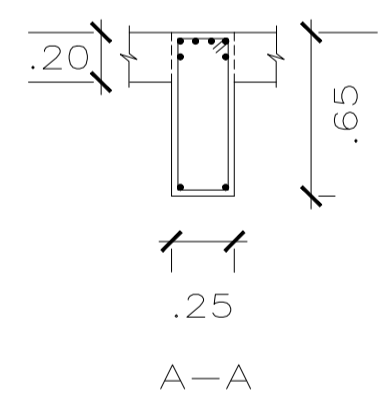
VIGA VT-12 (.25x.65)



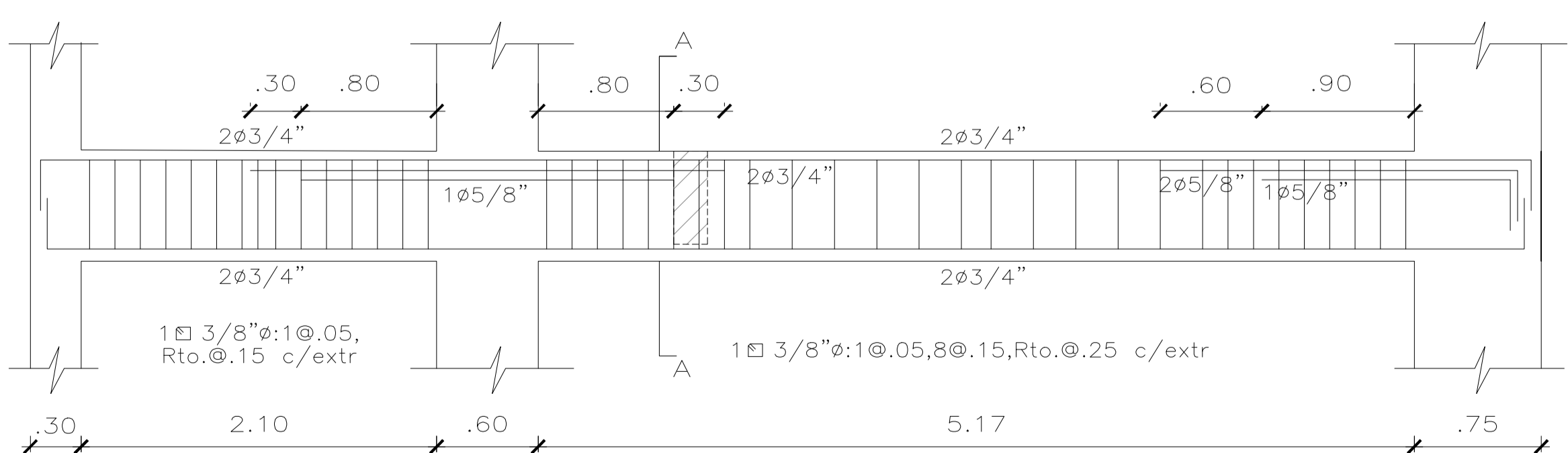
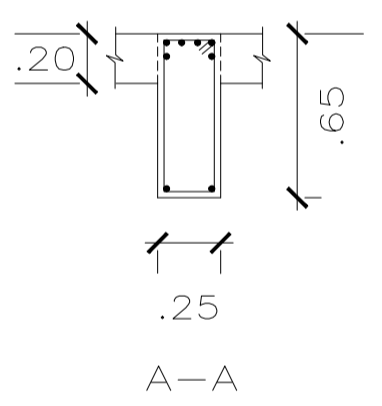
VIGA VT-13 (.25x.65)



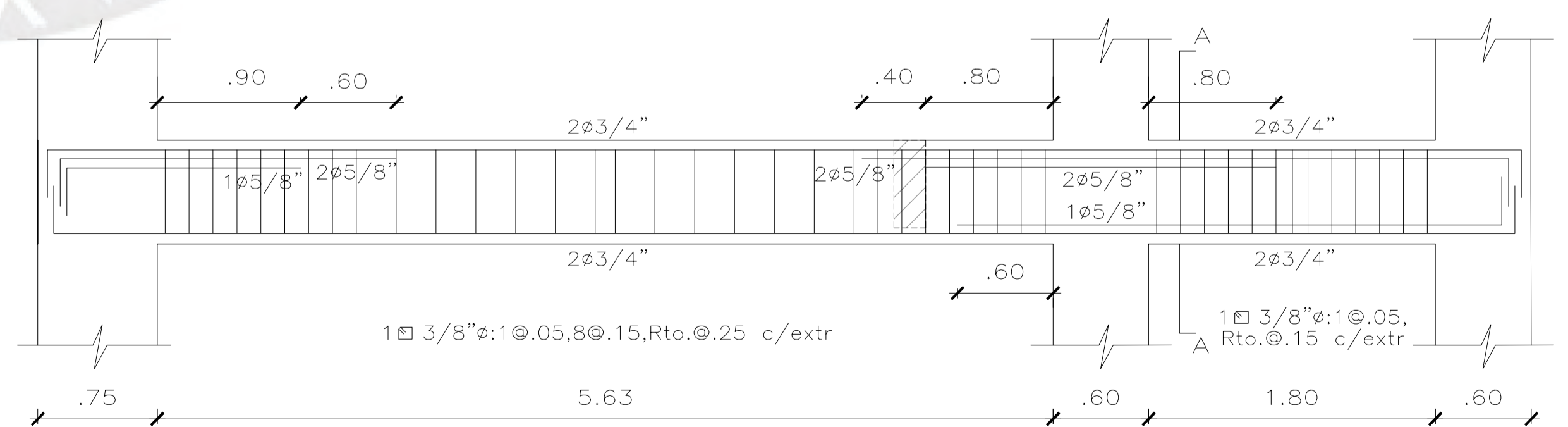
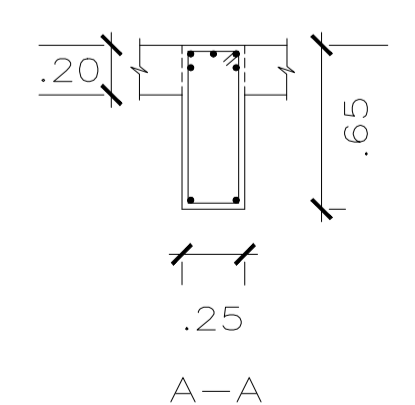
VIGA VT-14 (.25x.65)



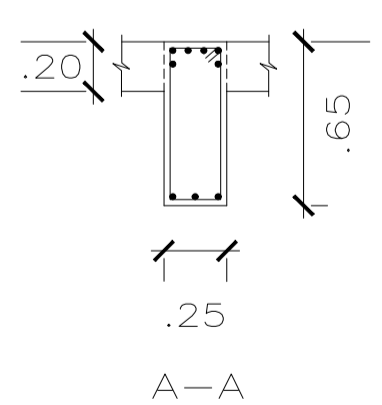
VIGA VT-15 (.25x.65)



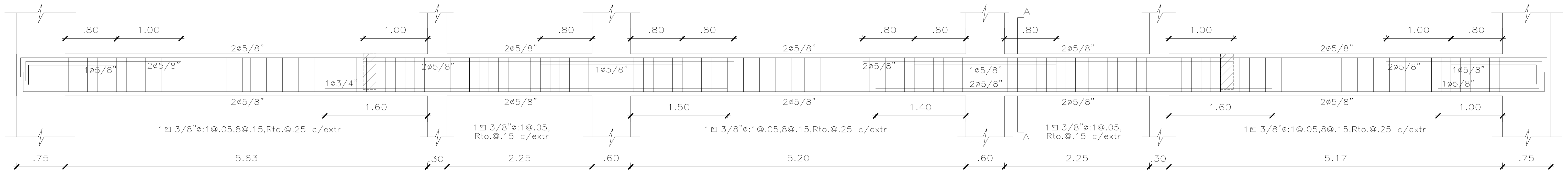
VIGA VT-16 (.25x.65)



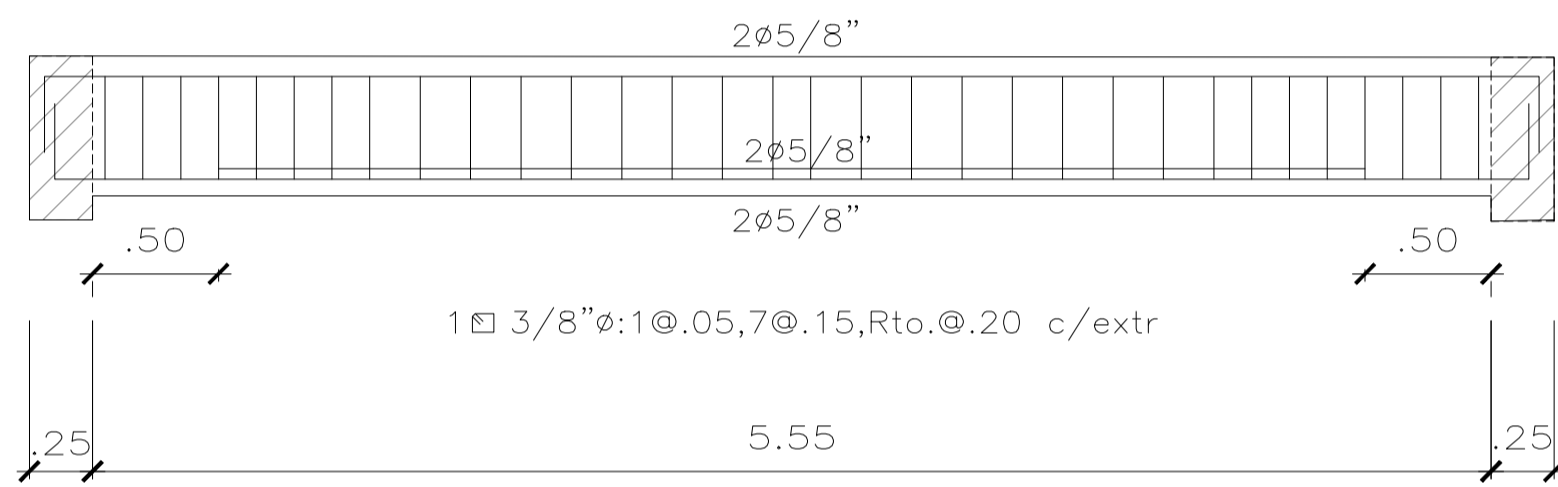
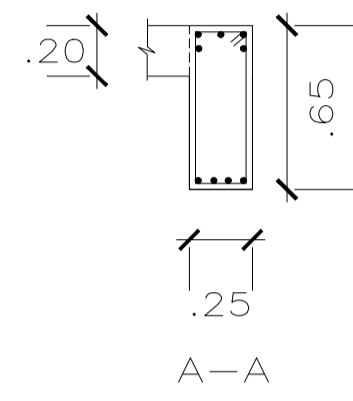
VIGA VTA-17 (.25x.65)



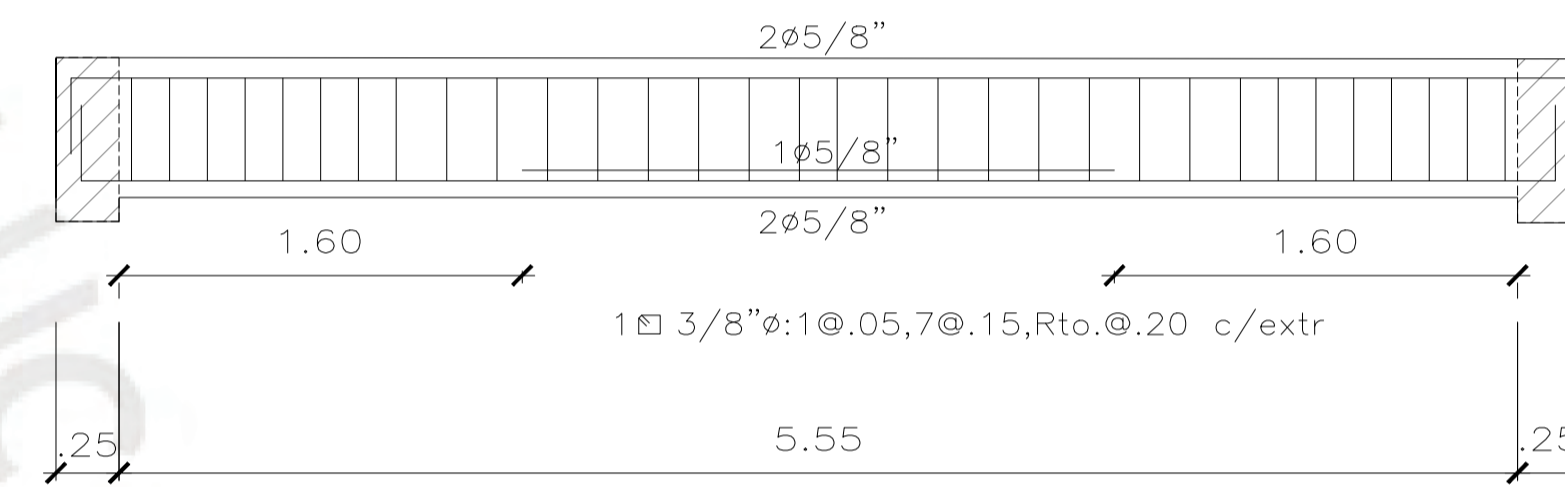
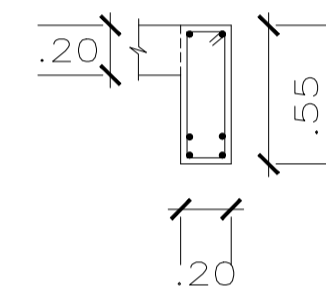
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-10
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



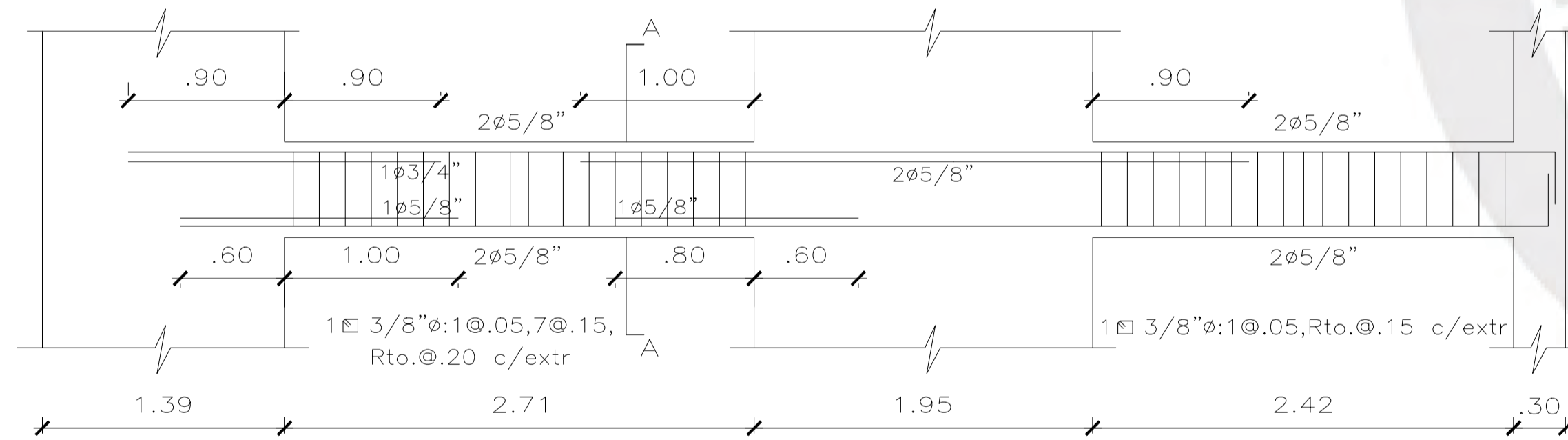
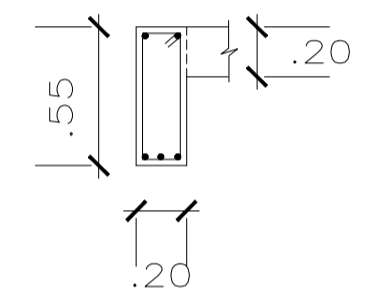
VIGA VT-18 (.25x.65)



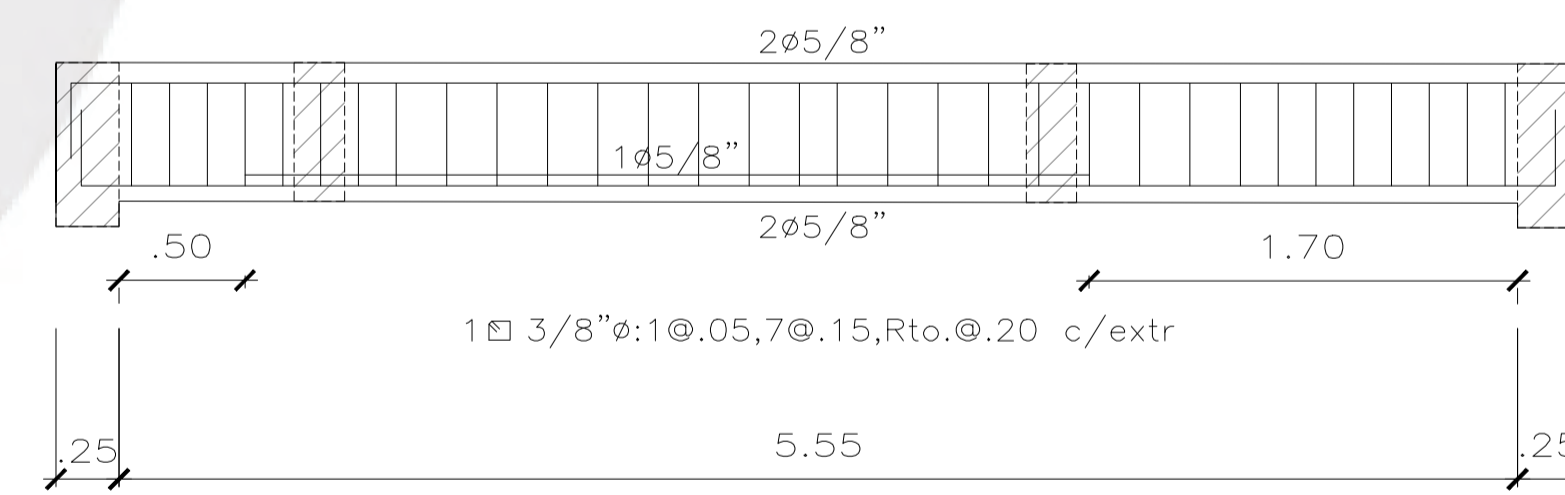
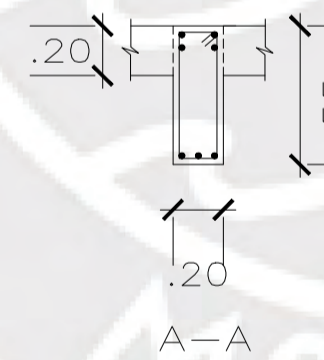
VIGA VT-19 (.20x.55)



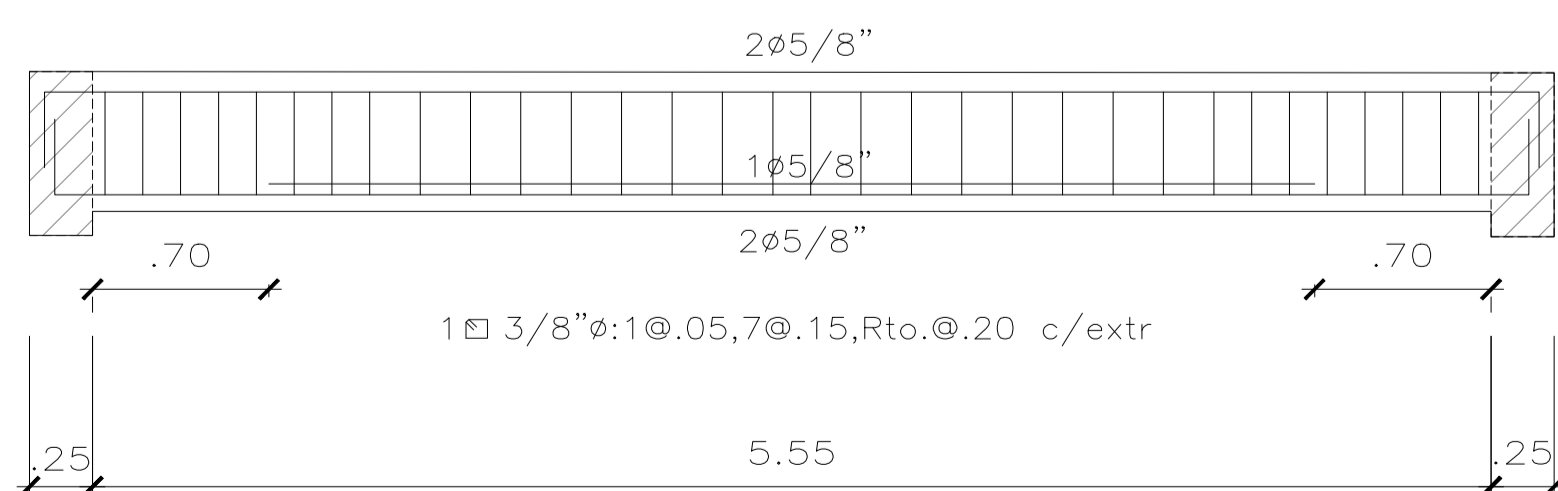
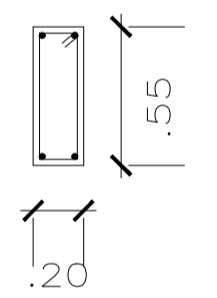
VIGA VT-20 (.20x.55)



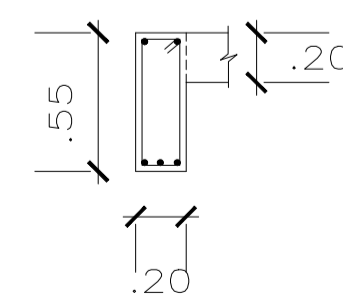
VIGA VT-21 (.20x.55)



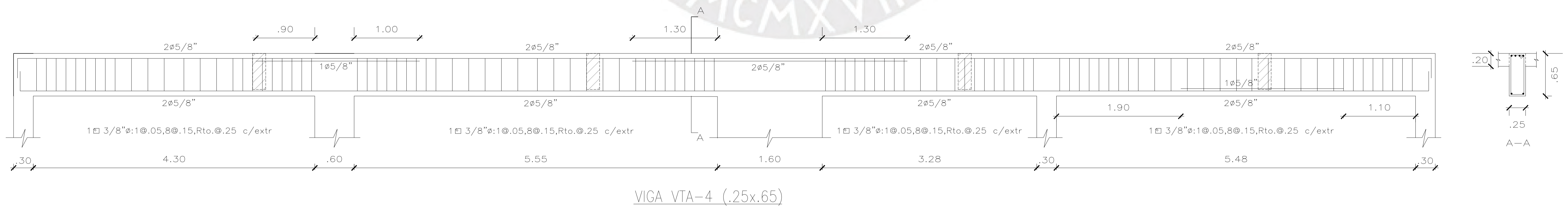
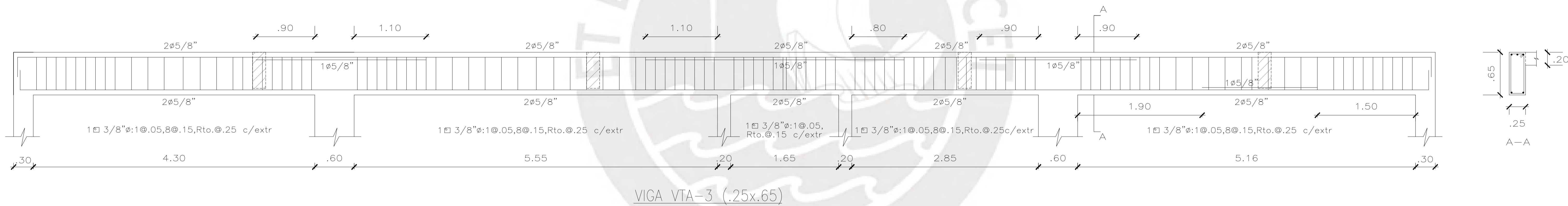
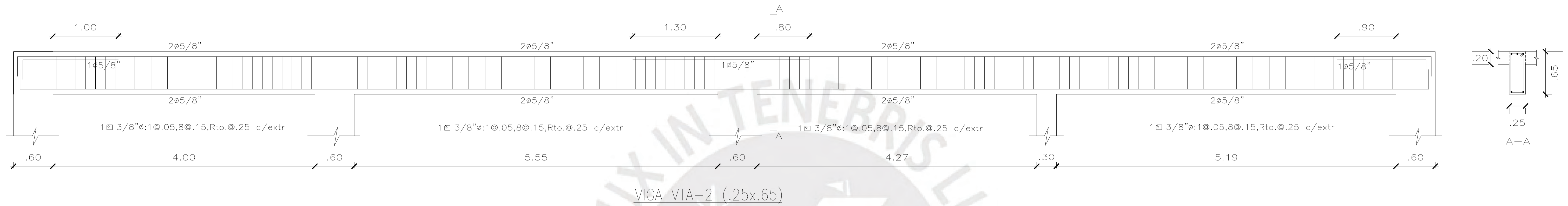
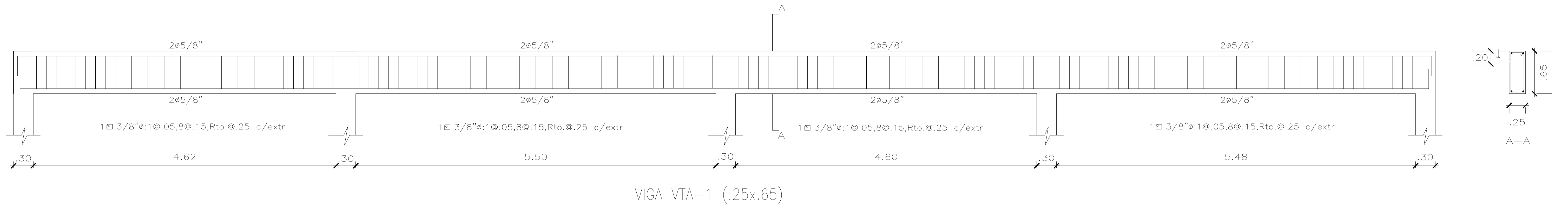
VIGA VT-22 (.20x.55)



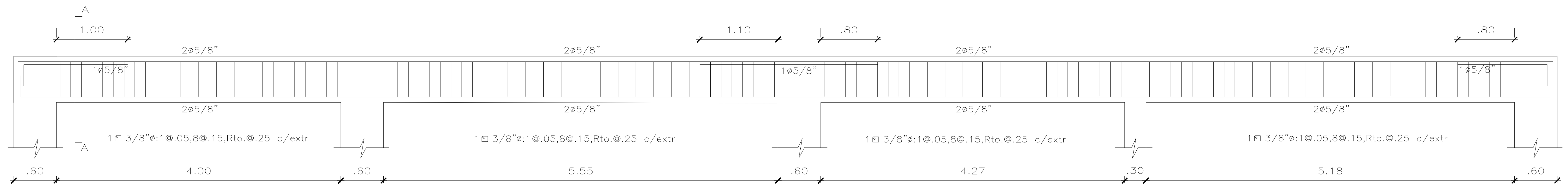
VIGA VT-23 (.20x.55)



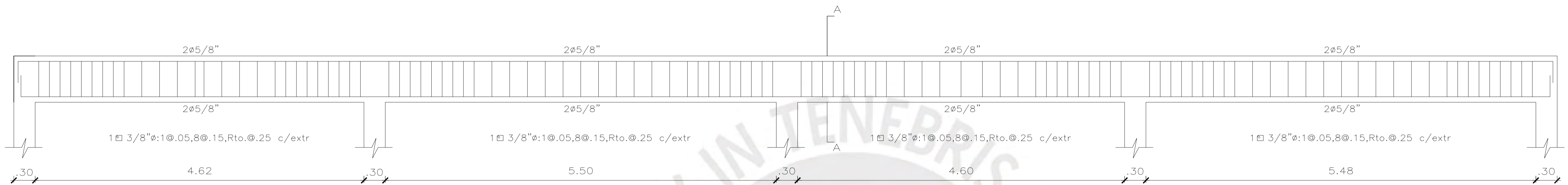
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-11
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



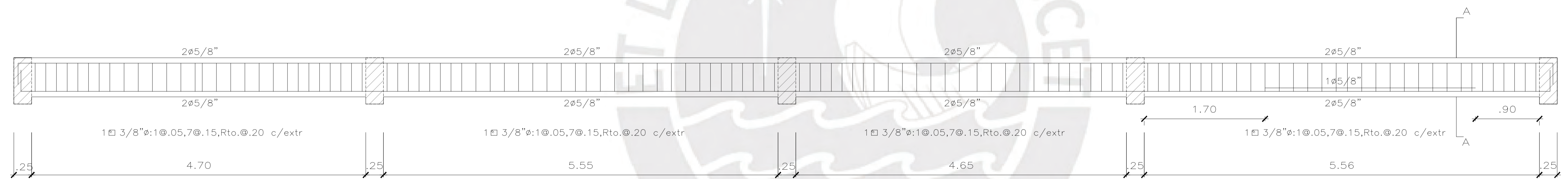
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-12
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



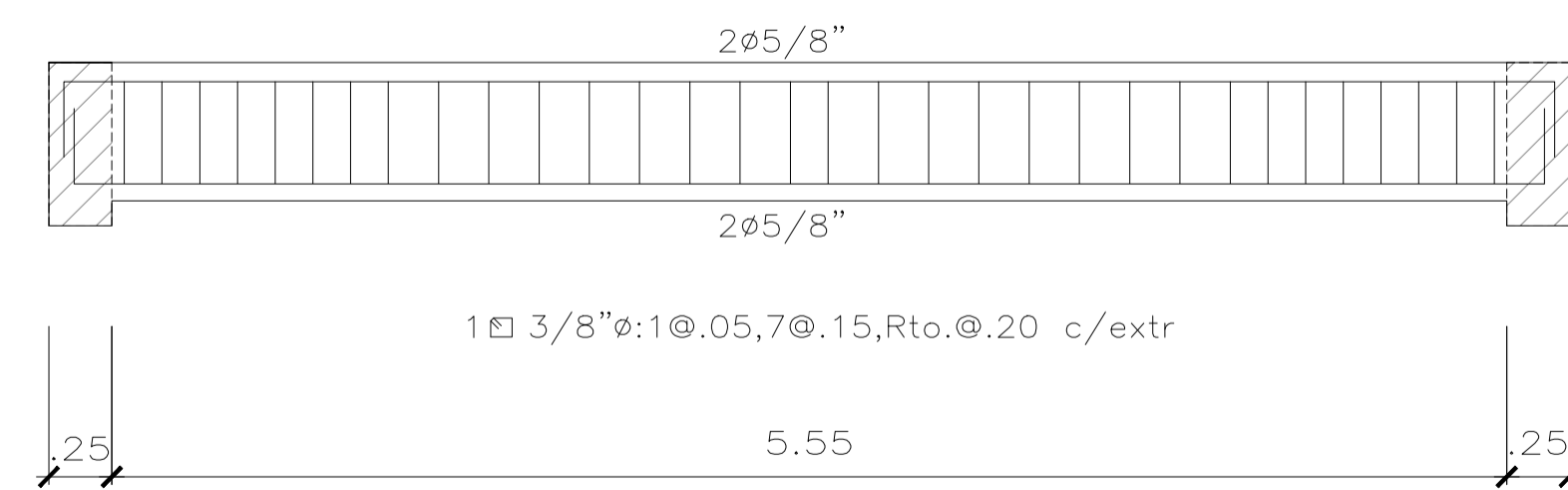
VIGA VTA-5 (.25x.65)



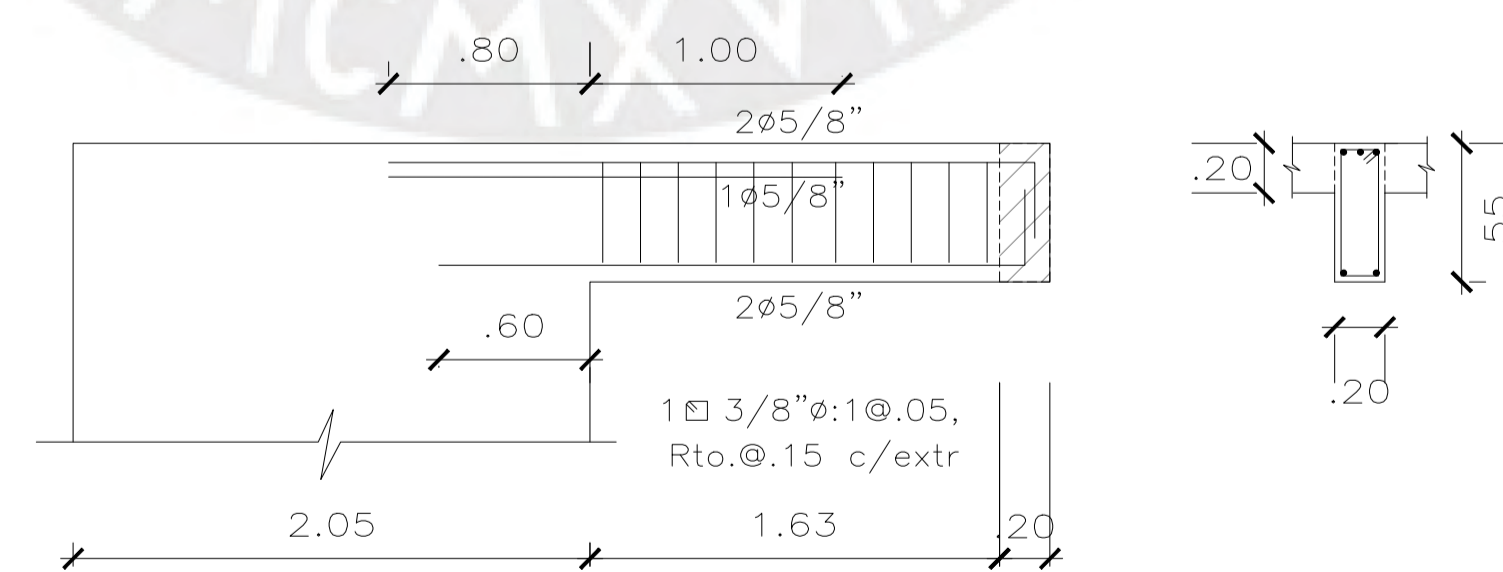
VIGA VTA-6 (.25x.65)



VIGA VTA-8 (.20x.55)

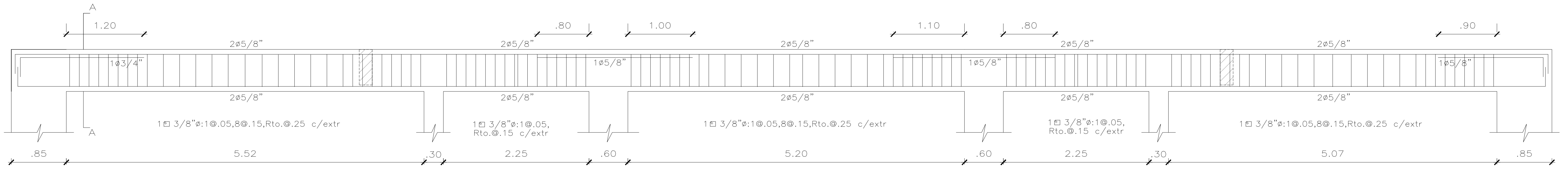


VIGA VTA-7 (.20x.55)

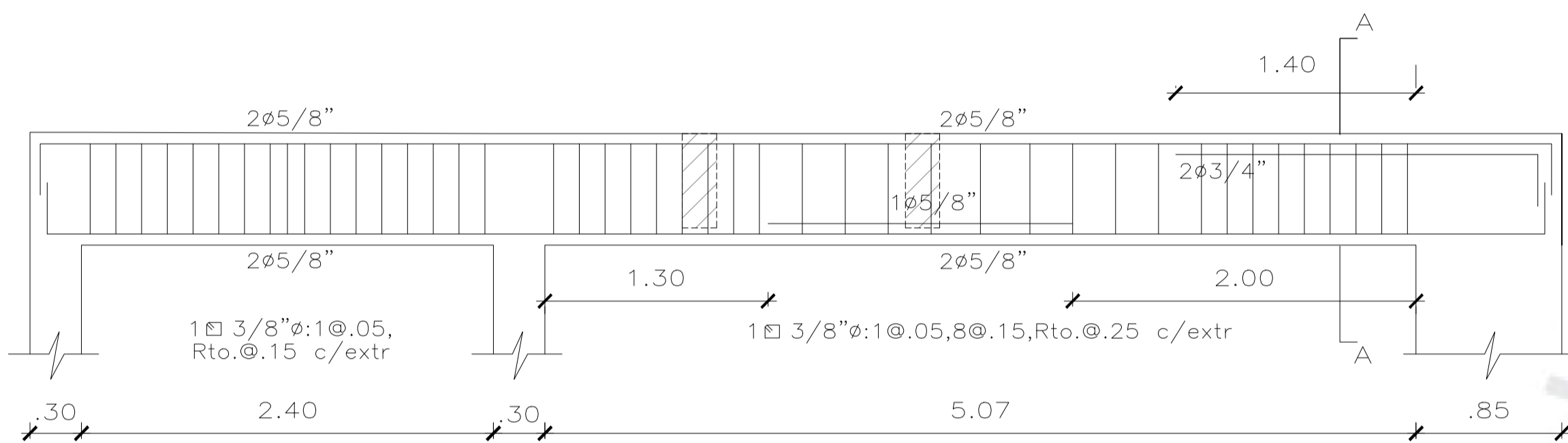
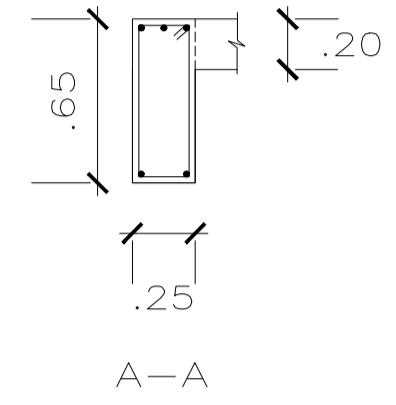


VIGA VTA-9 (.20x.55)

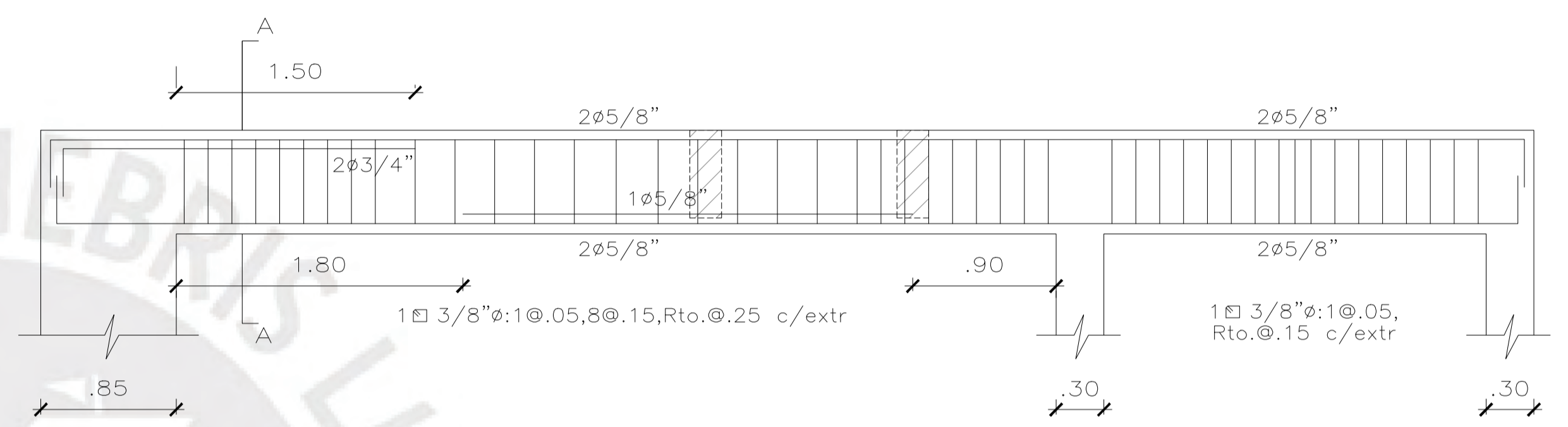
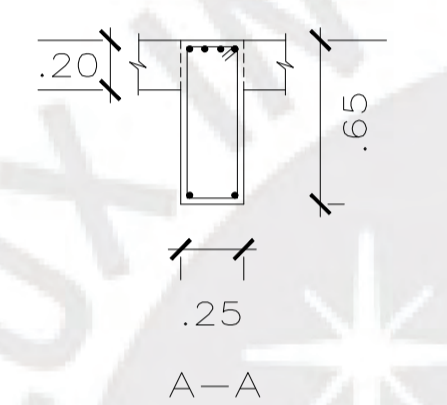
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-13
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



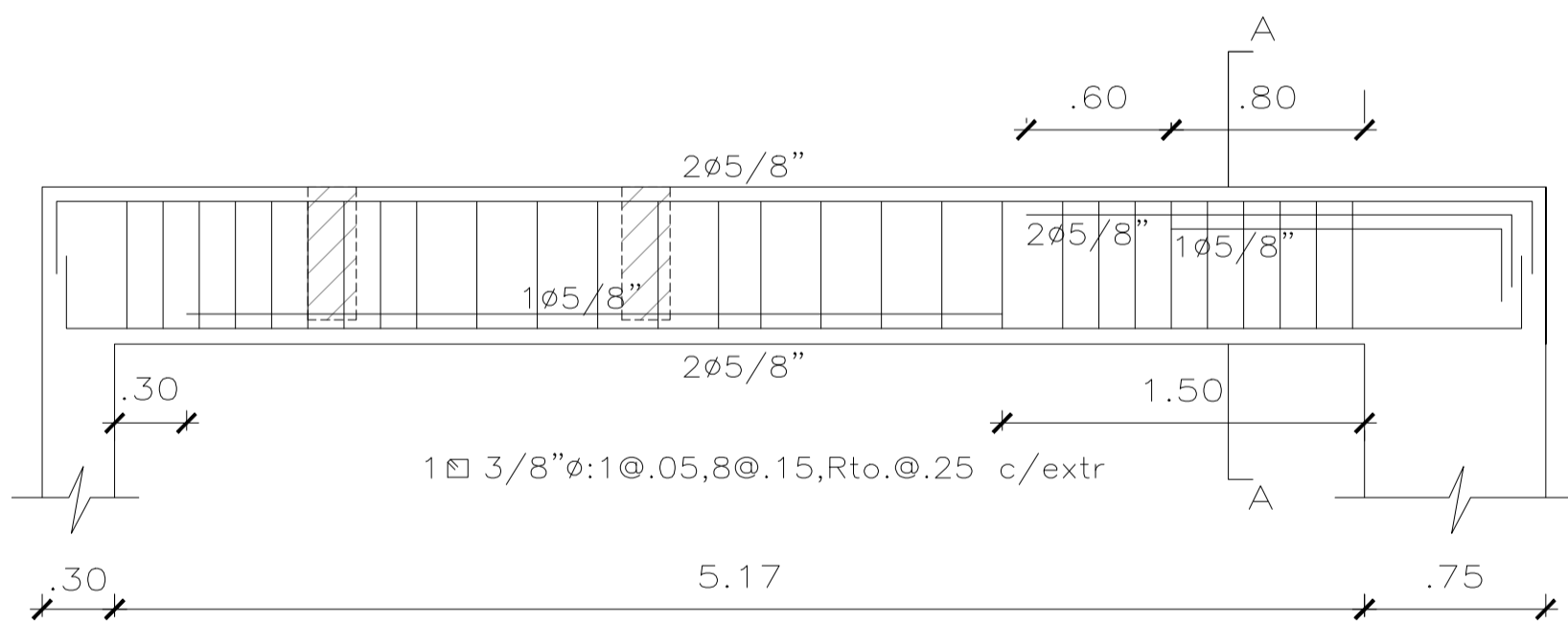
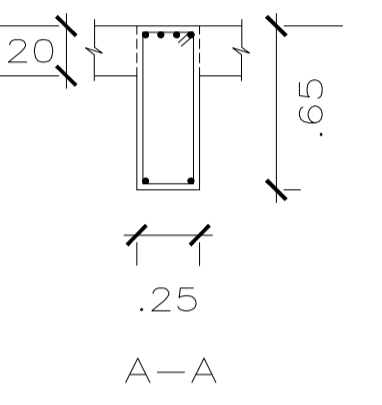
VIGA VTA-11 (.25x.65)



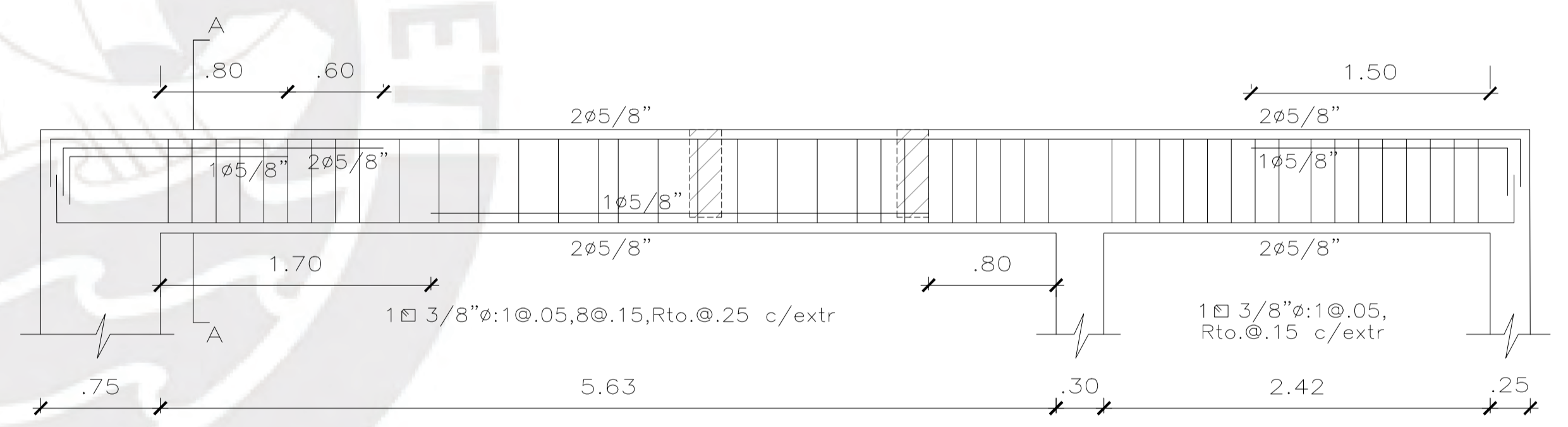
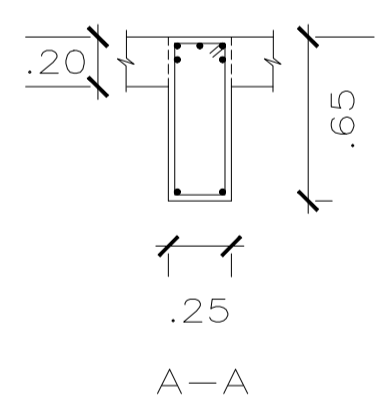
VIGA VTA-12 (.25x.65)



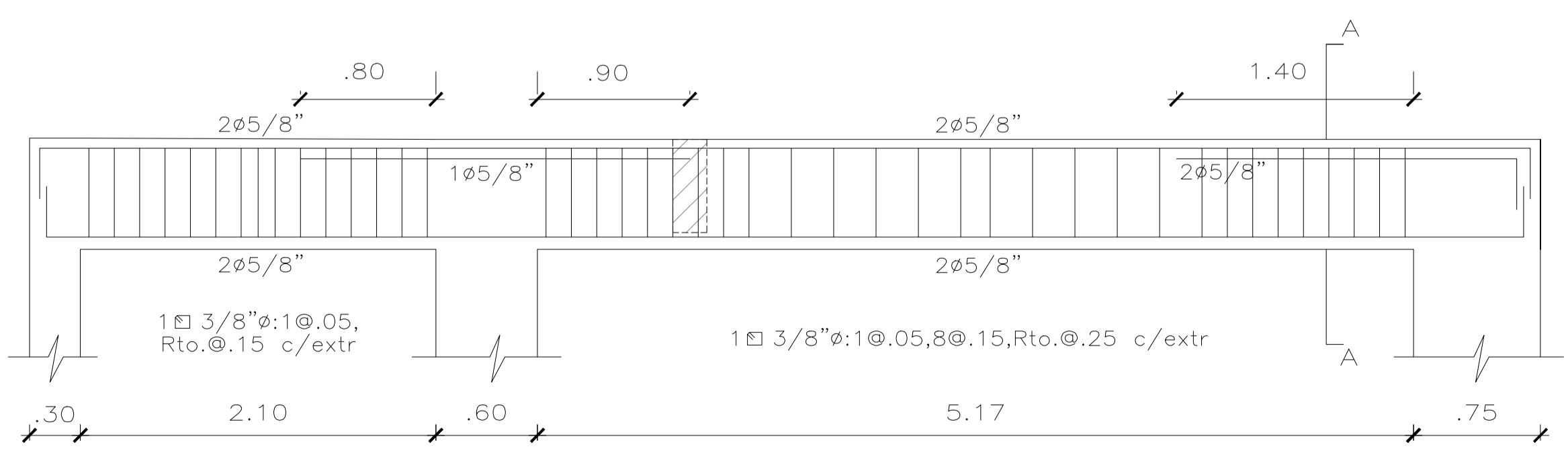
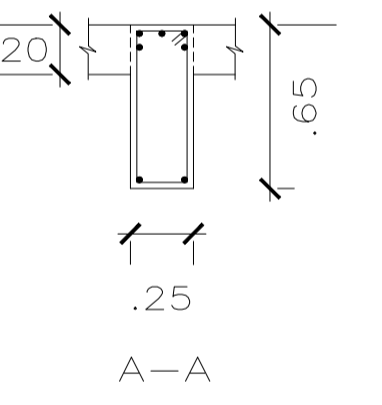
VIGA VTA-13 (.25x.65)



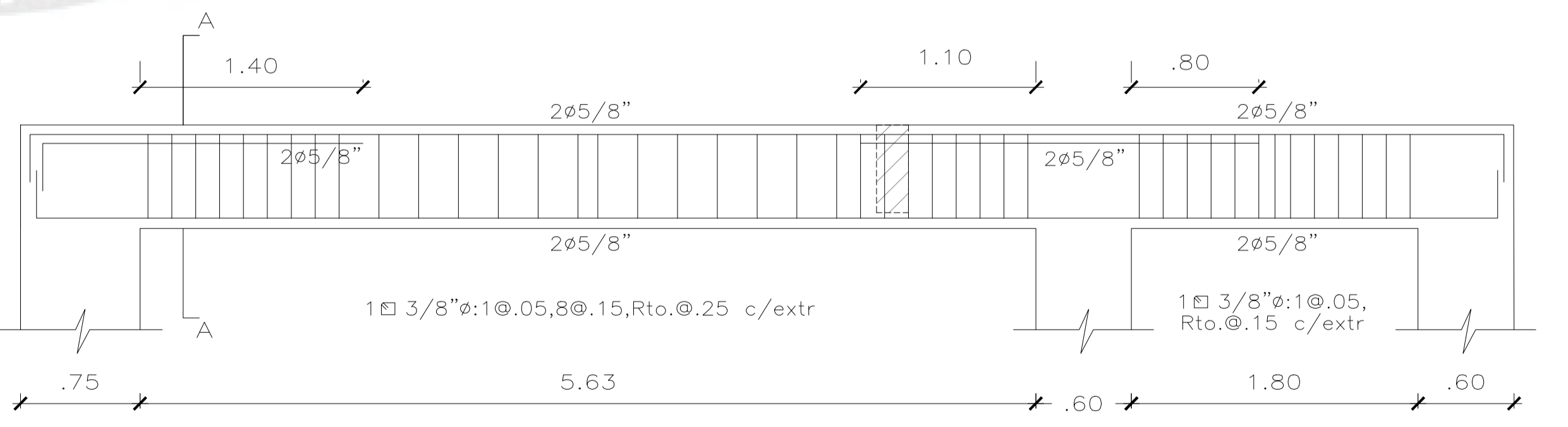
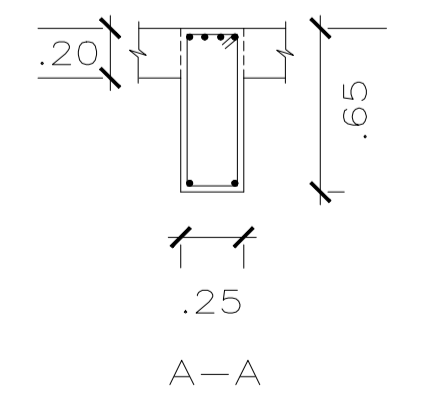
VIGA VTA-14 (.25x.65)



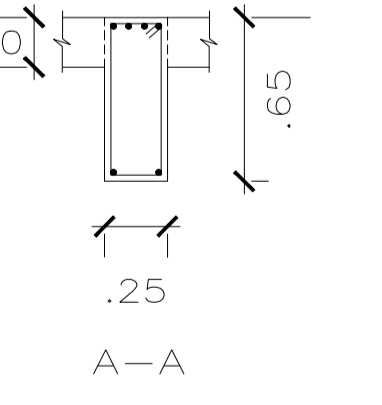
VIGA VT-15 (.25x.65)



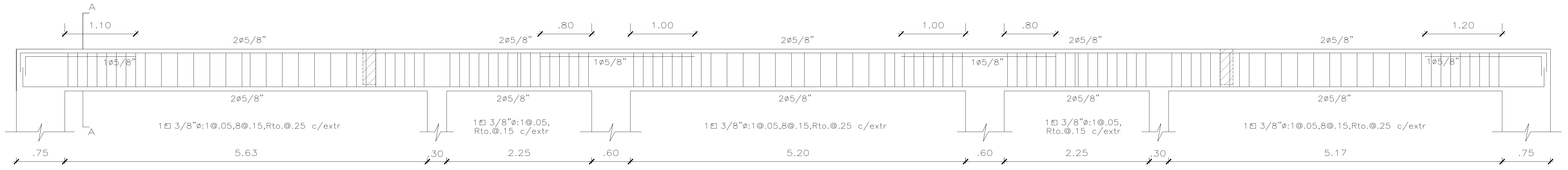
VIGA VTA-16 (.25x.65)



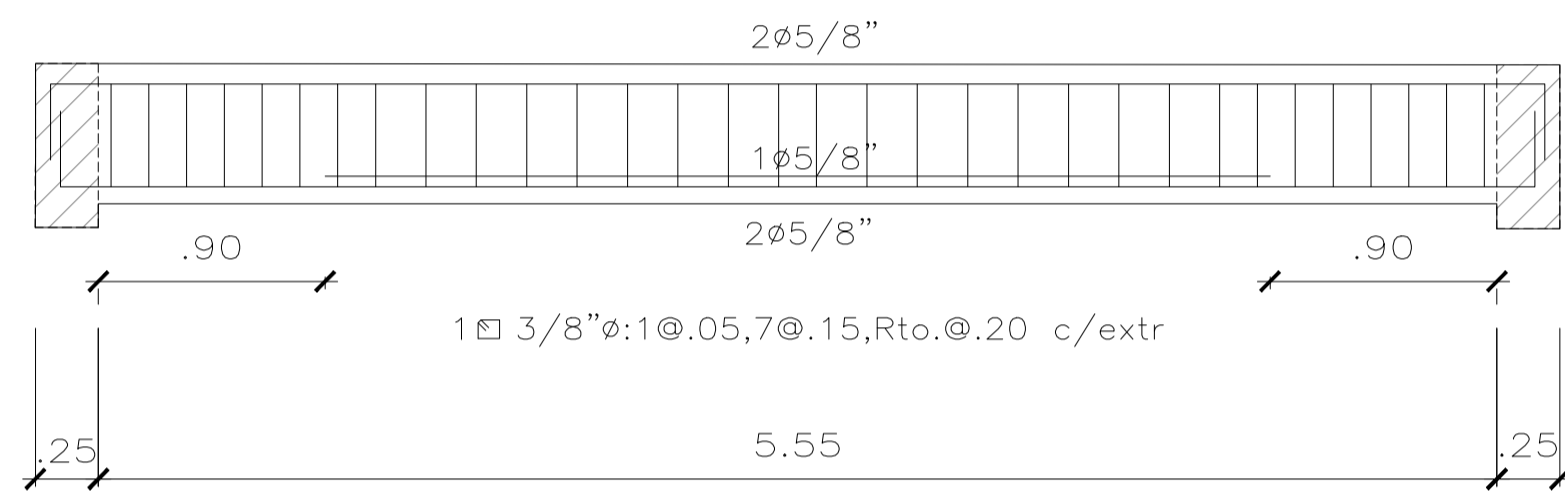
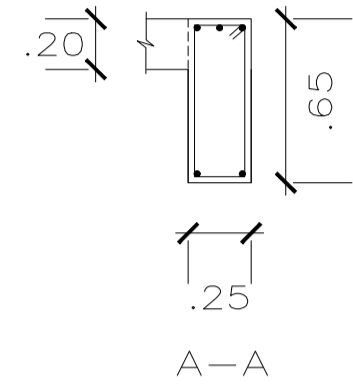
VIGA VTA-17 (.25x.65)



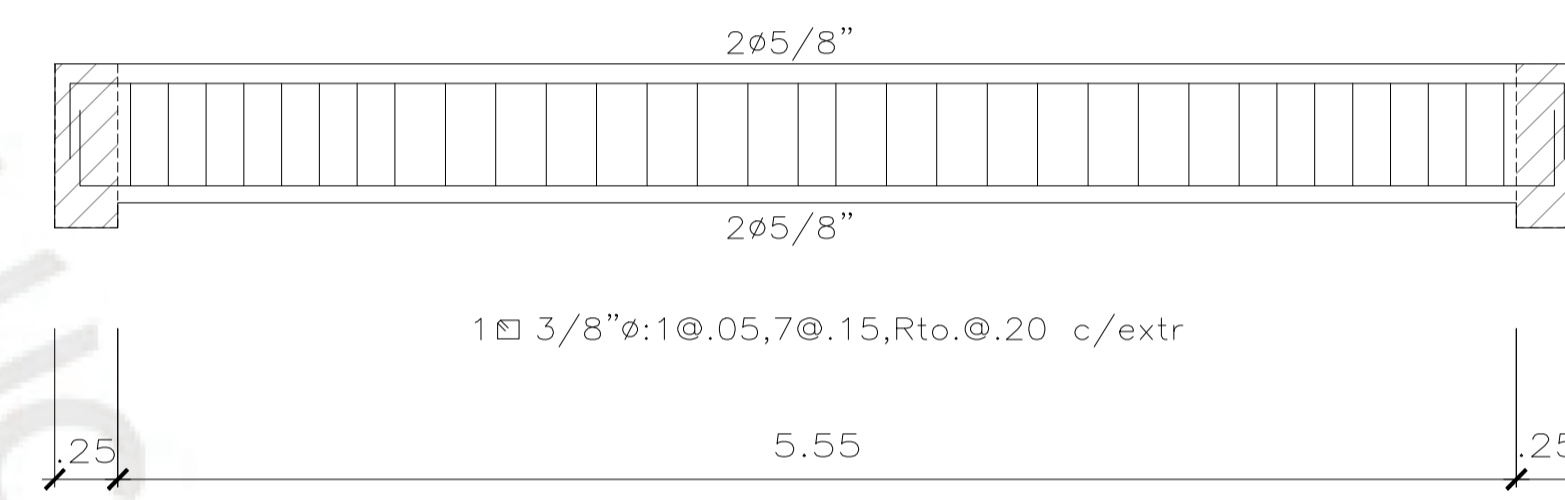
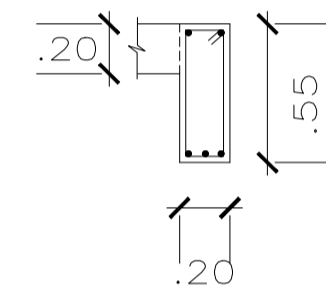
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-14
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



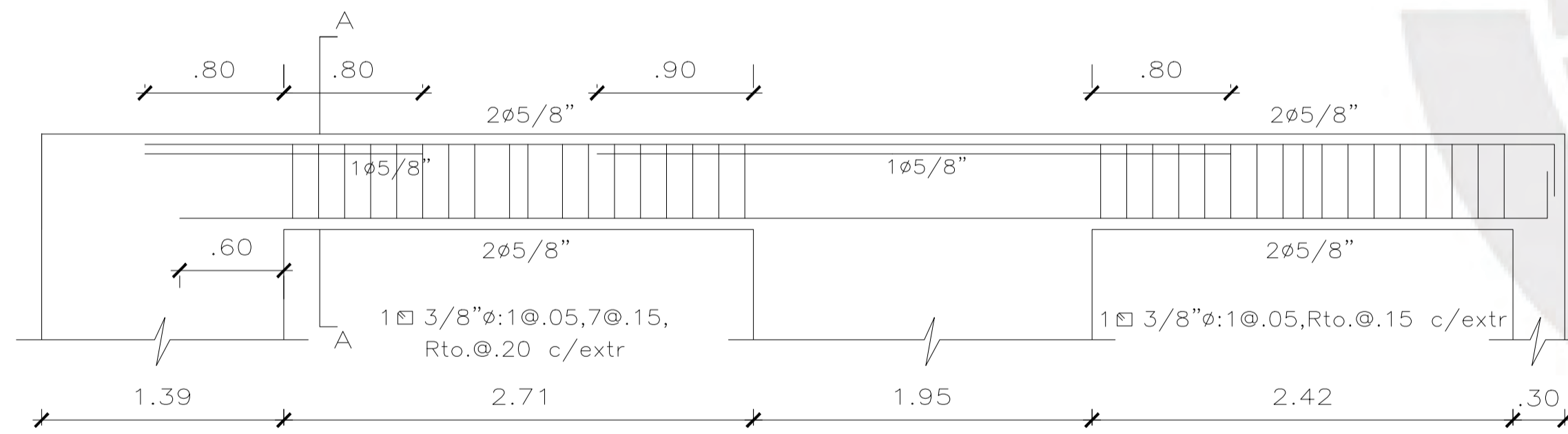
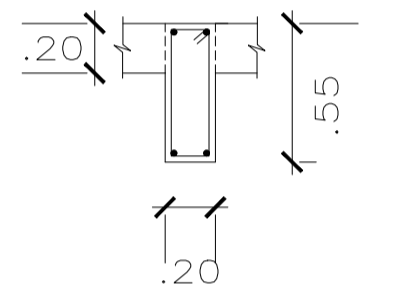
VIGA VTA-18 (.25x.65)



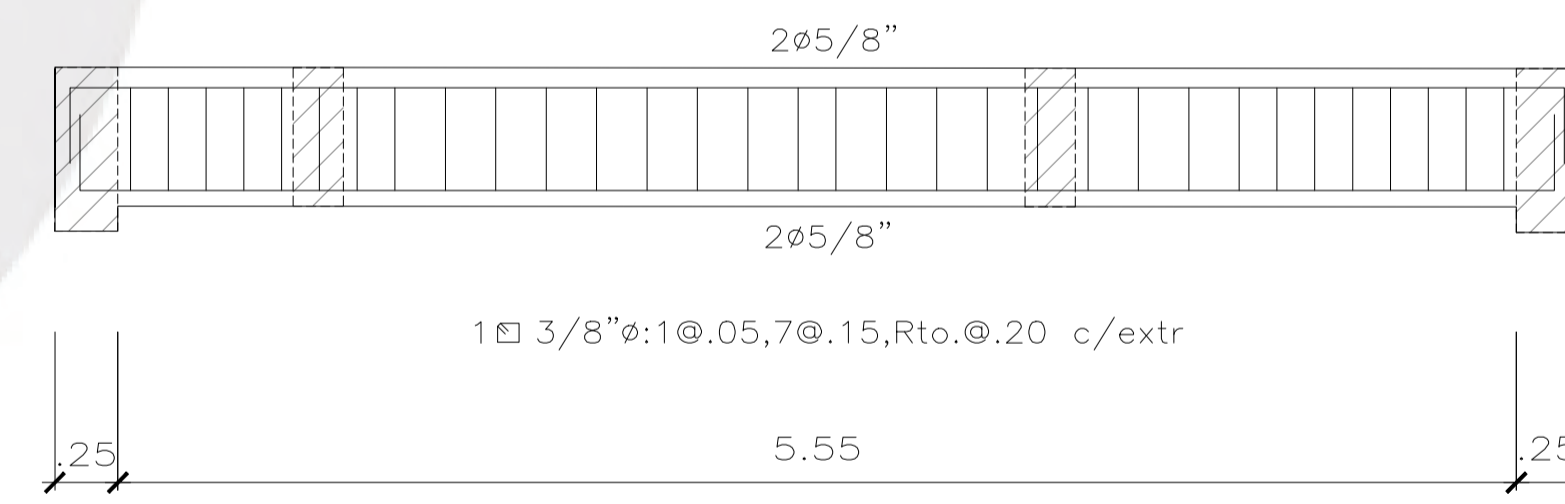
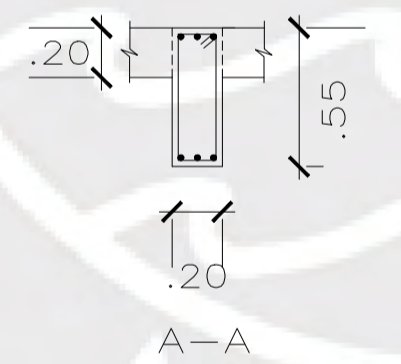
VIGA VTA-19 (.20x.55)



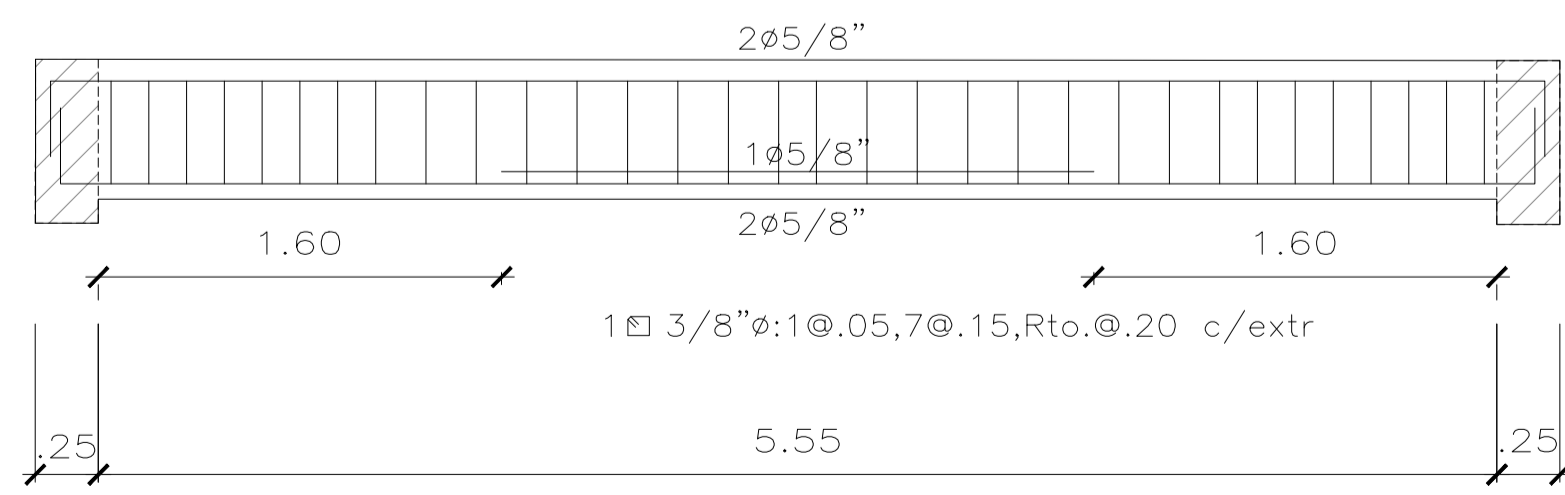
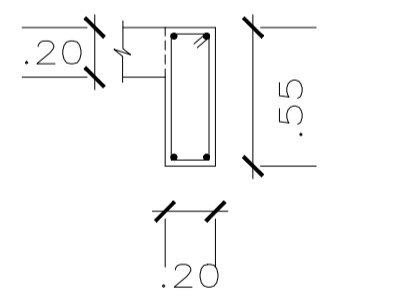
VIGA VTA-20 (.20x.55)



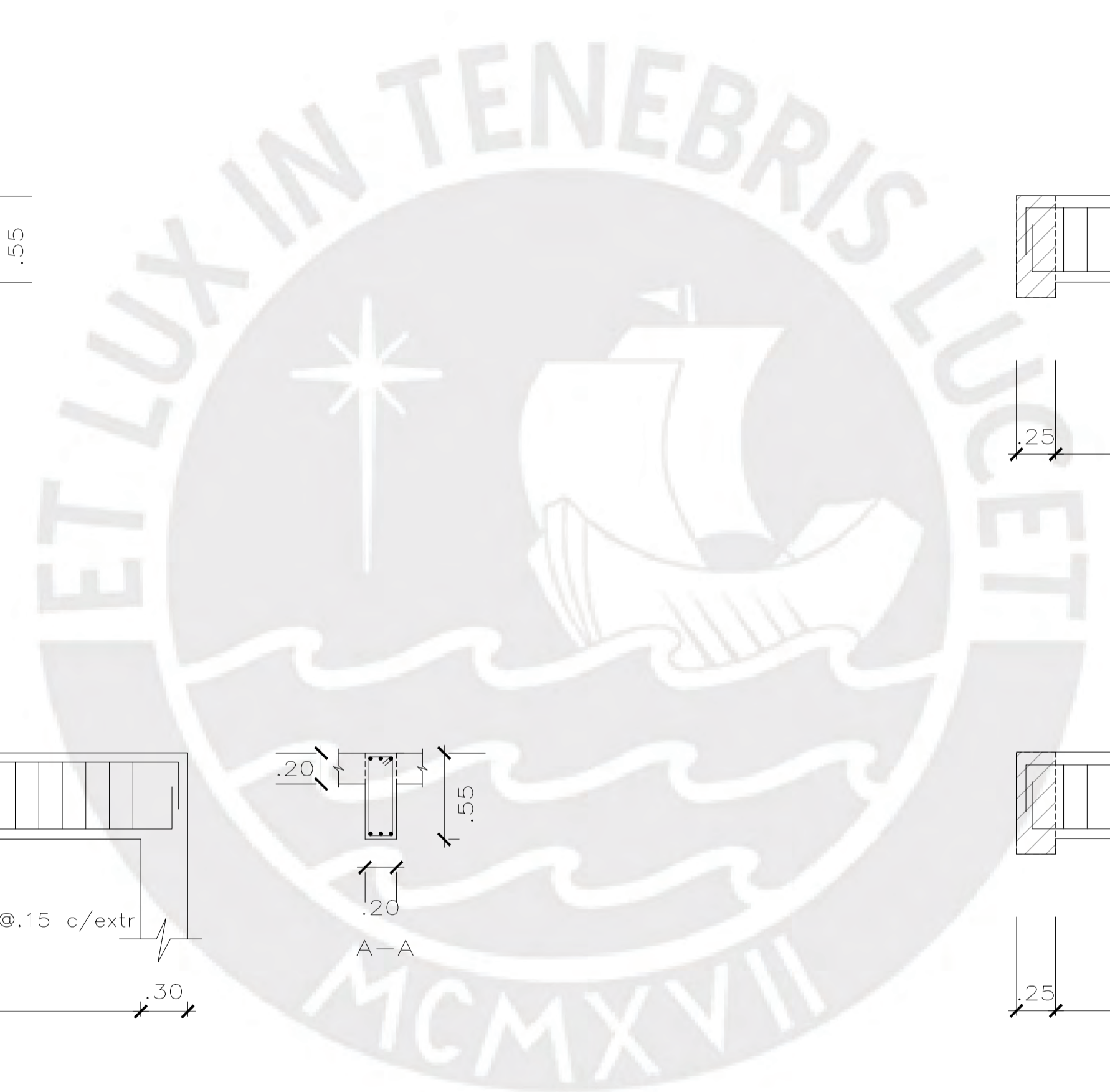
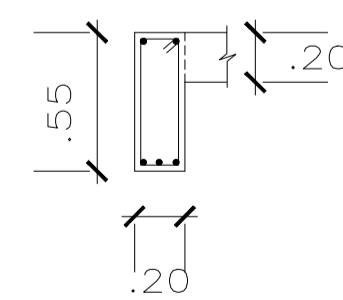
VIGA VTA-21 (.20x.55)



VIGA VTA-22 (.20x.55)

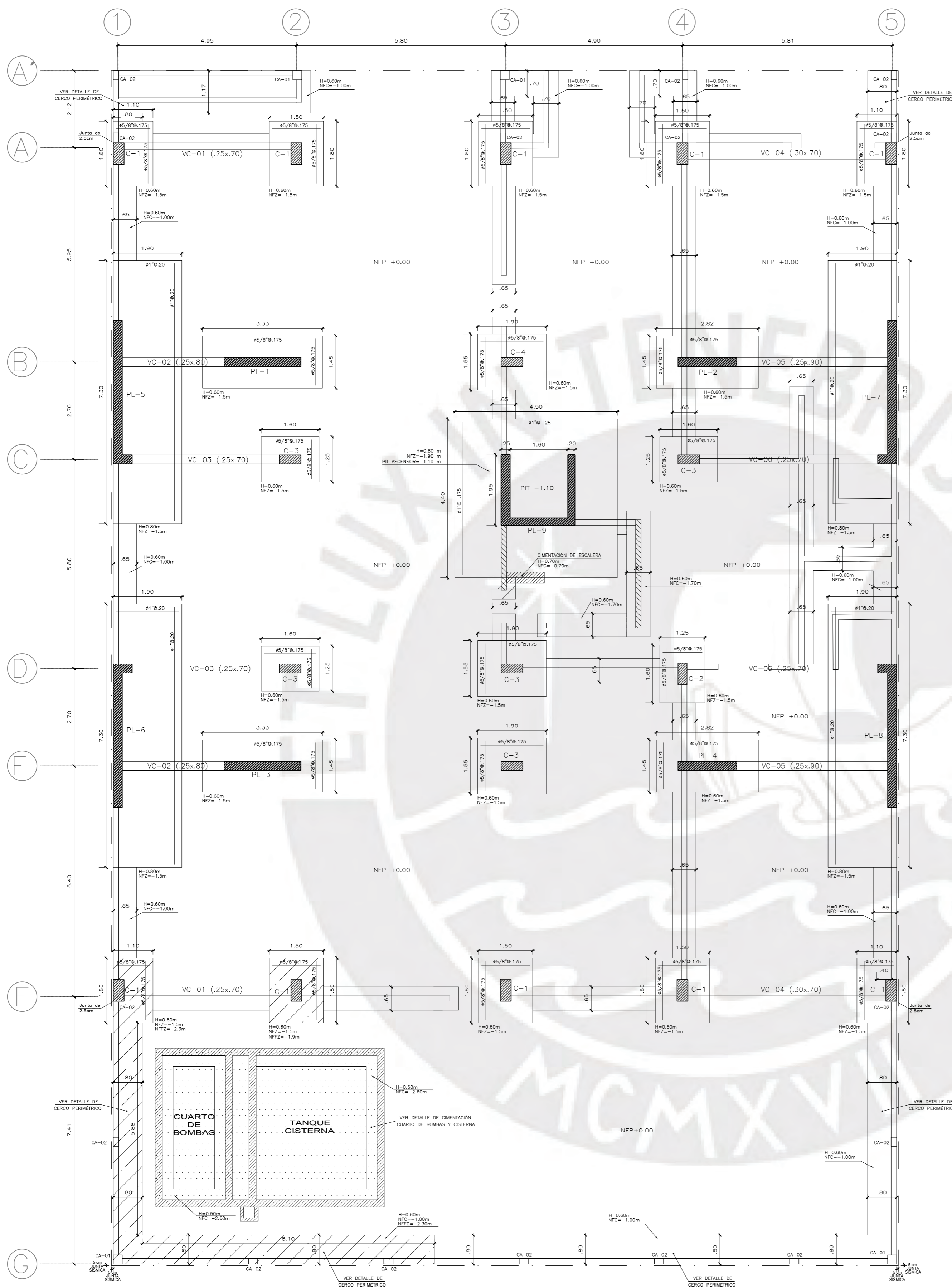


VIGA VTA-23 (.20x.55)



ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-15
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-DUAL	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30

PLANTA DE CIMENTACIONES SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
Tipo de cimentación	Zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos
Estrato de apoyo de la cimentación	Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, con piedras redondas de 8 pulgadas de tamaño máximo
Profundidad de la Napa Freática	No hay presencia de agua subterránea
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	
Profundidad de la cimentación	Profundidad mínima de 1.50 m
Presión admisible	4.0 Kg/cm ²
Factor de seguridad por corte	3.0 (Estático) / 2.5 (Solicitación máxima para sismos)
Asentamiento diferencial máximo aceptable	0.04xL, que corresponde a 21 cm
PARAMETROS SISMICOS DEL SUELO (De acuerdo a la Norma E.030)	
Zona Sísmica	4
Tipo de perfil del suelo	SI
Factor de Suelo (S)	1.00
Periodo T ₀ (s)	0.40
Periodo T ₁ (s)	2.50
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION	
La exposición de sulfatos se evalúa como "INSIGNIFICANTE", por lo tanto, para las estructuras de concreto NO se requiere el uso de cemento especial	
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION	
Licuefacción	No existe potencial de licuefacción de suelos
Colapso	No
Expansión	No
INDICACIONES ADICIONALES:	
No se debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario y que estos materiales inadecuados sean removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados por materiales adecuados.	

NOTA: ECHAR LECHADA A TODO EL TERMINO QUE SE ENCUENTRE EN CONTACTO CON EL CONCRETO
NOTA PARA EL TRAZADO DE LA CIMENTACION: VER ARQUITECTURA
NOTA: VER PLANO DE DETALLES GENERALES

NOTAS SOBRE MUROS:
1. El diseño se realizó en base a una resistencia del concreto f'c=280 kg/cm² (Ver Especificaciones generales).
2. El diseño considera un ángulo de fricción interna de φ=32° y un peso específico de γ=2100kg/m³.

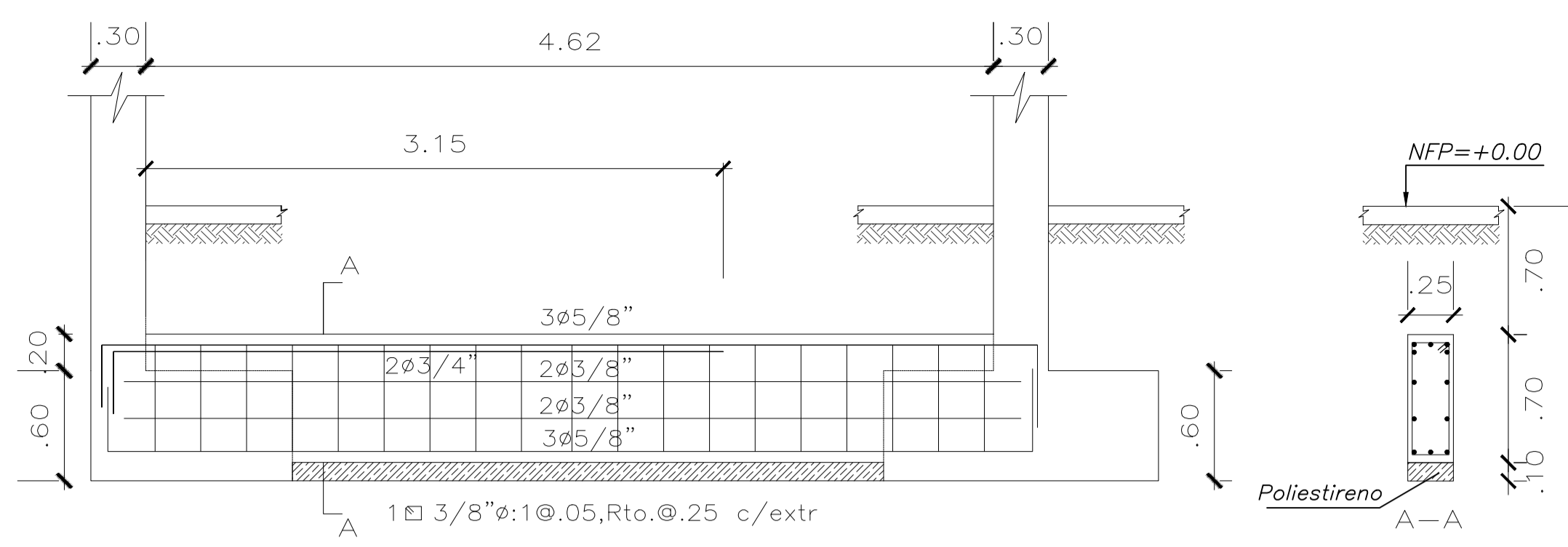
LEYENDA	
NFP	= NIVEL FALSO PISO
NFZ	= NIVEL FONDO ZAPATA
NFZ'	= NIVEL FONDO FALSA ZAPATA
NFC	= NIVEL FONDO DE CIMENTO
NFC'	= NIVEL FONDO FALSO CIMENTO
PIT	= NIVEL FONDO FOSO DE ASCENSOR

LEYENDA	
	FALSA ZAPATA
	ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO O CONCRETO CON AGUA
	MURO DE CARGA DE CONCRETO ARMADO
	TARJONES Y CERCO PERIMETRICO
	MUROS DE TANQUE CISTERNA

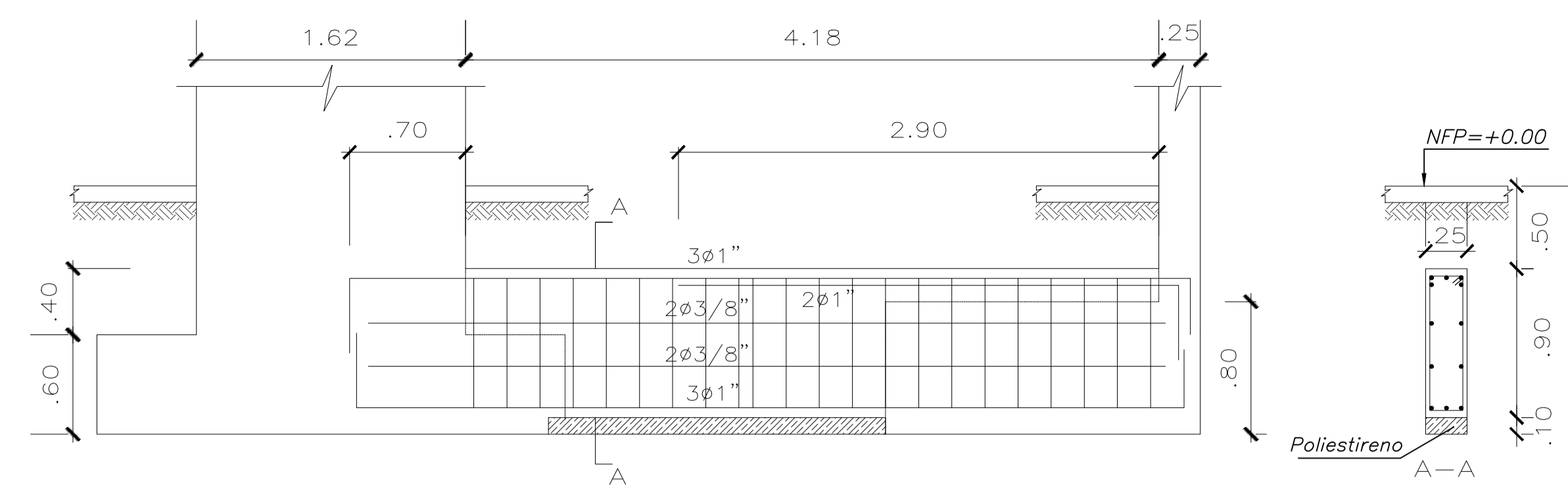
COLUMETA CA-01	COLUMETA CA-02
25x25	40
4#1/2"	4#1/2"
10#Barras @ 0.5, 4# 10, no. #25 c/estr.	10#Barras @ 0.5, 4# 10, no. #25 c/estr.

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

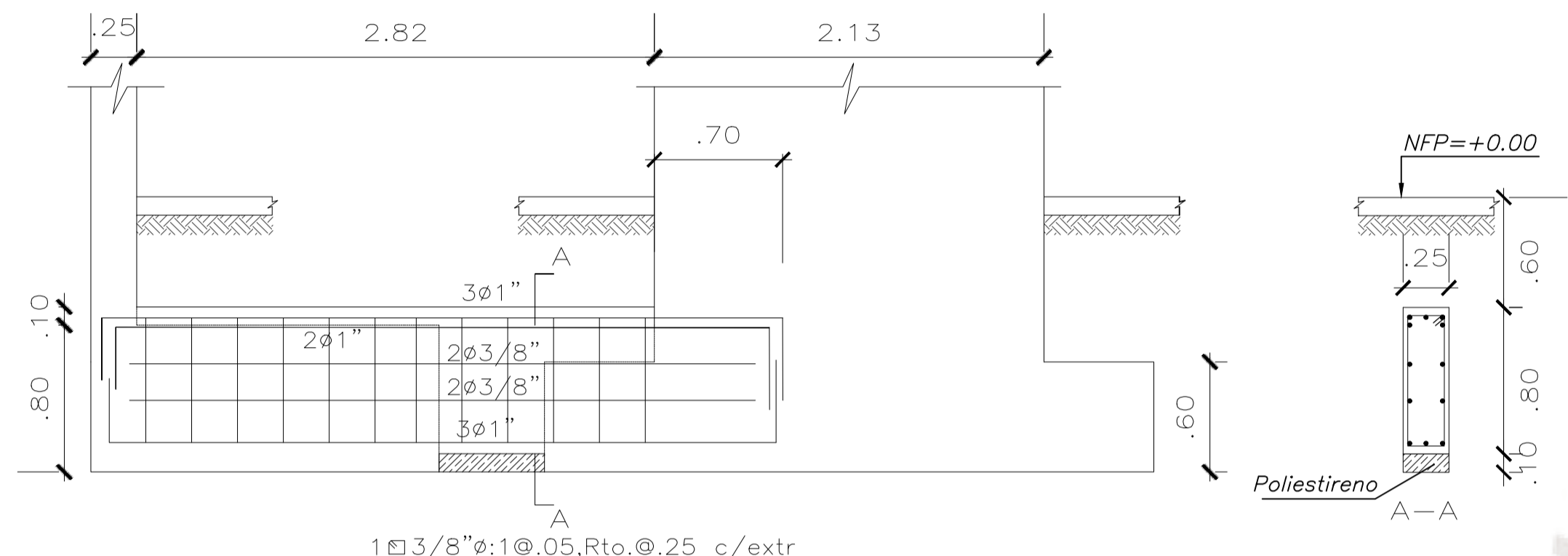
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA:
UBICACION: SAN ISIDRO	E-16
PLANO: CIMENTACIÓN-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/75



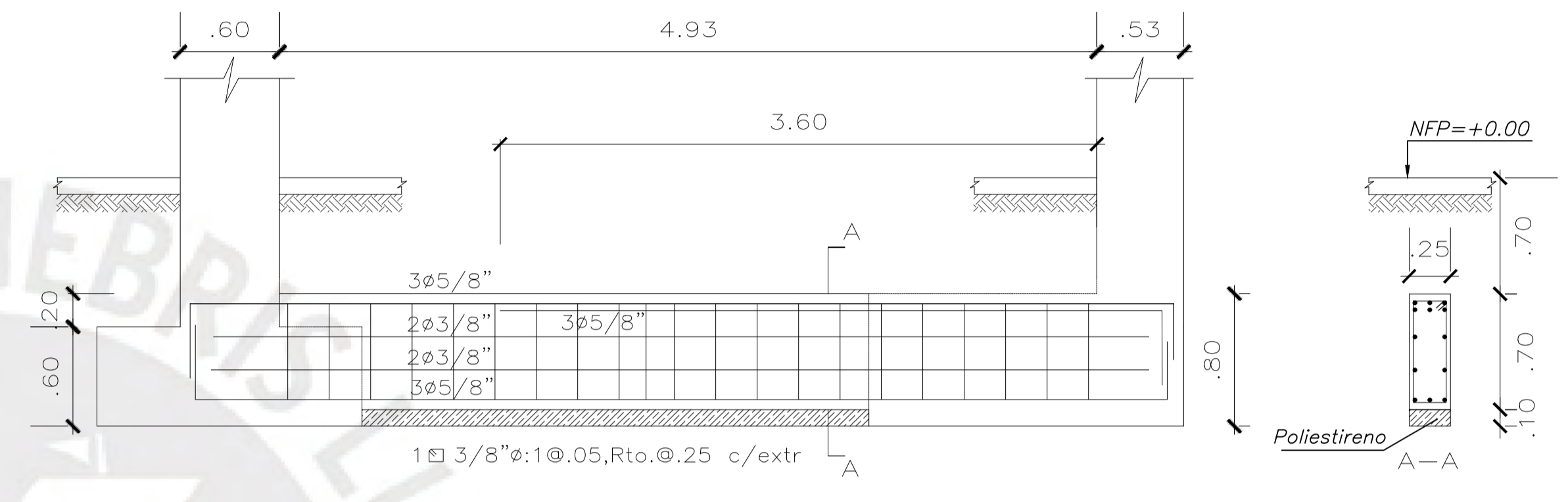
VIGA VC-01 (.25x.70)



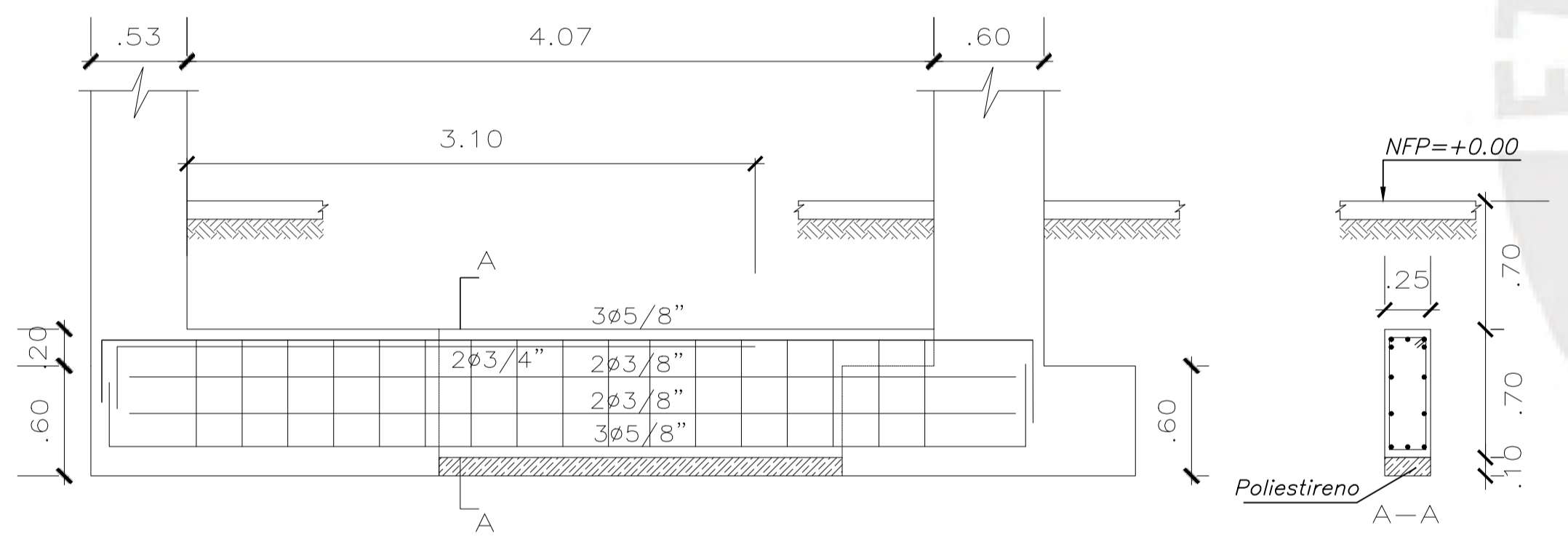
VIGA VC-05 (.25x.90)



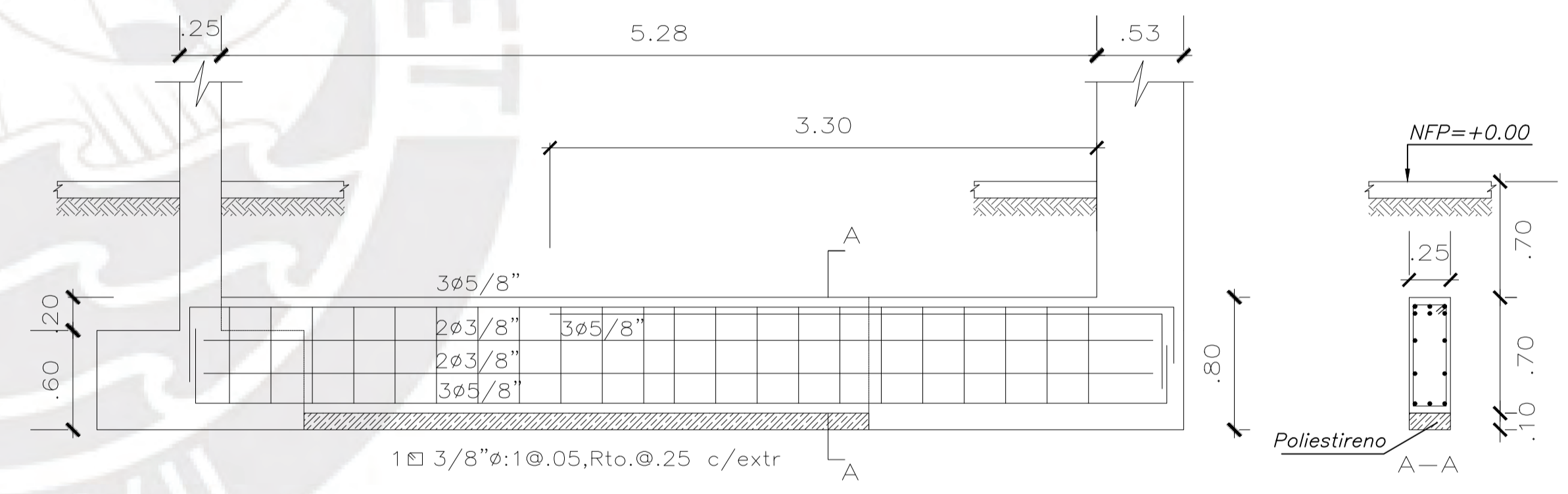
VIGA VC-02 (.25x.80)



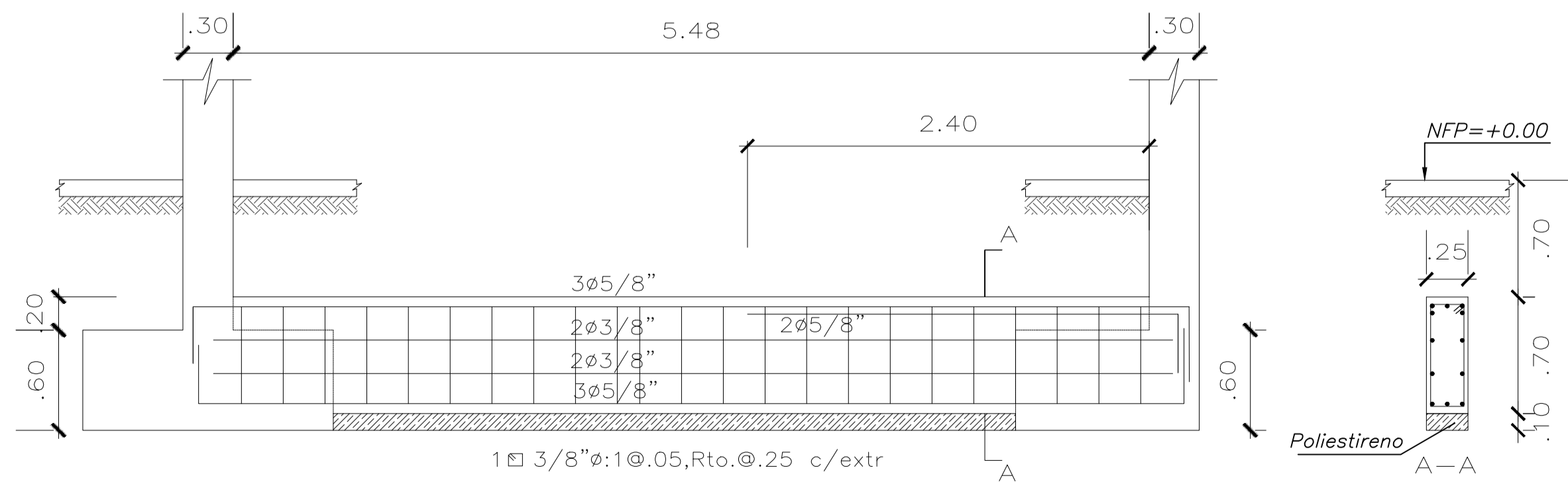
VIGA VC-06 (.25x.70)



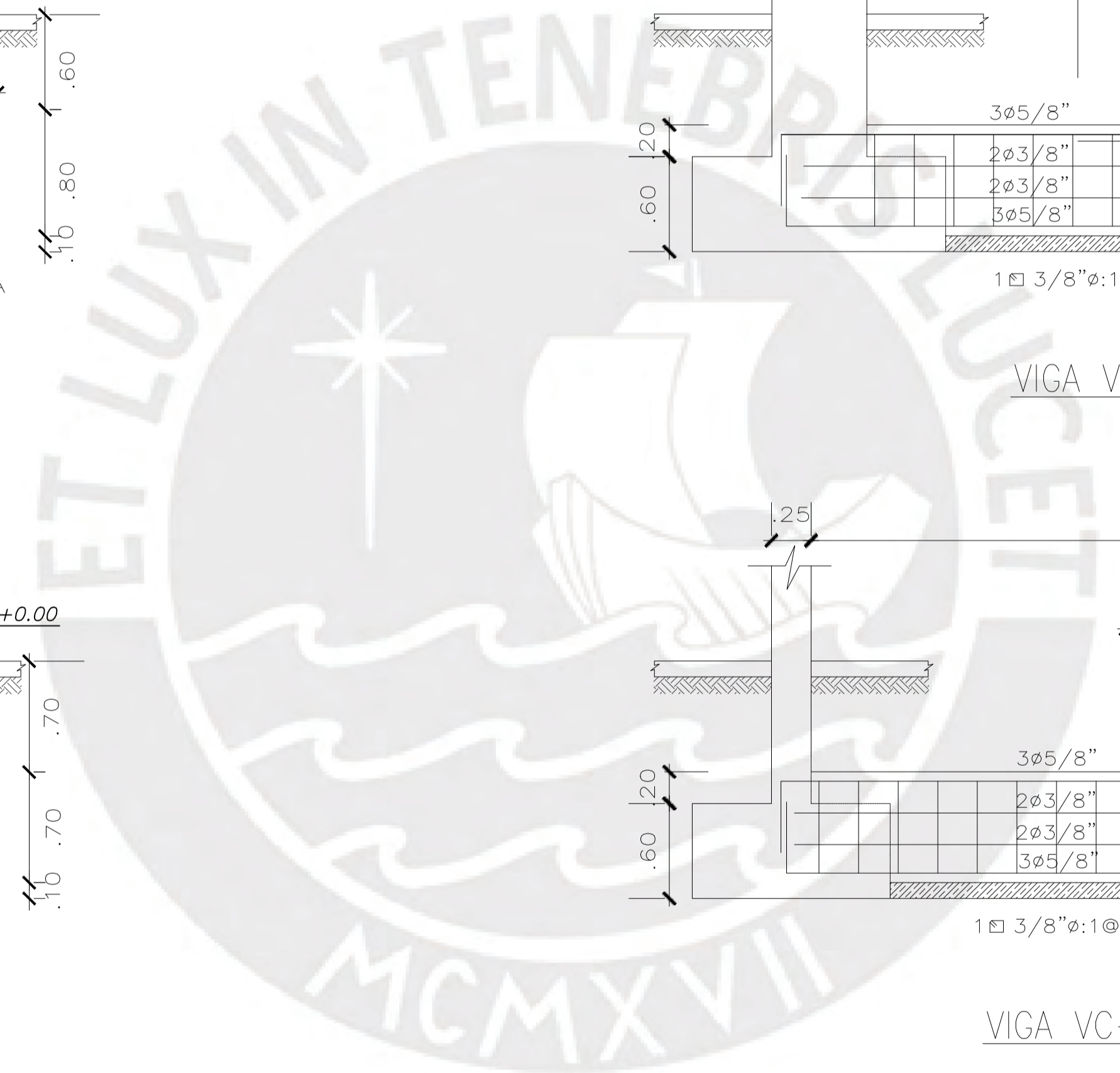
VIGA VC-03 (.25x.70)



VIGA VC-07 (.25x.70)

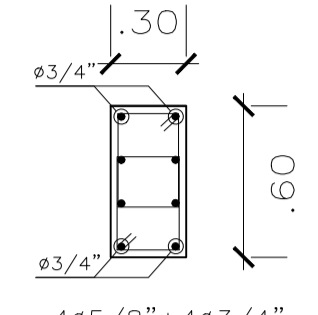
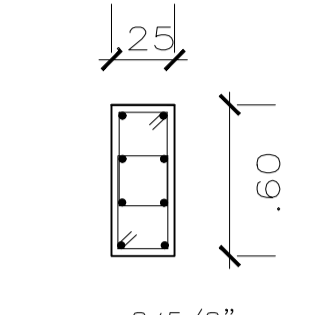
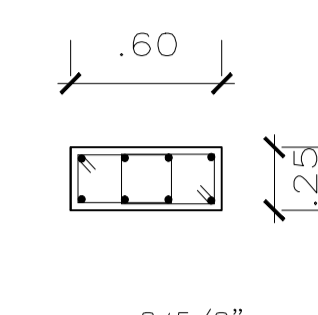


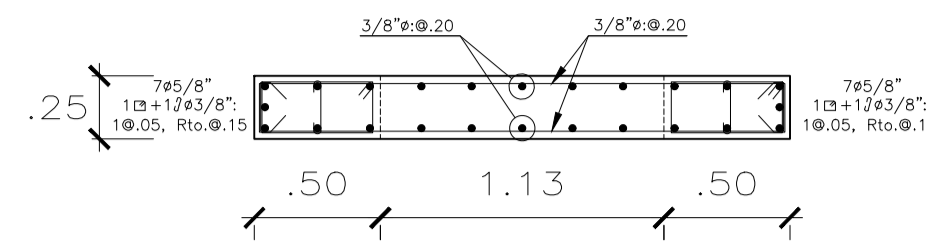
VIGA VC-04 (.25x.70)



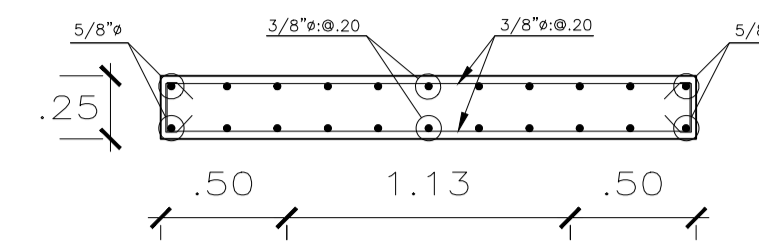
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-17
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: CORTES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30

CUADRO DE COLUMNAS

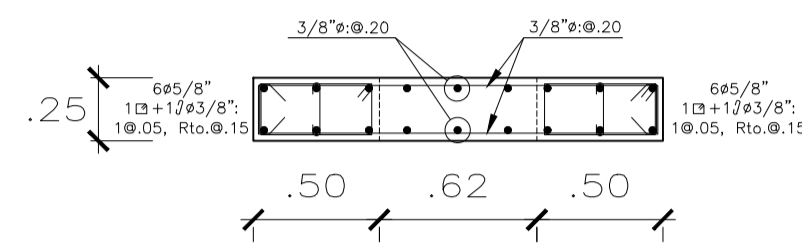
PISO	C-1	C-2	C-3
1er. y 2do.	 <p>4ø5/8" + 4ø3/4" 2ø 3/8"ø:1@.05 6@.10, rto.@.25 c/extr</p>	 <p>8ø5/8" 2ø 3/8"ø:1@.05 6@.10, rto.@.25 c/extr</p>	 <p>8ø5/8" 2ø 3/8"ø:1@.05 6@.10, rto.@.25 c/extr</p>
3er. y 4to.	↓	↓	↓



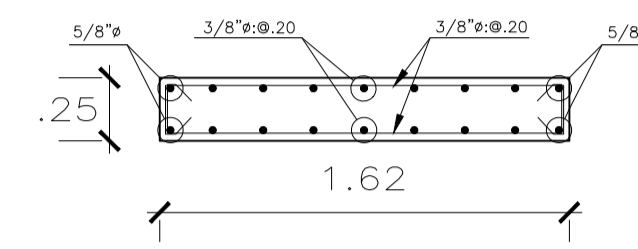
PLACA PL - 1
(1° Y 2° PISO)



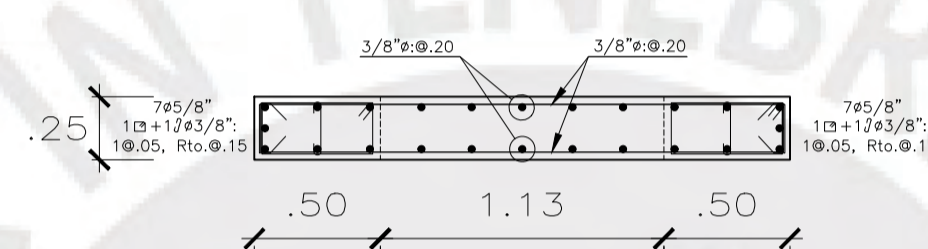
PLACA PL - 1
(3° Y 4° PISO)



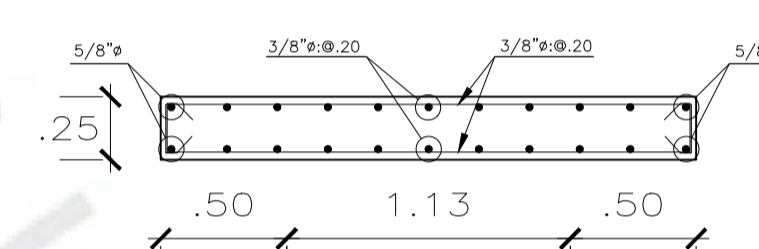
PLACA PL - 2
(1° Y 2° PISO)



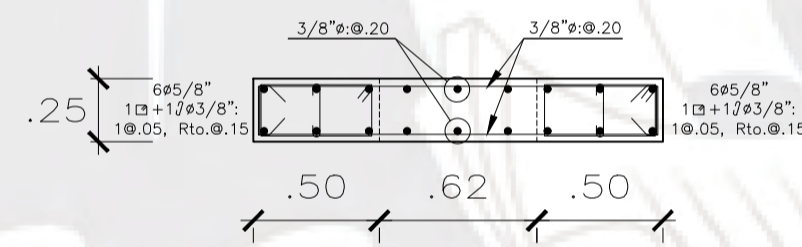
PLACA PL - 2
(3° Y 4° PISO)



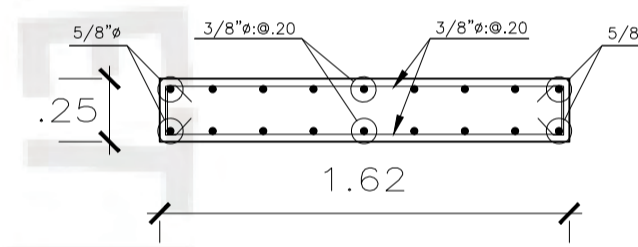
PLACA PL - 3
(1° Y 2° PISO)



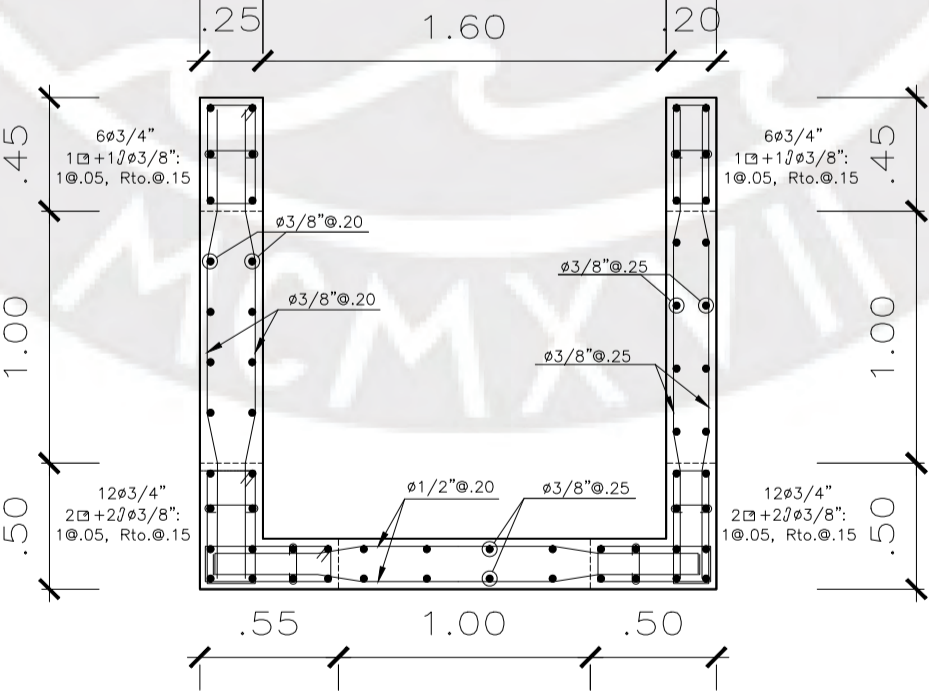
PLACA PL - 3
(3° Y 4° PISO)



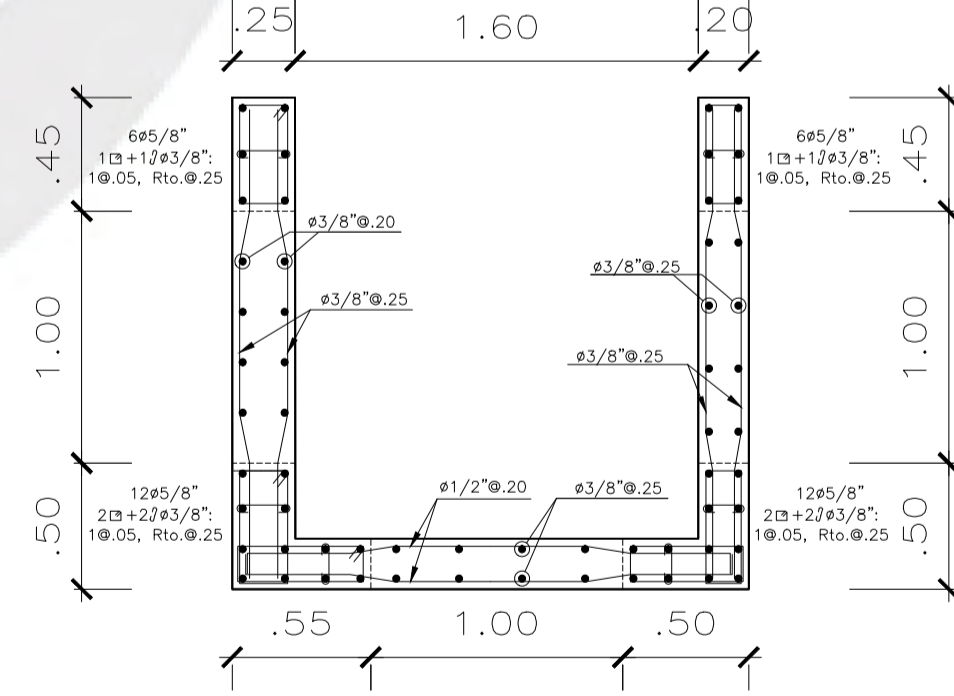
PLACA PL - 4
(1° Y 2° PISO)



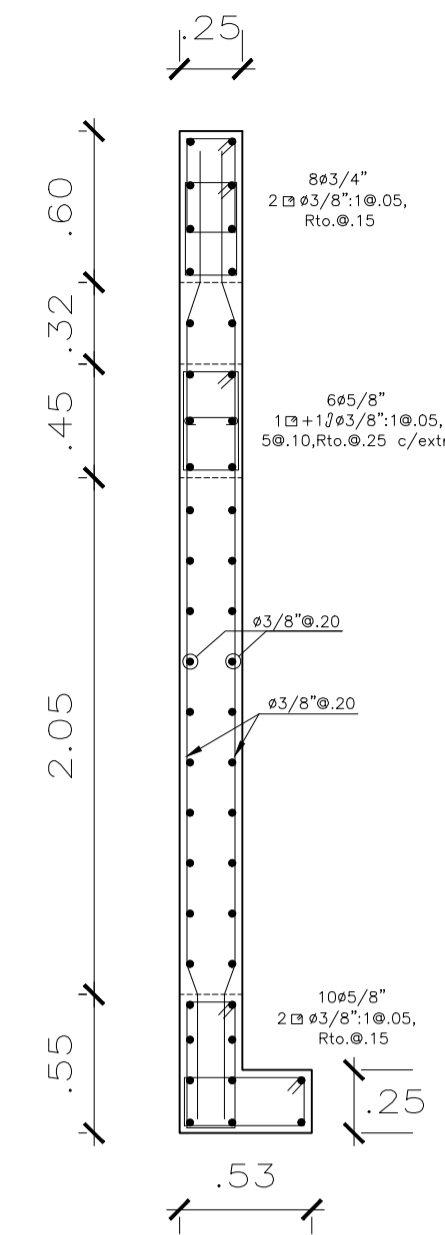
PLACA PL - 4
(3° Y 4° PISO)



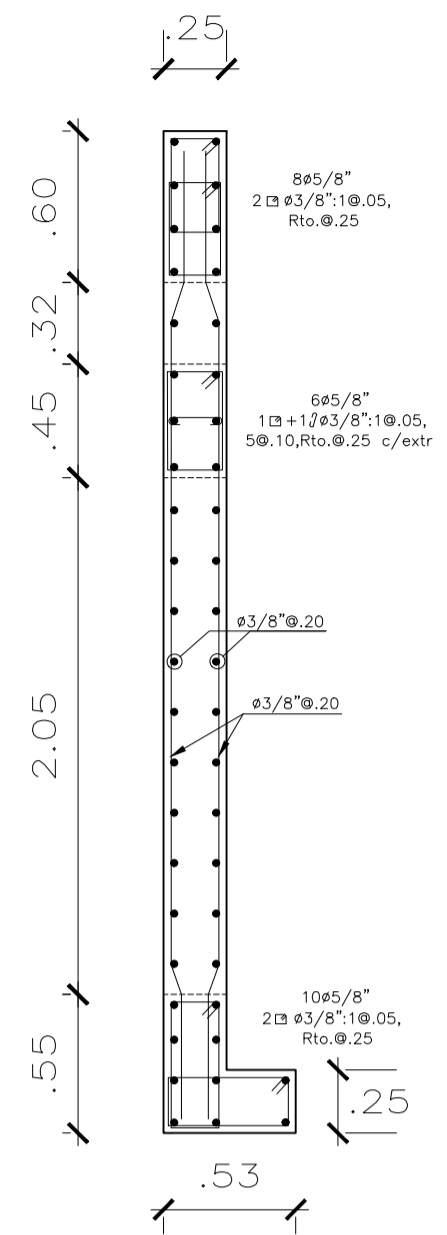
PLACA ASCENSOR PL - 9
(1° Y 2° PISO)



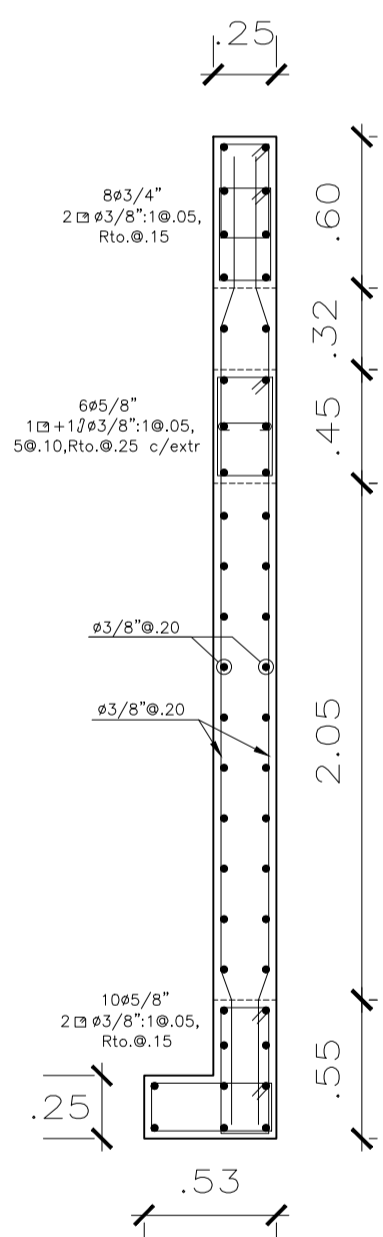
PLACA ASCENSOR PL - 9
(3° Y 4° PISO)



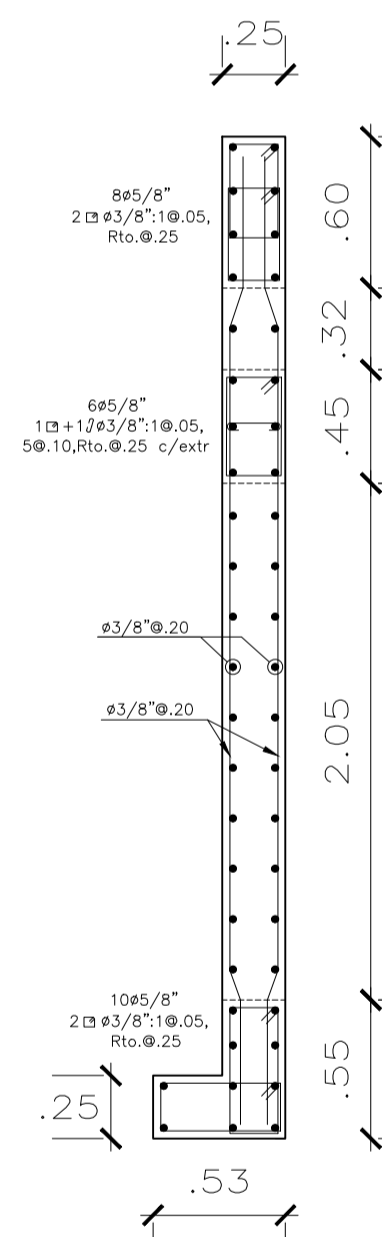
PLACA PL - 5
(1° Y 2° PISO)



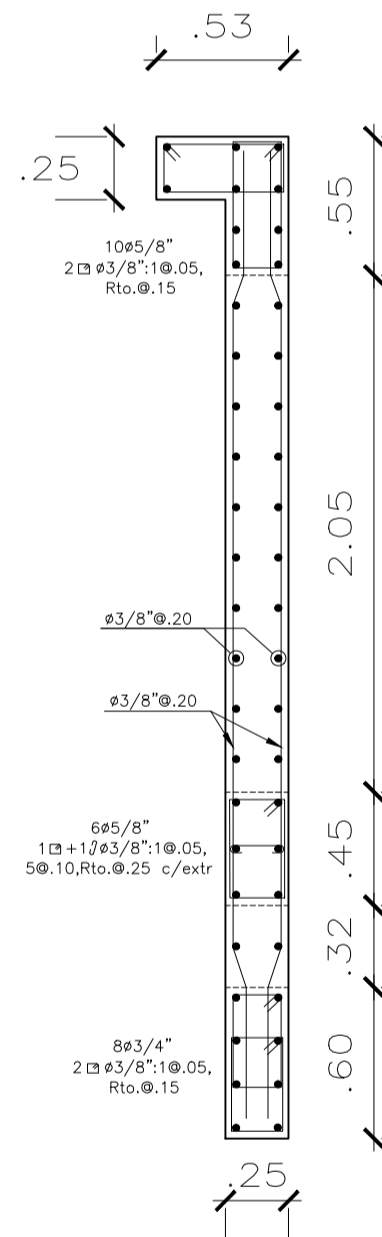
PLACA PL - 5
(3° Y 4° PISO)



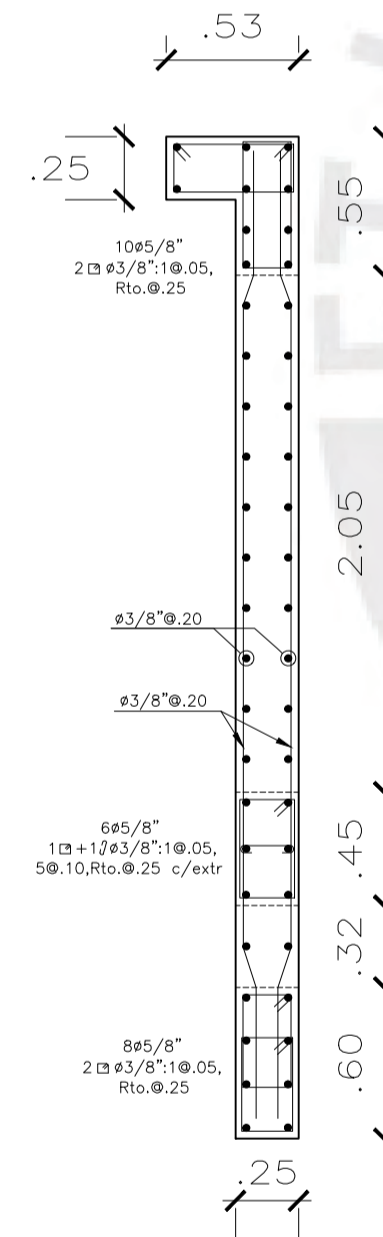
PLACA PL - 7
(1° Y 2° PISO)



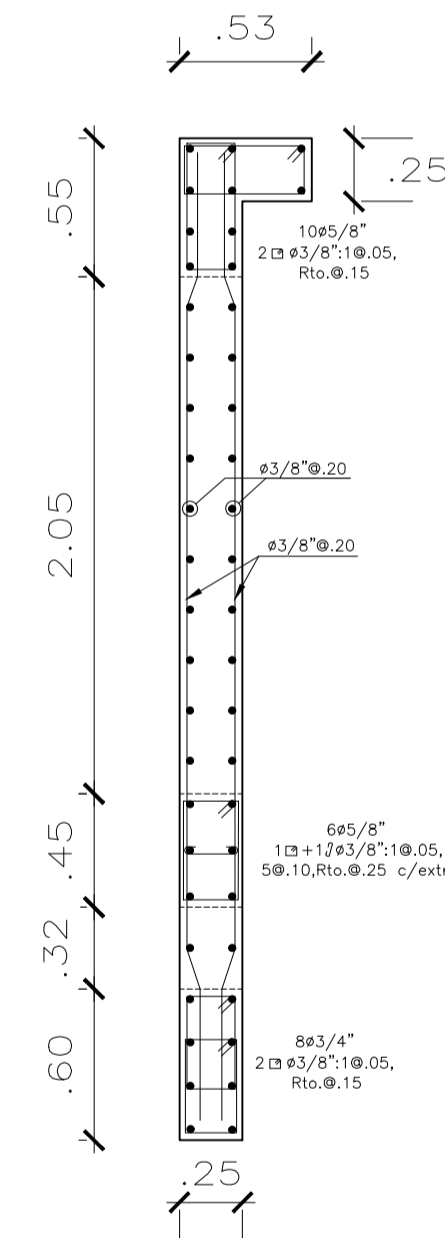
PLACA PL - 7
(3° Y 4° PISO)



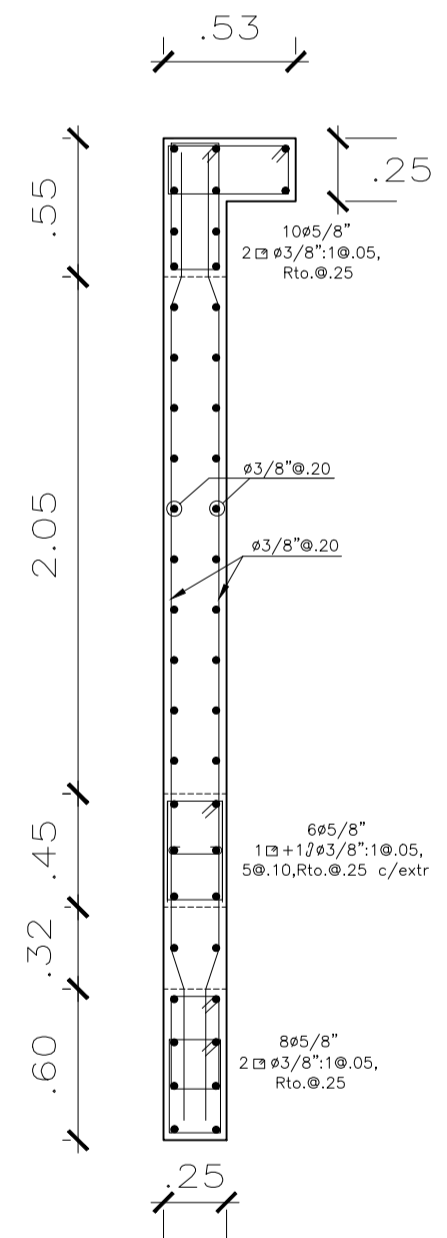
PLACA PL - 8
(1° Y 2° PISO)



PLACA PL - 8
(3° Y 4° PISO)



PLACA PL - 6
(1° Y 2° PISO)



PLACA PL - 6
(3° Y 4° PISO)

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION: SAN ISIDRO

PLANO: COLUMNAS Y PLACAS-MUROS

FECHA: SETIEMBRE 2025

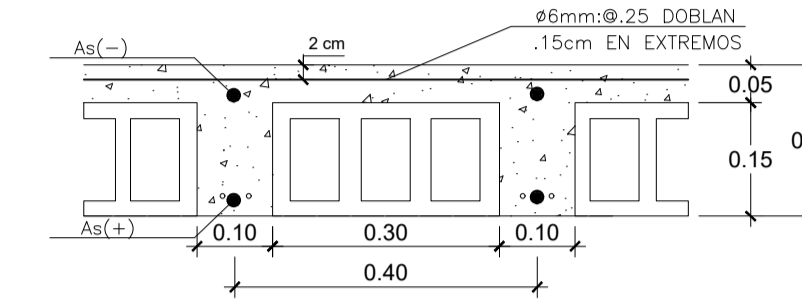
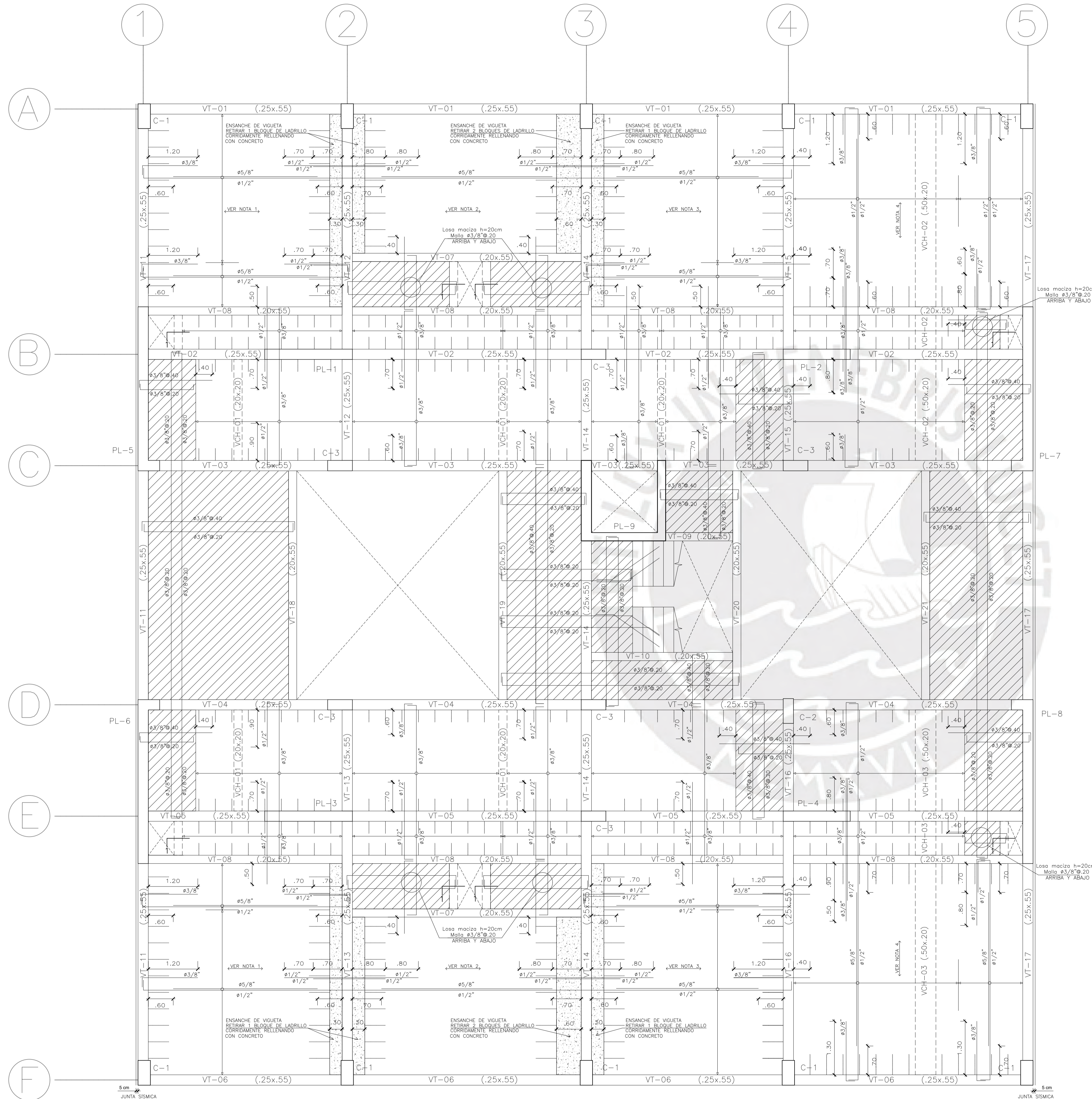
LÁMINA:

E-18

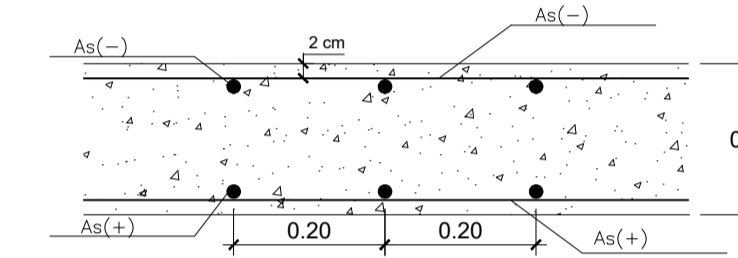
ESCALA: 1/30

PLANTA ENCOFRADO TECHO TÍPICO SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

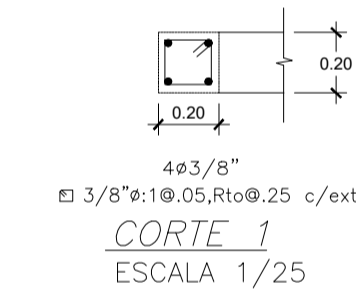
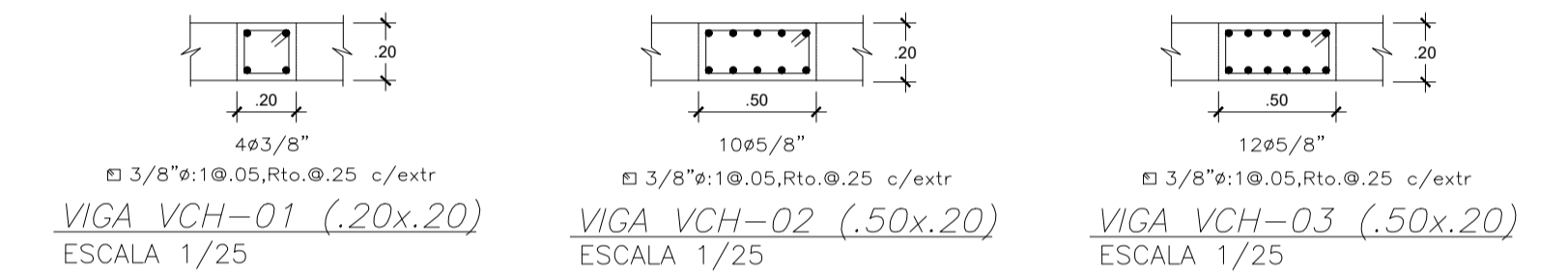
Aligerado e=20cm, losa maciza e=20cm, S/C=200Kg/m²



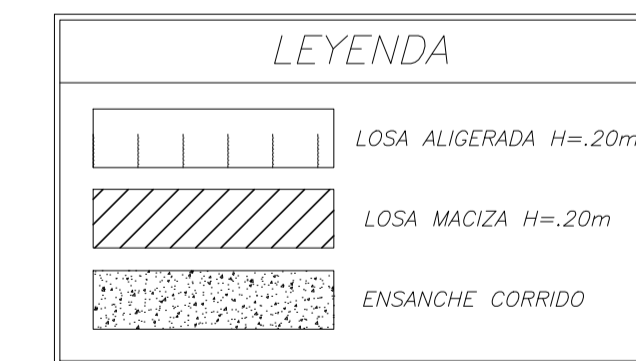
DETALLE TÍPICO ALIGERADO e=20cm
ESCALA 1/10



DETALLE TÍPICO MACIZO e=20cm
ESCALA 1/10



NOTAS
Para el paño de losa con viguetas en la dirección indicada:
1. Contraflecha de ejecución = 1.2 cm
2. Contraflecha de ejecución = 1.1 cm
3. Contraflecha de ejecución = 1.6 cm
4. Contraflecha de ejecución = 1.0 cm



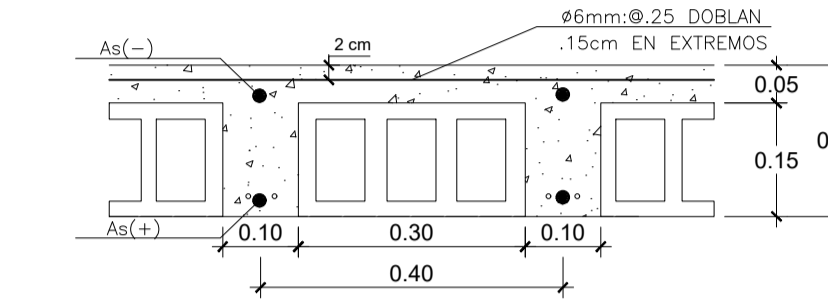
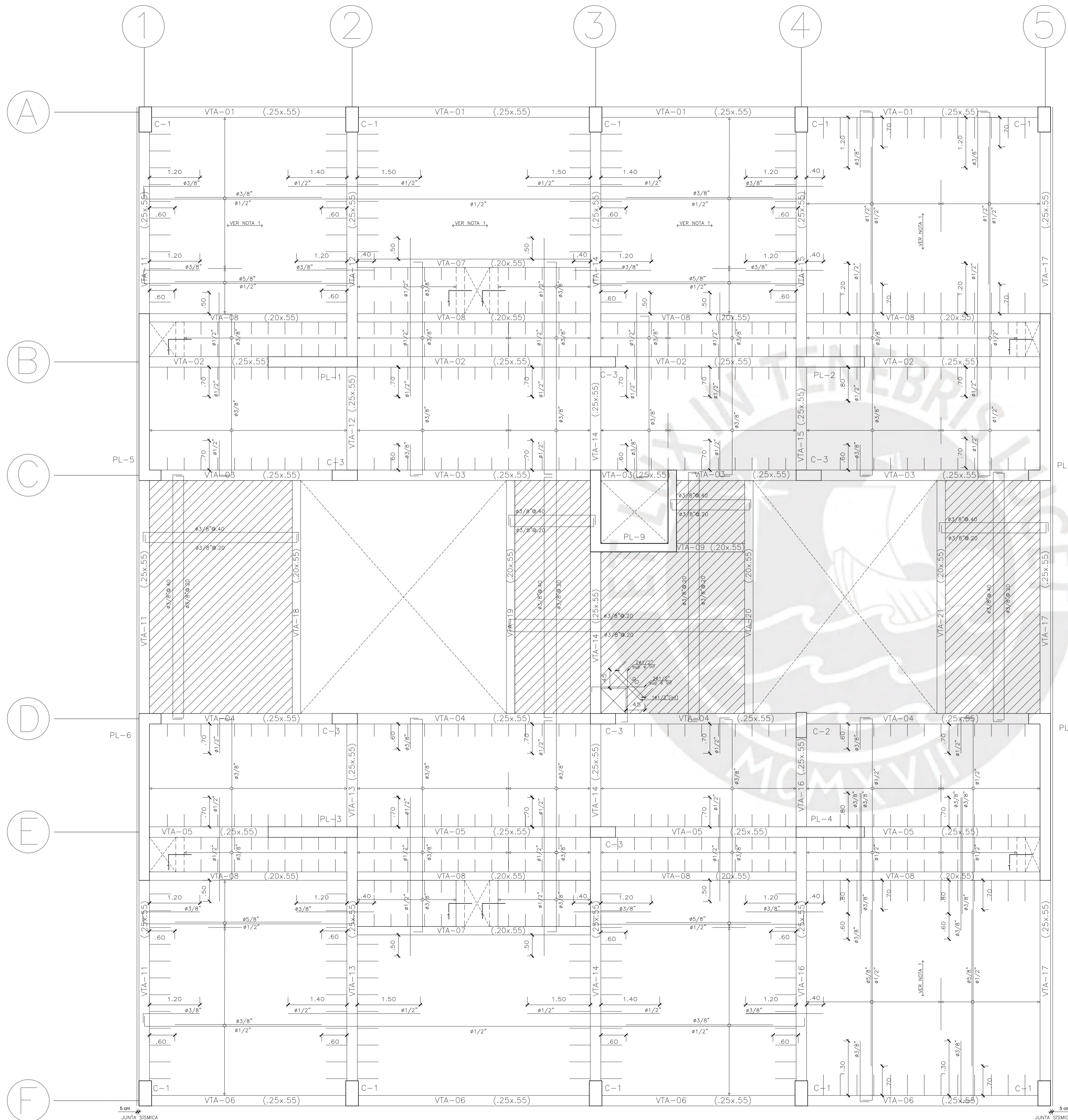
f'c = 210 Kg/cm²
fy = 4,200 Kg/cm²

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

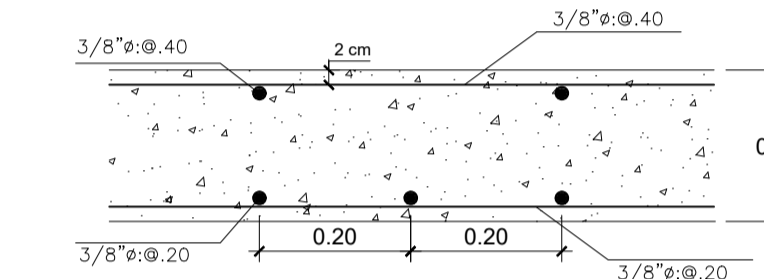
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA:
UBICACION: SAN ISIDRO	E-19
PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/50

PLANTA ENCOFRADO AZOTEA SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

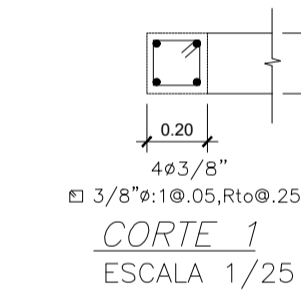
Aligerado e=20cm, losa maciza e=20cm, S/C=100Kg/m²



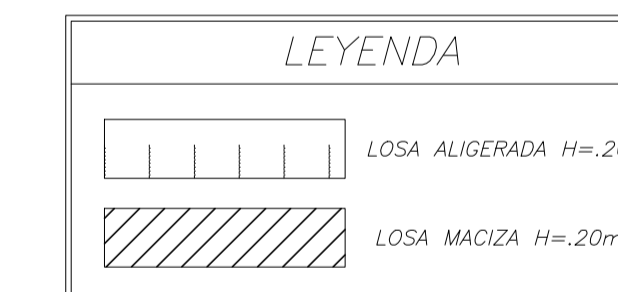
DETALLE TÍPICO ALIGERADO e=20cm
ESCALA 1/10



DETALLE TÍPICO MACIZO e=20cm
ESCALA 1/10



NOTA 1
Contraflecha de ejecución = 1.0 cm, para el paño de losa con viguetas en la dirección indicada:



$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR LÁMINA:

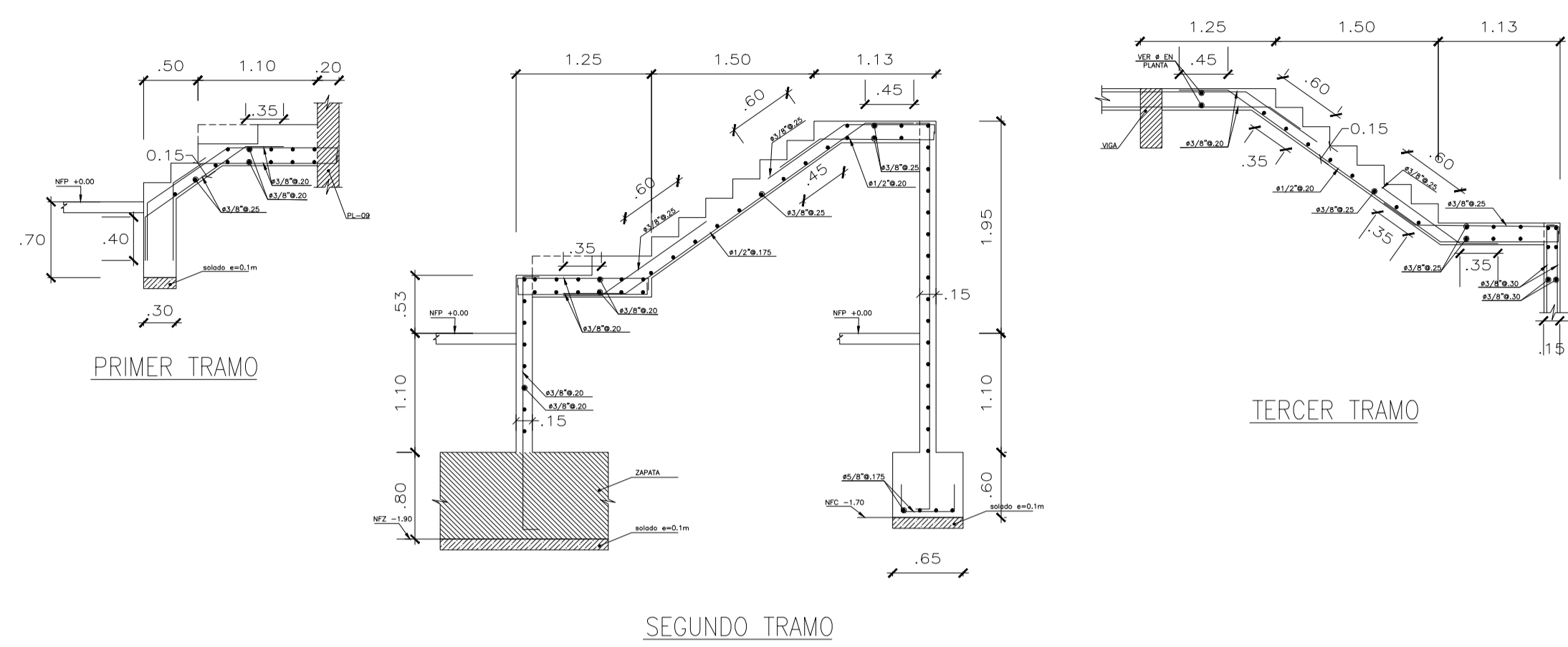
UBICACION: SAN ISIDRO

PLANO: ENCOFRADO AZOTEA-MUROS

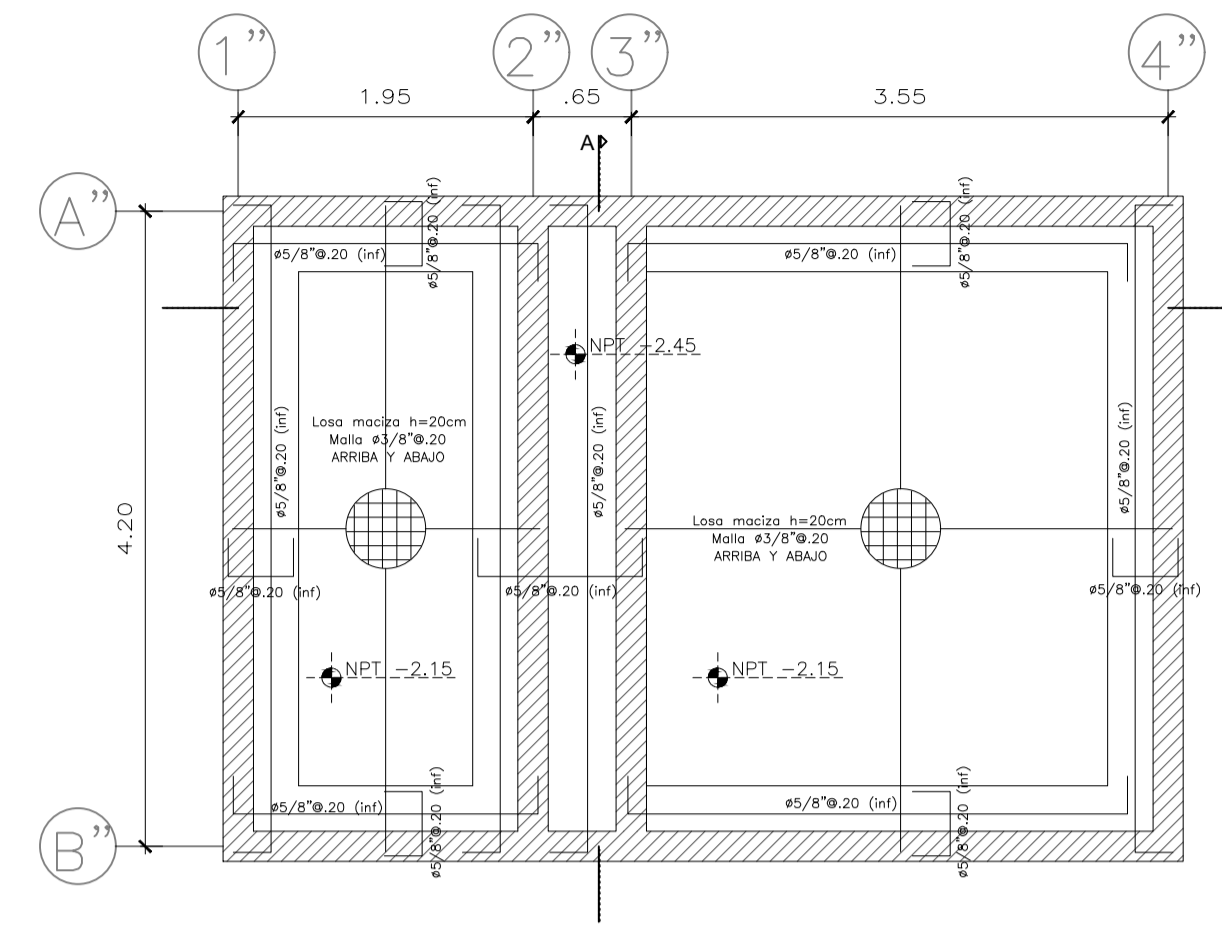
FECHA: SETIEMBRE 2025

ESCALA: 1/50

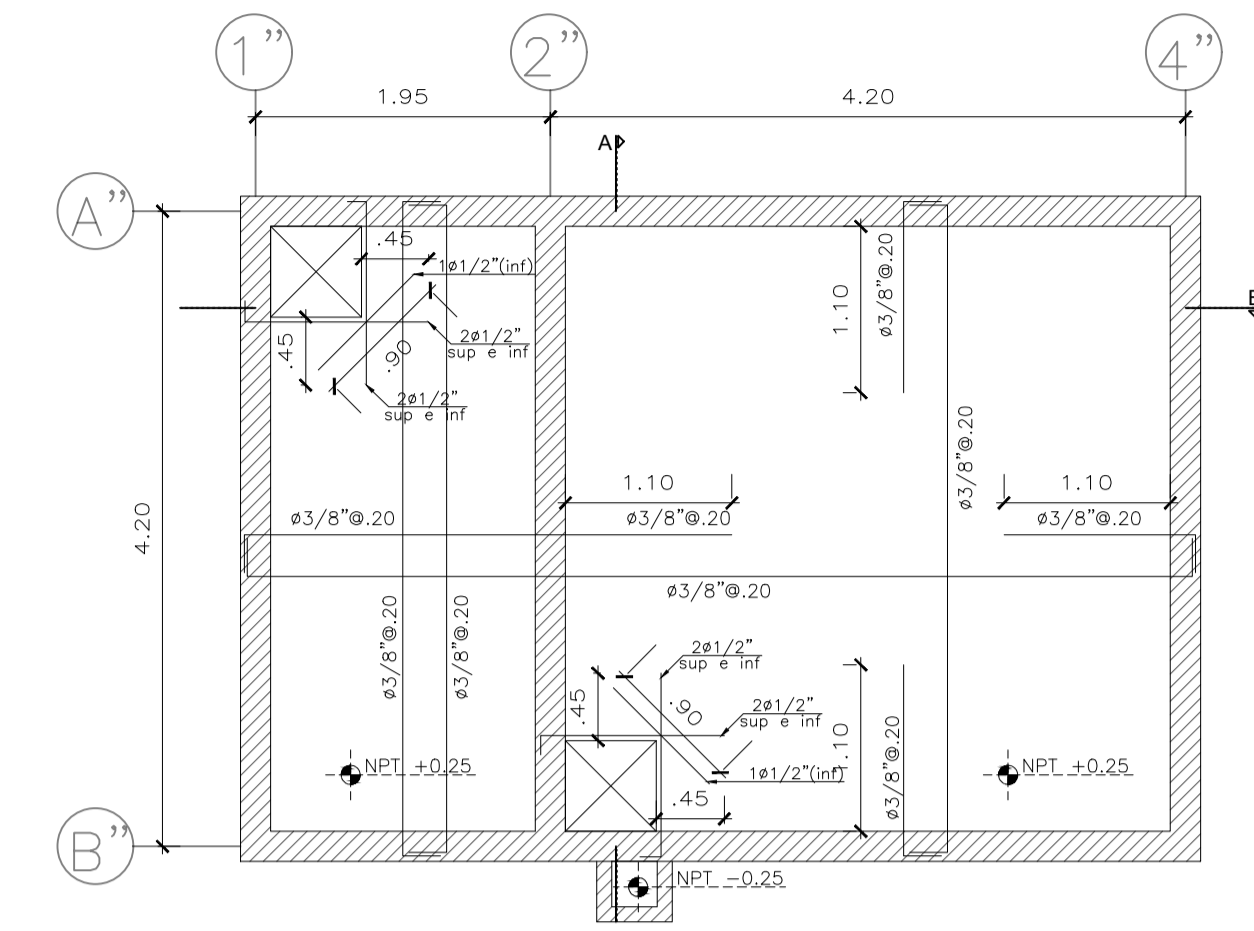
E-20



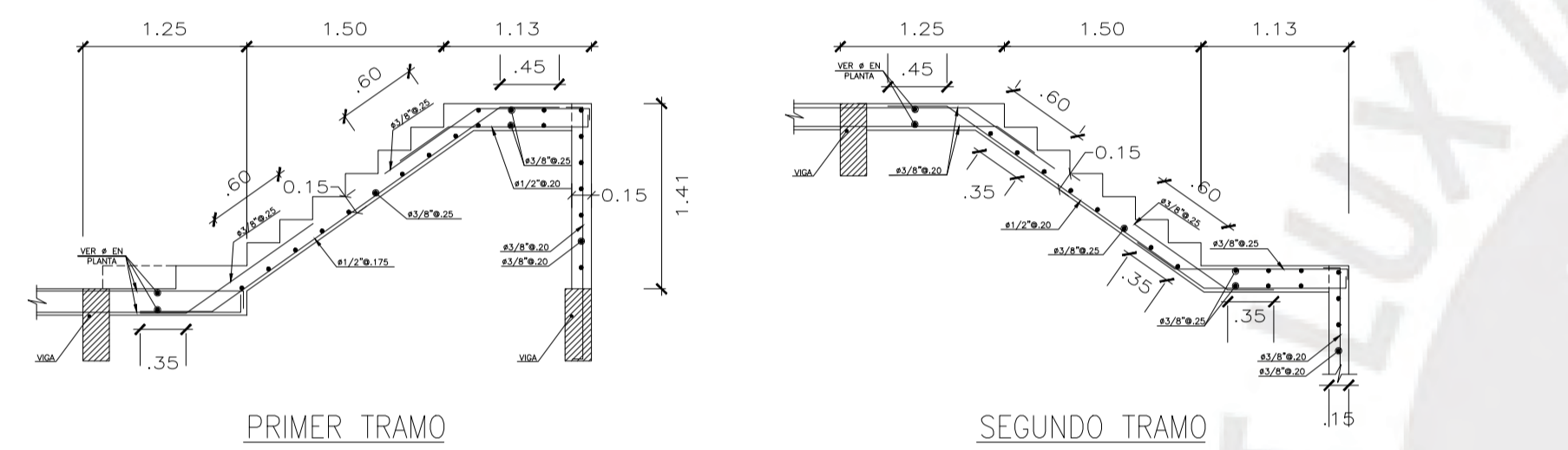
ESCALERA PRIMER PISO
(S/C=200 Kg/m²)



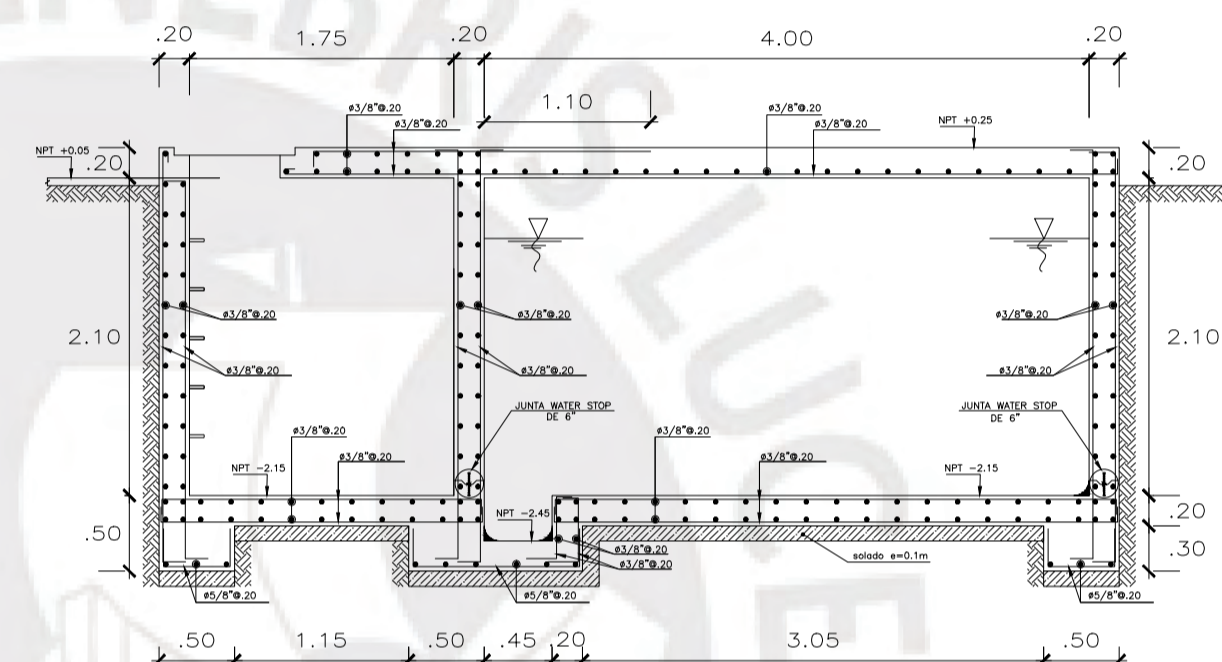
CIMENTACIÓN CUARTO DE BOMBAS
Y TANQUE CISTERNA



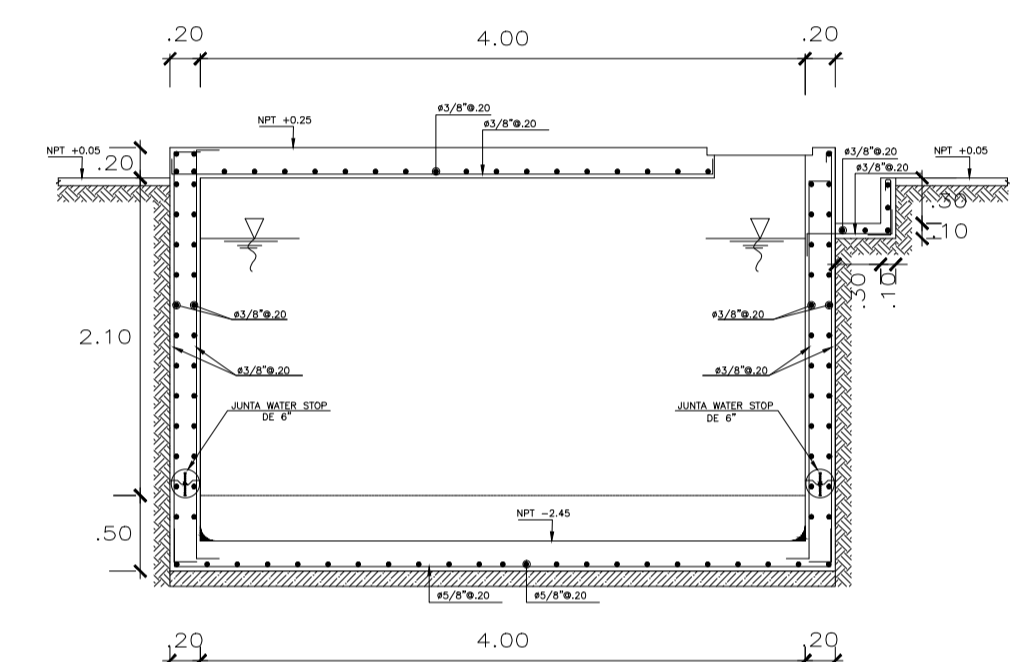
ENCOFRADO DE TECHO DE CUARTO
DE BOMBAS Y TANQUE CISTERNA
(S/C=200 Kg/m²)



ESCALERA PISO TIPICO
(S/C=200 Kg/m²)

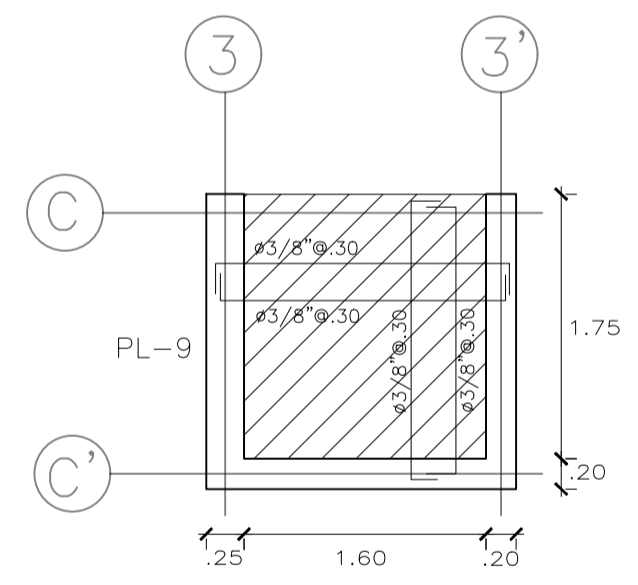


CORTE B-B



CORTE A-A

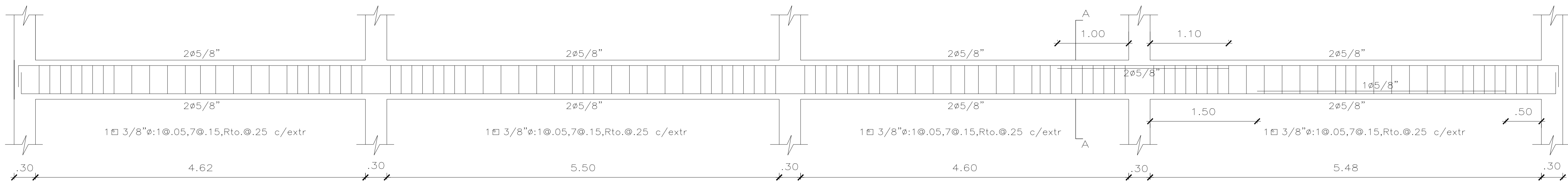
NOTA:
El piso y los muros de la cisterna deberán construirse utilizando concreto de relación agua/cemento de 0.45, es necesario realizar juntas de construcción. Deberá proveerse WATER-STOP de 6" a lo largo de todas las juntas.



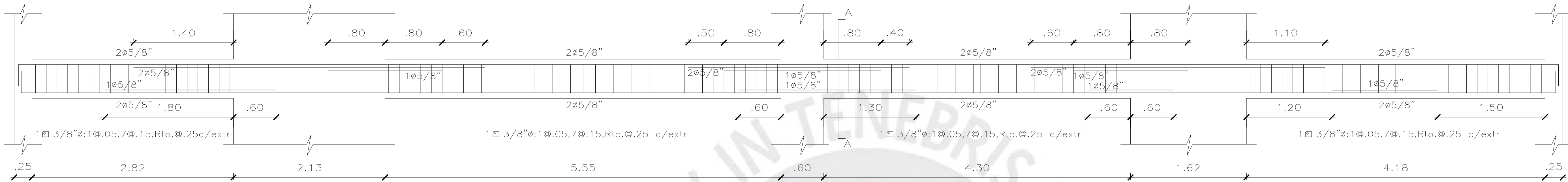
ENCOFRADO TECHO DE ASCENSOR
(S/C=500 Kg/m²)

LOSA MACIZA H=15m

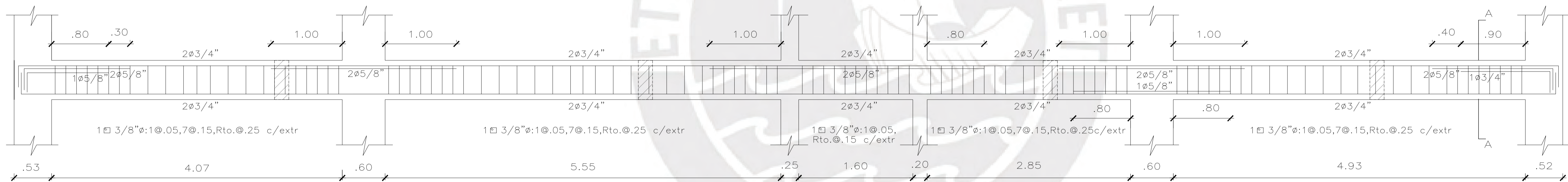
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-21
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: ESCALERAS, CUARTO DE MÁQ. Y CISTERNA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/50



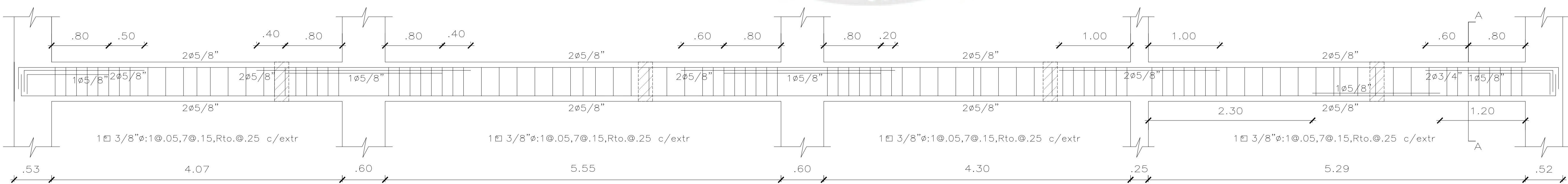
VIGA VT-1 (.25x.55)



VIGA VT-2 (.25x.55)

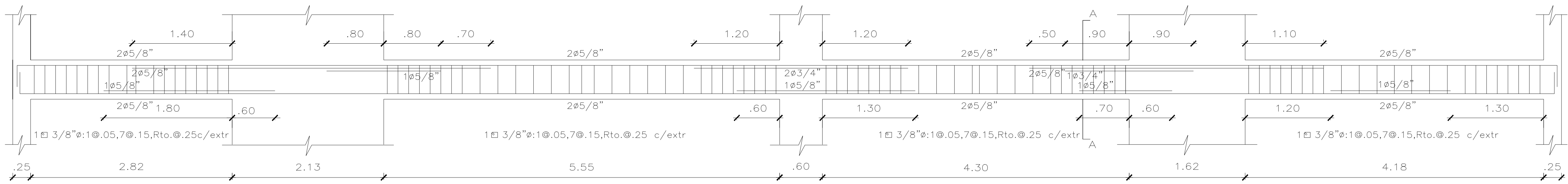


VIGA VT-3 (.25x.55)

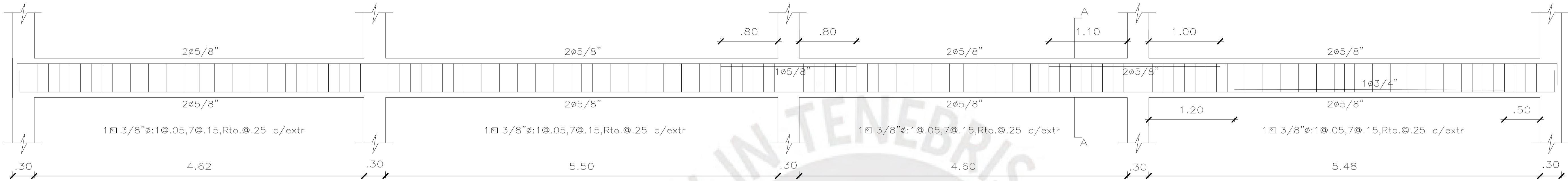
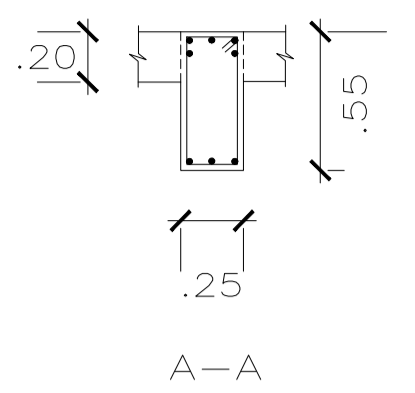


VIGA VT-4 (.25x.55)

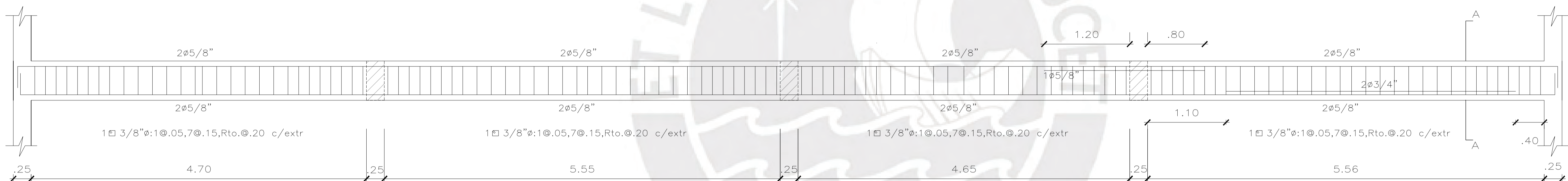
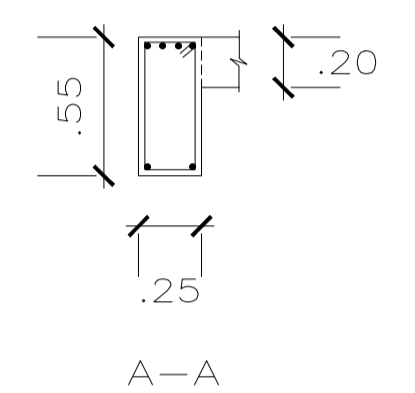
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-22
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



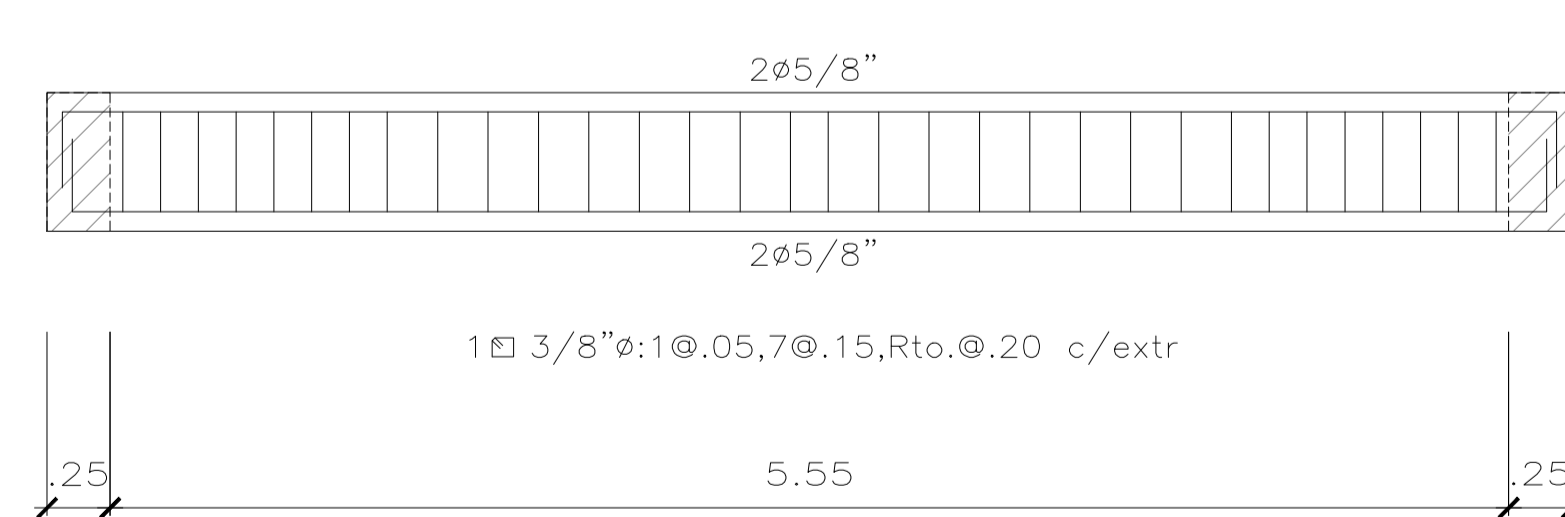
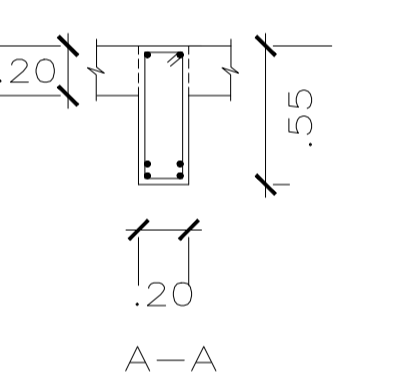
VIGA VT-5 (.25x.55)



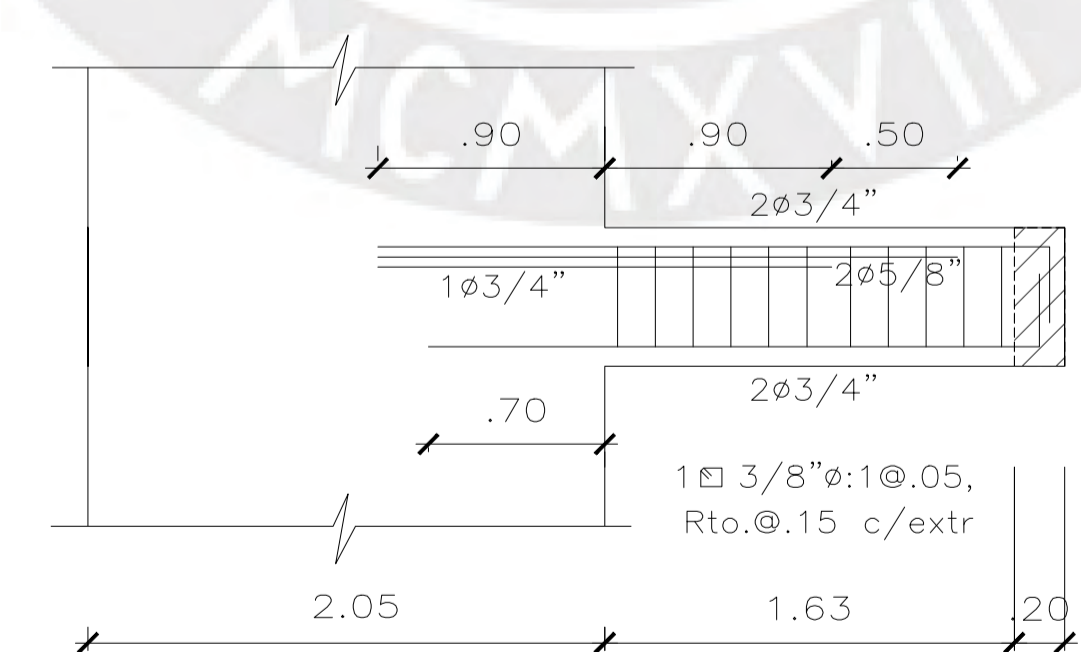
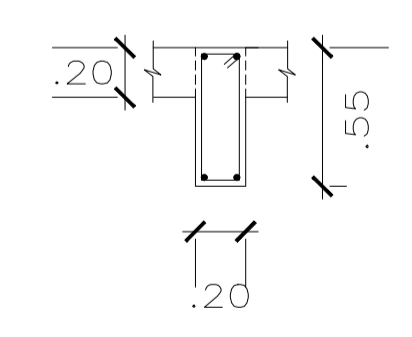
VIGA VT-6 (.25x.55)



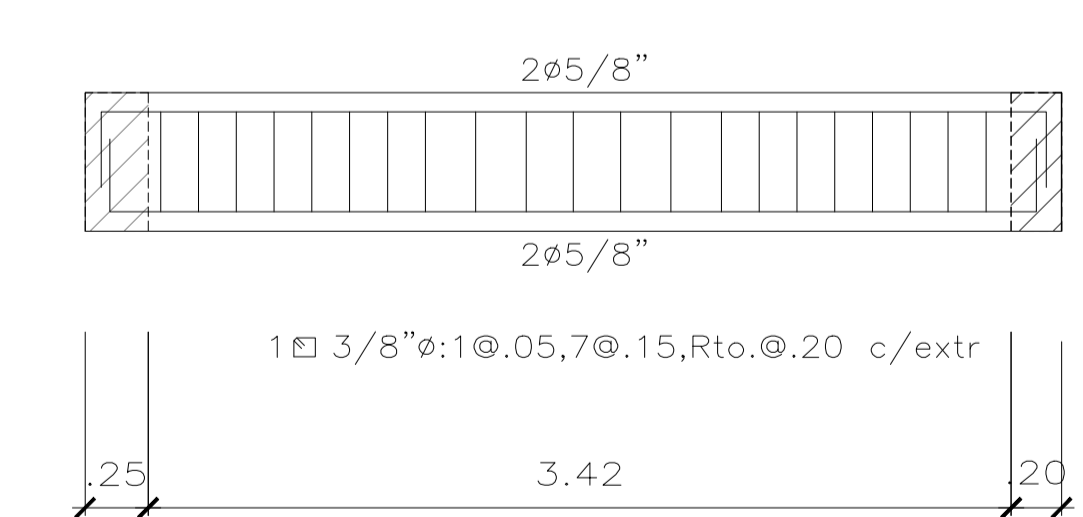
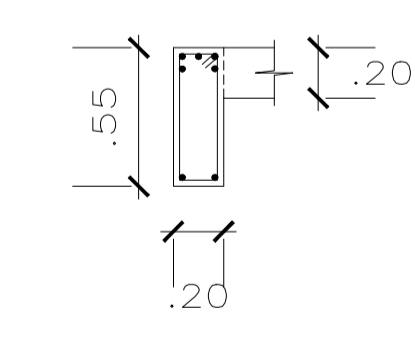
VIGA VT-8 (.20x.55)



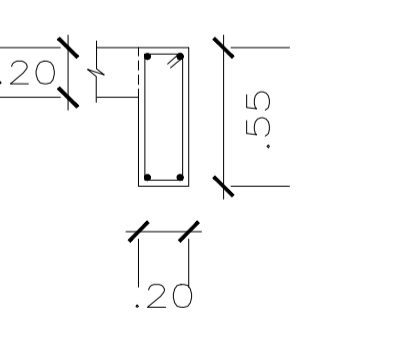
VIGA VT-7 (.20x.55)



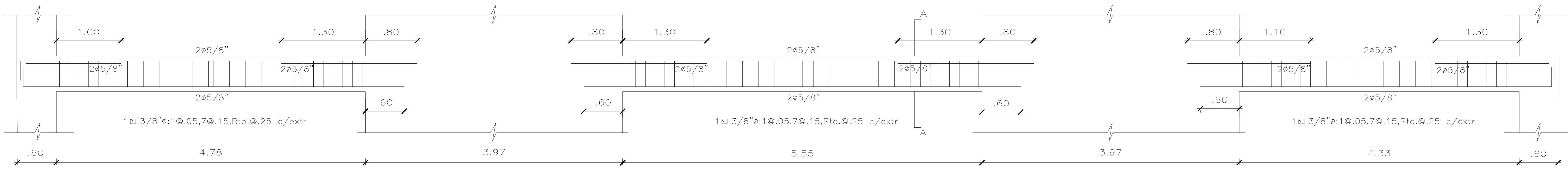
VIGA VT-9 (.20x.55)



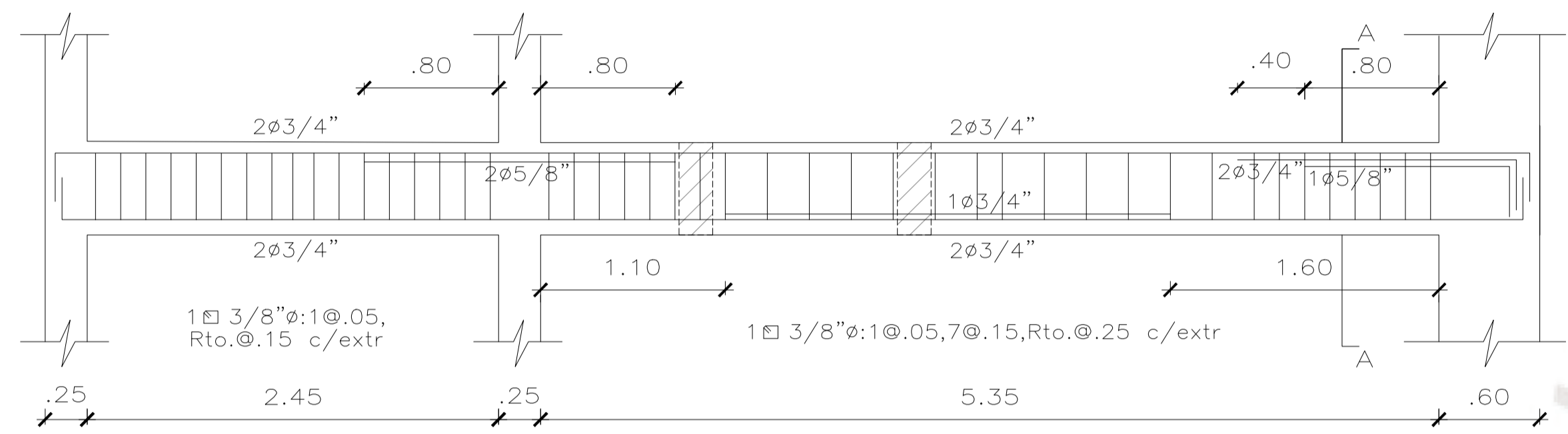
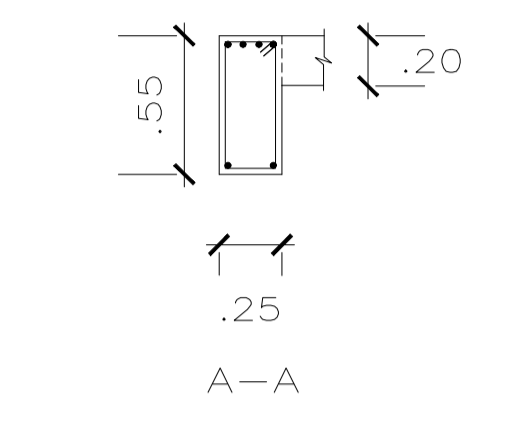
VIGA VT-10 (.20x.55)



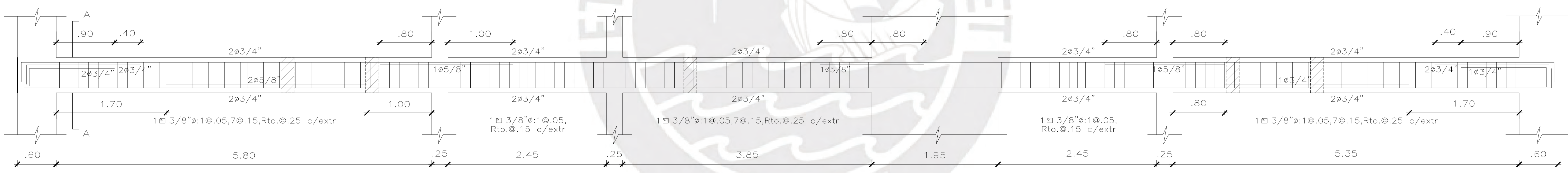
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-23
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



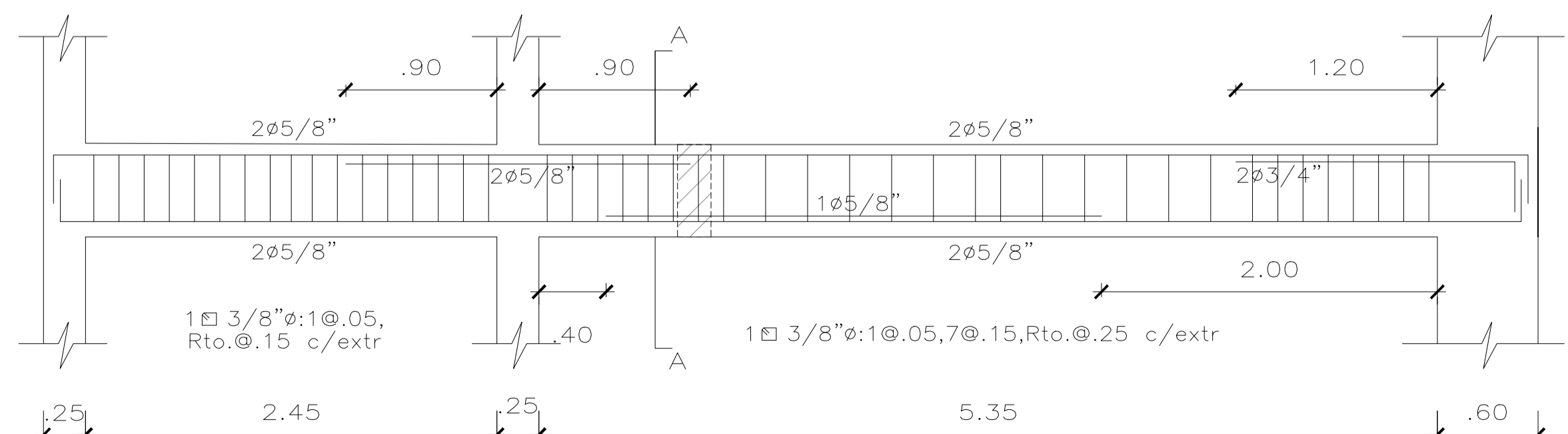
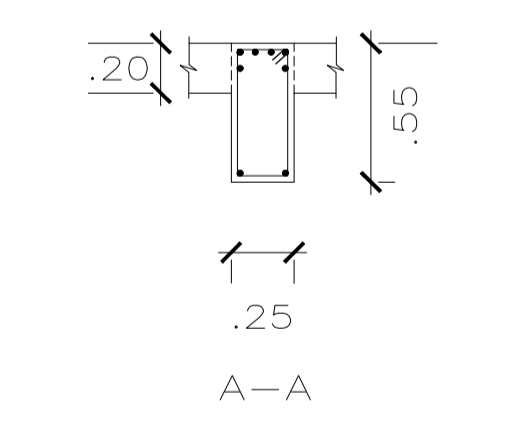
VIGA VT-11 (.25x.55)



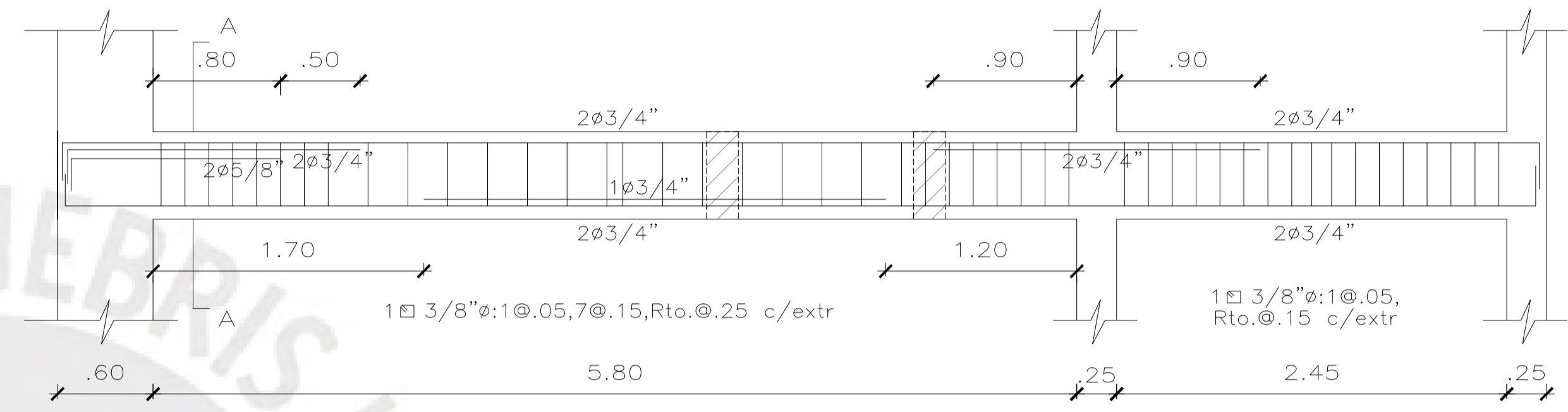
VIGA VT-12 (.25x.55)



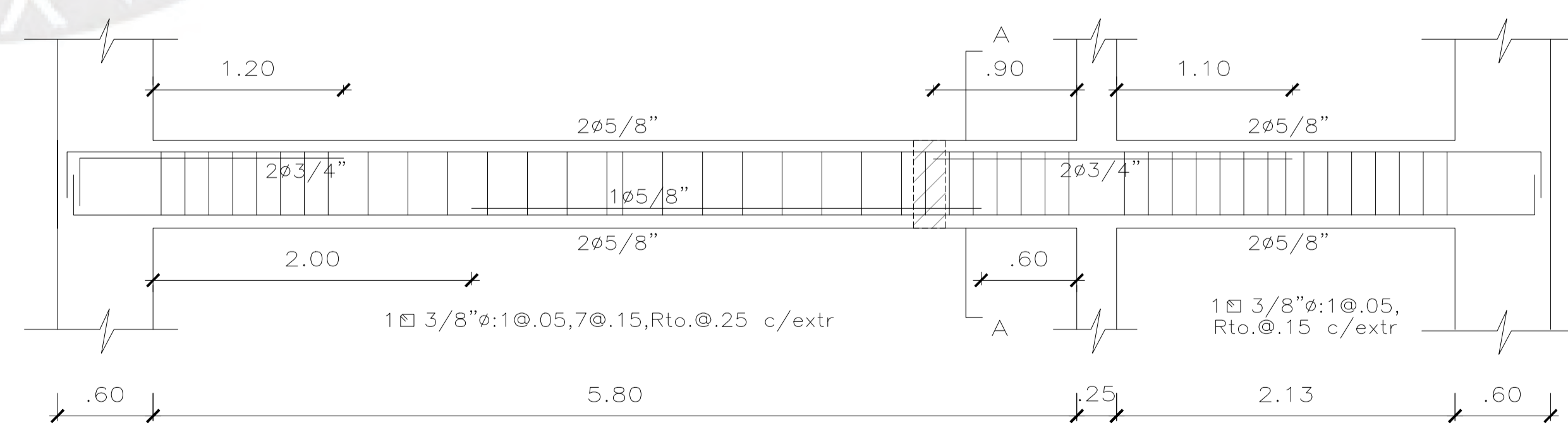
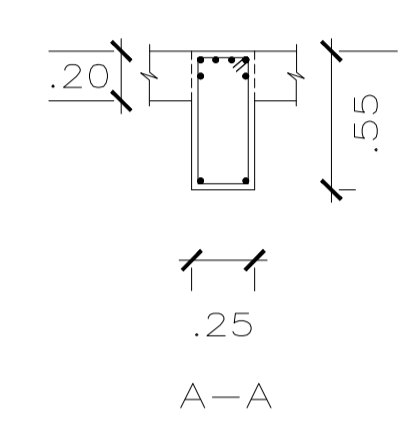
VIGA VT-14 (.25x.55)



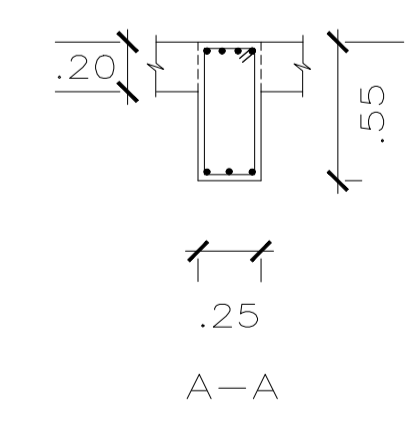
VIGA VT-15 (.25x.55)



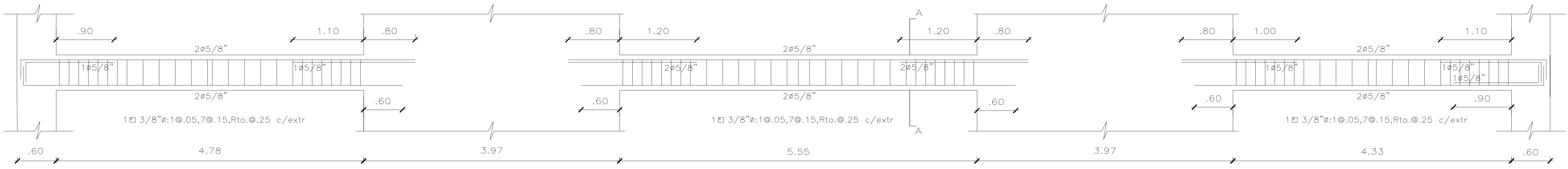
VIGA VT-13 (.25x.55)



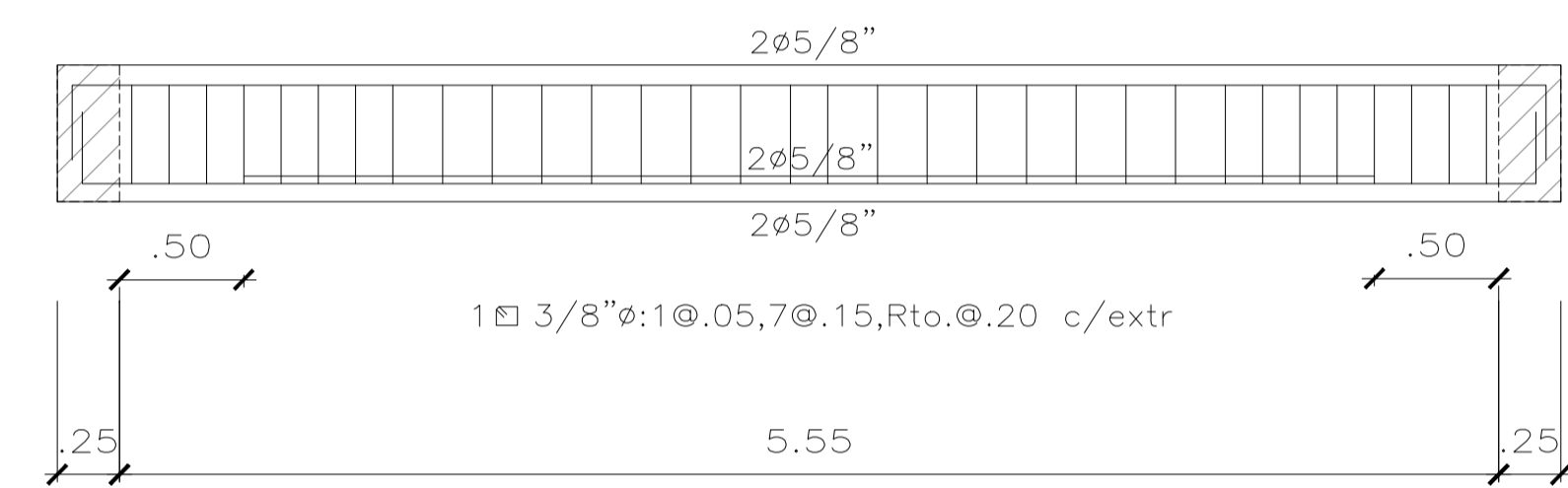
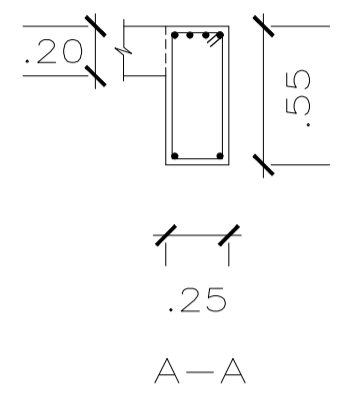
VIGA VT-16 (.25x.55)



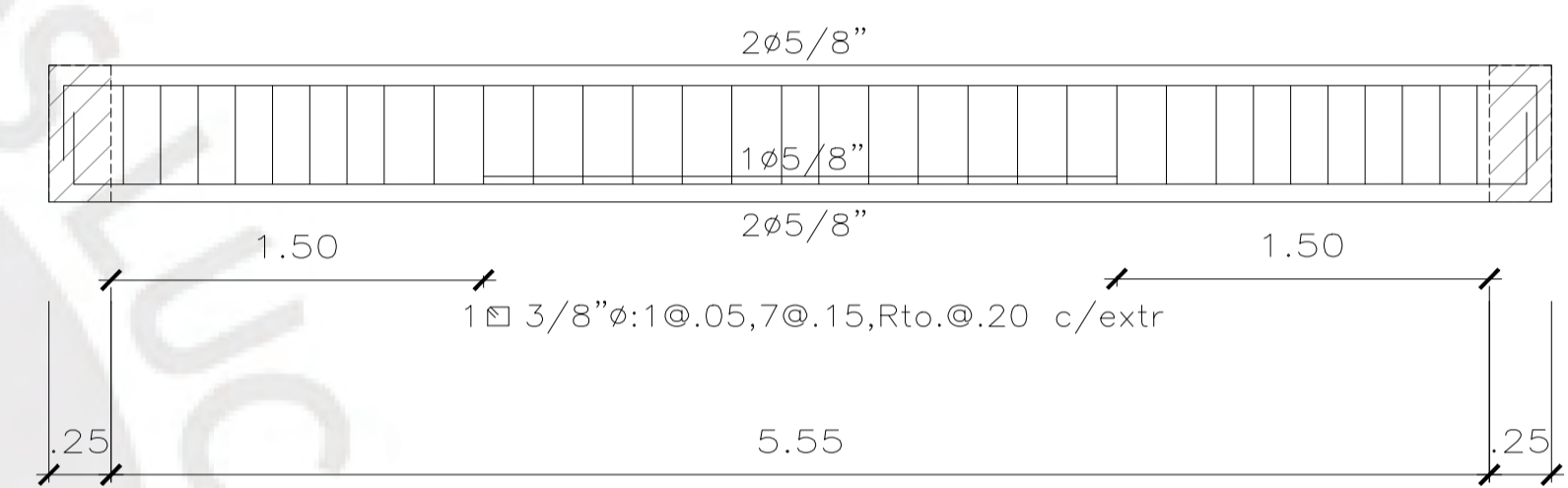
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-24
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



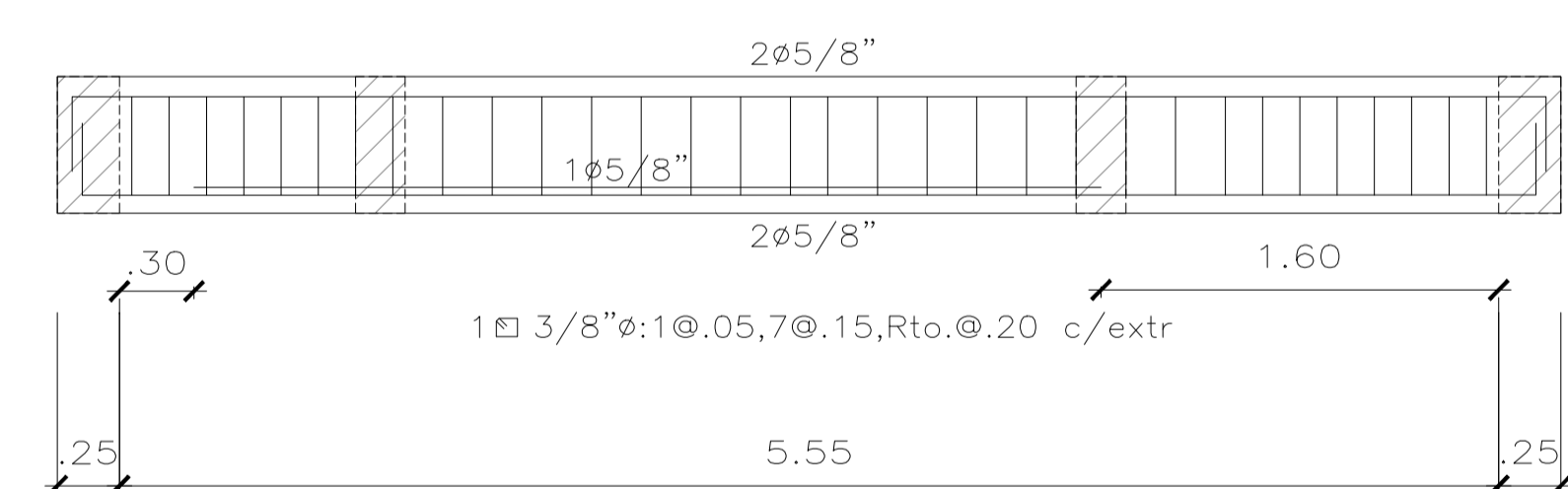
VIGA VT-17 (.25x.55)



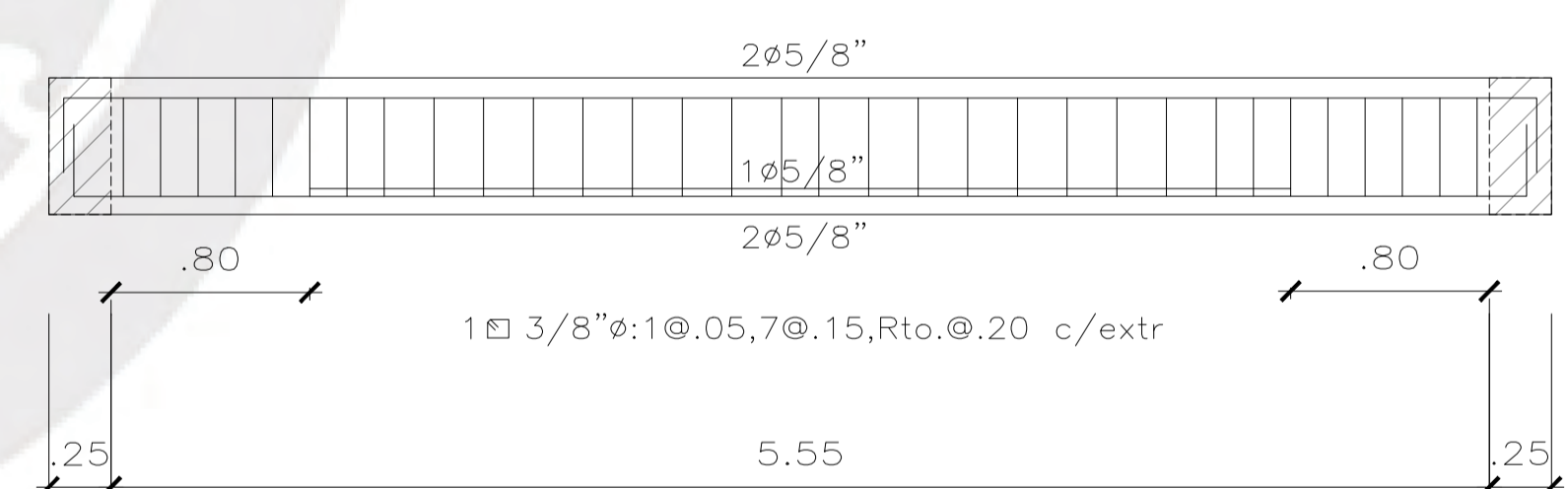
VIGA VT-18 (.20x.55)



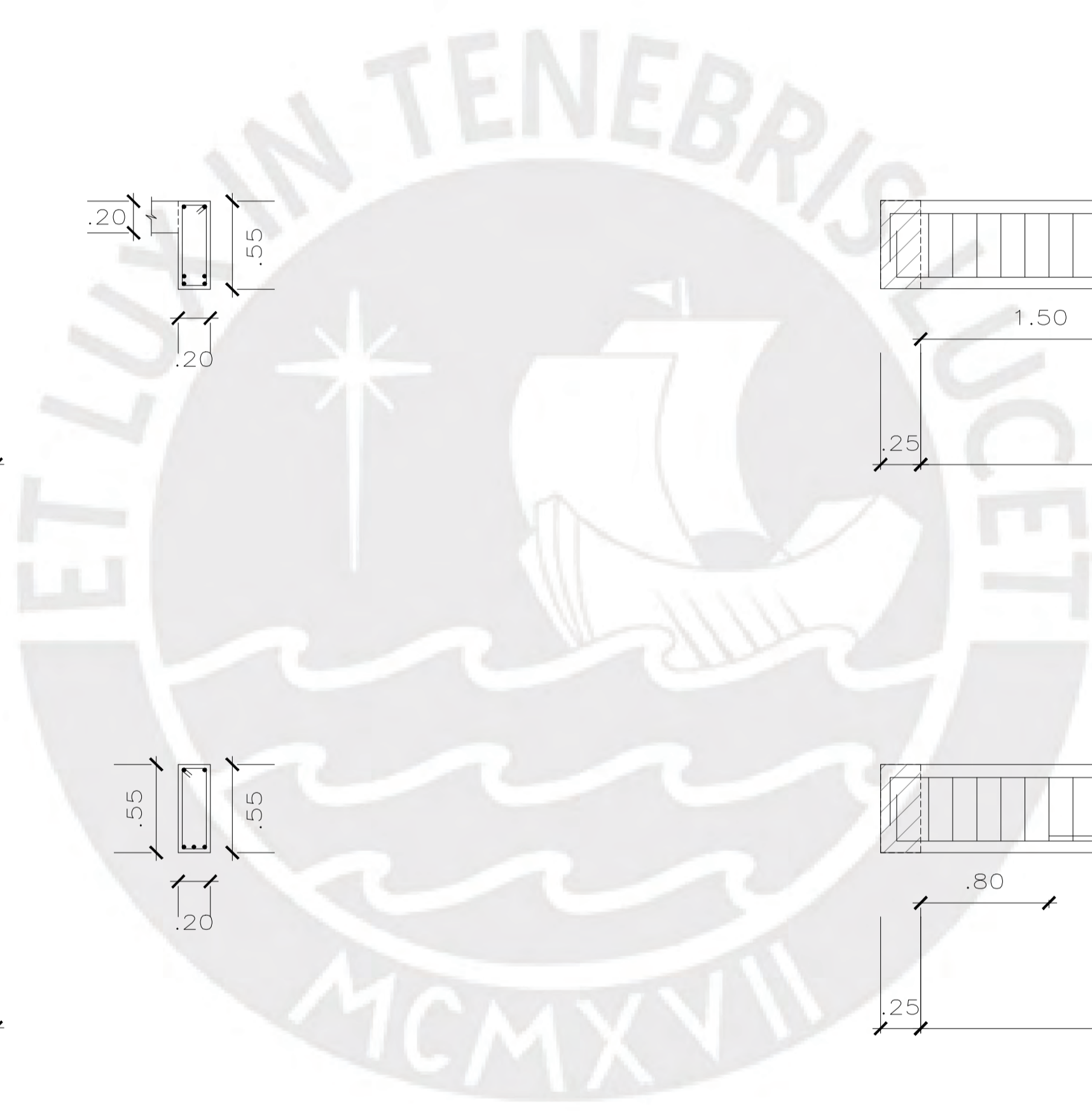
VIGA VT-19 (.20x.55)



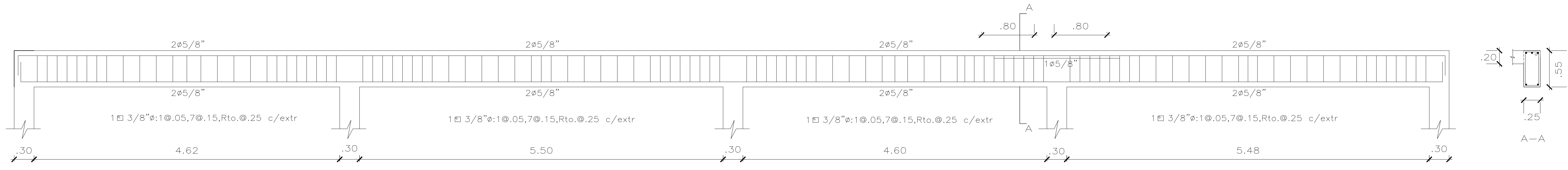
VIGA VT-20 (.20x.55)



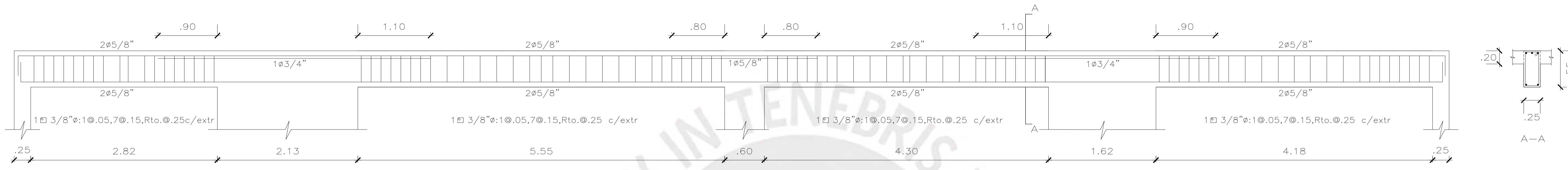
VIGA VT-21 (.20x.55)



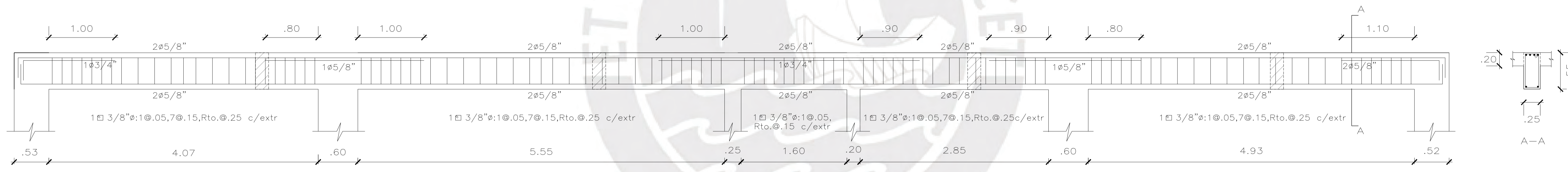
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-25
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE PISO TÍPICO-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



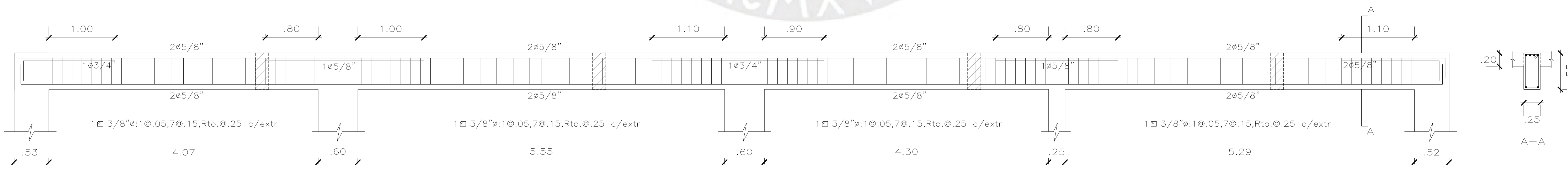
VIGA VTA-1 (.25x.55)



VIGA VTA-2 (.25x.55)

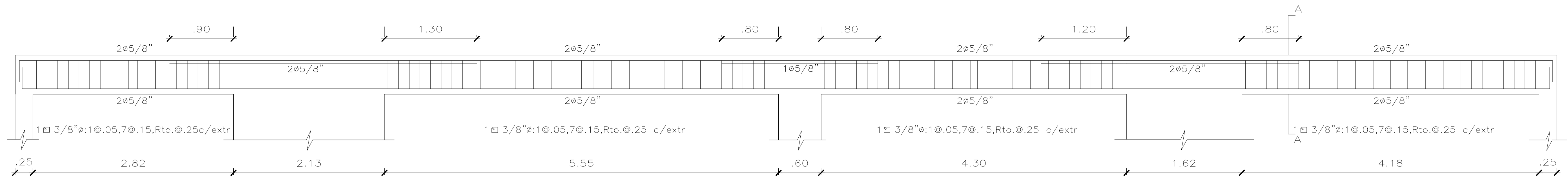


VIGA VTA-3 (.25x.55)

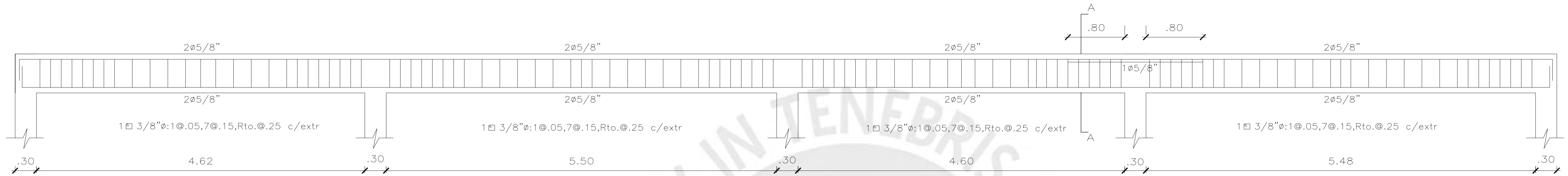
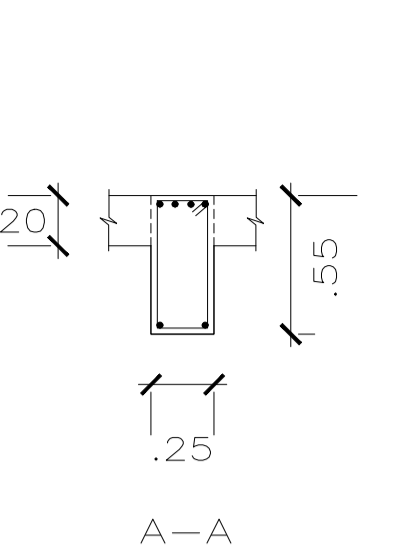


VIGA VTA-4 (.25x.55)

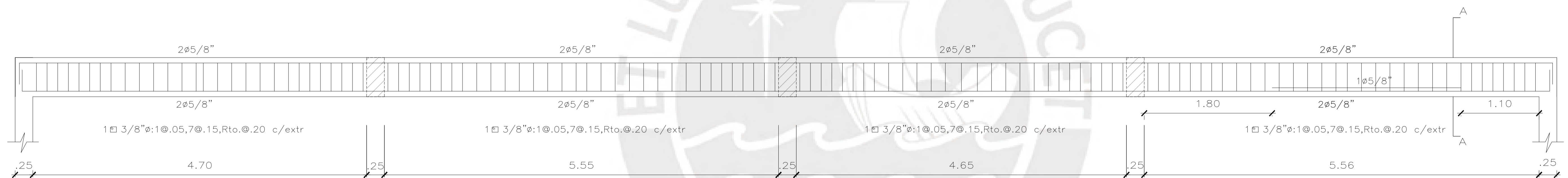
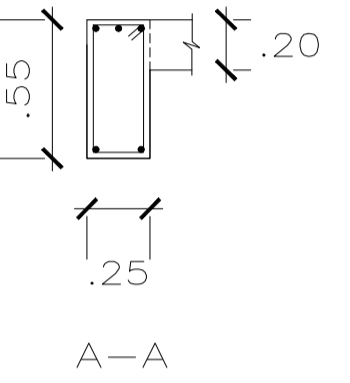
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-26
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



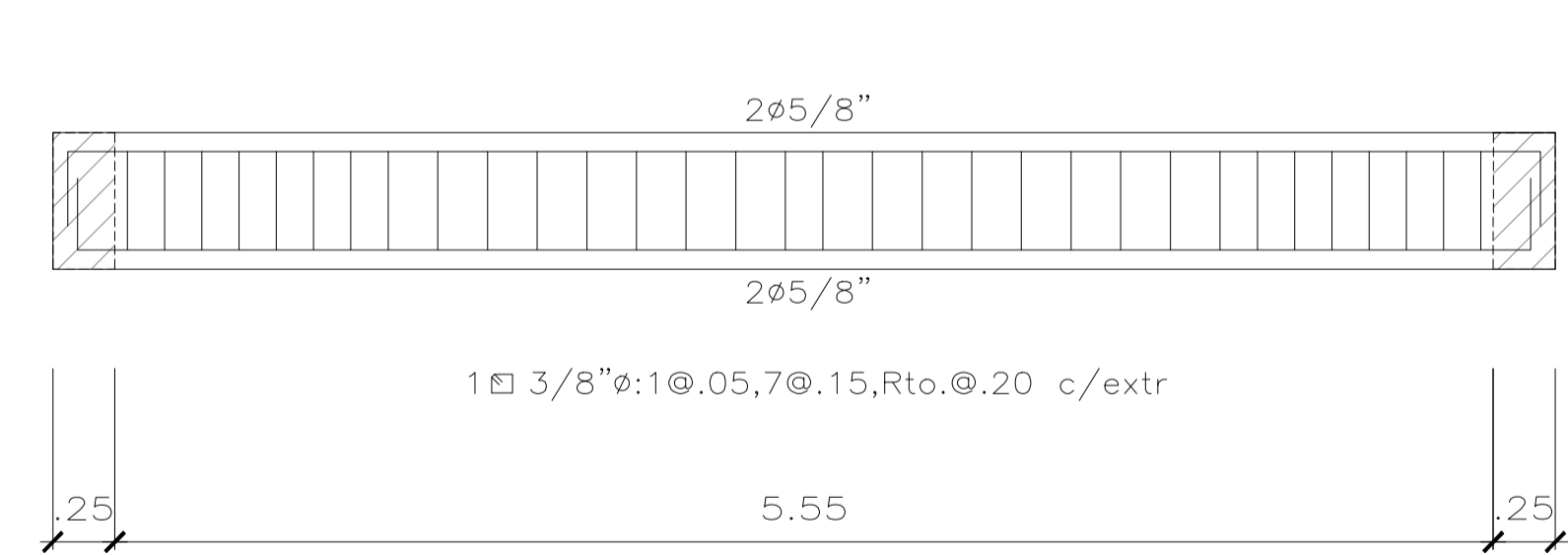
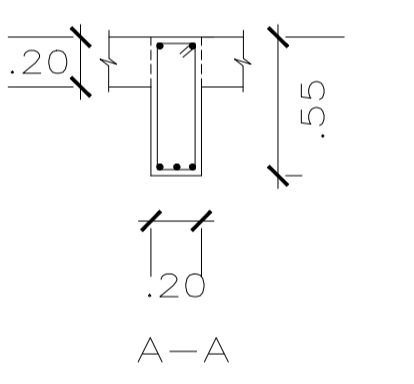
VIGA VTA-5 (.25x.55)



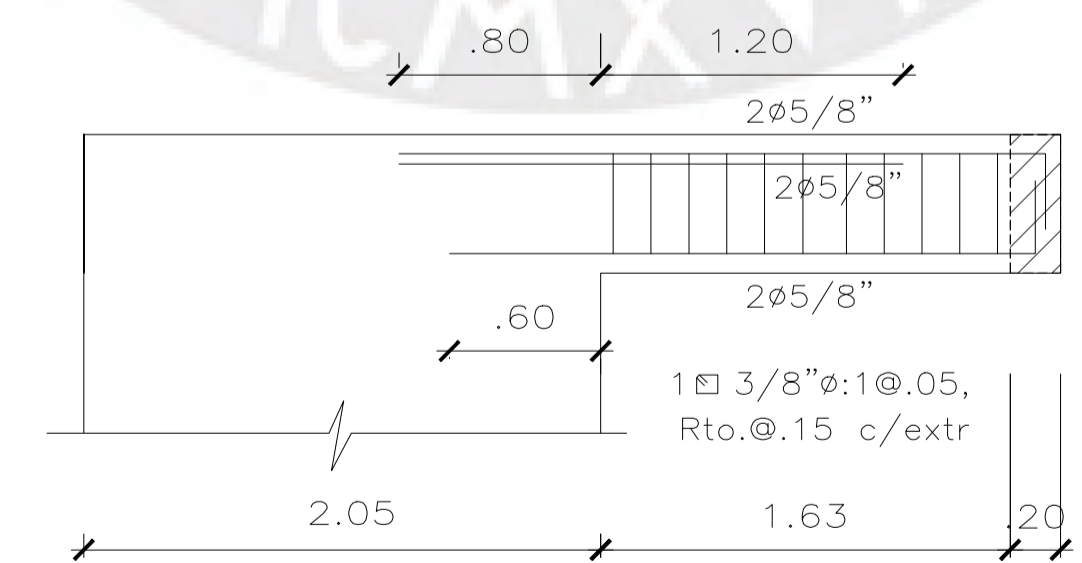
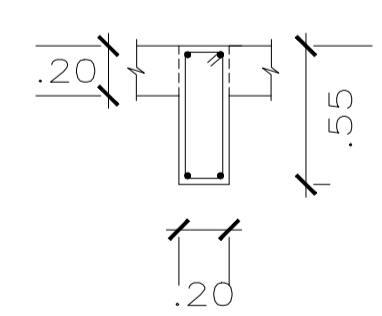
VIGA VTA-6 (.25x.55)



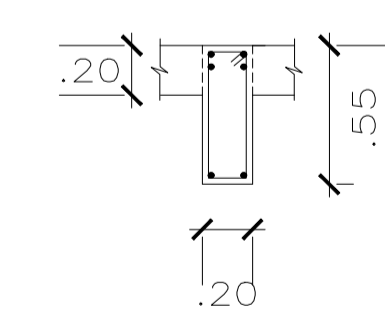
VIGA VTA-8 (.20x.55)



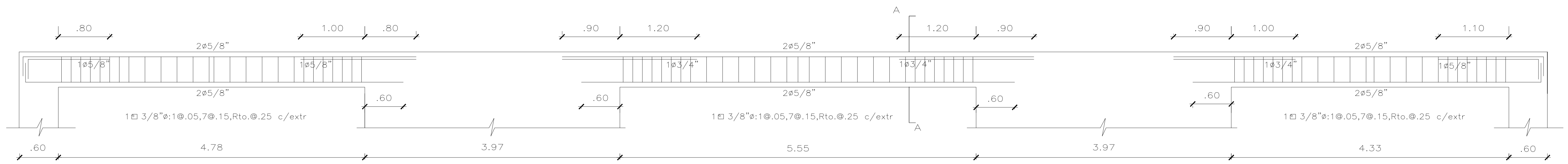
VIGA VTA-7 (.20x.55)



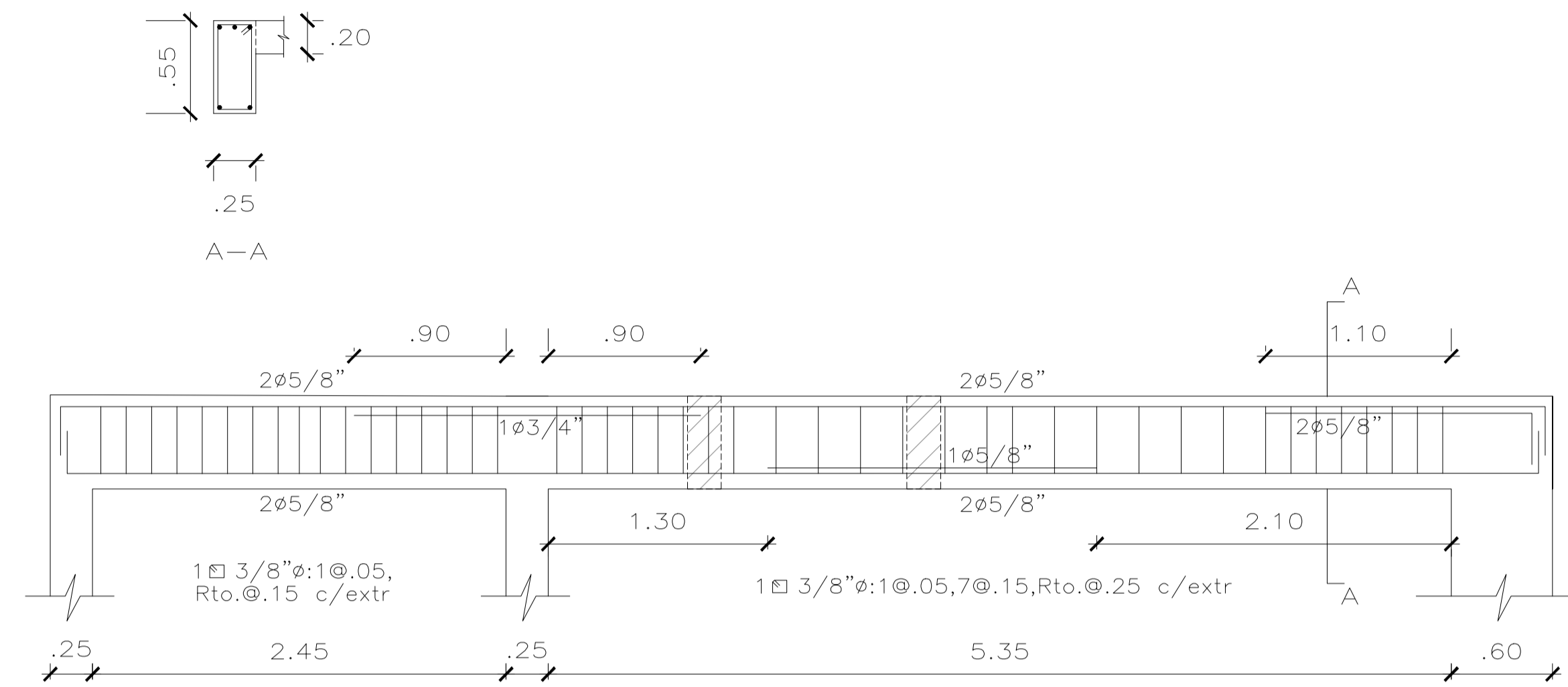
VIGA VTA-9 (.20x.55)



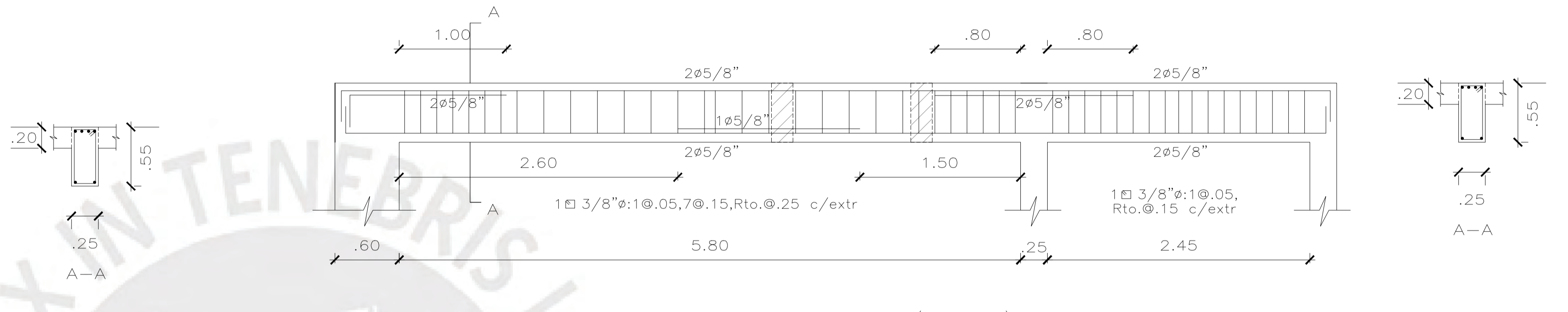
ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-27
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



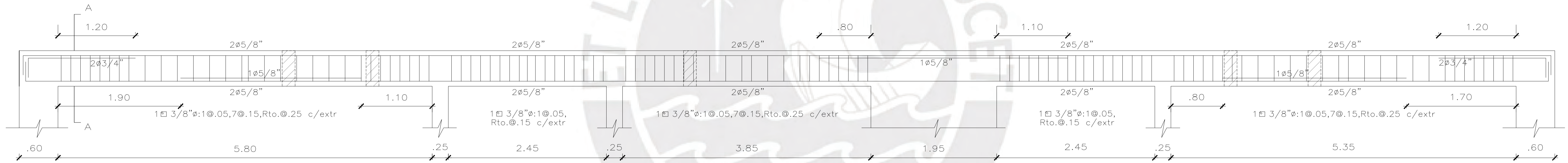
VIGA VTA-11 (.25x.55)



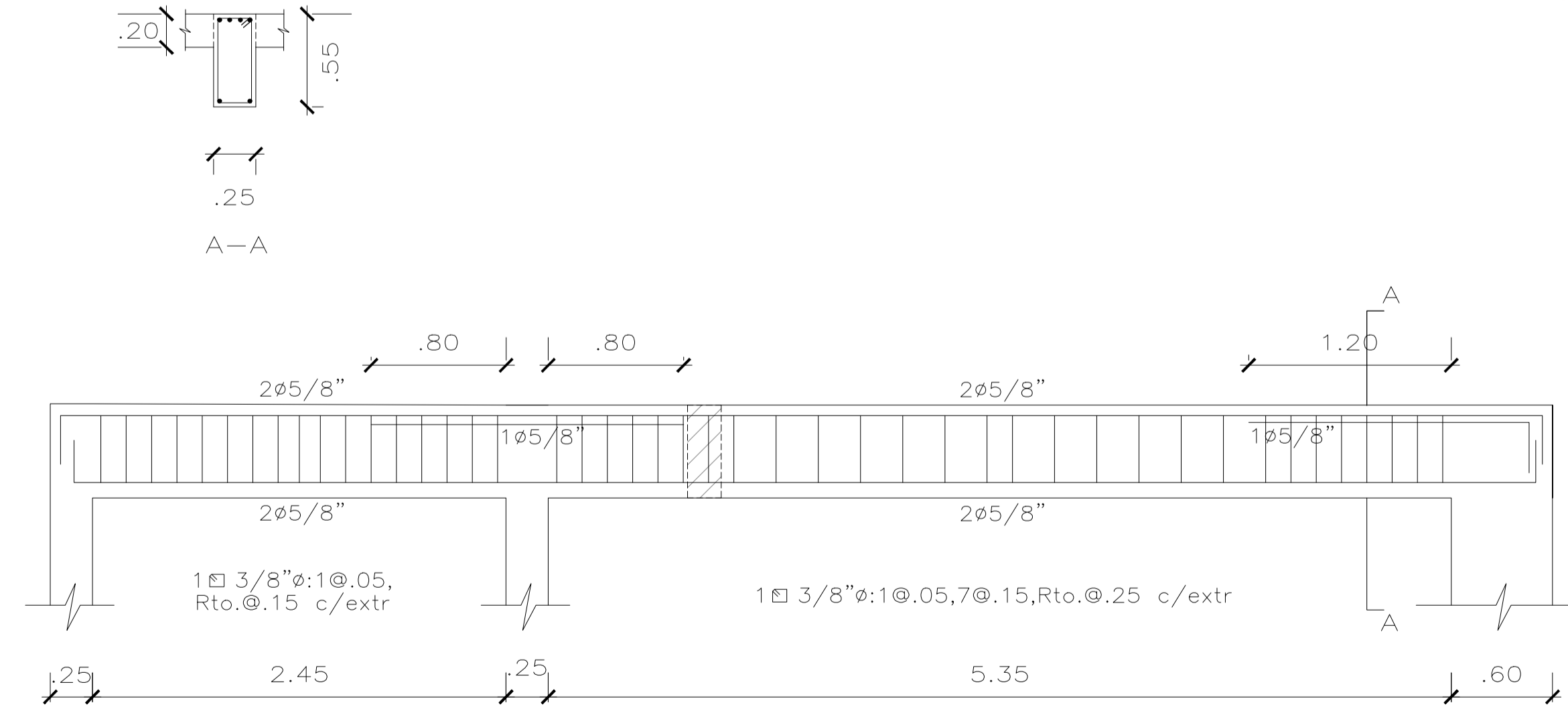
VIGA VTA-12 (.25x.55)



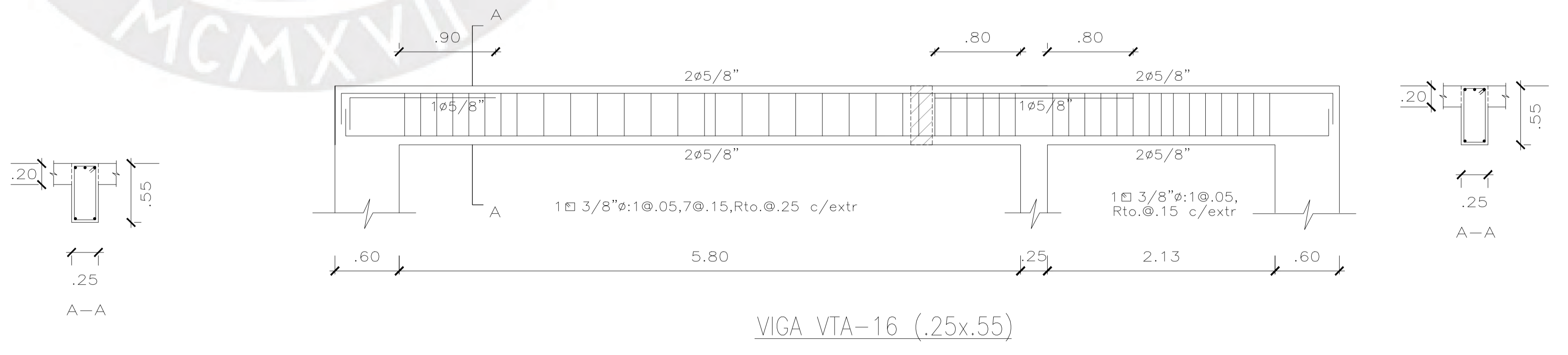
VIGA VTA-13 (.25x.55)



VIGA VTA-14 (.25x.55)



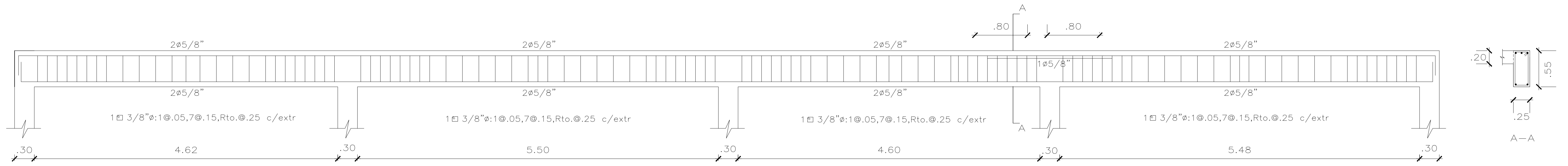
VIGA VTA-15 (.25x.55)



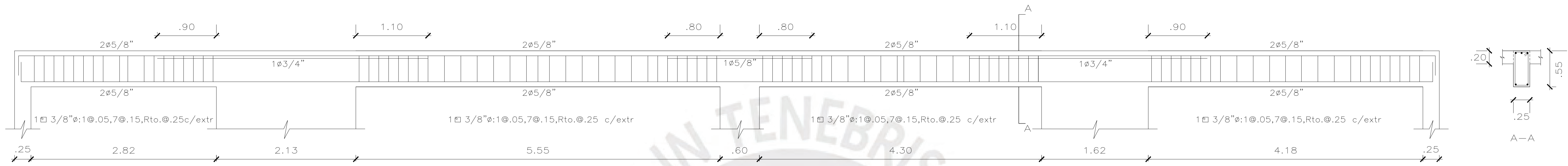
VIGA VTA-16 (.25x.55)

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA
ANTHONY LICONA PEZO

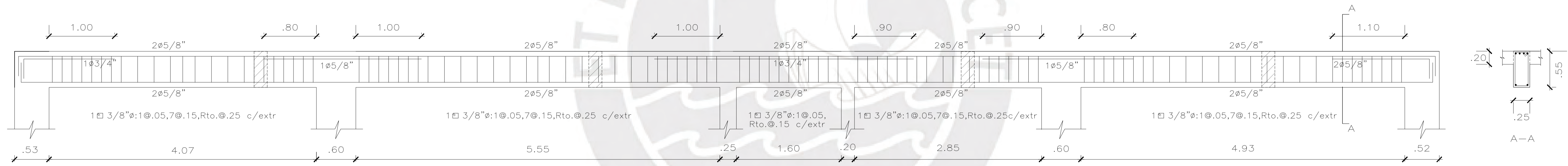
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-28
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30



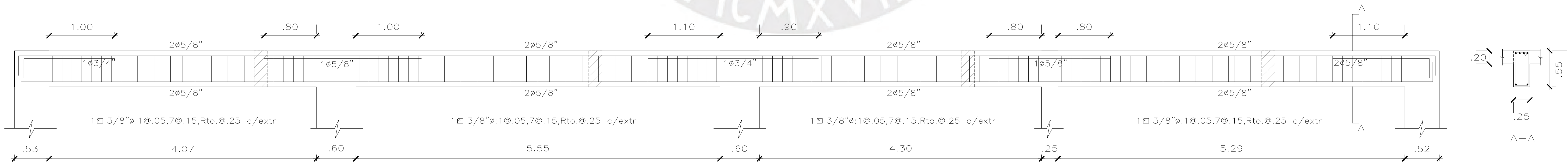
VIGA VTA-1 (.25x.55)



VIGA VTA-2 (.25x.55)



VIGA VTA-3 (.25x.55)



VIGA VTA-4 (.25x.55)

ZHALMA ROSABEL TORRES PAREJA ANTHONY LICONA PEZO	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LÁMINA: E-29
UBICACION: SAN ISIDRO	
PLANO: VIGAS DE AZOTEA-MUROS	
FECHA: SETIEMBRE 2025	ESCALA: 1/30