

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
MUROS DE CONCRETO ARMADO DE 6 NIVELES EN LINCE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Jose Carlos Collantes Pacheco

Luis Antonio Morales Balcázar

ASESOR:

Ing. José Alberto Acero Martínez


Lima, marzo de 2023

INFORME DE SIMILITUD

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince, del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as): Jose Carlos Collantes Pacheco, Luis Antonio Morales Balcázar, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/02/2023.
- 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, 21 de febrero del 2023.

Apellidos y nombres del asesor/de la asesora: Acero Martínez, José Alberto	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

RESUMEN

El proyecto a desarrollar consiste en un edificio multifamiliar de muros de concreto armado de 6 niveles, ubicado en el Jr. Manco Segundo 2680, distrito de Lince, provincia de Lima, Perú. El primer piso albergará la recepción y estacionamiento, mientras que los pisos superiores albergarán 7 departamentos simples y 2 dúplex

El territorio peruano se encuentra ubicado en el denominado “Cinturón del fuego del Pacífico”, lugar donde convergen y se originan procesos de subducción entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental Sudamericana. Esta convergencia da lugar a la ocurrencia de eventos sísmicos, por lo que las ciudades de la costa peruana se encuentran en permanente exposición al peligro sísmico. Por este motivo, el análisis y diseño del edificio será realizado considerando las especificaciones establecidas en la norma E.030 de diseño sismorresistente, de tal forma que el edificio pueda presentar un correcto desempeño frente a un evento sísmico.

Se realizará el predimensionamiento, la estructuración, y el diseño de los elementos estructurales que conforman la edificación, siguiendo la normativa y lineamientos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Para complementar estos resultados, se realizará el modelamiento y análisis del edificio con ayuda del software ETABS. Con los resultados obtenidos, se realizará el diseño, memoria de cálculo y planos de los elementos estructurales de la edificación, siguiendo la norma E.060 de diseño en concreto armado.

Como tema de investigación, se realizará el análisis estático no lineal de la edificación diseñada, aplicando el procedimiento basado en el empuje incremental de cargas (Pushover), obteniendo así, el desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo frecuente y un sismo muy raro.

ABSTRACT

The project to be developed consists of a 6-story multi-family building with reinforced concrete walls, located at Jr. Manco Segundo 2680, Lince district, Lima province, Peru. The first floor will house the reception and parking, while the upper floors will house 7 single apartments and 2 duplexes.

The Peruvian territory is located in the so-called "Pacific Ring of Fire", a place where subduction processes converge and originate between the Nazca oceanic plate and the South American continental plate. This convergence gives rise to the occurrence of seismic events, which is why the cities of the Peruvian coast are permanently exposed to seismic danger. For this reason, the analysis and design of the building will be carried out taking into account the specifications established in the E.030 standard for seismic resistant design, in such a way that the building can present a correct performance in the face of a seismic event.

The pre-dimensioning, structuring, and design of the structural elements that make up the building will be carried out, following the regulations and guidelines established in the National Building Regulations (RNE).

To complement these results, the modeling and analysis of the building will be carried out with the help of the ETABS software. With the results obtained, the design, calculation memory and plans of the structural elements of the building will be carried out, following the E.060 norm of reinforced concrete design.

As a research topic, the nonlinear static analysis of the designed building will be carried out, applying the procedure based on the incremental thrust of loads (Pushover), thus obtaining the seismic performance of the structure against a frequent earthquake and a very rare earthquake.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a mis padres, Marco Aurelio y Rosa Elena, por todo el apoyo y la confianza depositada en mí en este largo camino, que no ha sido fácil, y que, sin embargo, me está dando una de las mayores satisfacciones de mi vida.

A mi abuelita Lucina, una de las personas que más quiero por todo su amor incondicional, esto es por ti.

A mis hermanos Marco y Aura, por quienes he tratado de ser un ejemplo a seguir en todo momento.

A mi pareja Ruth, a quien conozco desde el colegio, siempre creyó en mí y estuvo conmigo en mis momentos más difíciles, gracias por todo mi amor.

A mis incondicionales Nieve Estrella, Chanel y Minie, quienes me han acompañado en cada desvelo sin esperar nada a cambio.

A mi compañero de tesis, por ser un gran amigo desde el primer ciclo y ser pieza fundamental en el cumplimiento de este objetivo.

A mi asesor de tesis, el Ing. José Acero, quien fue mi profesor y ahora mi asesor, y en ambos casos, siempre demostró su excelente calidad como docente y como persona.

Luis Antonio Morales Balcázar

Agradezco a Dios, por bendecir mi familia y mi camino profesional.

A mis padres Goyo y Anita, por su amor y apoyo incondicional en cada momento de mi vida, por el esfuerzo de brindarme educación, por creer siempre en mí, por ser mi fortaleza, son mi mayor orgullo y motivación de querer seguir mejorando cada día como persona y profesional.

A mis hermanos Julio y Patty, por todas las enseñanzas y por ser mis ejemplos a seguir.

A mi pareja Lady, por ser mi luz y mi amor, por estar a mi lado en los buenos y malos momentos, por ser mi mejor amiga y confidente, por hacer cada día de mi vida especial.

A Brunito, Benji y Tomás, por ser mis fieles amigos.

A mi compañero de tesis, por todos los años de amistad y por la dedicación puesta en este gran objetivo.

Al Ing. José Acero, por todo el apoyo brindado como asesor, profesor y persona.

Jose Carlos Collantes Pacheco

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	1
1.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.2.1 <i>Objetivo general</i>	1
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	1
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.4 HIPÓTESIS DEL DISEÑO	2
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL DISEÑO	2
1.6 ARQUITECTURA DEL PROYECTO	2
1.7 NORMATIVA	4
1.8 CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO	4
1.9 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	4
1.9.1 <i>Concreto armado</i>	4
1.9.2 <i>Acero de refuerzo</i>	4
1.10 CARGAS UTILIZADAS	5
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	6
2.1 ESTRUCTURACIÓN	6
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.2.1 <i>Vigas peraltadas</i>	7
2.2.2 <i>Vigas chatas</i>	8
2.2.3 <i>Losas aligeradas</i>	8
2.2.4 <i>Columnas</i>	9
2.2.5 <i>Placas</i>	10
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO	12
3.1 INTRODUCCIÓN	12
3.2 PARÁMETROS SÍSMICOS DE EDIFICACIÓN	12

3.2.1 Zonificación	12
3.2.2 Perfil de suelo (S)	13
3.2.3 Parámetros de sitio (T_p , T_L).....	14
3.2.4 Factor de amplificación sísmica (C).....	15
3.3 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO (U)	15
3.4 COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R_0).....	16
3.5 REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	16
3.5.1 Análisis de irregularidades	16
3.5.1.1 Irregularidades estructurales en altura.....	16
3.5.1.1.1 Irregularidad de rigidez por piso blando	16
3.5.1.1.2 Irregularidad de resistencia por piso débil	17
3.5.1.1.3 Irregularidad de masa o peso	19
3.5.1.1.4 Irregularidad por geometría vertical.....	19
3.5.1.1.5 Discontinuidad en los sistemas resistentes	20
3.5.1.2 Irregularidades estructurales en planta	21
3.5.1.2.1 Irregularidad torsional	21
3.5.1.2.2 Esquinas entrantes	21
3.5.1.2.3 Discontinuidad de diafragma.....	21
3.6 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	23
3.7 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	23
3.7.1 Masa sísmica y peso del edificio.....	24
3.7.2 Centro de masa y centro de rigidez.....	25
3.8 ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN	25
3.8.1 Análisis estático lineal elástico de traslación pura.....	26
3.8.1.1 Cortante basal estática	26
3.8.1.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura	27
3.8.1.3 Método de Rayleigh.....	28
3.8.2 Análisis dinámico modal lineal elástico con tres grados de libertad por piso.....	31
3.8.2.1 Modos de vibración y periodo fundamental de la estructura.....	31
3.8.2.2 Verificación de irregularidad torsional.....	33

3.8.2.3 Cortante basal dinámica	34
3.8.2.4 Control de derivas de entrepisos.....	35
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DE DISEÑO	37
4.1 INTRODUCCIÓN	37
4.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	38
4.2.1 Hipótesis de diseño	38
4.2.2 Procedimiento de análisis y diseño	40
4.2.3 Tipos de falla	41
4.2.4 Acero mínimo	43
4.2.5 Acero máximo.....	43
4.2.6 Corte de fierro.....	43
4.3 DISEÑO POR CORTANTE	44
4.3.1 Procedimiento de análisis y diseño	45
4.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	46
4.4.1 Diagrama de interacción.....	46
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	48
5.1 METRADO DE CARGAS	48
5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	50
5.2.1 Cálculo del acero mínimo	51
5.2.2 Cálculo del acero máximo	51
5.2.3 Cálculo del acero requerido.....	52
5.2.4 Cálculo del acero por temperatura	54
5.2.5 Corte de fierro.....	55
5.3 DISEÑO POR CORTANTE	55
5.4 CONTROL DE DEFLEXIONES	56
5.4.1 Cálculo de deflexiones.....	57
5.4.2 Deflexión bajo cargas de servicio.....	58
5.4.3 Cálculo de deflexiones inmediatas.....	59

5.4.4 Cálculo de deflexiones diferidas.....	59
5.4.5 Deflexiones máximas permisibles.....	60
5.5 CONTROL DE FISURACIONES	60
5.6 DISEÑO FINAL DE LOSA ALIGERADA	62
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS	63
6.1 DISEÑO DE VIGA PERALTADA	63
6.1.1 <i>Metrado de cargas</i>	63
6.1.2 <i>Diseño por flexión</i>	68
6.1.2.1 Cálculo del acero mínimo.....	68
6.1.2.2 Cálculo del acero máximo	68
6.1.2.3 Cálculo del acero requerido	68
6.1.2.4 Especificaciones para vigas en sistema de muros estructurales	70
6.1.2.5 Corte de fierro.....	71
6.1.3 <i>Diseño por cortante</i>	72
6.1.3.1 Verificación por capacidad.....	73
6.1.3.2 Cálculo de espaciamiento de estribos centrales.....	75
6.1.3.3 Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento	76
6.1.4 <i>Control de deflexiones</i>	77
6.1.4.1 Cálculo de deflexiones	77
6.1.4.2 Deflexión bajo cargas de servicio.....	77
6.1.4.3 Cálculo de deflexiones inmediatas.....	78
6.1.4.4 Cálculo de deflexiones diferidas	79
6.1.4.5 Deflexiones máximas permisibles.....	79
6.1.5 <i>Control de fisuraciones</i>	80
6.1.6 <i>Diseño final de viga</i>	80
6.2 DISEÑO DE VIGA CHATA	81
6.2.1 <i>Metrado de cargas</i>	81
6.2.2 <i>Diseño por flexión</i>	82
6.2.3 <i>Diseño por cortante</i>	83

6.2.4 Diseño final de viga chata	83
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS	84
7.1 METRADO DE CARGAS	84
7.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	86
7.2.1 Diagrama de interacción.....	86
7.3 DISEÑO POR CORTANTE	87
7.3.1 Verificación por capacidad.....	88
7.3.2 Cálculo de espaciamiento de estribos centrales	90
7.3.3 Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento	91
7.3.4 Cálculo de espaciamiento de estribos dentro del nudo.....	92
7.4 DISEÑO FINAL DE COLUMNA.....	92
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS.....	93
8.1 METRADO DE CARGAS	93
8.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	95
8.2.1 Elementos de borde (núcleos).....	95
8.2.1.1 Configuración de núcleos.....	95
8.2.1.2 Verificación del confinamiento de núcleos	95
8.2.1.3 Cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h) y vertical (ρ_v):.....	96
8.2.1.4 Cálculo de la profundidad del eje neutro (c):	97
8.2.2 Diagrama de interacción.....	99
8.3 DISEÑO POR CORTANTE	101
8.3.1 Amplificación por capacidad	101
8.3.2 Cálculo de espaciamiento del refuerzo horizontal	102
8.4 DISEÑO FINAL DE PLACA.....	103
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	104
9.1 INTRODUCCIÓN	104
9.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO	104
9.2.1 Predimensionamiento.....	104

9.2.2 Verificaciones previas al diseño	105
9.2.2.1 Verificación de esfuerzos sobre el terreno	105
9.2.2.1.1 Verificación por cargas de gravedad	106
9.2.2.1.2 Verificación por cargas de gravedad más sismo	106
9.2.2.2 Verificación por cortante	107
9.2.2.3 Verificación por punzonamiento	108
9.2.3 Diseño por flexión	109
9.3 MODELAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN	109
9.4 DISEÑO ZAPATA CONECTADA	110
9.4.1 Predimensionamiento	110
9.4.2 Verificación por cargas de gravedad	112
9.4.3 Verificación por cargas de gravedad más sismo	112
9.4.4 Verificación por cortante	113
9.4.5 Verificación por punzonamiento	114
9.4.6 Diseño por flexión	114
9.4.7 Diseño final de zapata conectada	115
9.5 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	116
9.6 VERIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN MEDIANTE SOFTWARE SAFE	116
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ESCALERA	118
10.1 METRADO DE CARGAS	118
10.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	119
10.3 DISEÑO POR CORTANTE	121
10.4 DISEÑO FINAL DE ESCALERA	122
CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	123
11.1 COMENTARIOS	123
11.2 CONCLUSIONES.....	124
CAPÍTULO 12: TEMA DE INVESTIGACIÓN, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	I
12.1 ASPECTOS GENERALES	I

12.1.1	Introducción.....	I
12.1.2	Objetivo general	I
12.1.3	Objetivos específicos.....	II
12.1.4	Alcance.....	II
12.1.5	Hipótesis.....	II
12.2	MARCO TEÓRICO	II
12.2.1	Conceptos generales de la ingeniería sismorresistente.....	II
12.2.2	Niveles de severidad y sismos de diseño	III
12.2.3	Niveles de desempeño en edificaciones	IV
12.2.4	Ingeniería sismorresistente orientada al desempeño	V
12.2.5	Análisis estático no lineal	V
12.2.5.1	Comportamiento no lineal de los materiales.....	VI
12.2.5.2	Comportamiento no lineal de los elementos estructurales.....	VII
12.2.5.2.1	Rotulas plásticas en vigas	VII
12.2.5.2.2	Rótulas plásticas en columnas y placas	VIII
12.2.5.3	Curva de capacidad.....	VIII
12.2.5.4	Método del espectro de capacidad.....	IX
12.3	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	X
12.3.1	Asignación de las propiedades no lineales de los materiales	X
12.3.2	Asignación del acero de refuerzo.....	XI
12.3.3	Asignación de rótulas plásticas.....	XII
12.3.4	Asignación de los casos de cargas	XIII
12.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	XIV
12.4.1	Secuencia de formación de rótulas plásticas.....	XIV
12.4.2	Curva de capacidad.....	XV
12.4.3	Desempeño sísmico.....	XVI
12.5	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	XVIII
12.5.1	Secuencia de formación de rótulas plásticas.....	XVIII
12.5.2	Curva de capacidad y desempeño sísmico.....	XVIII

CAPÍTULO 13: ANEXOS	XXI
13.1 BIBLIOGRAFÍA.....	XXI
13.2 PLANOS.....	XXIII



ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1-1: Plano de planta típica del edificio.</i>	<i>3</i>
<i>Figura 1-2: Plano de elevación del edificio.</i>	<i>3</i>
<i>Figura 2-1: Predimensionamiento de placas en piso típico.</i>	<i>11</i>
<i>Figura 3-1: Factor de amplificación sísmica "C".</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3-2: Vista 3D de la edificación.</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3-3: Discontinuidad de placas PL-03 y PL-09, entre ejes E y H.</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3-4: Vista en planta de un piso típico de la edificación.</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3-5: Vista en planta del nivel 6 (azotea) de la edificación.</i>	<i>22</i>
<i>Figura 3-6: Vista 3D del modelamiento estructural en el software ETABS.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3-7: Deriva máxima en dirección XX con excentricidad en Y+ y Y-, respectivamente.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 3-8: Deriva máxima en dirección YY con excentricidad en X+ y X-, respectivamente.</i>	<i>36</i>
<i>Figura 4-1: Bloque equivalente de compresiones.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 4-2: Gráfica de esfuerzo vs deformación.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 4-3: Tipos de falla en una sección a flexión simple.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4-4: Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4-5: Esquema de corte de fierro en losas aligeradas.</i>	<i>44</i>
<i>Figura 4-6: Esquema simplificado de corte de fierro en losas aligeradas.</i>	<i>44</i>
<i>Figura 4-7: Esquema de diseño por cortante.</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-8: Diagrama de interacción en columnas y placas.</i>	<i>47</i>
<i>Figura 5-1: Ubicación de vigueta de aligerado a diseñar, en plano de planta típica.</i>	<i>48</i>
<i>Figura 5-2: Modelamiento de vigueta típica bajo cargas últimas.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 5-3: Diagrama de momento flector de cargas en servicio de vigueta típica.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 5-4: Diagrama de fuerza cortante de cargas en servicio de vigueta típica.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 5-5: Diagrama de momento flector de cargas últimas de vigueta típica.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 5-6: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de vigueta típica.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 5-7: Sección típica de vigueta.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 5-8: Deflexión en vigueta de análisis.</i>	<i>58</i>

<i>Figura 5-9: Diseño final del aligerado típico de análisis.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 6-1: Ubicación de viga a diseñar, en plano de planta típica.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 6-2: Modelamiento de viga bajo cargas últimas.</i>	<i>65</i>
<i>Figura 6-3: Envolvente de diseño de momento flector en viga de análisis.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 6-4: Envolvente de diseño de fuerza cortante en viga de análisis.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 6-5: Puntos de corte teóricos para el tramo 7-4 de viga de análisis.</i>	<i>71</i>
<i>Figura 6-6: Puntos de corte teóricos para el tramo 4-1 de viga de análisis.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 6-7: Verificación por capacidad en vigas (criterio A).....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 6-8: Deflexión en viga de análisis.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 6-9: Diseño final de viga de análisis.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 6-10: Ubicación de viga chata 1-1 a diseñar, en plano de planta típica.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 6-11: Modelamiento de viga chata bajo cargas últimas.</i>	<i>81</i>
<i>Figura 6-12: Diagrama de momento flector de cargas últimas de viga chata.</i>	<i>82</i>
<i>Figura 6-13: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de viga chata.</i>	<i>82</i>
<i>Figura 6-14: Diseño final de viga chata de análisis.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 7-1: Ubicación de columna a diseñar en plano de planta típica.</i>	<i>84</i>
<i>Figura 7-2: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 7-3: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 7-4: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 7-5: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 7-6: Verificación por capacidad en columnas (criterio A).....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 7-7: Diagrama de interacción nominal en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 7-8: Diagrama de interacción nominal en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.</i>	<i>89</i>

<i>Figura 7-9: Diseño final de columna de análisis.</i>	92
<i>Figura 8-1: Ubicación de placa a diseñar, en plano de planta típica.</i>	93
<i>Figura 8-2: Distribución de acero preliminar en placa de análisis.</i>	97
<i>Figura 8-3: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en XX.</i>	99
<i>Figura 8-4: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en XX.</i>	99
<i>Figura 8-5: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.</i>	100
<i>Figura 8-6: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.</i>	100
<i>Figura 8-7: Diagrama de interacción nominal en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.</i>	101
<i>Figura 8-8: Diseño final de placa de análisis.</i>	103
<i>Figura 9-1: Esquema de presiones admisibles en zapatas.</i>	105
<i>Figura 9-2: Redistribución de presiones admisibles en zapatas.</i>	106
<i>Figura 9-3: Esquema de verificación por cortante en zapatas.</i>	107
<i>Figura 9-4: Esquema de verificación por punzonamiento en zapatas.</i>	108
<i>Figura 9-5: Esquema de diseño por flexión en zapatas.</i>	109
<i>Figura 9-6: Vista 3D del modelamiento de la cimentación en el software SAFE.</i>	110
<i>Figura 9-7: Ubicación de zapata conectada a diseñar.</i>	110
<i>Figura 9-8: Diseño final de zapata de análisis.</i>	115
<i>Figura 9-9: Diagrama de momento flector en viga de cimentación de análisis.</i>	116
<i>Figura 9-10: Diseño final de viga de cimentación de análisis.</i>	116
<i>Figura 9-11: Verificación de la cimentación mediante el software SAFE.</i>	117
<i>Figura 10-1: Diagrama de momento flector de cargas últimas de escalera.</i>	119
<i>Figura 10-2: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de escalera.</i>	119
<i>Figura 10-3: Diseño final de escalera de análisis.</i>	122
<i>Figura 12-1: Modelo de Mander de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado.</i>	VI

<i>Figura 12-2: Modelo de Park y Paulay de esfuerzo-deformación para el acero corrugado en tracción.....</i>	<i>VII</i>
<i>Figura 12-3: Relación generalizada de esfuerzo-deformación para elementos de concreto.....</i>	<i>VII</i>
<i>Figura 12-4: Parámetros de modelado y criterios numéricos para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado.</i>	<i>VIII</i>
<i>Figura 12-5: Sectorización de la curva de capacidad.</i>	<i>IX</i>
<i>Figura 12-6: Método del espectro de capacidad.</i>	<i>X</i>
<i>Figura 12-7: Asignación de las propiedades no lineales del concreto y acero de refuerzo.....</i>	<i>X</i>
<i>Figura 12-8: Asignación del acero de refuerzo en columnas.</i>	<i>XI</i>
<i>Figura 12-9: Asignación del acero de refuerzo en vigas.....</i>	<i>XI</i>
<i>Figura 12-10: Asignación del acero de refuerzo en placas.</i>	<i>XII</i>
<i>Figura 12-11: Asignación de rótulas plásticas en vigas.</i>	<i>XII</i>
<i>Figura 12-12: Asignación de rótulas plásticas en columnas y placas.....</i>	<i>XIII</i>
<i>Figura 12-13: Asignación del Pushover en ambas direcciones de análisis X y Y.</i>	<i>XIII</i>
<i>Figura 12-14: Secuencia de formación de rótulas plásticas para el caso de análisis en la dirección XX.</i>	<i>XIV</i>
<i>Figura 12-15: Secuencia de formación de rótulas plásticas para el caso de análisis en la dirección YY.....</i>	<i>XIV</i>
<i>Figura 12-16: Curva de capacidad en la dirección XX.</i>	<i>XV</i>
<i>Figura 12-17: Curva de capacidad en la dirección YY.</i>	<i>XV</i>
<i>Figura 12-18: Desempeño sísmico para un sismo frecuente en la dirección de análisis XX.</i>	<i>XVI</i>
<i>Figura 12-19: Desempeño sísmico para un sismo muy raro en la dirección de análisis XX.</i>	<i>XVI</i>
<i>Figura 12-20: Desempeño sísmico para un sismo frecuente en la dirección de análisis YY.....</i>	<i>XVII</i>
<i>Figura 12-21: Desempeño sísmico para un sismo muy raro en la dirección de análisis YY.</i>	<i>XVII</i>
<i>Figura 12-22: Curva de capacidad sectorizada para la dirección de análisis XX.....</i>	<i>XIX</i>
<i>Figura 12-23: Curva de capacidad sectorizada para la dirección de análisis YY.....</i>	<i>XX</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1: Dimensiones usuales de viga.</i>	7
<i>Tabla 2-2: Dimensiones usuales de losa aligerada.</i>	9
<i>Tabla 2-3: Dimensiones adoptadas para las columnas.</i>	10
<i>Tabla 3-1: Factores de zona.</i>	13
<i>Tabla 3-2: Clasificación de perfiles de suelos</i>	13
<i>Tabla 3-3: Factor de suelo (S).</i>	14
<i>Tabla 3-4: Periodos "TP" y "TL".</i>	14
<i>Tabla 3-5: Análisis de irregularidad de rigidez por piso blando, en la dirección XX.</i>	17
<i>Tabla 3-6: Análisis de irregularidad de rigidez por piso blando, en la dirección YY.</i>	17
<i>Tabla 3-7: Análisis irregularidad de rigidez por piso débil, en la dirección XX.</i>	18
<i>Tabla 3-8: Análisis irregularidad de rigidez por piso débil, en la dirección YY.</i>	18
<i>Tabla 3-9: Análisis de irregularidad de masa o peso</i>	19
<i>Tabla 3-10: Análisis de la discontinuidad por sistemas resistentes entre los pisos 5 y 6.</i>	20
<i>Tabla 3-11: Análisis de irregularidad por esquinas entrantes.</i>	21
<i>Tabla 3-12: Análisis de discontinuidad de diafragma por área.</i>	22
<i>Tabla 3-13: Análisis de discontinuidad de diafragma por sección transversal.</i>	22
<i>Tabla 3-14: Masas sísmicas de la edificación.</i>	24
<i>Tabla 3-15 Centro de masa y centro de rigidez de la edificación.</i>	25
<i>Tabla 3-16: Distribución de fuerzas en altura.</i>	28
<i>Tabla 3-17: Método de Rayleigh en la dirección de análisis XX.</i>	29
<i>Tabla 3-18: Método de Rayleigh en la dirección de análisis YY.</i>	29
<i>Tabla 3-19: Cortante basal.</i>	30
<i>Tabla 3-20: Análisis dinámico en la dirección XX.</i>	31
<i>Tabla 3-21: Análisis dinámico en la dirección YY.</i>	31
<i>Tabla 3-22: Análisis modal de la edificación.</i>	32
<i>Tabla 3-23: Análisis de irregularidad torsional en la dirección XX.</i>	33
<i>Tabla 3-24: Análisis de irregularidad torsional en la dirección YY.</i>	34

<i>Tabla 3-25: Cortante de diseño.</i>	34
<i>Tabla 3-26: Derivas de entrepisos.</i>	35
<i>Tabla 4-1: Factores de amplificación de cargas.</i>	37
<i>Tabla 4-2: Factores de reducción de resistencias.</i>	38
<i>Tabla 4-3: Valores de β en función de la resistencia del concreto.</i>	40
<i>Tabla 5-1: Espesores o peraltes mínimos para control de deflexiones.</i>	56
<i>Tabla 6-1: Combinaciones de carga para momento flector en viga de análisis.</i>	66
<i>Tabla 6-2: Combinaciones de carga para fuerza cortante a "d" de la cara en viga de análisis.</i>	67
<i>Tabla 6-3: Resumen del diseño por flexión en viga de análisis.</i>	69
<i>Tabla 6-4: Envolvente de fuerza cortante a "d" de la cara con sismo amplificado en viga de análisis.</i>	74
<i>Tabla 7-1: Metrado de cargas para columna de análisis.</i>	84
<i>Tabla 7-2: Combinaciones de carga en la base de la columna de análisis.</i>	85
<i>Tabla 8-1: Metrado de cargas para placa de análisis.</i>	93
<i>Tabla 8-2: Combinaciones de carga en la base de la placa de análisis.</i>	94
<i>Tabla 8-3: Cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical en placas.</i>	96
<i>Tabla 9-1: Combinaciones de carga en la zapata de análisis.</i>	111
<i>Tabla 9-2: Parámetros del predimensionamiento de zapata.</i>	111
<i>Tabla 12-1: Periodos de retorno y probabilidades de excedencia para sismos de diseño.</i>	III
<i>Tabla 12-2: Aceleraciones esperadas para la costa oeste de América del Sur.</i>	III
<i>Tabla 12-3: Niveles de desempeño de edificaciones.</i>	IV
<i>Tabla 12-4: Desempeño esperado de edificaciones según su grado de importancia.</i>	V
<i>Tabla 12-5: Comportamiento estructural esperado para sismo de diseño.</i>	V
<i>Tabla 12-6: Desempeño sísmico de la edificación para ambas direcciones de análisis.</i>	XVIII

Capítulo 1: Aspectos Generales

1.1 Características principales

El proyecto a desarrollar consiste en un edificio multifamiliar de muros de concreto armado de 6 niveles, ubicado en el Jr. Manco Segundo 2680, distrito de Lince, provincia de Lima, Perú.

El primer piso albergará la recepción y estacionamiento, mientras que los pisos superiores albergarán 7 departamentos simples y 2 dúplex. Limita por el norte, sur y oeste con edificaciones unifamiliares vecinas, mientras que por el este presenta un retiro frontal de 3m.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de 6 niveles en el distrito de Lince.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural del proyecto y modificar su arquitectura en caso fuese necesario para cumplir con las solicitudes del mismo.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E.060 de diseño en concreto armado.
- Realizar el análisis sismorresistente de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E.030 de diseño sismorresistente.
- Complementar los análisis haciendo uso del software ETABS 2017 versión 17.0.1. así como el software SAFE 2016 versión 16.0.2.

1.3 Formulación del problema

¿El diseño de la estructura cumple con los parámetros establecidos por el RNE para las distintas solicitudes de cargas de gravedad y cargas sísmicas?

1.4 Hipótesis del diseño

- La deriva de la edificación no excede a la máxima establecida en la norma E.030 de diseño sismorresistente (0.007).
- Comportamiento perfectamente elástico para sismos frecuentes de aceleración máxima esperada de 0.2g y periodo de retorno (T_r) igual a 45 años.
- Aceleración mayor a la esperada de 0.45g para un sismo máximo de periodo de retorno (T_r) igual a 500 años.

1.5 Justificación del diseño

El territorio peruano se encuentra ubicado en el denominado “Cinturón del fuego del Pacífico”, lugar donde convergen y se originan procesos de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta convergencia da lugar a la ocurrencia de eventos sísmicos, por lo que las ciudades de la costa peruana se encuentran en permanente exposición al peligro sísmico.

Por este motivo, el análisis y diseño del edificio será realizado considerando las especificaciones establecidas en la norma E.030 de diseño sismorresistente, de tal forma que el edificio pueda presentar un adecuado comportamiento frente a un evento sísmico.

1.6 Arquitectura del proyecto

El edificio presenta 6 niveles. El primer piso será de estacionamientos, el segundo, tercer y cuarto piso serán típicos, el quinto piso será la planta baja de los dúplex, y el último piso la planta superior de los mismos.

1.7 Normativa

El análisis y diseño será realizado considerando la siguiente normativa:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Diseño en Concreto Armado

1.8 Características del diseño

El diseño será realizado utilizando el método de “Diseño por Resistencia”. En este método las cargas se amplifican y las resistencias se reducen, garantizando que cada sección de cada elemento estructural cumpla con la característica de que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la resistencia requerida. En el capítulo 4 se analizará a mayor detalle la metodología del diseño por resistencia.

1.9 Propiedades mecánicas de los materiales de construcción

1.9.1 Concreto armado

- Peso específico (γ) = 2400 kg/m³
- Resistencia a la Compresión (f_c)=210 kg/cm²
- Resistencia a la tracción (f_t) = $2\sqrt{f'_c} = 29$ kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_c) = $15,000\sqrt{f'_c} = 217371$ kg/cm²
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
- Módulo de Rigidez al esfuerzo cortante (G_c) = $E_c/2.3 = 94509$ kg/cm²

1.9.2 Acero de refuerzo

- Fierro Corrugado ASTM A615 - Grado 60
- Límite de Fluencia (F_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_s) = 2×10^6 kg/cm²
- Resistencia a la Tracción (R) = 6320 kg/cm²
- Relación $R/F_y \geq 1.25$

1.10 Cargas utilizadas

- Carga Muerta (CM): Definida en la norma E.020.
- Carga Viva (CV): Definida en la norma E.020.
- Carga de Sismo (CS): Definida en la norma E.030.



Capítulo 2: Estructuración y Predimensionamiento

2.1 Estructuración

Para que un edificio presente un adecuado comportamiento sismorresistente, este debe cumplir ciertos criterios que simplifiquen la idealización utilizada en el análisis sísmico, de tal forma que el comportamiento de la estructura se acerque lo más posible al comportamiento real. Estos criterios de estructuración están establecidos en el artículo 7 de la norma E.030 y son los siguientes:

- Simetría y simplicidad.
- Peso mínimo.
- Selección y uso adecuado de los materiales de diseño.
- Resistencia óptima frente a cargas laterales.
- Continuidad estructural.
- Capacidad de deformación de la estructura fuera del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Redundancia estructural.
- Consideración de las condiciones locales.

2.2 Predimensionamiento

Se realizará en base considerando los criterios establecidos en el libro “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994), así como de las recomendaciones del RNE.

Esta etapa tiene la importancia de permitir obtener valores coherentes para las dimensiones de los distintos elementos estructurales, los cuales servirán de base para el análisis y diseño.

Cabe mencionar que los valores mostrados a continuación tienen validez en edificaciones comunes sin exceso de carga viva, así mismo, pueden ir variando de acuerdo a la densidad

del concreto empleado y del nivel de desempeño que se espera tener en la estructura para las condiciones sísmicas características del territorio nacional.

2.2.1 Vigas peraltadas

Las vigas peraltadas principales serán predimensionadas considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, siempre y cuando este valor sea mayor a 25 cm, o se demuestre que posee una estabilidad y rigidez adecuada mediante el análisis estructural.

Con respecto al ancho de viga, este se puede aproximar valores de entre 0.3 a 0.5 veces la altura, siempre y cuando sea mayor al mínimo valor de diseño aceptado en el RNE.

Las vigas denominadas secundarias pueden admitir peraltes menores debido a que no son diseñadas para soportar cargas de gravedad, sino para conferir rigidez y estabilidad a la estructura. Sin embargo, si las fuerzas laterales existentes son más importantes que las cargas de gravedad presentes en estas vigas, por lo que se deberá considerar con más cuidado al realizar algún tipo de reducción en su peralte. Las dimensiones usuales de viga son las siguientes:

Tabla 2-1: Dimensiones usuales de viga.

	b1	h1	b2	h2	b3	h3	b4	h4
$L \leq 5.5$	25	50	30	50	-	-	-	-
$5.5 \leq L \leq 6.5$	25	60	30	60	40	60	-	-
$6.5 \leq L \leq 7.5$	25	70	30	70	40	70	50	70
$7.5 \leq L \leq 8.5$	30	75	40	75	30	80	40	80
$8.5 \leq L \leq 9.5$	30	80	30	90	40	85	40	90

Nota: Tomado de "Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado", por Blanco (1994).

Donde, “L” es la luz de la viga, “b” es el ancho de viga, y “h” es el peralte de viga. En la edificación se observan luces libres máximas en las direcciones “X” y “Y” de 6.14 y 5.15 m respectivamente; por lo tanto, se adoptarán las dimensiones de 25x60 cm y 30x60 cm para el diseño de las vigas peraltadas.

2.2.2 Vigas chatas

Las vigas chatas serán diseñadas considerando un peralte igual al de la losa que lo contiene y un espesor definido en función de su resistencia al corte. A modo de ejemplo, se procederá a realizar el dimensionamiento de la viga chata (corte 1-1) del piso típico. Los tabiques serán de albañilería con unidades de arcilla cocida huecas (peso unitario de 1400 kg/m³, espesor 10 cm y altura de 2.5 m), las losas aligeradas son de 25 cm y se tiene una luz libre de 2.625 m.

Se considera la resistencia del concreto al cortante V_c como:

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * 21 = 0.137 * b \rightarrow (b \text{ en cm})$$

Del metrado de cargas últimas y equilibrio se obtiene V_u :

$$\text{Peso tabique} = 1.4 * 1.4 \text{tn/m}^3 * 0.1 \text{m} * 2.5 \text{m} = 0.49 \text{tn/m}$$

$$\text{Peso propio} = 1.4 * 2.4 \text{tn/m}^3 * 0.30 \text{m} * 0.25 \text{m} = 0.252 \text{tn/m}$$

$$V_u = (0.49 + 0.252) * \frac{2.625}{2} = 0.974 \text{tn}$$

Además, se sabe que: $V_u < \Phi V_c$.

$$0.974 \leq 0.137 * b \rightarrow b \geq 7.11 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{cm}$$

Por lo tanto, se adoptarán dimensiones de 20x25 cm y 25x25 cm para el diseño de las vigas chatas.

2.2.3 Losas aligeradas

Las losas aligeradas están compuestas por viguetas típicas de 10cm de ancho que presentan una separación constante entre sí de 40cm, una losa superior de 5cm de espesor,

y ladrillos. Estos últimos son los encargados de reducir el peso de la losa y definir el espesor total de la misma, ya que las dimensiones de fabricación de los ladrillos son variables y son en su mayoría de 12, 17, 20 y 25cm. El predimensionamiento de losa aligerada se realizará siguiendo el criterio presentado a continuación:

Tabla 2-2: Dimensiones usuales de losa aligerada.

h(cm)	Distancias recomendadas (m)
17	$\underline{L_n} < 4$
20	$4 < \underline{L_n} < 5.5$
25	$5.5 < \underline{L_n} < 6.5$
30	$6 < \underline{L_n} < 7.5$

Nota: Tomado de “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, por Blanco (1994).

Donde, “ L_n ” es la luz libre entre apoyos, y “h” es el espesor total de losa aligerada, considerando los 5cm de losa superior. En la edificación se observan luces libres máximas de entre 5.15 y 6.4m, por lo que se optará por utilizar losas aligeradas de 25cm de espesor.

2.2.4 Columnas

El predimensionamiento de la presente edificación está pensado en desarrollar un sistema estructural de muros de concreto armado, por ende, las columnas que se presentan en el diseño están pensadas para que trabajen solo bajo cargas de gravedad.

Se procederá a realizar el dimensionamiento de la columna más crítica en base al ancho tributario que presenta. Para efectos de cálculos rápidos de predimensionamiento, se empleará una carga de servicio igual a 1ton/m².

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 * f'c}$$

Tabla 2-3: Dimensiones adoptadas para las columnas.

Nivel	Atributaria (m ²)	P.serv (ton/m ²)	Carga (ton)	A.columna Parcial (cm ²)	A.columna Final (cm ²)	Sección Mínima (cm)	Sección Adoptada (cm)
6	19.74	1.00	19.74	268.57	1611.43	80 x 25	105 x 30
5	19.74	1.00	39.48	537.14	1611.43	80 x 25	105 x 30
4	19.74	1.00	59.22	805.71	1611.43	80 x 25	105 x 30
3	19.74	1.00	78.96	1074.29	1611.43	80 x 25	105 x 30
2	19.74	1.00	98.7	1342.86	1611.43	80 x 25	105 x 30
1	19.74	1.00	118.44	1611.43	1611.43	80 x 25	105 x 30

2.2.5 Placas

Las placas serán predimensionadas en función del área mínima requerida de las mismas en cada dirección de análisis. Para efectos de cálculos rápidos de predimensionamiento, se realizará el cálculo de una cortante de diseño, en función de los parámetros sísmicos Z, U, C, S, R, así como del peso estimado de la edificación.

$$V_u = \left(\frac{Z * U * C * S}{R} \right) * W_{unit} * A_{planta} * N^{\circ}_{pisos}$$

$$V_u = \left(\frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} \right) * 1 * 295.19 * 6$$

$$V_u = 332.09 \text{ ton}$$

Además:

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

$$332.09 \text{ ton} \leq 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * Aplacas + 0.0025 * 4200 * Aplacas)$$

$$332.09 \text{ ton} \leq 15.46 * Aplacas$$

$$2.15 \text{ m}^2 \leq Aplacas$$

Capítulo 3: Análisis Sísmico

3.1 Introducción

Será realizado en base a la norma E.030 del 2018, la cual tiene los siguientes objetivos principales:

- Evitar la pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Reducir los daños a las viviendas.

Para lograr estos objetivos, se establece lo siguiente:

- La estructura no deberá colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a eventos sísmicos considerados como severos.
- La estructura deberá soportar movimientos del suelo considerados como moderados, pudiendo obtener daños reparables dentro de los límites aceptables.
- Las edificaciones esenciales deberán permanecer en óptimas condiciones a pesar de haber sido sometidas a un sismo severo.

3.2 Parámetros sísmicos de edificación

3.2.1 Zonificación

El territorio peruano se divide en 4 zonas, a las cuales han sido asignadas con un factor de sismicidad “Z”, el cual se representa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 3-1: Factores de zona.

Factores de Zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: Tomado de la norma E.030.

Al tratarse de una estructura ubicada en la región de la costa peruana, distrito de Lince, Departamento de Lima, se puede identificar que pertenece a la zona tipo 4 y, por ende, el factor "Z" que se le asignará será de 0.45g.

3.2.2 Perfil de suelo (S)

Según la norma E.030, se clasifica de acuerdo a la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3-2: Clasificación de perfiles de suelos

Perfil	Tipo de Suelo	V_s(m/s)
So	Roca Dura	>1500
S1	Roca o Suelos muy rígidos	500 a 1500
S2	Suelos Intermedios	180 a 500
S3	Suelos Blandos	180
S4	Condiciones Excepcionales	Clasificación según E.M.S.

Nota: Tomado de la norma E.030.

De acuerdo al estudio de "Microzonificación Sísmica del Distrito de Lince", realizado en 2015, el material característico predominante en el distrito de Lince es la grava, por ende, le corresponde un perfil de suelo del tipo "S1". Además, la capacidad de carga admisible en esta zona varía entre 2 kg/cm² y 4 kg/cm².

3.2.3 Parámetros de sitio (T_P , T_L)

En base a los parámetros obtenidos de zonificación y perfil de suelo, se obtienen los parámetros de sitio “TP” y “TL”:

Tabla 3-3: Factor de suelo (S).

Suelo Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Tomado de la norma E.030.

El factor de suelo depende únicamente de la zonificación y el perfil del suelo obtenido, por lo que el factor de suelo es 1. Este factor responde a que los suelos rígidos, como los de la costa peruana, no suelen tener un comportamiento aproximadamente elástico como el de los suelos blandos y, por ende, no amplifican tanto su movimiento en presencia de un evento sísmico.

Tabla 3-4: Periodos "TP" y "TL".

Suelo T_P/T_L	S0	S1	S2	S3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (s)	3	2.5	2	1.6

Nota: Tomado de la norma E.030.

Los periodos “TP” y “TL” solo depende del tipo de suelo. El “TP” determina la zona de aceleraciones máximas y el “TL” define el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante. Para el proyecto, los valores obtenidos son de 0.4 s para el “TP” y 2.5 s para el “TL”.

3.2.4 Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica “C” se calculará en base a los parámetros “TP” y “TL”, y con ayuda de las siguientes expresiones especificadas en la norma E.030.

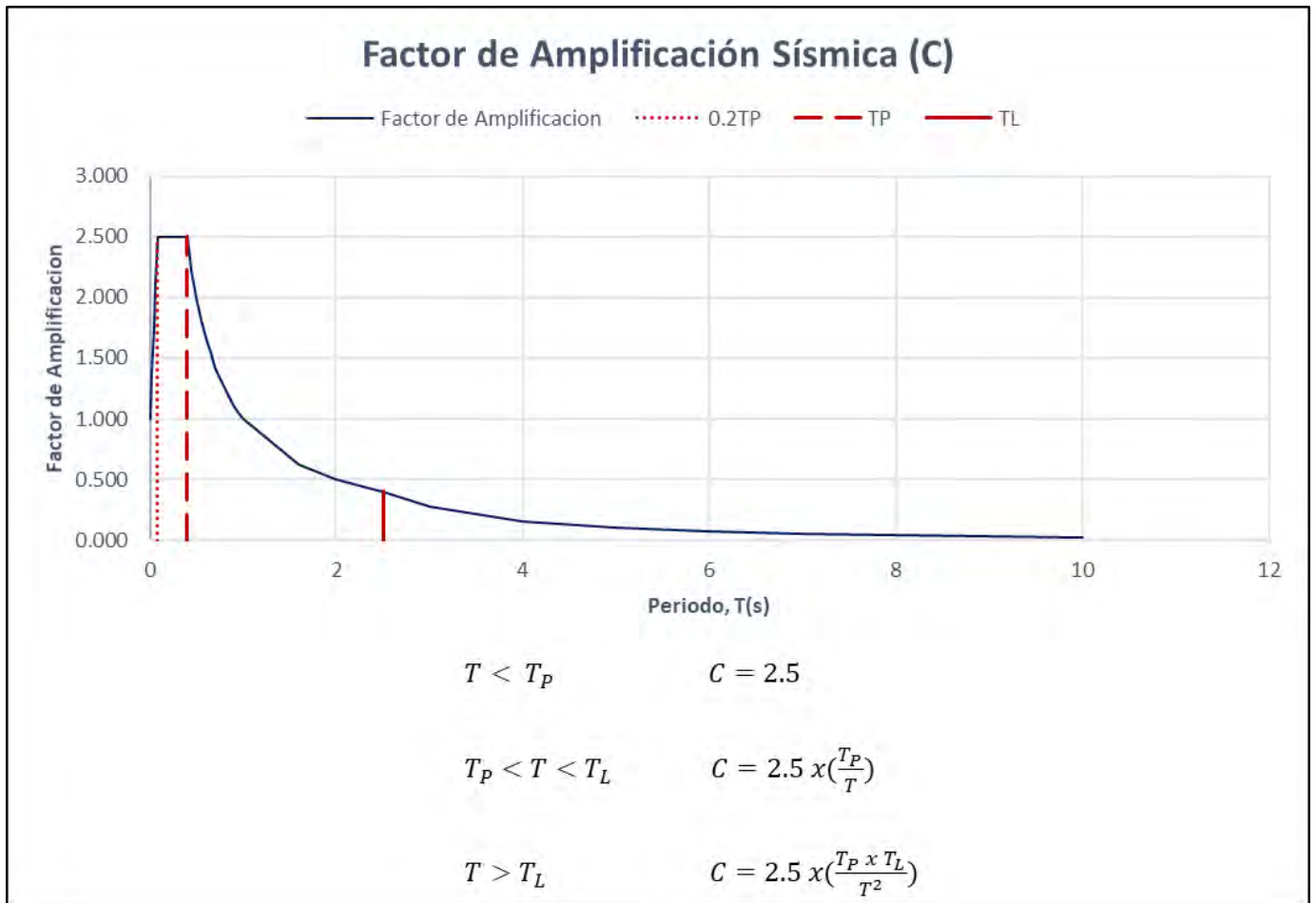


Figura 3-1: Factor de amplificación sísmica “C”.

3.3 Categoría de la edificación y factor de uso (U)

El factor de uso “U” se determina en función de la importancia de las edificaciones. La tabla N°5 de la norma E.030 establece que las viviendas se encuentran dentro de la categoría “C” correspondiente a edificaciones comunes, por ende, la estructura tendrá un factor de uso igual a 1.

3.4 Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica (R_o)

La tabla N°7 de la norma E.030 define el coeficiente “ R_o ”, en base al sistema estructural y materiales de construcción elegidos. Para la presente edificación de muros estructurales de concreto armado, el valor del “ R_o ” establecido es igual a 6.

3.5 Regularidad estructural

La regularidad estructural disminuye la incertidumbre en los resultados obtenidos durante el análisis de una edificación. Las edificaciones regulares que han sido proyectadas de manera correcta suelen tener un mejor comportamiento en presencia de un evento sísmico, en contraste de las edificaciones irregulares.

Aquellas estructuras que no presentan las irregularidades indicadas en las tablas N°8 y N°9 de la norma E.030, se pueden clasificar como regulares. Por lo tanto, se procederá a realizar el análisis de irregularidades de la presente edificación.

3.5.1 Análisis de irregularidades

3.5.1.1 Irregularidades estructurales en altura

3.5.1.1.1 Irregularidad de rigidez por piso blando

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°8 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de irregularidad de rigidez por piso blando.

Tabla 3-5: Análisis de irregularidad de rigidez por piso blando, en la dirección XX.

Piso	Caso de Carga	Rigidez X	70 %*(Rigidez i+1)	80 %*(Rigidez (((i+1)+(i+2)+(i+3))/3)	¿Irregularidad?
		Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	
6	DERXX	83409.75	-	-	NO
5	DERXX	195075.39	58386.83	-	NO
4	DERXX	284018.23	136552.78	-	NO
3	DERXX	381623.32	198812.76	187501.12	NO
2	DERXX	550644.43	267136.33	286905.65	NO
1	DERXX	1177306.75	385451.10	405428.66	NO

Tabla 3-6: Análisis de irregularidad de rigidez por piso blando, en la dirección YY.

Piso	Caso de Carga	Rigidez Y	70 %*(Rigidez i+1)	80 %*(Rigidez (((i+1)+(i+2)+(i+3))/3)	¿Irregularidad?
		Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	
6	DERYY	20690.19	-	-	NO
5	DERYY	46796.56	14483.13	-	NO
4	DERYY	67124.67	32757.59	-	NO
3	DERYY	90620.66	46987.27	44870.473	NO
2	DERYY	133495.16	63434.46	68180.631	NO
1	DERYY	308476.60	93446.61	97080.164	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad de rigidez por piso blando en ninguna de sus direcciones de análisis.

3.5.1.1.2 Irregularidad de resistencia por piso débil

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°8 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de esta irregularidad.

Para esta verificación, se empleará la resistencia nominal suministrada por cortante de cada una de las placas, considerando únicamente el aporte del concreto, para cada dirección de análisis.

$$V_n = V_c \rightarrow V_n = \alpha * \sqrt{f'c} * Acw \rightarrow \alpha = 0.53$$

Tabla 3-7: Análisis irregularidad de rigidez por piso débil, en la dirección XX.

Piso	Dirección de análisis	Área de Placas (m2)	Vc=Vn(i) (Ton)	80%Vn(i)+1 (Ton)	¿Irregularidad?
6	XX	8.14	50.01	-	NO
5	XX	9.60	58.99	40.01	NO
4	XX	9.60	58.99	47.19	NO
3	XX	9.60	58.99	47.19	NO
2	XX	9.60	58.99	47.19	NO
1	XX	9.60	58.99	47.19	NO

Tabla 3-8: Análisis irregularidad de rigidez por piso débil, en la dirección YY.

Piso	Dirección de análisis	Área de Placas (m2)	Vc=Vn(i) (Ton)	80%Vn(i)+1 (Ton)	¿Irregularidad?
6	YY	3.40	20.89	-	NO
5	YY	3.40	20.89	16.71	NO
4	YY	3.40	20.89	16.71	NO
3	YY	3.40	20.89	16.71	NO
2	YY	3.40	20.89	16.71	NO
1	YY	3.40	20.89	16.71	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad de rigidez por piso débil en ninguna de sus direcciones de análisis.

3.5.1.1.3 Irregularidad de masa o peso

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°8 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de irregularidad de masa o peso. Todos los pisos, a excepción del primero, están diseñado para un uso de vivienda multifamiliar.

Tabla 3-9: Análisis de irregularidad de masa o peso

Piso	Diafragma	Masa	1.5 *Masa i+1	1.5 *Masa i-1	¿Irregularidad?
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	
1	D1	31.96	47.41	-	NO
2	D2	31.61	46.87	47.95	NO
3	D3	31.24	47.90	47.41	NO
4	D4	31.93	47.18	46.87	NO
5	D5	31.45	-	47.90	NO
6	D6	16.60	-	-	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad de masa o peso.

3.5.1.1.4 Irregularidad por geometría vertical

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°8 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de irregularidad por geometría vertical.

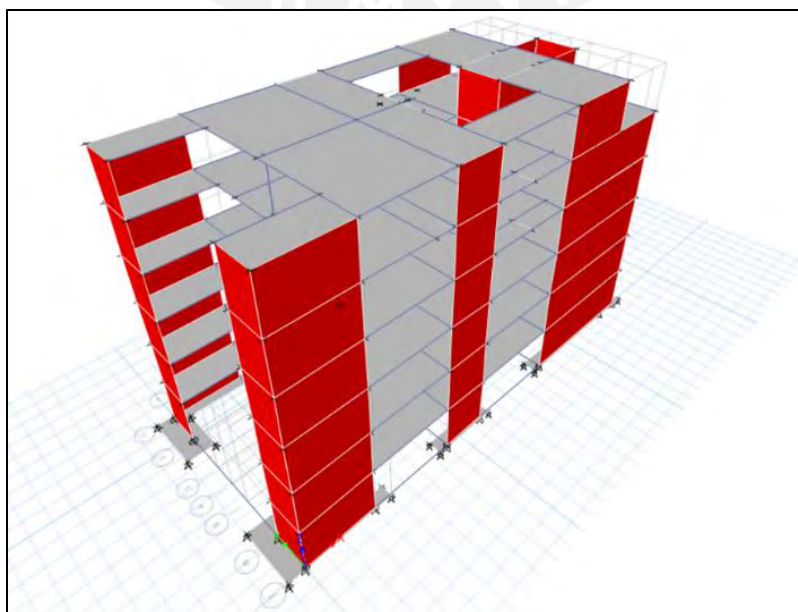


Figura 3-2: Vista 3D de la edificación.

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad por geometría vertical.

3.5.1.1.5 Discontinuidad en los sistemas resistentes

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°8 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de discontinuidad en los sistemas estructurales.

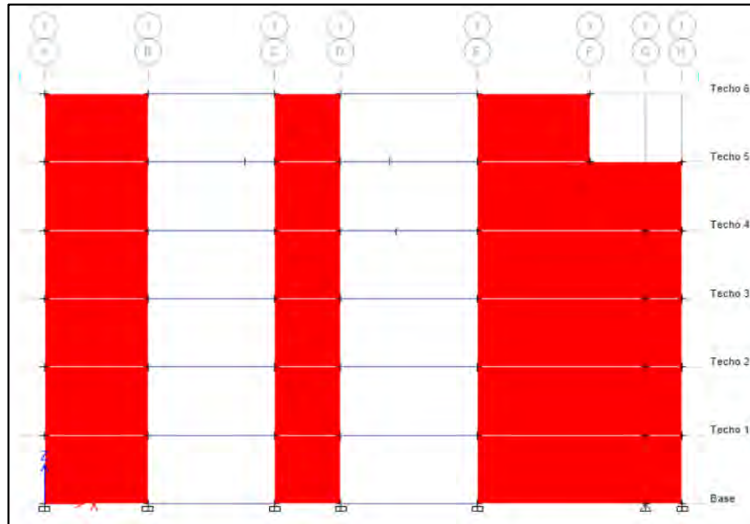


Figura 3-3: Discontinuidad de placas PL-03 y PL-09, entre ejes E y H.

Tabla 3-10: Análisis de la discontinuidad por sistemas resistentes entre los pisos 5 y 6.

Pisos	Caso de Carga	Cortante X (Ton)	0.1* Cortante Total (Ton)	0.25b (cm)	e (cm)	¿Discontinuidad?
6	SISXX	49.85				
5	SISXX	118.27	99.41	2.08	1.8	NO
4	SISXX	168.57				
3	SISXX	202.45				
2	SISXX	223.23				
1	SISXX	231.74				

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.

3.5.1.2 Irregularidades estructurales en planta

3.5.1.2.1 Irregularidad torsional

La edificación no presenta esta irregularidad y su análisis será desarrollado en el subcapítulo 3.8.2.2, considerando la excentricidad accidental calculada con en el análisis dinámico del edificio.

3.5.1.2.2 Esquinas entrantes

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°9 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de irregularidad por esquinas entrantes.

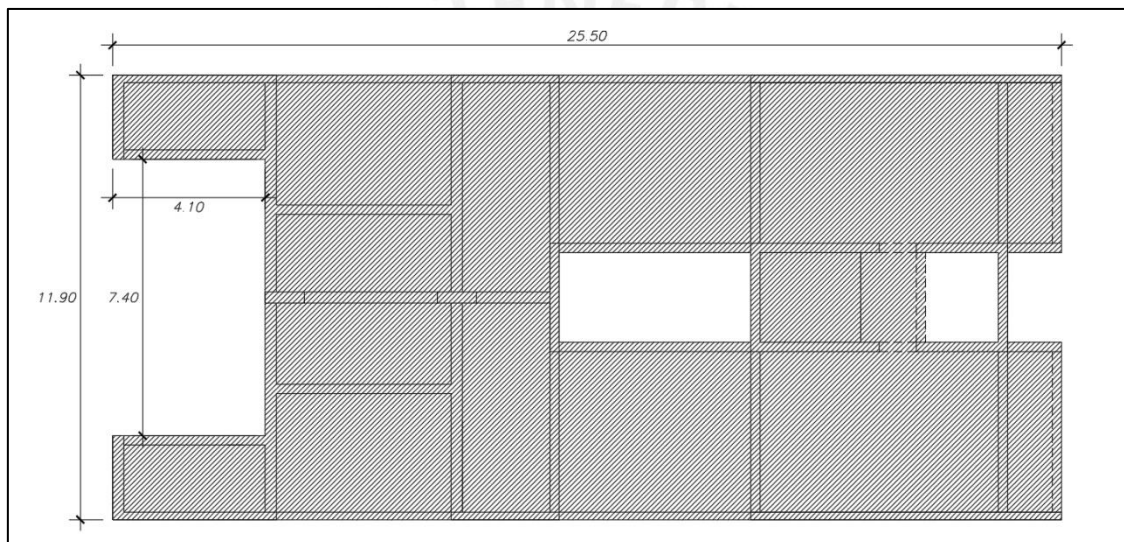


Figura 3-4: Vista en planta de un piso típico de la edificación.

Tabla 3-11: Análisis de irregularidad por esquinas entrantes.

x	0.2*X	x > 0.2*X	y	0.2*Y	y > 0.2*Y	¿Irregularidad?
4.1 m	5.10 m	NO	7.4 m	2.38 m	SI	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

3.5.1.2.3 Discontinuidad de diafragma

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°9 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de discontinuidad de diafragma.

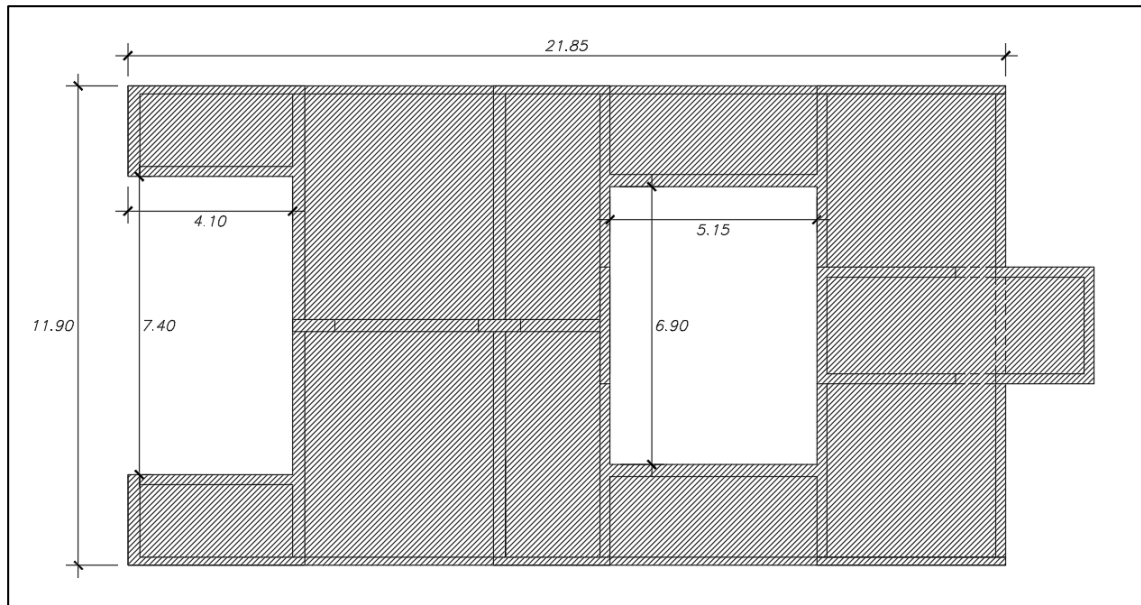


Figura 3-5: Vista en planta del nivel 6 (azotea) de la edificación.

Tabla 3-12: Análisis de discontinuidad de diafragma por área.

A.Total	A.Vacia	A.Vacia>0.5*A.Total	¿Irregularidad?
200.52 m2	65.88 m2	NO	NO

Tabla 3-13: Análisis de discontinuidad de diafragma por sección transversal.

Dirección	Secc.Transv. Total	Secc.Trans. Vacía	Secc.Trans.Vacia>0.75* Secc.Trans.Total	¿Irregularidad?
XX	5.46 m2	3.15 m2	NO	NO
YY	2.98 m2	1.85 m2	NO	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma.

Se concluye que la estructura clasifica como regular y, por ende, los factores de irregularidad en planta (I_p) e irregularidad en altura (I_a) serán iguales a 1, para cada dirección de análisis.

3.6 Coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)

Se calcula como el producto entre el valor del coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica “ R_o ”, el valor de “ I_p ” y el valor de la “ I_a ”. Los valores de “ R_x ” y “ R_y ” pueden ser diferentes para cada dirección de análisis; sin embargo, los valores de “ I_p ” e “ I_a ” son iguales para ambas direcciones.

$$R_x = R_o \times I_p \times I_a = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

$$R_y = R_o \times I_p \times I_a = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

3.7 Modelamiento estructural

El modelo estructural fue realizado en el software ETABS 2017 versión 17.0.1, el cual a su vez permite realizar el análisis modal y sísmico de la estructura.

Para el modelado del edificio, se consideró una base empotrada. Se asignó un diafragma rígido y tres grados de libertad por cada nivel, teniendo un total de 18 modos de vibración de la estructura.

En los encuentros de viga con columnas y placas, donde estas no puedan desarrollar su longitud de anclaje, se articularon las uniones para que el momento sea cero.

Los encuentros de vigas con columnas y placas fueron asignados como brazos rígidos con el objetivo de considerar los momentos y fuerzas a la cara de los elementos.

Las cargas de peso de losa, piso terminado, tabiquería y sobrecarga, fueron asignadas manualmente.

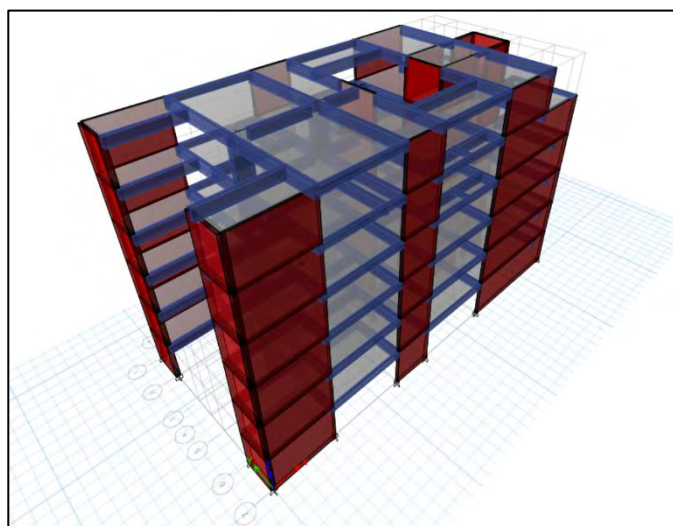


Figura 3-6: Vista 3D del modelamiento estructural en el software ETABS.

3.7.1 Masa sísmica y peso del edificio

Con ayuda del software ETABS, se calculará la masa sísmica de la edificación en ambas direcciones de análisis. Para este análisis, se considera el 100% de la CM y el 25% de la CV, de acuerdo a la norma E.030 para una edificación común de viviendas, ya que es muy poco probable que, durante un evento sísmico, el edificio este cargado con el 100% de su carga viva. Como se trata de un edificio regular, la masa sísmica se mantuvo constante para ambas direcciones de análisis.

Tabla 3-14: Masas sísmicas de la edificación.

Nivel	Masa X	Masa Y	Peso X	Peso Y	ton/m ²
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	ton	ton	
6	16.61	16.61	162.90	162.90	0.727
5	31.61	31.61	310.09	310.09	1.207
4	31.94	31.94	313.30	313.30	1.219
3	31.25	31.25	306.55	306.55	1.193
2	31.61	31.61	310.11	310.11	1.207
1	31.97	31.97	313.62	313.62	1.220
Peso del edificio (Ton)			1716.57		

Como se puede observar, el peso del edificio es de 1716.57 Ton. Además, el peso de cada nivel de la estructura es, en general, mayor a 1 ton/m², lo cual, de acuerdo a los comentarios de la norma E.030 del Ing. Alejandro Muñoz, es coherente por tratarse de una edificación común de viviendas.

3.7.2 Centro de masa y centro de rigidez

Con ayuda del software ETABS, se calculará el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura.

Tabla 3-15 Centro de masa y centro de rigidez de la edificación.

Nivel	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Variación XX	Variación YY
	m	m	m	m		
6	12.16	5.85	14.71	5.85	17%	0%
5	12.92	5.94	14.60	5.85	12%	2%
4	12.90	5.86	14.43	5.85	11%	0%
3	13.02	5.84	14.13	5.85	8%	0%
2	13.04	5.84	13.49	5.85	3%	0%
1	13.06	5.84	12.11	5.85	8%	0%

Como se puede observar, la mayor excentricidad se presenta en la azotea para la dirección de análisis XX. Esto es debido a que la simetría del edificio se va perdiendo en ese sentido por el cambio en la configuración del dúplex respecto a los pisos típicos. Sin embargo, en líneas generales, la estructura mantiene una marcada regularidad estructural.

3.8 Análisis de la edificación

La norma E.030 permite emplear dos tipos de procedimientos de análisis, para los cuales se estima que la estructura tiene un comportamiento lineal elástico frente a las solicitaciones sísmicas que se le inducen. Esta estimación permitirá calcular las fuerzas

internas (resistencias mínimas requeridas), los desplazamientos laterales, y las derivas de entrepiso que tendrá la estructura frente a cargas laterales.

3.8.1 Análisis estático lineal elástico de traslación pura

Este análisis consiste en aplicar fuerzas laterales en los centros de gravedad de cada piso. Debido a la alta incertidumbre que tiene este método por las simplificaciones requeridas, su uso no es recomendado en edificios regulares con una altura mayor a 30 m. Como la presente estructura se trata de un edificio regular con altura de 16.2 m, el uso de este método es aceptable.

De acuerdo con los comentarios a la norma E.030, las suposiciones y simplificaciones requeridas que conllevan al emplear este método son las siguientes:

- Se asume que existe solo un modo fundamental, el cual toma el 100% de la cortante basal del edificio.
- El periodo fundamental de la estructura se calculará de manera aproximada en base a la altura del edificio y un factor “ C_i ” que depende del sistema estructural empleado.
- La forma de vibración de la estructura estará en función de la altura y un exponente “ K ” establecido por la norma E.030.

3.8.1.1 Cortante basal estática

La fuerza cortante basal del edificio será calculada en función del peso de la edificación y de los parámetros sísmicos Z , U , C , S , R , calculados previamente.

$$V_{basal} = \left(\frac{Z * U * C * S}{R} \right) x P$$

Donde:

P = *Peso de la edificación*

$C/R \geq 0.11$

$V \geq 0.05 x P$

El artículo 28.4.1 de la norma E.030 presenta una fórmula para poder determinar el valor del periodo fundamental de vibración “T” en función de la altura de la edificación “h_n” y de un factor “C_T” que depende del sistema estructural del edificio.

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{16.20 \text{ m}}{60} = 0.27 \text{ seg}$$

Donde:

h_n = Altura total del edificio

C_T = 60 (para edificios de concreto armado de muros estructurales)

Con el valor del periodo de 0.27 s obtenido, se determina el factor de amplificación “C” a partir del gráfico presentado en el subcapítulo 3.2.4, obteniendo un valor de 2.5.

Finalmente, con todos los parámetros calculados, se procede a calcular la cortante basal de la estructura, la cual deberá ser la misma en ambas direcciones de análisis, ya que se trata de un edificio regular.

$$Z(g) = 0.45, U = 1, C = 2.5, R = 6, P(\text{ton}) = 1716.57$$

$$\frac{C}{R} = 0.417 > 0.11 \text{ (cumple)}$$

$$V_{\text{basal}} = \left(\frac{ZUCS}{R}\right) * P = \left(\frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{6}\right) \times 1716.57$$

$$V_{\text{basal}} = 321.86 \text{ ton}$$

3.8.1.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas laterales (*F_i*), aplicadas en el centro de gravedad de cada nivel de la estructura, serán calculadas a partir de la cortante basal (*V*). El valor de estas fuerzas actuantes en cada piso dependerá del periodo del edificio, del factor (*K*), los pesos (*P_i*) y las alturas de cada nivel (*h_i*).

$$K = 1 \quad \rightarrow T \leq 0.5$$

$$K = 0.75 + 0.5T \quad \rightarrow T > 0.5$$

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

$$F_i = \alpha_i \times V$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en cada nivel

n = Número de pisos del edificio

K = Exponente relacionado con el periodo de la estructura

Tabla 3-16: Distribución de fuerzas en altura.

Nivel	$h_i(m)$	$P_i(m)$	$P_i * h_i^k$	$\alpha_i\%$	$F_i(Ton)$
6	2.7	162.90	439.83	9.50%	30.54
5	2.7	310.08	837.24	18.10%	58.14
4	2.7	313.30	845.91	18.30%	58.74
3	2.7	306.55	827.68	17.90%	57.48
2	2.7	310.10	837.29	18.10%	58.15
1	2.7	313.62	846.78	18.30%	58.80
		1716.57	4634.74	100.00%	321.86

Al sumar las fuerzas laterales actuantes en cada piso de la edificación, se calcula la fuerza que actúa en la base de la estructura (la cortante basal), obteniendo el mismo valor que el calculado en el subcapítulo 3.8.1.1.

3.8.1.3 Método de Rayleigh

El artículo 28.4.2 de la norma E.030 permite calcular el valor del periodo fundamental de vibración “T” mediante un método alternativo, conocido como el método de Rayleigh, para así poder verificar resultados.

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \times d_i^2}{g \times \sum_{i=1}^n F_i \times d_i}}$$

Donde:

P = Peso de cada nivel

F_i = Fuerza lateral en cada nivel

D_i = Desplazamiento lateral del centro de masa en cada nivel

Se utilizará el software ETABS para calcular los desplazamientos laterales en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3-17: Método de Rayleigh en la dirección de análisis XX.

Nivel	P_i (Ton)	F_i (Ton)	d_i (mm)	$P_i * d^2$	$F_i * d_i$
6	162.90	30.54	2.28	846.82	69.63
5	310.08	58.14	1.73	928.04	100.58
4	313.30	58.74	1.17	428.88	68.73
3	306.55	57.48	0.65	129.52	37.36
2	310.10	58.15	0.23	16.40	13.37
1	313.62	58.80	0.23	16.59	13.52
				2366.25	303.20

Tabla 3-18: Método de Rayleigh en la dirección de análisis YY.

Nivel	P_i (Ton)	F_i (Ton)	d_i (mm)	$P_i * d^2$	$F_i * d_i$
6	162.90	30.54	11.72	22384.96	358.00
5	310.08	58.14	9.44	27632.55	548.84
4	313.30	58.74	7.11	15837.87	417.64
3	306.55	57.48	4.78	7012.71	274.92
2	310.10	58.15	2.62	2130.17	152.41
1	313.62	58.80	0.87	239.58	51.39
				75237.85	1803.20

La estructura se considera como una de tipo flexión, en donde el giro acumulado se presenta en el último nivel, lo cual se puede verificar ya que en la zona de la azotea se obtiene el mayor desplazamiento. Con estos resultados, se calcula el valor de “T”.

$$T_{XX} = 2\pi * \sqrt{\frac{2366.25}{g * 303.20}} = 0.18 \text{ s}$$

$$T_{YY} = 2\pi * \sqrt{\frac{75237.85}{g * 1803.20}} = 0.40 \text{ s}$$

Como en el análisis realizado no se consideró la rigidez de los elementos no estructurales, la norma E.030 indica que el valor obtenido se debe multiplicar por 0.85.

$$0.85 \times T_{XX} = 0.15 \text{ s}$$

$$0.85 \times T_{YY} = 0.34 \text{ s}$$

Con estos resultados, se procede a recalculer el valor de la cortante basal, utilizando el mismo procedimiento realizado en el subcapítulo 3.8.1.1, de tal manera que se puedan comparar los resultados obtenidos.

Tabla 3-19: Cortante basal.

	Dirección XX	Dirección YY
T (s)	0.15	0.34
C	2.5	2.5
R	6	6
C/R	0.416	0.416
P (Ton)	1716.57	1716.57
V (Ton)	321.85	321.85

Finalmente, se concluye que ambos métodos de la norma E.030 (artículo 28.4.1 y 28.4.2) permiten calcular valores de periodos fundamentales y cortantes basales similares.

3.8.2 Análisis dinámico modal lineal elástico con tres grados de libertad por piso

3.8.2.1 Modos de vibración y periodo fundamental de la estructura

Con ayuda del software ETABS, se calculó el periodo de cada uno de los modos de vibración de la estructura para ambas direcciones de análisis. Se presentarán los modos de vibración obtenidos para un análisis traslacional de 1 grado de libertad por piso, así como para un análisis modal de 3 grados de libertad por piso.

Tabla 3-20: Análisis dinámico en la dirección XX.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (rad/s ²)	UX	UX (%)
1	0.201	31.26	0.703	70%
2	0.048	130.90	0.201	20%
3	0.024	261.79	0.058	6%
4	0.016	392.69	0.025	3%
5	0.012	523.59	0.010	1%
6	0.012	523.59	0.000	0%

Tabla 3-21: Análisis dinámico en la dirección YY.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (rad/s ²)	UY	UY (%)
1	0.406	15.47	0.694	69%
2	0.089	70.59	0.207	21%
3	0.041	153.24	0.060	6%
4	0.026	241.66	0.026	3%
5	0.020	314.15	0.011	1%
6	0.016	392.69	0.003	0%

El análisis dinámico en dirección XX determina que el periodo fundamental de la estructura en esa dirección es de 0.201 s, con una masa participante de aproximadamente el 70%, mientras que el análisis dinámico en dirección YY establece que el periodo

fundamental de la estructura en esa dirección es de 0.406 s, con una masa participante de aproximadamente el 69%. Ambos resultados resultan coherentes, ya que se trata de un edificio de muros estructurales de tipo flexión.

Tabla 3-22: Análisis modal de la edificación.

Caso	Modo	Periodo (s)	Frecuencia (rad/s²)	U_x	U_y	R_z	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)
Modal	1	0.417	15.068	0	0.6844	0.0107	0%	68%	1%
Modal	2	0.232	27.083	0.0002	0.0117	0.681	0%	1%	68%
Modal	3	0.204	30.800	0.7005	2.57E-06	0.0001	70%	0%	0%
Modal	4	0.092	68.295	0	0.2031	0.0013	0%	20%	0%
Modal	5	0.053	118.551	9.12E-07	0.0029	0.2108	0%	0%	21%
Modal	6	0.048	130.900	0.2026	0	0	20%	0%	0%
Modal	7	0.042	149.600	0	0.0575	0.0033	0%	6%	0%
Modal	8	0.027	232.711	0	0.0199	0.0145	0%	2%	1%
Modal	9	0.025	251.327	0	0.0061	0.0428	0%	1%	4%
Modal	10	0.024	261.799	0.058	0	0	6%	0%	0%
Modal	11	0.02	314.159	0	0.0104	0.0006	0%	1%	0%
Modal	12	0.017	369.599	3.74E-06	0.0003	0.0226	0%	0%	2%
Modal	13	0.017	369.599	0	0.0032	0.0002	0%	0%	0%
Modal	14	0.016	392.699	0.0254	0	2.48E-06	3%	0%	0%
Modal	15	0.013	483.322	2.54E-06	0.0004	0.0095	0%	0%	1%
Modal	16	0.012	523.599	0.0014	0	1.29E-06	0%	0%	0%
Modal	17	0.012	523.599	0.0092	0	0.0025	1%	0%	0%
Modal	18	0.011	571.199	1.48E-06	0.0001	0	0%	0%	0%

Los resultados obtenidos en el análisis modal son muy similares a los obtenidos en el análisis estático. Esto se debe a que no existe torsión excesiva que amplifique los desplazamientos y, por consiguiente, el periodo de vibración final de la estructura.

Del análisis, se evidencia que el primer modo es el modo fundamental en YY, el segundo modo es el modo fundamental en ZZ y el tercer modo es el modo fundamental en XX.

$$T_{YY} = 0.417 \text{ seg}, T_{ZZ} = 0.232 \text{ seg}, T_{XX} = 0.204 \text{ seg}$$

Estos modos de vibración obtenidos no contemplan la excentricidad accidental de masa, por lo que será necesario verificar esta condición.

3.8.2.2 Verificación de irregularidad torsional

De acuerdo a los criterios establecidos en la tabla N°9 de la norma E.030, se procede a realizar la verificación de irregularidad torsional. Para esta verificación, se aplicarán fuerzas horizontales considerando una excentricidad accidental de 0.05 veces la longitud del lado perpendicular a la dirección de análisis.

Tabla 3-23: Análisis de irregularidad torsional en la dirección XX.

Piso	Caso de Carga	Ratio	¿>1.3?	¿Irregularidad?
6	DERXXMY+ Max	1.087	NO	NO
5	DERXXMY+ Max	1.086	NO	NO
4	DERXXMY+ Max	1.086	NO	NO
3	DERXXMY+ Max	1.085	NO	NO
2	DERXXMY+ Max	1.085	NO	NO
1	DERXXMY+ Max	1.084	NO	NO
6	DERXXMY- Max	1.083	NO	NO
5	DERXXMY- Max	1.083	NO	NO
4	DERXXMY- Max	1.082	NO	NO
3	DERXXMY- Max	1.081	NO	NO
2	DERXXMY- Max	1.080	NO	NO
1	DERXXMY- Max	1.080	NO	NO

Tabla 3-24: Análisis de irregularidad torsional en la dirección YY.

Piso	Caso de Carga	Ratio	¿>1.3?	¿Irregularidad?
6	DERYYMX+ Max	1.084	NO	NO
5	DERYYMX+ Max	1.074	NO	NO
4	DERYYMX+ Max	1.068	NO	NO
3	DERYYMX+ Max	1.061	NO	NO
2	DERYYMX+ Max	1.049	NO	NO
1	DERYYMX+ Max	1.004	NO	NO
6	DERYYMX- Max	1.274	NO	NO
5	DERYYMX- Max	1.275	NO	NO
4	DERYYMX- Max	1.268	NO	NO
3	DERYYMX- Max	1.260	NO	NO
2	DERYYMX- Max	1.248	NO	NO
1	DERYYMX- Max	1.217	NO	NO

Por lo tanto, se verifica que la edificación no presenta irregularidad torsional.

3.8.2.3 Cortante basal dinámica

Mediante el programa ETABS, se procederá a calcular la cortante de diseño comparando la cortante estática previamente calculada y el 80% de la cortante estática, ya que se trata de un edificio regular.

Tabla 3-25: Cortante de diseño.

Caso	T (s)	C	V.Estática (Tn)	V.Dinámica (Tn)	80%V.Estático (Tn)	Factor	V.Diseño (Tn)
SISXXMY+	0.204	2.5	321.86	216.85	257.48	1.18	257.48
SISXXMY-	0.204	2.5	321.86	218.54	257.48	1.17	257.48
SISYYMX+	0.417	2.4	321.86	227.60	257.48	1.13	257.48
SISYYMX-	0.417	2.4	321.86	214.53	257.48	1.20	257.48

3.8.2.4 Control de derivas de entresijos

Las derivas de entresijo fueron obtenidas mediante el programa ETABS, a fin de poder comparar las derivas máximas obtenidas con la máxima permitida por norma.

Tabla 3-26: Derivas de entresijos.

Caso de carga	Dirección	Piso	Deriva máxima (m)	¿Verifica?
DERXXMY+	X	5	0.001072	Si
DERXXMY-	X	5	0.001071	Si
DERYYMX+	Y	5	0.004399	Si
DERYYMX-	Y	5	0.005127	Si

Se puede verificar que todos los análisis cumplen con la deriva máxima permitida por la norma E.030 para edificios de concreto armado (0.007).

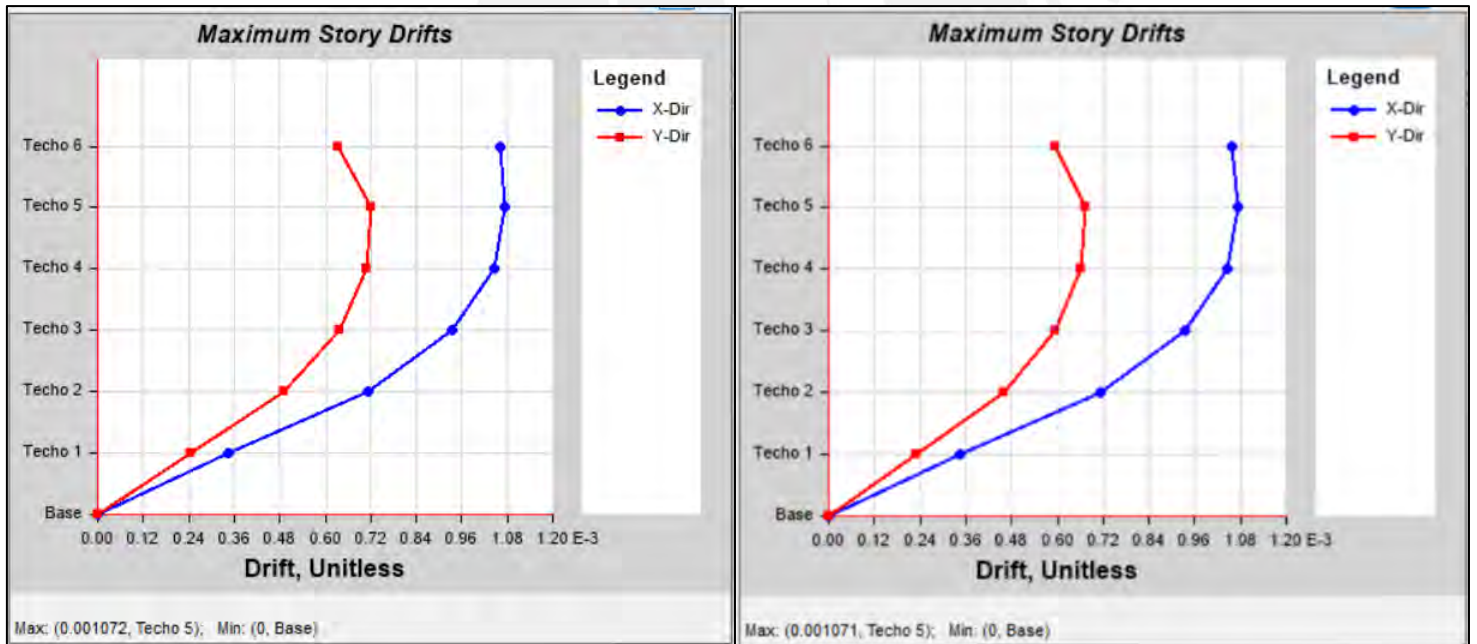


Figura 3-7: Deriva máxima en dirección XX con excentricidad en Y+ y Y-, respectivamente.

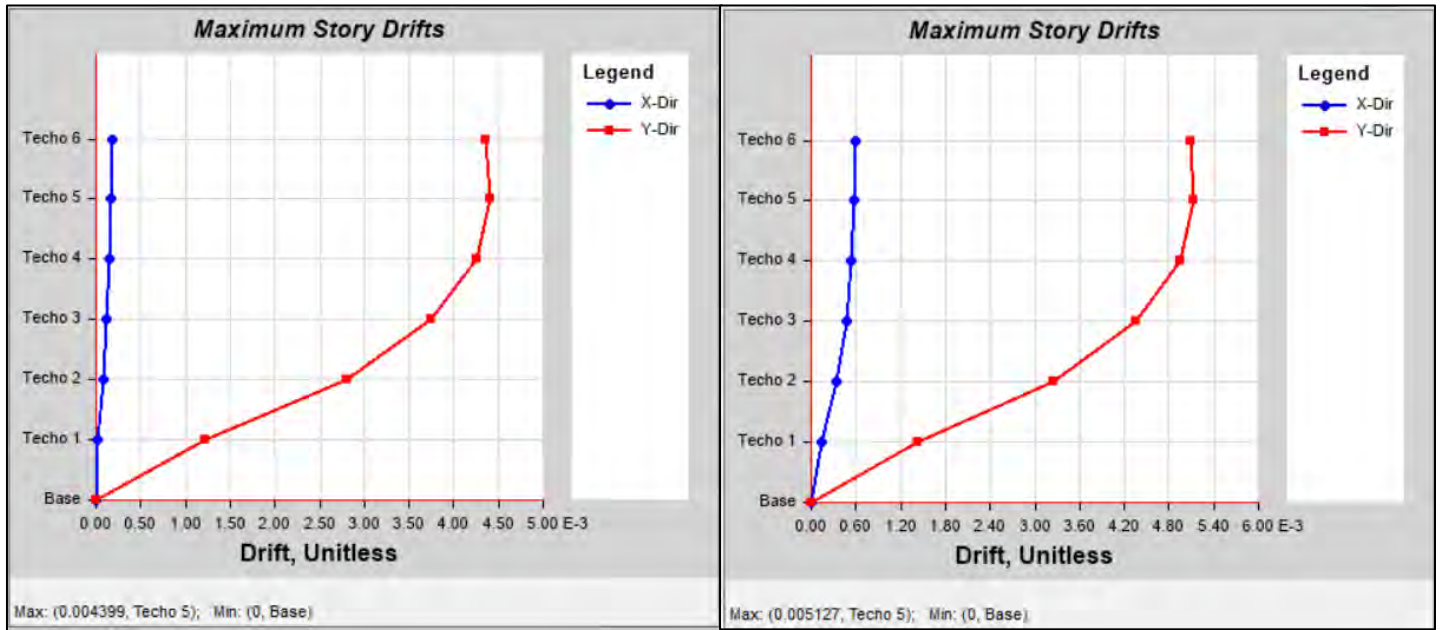
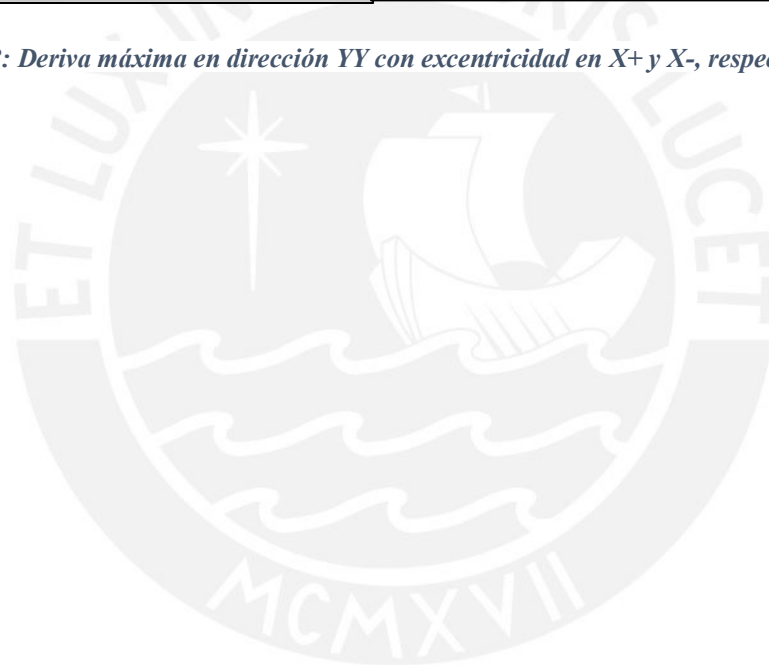


Figura 3-8: Deriva máxima en dirección YY con excentricidad en X+ y X-, respectivamente.



Capítulo 4: Metodología de Diseño

4.1 Introducción

La edificación será diseñada considerando la metodología del “Diseño por Resistencia”, la cual consiste en dimensionar las secciones de los elementos y los refuerzos de acero para un estado límite último de rotura.

De acuerdo con el artículo 9.1.1 de la norma E.060, este tipo de diseño busca garantizar que en todas las secciones de los elementos estructurales se tengan resistencias de diseño (ΦR_n) mayores o iguales a las resistencias requeridas (R_u). Estas últimas son calculadas utilizando los factores de amplificación y las diferentes combinaciones de carga establecidas por la norma E.060. Por lo tanto, en todas las secciones de los elementos estructurales se deberá de cumplir con lo siguiente:

$$\Phi R_n \geq \alpha C_i$$

Donde:

Φ : Factor de reducción de resistencias

R_n : Resistencia nominal

ΦR_n : Resistencia de diseño o resistencia suministrada

α : Factor de amplificación de cargas

C_i : Efecto de las cargas de servicio especificadas

Tabla 4-1: Factores de amplificación de cargas.

Tipo de Carga	Factores
Cargas muertas y vivas	1.4 CM + 1.7 CV
	1.25 (CM+CV) ± CSx
Cargas de sismo	1.25 (CM+CV) ± CSy
	0.9 CM ± CSx
	0.9 CM ± CSy

Nota: Tomado de la norma E.060.

Donde, CM es la carga muerta, CV es la carga viva, y CS es la carga producida por efecto del sismo en las direcciones de análisis X y Y.

Tabla 4-2: Factores de reducción de resistencias.

Solicitación	Factor de reducción (Φ)
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Aplastamiento	0.70
Compresión y Flexocompresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Nota: Tomado de la norma E.060.

Estos factores de amplificación y reducción toman en cuenta la variabilidad e incertidumbre que se suele presentar tanto en la resistencia de los elementos de diseño, como en los efectos producidos en la estructura debido a cargas externas.

4.2 Diseño por flexión

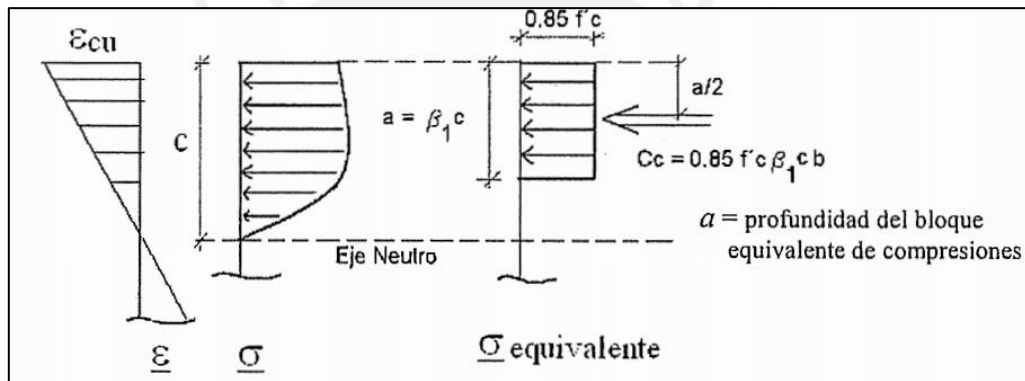
4.2.1 Hipótesis de diseño

De acuerdo a lo especificado en la norma E.060 y en el libro “Apuntes de Concreto Armado (Otazzi, 2016)”, las hipótesis básicas de diseño de elementos estructurales son las siguientes:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier), solo para vigas esbeltas.
- Existe adherencia entre el acero y concreto.
- Es posible calcular los esfuerzos en el concreto y acero a partir de sus deformaciones y utilizando las relaciones constitutivas.

Además de las hipótesis mencionadas, previo a proceder con los análisis respectivos, se considerará lo siguiente, a fin de simplificar el cálculo de los resultados:

- El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede suponer elastoplástico perfecto.
- Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto.
- Se asume que el concreto falla cuando la deformación unitaria en compresión (ϵ_{cu}) alcanza un valor límite de 0.003
- La norma E.060 establece que se puede utilizar el bloque equivalente de compresiones para reemplazar el diagrama real de esfuerzos en el concreto.



*Figura 4-1: Bloque equivalente de compresiones.
Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).*

Donde:

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del concreto

c: Profundidad del eje neutro

a: Profundidad del bloque de compresiones

β : Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque de compresiones

$0.85 * f'c$: Esfuerzo promedio del bloque de compresiones del concreto

Tabla 4-3: Valores de β en función de la resistencia del concreto.

$f'c$ (kg/cm ²)	β_i
$f'c \leq 280$	0.85
$280 \leq f'c \leq 560$	$1.05 - 0.714 * \frac{f'c}{1000}$
$f'c \leq 560$	0.65

Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

A partir del bloque equivalente de compresiones es posible construir la gráfica de esfuerzo vs. deformación.

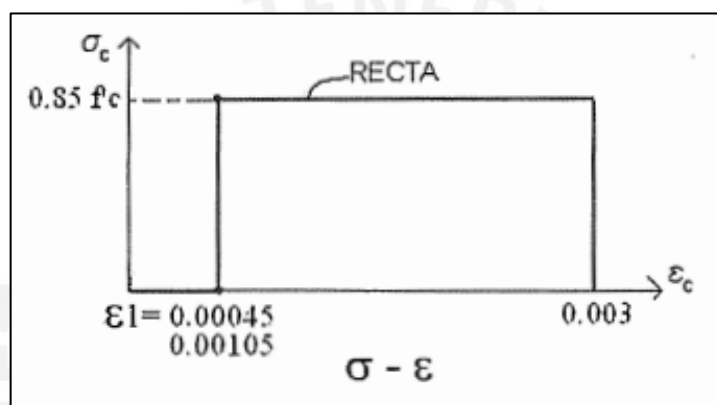


Figura 4-2: Gráfica de esfuerzo vs deformación.

Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

4.2.2 Procedimiento de análisis y diseño

Para el análisis y diseño en flexión de losas aligeradas, vigas peraltadas, vigas chatas, se utilizarán las siguientes consideraciones:

- El aporte del acero en compresión será nulo.
- Todos estos los elementos estarán sometidos solo a flexión positiva por efecto de las cargas de gravedad.
- Las expresiones obtenidas a continuación serán válidas debido a que solo se trabajará con secciones rectangulares y con secciones T con el ala en compresión.

Primero, se deberá determinar el momento último producido en los elementos estructurales. Para este cálculo, se tomará como base las dimensiones obtenidas en el predimensionamiento.

Luego, utilizando el bloque equivalente de compresiones, la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas de los materiales, se realizará el equilibrio de fuerzas y momentos en la sección, con lo cual se obtendrán las siguientes expresiones:

$$T = Cc \rightarrow As * fy = 0.85 * f'c * a * b \rightarrow a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \Phi Mn = \Phi * fy * As * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Finalmente, se utilizará la igualdad de resistencia nominal del elemento con la resistencia última suministrada por las solicitaciones de carga ($\Phi Mn = Mu$), para así calcular la cuantía de acero requerida. Resolviendo el sistema de ecuaciones planteado previamente, se pueden obtener las siguientes ecuaciones que permiten simplificar el cálculo del acero requerido:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\Phi * 0.85 * f'c * bw}}$$

$$As = \frac{Mu}{\Phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

4.2.3 Tipos de falla

- Falla en tracción (dúctil): el acero entra en fluencia antes que el concreto alcance su deformación máxima.
- Falla balanceada: el concreto alcanza su deformación de agotamiento en simultáneo con la del acero de refuerzo.
- Falla en compresión (frágil): el concreto alcanza su deformación máxima mientras que el acero continúa en el rango elástico.

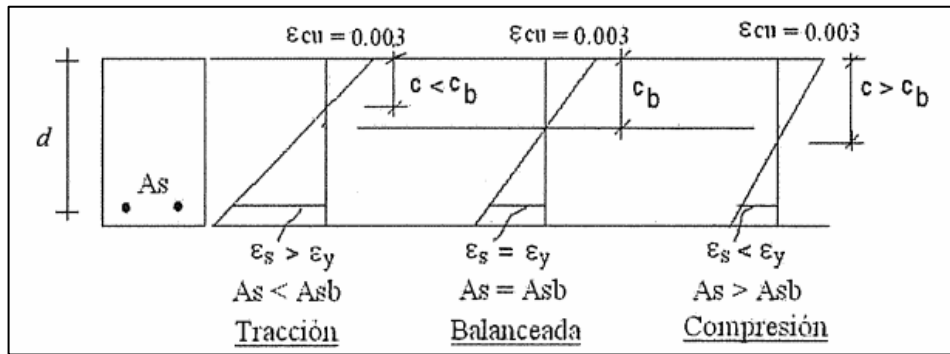


Figura 4-3: Tipos de falla en una sección a flexión simple.
 Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

El tipo de falla producido en la sección está asociado de manera directa con la cuantía de acero a suministrar en el elemento.

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

Donde:

ρ : Cuantía de acero

As : Área de acero

b : Ancho de la sección

d : Peralte efectivo

La cuantía de acero balanceada se define como aquella que producirá la fluencia del acero en simultáneo con el agotamiento de la deformación de concreto.

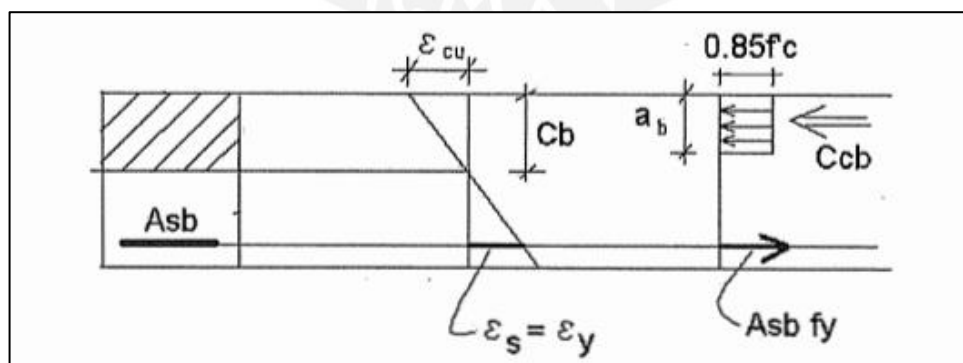


Figura 4-4: Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada.
 Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

La cuantía balanceada queda expresada como.

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$

Es necesario controlar la cuantía de acero suministrada, a fin de que el elemento presente una falla dúctil.

4.2.4 Acero mínimo

El artículo 10.5 de la norma E.060, establece que el área de acero mínimo de refuerzo en tracción de secciones rectangulares y de secciones tipo “T” con el ala en compresión, puede ser calculado de la siguiente manera:

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{f_y}$$

4.2.5 Acero máximo

El artículo 10.3.4 de la norma E.060, establece que el área de acero máximo en tracción no deberá exceder el 0.75 del área de acero balanceado.

$$A_{smax} = 0.75 * A_{sb}$$

4.2.6 Corte de fierro

El corte de fierro en vigas se realizará determinando en primer lugar, el punto de corte teórico, que viene a ser el punto de intersección entre el ΦMn suministrado por el acero corrido con el diagrama de momento flector de la envolvente de diseño. Debido a que la transmisión de momentos no es instantánea, se necesita suministrar una holgura al punto de corte teórico. Es por ello que la norma E.060 exige que este punto se prolongue como mínimo “d” o “12db”, dependiendo del valor que sea mayor.

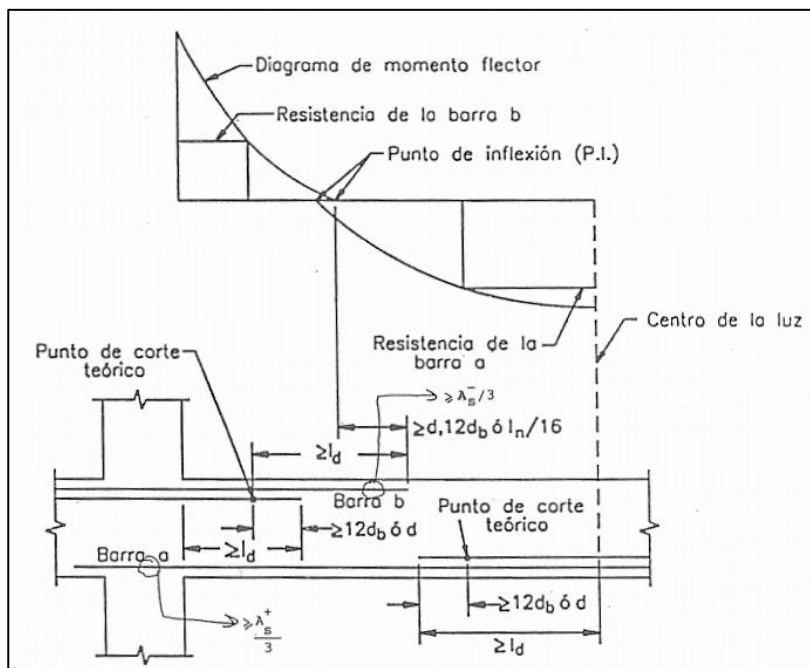


Figura 4-5: Esquema de corte de hierro en losas aligeradas.
 Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

El corte de hierro en losas aligeradas empleará el siguiente esquema, el cual tiene como base el método de coeficientes de la norma E.060, siempre y cuando el diagrama de momento flector de la envolvente de diseño mantenga la configuración de la misma.

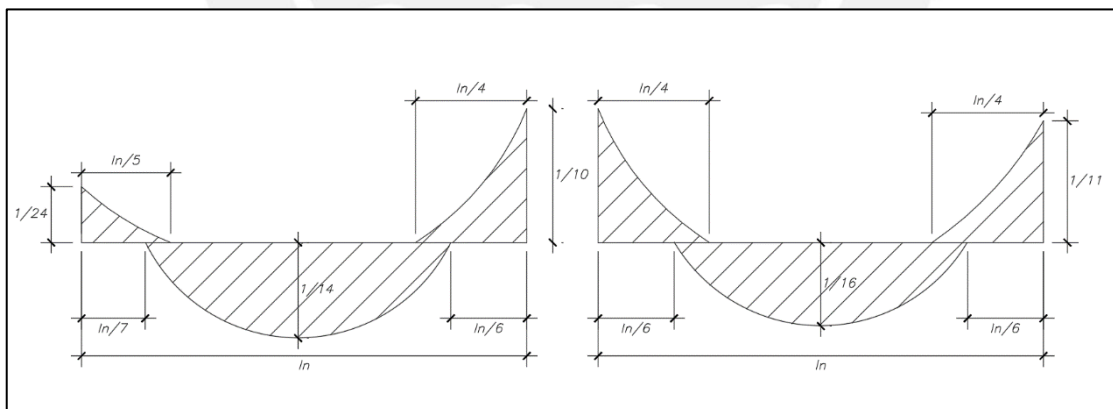


Figura 4-6: Esquema simplificado de corte de hierro en losas aligeradas.

4.3 Diseño por cortante

La norma E.060 establece como objetivo principal que la resistencia de diseño por fuerza cortante (ΦV_n) sea mayor o igual a la resistencia requerida por fuerza cortante (V_u). La resistencia de diseño está compuesta por el aporte del concreto (V_c) y el acero (V_s). Cuando el concreto no pueda resistir las fuerzas cortantes requeridas, se deberán colocar

estribos o refuerzos por corte, de tal manera que este último aporte permita satisfacer la sollicitación por cortante.

$$Vu \leq \Phi Vn = \Phi(Vc + Vs)$$

4.3.1 Procedimiento de análisis y diseño

Primero, será necesario construir el diagrama de fuerza cortante Vu y ubicar los puntos críticos ubicados a “d” de la cara del elemento. Luego, se procederá a calcular la resistencia del concreto Vc , y verificar su relación con Vu , de tal manera que se determine la distribución de los refuerzos por corte. Estos refuerzos serán estribos cerrados y su área de corte quedará definida como Av .

$$\Phi Vc_{vigas} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\Phi Vc_{aligerados} = \Phi * 0.53 * 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\Phi Vc_{columnas} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag}\right) * bw * d$$

$$\Phi Vc_{placas} = \Phi * \alpha * \sqrt{f'c} * Acw$$

- Si $Vu < 0.5 \Phi Vc$: no se necesitan refuerzos por corte, a excepción de los estribos de montaje.
- Si $0.5 \Phi Vc < Vu < \Phi Vc$: se utilizarán estribos mínimos con un valor de espaciamiento igual al menor de los siguientes valores:

$$S_{max} = \frac{Av * fy}{0.2 * \sqrt{f'c} * bw}, S_{max} = \frac{Av * fy}{3.5 * bw}$$

- Si $Vu > \Phi Vc$: será necesario refuerzo por corte. Se calculará el aporte de resistencia del acero mediante: $Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc$

Después, se deberá verificar si $Vs \leq (Vs_{max} = 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d)$, ya que si Vs excede este valor máximo, será necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal del elemento.

Finalmente, se calculará el espaciamiento de los estribos y el $V_s \text{ lim}$ mediante:

$$S = \frac{n \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}, V_s \text{ lim} = 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Este espaciamiento requerido (S_{req}) no debe ser mayor al espaciamiento máximo, el cual se calcula considerando la relación entre el V_s y el $V_s \text{ lim}$.

$$V_s < V_s \text{ lim} \rightarrow S_{max} = d/2 \text{ ó } 0.60\text{m}$$

$$V_s > V_s \text{ lim} \rightarrow S_{max} = d/4 \text{ ó } 0.30\text{m}$$

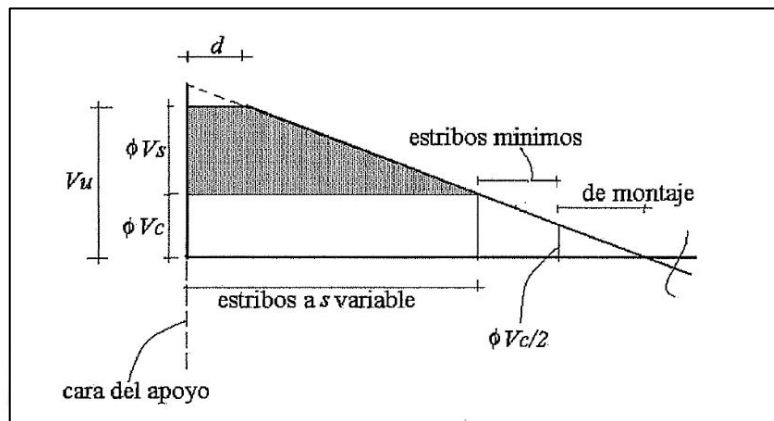


Figura 4-7: Esquema de diseño por cortante.

Nota: Tomado de "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Otazzi (2016).

4.4 Diseño por flexocompresión

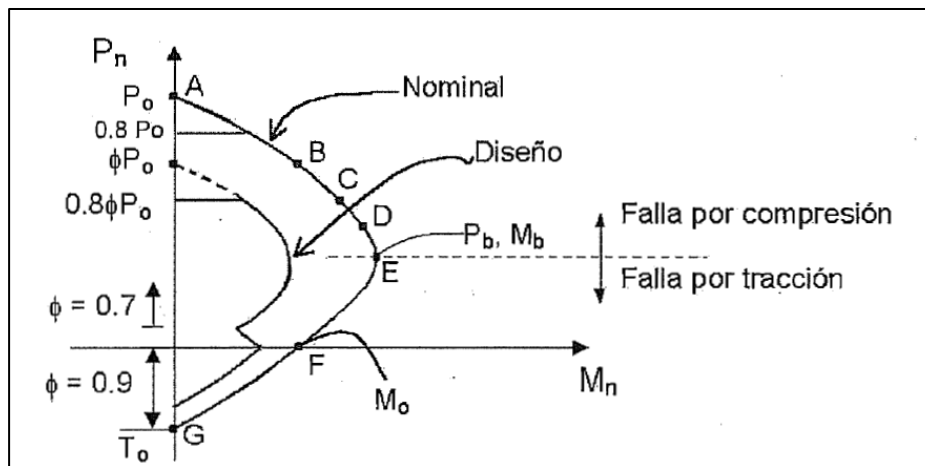
Las columnas y placas soportan principalmente solicitaciones de cargas axiales y momentos flectores, y de la misma forma que en capítulos previos, se busca que estos elementos presenten resistencias de diseño ($\Phi P_n, \Phi M_n$) mayores o iguales a las resistencias requeridas (P_u, M_u). Esta combinación de solicitaciones resulta compleja, ya que cuando se necesite calcular las resistencias nominales P_n y M_n , no es posible que exista una única solución debido a que ambos valores dependen el uno del otro. Por este motivo, una forma de simplificar tanto el análisis como el diseño, es la de construir el "Diagrama de Interacción".

4.4.1 Diagrama de interacción

Describe la resistencia de una sección sometida a flexocompresión y se define como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial (P) y momento flector (M) que

agotan la capacidad de la sección. Este diagrama considera las mismas hipótesis establecidas en el diseño por flexión simple y dependerá del refuerzo longitudinal. La utilidad de este diagrama radica en la simplicidad de poder establecer y determinar si los pares de fuerza y momentos requeridos se encuentran dentro del diagrama de diseño, cumpliendo así con los criterios de diseño. La construcción de este diagrama se logra iterando sucesivamente la ubicación del eje neutro “c”. En cada iteración, se obtiene un par de valores de P_n y M_n , que permiten graficar el diagrama. Este diagrama tiene infinitos valores, sin embargo, es posible ubicar algunos puntos notables comunes, los cuales son los siguientes:

- Punto de falla en compresión pura.
- Punto de inicio de fisuración.
- Punto de fisuración incipiente.
- Punto de clasificación de empalmes longitudinales.
- Punto de falla balanceada.
- Punto de inicio en el cambio de valor de “ Φ ”.
- Punto de falla en flexión pura.
- Punto de falla en tracción pura.



*Figura 4-8: Diagrama de interacción en columnas y placas.
Nota: Tomado de “Apuntes del Curso Concreto Armado I”, por Otazzi (2016).*

Capítulo 5: Diseño de Losa Aligerada

La presente edificación considera losas aligeradas de 25 cm de espesor, armadas con viguetas de sección “T” con arreglo de acero en una sola dirección. Las viguetas tendrán un ancho tributario igual a 40 cm, medido desde el centroide de cada vigueta. Además, se emplearán ladrillos de techo con dimensiones de 30x30x20 cm, para rellenar los espacios entre almas de cada vigueta. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de vigueta típica de losa aligerada, ubicada entre los ejes B y D.

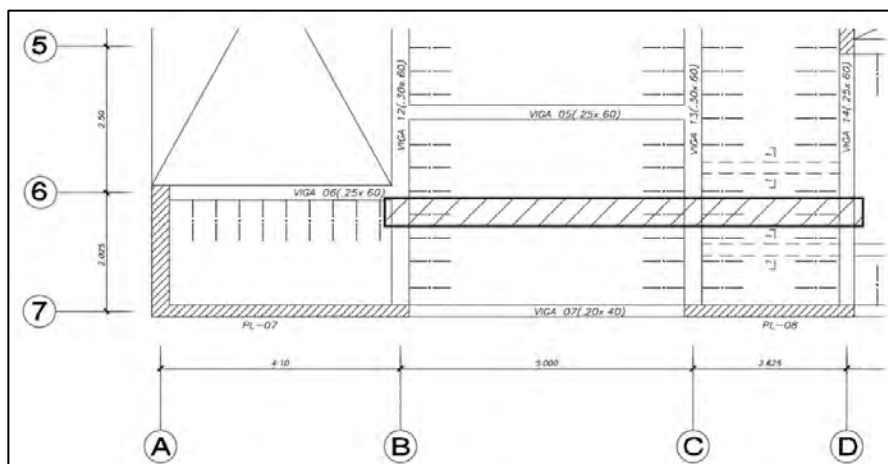


Figura 5-1: Ubicación de vigueta de aligerado a diseñar, en plano de planta típica.

5.1 Metrado de cargas

Las viguetas del aligerado serán consideradas como simplemente apoyadas, debido a que las vigas de concreto armado ofrecen poca resistencia al giro.

- Carga muerta:

Carga distribuida por metro lineal debido al efecto del peso propio del aligerado, del piso terminado, y de la tabiquería perpendicular a la dirección de las viguetas (si es que hubiese).

$$\text{Peso aligerado} = 0.35 \text{tn/m}^2 * 0.4 \text{m} = 0.140 \text{tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 2 \text{tn/m}^3 * 0.05 \text{m} * 0.4 \text{m} = 0.040 \text{tn/m}$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 0.14 \text{tn/m} + 0.04 \text{tn/m} = 0.180 \text{tn/m}$$

- Carga viva:

Carga distribuida por metro lineal debido al efecto de la sobrecarga.

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \text{tn/m}^2 * 0.4 \text{m} = 0.080 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.080 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas en servicio:

Combinación de cargas muertas y vivas sin factores de amplificación.

$$CU = CM + CV = 0.180 \text{tn/m} + 0.080 \text{tn/m} = 0.260 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas últimas:

Combinación de cargas muertas y vivas con sus respectivos factores de amplificación.

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 0.180 \text{tn/m} + 1.7 * 0.080 \text{tn/m} = 0.388 \text{ tn/m}$$

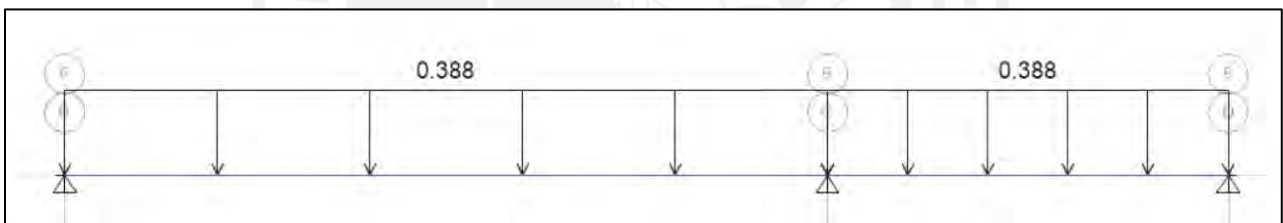


Figura 5-2: Modelamiento de viga típica bajo cargas últimas.

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis por combinación de cargas en servicio y cargas últimas, obteniendo los diagramas de momento flector y fuerzas cortantes.

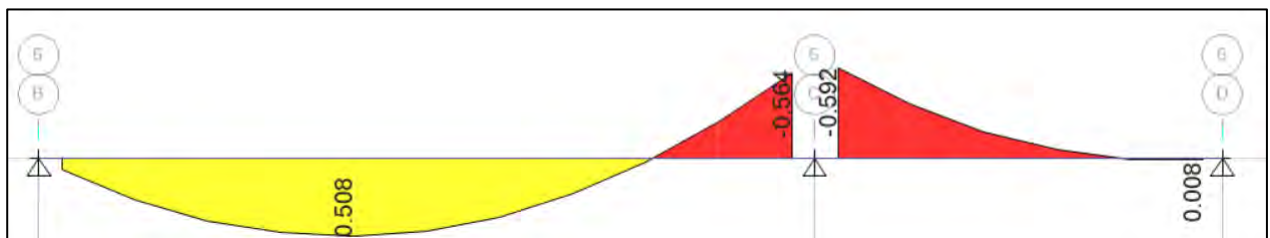


Figura 5-3: Diagrama de momento flector de cargas en servicio de viga típica.

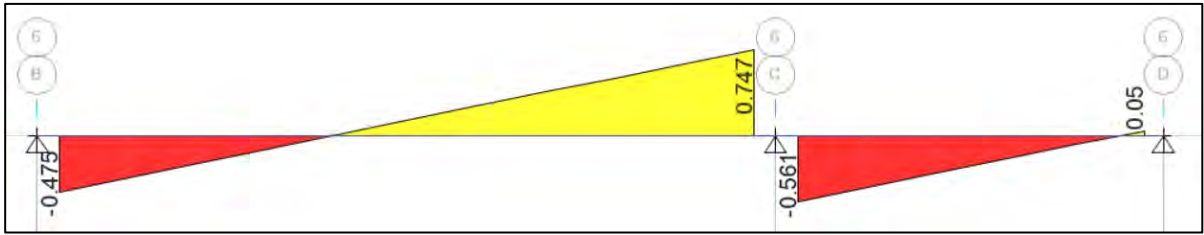


Figura 5-4: Diagrama de fuerza cortante de cargas en servicio de vigueta típica.

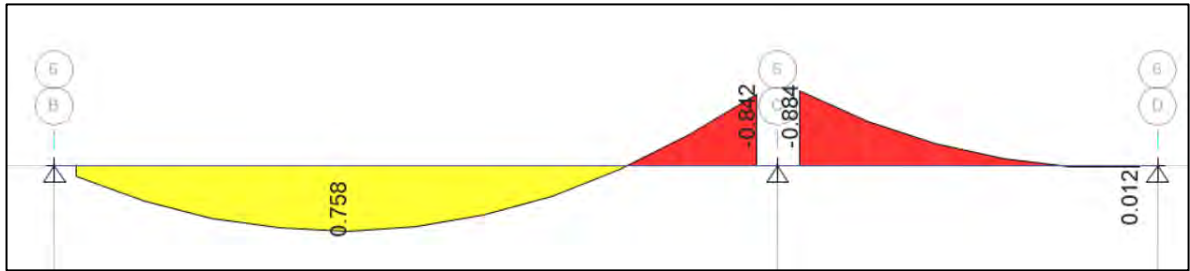


Figura 5-5: Diagrama de momento flector de cargas últimas de vigueta típica.

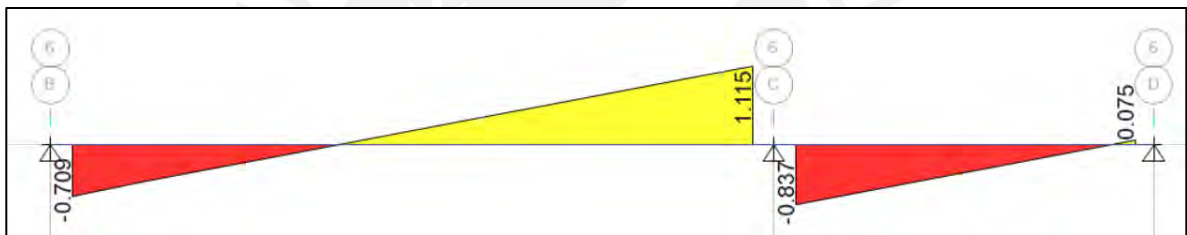


Figura 5-6: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de vigueta típica.

5.2 Diseño por flexión

Con los valores obtenidos en los diagramas de combinación última de cargas, se procederá a realizar el diseño por flexión de cada tramo de la vigueta en cuestión, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.2.

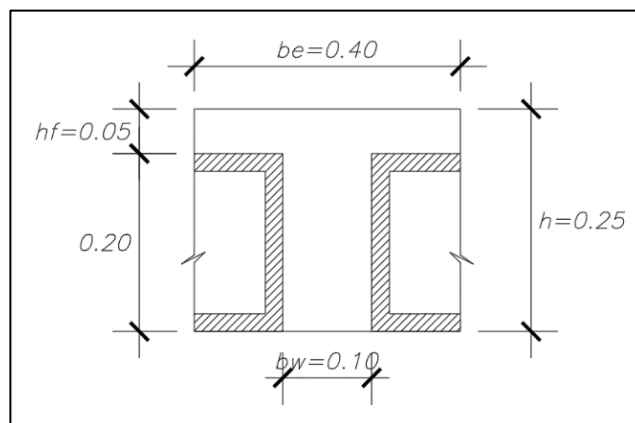


Figura 5-7: Sección típica de vigueta.

5.2.1 Cálculo del acero mínimo

- Acero mínimo para momentos positivos:

Se realizará de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.4, ya que se trata de una vigueta de sección “T” con ala en compresión. Se considerará un recubrimiento de 2 cm para losas, por lo que el peralte efectivo “d” será de 22cm.

$$A_{smin}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 10 * 22}{4200} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo para momentos negativos:

Se calculará el área de acero mínimo requerido de acuerdo a lo indicado en el artículo 10.5 de la norma E.060.

$$\phi Mn \geq 1.2 * M_{cr} \rightarrow M_{cr} = \frac{I * fr}{c} \rightarrow fr = 2\sqrt{f'c}$$

$$c = 8.75 \text{ cm}, I = 22708 \text{ cm}^4, M_{cr} = 0.75 \text{ ton.m}$$

$$a_{min} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * 1.2 * M_{cr}}{\phi * 0.85 * f'c * bw}} = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 1.2 * 0.75}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 2.71 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_{smin}^- = \frac{1.2 * M_{cr}}{\phi * fy * (d - \frac{a_{min}}{2})} = \frac{1.2 * 0.75}{\phi * 4200 * (22 - \frac{2.71}{2})} = 1.15 \text{ cm}^2$$

5.2.2 Cálculo del acero máximo

- Acero máximo para momentos positivos:

Se calculará el área de acero máximo de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.5, considerando compresión en el ala y parte del alma.

$$A_{smax}^+ = 0.75 * A_{sb} \rightarrow c * fy = \epsilon_c * \epsilon_s * (d - c)$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * f'c * (h_f * b_e + (\beta * c - h_f) * b_w)}{fy}$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (22 - c) \rightarrow c = 12.94 \text{ cm}$$

Se verifica la compresión del ala y el alma, ya que $c > 5 \text{ cm}$.

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210 * (0.05 * 40 + (0.85 * 12.94 - 0.05) * 10)}{4200} = 11.05 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$As_{max}^+ = 0.75 * 11.05 = 8.29 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo para momentos negativos:

Se calculará el área de acero máximo de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.5, considerando compresión en el alma.

$$As_{max}^- = 0.75 * A_{sb} \rightarrow c * fy = \epsilon_c * \epsilon_s * (d - c)$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (22 - c) \rightarrow c = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * \beta * f'c * bw * c}{fy} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 10 * 12.94}{4200} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$As_{max}^- = 0.75 * 4.68 = 3.51 \text{ cm}^2$$

5.2.3 Cálculo del acero requerido

Se calculará el área de acero requerido de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.2, para las diferentes secciones donde actúan los momentos positivos y negativos máximos, considerando los criterios de aceros máximos y mínimos calculados previamente.

- Diseño del tramo B-C:

$$\rightarrow Mu^+ = 0.758 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.758}{0.9 * 0.85 * 210 * 40}} = 0.54 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \text{ (dentro del ala)}$$

$$As^+_{requerido} = \frac{0.758}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{0.54}{2})} = 0.92 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } As_{min}^+ \text{ y } As_{max}^+)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^+_{instalado} = 1\emptyset 3/8" + 1\emptyset 8 \text{ mm} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^+_{instalado} = 0.99 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow Mu^- = 0.842 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.842}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 2.53 \text{ cm} < 20 \text{ cm (dentro del alma)}$$

$$As^-_{requerido} = \frac{0.842}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{2.53}{2})} = 1.07 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } Asmin^- \text{ y } Asmax^-)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^-_{instalado} = 1\emptyset 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^-_{instalado} = 1.00 \text{ ton.m}$$

En las zonas de conexión de viga y aligerado con momento igual a 0, se debe considerar un Mu^- , debido a que, al ser una unión monolítica, se generan momentos:

$$\frac{Wu * Ln^2}{24} = \frac{0.388 * 4.7^2}{24} = 0.357 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow Mu^- = 0.357 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.357}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 1.03 \text{ cm} < 20 \text{ cm (dentro del alma)}$$

$$As^-_{requerido} = \frac{0.357}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{1.03}{2})} = 0.44 \text{ cm}^2 < 1.15 \text{ cm}^2 (Asmin^-)$$

El análisis establece que en dichas zonas se requiere una cantidad de acero mucho mayor al mínimo. Sin embargo, el artículo 10.5.3 de la normal E.060 establece que no es necesario satisfacer los requisitos de acero mínimo, si en cada sección del elemento, el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la calculada.

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^-_{instalado} = 1\emptyset 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2 > 1.33 * 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^-_{instalado} = 0.57 \text{ ton.m}$$

- Diseño del tramo C-D:

$$\rightarrow Mu^+ = 0.012 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.012}{0.9 * 0.85 * 210 * 40}} = 0.01 \text{ cm} < 5 \text{ cm (dentro del ala)}$$

$$As^+_{requerido} = \frac{0.012}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{0.01}{2})} = 0.01 \text{ cm}^2 < Asmin^+ \rightarrow As^+_{requerido} = Asmin^+$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^+_{instalado} = 1\emptyset 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^+_{instalado} = 0.58 \text{ ton. m}$$

$$\rightarrow Mu^- = 0.884 \text{ ton. m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.884}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 2.66 \text{ cm} < 20 \text{ cm (dentro del alma)}$$

$$As^-_{requerido} = \frac{0.884}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{2.66}{2})} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } Asmin^- \text{ y } Asmax^-)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^-_{instalado} = 1\emptyset 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^-_{instalado} = 1.00 \text{ ton. m}$$

Así mismo, se deberá verificar las zonas de conexión de viga y aligerado con momento igual a 0:

$$\frac{Wu * Ln^2}{24} = \frac{0.388 * 2.35^2}{24} = 0.089 \text{ ton. m}$$

$$\rightarrow Mu^- = 0.089 \text{ ton. m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 0.089}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 0.25 \text{ cm} < 20 \text{ cm (dentro del alma)}$$

$$As^-_{requerido} = \frac{0.089}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{0.25}{2})} = 0.11 \text{ cm}^2 < 1.15 \text{ cm}^2 \text{ (} Asmin^-)$$

De la misma forma que el tramo anterior y de acuerdo al artículo 10.5.3 de la normal E.060, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^-_{instalado} = 1\emptyset 8 \text{ mm} = 0.50 \text{ cm}^2 > 1.33 * 0.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^-_{instalado} = 0.40 \text{ ton. m}$$

5.2.4 Cálculo del acero por temperatura

El artículo 9.7.2 de la norma E.060, establece que el refuerzo por temperatura en losas deberá satisfacer como mínimo, la siguiente relación:

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/m$$

Además, el artículo 9.7.3 establece que el espaciamiento máximo debe ser hasta 5 veces el espesor de la losa, sin exceder los 40cm.

$$S_{As.temp} = 0.05 \text{ m} * 5 = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocará el refuerzo de acero por temperatura en una dirección, utilizando varillas de acero de Ø6mm cada 25cm.

5.2.5 Corte de fierro

El corte de fierro será realizado de acuerdo a lo establecido en el subcapítulo 4.2.5 para losa aligerada, verificando que las dimensiones de los refuerzos de acero, sean mayores a sus respectivas longitudes mínimas de anclaje.

5.3 Diseño por cortante

El diseño por cortante del aligerado será realizado de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.3.1. Las losas no requieren instalación de estribos, sin embargo, es necesario verificar las solicitaciones por cortante, a fin de determinar si se requiere o no ensanche de viguetas.

- Diseño del tramo B-C:

$$\rightarrow Vu_{max} = 1.12 \text{ ton} \rightarrow Vu_{max_a \text{ "d" de la cara de viga}} = 1.03 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1.58 \text{ ton} > Vu$$

Por lo tanto, no se requiere ensanche de vigueta.

- Diseño del tramo C-D:

$$\rightarrow Vu_{max} = 0.84 \text{ ton} \rightarrow Vu_{max_a \text{ "d" de la cara de viga}} = 0.75 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1.58 \text{ ton} > Vu$$

Por lo tanto, no se requiere ensanche de vigueta.

5.4 Control de deflexiones

El artículo 9.6.1 de la norma E.060 establece que los elementos de concreto armado sometidos a flexión deben presentar una rigidez de diseño que pueda limitar deformaciones que pudiesen afectar a la estructura bajo condiciones de servicio. Para poder determinar los espesores mínimos para no verificar deflexiones, el artículo 9.6.2.1 de la norma E.060 establece la siguiente tabla:

Tabla 5-1: Espesores o peraltes mínimos para control de deflexiones.

Elementos	Espesor o peralte mínimo (h)			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{26}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Nota: Tomado de la norma E.060.

Además, la norma E.060 establece que la tabla presentada puede ser utilizada para elementos de concreto con $(\gamma) = 2400 \text{ kg/m}^3$ y refuerzo de acero de $(f_y) = 4200 \text{ kg/cm}^2$, características propias del presente proyecto.

- Verificación del tramo B-C (con un extremo continuo):

$$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow 0.25 \geq \frac{4.7}{18.5} \rightarrow 0.25 \text{ m} \geq 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, se cumple con el espesor mínimo y no es necesario verificar deflexiones.

- Verificación del tramo C-D (con un extremo continuo):

$$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow 0.25 \geq \frac{2.35}{18.5} \rightarrow 0.25 \text{ m} \geq 0.13 \text{ m}$$

Por lo tanto, se cumple con el espesor mínimo y no es necesario verificar deflexiones.

5.4.1 Cálculo de deflexiones

Se verifica que al realizar un predimensionamiento adecuado de losa, indirectamente se cubre el requerimiento del control de deflexiones. Sin embargo, a modo ilustrativo se procederá a desarrollar el cálculo de las deflexiones de la vigueta de análisis.

El artículo 9.5 del ACI-08 propone la siguiente expresión para la estimación del momento de inercia efectiva de un elemento en flexión:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

I_{ef} = Momento de inercia efectiva.

I_g = Momento de inercia de sección bruta.

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

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección.

M_a = Momento actuante.

De acuerdo con el artículo 9.6.2.4 de la norma E.060, el cálculo de la inercia efectiva para elementos con un solo tramo continuo de calcula de la siguiente manera:

$$I_{ef} = \frac{(I_{ef1} + 2I_{ef2})}{3}$$

Además, se calcula las deflexiones en base a la siguiente expresión correspondiente a las deflexiones elásticas en vigas simples:

$$\Delta = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * (M - 0.1 * (M_i + M_d))$$

Donde:

M = Momento positivo.

M_i = Momento de la izquierda del tramo.

M_d = Momento de la derecha del tramo.

$E_c =$ Modulo de elasticidad del concreto.

$L =$ Luz libre del elemento.

5.4.2 Deflexión bajo cargas de servicio

El analizarán las deflexiones en el tramo más crítico de la vigueta (tramo B-C). Para ello, se determina el momento de agrietamiento como:

$$M_{cr+} = M_{cr-} = 2 * fr * \frac{ig}{h} = 2 * 2 * \sqrt{210} * \frac{\frac{1}{12} * 10 * 25^3}{25} = 0.302 \text{ ton} * m$$

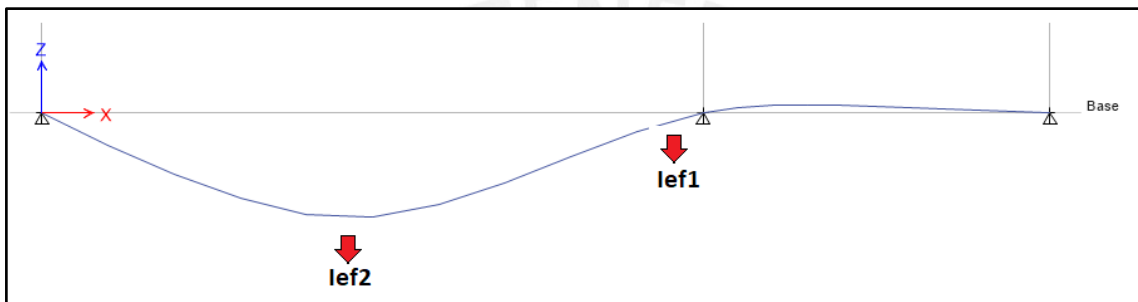


Figura 5-8: Deflexión en vigueta de análisis.

De acuerdo con lo presentado en el subcapítulo 5.1, los momentos positivos (I_{ef2}) y negativos (I_{ef1}) para las cargas de servicio, son los siguientes:

$$M_{s+} = 0.508 \text{ ton} * m > M_{cr+}$$

$$M_{s-} = 0.564 \text{ ton} * m > M_{cr-}$$

Este cálculo presenta que solo por acción de las cargas de servicio, las secciones de momento positivo y negativo deberían agrietarse. Por ende, será necesario emplear la inercia agrietada de la sección.

Como se tiene acero en compresión para el momento negativo, se empleará una sección equivalente para calcular el centroide de la sección c y la inercia agrietada, en base a la relación modular de $2n-1 \approx 17$, donde $n = E_s/E_c$.

$$c^+ = 6.43 \text{ cm}, I_{cr+} = 4700 \text{ cm}^4$$

$$c^- = 6.35 \text{ cm}, I_{cr-} = 5000 \text{ cm}^4$$

Luego, se calcula la inercia efectiva promedio como:

$$I_{ef} = \frac{(2 * 4700 + 5000)}{3} = 4800 \text{ cm}^4$$

5.4.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

Se calculará de acuerdo al producto de la acción de la carga muerta, carga viva, y al 30% de la carga viva.

- Debido a la carga muerta ($w = 0.180 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{cm} = \frac{5 * 500^2}{48 * 220000 * 4800} * (0.372 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 0.420))$$

$$\Delta i_{cm} = 0.81 \text{ cm}$$

- Debido a la carga viva ($w = 0.080 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{cv} = \frac{5 * 500^2}{48 * 220000 * 4800} * (0.165 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 0.182))$$

$$\Delta i_{cv} = 0.36 \text{ cm}$$

- Debido al 30% de la carga viva ($w = 0.024 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{0.3*cv} = \frac{5 * 560^2}{48 * 220000 * 4800} * (0.049 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 0.056))$$

$$\Delta i_{0.3*cv} = 0.13 \text{ cm}$$

5.4.4 Cálculo de deflexiones diferidas

De acuerdo con el artículo 9.6.2.5 de la norma E.060, estas se pueden calcular multiplicando el valor obtenido de la deflexión inmediata por el factor $\lambda\Delta$.

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

Donde:

ρ' = Cuantía de acero en compresión de la zona central.

ε = Factor dependiente del tiempo (igual a 2 para tiempo de 5 años o más)

Entonces:

$$\rho' = \frac{0}{25 * 54} = 0.00$$

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 * 0} = 2$$

$$\Delta dif_{cm} = 2 * 0.81 = 1.62 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{cv} = 2 * 0.36 = 0.72 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{0.3cv} = 2 * 0.13 = 0.26 \text{ cm}$$

Finalmente, se determinan las deflexiones totales:

- Deflexión media con el 30% de la CV actuando permanentemente:

$$\Delta m = \Delta i_{cm} + \Delta i_{0.3*cv} + \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv}$$

$$\Delta m = 0.81 + 0.13 + 1.62 + 0.26 = 2.82 \text{ cm}$$

- Deflexión máxima esperada:

$$\Delta máx = \Delta i_{cm} + \Delta i_{cv} + \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv}$$

$$\Delta máx = 0.81 + 0.36 + 1.62 + 0.26 = 3.05 \text{ cm}$$

5.4.5 Deflexiones máximas permisibles

De acuerdo con el artículo 9.6.2.6 de la normal E.060, la deflexión máxima permisible para elementos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles

de sufrir daños debido a deflexiones grandes es de: $\Delta_{norma} = \frac{l}{240} = \frac{500}{240} = 2.08 \text{ cm}$.

Además, este límite considera la suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas permanentes.

$$\Delta_{norma} = 2.08 \text{ cm} > \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv} = 1.88 \text{ cm (Verifica)}$$

Finalmente, se verifica el control de deflexiones de la vigueta de análisis.

5.5 Control de fisuraciones

El artículo 9.9.3 de la norma E.060 establece que el refuerzo de acero por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas en tracción máxima, a fin de limitar el

agrietamiento. El refuerzo de acero debe ser tal que permita determinar un valor del parámetro Z menor o igual a 26 Kn/mm , utilizando las siguientes relaciones:

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

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{\#barras}$$

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

Donde:

f_s = esfuerzo en el acero

M_s = momento flector en condiciones de servicio

d_c = distancia desde la fibra extrema en tracción hasta el centro del refuerzo

A_{ct} = área del concreto en tracción, dividida entre el número de barras

y_s = centroide del refuerzo en tracción

- Verificación del tramo B-C:

$$\rightarrow M_s = 0.508 \text{ ton.m}$$

$$f_s = \frac{0.508 * 1000 * 100}{0.9 * 22 * 0.71} = 3613 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 * 3 * 10}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

$$Z = 3613 * \sqrt[3]{3 * 60} = 20399 \text{ Kg/cm} = 20.4 \text{ Kn/mm} < 26 \text{ Kn/mm}$$

Por lo tanto, el refuerzo de acero establecido verifica el criterio de control de fisuraciones.

- Verificación del tramo C-D:

$$\rightarrow M_s^+ = 0.008 \text{ ton.m}$$

$$f_s = \frac{0.008 * 1000 * 100}{0.9 * 22 * 0.71} = 57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 * 3 * 10}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

$$Z = 57 * \sqrt[3]{3 * 60} = 321 \text{ Kg/cm} = 0.3 \text{ Kn/mm} < 26 \text{ Kn/mm}$$

Por lo tanto, el refuerzo de acero establecido verifica el criterio de control de fisuraciones.

5.6 Diseño final de losa aligerada

Finalmente, se presenta el diseño final del aligerado típico ubicado entre ejes B y D.

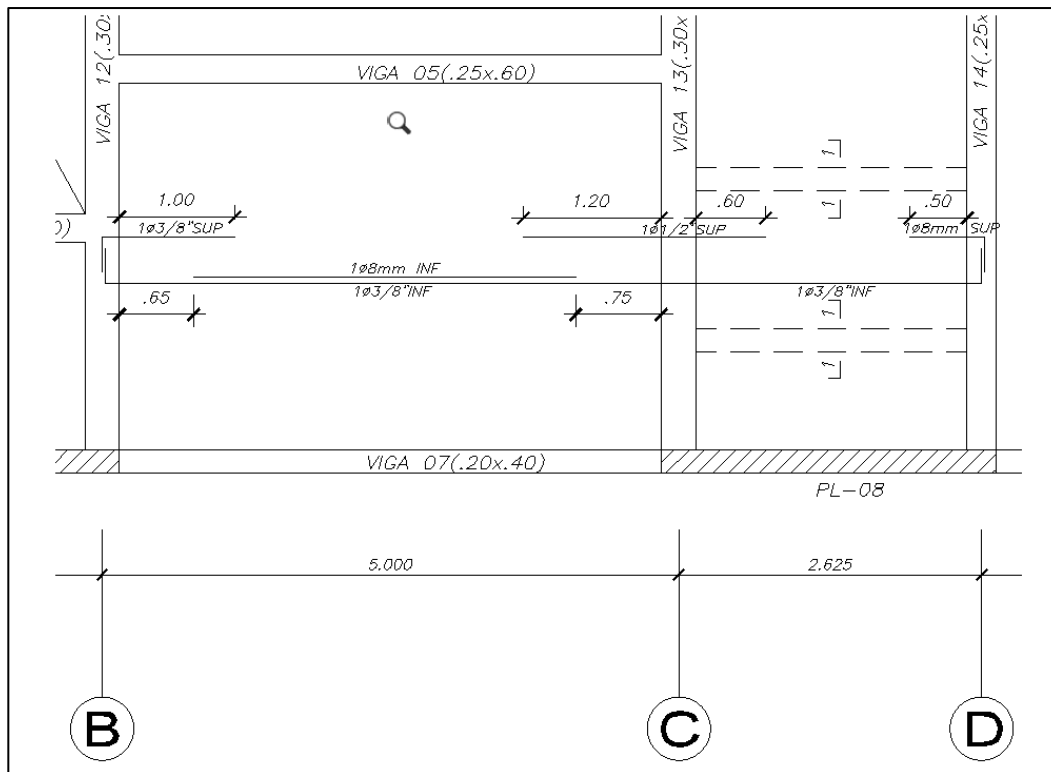


Figura 5-9: Diseño final del aligerado típico de análisis.

Capítulo 6: Diseño de Vigas

6.1 Diseño de viga peraltada

La presente edificación considera vigas peraltadas de sección rectangular, con dimensiones de 25x60 cm y 30x60 cm, tanto para las vigas principales como para las secundarias, y de 20x40 cm para las vigas de borde. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga 13 (0.30x0.60m) del piso típico, ubicada en el eje C.

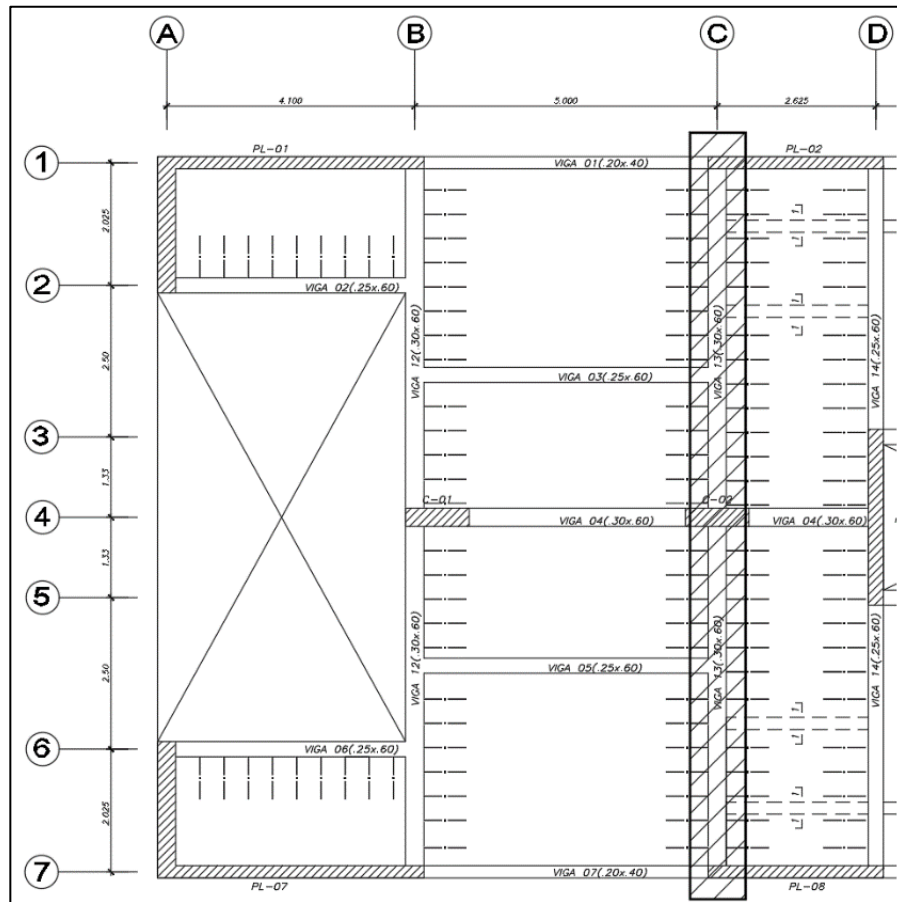


Figura 6-1: Ubicación de viga a diseñar, en plano de planta típica.

6.1.1 Metrado de cargas

La viga 13 posee una sección de 0.30x0.60 m y una luz libre de 5.60 m entre placas. Se considerará el traslado de los valores de cargas distribuidas de las 4 vigas chatas 1-1, la viga 03 y la viga 05 (iguales por simetría), en forma de cargas puntuales sobre la viga de análisis. Los tabiques serán de albañilería con unidades de arcilla cocida huecas (peso unitario de 1400 kg/m³).

→ *Metrado de cargas* ↔ *Viga 13 (0.30x0.60m)*

- Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \text{tn/m}^3 * 0.3 \text{m} * 0.6 \text{m} = 0.432 \text{ tn/m}$$

$$\text{Peso aligerado} = 0.35 \text{tn/m}^2 * (2.35 + 1.175) \text{m} = 1.234 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 2 \text{tn/m}^3 * 0.05 \text{m} * (2.35 + 1.175 + 0.3) \text{m} = 0.383 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 2.049 \text{ tn/m}$$

- Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \text{tn/m}^2 * (2.35 + 1.175 + 0.3) \text{m} = 0.765 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.765 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas en servicio:

$$CU = CM + CV = 2.049 \text{tn/m} + 0.765 \text{tn/m} = 2.814 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas últimas:

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 2.049 \text{tn/m} + 1.7 * 0.765 \text{tn/m} = 4.169 \text{ tn/m}$$

→ *Metrado de cargas* ↔ *Viga 03 y Viga 05 (0.25x0.60m)*

- Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \text{tn/m}^3 * 0.25 \text{m} * 0.6 \text{m} = 0.360 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 2 \text{tn/m}^3 * 0.05 \text{m} * 0.25 \text{m} = 0.025 \text{ tn/m}$$

$$\text{Peso tabique (e: 0.10m, h: 2.5m)} = 1.4 \text{tn/m}^3 * 0.1 \text{m} * 2.5 \text{m} = 0.350 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 0.735 \text{ ton/m}$$

- Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \text{tn/m}^2 * 0.25 \text{m} = 0.050 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.050 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas en servicio:

$$\text{Carga puntual en servicio} = \frac{5m * (0.735 \text{ tn/m} + 0.050 \text{ tn/m})}{2} = 1.963 \text{ tn}$$

- Combinación de cargas últimas:

$$\text{Carga puntual última} = \frac{5m * (1.4 * 0.735 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.050 \text{ tn/m})}{2} = 2.785 \text{ tn}$$

→ *Metrado de cargas* ↔ *Vigas chatas 1-1 (0.20x0.25 m)*

- Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \text{ tn/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 0.25 \text{ m} = 0.120 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 2 \text{ tn/m}^3 * 0.05 \text{ m} * (0.20 - 0.10) \text{ m} = 0.010 \text{ tn/m}$$

$$\text{Peso tabique (e: 0.10m, h: 2.5m)} = 1.4 \text{ tn/m}^3 * 0.1 \text{ m} * 2.5 \text{ m} = 0.350 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 0.480 \text{ ton/m}$$

- Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \text{ tn/m}^2 * (0.20 - 0.10) \text{ m} = 0.020 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.020 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas en servicio:

$$\text{Carga puntual en servicio} = \frac{2.625 \text{ m} * (0.480 \text{ tn/m} + 0.020 \text{ tn/m})}{2} = 0.656 \text{ tn}$$

- Combinación de cargas últimas:

$$\text{Carga puntual última} = \frac{2.625 \text{ m} * (1.4 * 0.480 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.020 \text{ tn/m})}{2} = 0.927 \text{ tn}$$

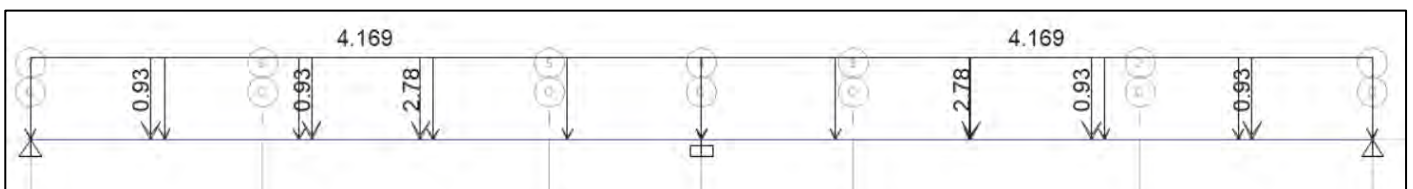


Figura 6-2: Modelamiento de viga bajo cargas últimas.

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis de la viga utilizando las combinaciones de carga especificadas en el subcapítulo 4.1 (considerando carga muerta,

carga viva, y sismo en ambas direcciones de análisis), obteniendo la envolvente de diseño con sus respectivos diagramas de momento flector y fuerza cortante.

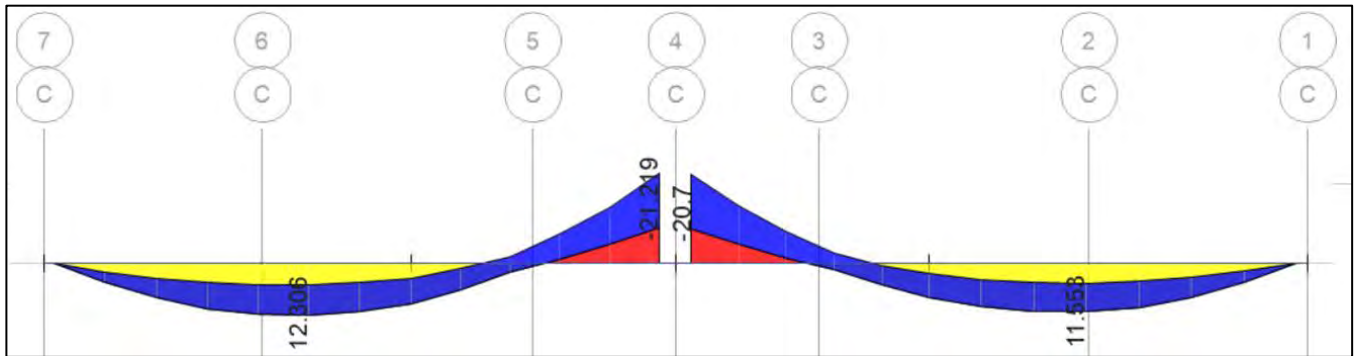


Figura 6-3: Envolvente de diseño de momento flector en viga de análisis.

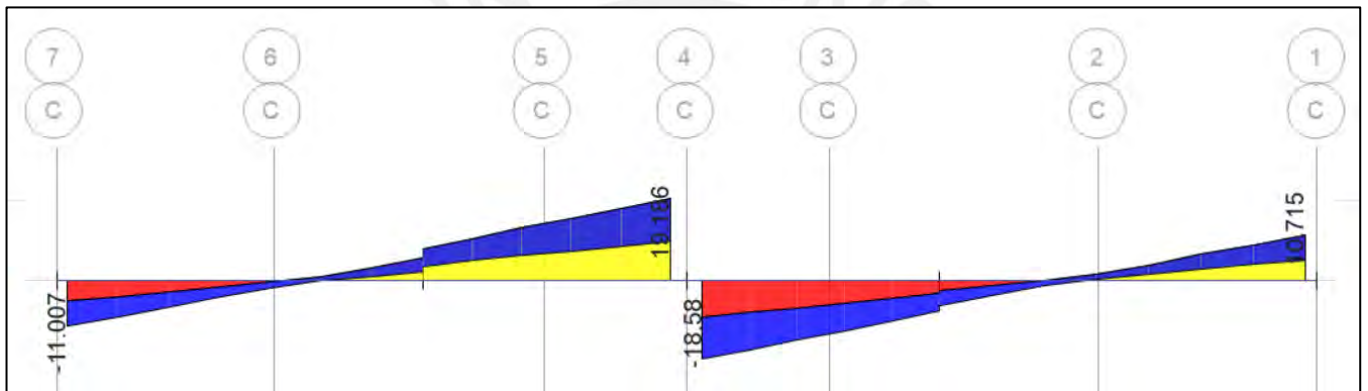


Figura 6-4: Envolvente de diseño de fuerza cortante en viga de análisis.

Tabla 6-1:

Tipo de carga	Combinación de carga	Tramo 7-4 (Tn.m)			Tramo 4-1 (Tn.m)		
		Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)	Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)
Diseño	CM	0.000	6.737	11.627	11.256	6.190	0.000
	CV	0.000	1.692	2.907	2.907	1.701	0.000
	SISMO XX	0.000	0.000	0.177	0.174	0.000	0.000
	SISMO YY	0.000	0.000	1.891	1.891	0.000	0.000
Gravedad	CM+CV	0.000	8.429	14.534	14.163	7.891	0.000
	1.4 CM+1.7 CV	0.000	12.308	21.220	20.700	11.558	0.000
Sismo XX	1.25 (CM+CV)+SX	0.000	10.536	18.345	17.878	9.864	0.000
	1.25 (CM+CV)-SX	0.000	10.536	17.991	17.530	9.864	0.000

Tipo de carga	Combinación de carga	Tramo 7-4 (Tn.m)			Tramo 4-1 (Tn.m)		
		Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)	Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)
	0.9 CM+SX	0.000	6.063	10.641	10.304	5.571	0.000
	0.9 CM-SX	0.000	6.063	10.287	9.956	5.571	0.000
Sismo YY	1.25 (CM+CV)+SY	0.000	10.536	20.059	19.595	9.864	0.000
	1.25 (CM+CV)-SY	0.000	10.536	16.277	15.813	9.864	0.000
	0.9 CM+SY	0.000	6.063	12.355	12.021	5.571	0.000
	0.9 CM-SY	0.000	6.063	8.573	8.239	5.571	0.000
Envolvente (Tn.m)		0.000	12.306	21.219	20.700	11.553	0.000

Tabla 6-2: Combinaciones de carga para fuerza cortante a "d" de la cara en viga de análisis.

Tipo de carga	Combinación de carga	Tramo 7-4 (Tn)		Tramo 4-1 (Tn)	
		Izq. (-)	Der. (+)	Izq. (-)	Der. (+)
Diseño	CM	4.56	9.09	8.66	4.35
	CV	1.20	2.24	2.24	1.20
	SISMO XX	-0.03	0.03	-0.03	0.03
	SISMO YY	-0.34	0.34	-0.34	0.34
Gravedad	CM+CV	5.76	11.33	10.90	5.55
	1.4 CM+1.7 CV	8.43	16.54	15.93	8.14
Sismo XX	1.25 (CM+CV)+SX	7.17	14.20	13.59	6.97
	1.25 (CM+CV)-SX	7.24	14.13	13.65	6.91
	0.9 CM+SX	4.07	8.21	7.76	3.95
	0.9 CM-SX	4.14	8.15	7.82	3.88
Sismo YY	1.25 (CM+CV)+SY	6.87	14.50	13.28	7.28
	1.25 (CM+CV)-SY	7.54	13.83	13.96	6.60
	0.9 CM+SY	3.77	8.52	7.45	4.25
	0.9 CM-SY	4.44	7.84	8.13	3.58
Envolvente (Tn)		8.43	16.54	15.93	8.14

6.1.2 Diseño por flexión

Con los valores obtenidos en los diagramas de combinación última de cargas, se procederá a realizar el diseño por flexión de cada tramo de la viga en cuestión, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.2.

6.1.2.1 Cálculo del acero mínimo

Se calculará de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.4, ya que se trata de viga con sección rectangular. Se considerará un recubrimiento de 4 cm para vigas, por lo que el peralte efectivo “d” será de 54 cm.

$$A_{smin}^{\pm} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 30 * 54}{4200} = 3.89 \text{ cm}^2$$

6.1.2.2 Cálculo del acero máximo

Se calculará el área de acero máximo de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.5.

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (54 - c) \rightarrow c = 31.76 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * \beta * f'c * bw * c}{fy} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 30 * 31.76}{4200} = 34.42 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$A_{smax}^{\pm} = 0.75 * 34.42 = 25.82 \text{ cm}^2$$

6.1.2.3 Cálculo del acero requerido

Se calculará el área de acero requerido de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.2, para las diferentes secciones donde actúan los momentos positivos y negativos máximos, considerando los criterios de aceros máximos y mínimos calculados previamente.

- Diseño del tramo 7-4:

$$\rightarrow Mu^+ = 13.306 \text{ ton.m}$$

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 13.306}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}} = 5.38 \text{ cm}$$

$$As^+_{requerido} = \frac{13.306}{0.9 * 4200 * (54 - \frac{5.38}{2})} = 6.86 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } As_{min}^+ \text{ y } As_{max}^+)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^+_{instalado} = 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 3/4" = 6.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^+_{instalado} = 13.27 \text{ ton.m}$$

Además, se deberá verificar si el refuerzo de acero entra en una sola capa.

$$Ancho_{req} = (\emptyset Barras + \emptyset Estribos) * 2.54 + 2 * Rec_{viga} + (\#Barras - 1) * 2.54$$

$$Ancho_{req} = \left(2 * \frac{5}{8} + 1 * \frac{3}{4} + 2 * \frac{3}{8}\right) * 2.54 + 2 * 4 + (2 + 1 - 1) * 2.54 = 20.1 \text{ cm} < Ancho_{viga}$$

Por lo tanto, se verifica que el refuerzo de acero entra en una sola capa.

$$\rightarrow Mu^- = 21.219 \text{ ton.m}$$

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 21.219}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}} = 8.88 \text{ cm}$$

$$As^-_{requerido} = \frac{21.219}{0.9 * 4200 * (54 - \frac{8.88}{2})} = 11.33 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } As_{min}^- \text{ y } As_{max}^-)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^-_{instalado} = 2\emptyset 5/8" + 3\emptyset 3/4" = 12.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^-_{instalado} = 23.23 \text{ ton.m}$$

Además, se deberá verificar si el refuerzo de acero entra en una sola capa.

$$Ancho_{req} = \left(2 * \frac{5}{8} + 3 * \frac{3}{4} + 2 * \frac{3}{8}\right) * 2.54 + 2 * 4 + (2 + 3 - 1) * 2.54 = 28.9 \text{ cm} < Ancho_{viga}$$

Por lo tanto, se verifica que el refuerzo de acero entra en una sola capa.

Tabla 6-3: Resumen del diseño por flexión en viga de análisis

Tramo	Sección	Mu (Ton.m)	d (cm)	As min. (cm2)	As max. (cm2)	As req. (cm2)	As inst. (cm2) / #ØBarras	ΦMn inst. (Tn.m)
7-4	Iz. (-)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93
	Iz. (+)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93
	Cent. (+)	12.306	54	3.89	25.82	6.86	6.84 2Ø5/8"+1Ø3/4"	13.27
	Der. (-)	21.219	54	3.89	25.82	11.33	12.52 2Ø5/8"+3Ø3/4"	23.23

Tramo	Sección	Mu (Ton.m)	d (cm)	As min. (cm ²)	As max. (cm ²)	As req. (cm ²)	As inst. (cm ²) / #ØBarras	ΦMn inst. (Tn.m)
	Der. (+)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93
	Iz. (-)	20.700	54	3.89	25.82	11.02	12.52 2Ø5/8"+3Ø3/4"	23.23
	Iz. (+)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93
4-1	Cent. (+)	11.553	54	3.89	25.82	5.91	6.84 2Ø5/8"+1Ø3/4"	13.27
	Der. (-)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93
	Der. (+)	0.000	54	3.89	25.82	3.89	4.00 2Ø5/8"	7.93

6.1.2.4 Especificaciones para vigas en sistema de muros estructurales

Una vez realizado el diseño por flexión, se deberá verificar el cumplimiento del artículo 21.4.4.3 de la norma E.060, correspondiente a vigas en flexión resistentes a cargas laterales en un sistema de muros estructurales. Este artículo menciona que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara, además de que la resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento deberá ser mayor que un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de los nudos.

$$\Phi Mn^+_{nudo} > (\Phi Mn^-_{nudo})/3$$

$$\Phi Mn^+_{centro} > (\Phi Mn^+_{nudo})/4$$

$$\Phi Mn^-_{centro} > (\Phi Mn^-_{nudo})/4$$

- Verificación del tramo 7-4:

$$7.93 \text{ Ton. m}^+_{nudo7} > (7.93 \text{ Ton. m}^-_{nudo7})/3 = 2.64 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^+_{nudo4} > (23.23 \text{ Ton. m}^-_{nudo4})/3 = 7.74 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$13.27 \text{ Ton. m}^+_{centro} > (7.93 \text{ Ton. m}^+_{nudo7})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$13.27 \text{ Ton. m}^+_{centro} > (7.93 \text{ Ton. m}^+_{nudo4})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^-_{centro} > (7.93 \text{ Ton. m}^-_{nudo7})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^-_{\text{centro}} > (23.23 \text{ Ton. m}^-_{\text{nudo4}})/4 = 5.81 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

- Verificación del tramo 4-1:

$$7.93 \text{ Ton. m}^+_{\text{nudo4}} > (23.23 \text{ Ton. m}^-_{\text{nudo4}})/3 = 7.74 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^+_{\text{nudo1}} > (7.93 \text{ Ton. m}^-_{\text{nudo1}})/3 = 2.64 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$13.27 \text{ Ton. m}^+_{\text{centro}} > (7.93 \text{ Ton. m}^+_{\text{nudo4}})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$13.27 \text{ Ton. m}^+_{\text{centro}} > (7.93 \text{ Ton. m}^+_{\text{nudo1}})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^-_{\text{centro}} > (23.23 \text{ Ton. m}^-_{\text{nudo4}})/4 = 5.81 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

$$7.93 \text{ Ton. m}^-_{\text{centro}} > (7.93 \text{ Ton. m}^-_{\text{nudo1}})/4 = 1.98 \text{ Ton. m (Cumple)}$$

Por lo tanto, se cumple con los criterios de vigas en sistemas de muros estructurales.

6.1.2.5 Corte de fierro

El corte de fierro será realizado de acuerdo a lo establecido en el subcapítulo 4.2.5 para vigas, verificando que las dimensiones de los refuerzos de acero, sean mayores a sus respectivas longitudes mínimas de desarrollo. Utilizando la envolvente de diseño obtenida mediante el programa ETABS, se procederá a obtener los puntos de corte teóricos y, posteriormente se determinarán los puntos de corte reales de la viga.

- Corte de fierro en tramo 7-4:

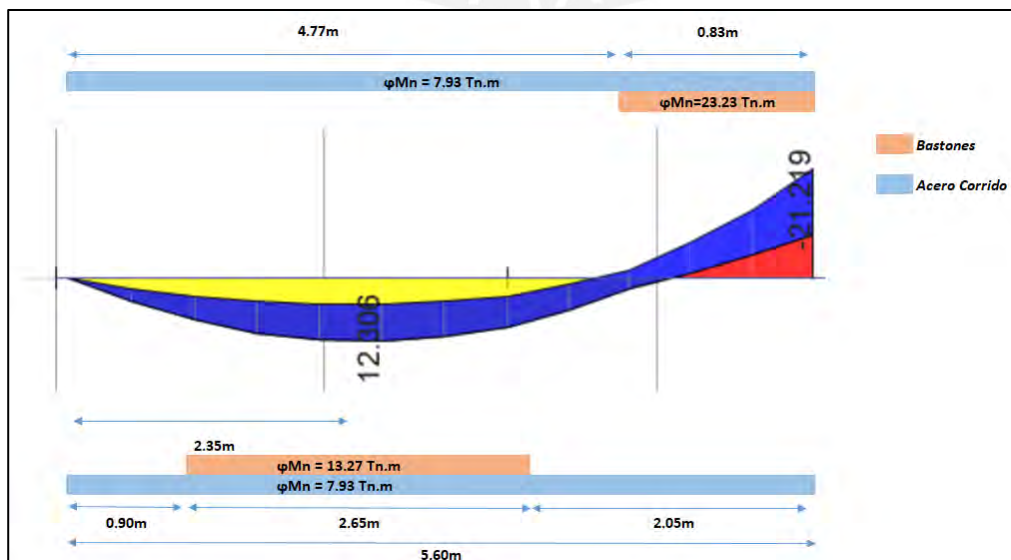


Figura 6-5: Puntos de corte teóricos para el tramo 7-4 de viga de análisis.

A los puntos de corte teóricos obtenidos se le deberá agregar el mayor valor entre “d” (54 cm) y “12xØ3/4” (23 cm), verificando que los puntos de corte reales sean mayores a las longitudes de anclaje del acero que se corta.

$$\text{Punto de corte real}^+ = 1.20 + 0.54 = 1.74 \text{ m} > L_{\text{anclaje inf}} = 0.67 \text{ m (Cumple)}$$

$$\text{Punto de corte real}^+ = 1.45 + 0.54 = 1.99 \text{ m} > L_{\text{anclaje inf}} = 0.67 \text{ m (Cumple)}$$

$$\text{Punto de corte real}^- = 0.83 + 0.54 = 1.37 \text{ m} > L_{\text{anclaje sup}} = 0.88 \text{ m (Cumple)}$$

- Corte de fierro en tramo 4-1:

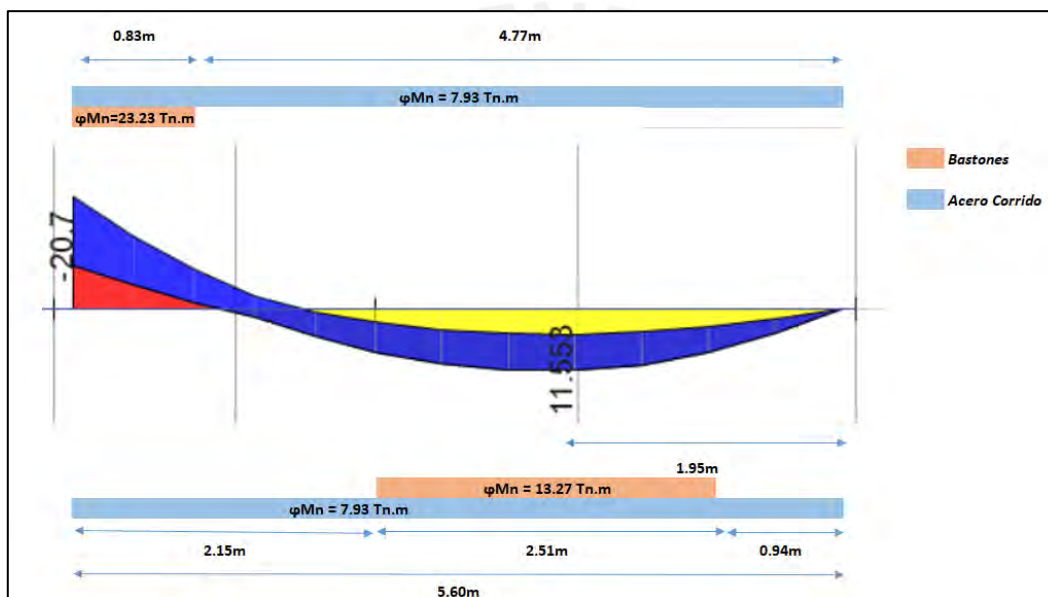


Figura 6-6: Puntos de corte teóricos para el tramo 4-1 de viga de análisis.

A los puntos de corte teóricos obtenidos se le deberá agregar el mayor valor entre “d” (54 cm) y “12xØ3/4” (23 cm), verificando que los puntos de corte reales sean mayores a las longitudes de anclaje del acero que se corta.

Mayor valor entre: $[d, 12 * \text{Diámetro de barra que se corta}]$

$$\text{Punto de corte real}^+ = 1.01 + 0.54 = 1.55 \text{ m} > L_{\text{anclaje inf}} = 0.67 \text{ m (Cumple)}$$

$$\text{Punto de corte real}^- = 0.83 + 0.54 = 1.37 \text{ m} > L_{\text{anclaje sup}} = 0.88 \text{ m (Cumple)}$$

6.1.3 Diseño por cortante

El diseño por cortante correspondiente a vigas sometidas a efectos sísmicos, deberá cumplir la verificación por capacidad.

6.1.3.1 Verificación por capacidad

Se debe verificar que la cortante de diseño V_u , cumpla con el artículo 21.4.3 de la norma E.060, el cual menciona que V_u no debe ser menor al menor valor obtenido de:

- A. La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales M_n y el cortante isostático.
- B. El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño multiplicados por un valor de amplificación de 2,5.

De no cumplirse con esta verificación, se deberá realizar el diseño por cortante utilizando el menor valor de los V_u calculados por norma.

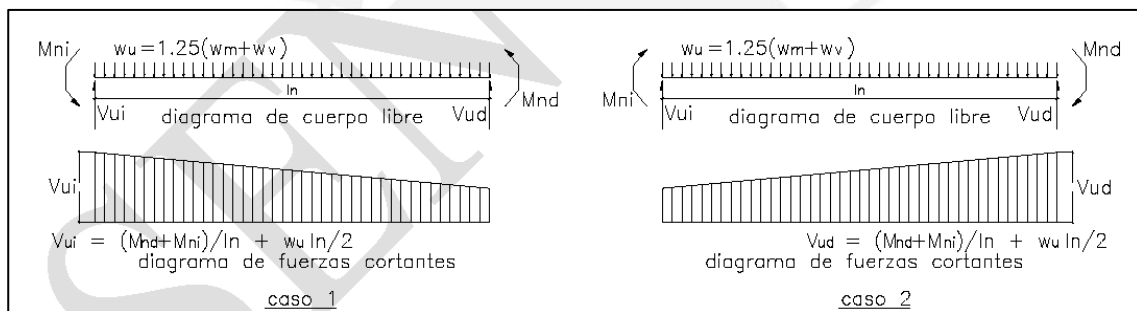


Figura 6-7: Verificación por capacidad en vigas (criterio A).
Nota: Tomado de la norma E.060.

- Cálculo del V_u del criterio A para el tramo 7-4:

$$\rightarrow M_{ni}^+ = 8.81 \text{ ton.m}, M_{nd}^+ = 8.81 \text{ ton.m}, CM = 2.049 \text{ tn/m}, CV = 0.765 \text{ tn/m}$$

$$V_{u_{A1}} = \frac{8.81 + 8.81}{5.6} + \frac{1.25 * (2.049 + 0.765) * 5.6}{2} = 12.99 \text{ ton}$$

$$\rightarrow M_{ni}^- = 8.81 \text{ ton.m}, M_{nd}^- = 25.81 \text{ ton.m}, CM = 2.049 \text{ tn/m}, CV = 0.765 \text{ tn/m}$$

$$V_{u_{A2}} = \frac{8.81 + 25.81}{5.6} + \frac{1.25 * (2.049 + 0.765) * 5.6}{2} = 16.03 \text{ ton}$$

- Cálculo del V_u del criterio A para el tramo 4-1:

$$\rightarrow M_{ni}^+ = 8.81 \text{ ton.m}, M_{nd}^+ = 8.81 \text{ ton.m}, CM = 2.049 \text{ tn/m}, CV = 0.765 \text{ tn/m}$$

$$V_{u_{A1}} = \frac{8.81 + 8.81}{5.6} + \frac{1.25 * (2.049 + 0.765) * 5.6}{2} = 12.99 \text{ ton}$$

→ $Mni^- = 25.81 \text{ ton.m}$, $Mnd^- = 8.81 \text{ ton.m}$, $CM = 2.049 \text{ tn/m}$, $CV = 0.765 \text{ tn/m}$

$$Vu_{A2} = \frac{25.81 + 8.81}{5.6} + \frac{1.25 * (2.049 + 0.765) * 5.6}{2} = 16.03 \text{ ton}$$

Para verificar el criterio B, se calculará la envolvente de fuerzas cortantes a “d” de la cara, utilizando las combinaciones de carga y un valor de sismo amplificado 2.5 veces.

Tabla 6-4: Envolvente de fuerza cortante a “d” de la cara con sismo amplificado en viga de análisis.

Tipo de carga	Combinación de carga	Tramo 7-4 (Tn)		Tramo 4-1 (Tn)	
		Izq. (-)	Der. (+)	Izq. (-)	Der. (+)
Diseño	CM	4.56	9.09	8.66	4.35
	CV	1.20	2.24	2.24	1.20
	SISMO XX	-0.03	0.03	-0.03	0.03
	SISMO YY	-0.34	0.34	-0.34	0.34
Sismo XX	1.25 (CM+CV)+2.5 SX	7.12	14.24	13.55	7.02
	1.25 (CM+CV)-2.5 SX	7.28	14.08	13.70	6.86
	0.9 CM+2.5 SX	4.02	8.26	7.71	3.99
	0.9 CM-2.5 SX	4.18	8.10	7.87	3.84
Sismo YY	1.25 (CM+CV)+2.5 SY	6.36	15.01	12.78	7.79
	1.25 (CM+CV)-2.5 SY	8.05	13.32	14.47	6.10
	0.9 CM+2.5 SY	3.26	9.03	6.95	4.76
	0.9 CM-2.5 SY	4.95	7.34	8.64	3.07
Envolvente (Tn)		8.05	15.01	14.47	7.79

- Verificación por capacidad en el tramo 7-4:

→ $Vu_{A1} = 12.99 \text{ ton}$, $Vu_{A2} = 16.03 \text{ ton}$, $Vu_B = 15.01 \text{ ton}$ → $Vu_{capacidad} = 12.99 \text{ ton}$

$Vu_{max} \text{ a "d" de la cara de viga} = 16.54 \text{ ton} > Vu_{capacidad}$ (Cumple verificación)

Por lo tanto, se continuará el diseño con la cortante obtenida del análisis de la edificación.

- Verificación por capacidad en el tramo 1-4:

$$\rightarrow Vu_{A1} = 12.99 \text{ ton}, Vu_{A2} = 16.03 \text{ ton}, Vu_B = 14.47 \text{ ton} \rightarrow Vu_{capacidad} = 12.99 \text{ ton}$$

$$Vu_{max} \text{ a "d" de la cara de viga} = 15.93 \text{ ton} > Vu_{capacidad} \text{ (Cumple verificación)}$$

Por lo tanto, se continuará el diseño con la cortante obtenida del análisis de la edificación.

6.1.3.2 Cálculo de espaciamiento de estribos centrales

Se calculara con los valores obtenidos en los diagramas de combinación última de cargas, considerando estribos de $\phi 3/8"$ para cada tramo de viga, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.3.

- Cálculo de espaciamiento de estribos centrales del tramo 7-4:

$$\rightarrow Vu = 11.01 \text{ ton} \rightarrow Vu_a \text{ "d" de la cara de viga} = 16.54 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 10.58 \text{ ton} < Vu_a \text{ "d" de la cara de viga}$$

$$Vs_{max} = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 49.30 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{16.54 - 10.58}{0.85} = 7.01 \text{ ton} < Vs_{max} \text{ (Cumple)}$$

$$Vs_{lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 25.82 \text{ ton} > Vs \rightarrow S_{max} = 54/2 = 27 \text{ cm} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{7.01} = 45.9 \text{ cm} > S_{max} \rightarrow S_{req} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los estribos centrales estarán espaciados cada 25 cm.

- Cálculo de espaciamiento de estribos centrales del tramo 4-1:

$$\rightarrow Vu = 18.58 \text{ ton} \rightarrow Vu_a \text{ "d" de la cara de viga} = 15.93 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 10.58 \text{ ton} < Vu_a \text{ "d" de la cara de viga}$$

$$Vs_{max} = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 49.30 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{15.93 - 10.58}{0.85} = 6.29 \text{ ton} < Vs_{max} \text{ (Cumple)}$$

$$Vs_{lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 25.82 \text{ ton} > Vs \rightarrow S_{max} = 54/2 = 27 \text{ cm} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{6.29} = 51.2 \text{ cm} > S_{max} \rightarrow S_{req} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los estribos centrales estarán espaciados cada 25 cm.

6.1.3.3 Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento

El artículo 21.4.4.4 de la norma E.060 indica que, en ambos extremos de viga, deberán disponerse estribos de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte de viga.

Para ello se elegiría el menor de lo siguiente valores:

- A. $d/4$.
- B. 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- C. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- D. 30 cm.

Además, se establece que el primer estribo de confinamiento deberá estar a no más de 10 cm de la cara de viga, por lo que se utilizará 5 cm de distancia para este primer estribo.

- Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento del tramo 7-4:

$$\rightarrow 54/4 = 13.5 \text{ cm}$$

$$10 * \emptyset 5/8" = 10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset 3/8" = 24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los estribos de confinamiento estarán espaciados cada 12.5 cm, quedando el arreglo de estribos de viga como: 1@.05 m, 10@.0.125 m, Rto. @0.25 m.

- Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento del tramo 4-1:

$$\rightarrow 54/4 = 13.5 \text{ cm}$$

$$10 * \emptyset 5/8" = 10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset 3/8" = 24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los estribos de confinamiento estarán espaciados cada 12.5 cm, quedando el arreglo de estribos de viga como: 1@.05 m, 10@.0.125 m, Rto. @0.25 m.

6.1.4 Control de deflexiones

Este cálculo será realizado de forma similar que en el subcapítulo 5.4.

- Verificación del tramo 7-4 (con un extremo continuo):

$$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow 0.60 \geq \frac{5.6}{18.5} \rightarrow 0.60 \text{ m} \geq 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto, se cumple con el peralte mínimo y no es necesario verificar deflexiones.

- Verificación del tramo 4-1 (con un extremo continuo):

$$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow 0.60 \geq \frac{5.6}{18.5} \rightarrow 0.60 \text{ m} \geq 0.30 \text{ m}$$

Por ende, se cumple con el peralte mínimo y no es necesario verificar deflexiones.

6.1.4.1 Cálculo de deflexiones

Se verifica que al realizar un predimensionamiento adecuado de viga, indirectamente se cubre el requerimiento del control de deflexiones. Sin embargo, realizaremos este cálculo a modo ilustrativo.

6.1.4.2 Deflexión bajo cargas de servicio

La viga es simétrica con respecto del eje X, por lo tanto, se analizarán las deflexiones en el tramo 7-4. Para ello, se determina el momento de agrietamiento como:

$$M_{cr+} = M_{cr-} = 2 * fr * \frac{ig}{h} = 2 * 2 * \sqrt{210} * \frac{\frac{1}{12} * 30 * 60^3}{60} = 5.216 \text{ ton} * \text{m}$$

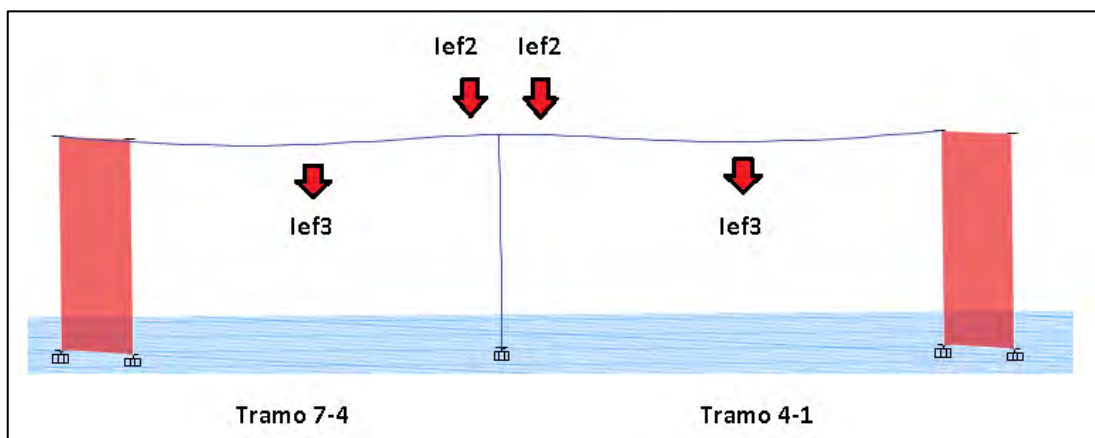


Figura 6-8: Deflexión en viga de análisis.

De acuerdo con lo presentado en el subcapítulo 5.1, los momentos positivos (I_{ef3}) y negativos (I_{ef2}) para las cargas de servicio, son los siguientes:

$$M_{s+} = 8.429 \text{ ton} * m > M_{cr+}$$

$$M_{s-} = 14.534 \text{ ton} * m > M_{cr-}$$

Como las secciones de momento positivo y negativo deberían agrietarse por acción de las cargas de servicio, se empleará la inercia agrietada de la sección.

Como se tiene acero en compresión para el momento negativo, se empleará una sección equivalente para calcular el centroide de la sección c y la inercia agrietada, en base a la relación modular de $2n-1 \approx 17$, donde $n = E_s/E_c$.

$$c^+ = 13.39, I_{cr+} = 162500 \text{ cm}^4$$

$$c^- = 17.38, I_{cr-} = 266000 \text{ cm}^4$$

Luego, se calcula la inercia efectiva promedio como:

$$I_{ef} = \frac{(2 * 162500 + 266000)}{3} = 197000 \text{ cm}^4$$

6.1.4.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

Se calculará en base al producto de la acción de la carga muerta, carga viva, y al 30% de la carga viva.

- Debido a la carga muerta ($w=2.049 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{cm} = \frac{5 * 560^2}{48 * 220000 * 197000} * (6.737 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 11.627))$$

$$\Delta i_{cm} = 0.49 \text{ cm}$$

- Debido a la carga viva ($w=0.765 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{cv} = \frac{5 * 560^2}{48 * 220000 * 197000} * (1.692 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 2.907))$$

$$\Delta i_{cv} = 0.11 \text{ cm}$$

- Debido al 30% de la carga viva ($w=0.229 \text{ ton/m}$)

$$\Delta i_{0.3*cv} = \frac{5 * 560^2}{48 * 220000 * 197000} * (0.514 * 10^5 - 0.1 * 10^5 * (0 + 0.780))$$

$$\Delta i_{0.3*cv} = 0.033 \text{ cm}$$

6.1.4.4 Cálculo de deflexiones diferidas

Este cálculo se realizará en base a las deflexiones diferidas como:

$$\rho' = \frac{4}{25 * 54} = 0.002963$$

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 * 0.002963} = 1.742$$

$$\Delta dif_{cm} = 1.742 * 0.49 = 0.853 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{cv} = 1.742 * 0.11 = 0.192 \text{ cm}$$

$$\Delta dif_{0.3*cv} = 1.742 * 0.033 = 0.058 \text{ cm}$$

Finalmente, se determinan las deflexiones totales:

- Deflexión media con el 30% de la CV actuando permanentemente:

$$\Delta m = \Delta i_{cm} + \Delta i_{0.3*cv} + \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv}$$

$$\Delta m = 0.49 + 0.033 + 0.853 + 0.058 = 1.43 \text{ cm}$$

- Deflexión máxima esperada:

$$\Delta máx = \Delta i_{cm} + \Delta i_{cv} + \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv}$$

$$\Delta máx = 0.49 + 0.11 + 0.853 + 0.058 = 1.51 \text{ cm}$$

6.1.4.5 Deflexiones máximas permisibles

De acuerdo con el artículo 9.6.2.6 de la normal E.060, la deflexión máxima permisible para elementos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes es de: $\Delta_{norma} = \frac{l}{480} = \frac{560}{480} = 1.17 \text{ cm}$. Además, este límite considera la suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas permanentes ya la deflexión inmediata debido a carga viva.

$$\Delta_{norma} = 1.17 \text{ cm} > \Delta dif_{cm} + \Delta dif_{0.3cv} + \Delta i_{cv} = 1.02 \text{ cm (Verifica)}$$

Finalmente, se verifica el control de deflexiones de la viga de análisis.

6.1.5 Control de fisuraciones

El control de fisuraciones será realizado de forma similar que en el subcapítulo 5.5.

- Verificación del tramo 7-4:

$$\rightarrow Ms^+ = 8.429 \text{ ton.m}, As = 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 3/4" = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$fs = \frac{8.429 * 1000 * 100}{0.9 * 54 * 6.84} = 2536 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 * 6 * 30}{3} = 120 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2536 * \sqrt[3]{6 * 120} = 22730 \text{ Kg/cm} = 22.7 \text{ Kn/mm} < 26 \text{ Kn/mm}$$

Por lo tanto, el refuerzo de acero establecido verifica el criterio de control de fisuraciones.

- Verificación del tramo 4-1:

$$\rightarrow Ms^+ = 7.891 \text{ ton.m}, As = 2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 3/4" = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$fs = \frac{7.891 * 1000 * 100}{0.9 * 54 * 6.84} = 2374 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 * 6 * 30}{3} = 120 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2374 * \sqrt[3]{6 * 120} = 21278 \text{ Kg/cm} = 21.3 \text{ Kn/mm} < 26 \text{ Kn/mm}$$

Por lo tanto, el refuerzo de acero establecido verifica el criterio de control de fisuraciones.

6.1.6 Diseño final de viga

Finalmente, se presenta el diseño final de la viga 13.

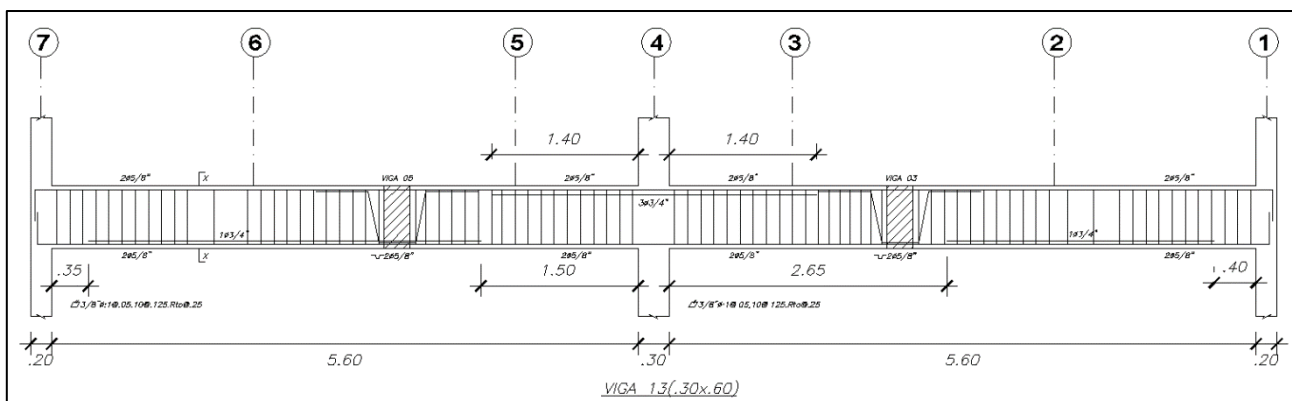


Figura 6-9: Diseño final de viga de análisis.

6.2 Diseño de viga chata

La presente edificación considera vigas chatas de sección rectangular, con dimensiones de 20x25 cm y 25x25 cm. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga chata de corte 1-1 (0.20x0.25m) del piso típico, ubicada entre los ejes C y D.

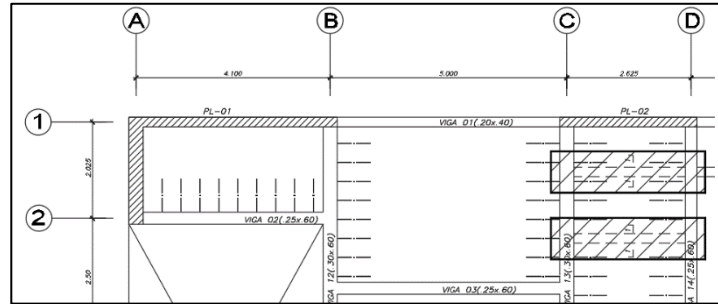


Figura 6-10: Ubicación de viga chata 1-1 a diseñar, en plano de planta típica.

6.2.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas de la viga chata 1-1 fue realizado en el subcapítulo 6.1.1, por lo que se presentarán los resultados obtenidos.

- Carga muerta:

$$\text{Carga muerta (CM)} = 0.480 \text{ ton/m}$$

- Carga viva:

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.020 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas en servicio:

$$CU = CM + CV = 0.480 \text{ tn/m} + 0.020 \text{ tn/m} = 0.500 \text{ tn/m}$$

- Combinación de cargas últimas:

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 0.480 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.020 \text{ tn/m} = 0.706 \text{ tn/m}$$

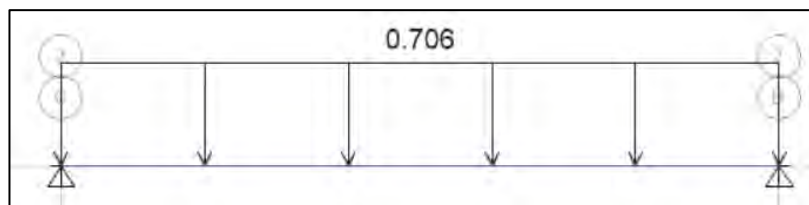


Figura 6-11: Modelamiento de viga chata bajo cargas últimas.

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis por combinación de cargas últimas, obteniendo los diagramas de momento flector y fuerzas cortantes.

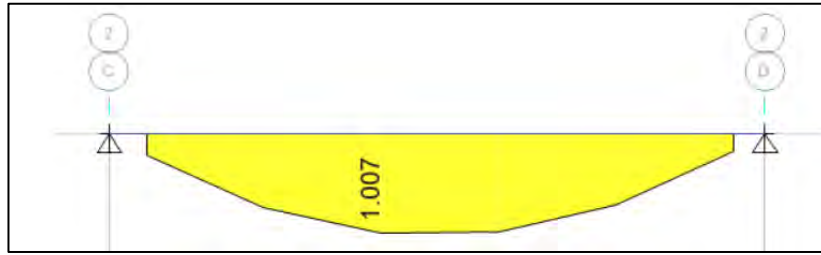


Figura 6-12: Diagrama de momento flector de cargas últimas de viga chata.

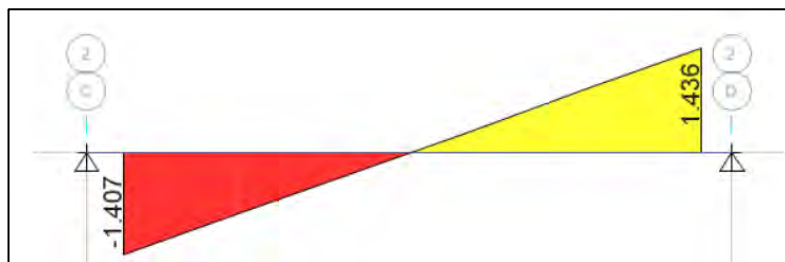


Figura 6-13: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de viga chata.

6.2.2 Diseño por flexión

Se realizará el diseño por flexión de manera similar al subcapítulo 6.1.2.

$$\rightarrow A_{smin}^{\pm} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 20 * 21}{4200} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (21 - c) \rightarrow c = 12.35 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * \beta * f'c * bw * c}{fy} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 20 * 12.35}{4200} = 8.92 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{smax}^{\pm} = 0.75 * 8.92 = 6.69 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Mu^+ = 1.007 \text{ ton.m}$$

$$a = 21 - \sqrt{21^2 - \frac{2 * 1.007}{0.9 * 0.85 * 210 * 20}} = 1.55 \text{ cm}$$

$$A_{s+}^{\text{requerido}} = \frac{1.007}{0.9 * 4200 * (21 - \frac{1.55}{2})} = 1.32 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } A_{smin}^+ \text{ y } A_{smax}^+)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$A_{s+}^{\text{instalado}} = 2\emptyset 1/2" = 2.58 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn^+_{\text{instalado}} = 1.90 \text{ ton.m}$$

6.2.3 Diseño por cortante

Se realizará el diseño por flexión de manera similar al subcapítulo 6.1.3, considerando estribos de $\phi 8mm$ y que el primero estará a 5 cm de la cara de viga chata.

- Cálculo de espaciamiento de estribos centrales:

$$\rightarrow Vu = 1.44 \text{ ton} \rightarrow Vu_a \text{ "d" de la cara de viga} = 1.18 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 21 = 2.74 \text{ ton} > Vu_a \text{ "d" de la cara de viga}$$

$$Vu_a \text{ "d" de la cara de viga} < 0.5 \Phi Vc = 1.37 \text{ ton}$$

Por lo tanto, solo se requiere estribos de montaje espaciados cada 25 cm.

- Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento:

$$\rightarrow 21/4 = 13.5 \text{ cm}$$

$$10 * \phi 1/2" = 10 * 1.27 = 12.70 \text{ cm}$$

$$24 * \phi 8mm = 24 * 0.08 = 1.92 \text{ cm}$$

Por lo tanto, los estribos de confinamiento estarán espaciados cada 10 cm.

6.2.4 Diseño final de viga chata

Finalmente, se presenta el diseño final de la viga chata 1-1.

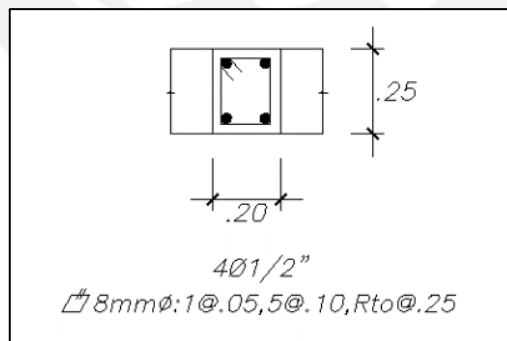


Figura 6-14: Diseño final de viga chata de análisis.

Nivel	S/C (Tn/m ²)	Á.Trib. (m ²)	Á.Alig. (m ²)	P. Prop. (Tn)	P. Alig. (Tn)	P.Piso (Tn)	P. Vigas Pr. (Tn)	P. Vigas Sec. (Tn)	CM (Tn)	CV (Tn)
3	0.20	22.26	18.66	2.04	6.53	22.26	3.62	1.04	35.49	4.45
2	0.20	22.26	18.66	2.04	6.53	22.26	3.62	1.04	35.49	4.45
1	0.20	22.26	18.66	2.04	6.53	22.26	3.62	1.04	35.49	4.45
P. Total (Tn)									151.36	24.49

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis de la columna utilizando las combinaciones de carga especificadas en el subcapítulo 4.1 (considerando carga muerta, carga viva, y sismo en ambas direcciones de análisis), obteniendo las solicitaciones de cargas y momentos en la base de la columna.

Tabla 7-2: Combinaciones de carga en la base de la columna de análisis.

Tipo de carga	Combinación de carga	P (Tn)	Vx (Tn)	Vy (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
Diseño	CM	146.577	1.222	0.000	-0.002	0.696
	CV	23.072	0.271	0.000	0.000	0.161
	SISMO XX	10.320	1.690	0.019	0.094	4.977
	SISMO YY	0.680	0.111	0.346	1.653	0.328
Gravedad	1.4 CM+1.7 CV	244.430	2.171	0.000	-0.003	1.247
	1.25 (CM+CV)+SX	222.381	3.556	0.019	0.091	6.047
Sismo XX	1.25 (CM+CV)-SX	201.741	0.175	-0.019	-0.096	-3.906
	0.9 CM+SX	142.239	2.790	0.019	0.092	5.603
	0.9 CM-SX	121.600	-0.591	-0.019	-0.095	-4.350
Sismo YY	1.25 (CM+CV)+SY	212.741	1.977	0.346	1.651	1.398
	1.25 (CM+CV)-SY	211.381	1.754	-0.345	-1.655	0.743
	0.9 CM+SY	132.599	1.211	0.346	1.651	0.954
	0.9 CM-SY	131.240	0.988	-0.345	-1.655	0.299
Envolvente		244.430	3.556	0.346	1.655	6.047

7.2 Diseño por flexocompresión

Con los valores obtenidos en las combinaciones de cargas, se realizará el diseño por flexocompresión del nivel 1 al 3, y luego del nivel 4 al 6, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.4.

7.2.1 Diagrama de interacción

Al artículo 21.4.5.1 de la norma E.060 establece que la cuantía de refuerzo longitudinal deberá estar entre 1% y 6%, por lo que se asumirá una distribución de 16Ø5/8", equivalente a una cuantía de 1.02%. Mediante el software ETABS, se realizó el análisis de la columna, obteniendo los distintos diagramas de interacción.

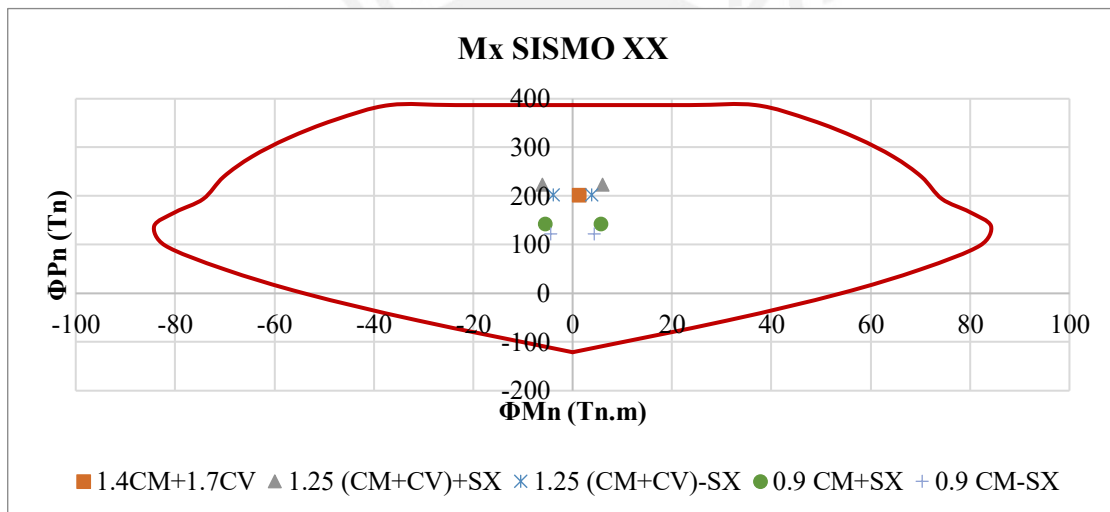


Figura 7-2: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.

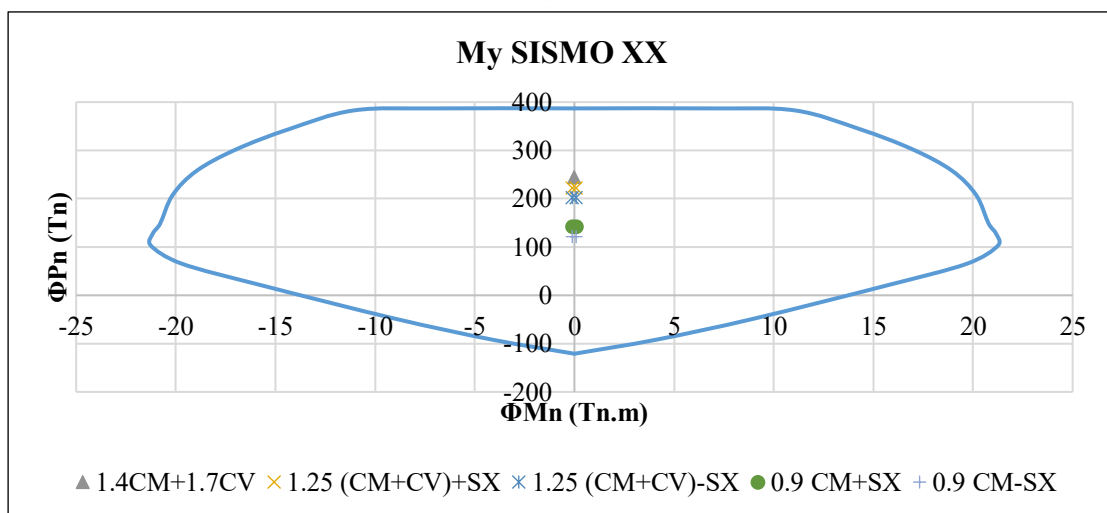


Figura 7-3: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.

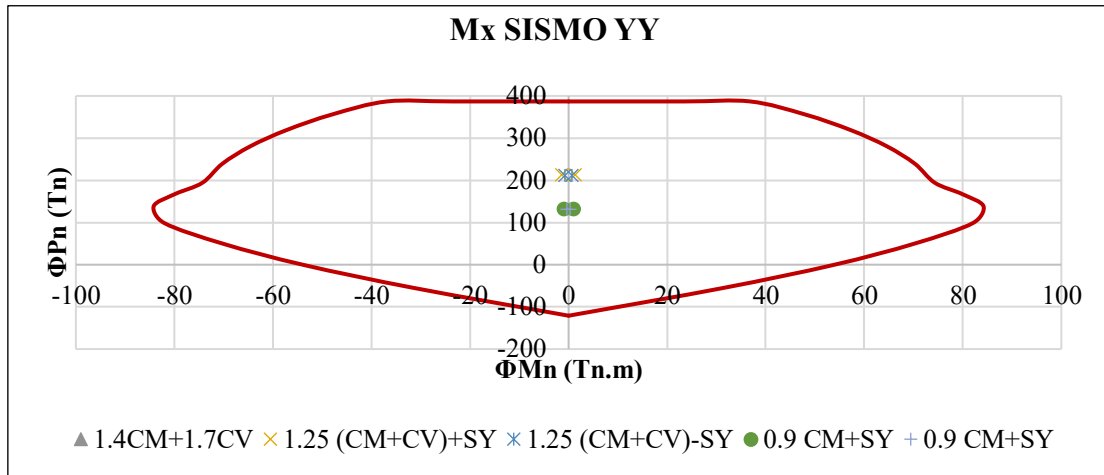


Figura 7-4: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.

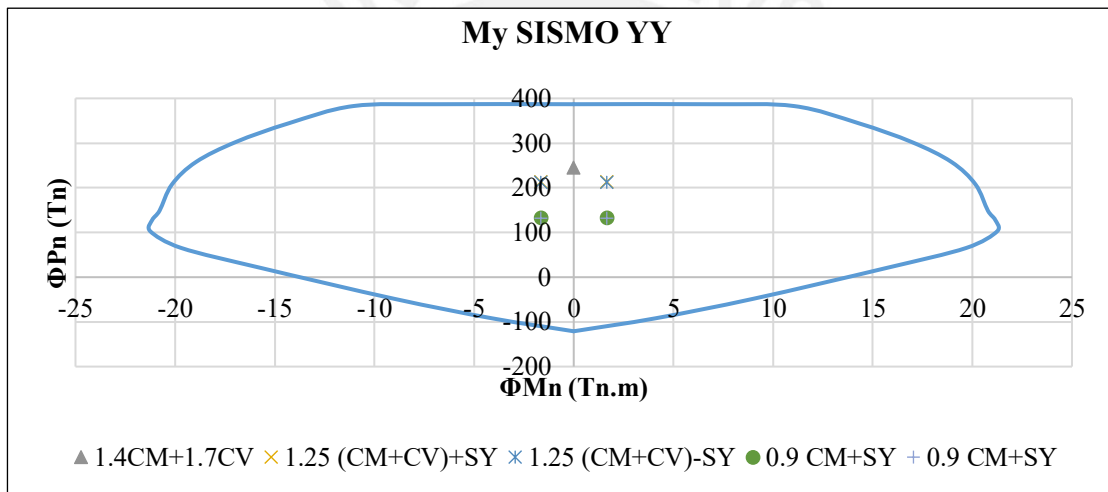


Figura 7-5: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.

Como se puede observar, todas las combinaciones de carga quedan dentro de cada uno de su respectivo diagrama de interacción, por lo que se verifica que la elección inicial del acero de refuerzo es correcta. Por lo tanto, la distribución de acero longitudinal en la columna C-2 será de $16\varnothing 5/8''$ (cuantía de 1.02%).

7.3 Diseño por cortante

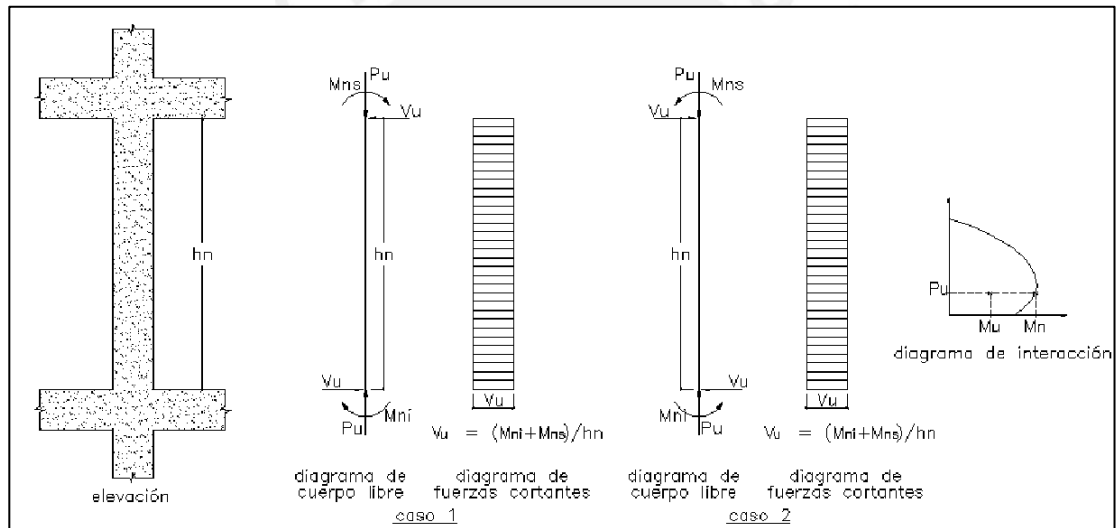
El diseño por cortante correspondiente a columnas sometidas a efectos sísmicos, deberá cumplir la verificación por capacidad establecida en el capítulo 21 de la norma E.060, considerando la distribución de refuerzo en la columna diseñada por flexocompresión.

7.3.1 Verificación por capacidad

Se debe verificar que la cortante de diseño V_u , cumpla con el artículo 21.4.3 de la norma E.060, el cual menciona que V_u no debe ser menor al menor valor obtenido de:

- A. La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales M_n y el cortante isostático.
- B. El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño multiplicados por un valor de amplificación de 2,5.

De no cumplirse con esta verificación, se deberá realizar el diseño por cortante utilizando el menor valor de los V_u calculados por norma.



*Figura 7-6: Verificación por capacidad en columnas (criterio A).
Nota: Tomado de la norma E.060.*

Los momentos nominales serán determinados a partir de los diagramas de interacción nominales (sin considerar el factor de reducción). Como los momentos nominales en la parte inferior y superior de la columna no presentan mayor variación, se asumirán como iguales, continuando así el análisis en ambas direcciones, con las cargas en la parte inferior de la columna.

- Cálculo del V_x del criterio A para sismo en XX:

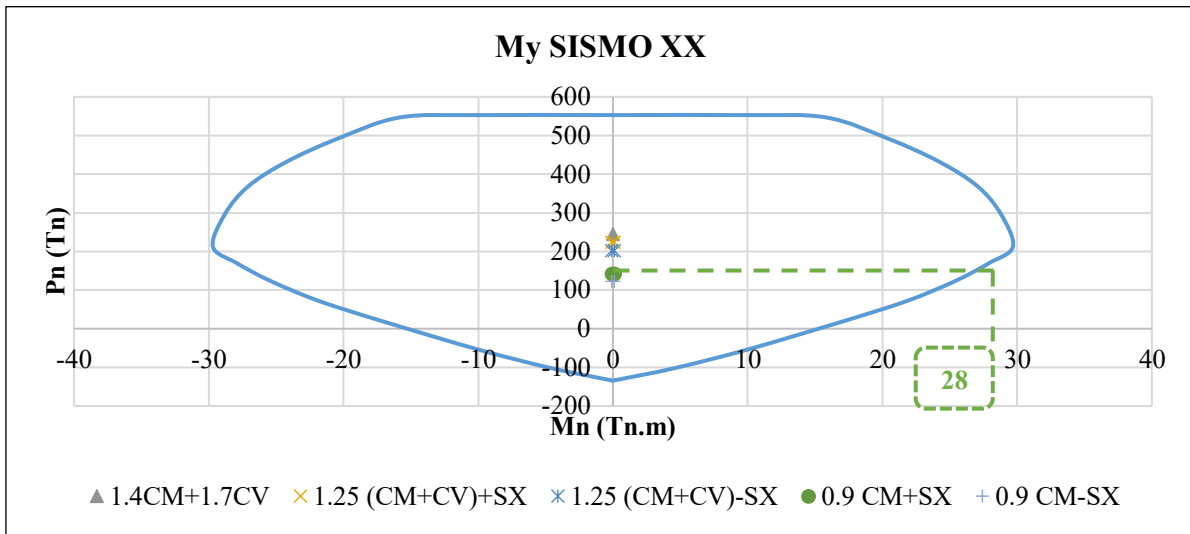


Figura 7-7: Diagrama de interacción nominal en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en XX.

$$\rightarrow M_{ni} = M_{ns} = 28.0 \text{ tn. m}, L_n = 2.50 \text{ m}$$

$$V_{x_A} = \frac{28.0 + 28.0}{2.5} = 22.4 \text{ tn}$$

- Cálculo del V_y del criterio A para sismo en YY:

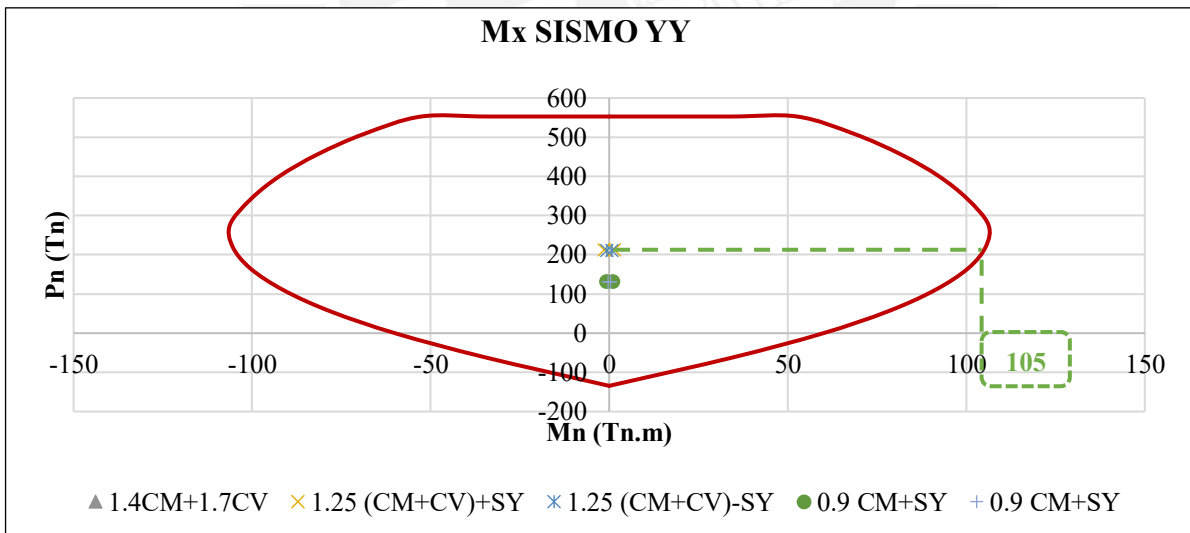


Figura 7-8: Diagrama de interacción nominal en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la columna, con sismo en YY.

$$\rightarrow M_{ni} = M_{ns} = 105.0 \text{ tn. m}, L_n = 2.50 \text{ m}$$

$$V_{y_A} = \frac{105.0 + 105.0}{2.5} = 84.0 \text{ tn}$$

- Cálculo de Vx del criterio B con sismo en XX amplificado:

$$\rightarrow Vx_{CM} = 1.222 \text{ tn}, Vx_{CV} = 0.271 \text{ tn}, Vx_{SISMO \text{ XX}} = 1.690 \text{ tn}$$

$$Vx_B = 1.25 * (1.222 + 0.271) + 2.5 * 1.690 = 6.09 \text{ tn}$$

- Cálculo de Vy del criterio B con sismo en YY amplificado:

$$\rightarrow Vy_{CM} = 0.00 \text{ tn}, Vy_{CV} = 0.00 \text{ tn}, Vy_{SISMO \text{ YY}} = 0.346 \text{ tn}$$

$$Vx_B = 1.25 * (0.00) + 2.5 * 0.346 = 0.86 \text{ tn}$$

- Verificación por capacidad del Vx para sismo en XX:

$$\rightarrow Vx_A = 22.4 \text{ tn}, Vx_B = 6.09 \text{ tn} \rightarrow Vx_{capacidad} = 6.09 \text{ tn}$$

$$Vx_{XX} = 3.56 \text{ tn} < Vx_{capacidad} \text{ (No cumple verificación)}$$

Por lo tanto, se continuará el diseño con la cortante obtenida por capacidad.

- Verificación por capacidad del Vy para sismo en YY:

$$\rightarrow Vy_A = 84.0 \text{ tn}, Vy_B = 0.86 \text{ tn} \rightarrow Vy_{capacidad} = 0.86 \text{ tn}$$

$$Vy_{YY} = 0.35 \text{ tn} < Vy_{capacidad} \text{ (No cumple verificación)}$$

Por lo tanto, se continuará el diseño con la cortante obtenida por capacidad.

7.3.2 Cálculo de espaciamiento de estribos centrales

Se procederá a calcular el espaciamiento de estribos centrales, considerando estribos de $\phi 3/8''$ para la columna, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.3.

$$\Phi V_{columnas} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d$$

Donde:

Nu : carga axial en compresión

Ag : área bruta de la sección transversal de columna

- Cálculo de espaciamiento de estribos centrales:

$$\rightarrow Vx = 6.09 \text{ tn}, Vy = 0.86 \text{ tn}, Nu = 244.43 \text{ tn}, Ag = 30 \times 105 \text{ cm}^2$$

$$\Phi V_{cx} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{244.43}{140 * 30 * 105}\right) * 30 * 99 = 19.40 \text{ tn} > V_x$$

$$\Phi V_{cy} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{244.43}{140 * 30 * 105}\right) * 105 * 24 = 16.46 \text{ tn} > V_y$$

Por lo tanto, solo se requiere estribos de montaje espaciados cada 25 cm.

7.3.3 Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento

El artículo 21.4.5.3 de la norma E.060 indica que, en ambos extremos de columna, deberán disponerse estribos de confinamiento en una longitud L_o que no deberá ser menor que el mayor de:

- A. $L_n/6$.
- B. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- C. 50 cm.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento S_o no deberá exceder al menor de:

- D. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- E. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- F. 10 cm.

Además, se establece que el primer estribo de confinamiento deberá estar a no más de 10 cm de la cara de columna, por lo que se utilizará 5 cm de distancia para este primer estribo.

- Cálculo de longitud de confinamiento L_o :

$$\rightarrow L_o \geq \text{máx}[(250/6); (\text{mayor dim})] = \text{máx}[41.7 \text{ cm}; 105 \text{ cm}]$$

Por lo tanto, la longitud de confinamiento L_o será de 105 cm.

- Cálculo de espaciamiento de estribos de confinamiento S_o :

$$\rightarrow S_o \leq \text{mín}[(8 * \emptyset 5/8"); (\text{menor dim}/2)] = \text{mín}[12.72 \text{ cm}; 15 \text{ cm}]$$

Por lo tanto, los estribos de confinamiento estarán espaciados cada 10 cm, quedando el arreglo de estribos de columna como: 1@.05 m, 10@.0.10 m, Rto. @0.25 m.

7.3.4 Cálculo de espaciamiento de estribos dentro del nudo

El artículo 21.4.5.5 de la norma E.060 indica que el espaciamiento de estribos dentro del nudo no deberá exceder los 15 cm, por lo que se utilizará 10 cm de espaciamiento.

7.4 Diseño final de columna

El diseño por flexocompresión y cortante de la columna para los niveles del 4 al 6, será realizado de forma similar a lo detallado en el presente capítulo, obteniendo una distribución de refuerzo de acero de $16\phi 5/8"$, con un arreglo de estribos de $\phi 3/8"$, espaciados cada $1@.05\text{ m}$, $10@.0.10\text{ m}$, $Rto. @0.25\text{ m}$. Finalmente, se presenta el diseño final de la columna C-02.

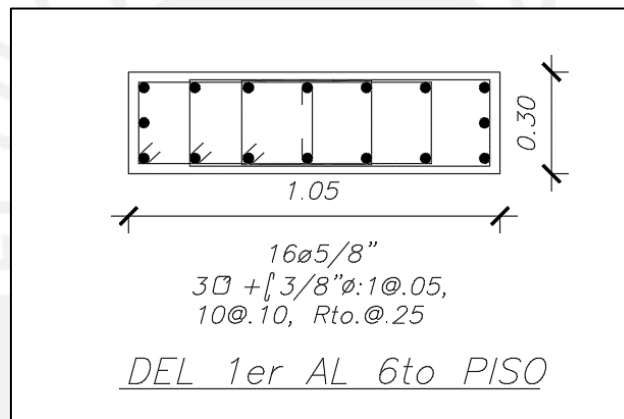


Figura 7-9: Diseño final de columna de análisis.

Capítulo 8: Diseño de Placas

La presente edificación considera placas con espesores t de 0.20 m y 0.25 m. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la placa PL-04, ubicada en la intersección de los ejes D y 4, la cual se desarrolla del nivel 1 al 6.

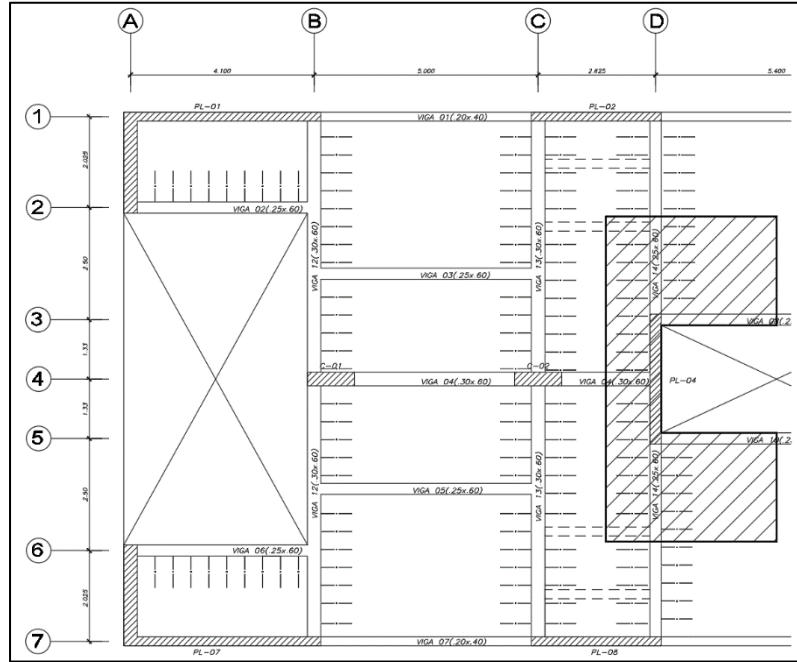


Figura 8-1: Ubicación de placa a diseñar, en plano de planta típica.

8.1 Metrado de cargas

La placa PL-04 ($t=0.25$ m) posee una longitud lm de 2.90 m en la dirección Y, una altura típica de 2.7 m y una altura total hm de 16.20 m (placa esbelta ya que $\frac{hm}{lm} = 5.6 \geq 2$). El metrado de cargas muertas será realizado considerando el peso del aligerado, del piso terminado, de las vigas principales y secundarias, mientras que el metrado de carga viva solo considera la sobrecarga, todo ello dentro del área tributaria de la placa.

Tabla 8-1: Metrado de cargas para placa de análisis.

Nivel	S/C (Tn/m ²)	Á.Trib. (m ²)	Á.Alig. (m ²)	P. Prop. (Tn)	P. Alig. (Tn)	P.Piso (Tn)	P. Vigas Pr. (Tn)	P. Vigas Sec. (Tn)	CM (Tn)	CV (Tn)
6	0.10	14.32	11.92	4.70	4.17	1.43	2.96	1.52	14.79	1.43
5	0.20	35.96	31.31	4.70	10.96	3.60	5.74	0.86	25.86	7.19
4	0.20	35.96	31.31	4.70	10.96	3.60	5.74	0.45	25.45	7.19

Nivel	S/C (Tn/m ²)	Á.Trib. (m ²)	Á.Alig. (m ²)	P. Prop. (Tn)	P. Alig. (Tn)	P.Piso (Tn)	P. Vigas Pr. (Tn)	P. Vigas Sec. (Tn)	CM (Tn)	CV (Tn)
3	0.20	36.30	31.61	4.70	11.06	3.63	5.77	0.27	25.43	7.26
2	0.20	36.30	31.61	4.70	11.06	3.63	5.77	0.27	25.43	7.26
1	0.20	36.30	31.61	4.70	11.06	3.63	5.77	0.27	25.43	7.26
P. Total (Tn)									142.39	37.59

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis de la placa utilizando las combinaciones de carga especificadas en el subcapítulo 4.1 (considerando carga muerta, carga viva, y sismo en ambas direcciones de análisis), obteniendo las solicitaciones de cargas y momentos en la base de la placa.

Tabla 8-2: Combinaciones de carga en la base de la placa de análisis.

Tipo de carga	Combinación de carga	P (Tn)	Vy (Tn)	Vx (Tn)	My (Ton.m)	Mx (Ton.m)
Diseño	CM	175.021	0.128	0.001	0.022	-0.218
	CV	33.081	0.000	0.000	0.004	0.001
	SISMO XX	7.417	2.338	0.160	0.604	8.063
	SISMO YY	0.488	38.427	0.011	0.040	214.796
Gravedad	1.4 CM+1.7 CV	301.268	0.179	0.002	0.038	-0.304
	1.25 (CM+CV)+SX	267.545	2.498	0.161	0.636	7.792
Sismo XX	1.25 (CM+CV)-SX	252.712	-2.178	-0.159	-0.571	-8.335
	0.9 CM+SX	164.936	2.453	0.161	0.623	7.867
	0.9 CM-SX	150.103	-2.223	-0.159	-0.584	-8.259
Sismo YY	1.25 (CM+CV)+SY	260.617	38.587	0.012	0.072	214.525
	1.25 (CM+CV)-SY	259.640	-38.267	-0.009	-0.007	-215.068
	0.9 CM+SY	158.008	38.542	0.011	0.060	214.600
	0.9 CM-SY	157.031	-38.312	-0.010	-0.020	-214.992
Envolvente		301.268	38.587	0.161	0.636	-215.068

8.2 Diseño por flexocompresión

Con los valores obtenidos en las combinaciones de cargas, se realizará el diseño por flexocompresión del nivel 1 al 3, y luego del nivel 4 al 6, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.4.

8.2.1 Elementos de borde (núcleos)

Previo al desarrollo de los diagramas de interacción, es necesario definir la configuración de los elementos de borde (núcleos) y verificar si estos requieren o no confinamiento.

8.2.1.1 Configuración de núcleos

El artículo 21.9.7.2 de la norma E.060 define que la longitud mínima de los núcleos deberá ser de 15 cm. Así mismo, el artículo 21.9.7.6 establece que los núcleos deberán cumplir las siguientes condiciones:

- A. El núcleo se deberá extender desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia $l_{núcleo}$ no menor que el mayor valor entre $[c - 0.1 * lm]$ y $[c/2]$, donde c es la profundidad del eje neutro.
- B. El espaciamiento del confinamiento en el núcleo $S_{confinamiento}$ no deberá exceder al menor de:
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del núcleo.
 - 25 cm.

La distribución del refuerzo vertical en los núcleos será determinada considerando el mismo criterio que en el capítulo 7 de diseño de columnas, por lo que su cuantía vertical deberá estar entre 1% y 6%.

8.2.1.2 Verificación del confinamiento de núcleos

El artículo 21.9.7.4 de la norma E.060 define el requerimiento del confinamiento de núcleos si la profundidad del eje neutro c excede de:

$$c \geq \frac{lm}{600 * (\delta u/hm)} \rightarrow \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

Donde:

δu : desplazamiento lateral producido por el análisis en el nivel más alto.

De forma complementaria, el artículo 21.9.7.5 establece que si el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema $\sigma_{c_{max}}$, correspondiente a las fuerzas amplificadas del análisis incluyendo los efectos sísmicos, es mayor que $0,2 f'c$, se deberán confinar los núcleos.

$$\sigma_{c_{max}} = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu}{S} \geq 0.2 * f'c \rightarrow Ag = t * lm \rightarrow S = \frac{I}{c} = \frac{b * lm^2}{6}$$

De cumplirse las verificaciones, la altura de confinamiento $h_{confinamiento}$ deberá extenderse verticalmente desde la sección crítica una distancia no menor que el mayor valor entre lm y $\frac{Mu}{4*Vu}$. De no cumplirse con las verificaciones, el artículo 21.9.7.7 indica que el espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder los 25 cm.

8.2.1.3 Cuantía de refuerzo horizontal (ρh) y vertical (ρv):

La norma E.060 establece distintos criterios para el cálculo de la cuantía mínima del refuerzo horizontal (ρh) y del vertical (ρv), así como sus respectivos espaciamientos máximos, correspondientes a los refuerzos en el alma de la placa. Estos criterios son:

Tabla 8-3: Cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical en placas.

Artículo Norma E.060	Criterio	Refuerzo horizontal		Refuerzo vertical	
		ρh_{min}	Sh_{max}	ρv_{min}	Sv_{max}
11.10.7	Si: $[Vu < 0.27 * Acw * \sqrt{f'c}]$	0.0020	$[3 * t]$ [40 cm]	0.0015	$[3 * t]$ [40 cm]
11.10.8	Si: $[Vu > 0.27 * Acw * \sqrt{f'c}]$	0.0025	$[3 * t]$ [40 cm]	$[0.0025 + 0.5 * (2.5 - \frac{hm}{lm}) * (\rho h - 0.0025)]$	$[3 * t]$ [40 cm]

Nota: Tomado de la norma E.060.

Donde: $[Acw = t * d]$ y $[d = 0.8 * lm]$, de acuerdo con el artículo 21.9.4.5 de la norma E.060.

Además, el artículo 11.10.10.5 menciona que si el espesor de muro t es mayor o igual a 20 cm, el refuerzo horizontal y vertical deberá distribuirse en las dos caras del muro.

8.2.1.4 Cálculo de la profundidad del eje neutro (c):

Para poder determinar el valor de c , se deberá asumir la distribución de acero en los núcleos y calcular la cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el alma de la placa, de tal forma que se pueda realizar las verificaciones y corroborar resultados posteriormente.

Se asumirán 2 núcleos simétricos con una extensión de 60 cm desde borde de placa, considerando estribos de $\text{Ø}3/8''$ y una distribución de refuerzo vertical de $8\text{Ø}5/8''$ ($\rho = 1.07\%$), para cada núcleo. Como $t = 25\text{cm}$, el refuerzo horizontal y vertical se distribuirán en las dos caras del muro.

- Cálculo de la cuantía de refuerzo vertical en el alma:

$$\rightarrow Vu_y = 38.43 \text{ tn}$$

$$0.27 * 25 * 0.8 * 290 * \sqrt{210} = 22.69 \text{ tn} < Vu_y \rightarrow \rho_h = 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025$$

$$As_v = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow S_v = \frac{0.71}{6.25/2} \approx 22 \text{ cm} < [75\text{cm} \text{ ó } 40\text{cm}]$$

Por lo tanto, el refuerzo vertical en el alma será de $2\text{Ø}3/8''$ cada 20 cm.

Con los valores obtenidos, se procede a calcular la profundidad del eje neutro, utilizando como referencia el siguiente esquema preliminar de placa:

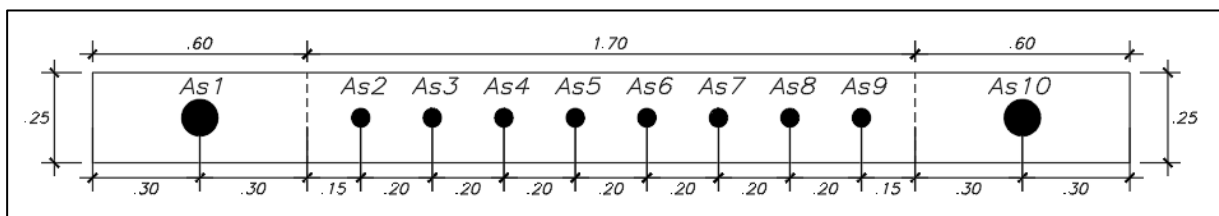


Figura 8-2: Distribución de acero preliminar en placa de análisis.

$$As1 = 16\text{cm}^2, d1 = 30\text{cm} \rightarrow As2 = 1.42\text{cm}^2, d2 = 75\text{cm} \rightarrow As3 = 1.42\text{cm}^2, d3 = 95\text{cm}$$

$$As4 = 1.42\text{cm}^2, d4 = 115\text{cm} \rightarrow As5 = 1.42\text{cm}^2, d5 = 135\text{cm} \rightarrow As6 = 1.42\text{cm}^2, d6 = 155\text{cm}$$

$$As7 = 1.42\text{cm}^2, d7 = 175\text{cm} \rightarrow As8 = 1.42\text{cm}^2, d8 = 195\text{cm} \rightarrow As9 = 1.42\text{cm}^2, d9 = 215\text{cm}$$

$$As10 = 16\text{cm}^2, d10 = 260\text{cm}$$

Iterando la posición del eje neutro hasta lograr el equilibrio de fuerzas en tracción y compresión, se obtiene el valor de $c = 30.28 \text{ cm}$.

- Verificación de la configuración de núcleos:

$$\rightarrow l_{\text{núcleo}} > \text{máx}[(30.28 - 0.1 * 2.9); (30.28/2)] = \text{máx}[29.9 \text{ cm}; 15.14 \text{ cm}]$$

Por lo tanto, se verifica que la configuración de núcleos asumida es correcta.

- Verificación del confinamiento de núcleos:

$$\rightarrow \delta u_y = 1.393 \text{ cm (obtenido del análisis mediante el software ETABS)}$$

$$\frac{290}{600 * (1.393/1620)} = 562 \text{ cm} > 30.28 \text{ cm (No requiere confinamiento)}$$

$$1.393/1620 = 0.00086 < 0.005 \text{ cm (No verifica)}$$

$$\rightarrow Pu_{\text{max}} = 301.27 \text{ tn}, Mu_{\text{max.x}} = 215.07 \text{ tn.m}, 0.2 * f'c = 420 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{c_{\text{max}}} = \frac{301.27}{0.25 * 2.9} + \frac{6 * 215.07}{0.25 * 2.9^2} = 1029.3 \text{ tn/m}^2 > 0.2 * f'c \text{ (Se requiere confinar)}$$

Por lo tanto, se requiere la presencia de núcleos confinados.

- Cálculo de la altura de confinamiento:

$$\rightarrow h_{\text{confinamiento}} \geq \text{máx}\left[(2.9); \left(\frac{215.07}{4 * 38.59}\right)\right] = \text{máx}[2.9 \text{ m}; 1.40 \text{ m}]$$

Por lo tanto, la altura de confinamiento será de 3 m.

- Cálculo del espaciamiento del confinamiento:

$$\rightarrow S_{\text{confinamiento}} \leq \text{mín}[(10 * \emptyset 5/8"); (\text{menor dim}/2); (25 \text{ cm})]$$

$$S_{\text{confinamiento}} \leq \text{mín}[15.9 \text{ cm}; 12.5 \text{ cm}; 25 \text{ cm}]$$

Por lo tanto, el espaciamiento del confinamiento será de 12.5 m, quedando el arreglo de los núcleos como: 1@.05 m, Rto. @0.125 m.

8.2.2 Diagrama de interacción

Una vez establecido el arreglo preliminar del acero en el alma y los núcleos, se realizó el análisis de la placa mediante el software ETABS, obteniendo los distintos diagramas de interacción, a fin de verificar la distribución de refuerzo de acero propuesta.

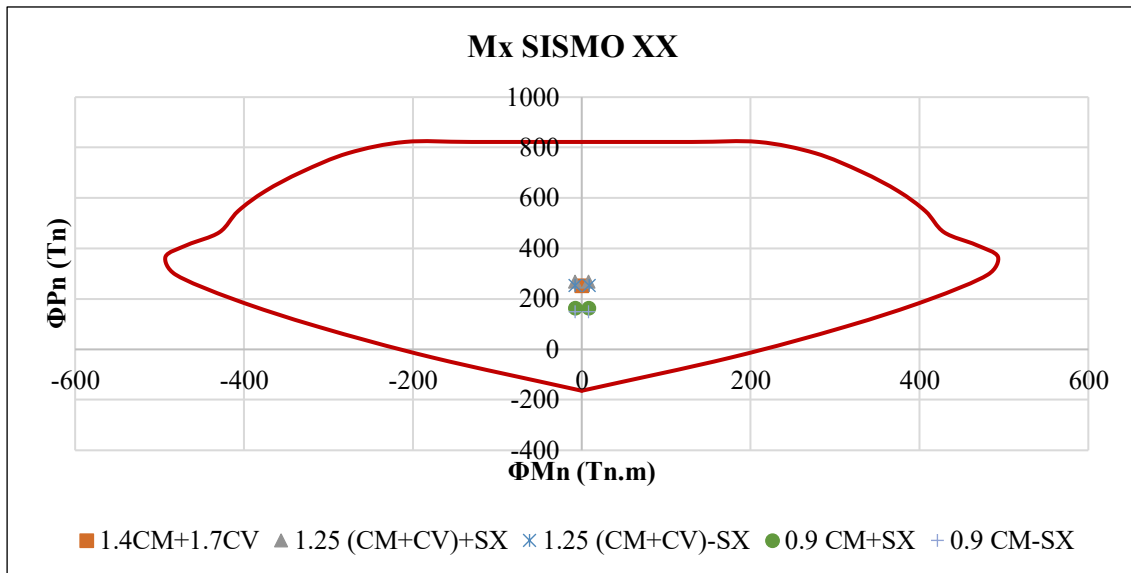


Figura 8-3: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en XX.

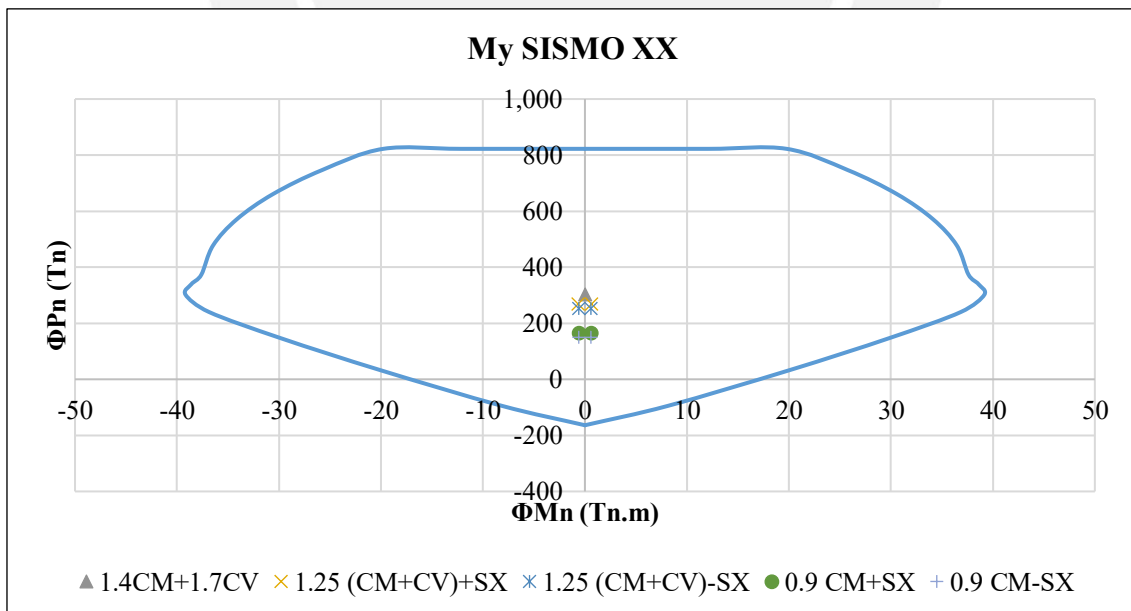


Figura 8-4: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en XX.

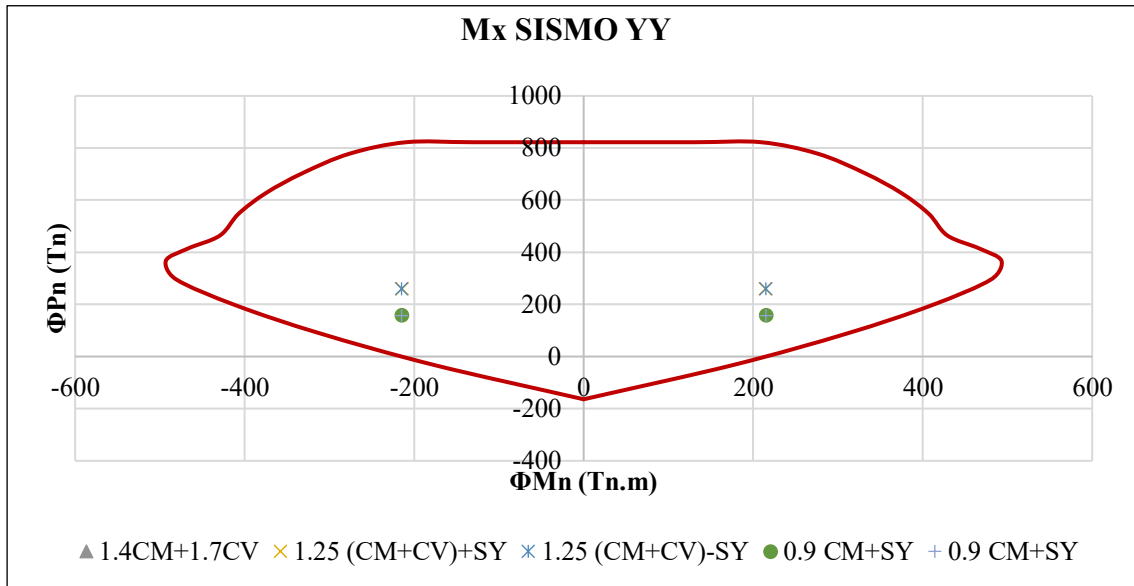


Figura 8-5: Diagrama de interacción en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.

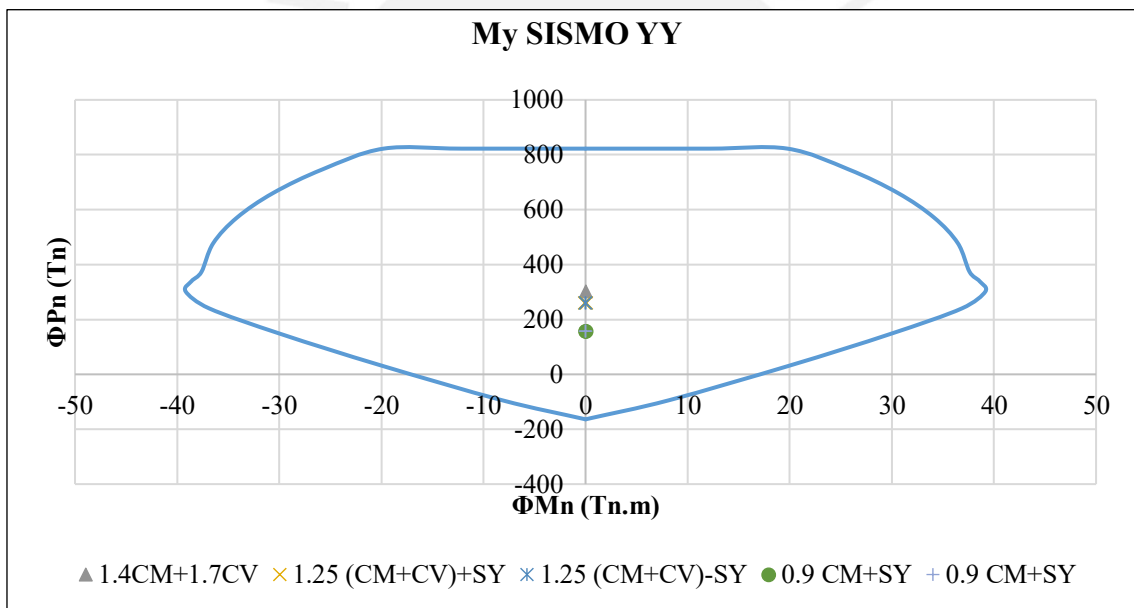


Figura 8-6: Diagrama de interacción en el eje local Y, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.

Como se puede observar, todas las combinaciones de carga quedan dentro de cada uno de su respectivo diagrama de interacción, por lo que se verifica que la elección inicial del acero de refuerzo en los núcleos y alma es correcta. Por lo tanto, el arreglo de los núcleos queda con refuerzo de acero vertical de $8\text{Ø}5/8''$ y con estribos de $3/8''$ espaciados $1@.05\text{ m}$, $Rto. @.0.125\text{ m}$, mientras que el refuerzo de acero vertical en el alma queda como $2\text{Ø}3/8''$ espaciados cada 0.20 m .

8.3 Diseño por cortante

El diseño por cortante correspondiente a placas sometidas a efectos sísmicos, deberá cumplir el criterio de amplificación por capacidad establecido en el capítulo 21 de la norma E.060, considerando la distribución de refuerzo en la placa diseñada por flexocompresión.

8.3.1 Amplificación por capacidad

El artículo 21.9.5.3 de la norma E.060 establece que el cortante de diseño Vu deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada de la placa mediante:

$$Vu_{capacidad} \geq Vu_a * \left(\frac{Mn}{Mu_a}\right) \rightarrow \frac{Mn}{Mu_a} \leq R$$

Donde:

Vu_a , Mu_a : cortante y momento amplificado proveniente del análisis

Mn : momento nominal

Esta amplificación podrá limitarse a una altura de placa medida desde la base equivalente al mayor valor entre: lm , $\frac{Mu}{4*Vu}$, o la altura de los 2 primeros pisos.

- Amplificación por capacidad del Vy para sismo en YY:

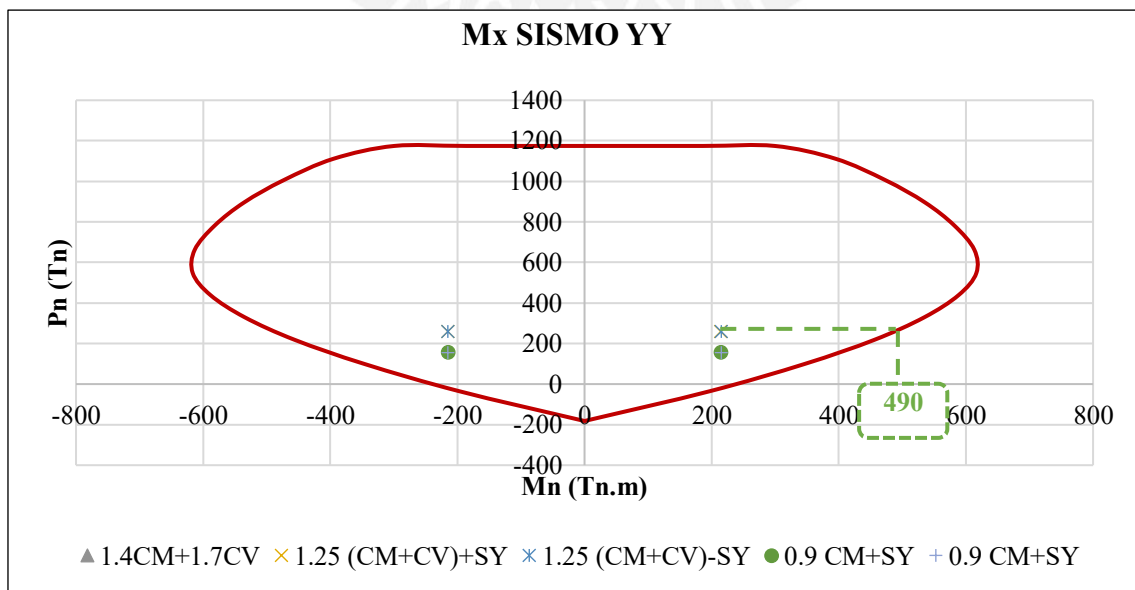


Figura 8-7: Diagrama de interacción nominal en el eje local X, bajo combinaciones de carga en la base de la placa, con sismo en YY.

$$\rightarrow Vu_y = 38.59 \text{ tn}, Mu_x = 215.07 \text{ tn.m} \rightarrow Mn = 490 \text{ tn.m}$$

$$\frac{490}{215.07} = 2.3 < R = 6 \text{ (Cumple verificación)}$$

$$Vu_{capacidad} = 38.59 * \left(\frac{490}{215.07} \right) = 87.92 \text{ tn}$$

Por lo tanto, diseño por cortante será realizado con cortante amplificada por capacidad.

- Límite de altura para amplificación por capacidad:

$$\rightarrow H_{lim} \geq \text{máx}[(2.9); \left(\frac{215.07}{4 * 38.59} \right), (2 * 2.7)] = \text{máx}[2.9 \text{ m}; 1.40 \text{ m}; 5.40 \text{ m}]$$

Por lo tanto, los niveles del 1 al 3 serán analizados utilizando la amplificación de cortante por capacidad, mientras que los niveles del 4 al 6 serán diseñados con la cortante obtenida del análisis.

8.3.2 Cálculo de espaciamiento del refuerzo horizontal

El artículo 11.10.10.1 de la norma E.060 permite calcular la cuantía horizontal como:

$$\rho_h = \frac{Vs}{Acw * fy}$$

Se procederá a calcular la cuantía y el espaciamiento del refuerzo horizontal, considerando refuerzo de $\phi 3/8$ " para la placa, de acuerdo a lo especificado en el subcapítulo 4.3.

$$\Phi Vc_{placas} = \Phi * \alpha * \sqrt{f'c} * Acw$$

Donde:

α : coeficiente igual a 0.53 para placas esbeltas ($\frac{hm}{lm} = 5.6 \geq 2$).

- Cálculo de espaciamiento del refuerzo horizontal:

$$\rightarrow Vu_y = 38.59 \text{ tn}$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 290 = 37.86 \text{ ton} < Vu_y$$

$$V_s = \frac{38.59 - 37.86}{0.85} = 0.86 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{0.86}{0.25 * 0.8 * 2.9 * 4200} = 0.00035 < \rho_{h_{min}} = 0.0025$$

Por lo tanto, la cuantía de refuerzo vertical ρ_h deberá ser de 0.0025.

$$A_{s_h} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow S_v = \frac{0.71}{6.25/2} \approx 22 \text{ cm} < [75\text{cm} \text{ ó } 40\text{cm}]$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal en el alma será de 2Ø3/8" cada 20 cm.

8.4 Diseño final de placa

El diseño de la placa para los niveles del 4 al 6, será realizado de forma similar a lo detallado en el presente capítulo, obteniendo un arreglo de los núcleos con refuerzo de acero vertical de 6Ø5/8" y con estribos de 3/8" espaciados 1@.05 m, Rto.@0.125 m, mientras que el refuerzo de acero vertical y horizontal en el alma queda como 2Ø3/8" espaciados cada 0.20 m cada uno. Finalmente, se presenta el diseño final de la placa PL-04.

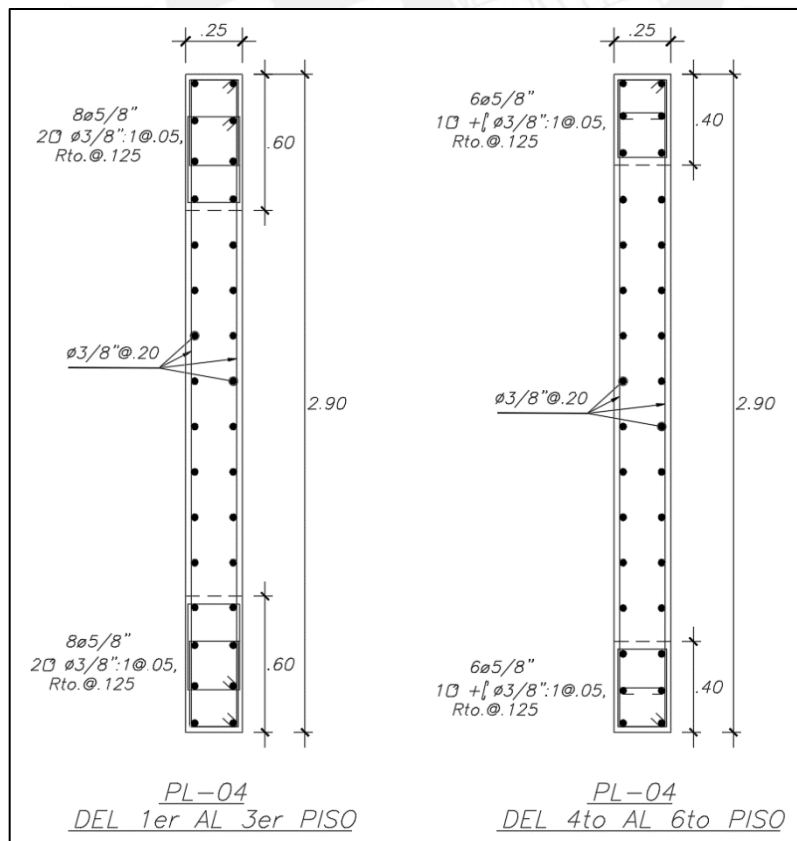


Figura 8-8: Diseño final de placa de análisis.

Capítulo 9: Diseño de la Cimentación

9.1 Introducción

De acuerdo al estudio de “Microzonificación Sísmica del Distrito de Lince”, realizado en 2015, el perfil estratigráfico muestra que el terreno sobre el cual se apoya la edificación es de material granular, con una buena capacidad portante de 4 kg/cm² y un módulo de balastro recomendado de 8 kg/cm³.

9.2 Metodología de diseño

9.2.1 Predimensionamiento

Se calcularán las cargas verticales y los momentos producidos por la carga muerta, viva y los casos de sismo. Una vez determinadas las cargas sobre el terreno, se deberán estimar las dimensiones de la zapata, utilizando preliminarmente solo las cargas de gravedad en condiciones de servicio.

$$\sigma = F/A$$

Donde:

σ : presión admisible del terreno

F: cargas de gravedad en condiciones de servicio

A: área de la zapata

Para estimar el peso propio de la zapata, se empleará un porcentaje de entre el 5 y el 10% de la carga axial, de acuerdo al tipo de suelo, en donde el menor valor corresponde a un suelo bueno y el mayor a un suelo malo. Como se tiene un suelo bueno, se usará el 5%.

$$A_{\text{minima estimada}} = \frac{(1 + \%P. \text{Zapata}) * (Cm + Cv)}{\sigma}$$

9.2.2 Verificaciones previas al diseño

9.2.2.1 Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Esta verificación será realizada en ambas direcciones de análisis, tanto para las cargas de gravedad como las de sismo, de tal manera que se verifique le predimensionamiento, considerando las cargas axiales y momentos actuantes.

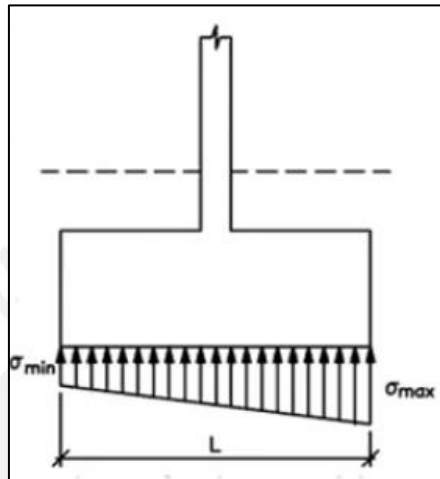


Figura 9-1: Esquema de presiones admisibles en zapatas.

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M * Y}{I}$$

Donde:

F: cargas axiales

A: área estimada de zapata

M: momento actuante

Y: distancia a la fibra en tracción/compresión más alejada al eje neutro

I: momento de inercia

En el caso de que se obtengan valores de presión negativa, para los casos de sismo mínimo, será necesario redistribuir las presiones con la expresión de Meyerhof, ya que no es posible contemplar tracción en un suelo.

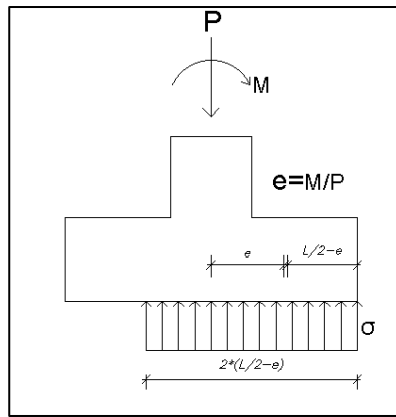


Figura 9-2: Redistribución de presiones admisibles en zapatas.

$$e = \frac{\sum \text{momentos}}{\sum \text{cargas verticales}} \leftrightarrow \sigma = \frac{\sum \text{cargas verticales}}{2 * \left(\frac{Lx}{2} - e_x\right) * Ly}$$

9.2.2.1.1 Verificación por cargas de gravedad

Se realizará el cálculo del esfuerzo sobre el terreno y se deberá verificar que estos sean menores que la presión admisible, para sismo en ambas direcciones de análisis.

$$\sigma_x = \frac{Cm + Cv + P.suelo + P.zap}{A} \pm \frac{(MDyy + MLyy) * (Lx/2)}{Iyy}$$

$$\sigma_y = \frac{Cm + Cv + P.suelo + P.zap}{A} \pm \frac{(MDxx + MLxx) * (Ly/2)}{Ixx}$$

9.2.2.1.2 Verificación por cargas de gravedad más sismo

Esta verificación será realizada considerando la reducción en un 80% de los efectos de las cargas sísmicas y la amplificación en un 30% de la presión admisible del suelo.

Para un sismo en la dirección \$XX^+\$:

$$\sigma_{x^+} = \frac{Cm + Cv + C.Sism + P.suelo + P.zap}{A} \pm \frac{(MDyy + MLyy + MSXyy) * (Lx/2)}{Iyy}$$

El mismo proceso se realizará para un sismo en la dirección \$XX^-\$, \$YY^+\$ y \$YY^-\$.

Si se verifica que todas las presiones que ejerce la zapata sobre el suelo son menores que las presiones admisibles amplificadas del suelo, el predimensionamiento habrá sido el correcto.

Finalmente, se procede a definir el esfuerzo ultimo con el cual se continuará con el diseño, el cual se multiplicará por un factor intermedio aproximado dependiendo de la probabilidad de ocurrencia.

El máximo valor obtenido de esfuerzo para cargas de gravedad se multiplicará por un factor de 1.6, mientras que el máximo valor obtenido para cargas de sismo tanto en dirección X^+, X^-, Y^+ y Y^- por 1.25, en donde el máximo valor de esfuerzo obtenido mediante estos análisis será definido como el esfuerzo último del suelo.

9.2.2.2 Verificación por cortante

Se realizará a una distancia “d” de la cara de apoyo, para ambas direcciones de análisis.

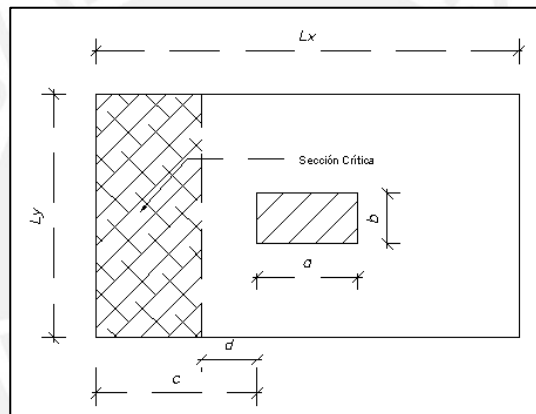


Figura 9-3: Esquema de verificación por cortante en zapatas.

Primero, se calculará la cortante última V_u en la zapata para metro de ancho:

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

Este valor será el mismo en ambas direcciones siempre y cuando se ha empleado volados simétricos, de no ser así, será necesario su análisis en cada dirección. Luego, se calculará la cortante resistente por metro de ancho como:

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

Finalmente, se valida la verificación por cortante si: $\Phi V_c > V_u$.

9.2.2.3 Verificación por punzonamiento

Las zapatas no presentan refuerzos horizontales, por lo que será necesario verificar que el peralte efectivo “d” seleccionado sea suficiente como para poder resistir el punzonamiento producido en la zapata. Por ello, se calculará el esfuerzo más crítico producido por este efecto, el cual se ubica a una distancia de d/2 de la cara del elemento estructural que se apoya sobre la zapata. Para que el diseño sea correcto, se deberá verificar que resistencia al corte ΦVc de la zapata sea mayor a la fuerza cortante última Vu .

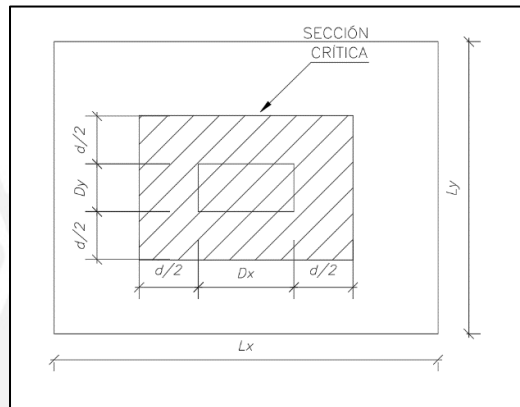


Figura 9-4: Esquema de verificación por punzonamiento en zapatas.

En las fórmulas presentadas a continuación, β representa la relación entre el lado mayor y menor de la zapata, y α es un parámetro que se asigna de acuerdo a la ubicación de la zapata. Si se trata de una zapata centrada α tiene un valor de 40, si es de borde tiene un valor de 30, y si es esquinera tiene un valor de 20.

$$\text{Área Crítica} = A_o = (D_x + d)(D_y + d)$$

$$\text{Perímetro Crítico} = b_o = 4d + 2(D_x + D_y)$$

Entonces:

$$\Phi Vc1 = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

$$\Phi Vc2 = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

$$\Phi Vc3 = 0.85 * \left(1 + \frac{\alpha * d}{b_o}\right) * (0.27 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

$$\Phi Vc = \min[\Phi Vc1; \Phi Vc2; \Phi Vc3]$$

El valor de ΦV_c obtenido se compara con la fuerza cortante última.

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o)$$

Finalmente, se valida la verificación por punzonamiento si: $\Phi V_c > V_u$.

9.2.3 Diseño por flexión

Una vez definido el peralte efectivo de la zapata, se procederá a calcular el acero de refuerzo para resistir los esfuerzos de flexión, considerando que la zapata aislada se comporta como una viga en volado, en donde el máximo momento flector se dará en la cara de la columna, realizando el análisis en ambos sentidos.

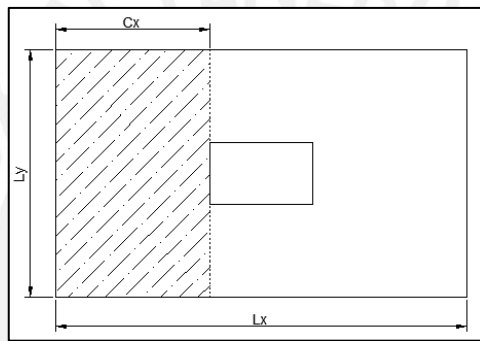


Figura 9-5: Esquema de diseño por flexión en zapatas.

Donde:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_y * c_x^2}{2} \leq \Phi M_n$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u * L_x * c_y^2}{2} \leq \Phi M_n$$

$$\Phi M_n = \Phi A_s * f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$A_{s,min} = 0.018 * b * h$$

9.3 Modelamiento de la cimentación

El modelado y diseño de la cimentación se realizó utilizando el software SAFE, considerando el método de elementos finitos. Para ello fue necesario definir las propiedades de los elementos estructurales, criterios de análisis de acuerdo a la norma E.060, así como las características del terreno de acuerdo al subcapítulo 9.1.

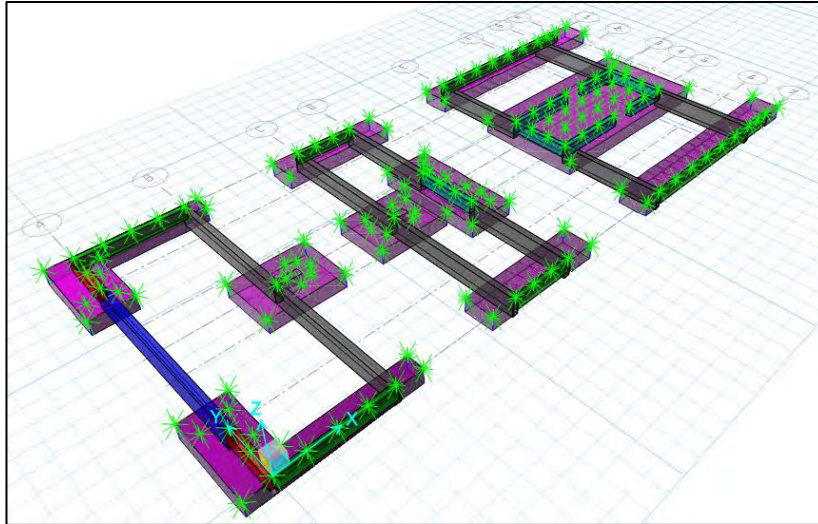


Figura 9-6: Vista 3D del modelamiento de la cimentación en el software SAFE.

9.4 Diseño zapata conectada

En la zona perimetral y colindante con las edificaciones vecinas, no es posible emplear zapatas céntricas, por lo que será necesario emplear vigas de cimentación, las cuales tendrán como función principal absorber los momentos generados por la excentricidad de estas zapatas. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la zapata Z-04.

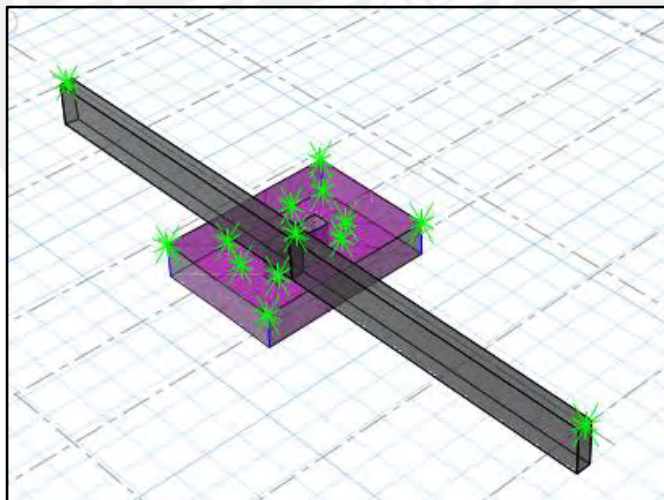


Figura 9-7: Ubicación de zapata conectada a diseñar.

9.4.1 Predimensionamiento

Para realizar el dimensionamiento de la zapata, se calcularán las cargas verticales y los momentos producidos por la carga muerta, viva y los casos de sismo, de la columna C-01. En la tabla a continuación mostrada, se considerarán las cargas con signo positivo en compresión y las que tengan signo negativo, en tracción.

Tabla 9-1: Combinaciones de carga en la zapata de análisis.

Combinación de carga	Pu (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
Muerta	142.744	0.084	0.090
Viva	26.976	0.000	-0.011
Sismo XX	1.727	0.040	5.316
Sismo YY	0.114	2.337	0.350

- Cálculo del área estimada de la zapata:

$$40 \text{ tn/m}^2 = \frac{(1 + 5\%) * (142.74 + 26.98) \text{tn}}{A_{\text{mínima estimada}}} \rightarrow A_{\text{mínima estimada}} = 4.46 \text{ m}^2$$

Para satisfacer el requerimiento mínimo de área, se empleará una zapata de 3.05x2.30 m, considerando un volado de 1 m en ambas direcciones, a fin de lograr una mejor distribución de las cargas en el terreno y un área de zapata de 7.02 m².

- Cálculo del peso del terreno actuante sobre la zapata:

$$P.\text{Terreno} = (2.30 * 3.05 - 0.3 * 1.05) \text{m} * (1.5 - 0.6) \text{m} * 2 \text{ tn/m}^3 = 9.38 \text{ Tn}$$

Finalmente, se presentará una tabla resumen de los parámetros obtenidos, los cuales se emplearán para la verificación de esfuerzos sobre el terreno.

Tabla 9-2: Parámetros del predimensionamiento de zapata.

a (m)	1.05
b (m)	0.30
Volado (m)	1.00
Espesor (m)	0.80
%Peso Zapata	5.00%
P. Zapata (Tn)	12.73
Área Mínima Estimada (m²)	4.46
Lx (m)	3.05

Ly (m)	2.30
Ixx (m4)	3.09
Iyy (m4)	5.44
Área Calculada (m2)	7.02
P. Suelo+P.Zap (Tn)	22.11

9.4.2 Verificación por cargas de gravedad

- Verificación para sismo en XX:

$$\sigma_x = \frac{(142.74 + 26.97 + 9.38 + 12.73) \text{ ton}}{7.02 \text{ m}^2} \pm \frac{(0.09 + 0.00) \text{ ton} * m * (3.05/2)m}{5.438 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{x \max} = 27.37 \text{ ton} < 40 \text{ ton (Verifica)}$$

$$\sigma_{x \min} = 27.32 \text{ ton} < 40 \text{ ton (Verifica)}$$

- Verificación para sismo en YY:

$$\sigma_{y \max} = 27.38 \text{ ton} < 40 \text{ ton (Verifica)}$$

$$\sigma_{y \min} = 27.42 \text{ ton} < 40 \text{ ton (Verifica)}$$

9.4.3 Verificación por cargas de gravedad más sismo

- Verificación para sismo en XX⁺:

$$\sigma_{x^+} = \frac{142.74 + 26.97 + 1.72 + 22.11}{7.02} \pm \frac{(0.09 + -0.01 + 5.316) * (3.05/2)}{5.438}$$

$$\sigma_{x^+ \max} = 29.10 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

$$\sigma_{x^+ \min} = 26.08 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

- Verificación para sismo en XX⁻:

$$\sigma_{x^- \max} = 25.63 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

$$\sigma_{x^- \min} = 28.57 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

- Verificación para sismo en YY^+ :

$$\sigma_{y^+ max} = 28.26 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

$$\sigma_{y^+ min} = 26.46 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

- Verificación para sismo en YY^- :

$$\sigma_{y^- max} = 26.49 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

$$\sigma_{y^- min} = 28.17 \text{ ton} < 52.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (Verifica)}$$

Para cargas de gravedad, el máximo valor de esfuerzo obtenido en X es:

$$\sigma_u = 27.37 * 1.6 = 43.79 \text{ tn/m}^2$$

Para cargas de gravedad, el máximo valor de esfuerzo obtenido en Y es:

$$\sigma_u = 27.42 * 1.6 = 43.87 \text{ tn/m}^2$$

Para cargas de sismo en X, el máximo valor obtenido es:

$$\sigma_u = 29.10 * 1.25 = 36.38 \text{ tn/m}^2$$

Para cargas de sismo en Y, el máximo valor obtenido es:

$$\sigma_u = 28.26 * 1.25 = 35.33 \text{ tn/m}^2$$

Por ende, el esfuerzo último del suelo con el que se trabajará será de 43.87 tn/m^2 .

9.4.4 Verificación por cortante

Se sumirá un peralte efectivo de 0.60 m.

- Cálculo del cortante último Vu por metro de ancho:

$$Vu = \sigma_u * L * (c - d) = 43.87 * 1 * (1 - 0.5) = 21.94 \text{ tn}$$

Este valor Vu será igual en ambas direcciones ya que se ha empleado volados simétricos.

- Cálculo de la cortante resistente ΦVc por metro de ancho:

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ tn}$$

Finalmente, se valida la verificación por cortante, ya que $\Phi Vc > Vu$.

9.4.5 Verificación por punzonamiento

- Cálculo del área y perímetro crítico:

$$\text{Área Crítica} = A_o = (1.05 + 0.5)(0.3 + 0.5) = 1.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro Crítico} = b_o = 4 * 0.5 + 2 * (1.05 + 0.3) = 4.70 \text{ m}$$

- Cálculo de la cortante resistente ΦVc :

$$\Phi Vc1 = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 4.7 * 0.5) = 306.83 \text{ tn}$$

$$\Phi Vc2 = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{1.05/0.3}\right) * (0.53 * \sqrt{210} * 4.7 * 0.5) = 384.80 \text{ tn}$$

$$\Phi Vc3 = 0.85 * \left(1 + \frac{40 * 0.5}{5.1}\right) * (0.27 * \sqrt{210} * 4.7 * 0.5) = 488.89 \text{ tn}$$

$$\Phi Vc = \min[306.83; 384.80; 488.89] = 306.83 \text{ tn}$$

El valor de ΦVc obtenido se compara con la fuerza cortante última:

$$Vu = \sigma_u * (A - A_o) = 43.87 * (3.1 * 2.3 - 1.24) = 237.52 \text{ tn}$$

Finalmente, se verifica que $\Phi Vc > Vu$, por ende, el valor de peralte escogido de 0.50 m cumple con la verificación por punzonamiento.

9.4.6 Diseño por flexión

- Cálculo del acero requerido en la dirección X:

El análisis por flexión se realizará por metro de ancho (c=1m):

$$M_{ux} = \frac{43.79 * 2.3 * 1^2}{2} = 21.89 \text{ tn. m}$$

Para un momento último en la dirección X de 21.98 Tn, se requerirá emplear un área de acero igual $A_s = 13.07 \text{ cm}^2$, el cual es mayor que el acero mínimo $A_{s\text{mín}} = 10.8 \text{ cm}^2$.

Entonces, si se utiliza refuerzo de acero de $\varnothing 5/8''$, se necesitará un espaciamiento (S) por

metro de ancho igual a: $S_x = \frac{2 \text{ cm}^2}{13.07 \text{ cm}^2} = 15.3 \text{ cm}$

Por lo tanto, la distribución de acero en la dirección X será de $\varnothing 5/8$ cada 15cm.

- Cálculo del acero requerido en la dirección Y:

El análisis por flexión se realizará por metro de ancho (c=1m):

$$M_{uy} = \frac{43.87 * 3.1 * 1^2}{2} = 21.94 \text{ tn.m}$$

Para un momento último en la dirección Y de 21.94 Tn, se requerirá emplear un área de acero igual $A_s = 12.66 \text{ cm}^2$, el cual es mayor que el acero mínimo $A_{s\text{mín}} = 10.8 \text{ cm}^2$.

Entonces, si se utiliza refuerzo de acero de $\varnothing 5/8''$, se necesitará un espaciamiento (S) por

metro de ancho igual a: $S_y = \frac{2 \text{ cm}^2}{12.66 \text{ cm}^2} = 15.8 \text{ cm}$

Por lo tanto, la distribución de acero en la dirección Y será de $\varnothing 5/8$ cada 15cm.

9.4.7 Diseño final de zapata conectada

Finalmente, se presenta el diseño de la zapata Z-04.

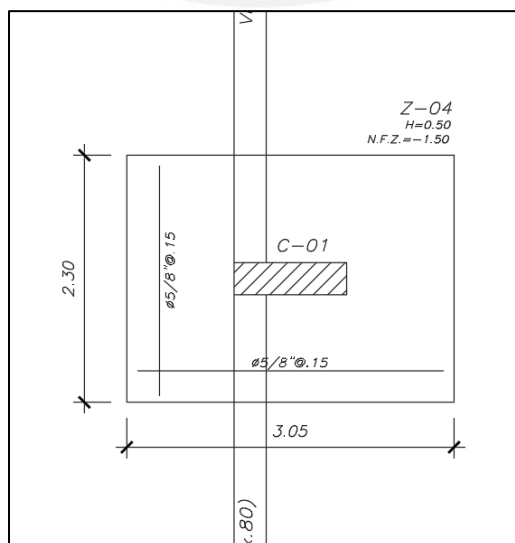


Figura 9-8: Diseño final de zapata de análisis.

9.5 Diseño de viga de cimentación

Se realizará de igual forma a lo presentado en el capítulo 6 de diseño de vigas. A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga de cimentación VC-02, ubicada en el eje C. Mediante el software SAFE, se obtuvo el diagrama de momentos de la viga de conexión.

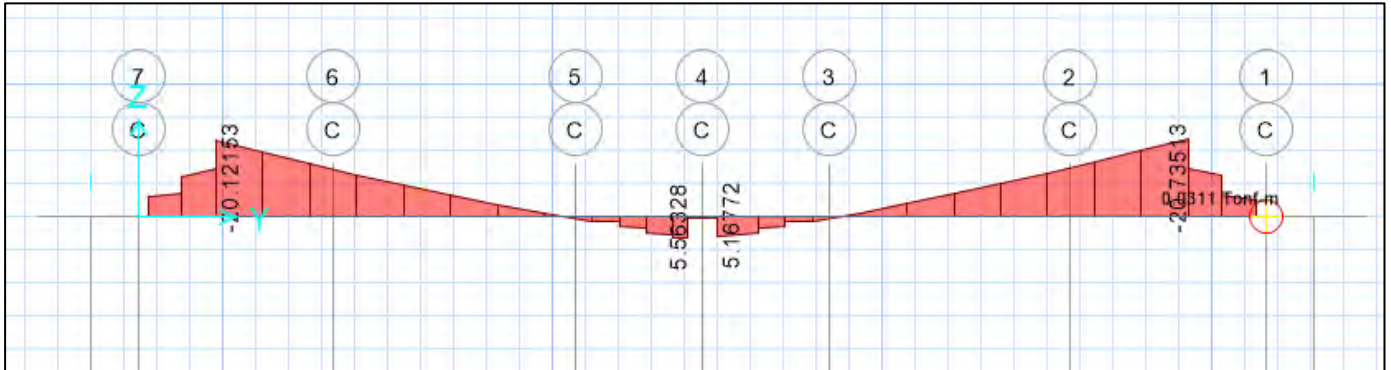


Figura 9-9: Diagrama de momento flector en viga de cimentación de análisis.

Finalmente, se realiza el diseño de los refuerzos de acero por flexión y cortante, obteniendo el diseño final de la viga de cimentación VC-02.

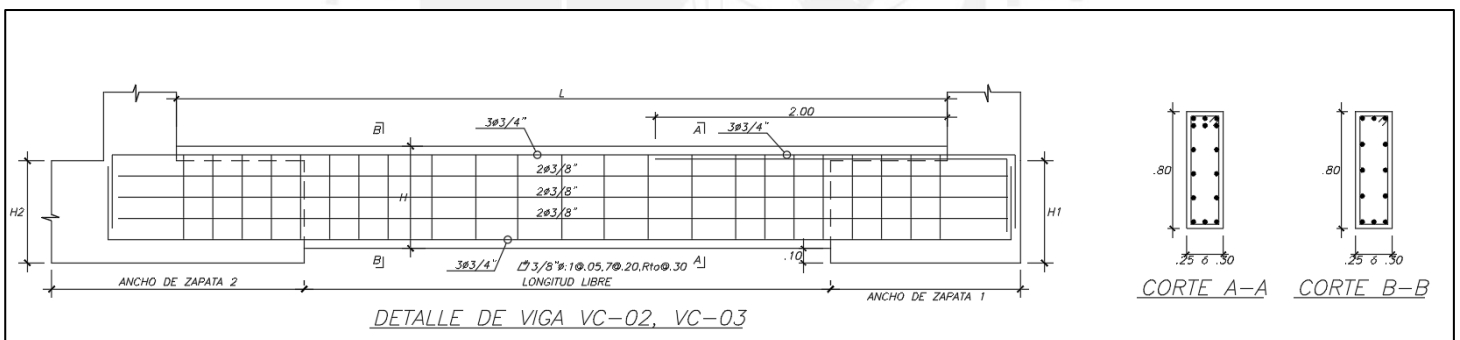


Figura 9-10: Diseño final de viga de cimentación de análisis.

9.6 Verificación de la cimentación mediante software SAFE

Finalmente, se utilizó el software SAFE para corroborar el diseño realizado de la zapata, así como de toda la cimentación en conjunto, verificando que en toda la cimentación las solicitaciones de esfuerzo por cargas de gravedad y sísmicas, son menores a la capacidad portante del suelo.

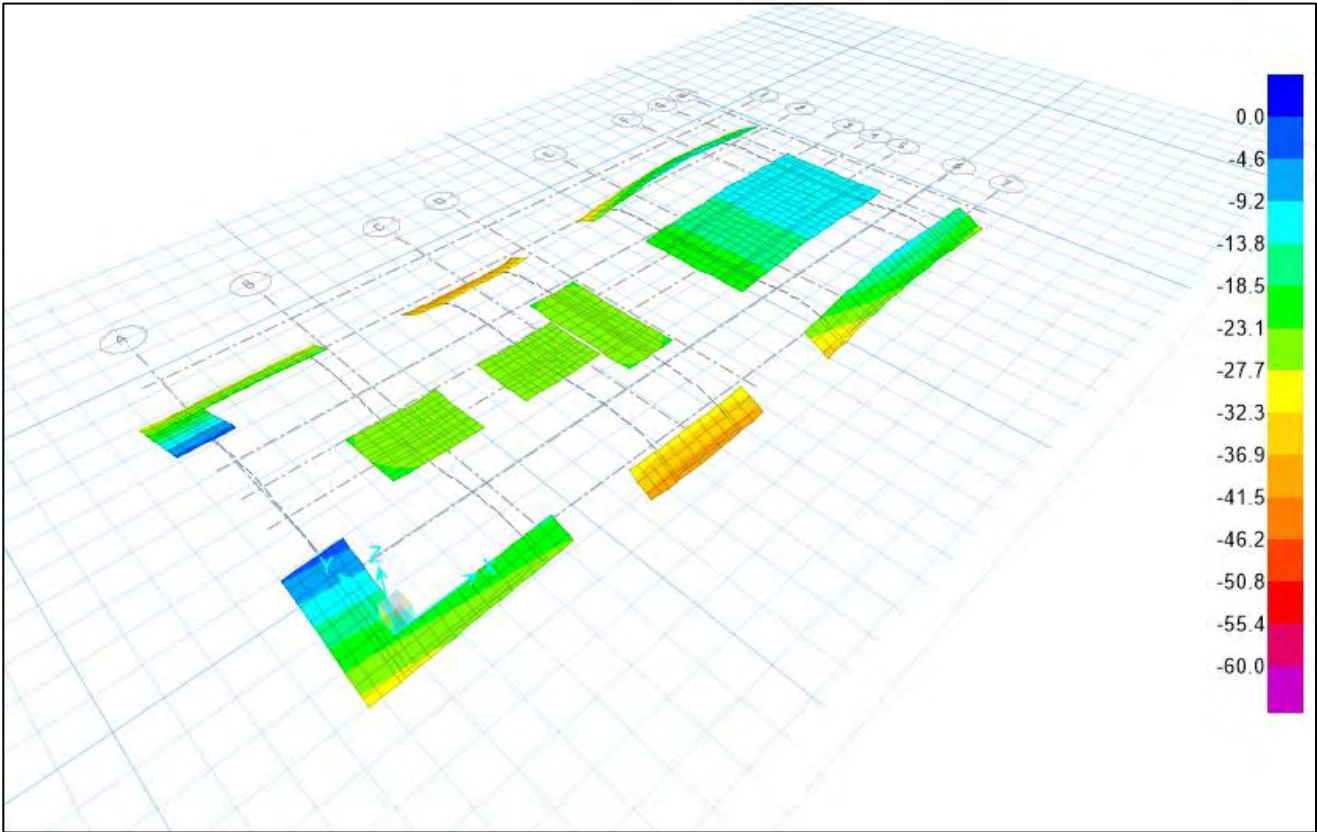


Figura 9-11: Verificación de la cimentación mediante el software SAFE.

Capítulo 10: Diseño de Escalera

Las escaleras son consideradas como elementos de tipo losa armada en una sola dirección y simplemente apoyada. Se realizará el diseño de un tramo de escalera principal, por metro de ancho, considerando el siguiente predimensionamiento:

- $Paso = 25cm$
- $Contrapaso = 18cm$
- $Garganta = Luz Libre/25 = 2.70m/25 = 10cm \rightarrow 15cm$

10.1 Metrado de cargas

Se realizó el metrado de cargas en la escalera, obteniendo los siguientes valores:

- Carga muerta:

$$Peso\ propio\ tramo\ recto\ superior = 2.4tn/m^3 * 0.15m * 1m = 0.36\ ton/m$$

$$Piso\ terminado\ tramo\ recto\ superior = 2tn/m^3 * 0.05m * 1m = 0.10\ tn/m$$

$$Carga\ muerta\ tramo\ recto\ superior\ (CM1) = 0.46\ ton/m$$

$$Peso\ propio\ tramo\ inclinado = 2.4tn/m^3 * 0.22m * 1m = 0.528\ ton/m$$

$$Piso\ terminado\ tramo\ inclinado = 2tn/m^3 * 0.05m * 1m = 0.10\ tn/m$$

$$Carga\ muerta\ tramo\ inclinado\ (CM2) = 0.628\ ton/m$$

$$Peso\ propio\ tramo\ recto\ inferior = 2.4tn/m^3 * 0.25m * 1m = 0.60\ ton/m$$

$$Piso\ terminado\ tramo\ recto\ inferior = 2tn/m^3 * 0.05m * 1m = 0.10\ tn/m$$

$$Carga\ muerta\ tramo\ recto\ inferior\ (CM3) = 0.70\ ton/m$$

- Carga viva:

$$Sobrecarga\ general = 0.20tn/m^2 * 1m = 0.20\ ton/m$$

$$Carga\ viva\ (CV) = 0.20\ ton/m$$

- Combinación de cargas últimas:

$$CU1 = 1.4 * CM1 + 1.7 * CV = 1.4 * 0.46 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.20 \text{ tn/m} = 0.984 \text{ tn/m}$$

$$CU2 = 1.4 * CM2 + 1.7 * CV = 1.4 * 0.628 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.20 \text{ tn/m} = 1.219 \text{ tn/m}$$

$$CU3 = 1.4 * CM3 + 1.7 * CV = 1.4 * 0.70 \text{ tn/m} + 1.7 * 0.20 \text{ tn/m} = 1.320 \text{ tn/m}$$

Mediante el software ETABS, se realizó el análisis de la escalera utilizando la combinación de cargas últimas, obteniendo los diagramas de momento flector y fuerza cortante.

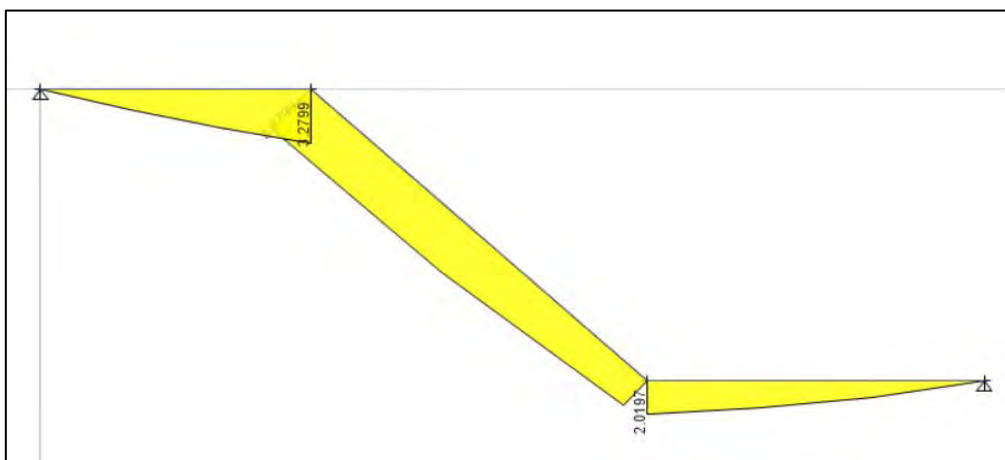


Figura 10-1: Diagrama de momento flector de cargas últimas de escalera.

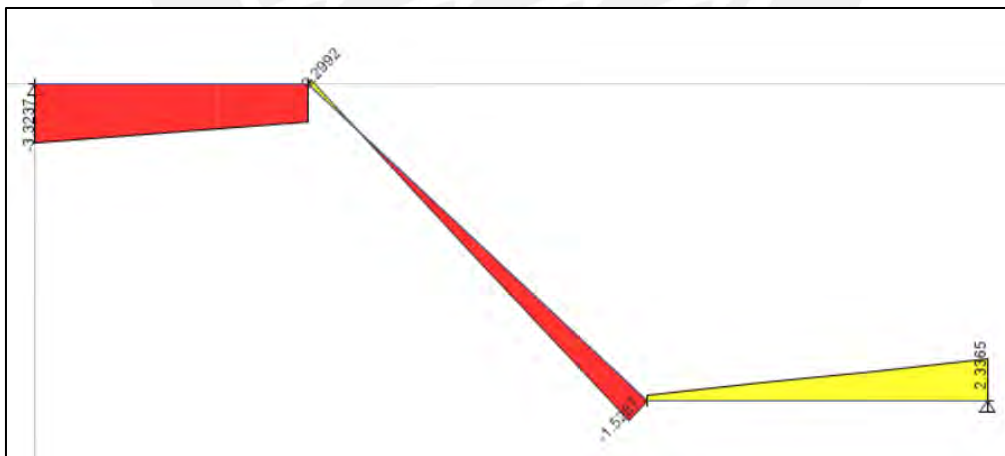


Figura 10-2: Diagrama de fuerza cortante de cargas últimas de escalera.

10.2 Diseño por flexión

El diseño por flexión considera la cuantía mínima de acero transversal por metro de ancho como el acero mínimo por temperatura de una losa:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100\text{cm} * 15\text{cm} = 2.7\text{cm}^2/\text{m}$$

Se utilizarán varillas de acero de Ø3/8", teniendo un espaciamiento de:

$$S = 0.71 \text{ cm}^2 / (2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}) = 0.26 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, la distribución de acero queda como 3/8"Ø cada 25cm para los aceros transversales de la escalera. Utilizando el diagrama de momento flector de cargas últimas, se calculará el área de acero requerido de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 4.2.2, para los diferentes tramos de escalera.

- Diseño del tramo superior de escalera:

$$\rightarrow A_{smin}^{\pm} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 100 * 12}{4200} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (12 - c) \rightarrow c = 7.06 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 100 * 7.06}{4200} = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{smax}^{\pm} = 0.75 * 25.5 = 19.13 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Mu^+ = 3.28 \text{ ton.m}$$

$$a = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 * 3.28}{0.9 * 0.85 * 210 * 100}} = 1.84 \text{ cm}$$

$$A_{s^+}^{\text{requerido}} = \frac{3.28}{0.9 * 4200 * (12 - \frac{1.84}{2})} = 7.83 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } A_{smin}^+ \text{ y } A_{smax}^+)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$A_{s^+}^{\text{instalado}} = \text{Ø}1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

- Diseño del tramo inclinado de escalera:

$$\rightarrow A_{smin}^{\pm} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 100 * 12}{4200} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (12 - c) \rightarrow c = 7.06 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 100 * 7.06}{4200} = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{smax}^{\pm} = 0.75 * 25.5 = 19.13 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Mu^+ = 3.28 \text{ ton.m}$$

$$a = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 * 3.28}{0.9 * 0.85 * 210 * 100}} = 1.84 \text{ cm}$$

$$As^+_{requerido} = \frac{3.28}{0.9 * 4200 * (12 - \frac{1.84}{2})} = 7.83 \text{ cm}^2 \text{ (cumple } Asmin^+ \text{ y } Asmax^+)$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^+_{instalado} = \emptyset 1/2" @ 0.20\text{m}$$

- Diseño del tramo inferior de escalera:

$$\rightarrow Asmin^{\pm} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 100 * 22}{4200} = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$c * 4200 = 0.003 * (2 * 10^6) * (22 - c) \rightarrow c = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 100 * 12.94}{4200} = 46.75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Asmax^{\pm} = 0.75 * 46.75 = 35.06 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Mu^+ = 2.02 \text{ ton.m}$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 * 2.02}{0.9 * 0.85 * 210 * 100}} = 0.58 \text{ cm}$$

$$As^+_{requerido} = \frac{2.02}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{0.58}{2})} = 2.46 \text{ cm}^2 \text{ (no cumple } Asmin^+)$$

$$As^+_{requerido} = Asmin^{\pm} = 5.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se elegirá el siguiente arreglo de acero:

$$As^+_{instalado} = \emptyset 1/2" @ 0.25\text{m}$$

10.3 Diseño por cortante

Las escaleras se diseñan como losas armadas de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo

4.3.1. Las escaleras no requieren instalación de estribos, sin embargo, es necesario

verificar que el aporte del concreto pueda satisfacer la solicitud por cortante.

- Diseño del tramo superior de escalera:

$$\rightarrow Vu.max = 3.32 ton$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 ton > Vu$$

Por lo tanto, el tramo cumple con el diseño por cortante.

- Diseño del tramo inclinado de escalera:

$$\rightarrow Vu.max = 1.53 ton$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 ton > Vu$$

Por lo tanto, el tramo cumple con el diseño por cortante.

$$\rightarrow Vu.max = 2.34 ton$$

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 22 = 14.36 ton > Vu$$

Por lo tanto, el tramo cumple con el diseño por cortante.

10.4 Diseño final de escalera

Finalmente, se presenta el diseño final de la escalera.

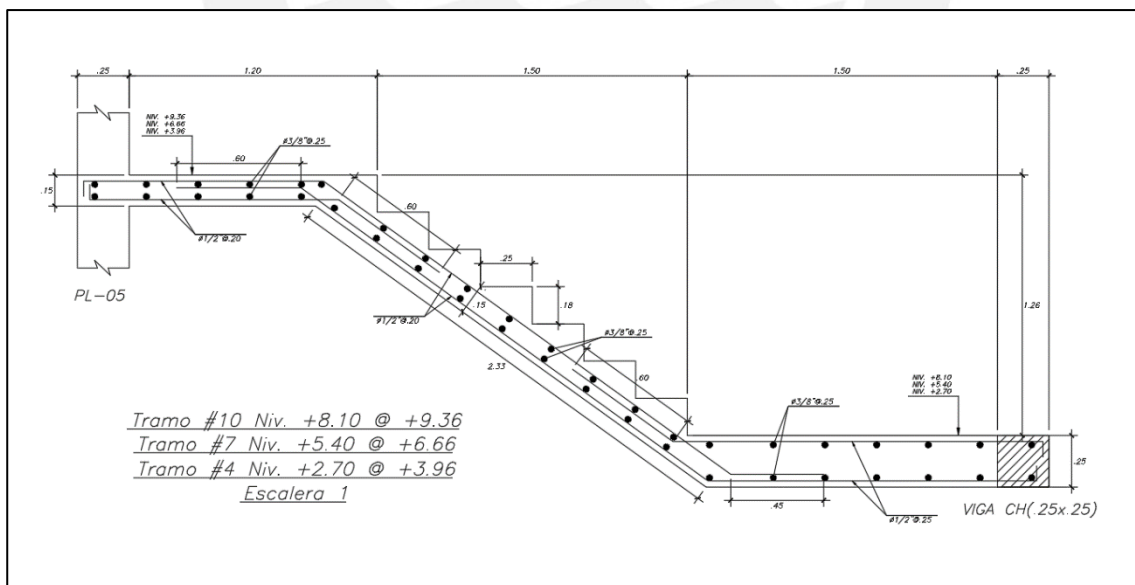


Figura 10-3: Diseño final de escalera de análisis.

Capítulo 11: Comentarios y Conclusiones

11.1 Comentarios

El diseño del diagrama de interacción para columnas y placas, utilizando los principales puntos notables calculados de forma manual, es muy similar al obtenido mediante el software ETABS.

La verificación de todos los cálculos, la realización del metrado de cargas de manera manual, además de tener un orden de magnitud para todos los valores obtenidos, es útil a fin de evitar tener errores que provengan tanto desde la etapa del predimensionamiento como en la etapa del diseño final de la estructura.

La tabiquería empleada en cada piso deberá estar aislada de los elementos estructurales, para así poder evitar que estas modifiquen el periodo de la estructura, al cambiar la rigidez de la misma.

Realizar un correcto predimensionamiento de los elementos estructurales evitará presentar fallas por fisuración o flexión excesiva en las losas y vigas, así como los problemas de esbeltez en las columnas.

Para las viguetas que lleguen a elementos rígidos tales como las placas estructurales, se deberá verificar las rigideces flexurales relativas, de tal modo que se puedan determinar de manera adecuada sus condiciones de apoyo.

Emplear tabiquería en exceso, sobre todo en los pisos superiores de una estructura, aumentara su peso de manera desmedida y causara que los efectos sísmicos sean mayores, así como los daños y pérdidas materiales.

Emplear elementos de arriostre en los elementos no estructurales, como la tabiquería, evitara que las fuerzas perpendiculares a estas las vuelquen con facilidad.

11.2 Conclusiones

La deriva de la estructura no excede a la máxima establecida en la norma E.030 de diseño sismorresistente.

La deriva máxima obtenida es en la dirección YY, lo cual es coherente debido a que la distribución de placas en esa dirección es menor y, por ende, existe una menor rigidez en la estructura en ese sentido de análisis.

La deriva máxima de entrepiso en un edificio de muros estructurales no necesariamente se encuentra en el último nivel, ya que los giros relativos de cada entrepiso, pueden aumentar o disminuir a medida que la rigidez de cada uno de ellos empiece a variar, producto de una discontinuidad estructural cuando los pisos dejan de ser típicos.

La deriva inelástica de la estructura no está en función del factor de reducción.

En un edificio de muros estructurales la masa participante en cada dirección de análisis oscila aproximadamente en el 70%, y desplazamiento máximo obtenido se encuentra en el último nivel, debido al giro acumulado.

El análisis dinámico modal espectral presenta mayores desplazamientos que un análisis traslacional, esto es debido a que en el primer caso si se analiza la torsión de los diafragmas rígidos de cada entrepiso.

Para una viga que no se encuentre doblemente empotrada (viga sísmica), no será necesario realizar la verificación por capacidad.

Para un elemento estructural del tipo columna o placa, será necesario calcular primero el centroide plástico antes de realizar el diagrama de interacción para cada dirección de análisis. En columnas y placas simétricas, el centroide plástico coincide en ubicación con el centroide de rigidez.

El análisis elástico empleado en el presente proyecto no es suficiente para poder determinar la irregularidad por resistencia - piso débil. De manera aproximada, esta verificación se puede realizar empleando las resistencias nominales por cortante suministradas por las placas en cada nivel y en cada dirección de análisis.

Cuando se tenga que emplear zapatas excéntricas (debido a la existencia de edificaciones vecinas o a la arquitectura del proyecto), el uso de vigas de cimentación absorberá los momentos producidos por el elemento estructural que se apoye sobre la zapata.

Cuando se tengan zapatas muy cercanas, emplear zapatas combinadas permitirá soportar de mejor manera las solicitaciones sísmicas o de gravedad presentes, además de mejorar el rendimiento del proceso constructivo.

En las zapatas excéntricas, será necesario emplear una malla de acero negativo en la zapata para satisfacer de mejor manera los momentos producidos por la viga de cimentación.

Capítulo 12: Tema de Investigación, Análisis Estático No Lineal

12.1 Aspectos generales

12.1.1 Introducción

La norma técnica E.030 de diseño sismorresistente, presenta criterios de análisis y diseño que contemplan el comportamiento de una estructura siempre y cuando esta se mantenga dentro de un rango elástico de deformaciones. Sin embargo, ante un evento sísmico que involucre que la estructura empiece a plastificarse e incursionar en un régimen inelástico de deformaciones, la norma no presenta mayor alcance.

En el año 1995, el comité Vision 2000 del SEAOC, propuso la necesidad de emplear un método que pueda conceptualizar el desempeño sísmico que tendrá una estructura frente a diferentes sollicitaciones sísmicas que la exijan más allá del rango elástico. El análisis estático no lineal (Pushover), surge como una opción que permite conceptualizar el comportamiento de una estructura que incurse en el rango inelástico. En este método, se aplica un patrón de cargas laterales incrementales sobre la estructura, hasta que esta colapse o llegue a un desplazamiento de control. Este método permite determinar la secuencia de formación de rótulas plásticas, así como el desempeño sísmico de la misma.

Con el objetivo de determinar el comportamiento inelástico de la estructura diseñada en el presente trabajo, se realizará el análisis estático no lineal (Pushover), a fin de estimar la secuencia de formación de rótulas plásticas y el desempeño de la edificación cuando esta se encuentre sometida a un sismo frecuente y a uno muy raro.

12.1.2 Objetivo general

Estimar el nivel de desempeño sísmico de la edificación frente a un sismo frecuente y uno muy raro, aplicando el análisis estático no lineal basado en el empuje incremental de cargas (Pushover).

12.1.3 Objetivos específicos

- Determinar la secuencia de formación de rótulas plásticas en la estructura.
- Determinar la curva de capacidad de la edificación.
- Determinar el nivel de desempeño de la edificación.
- Complementar los análisis haciendo uso del software ETABS 2019 versión 19.0.1.

12.1.4 Alcance

El presente análisis será realizado empleando únicamente el método de análisis estático no lineal basado en el empuje incremental de cargas (Pushover), considerando que la estructura vibra en su modo fundamental y que no se contemplan las cargas cíclicas.

12.1.5 Hipótesis

- La secuencia de formación de rotulas plásticas tendrá inicio en las vigas.
- La estructura tendrá un comportamiento elástico para un sismo frecuente.
- La estructura tendrá un desempeño deseado para un sismo muy raro.

12.2 Marco teórico

12.2.1 Conceptos generales de la ingeniería sismorresistente

Los objetivos de la ingeniería sismorresistente han ido cambiando en base a las lecciones aprendidas durante los diversos eventos sísmicos ocurridos en territorio nacional y alrededor de todo el mundo.

Entidades como SEAOC y FEMA, han realizado esfuerzos para cambiar el enfoque tradicional de la ingeniería sismorresistente, el cual solo contemplaba evitar el colapso en sismos muy severos, y en cambio, buscar centrarse en un enfoque basado en el desempeño de las estructuras, las cuales reconocen la existencia de daño en las estructuras frente a cualquier evento sísmico. Sin embargo, este nivel de daño debe ser controlado de tal manera que se pueda evitar las pérdidas de vidas humanas incluso frente a sismos severos

y que, frente a sismos moderados, se pueda asegurar la continuidad de los servicios básicos, con un daño controlado en relación a la importancia de cada edificación.

12.2.2 Niveles de severidad y sismos de diseño

Los niveles de severidad contemplados ante un evento sísmico corresponden a cuatro sismos de diseño, los cuales se definen a través de su periodo de retorno y probabilidad de excedencia independientemente del tipo de edificación, de acuerdo a lo mencionado por el comité Vision 2000 del SEAOC.

Tabla 12-1: Periodos de retorno y probabilidades de excedencia para sismos de diseño.

Sismo de diseño	Periodo de retorno (Años)	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)
Sismos frecuentes	45	69
Sismos ocasionales	75	50
Sismos raros	475	10
Sismos muy raros	970	5

Nota: Tomado del “Comité Vision 2000 del SEAOC” (1995).

Así mismo, el comité Vision 2000 del SEAOC establece aceleraciones asociadas a los sismos de diseño en la costa oeste de América del Sur.

Tabla 12-2: Aceleraciones esperadas para la costa oeste de América del Sur.

Sismo de diseño	Aceleración esperada para la costa oeste de América del Sur (g)
Sismos frecuentes	0.20
Sismos ocasionales	0.25
Sismos raros	0.40
Sismos muy raros	0.50

Nota: Tomado del “Comité Vision 2000 del SEAOC” (1995).

12.2.3 Niveles de desempeño en edificaciones

El desempeño de las edificaciones se mide en función de del nivel de daño que sufre la estructura, de tal manera que así se pueda definir su operabilidad en general. Según el comité Vision 2000 del SEAOC, se identifican 5 niveles de desempeño:

Tabla 12-3: Niveles de desempeño de edificaciones.

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente funcional	No hay incursiones en el régimen inelástico y la estructura continúa funcionando con total normalidad.
Funcional	La estructura se mantiene en el régimen elástico, pequeños daños estructurales y quizá se necesite realizar algunas reparaciones.
Resguardo de la vida	La estructura ha perdido parte de su rigidez y resistencia debido a haber incurrido en un régimen inelástico. Es necesario evacuar a las personas y realizar las reparaciones pertinentes, siempre y cuando sean económicamente viables.
Cerca al colapso	La estructura presenta gran daño estructural, y lo más probable es que ya no sea posible ser reparada. Un posible replica podría inducir a la estructura a llegar el colapso.
Colapso	La estructura ha fallado de manera total o parcial, ha perdido la rigidez y resistencia en diversas zonas de la estructura, por lo cual no puede soportar cargas de gravedad y tampoco cargas laterales.

Nota: Tomado del "Comité Vision 2000 del SEAOC" (1995).

Se identifican tres tipos de edificaciones según su ocupación y grado de importancia: edificaciones comunes (en color verde), esenciales (en color azul) y de seguridad crítica (en color rojo), las cuales deberán tener un nivel de desempeño esperado para diferentes sismos de diseño, según lo establecido por el comité Vision 2000 del SEAOC.

En el Perú se considera a las viviendas y oficinas como edificaciones comunes, a los estadios como edificaciones esenciales, y a los hospitales como edificaciones de seguridad crítica.

Tabla 12-4: Desempeño esperado de edificaciones según su grado de importancia.

		Nivel de desempeño			
		Completamente funcional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente				
	Sismo ocasional				
	Sismo raro				
	Sismo muy raro				

Nota: Tomado del "Comité Vision 2000 del SEAOC" (1995).

12.2.4 Ingeniería sismorresistente orientada al desempeño

Los requerimientos actuales requieren tener un control del desempeño de las estructuras no solo para evitar el colapso, también es necesario identificar su nivel de importancia y saber el nivel de desempeño aceptable para diferentes sismos de diseño, independientemente del lugar en el que se encuentre cada edificación.

Tabla 12-5: Comportamiento estructural esperado para sismo de diseño.

Sismo de diseño	Aceleración esperada para la costa oeste de América del Sur (g)	Comportamiento estructural
Sismos frecuentes	0.20	Perfectamente elástico.
Sismos ocasionales	0.25	Ligeras incursiones en el régimen inelástico.
Sismos raros	0.40	Importantes incursiones inelásticas.
Sismos muy raros	0.50	Severas incursiones inelásticas.

Nota: Tomado de "Comité Visión 2000 del SEAOC" (1995).

12.2.5 Análisis estático no lineal

Este método consiste en la aplicación de fuerzas incrementales laterales, las cuales están directamente relacionadas con la masa de la estructura y serán aplicadas de manera que la estructura se desplace desde un rango elástico de deformaciones hasta un rango inelástico, teniendo como consecuencia final, la falla total de la estructura.

Este procedimiento no solo contempla la verificación de que, si la estructura falla o no, sino que, también muestra la progresión de eventos que posiblemente ocurrirían ante la presencia de diferentes sismos de diseños a través de la secuencia de formación de rotulas plásticas, y cuál sería el estado en el que se encontraría la estructura después de la formación de las mismas. Además, permite determinar la sobrerresistencia de la estructura, la cual puede ser utilizada como alternativa de diseño.

Como resultado del análisis, se obtiene la gráfica de cortante basal - desplazamiento, la cual se puede transformar en términos de aceleración espectral - desplazamiento espectral, conocida como curva de capacidad de la estructura.

12.2.5.1 Comportamiento no lineal de los materiales

Para estimar la respuesta de una estructura en el rango no lineal, es necesario conocer las características de los materiales que la conforman. Para ello, es importante conocer el diagrama esfuerzo-deformación del concreto y del acero.

En la actualidad, existen diferentes modelos que representan esta relación para cada material, siendo escogidos para el presente análisis, el modelo de Mander para el concreto confinado y no confinado, y el modelo de Park y Paulay para el acero.

- Modelo de Mander (para el concreto confinado y no confinado):

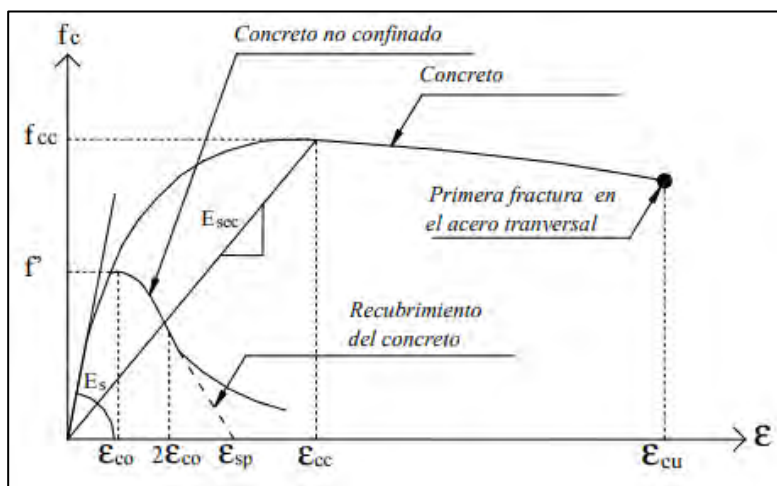


Figura 12-1: Modelo de Mander de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado.
Nota: Tomado de "Theoretical stress-strain model for confined concrete", por Mander (1988).

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions	Modeling Parameters ^a					Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{p-p'}{p_{real}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_d) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 12-4: Parámetros de modelado y criterios numéricos para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado. Nota: Tomado de "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", del ASCE 41-17 (2017).

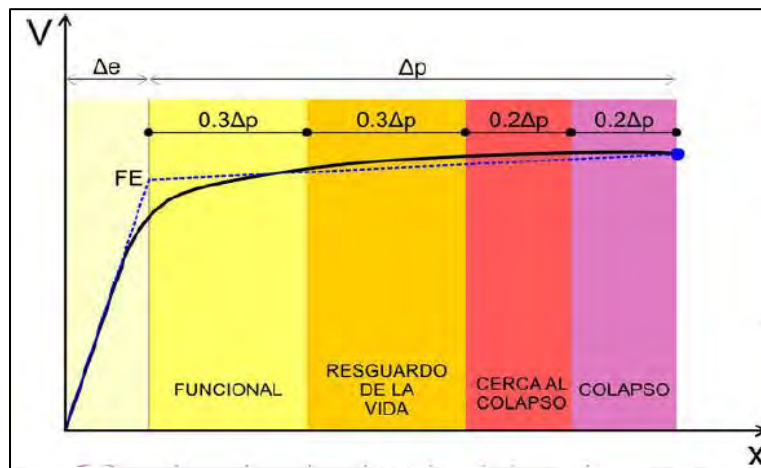
12.2.5.2.2 Rótulas plásticas en columnas y placas

La condición para la formación de las rotulas plásticas en columnas es asegurar que estas puedan tener una falla dúctil. Para ello, es necesario que el acero entre en fluencia antes que el concreto falle. Para las columnas, se asignarán rótulas tipo fibra, ya que se considera que las rótulas de las tablas del ASCE 41-17 limitan la capacidad de rotación, mientras que el método de las fibras permite que estas sigan fluyendo.

12.2.5.3 Curva de capacidad

Representa la pérdida de rigidez y resistencia de una estructura fuera de su rango elástico. Esta curva relaciona la fuerza cortante basal y el desplazamiento en la parte superior de la estructura. Para poder determinar de manera adecuada la curva de capacidad, es necesario determinar el punto de inicio de fluencia y el punto de colapso, los cuales funcionarían como puntos de control de la curva.

El comité Vision 2000 del SEAOC, identifica cinco sectores en la curva de capacidad, los cuales están relacionados con el desplazamiento en la parte superior de la estructura, permitiendo determinar el nivel de daño y estado operacional en el que se encuentra la misma luego de un evento sísmico. El desplazamiento elástico tiene un solo sector de estado completamente operacional, mientras que el desplazamiento inelástico presenta cuatro sectores, en donde cada uno se divide como un porcentaje del mismo.



*Figura 12-5: Sectorización de la curva de capacidad.
Nota: Tomado del "Comité Vision 2000 del SEAOC" (1995).*

12.2.5.4 Método del espectro de capacidad

Este método es utilizado para calcular el punto de desempeño de la estructura, presentado inicialmente por el ATC-40, y luego adaptado por el FEMA 440. Para ello, se debe obtener la curva de capacidad de la estructura y el espectro de demanda correspondiente a cierto nivel de severidad, el cual está basado en los estudios correspondientes a diferentes sismos ocurridos a lo largo del tiempo.

A partir de la curva de capacidad, se determina el espectro de capacidad, el cual representa la respuesta del primer modo de la estructura. Esta curva relaciona el desplazamiento espectral contra la aceleración espectral, y su intersección con el espectro de demanda, determina el punto de desempeño de la estructura.

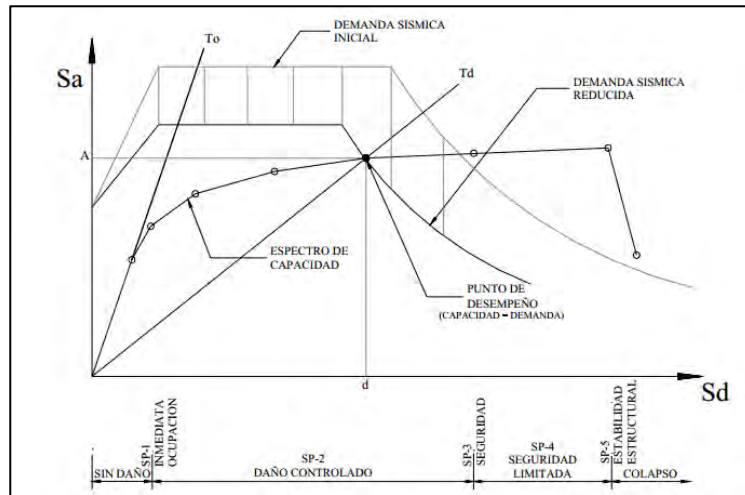


Figura 12-6: Método del espectro de capacidad.

Nota: Tomado de "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", del FEMA 440 (2005).

12.3 Metodología de análisis

El análisis fue realizado en el software ETABS 2019 versión 19.0.1, a partir del modelo de la edificación diseñada en capítulos previos. Para poder determinar la respuesta inelástica de la estructura, se realizó el análisis incremental de cargas (Pushover) para ambas direcciones de análisis.

12.3.1 Asignación de las propiedades no lineales de los materiales

Las propiedades lineales del concreto y acero ya fueron definidas en capítulos previos, sin embargo, también es necesario definir sus propiedades no lineales. Para el caso del

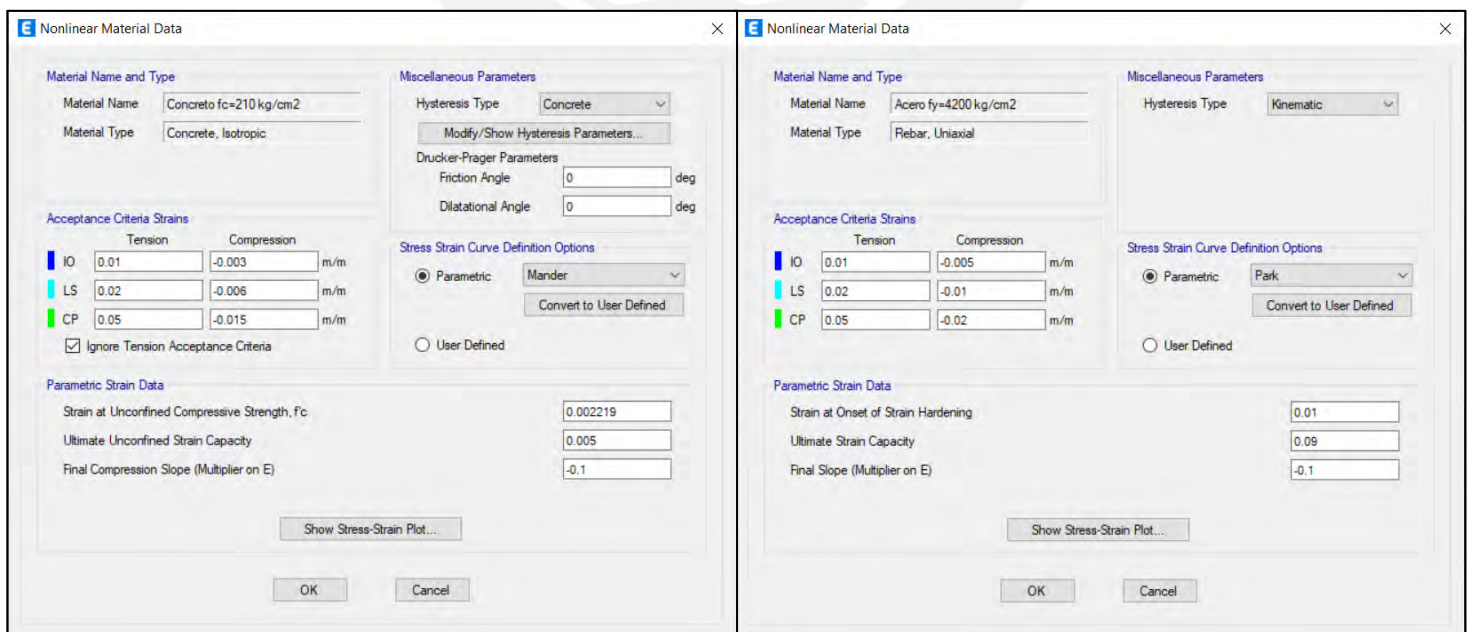


Figura 12-7: Asignación de las propiedades no lineales del concreto y acero de refuerzo.

12.3.2 Asignación del acero de refuerzo

La asignación del acero de refuerzo en las vigas, columnas y placas, se realizó a partir del diseño de cada elemento estructural definido en capítulos previos.

The dialog box 'Frame Section Property Reinforcement Data' is configured for column reinforcement. The 'Design Type' is set to 'P-M2-M3 Design (Column)'. The 'Rebar Material' for both longitudinal and confinement bars is 'Acero fy=4200 kg/cm2'. The 'Reinforcement Configuration' is 'Rectangular', and 'Confinement Bars' are set to 'Ties'. The 'Check/Design' option is 'Reinforcement to be Designed'. The 'Longitudinal Bars' section shows a clear cover of 0.04 m, 3 bars along the 3-direction face, and 7 bars along the 2-direction face. The bar size is 5/8" with an area of 2 cm². The 'Confinement Bars' section shows a bar size of 3/8" with an area of 0.71 cm², longitudinal spacing of 0.11 m, 2 bars in the 3-direction, and 7 bars in the 2-direction.

Figura 12-8: Asignación del acero de refuerzo en columnas.

The dialog box 'Frame Section Property Reinforcement Data' is configured for beam reinforcement. The 'Design Type' is set to 'M3 Design Only (Beam)'. The 'Rebar Material' for both longitudinal and confinement bars is 'Acero fy=4200 kg/cm2'. The 'Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid' is 0.06 m for both top and bottom bars. The 'Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams' section shows 4 cm² for top and bottom bars at both I-End and J-End.

Figura 12-9: Asignación del acero de refuerzo en vigas.

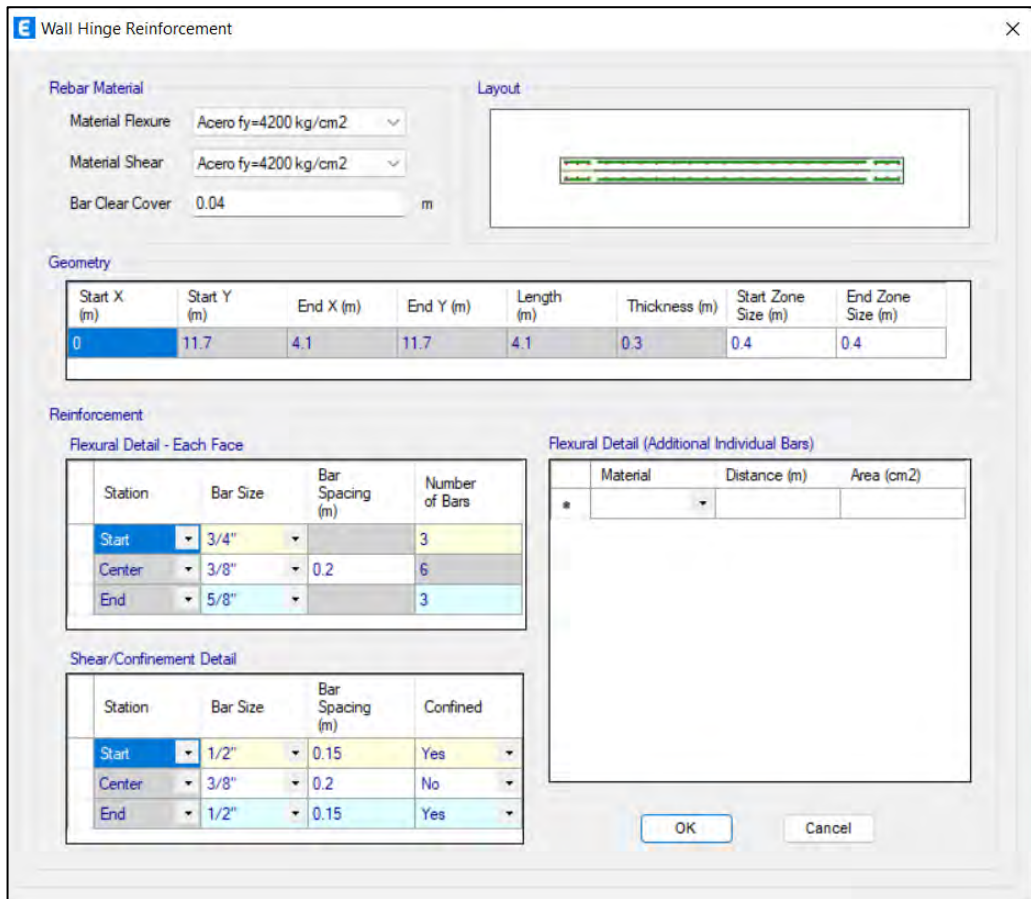


Figura 12-10: Asignación del acero de refuerzo en placas.

12.3.3 Asignación de rótulas plásticas

La asignación de rótulas plásticas se realizó de forma independiente para vigas, columnas y placas. Para las vigas, se utilizó las rótulas definidas en la tabla 10-7 de la norma ASCE 41-17, mientras que, para las columnas y placas, se utilizó rótulas tipo fibra.

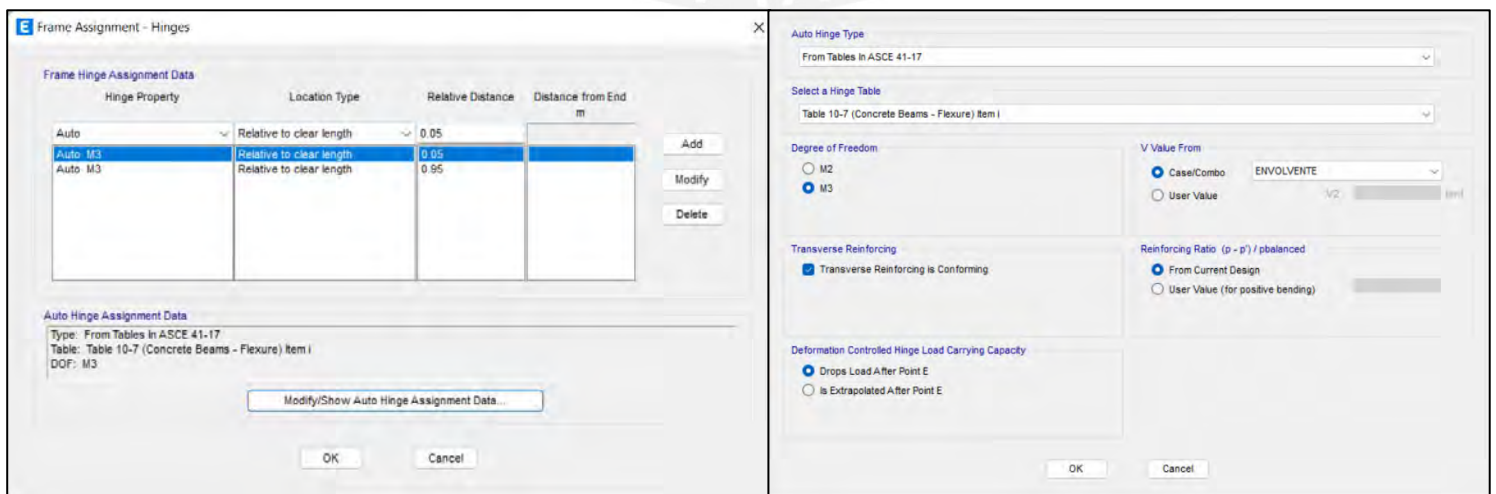


Figura 12-11: Asignación de rótulas plásticas en vigas.

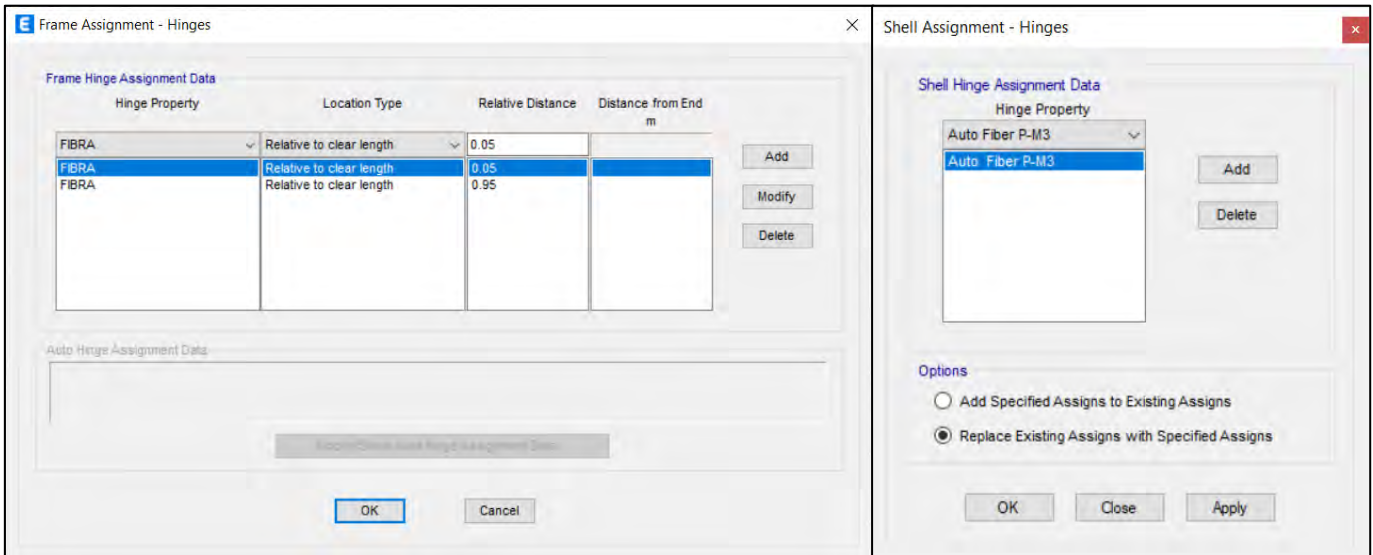


Figura 12-12: Asignación de rótulas plásticas en columnas y placas.

12.3.4 Asignación de los casos de cargas

Se definieron los casos de empuje incremental de cargas (Pushover) en ambas direcciones de análisis (PUSHX y PUSHY), considerando la forma del modo correspondiente a traslación en cada eje coordinado, proveniente del análisis sísmico determinado en el capítulo 3, y que la aplicación de las cargas incrementales se realizará en los centros de masa de cada diafragma rígido. De esta manera, se escogió la forma del modo 3 para el caso de carga PUSHX y la forma del modo 1 para el PUSHY.

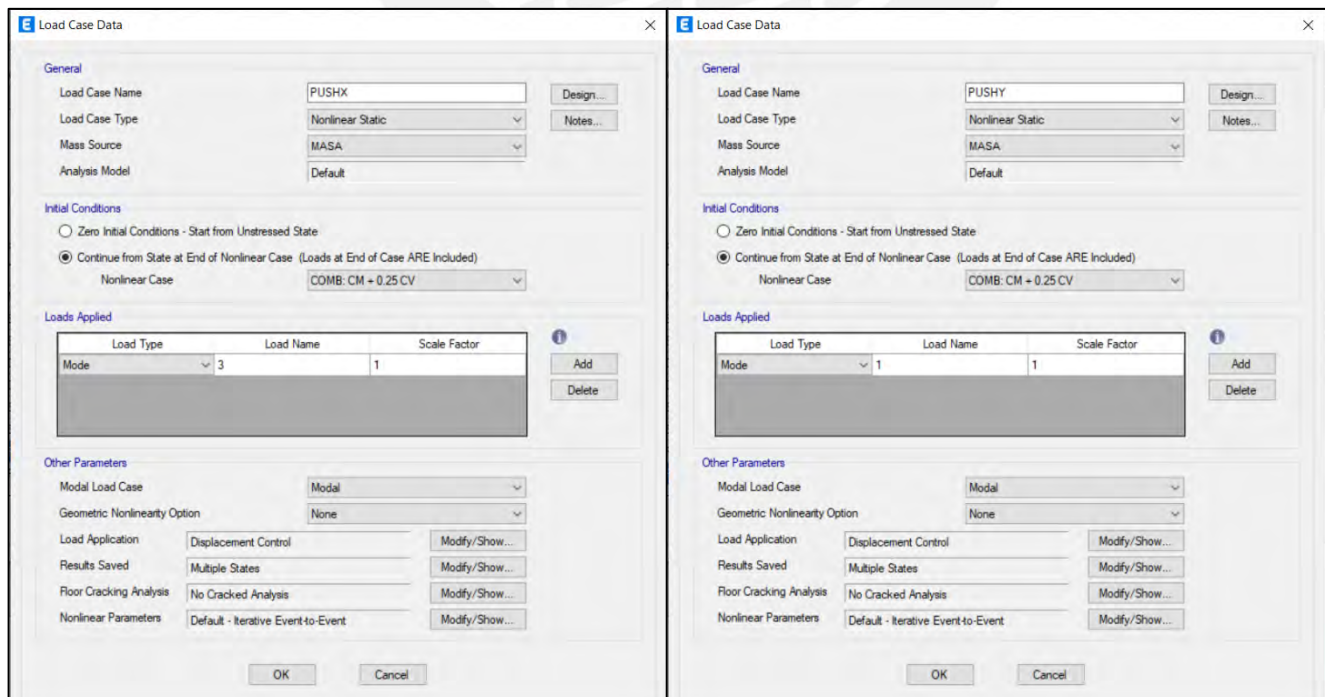


Figura 12-13: Asignación del Pushover en ambas direcciones de análisis X y Y.

12.4 Análisis estático no lineal

12.4.1 Secuencia de formación de rótulas plásticas

Mediante el programa ETABS, se realizó el análisis estático no lineal de la estructura, evidenciando gráficamente la secuencia de formación de rótulas plásticas, desde la aparición de las primeras rótulas hasta el colapso de la estructura, tanto como para el caso de carga en la dirección XX como en la dirección YY.

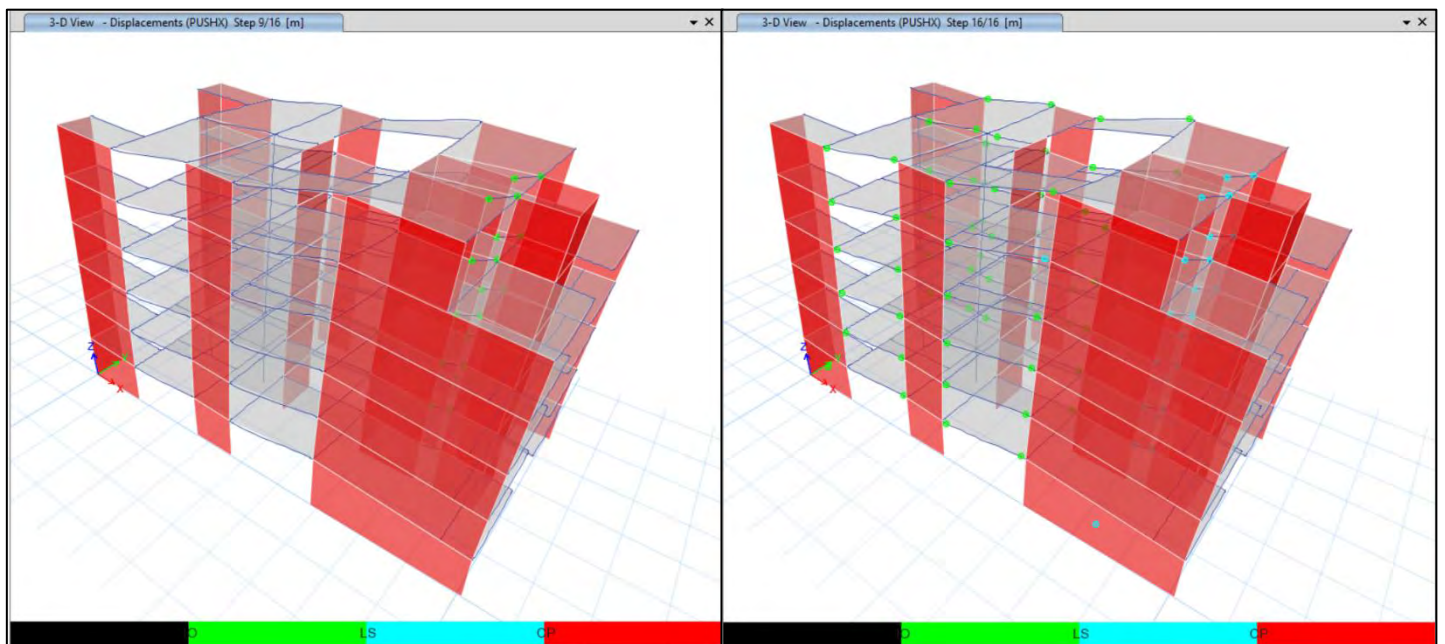


Figura 12-14: Secuencia de formación de rótulas plásticas para el caso de análisis en la dirección XX.

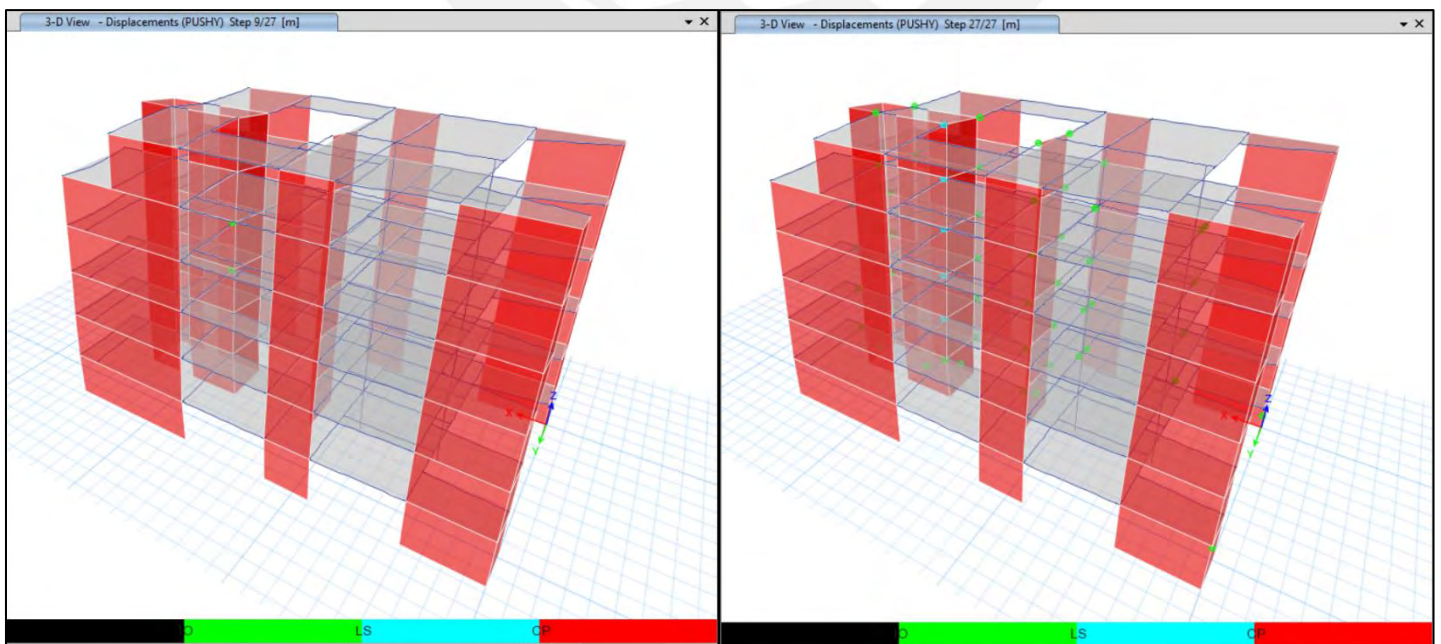


Figura 12-15: Secuencia de formación de rótulas plásticas para el caso de análisis en la dirección YY.

12.4.2 Curva de capacidad

Mediante el programa ETABS, se determinó la curva de capacidad para ambas direcciones de análisis, así como la simplificación bilineal de las mismas. Esta idealización permite sectorizar la curva de capacidad, permitiendo así determinar el desempeño sísmico de la edificación.

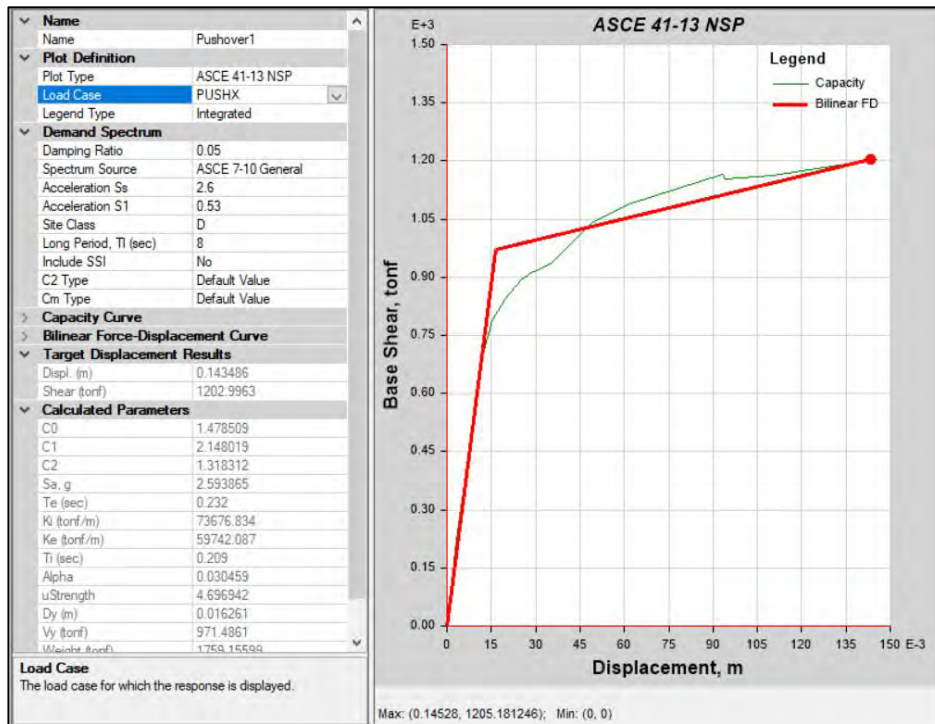


Figura 12-16: Curva de capacidad en la dirección XX.

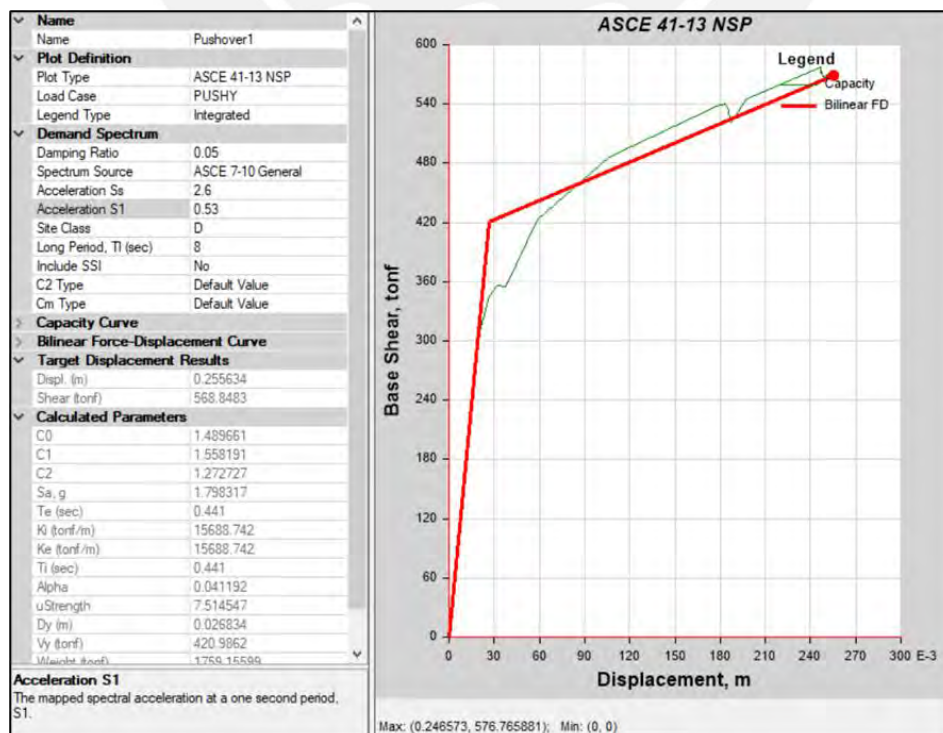


Figura 12-17: Curva de capacidad en la dirección YY.

12.4.3 Desempeño sísmico

Mediante el software ETABS, se determinó el punto de desempeño sísmico, aplicando la metodología del espectro de capacidad. Se obtuvieron los resultados para los casos de cuando la edificación es sometida a un sismo frecuente y a uno muy raro.

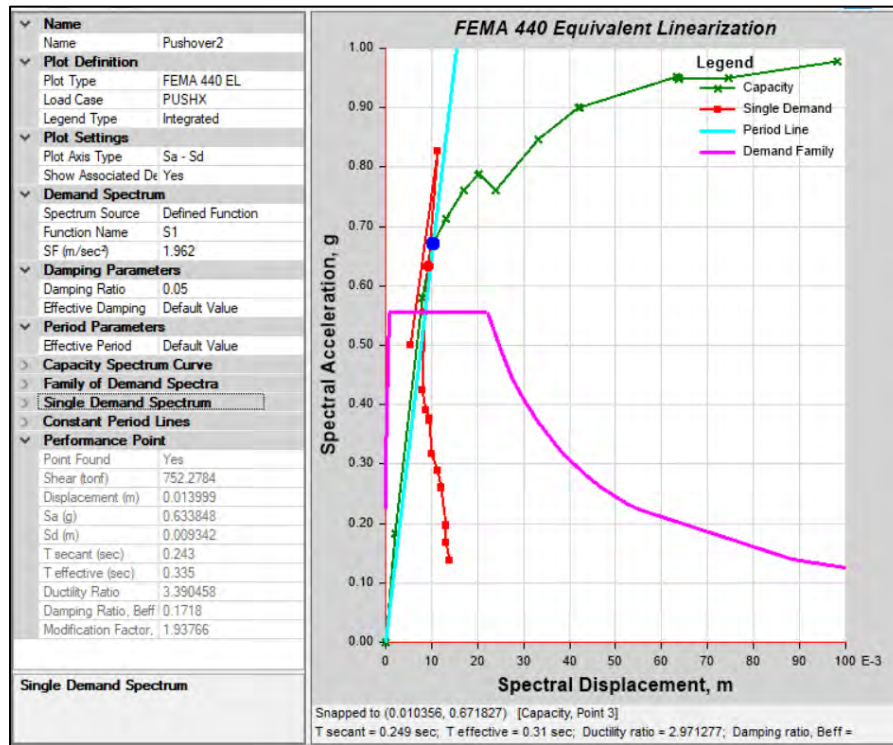


Figura 12-18: Desempeño sísmico para un sismo frecuente en la dirección de análisis XX.

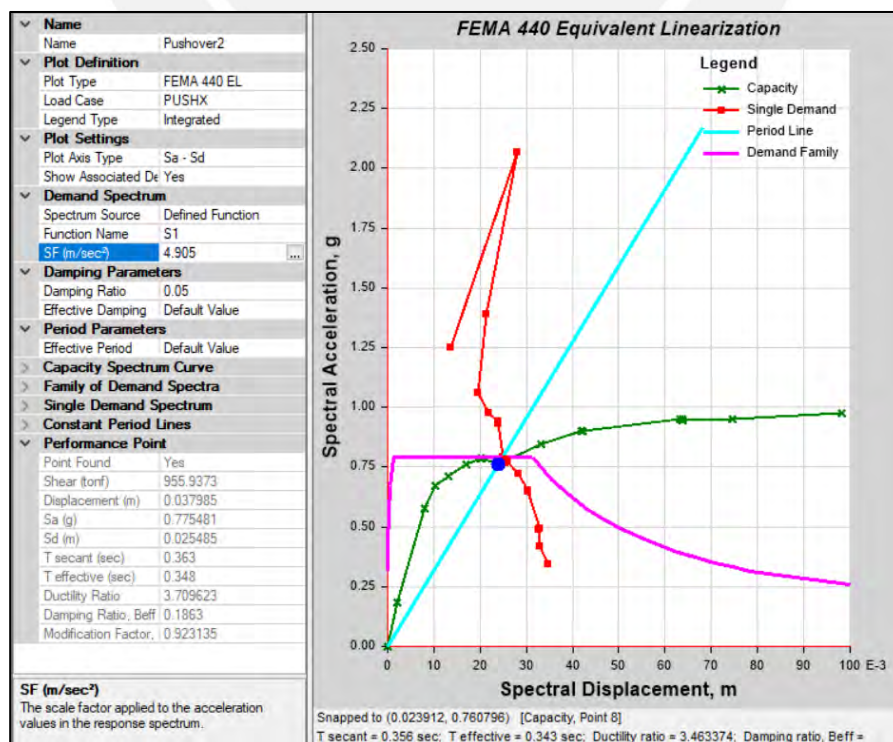


Figura 12-19: Desempeño sísmico para un sismo muy raro en la dirección de análisis XX.

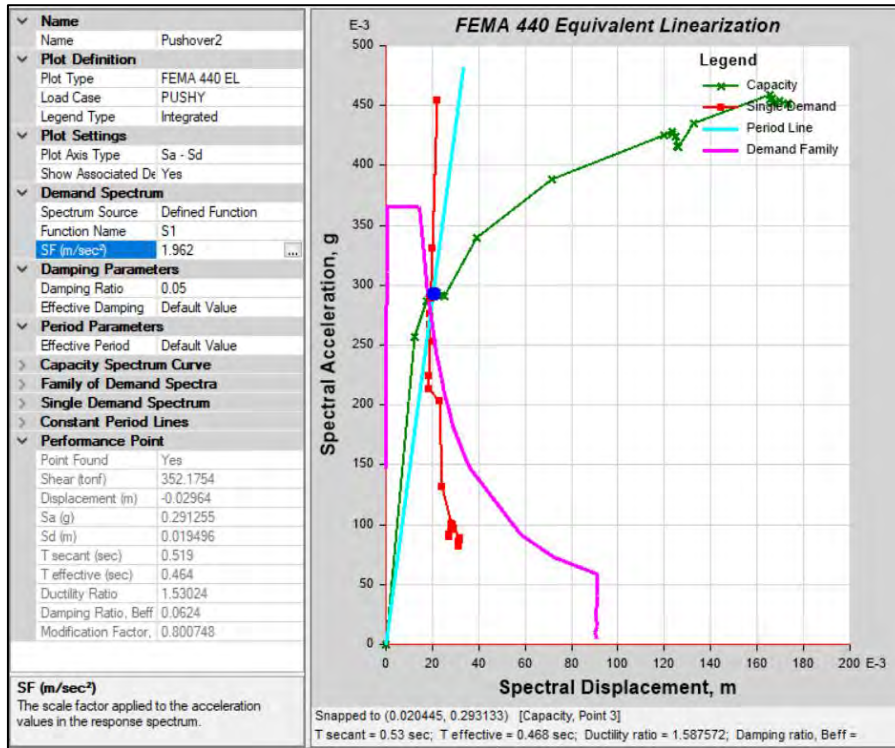


Figura 12-20: Desempeño sísmico para un sismo frecuente en la dirección de análisis YY.

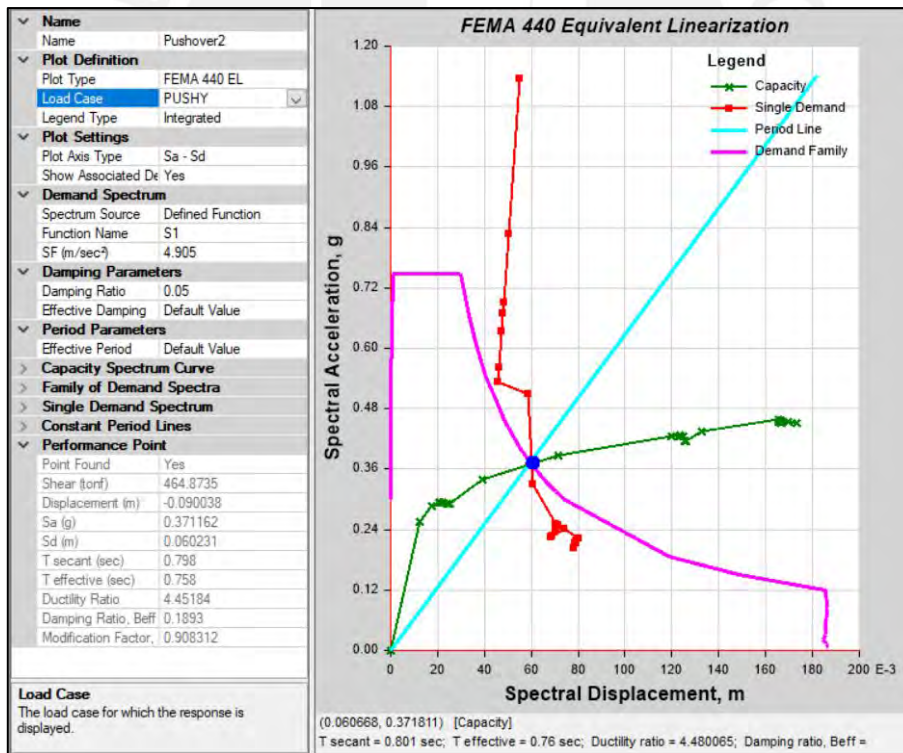


Figura 12-21: Desempeño sísmico para un sismo muy raro en la dirección de análisis YY.

12.5 Evaluación de resultados

Los resultados obtenidos del análisis estático no lineal se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 12-6: Desempeño sísmico de la edificación para ambas direcciones de análisis.

	Análisis en XX		Análisis en YY	
	Sismo frecuente	Sismo muy raro	Sismo frecuente	Sismo muy raro
Sa (g)	0.633	0.775	0.291	0.371
Sd (cm)	0.934	2.549	1.949	6.023
Fuerza cortante basal (Tn)	752.3	955.9	359.2	464.9
Desplazamiento en el nivel más alto (cm)	1.40	3.80	2.96	9.00

12.5.1 Secuencia de formación de rótulas plásticas

La secuencia de formación de rótulas obtenida cumplió con lo esperado, ya que, de acuerdo a lo presentado en el subcapítulo 12.4.1, se puede evidenciar gráficamente que las rótulas plásticas se forman primero en las vigas, y finalmente en las columnas y placas.

12.5.2 Curva de capacidad y desempeño sísmico

Para determinar el desempeño sísmico de la estructura, se realizó la sectorización de las curvas de capacidad, de acuerdo a lo indicado en el subcapítulo 12.2.5.3. Una vez sectorizadas las curvas, se verifica en que sector se ubica el desplazamiento del nivel más alto obtenido para cada tipo de sismo en ambas direcciones de análisis, determinando así el desempeño sísmico de la edificación.

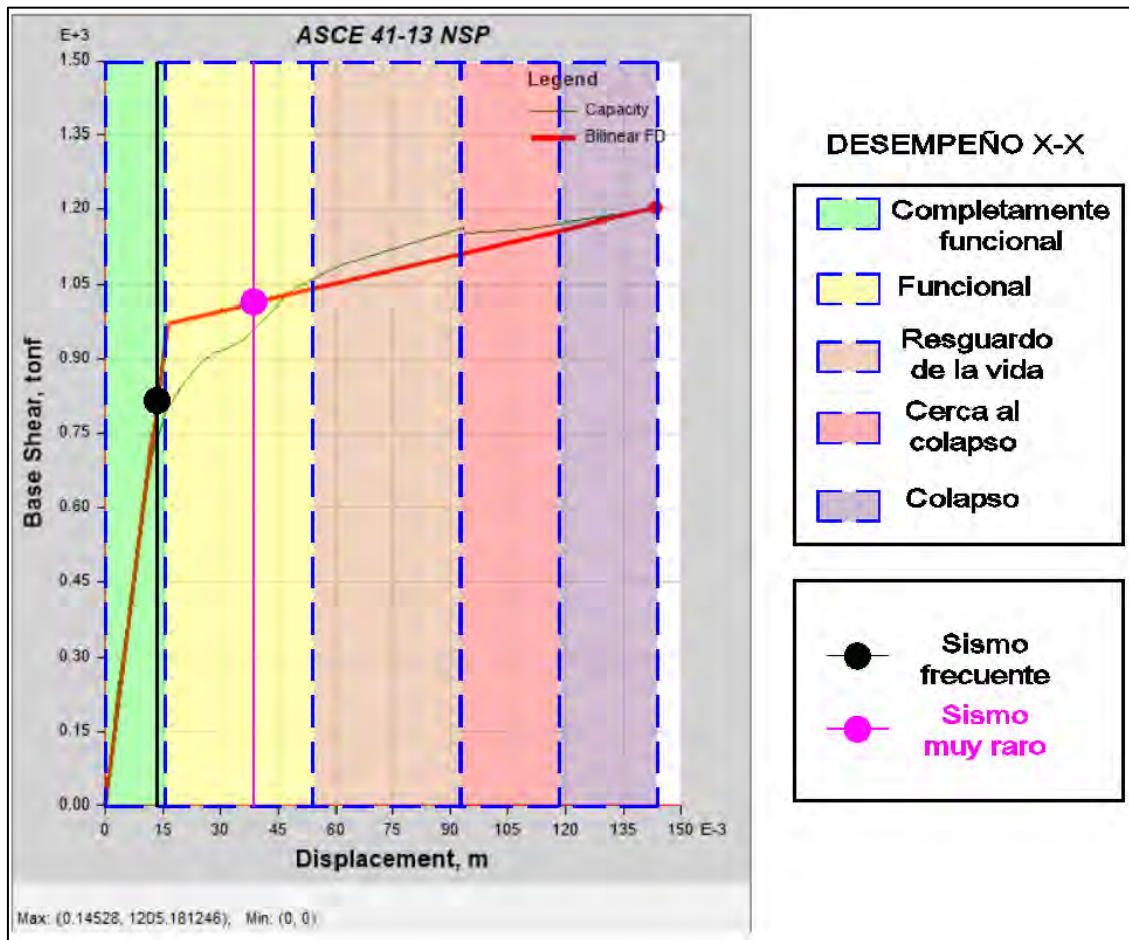


Figura 12-22: Curva de capacidad sectorizada para la dirección de análisis XX.

Para sismos frecuentes, se puede concluir que la edificación no tuvo un desempeño adecuado, ya que en la dirección de análisis YY, se presentaron deformaciones inelásticas no aceptables, manteniendo el desempeño de la estructura en un rango funcional. El resultado esperado para sismos frecuentes es que la edificación pueda presentar un nivel de desempeño completamente funcional, manteniéndose en el rango lineal, de acuerdo a lo establecido por el comité Vision 2000 del SEAOC.

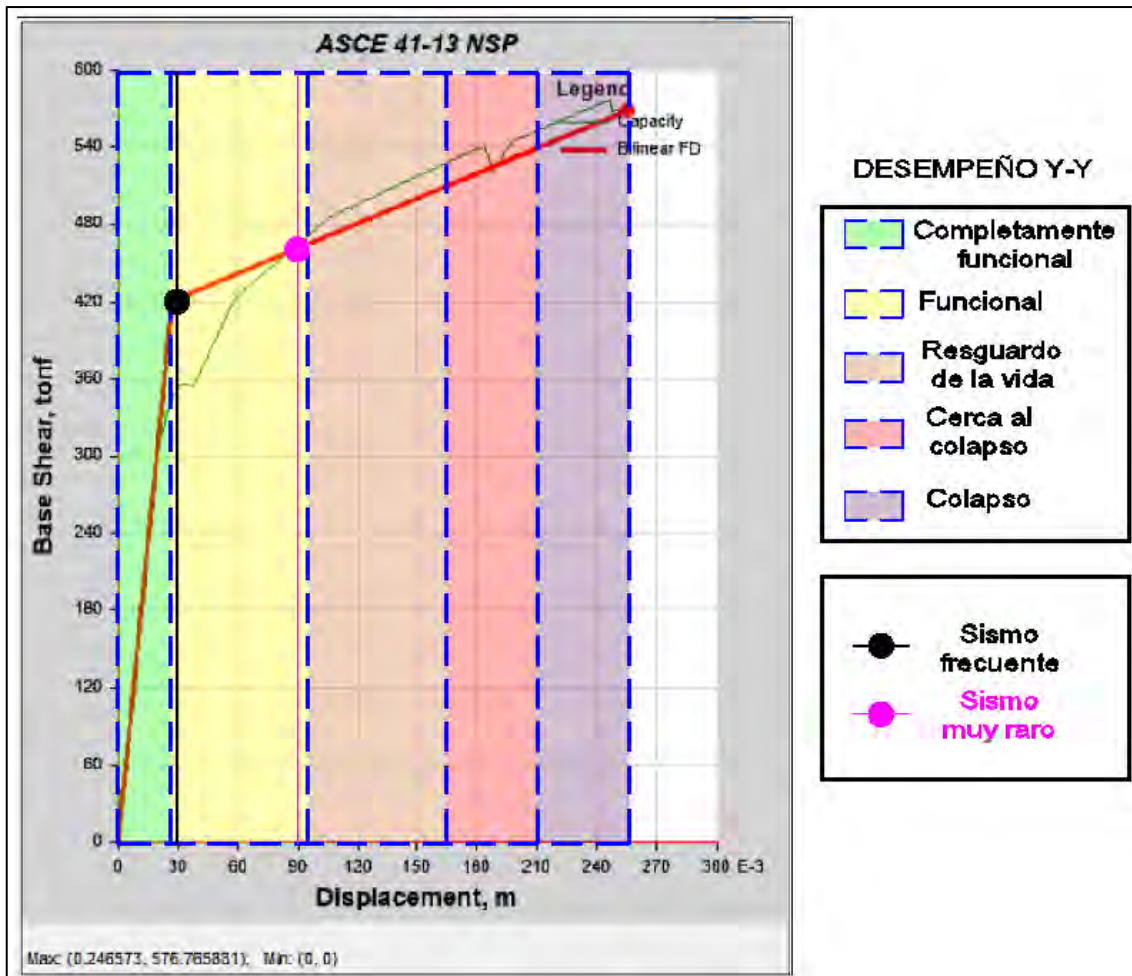


Figura 12-23: Curva de capacidad sectorizada para la dirección de análisis YY.

Para sismos muy raros, se puede concluir que la edificación tuvo un desempeño adecuado, ya que, para ambas direcciones de análisis XX y YY, se presentaron deformaciones inelásticas esperadas, manteniendo el desempeño de la estructura en un rango funcional. El resultado esperado para sismos muy raros es que la edificación pueda presentar un nivel de desempeño cerca al colapso, de acuerdo a lo establecido por el comité Vision 2000 del SEAOC.

Capítulo 13: Anexos

13.1 Bibliografía

- ACI. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. Michigan: American Concrete Institute.
- ASCE 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: Applied Technology Council.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Chavesta Ruelas, E. (2019). Análisis Estático No Lineal para Estimar el Desempeño Sísmico de una Estructura Aporticada de 5 Pisos en la Ciudad de Lima. *Tesis para optar el título profesional en Ingeniería Civil*. Lima: Universidad Nacional Federico Villareal, Facultad de Ingeniería Civil. Obtenido de <http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/UNFV/2810>
- Choque Sucasaca, J., & Luque Solis, E. (2019). Análisis Estático No Lineal y Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de 8 Niveles Diseñado con la Norma E.030. *Tesis para optar el título profesional en Ingeniería Civil*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Facultad de Ingeniería Civil. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- CISMID. (2015). *Estudio de Microzonificación Sísmica del Distrito de Lince*. Lima: Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Obtenido de <http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/1989>

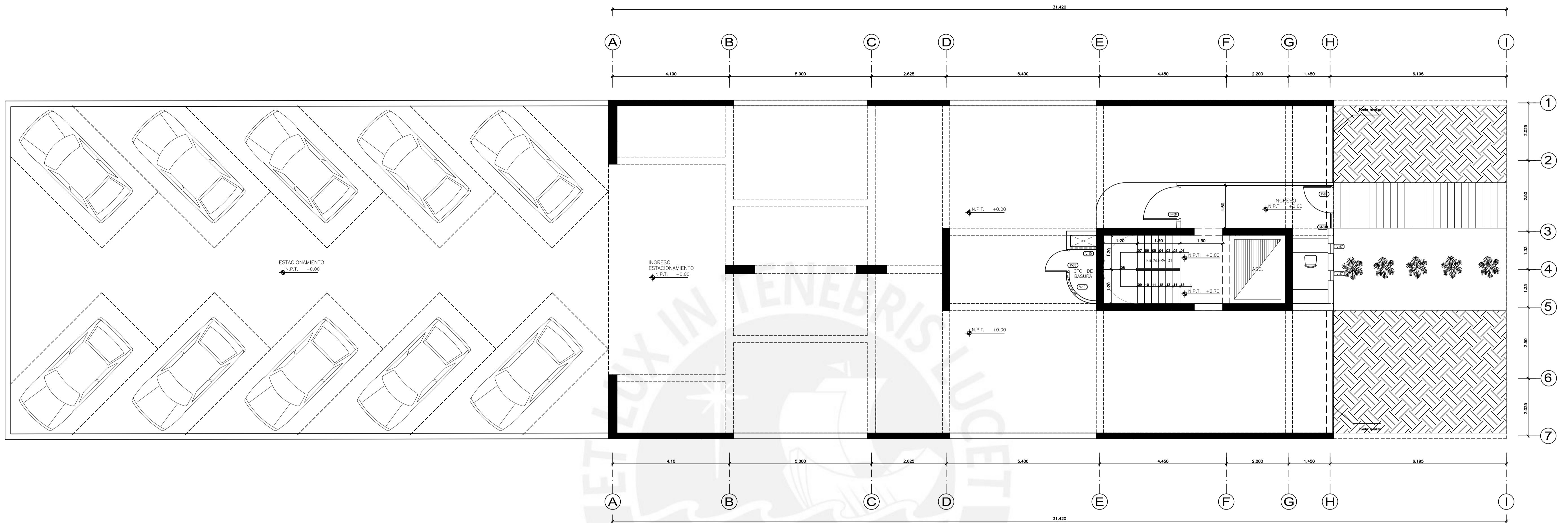
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.
California: Federal Emergency Management Agency.
- Higashi, J. (2020). *Curso Concreto Armado 2 FACI-PUCP [diapositivas]*.
- INDECI. (2017). *Escenario Sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw*.
Lima: Instituto Nacional de Defensa Civil. Obtenido de
<https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201711231521471-1.pdf>
- Mander, J., & Priestley, M. (1988). Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering Vol. 114 No. 8*, 1804-1826.
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons.
- SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance-Based Seismic Engineering*.
California: Structural Engineers Association of California.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 "Cargas"*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 "Concreto Armado"*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño Sismorresistente"*.
Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 "Suelos y Cimentaciones"*.

Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

13.2 Planos

- A-01: ARQUITECTURA BASE
- A-02: ARQUITECTURA TECHO TÍPICO
- A-03: ARQUITECTURA TECHO 4
- A-04: ARQUITECTURA TECHO 5
- A-05: ARQUITECTURA TECHO 6
- A-06: ARQUITECTURA ELEVACIÓN
- A-07: ARQUITECTURA CORTE
- E-00: PLANTA DE CIMENTACIÓN
- E-01: ENCOFRADO TECHO TÍPICO
- E-02: ENCOFRADO TECHO NIVEL 4
- E-03: ENCOFRADO TECHO NIVEL 5
- E-04: ENCOFRADO AZOTEA
- E-05: VIGAS DE TECHO TÍPICO
- E-06: VIGAS DE TECHO TÍPICO
- E-07: VIGAS DE TECHO TÍPICO
- E-08: VIGAS DE TECHO NIVEL 4
- E-09: VIGAS DE TECHO NIVEL 4
- E-10: VIGAS DE TECHO NIVEL 4
- E-11: VIGAS DE TECHO NIVEL 5
- E-12: VIGAS DE TECHO NIVEL 5
- E-13: VIGAS DE TECHO NIVEL 5
- E-14: VIGAS DE AZOTEA
- E-15: VIGAS DE AZOTEA
- E-16: COLUMNAS
- E-17: PLACAS
- E-18: PLACAS
- E-19: PLACAS
- E-20: PLACAS
- E-21: ESCALERAS



PUERTAS				
N°	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.10	-	ANTIFUEGO
P-02	0.75	2.10	-	MADERA
P-03	0.80	2.10	-	MADERA
P-04	0.85	2.10	-	MADERA
P-05	0.90	2.10	-	MADERA
P-06	1.00	2.10	-	MADERA
P-07	0.70	2.10	-	MADERA
P-08	1.25	2.10	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.10	-	VIDRIO
P-10	0.80	2.10	-	VIDRIO

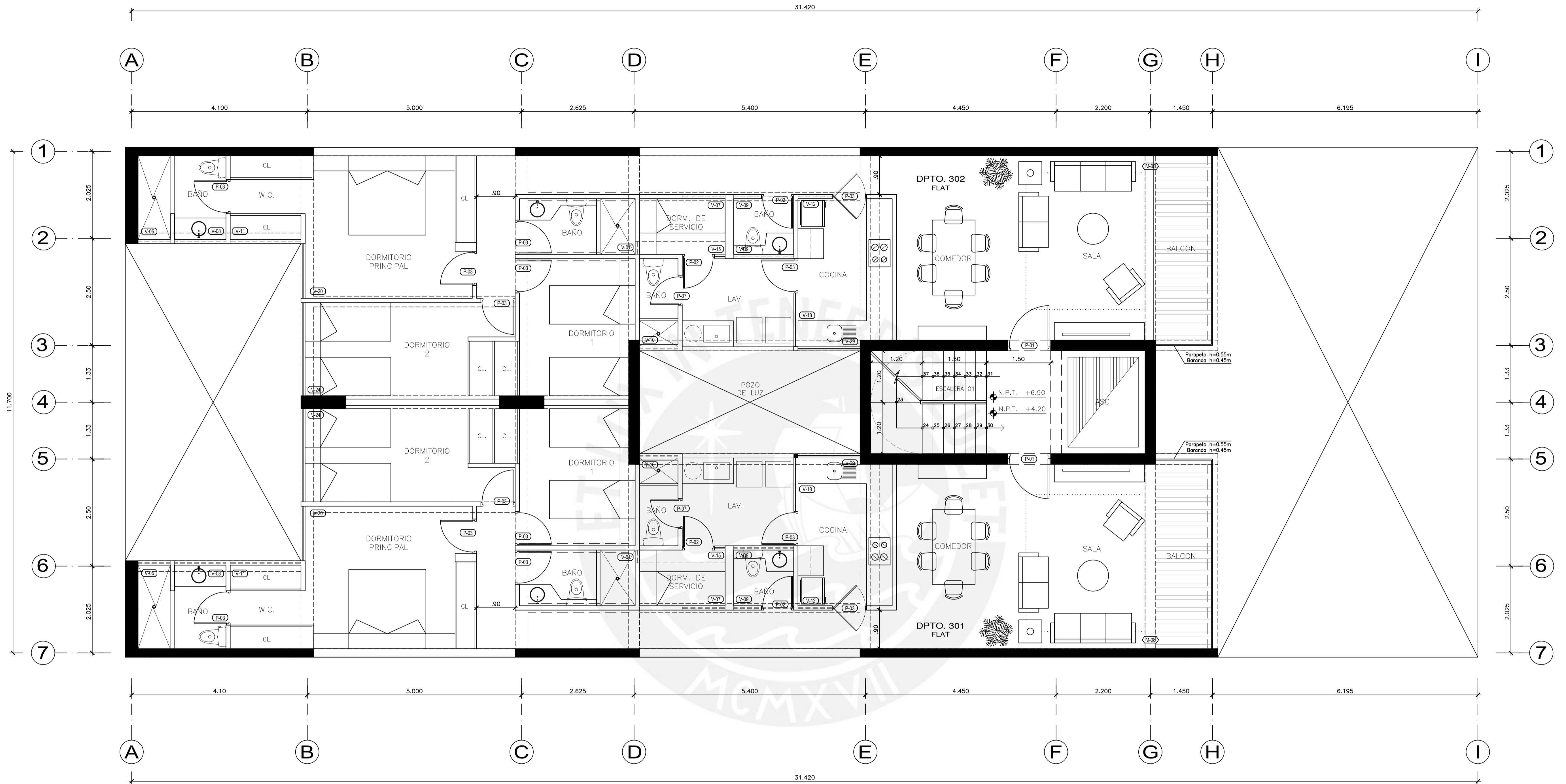
VENTANAS				
N°	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-01	0.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-02	0.40	0.30	1.80	VIDRIO
V-03	0.50	0.30	1.80	VIDRIO
V-04	0.85	0.30	1.80	VIDRIO
V-05	0.75	0.30	1.80	VIDRIO
V-06	0.95	0.30	1.80	VIDRIO
V-07	1.00	0.30	1.80	VIDRIO
V-08	1.20	0.30	1.80	VIDRIO
V-09	0.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-10	0.90	0.30	1.80	VIDRIO
V-11	1.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-12	0.80	0.30	1.80	VIDRIO
V-13	1.10	0.30	1.80	VIDRIO
V-14	2.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-15	0.25	1.10	1.00	VIDRIO

VENTANAS				
N°	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-16	0.60	1.10	1.00	VIDRIO
V-17	0.75	1.10	1.00	VIDRIO
V-18	0.95	1.10	1.00	VIDRIO
V-19	1.20	1.10	1.00	VIDRIO
V-20	1.28	1.10	1.00	VIDRIO
V-21	1.43	1.10	1.00	VIDRIO
V-22	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-23	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-24	2.18	1.10	1.00	VIDRIO
V-25	2.70	1.10	1.00	VIDRIO
V-26	3.40	1.10	1.00	VIDRIO
V-27	5.30	1.10	1.00	VIDRIO
V-28	0.40	0.40	2.05	VIDRIO
V-29	1.45	1.10	1.00	VIDRIO
V-30	1.35	1.10	1.00	VIDRIO
V-31	2.08	1.10	1.00	VIDRIO

MAMPARAS				
N°	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
M-01	0.60	2.10	-	VIDRIO
M-02	0.65	2.10	-	VIDRIO
M-03	0.93	2.10	-	VIDRIO
M-04	1.28	2.10	-	VIDRIO
M-05	1.225	2.10	-	VIDRIO
M-06	2.00	2.10	-	VIDRIO
M-07	2.65	2.10	-	VIDRIO
M-08	3.85	2.10	-	VIDRIO
M-09	4.00	2.10	-	VIDRIO
M-10	4.50	2.10	-	VIDRIO
M-11	1.275	2.10	-	VIDRIO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
TEMA :	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA :
OBRA :	Edificio Multifamiliar en Lince	A-01
FECHA :	ESCALA :	PLANO :
FEBRERO-2023	1/75	ARQUITECTURA PLANTA BASE



PUERTAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.10	-	ANTIFUEGO
P-02	0.75	2.10	-	MADERA
P-03	0.80	2.10	-	MADERA
P-04	0.85	2.10	-	MADERA
P-05	0.90	2.10	-	MADERA
P-06	1.00	2.10	-	MADERA
P-07	0.70	2.10	-	MADERA
P-08	1.25	2.10	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.10	-	VIDRIO
P-10	0.80	2.10	-	VIDRIO

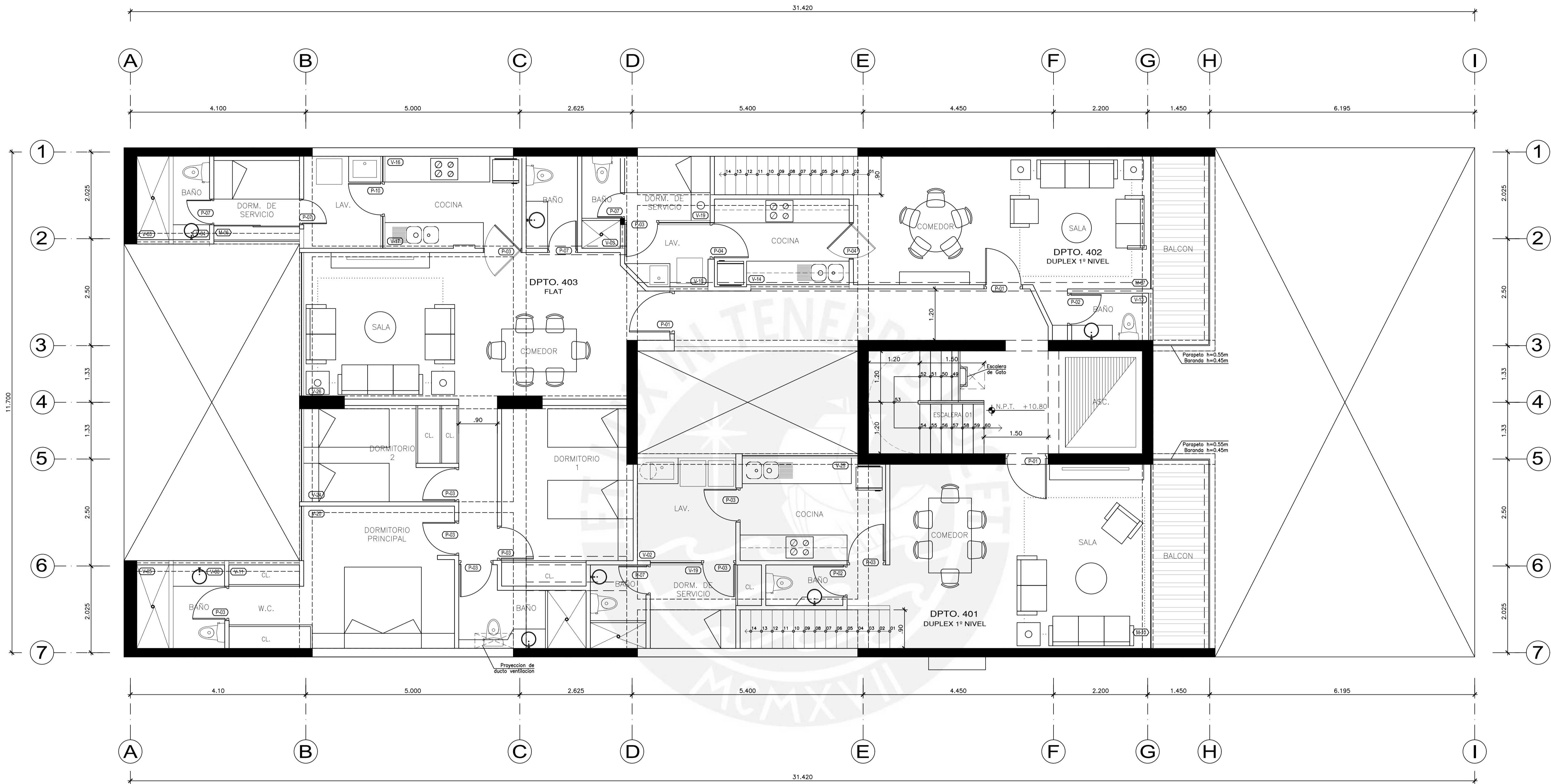
VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-01	0.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-02	0.40	0.30	1.80	VIDRIO
V-03	0.50	0.30	1.80	VIDRIO
V-04	0.85	0.30	1.80	VIDRIO
V-05	0.75	0.30	1.80	VIDRIO
V-06	0.95	0.30	1.80	VIDRIO
V-07	1.00	0.30	1.80	VIDRIO
V-08	1.20	0.30	1.80	VIDRIO
V-09	0.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-10	0.90	0.30	1.80	VIDRIO
V-11	1.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-12	0.80	0.30	1.80	VIDRIO
V-13	1.10	0.30	1.80	VIDRIO
V-14	2.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-15	0.25	1.10	1.00	VIDRIO

VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-16	0.60	1.10	1.00	VIDRIO
V-17	0.75	1.10	1.00	VIDRIO
V-18	0.95	1.10	1.00	VIDRIO
V-19	1.20	1.10	1.00	VIDRIO
V-20	1.28	1.10	1.00	VIDRIO
V-21	1.43	1.10	1.00	VIDRIO
V-22	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-23	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-24	2.18	1.10	1.00	VIDRIO
V-25	2.70	1.10	1.00	VIDRIO
V-26	3.40	1.10	1.00	VIDRIO
V-27	5.30	1.10	1.00	VIDRIO
V-28	0.40	0.40	2.05	VIDRIO
V-29	1.45	1.10	1.00	VIDRIO
V-30	1.35	1.10	1.00	VIDRIO
V-31	2.08	1.10	1.00	VIDRIO

MAMPARAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
M-01	0.60	2.10	-	VIDRIO
M-02	0.65	2.10	-	VIDRIO
M-03	0.93	2.10	-	VIDRIO
M-04	1.28	2.10	-	VIDRIO
M-05	1.225	2.10	-	VIDRIO
M-06	2.00	2.10	-	VIDRIO
M-07	2.65	2.10	-	VIDRIO
M-08	3.85	2.10	-	VIDRIO
M-09	4.00	2.10	-	VIDRIO
M-10	4.50	2.10	-	VIDRIO
M-11	1.275	2.10	-	VIDRIO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	
OBRA:	Edificio Multifamiliar en Lince	
FECHA:	ESCALA:	PLANO:
FEBRERO-2023	1/50	ARQUITECTURA PLANTA TÍPICA
		LAMINA: A-02



PUERTAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.10	-	ANTIFUEGO
P-02	0.75	2.10	-	MADERA
P-03	0.80	2.10	-	MADERA
P-04	0.85	2.10	-	MADERA
P-05	0.90	2.10	-	MADERA
P-06	1.00	2.10	-	MADERA
P-07	0.70	2.10	-	MADERA
P-08	1.25	2.10	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.10	-	VIDRIO
P-10	0.80	2.10	-	VIDRIO

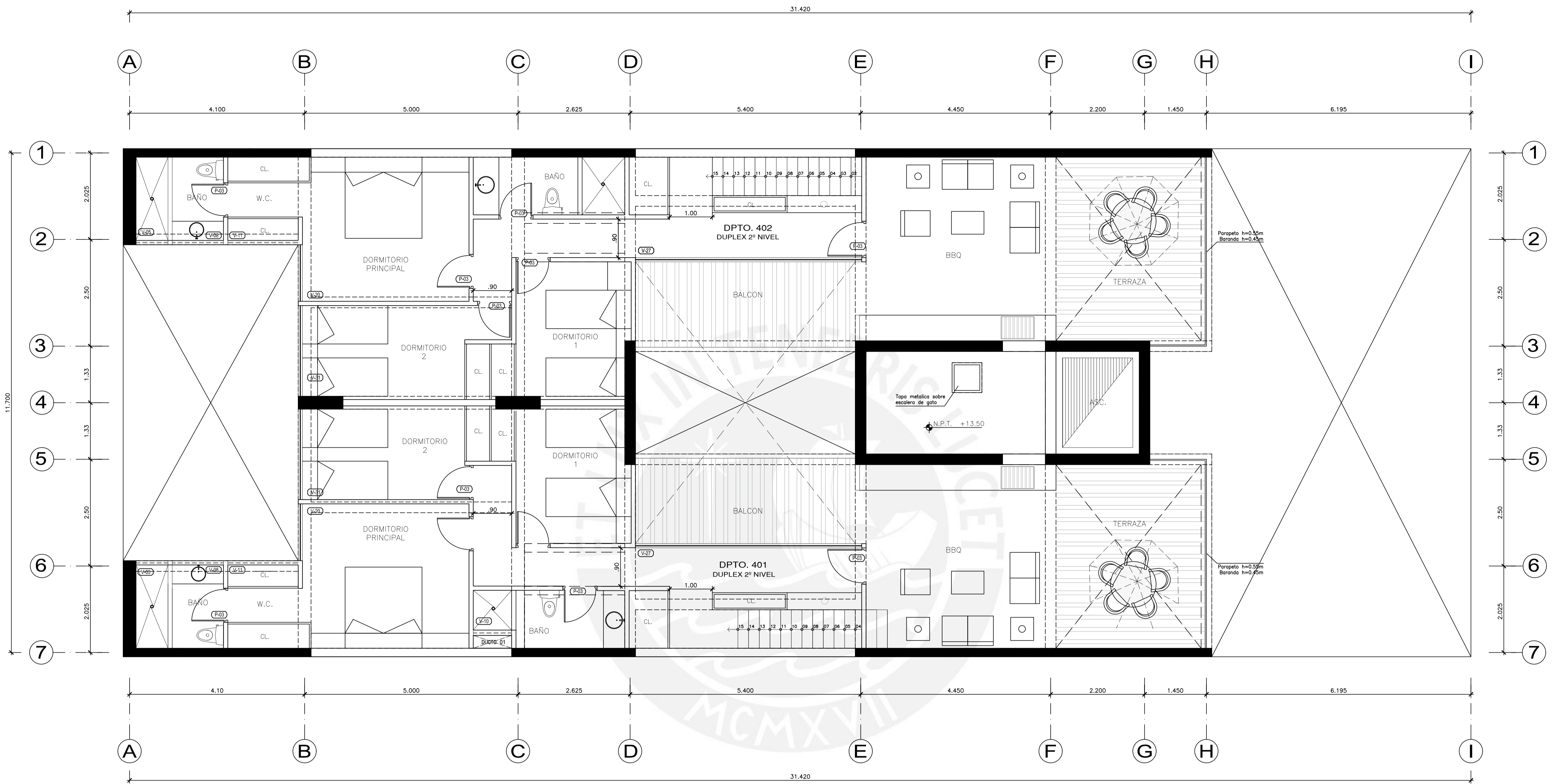
VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-01	0.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-02	0.40	0.30	1.80	VIDRIO
V-03	0.50	0.30	1.80	VIDRIO
V-04	0.85	0.30	1.80	VIDRIO
V-05	0.75	0.30	1.80	VIDRIO
V-06	0.95	0.30	1.80	VIDRIO
V-07	1.00	0.30	1.80	VIDRIO
V-08	1.20	0.30	1.80	VIDRIO
V-09	0.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-10	0.90	0.30	1.80	VIDRIO
V-11	1.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-12	0.80	0.30	1.80	VIDRIO
V-13	1.10	0.30	1.80	VIDRIO
V-14	2.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-15	0.25	1.10	1.00	VIDRIO

VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-16	0.60	1.10	1.00	VIDRIO
V-17	0.75	1.10	1.00	VIDRIO
V-18	0.95	1.10	1.00	VIDRIO
V-19	1.20	1.10	1.00	VIDRIO
V-20	1.28	1.10	1.00	VIDRIO
V-21	1.43	1.10	1.00	VIDRIO
V-22	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-23	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-24	2.18	1.10	1.00	VIDRIO
V-25	2.70	1.10	1.00	VIDRIO
V-26	3.40	1.10	1.00	VIDRIO
V-27	5.30	1.10	1.00	VIDRIO
V-28	0.40	0.40	2.05	VIDRIO
V-29	1.45	1.10	1.00	VIDRIO
V-30	1.35	1.10	1.00	VIDRIO
V-31	2.08	1.10	1.00	VIDRIO

MAMPARAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
M-01	0.60	2.10	-	VIDRIO
M-02	0.65	2.10	-	VIDRIO
M-03	0.93	2.10	-	VIDRIO
M-04	1.28	2.10	-	VIDRIO
M-05	1.225	2.10	-	VIDRIO
M-06	2.00	2.10	-	VIDRIO
M-07	2.65	2.10	-	VIDRIO
M-08	3.85	2.10	-	VIDRIO
M-09	4.00	2.10	-	VIDRIO
M-10	4.50	2.10	-	VIDRIO
M-11	1.275	2.10	-	VIDRIO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA:
OBRA:	Edificio Multifamiliar en Lince	A-03
FECHA:	ESCALA:	PLANO:
FEBRERO-2023	1/50	ARQUITECTURA PLANTA NIVEL 4

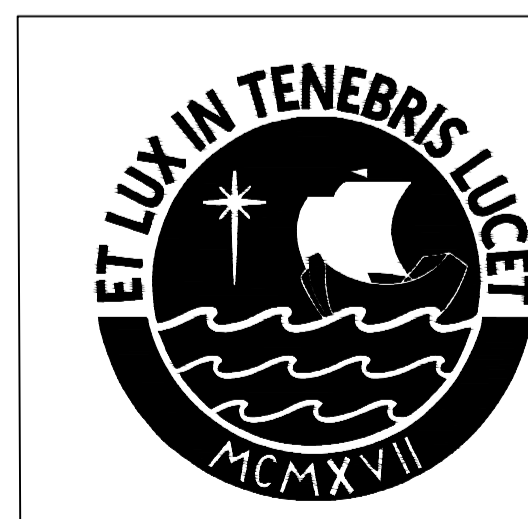


PUERTAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.10	-	ANTIFUEGO
P-02	0.75	2.10	-	MADERA
P-03	0.80	2.10	-	MADERA
P-04	0.85	2.10	-	MADERA
P-05	0.90	2.10	-	MADERA
P-06	1.00	2.10	-	MADERA
P-07	0.70	2.10	-	MADERA
P-08	1.25	2.10	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.10	-	VIDRIO
P-10	0.80	2.10	-	VIDRIO

VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-01	0.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-02	0.40	0.30	1.80	VIDRIO
V-03	0.50	0.30	1.80	VIDRIO
V-04	0.85	0.30	1.80	VIDRIO
V-05	0.75	0.30	1.80	VIDRIO
V-06	0.95	0.30	1.80	VIDRIO
V-07	1.00	0.30	1.80	VIDRIO
V-08	1.20	0.30	1.80	VIDRIO
V-09	0.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-10	0.90	0.30	1.80	VIDRIO
V-11	1.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-12	0.80	0.30	1.80	VIDRIO
V-13	1.10	0.30	1.80	VIDRIO
V-14	2.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-15	0.25	1.10	1.00	VIDRIO

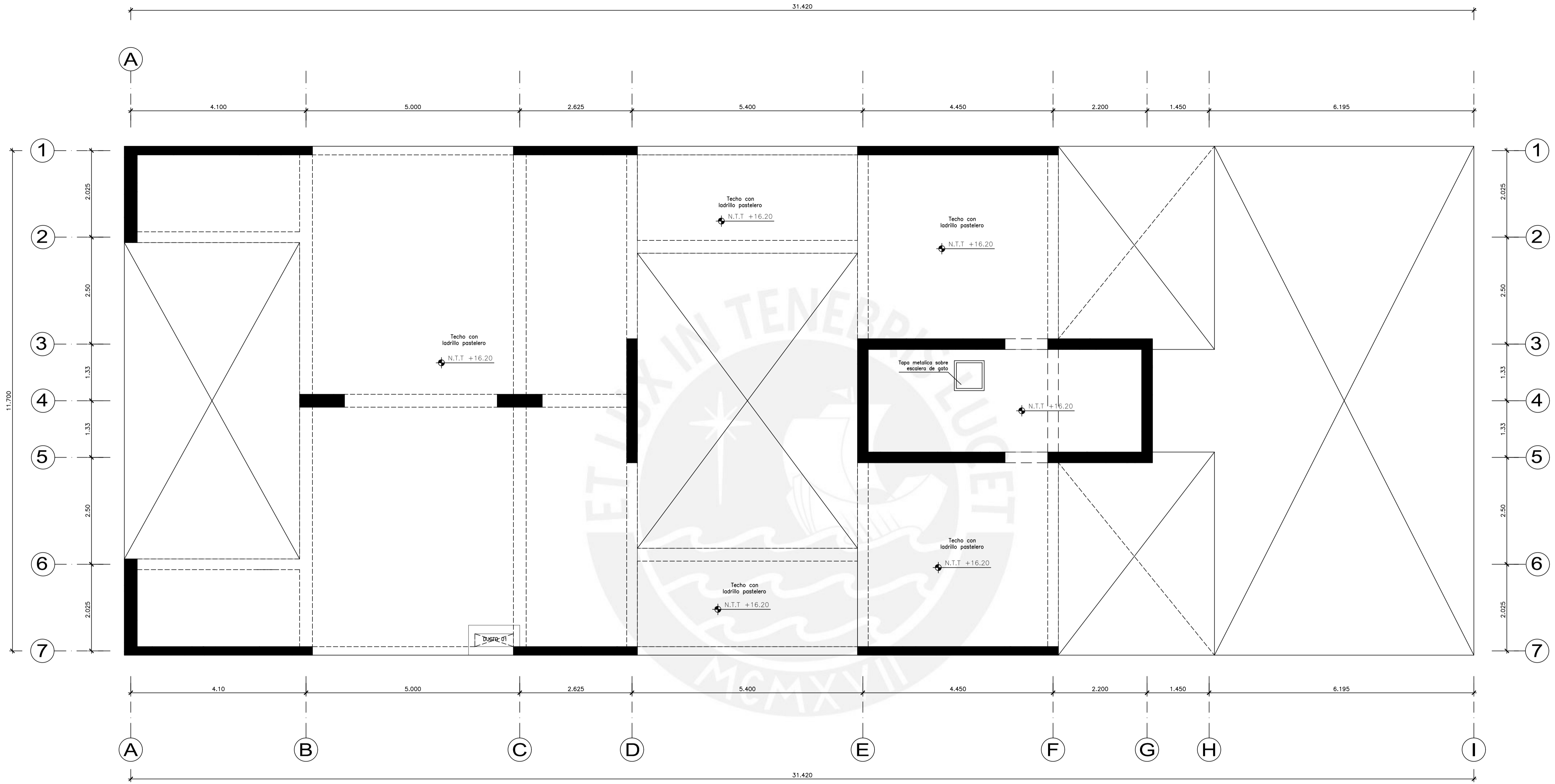
VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-16	0.60	1.10	1.00	VIDRIO
V-17	0.75	1.10	1.00	VIDRIO
V-18	0.95	1.10	1.00	VIDRIO
V-19	1.20	1.10	1.00	VIDRIO
V-20	1.28	1.10	1.00	VIDRIO
V-21	1.43	1.10	1.00	VIDRIO
V-22	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-23	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-24	2.18	1.10	1.00	VIDRIO
V-25	2.70	1.10	1.00	VIDRIO
V-26	3.40	1.10	1.00	VIDRIO
V-27	5.30	1.10	1.00	VIDRIO
V-28	0.40	0.40	2.05	VIDRIO
V-29	1.45	1.10	1.00	VIDRIO
V-30	1.35	1.10	1.00	VIDRIO
V-31	2.08	1.10	1.00	VIDRIO

MAMPARAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
M-01	0.60	2.10	-	VIDRIO
M-02	0.65	2.10	-	VIDRIO
M-03	0.93	2.10	-	VIDRIO
M-04	1.28	2.10	-	VIDRIO
M-05	1.225	2.10	-	VIDRIO
M-06	2.00	2.10	-	VIDRIO
M-07	2.65	2.10	-	VIDRIO
M-08	3.85	2.10	-	VIDRIO
M-09	4.00	2.10	-	VIDRIO
M-10	4.50	2.10	-	VIDRIO
M-11	1.275	2.10	-	VIDRIO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA:	A-04
OBRA:	Edificio Multifamiliar en Lince		
FECHA:	FEBRERO-2023	ESCALA:	1/50
		PLANO:	ARQUITECTURA PLANTA NIVEL 5



PUERTAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.10	-	ANTIFUEGO
P-02	0.75	2.10	-	MADERA
P-03	0.80	2.10	-	MADERA
P-04	0.85	2.10	-	MADERA
P-05	0.90	2.10	-	MADERA
P-06	1.00	2.10	-	MADERA
P-07	0.70	2.10	-	MADERA
P-08	1.25	2.10	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.10	-	VIDRIO
P-10	0.80	2.10	-	VIDRIO

VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-01	0.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-02	0.40	0.30	1.80	VIDRIO
V-03	0.50	0.30	1.80	VIDRIO
V-04	0.85	0.30	1.80	VIDRIO
V-05	0.75	0.30	1.80	VIDRIO
V-06	0.95	0.30	1.80	VIDRIO
V-07	1.00	0.30	1.80	VIDRIO
V-08	1.20	0.30	1.80	VIDRIO
V-09	0.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-10	0.90	0.30	1.80	VIDRIO
V-11	1.65	0.30	1.80	VIDRIO
V-12	0.80	0.30	1.80	VIDRIO
V-13	1.10	0.30	1.80	VIDRIO
V-14	2.30	0.30	1.80	VIDRIO
V-15	0.25	1.10	1.00	VIDRIO

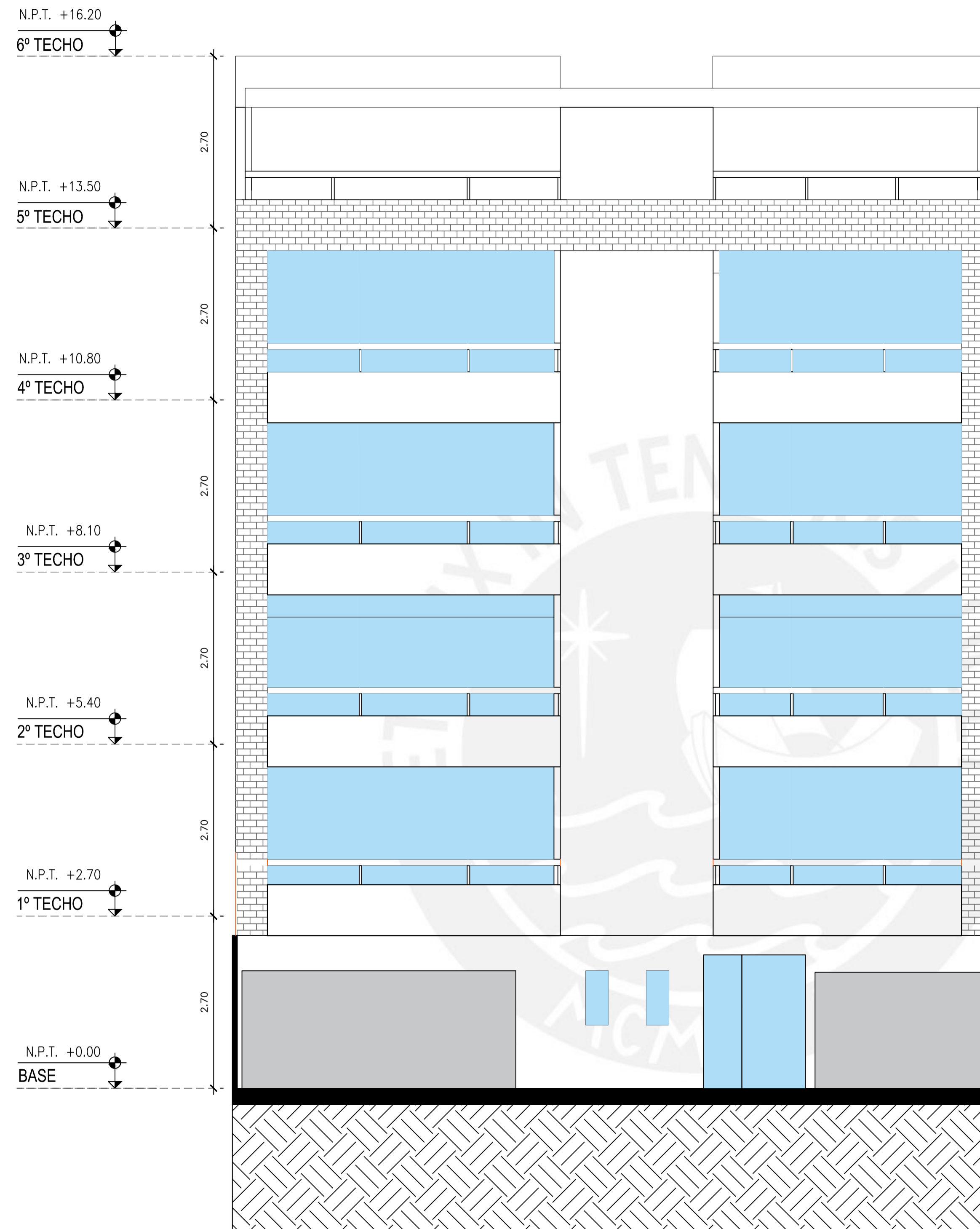
VENTANAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V-16	0.60	1.10	1.00	VIDRIO
V-17	0.75	1.10	1.00	VIDRIO
V-18	0.95	1.10	1.00	VIDRIO
V-19	1.20	1.10	1.00	VIDRIO
V-20	1.28	1.10	1.00	VIDRIO
V-21	1.43	1.10	1.00	VIDRIO
V-22	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-23	2.00	1.10	1.00	VIDRIO
V-24	2.18	1.10	1.00	VIDRIO
V-25	2.70	1.10	1.00	VIDRIO
V-26	3.40	1.10	1.00	VIDRIO
V-27	5.30	1.10	1.00	VIDRIO
V-28	0.40	0.40	2.05	VIDRIO
V-29	1.45	1.10	1.00	VIDRIO
V-30	1.35	1.10	1.00	VIDRIO
V-31	2.08	1.10	1.00	VIDRIO

MAMPARAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
M-01	0.60	2.10	-	VIDRIO
M-02	0.65	2.10	-	VIDRIO
M-03	0.93	2.10	-	VIDRIO
M-04	1.28	2.10	-	VIDRIO
M-05	1.225	2.10	-	VIDRIO
M-06	2.00	2.10	-	VIDRIO
M-07	2.65	2.10	-	VIDRIO
M-08	3.85	2.10	-	VIDRIO
M-09	4.00	2.10	-	VIDRIO
M-10	4.50	2.10	-	VIDRIO
M-11	1.275	2.10	-	VIDRIO

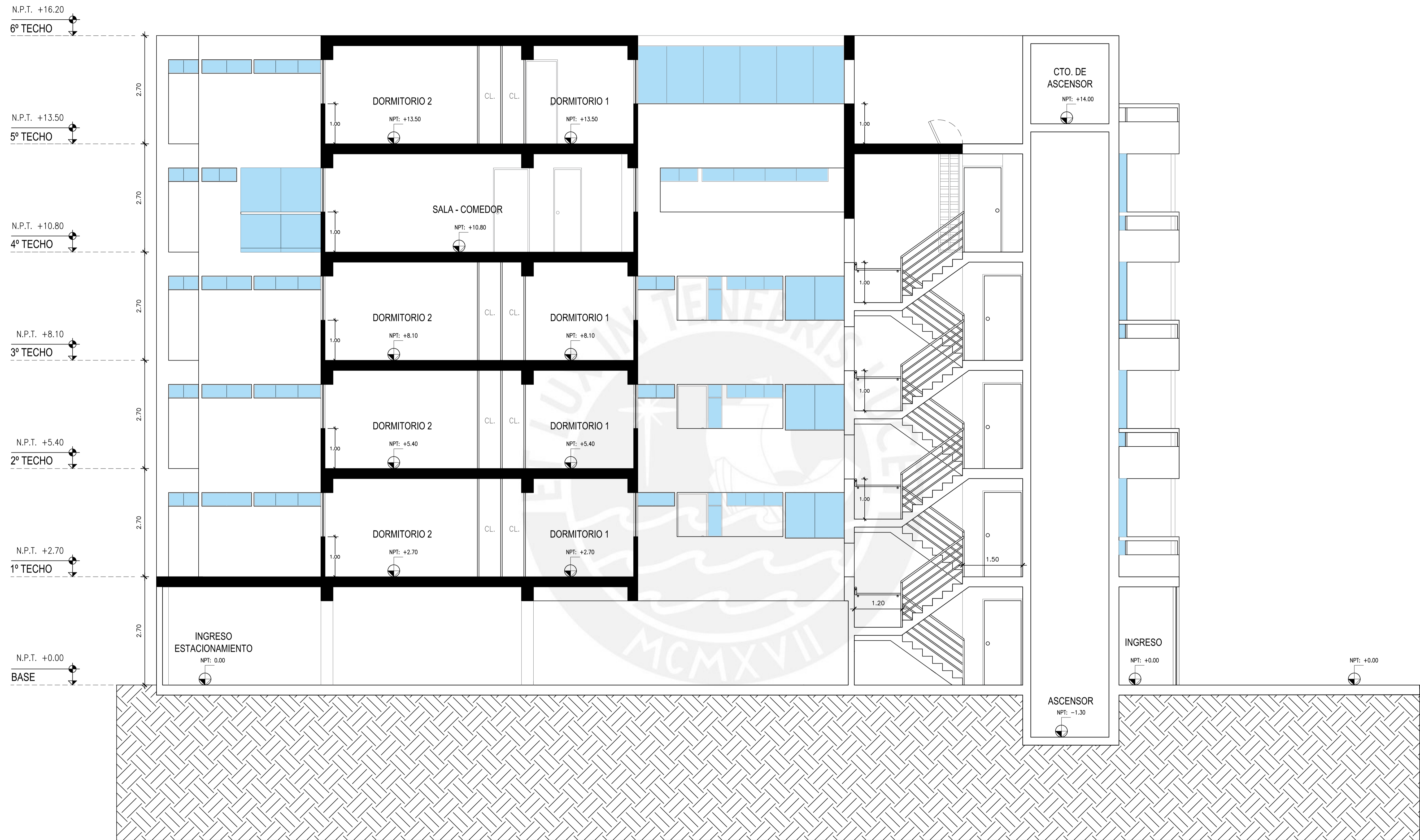


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA:	A-05
OBRA:	Edificio Multifamiliar en Lince		
FECHA:	FEBRERO-2023	ESCALA:	1/50
		PLANO:	ARQUITECTURA AZOTEA



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA:
OBRA:	Edificio Multifamiliar en Lince	A-06
FECHA:	ESCALA:	PLANO:
FEBRERO-2023	1/50	ARQUITECTURA ELEVACIÓN



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
TEMA	Diseño Estructural de un Edificio de Muros de Concreto Armado en Lince	LAMINA :
OBRA :	Edificio Multifamiliar en Lince	A-07
FECHA	ESCALA	PLANO:
FEBRERO-2023	1/50	ARQUITECTURA CORTE

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
 TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS COMBINADAS Y ZAPATAS CONECTADAS
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION : Grava
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION : -1.50m
 PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA : 4.00 kg/cm2

ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO
 CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (todo el edificio)
 ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 SUELO $w_t = 4.20 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS
 ZAPATAS 8 cm.
 PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 LOSAS ALIGERADAS Y VIGAS CHATAS 2 cm.

TABIQUERIA
 LADRILLOS DE ARCILLA COCIDA HUECA $PU=1400 \text{ kg/cm}^2$

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

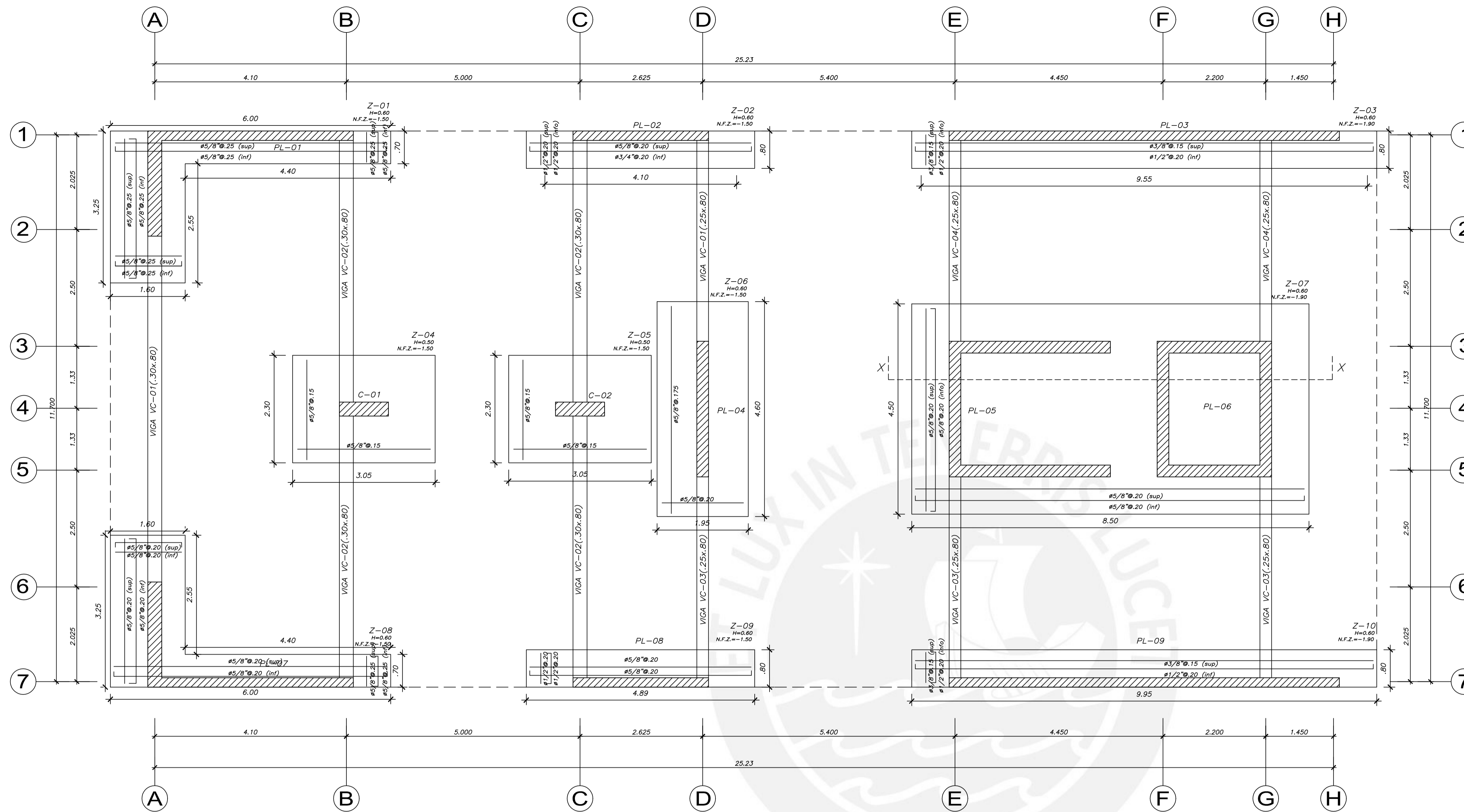
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO
 YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA 0
 ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$
 -PERFIL DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.0 \quad T_p=0.4s \quad T_L=2.5s$
 -FACTOR DE USO (CAT. C) : $U=1.0$
 -FACTOR DE REDUCCION : $R=6, I_p=1.0, I_a=1.0$
 $R_x=6 \text{ (Muros)}; R_y=6 \text{ (Muros)}$

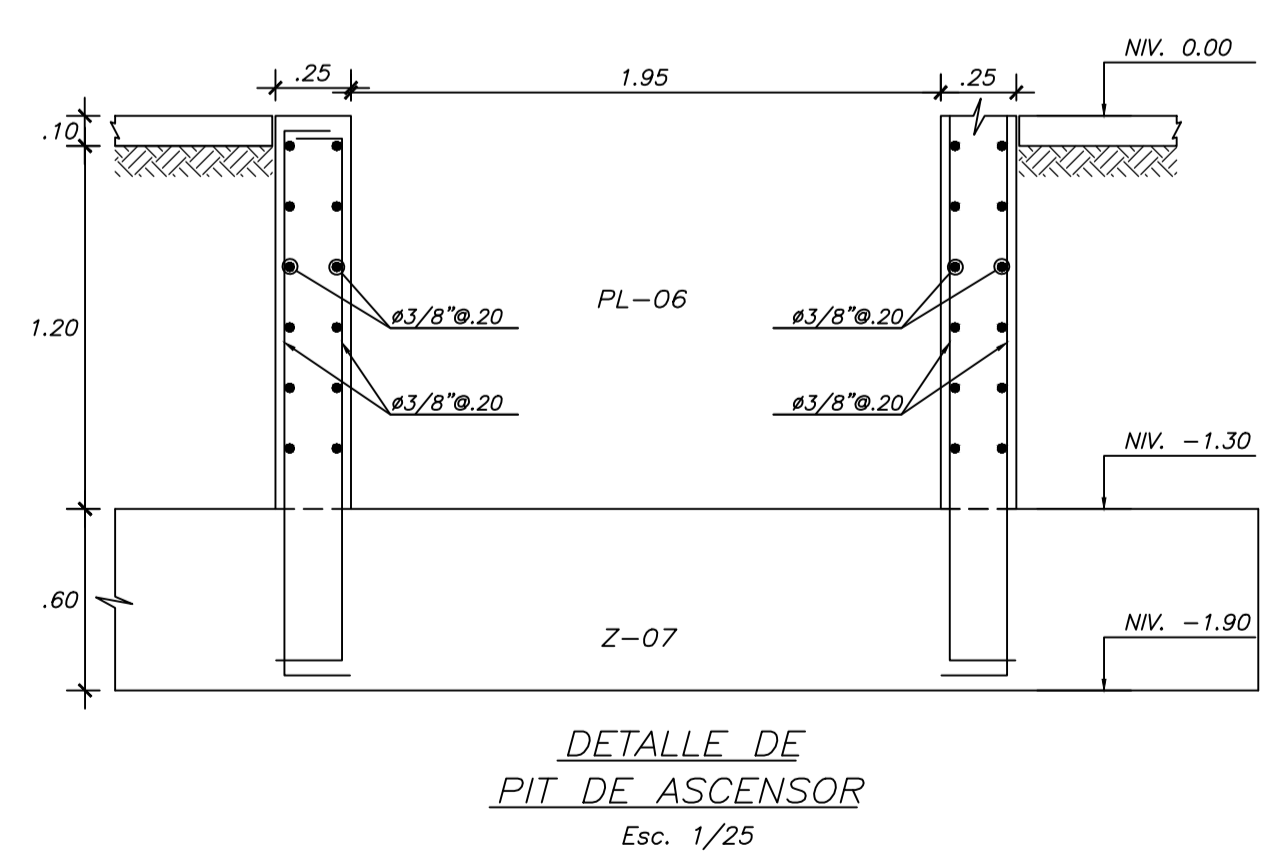
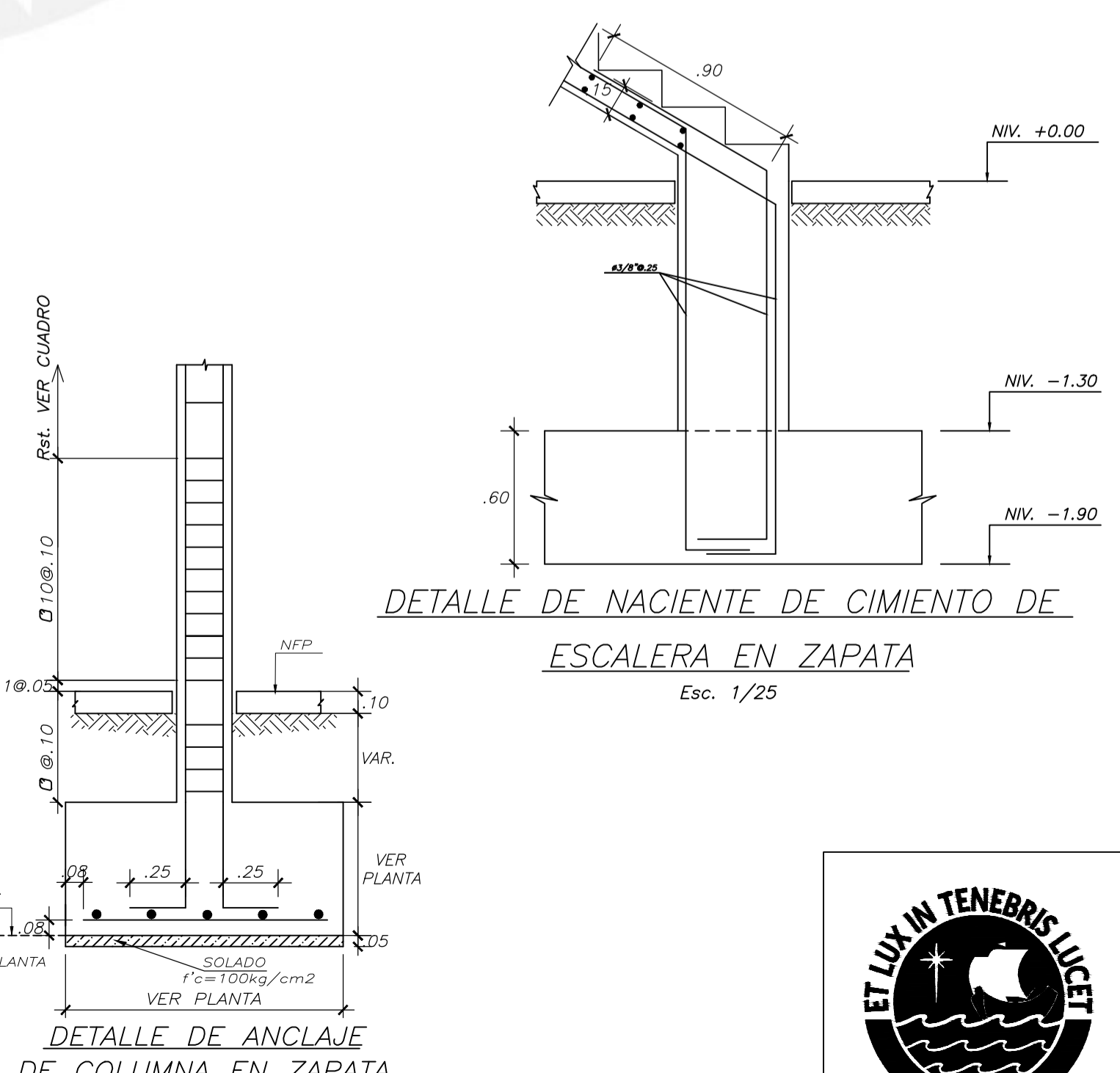
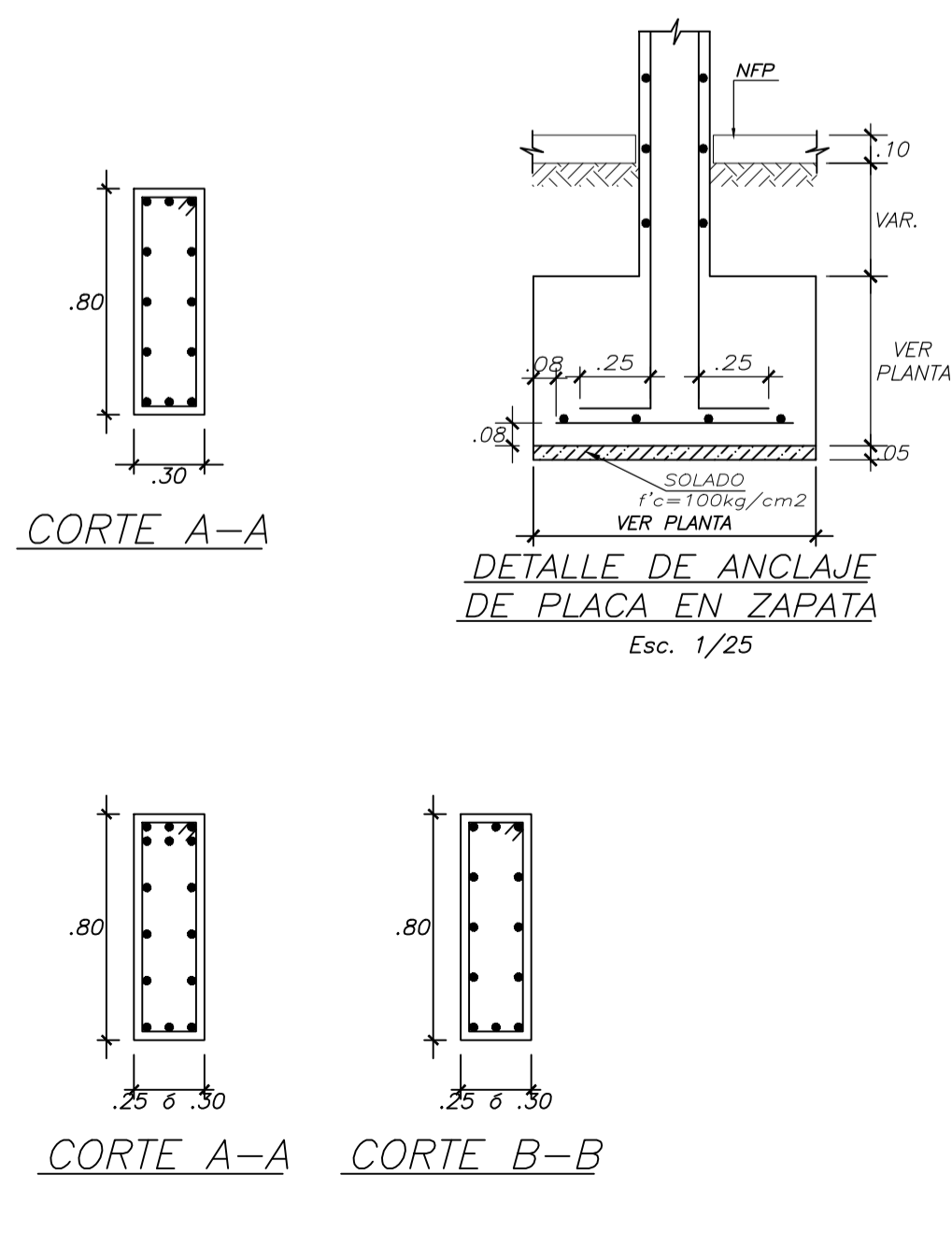
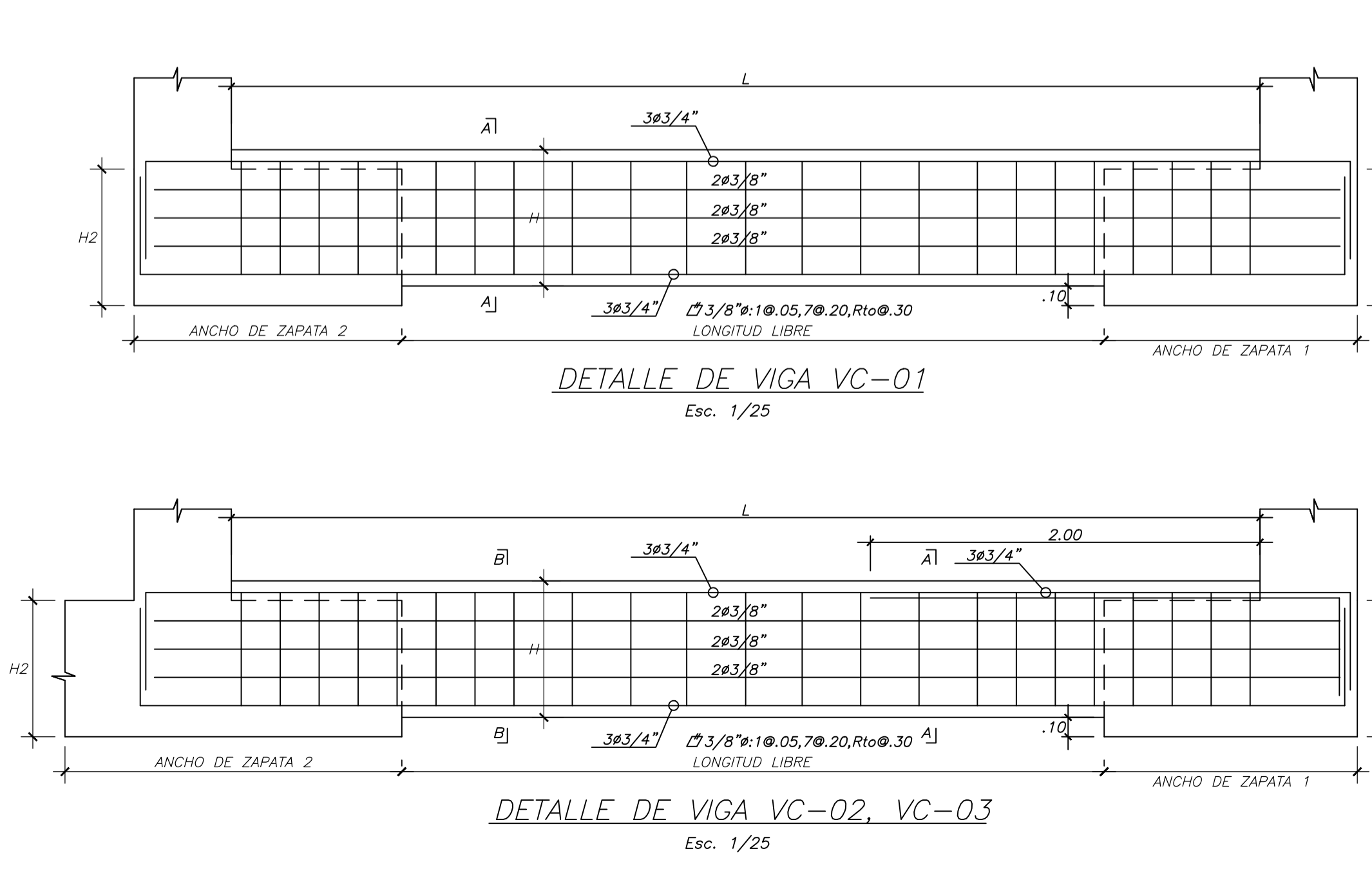
c) MÁXIMAS DERIVAS SÍSMICAS
 DIR XX (Periodo en $X=0.201$ segundos)
 $\Delta/ye = 0.00107 \leq 0.007$
 DIR YY (Periodo en $Y=0.406$ segundos)
 $\Delta/ye = 0.00512 \leq 0.007$

LISTADO DE PLANDOS

N° LAMINA	DESCRIPCIÓN
E-00	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-01	ENCOFRADO TECHO TÍPICO
E-02	ENCOFRADO TECHO NIVEL 4
E-03	ENCOFRADO TECHO NIVEL 5
E-04	ENCOFRADO AZOTEA
E-05	VIGAS DE TECHO TÍPICO
E-06	VIGAS DE TECHO TÍPICO
E-07	VIGAS DE TECHO TÍPICO
E-08	VIGAS DE TECHO NIVEL 4
E-09	VIGAS DE TECHO NIVEL 4
E-10	VIGAS DE TECHO NIVEL 5
E-11	VIGAS DE TECHO NIVEL 5
E-12	VIGAS DE TECHO NIVEL 5
E-13	VIGAS DE TECHO NIVEL 5
E-14	VIGAS DE AZOTEA
E-15	VIGAS DE AZOTEA
E-16	COLUMNAS
E-17	PLACAS
E-18	PLACAS
E-19	PLACAS
E-20	PLACAS
E-21	ESCALERAS



PLANTA DE CIMENTACIÓN (N.F.P. +0.00)



Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

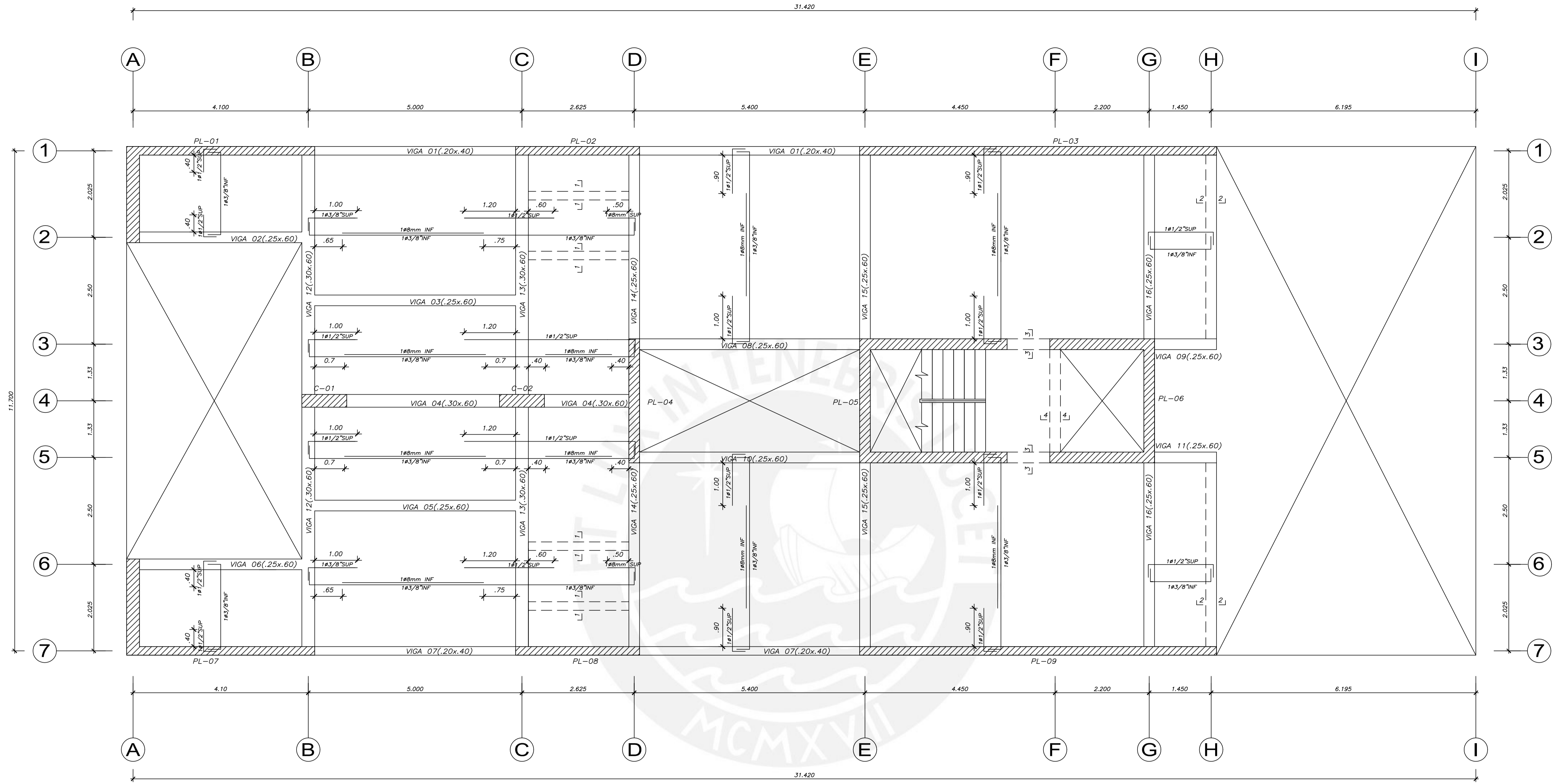
PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN

FECHA: FEBRERO-2023

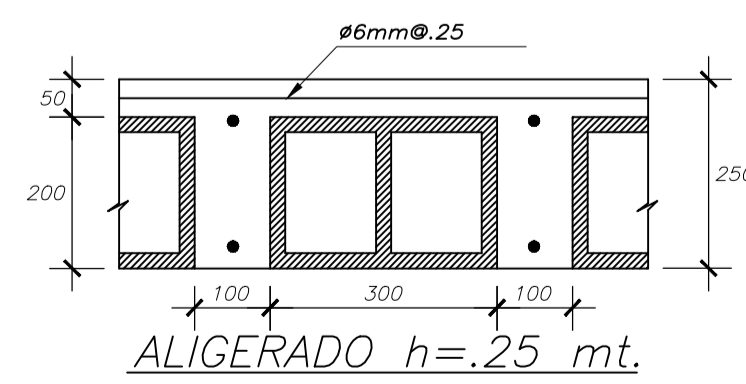
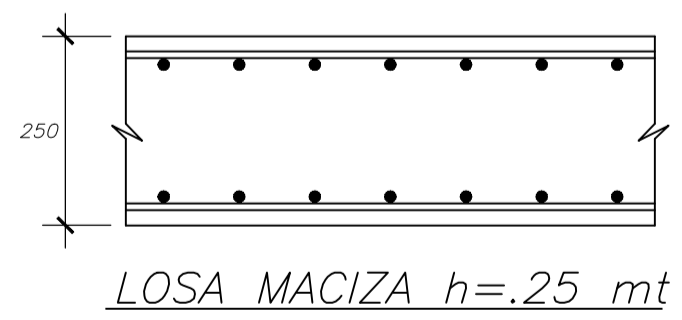
ESCALA: 1/50

DISEÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

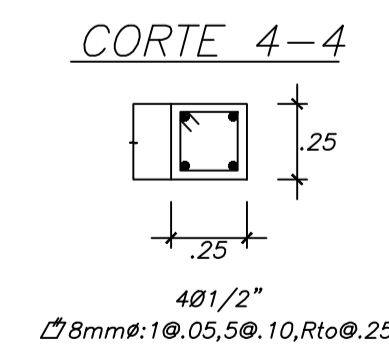
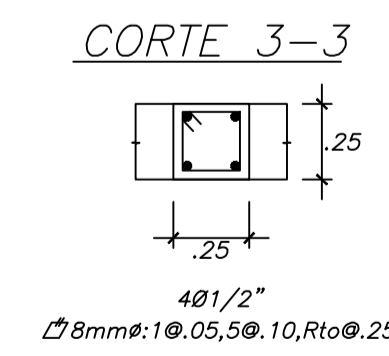
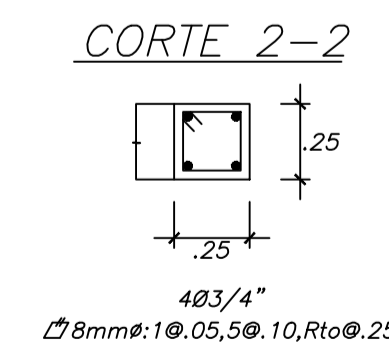
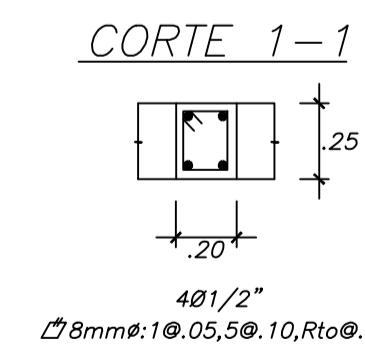
LAMINA: E-00



ENCOFRADO TECHO TIPICO (N.F.P. +2.70, +5.40 Y +8.1)
S/C=200 Kg/cm²



LEYENDA	
	ALIGERADO h=.25m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	



Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

LAMINA:

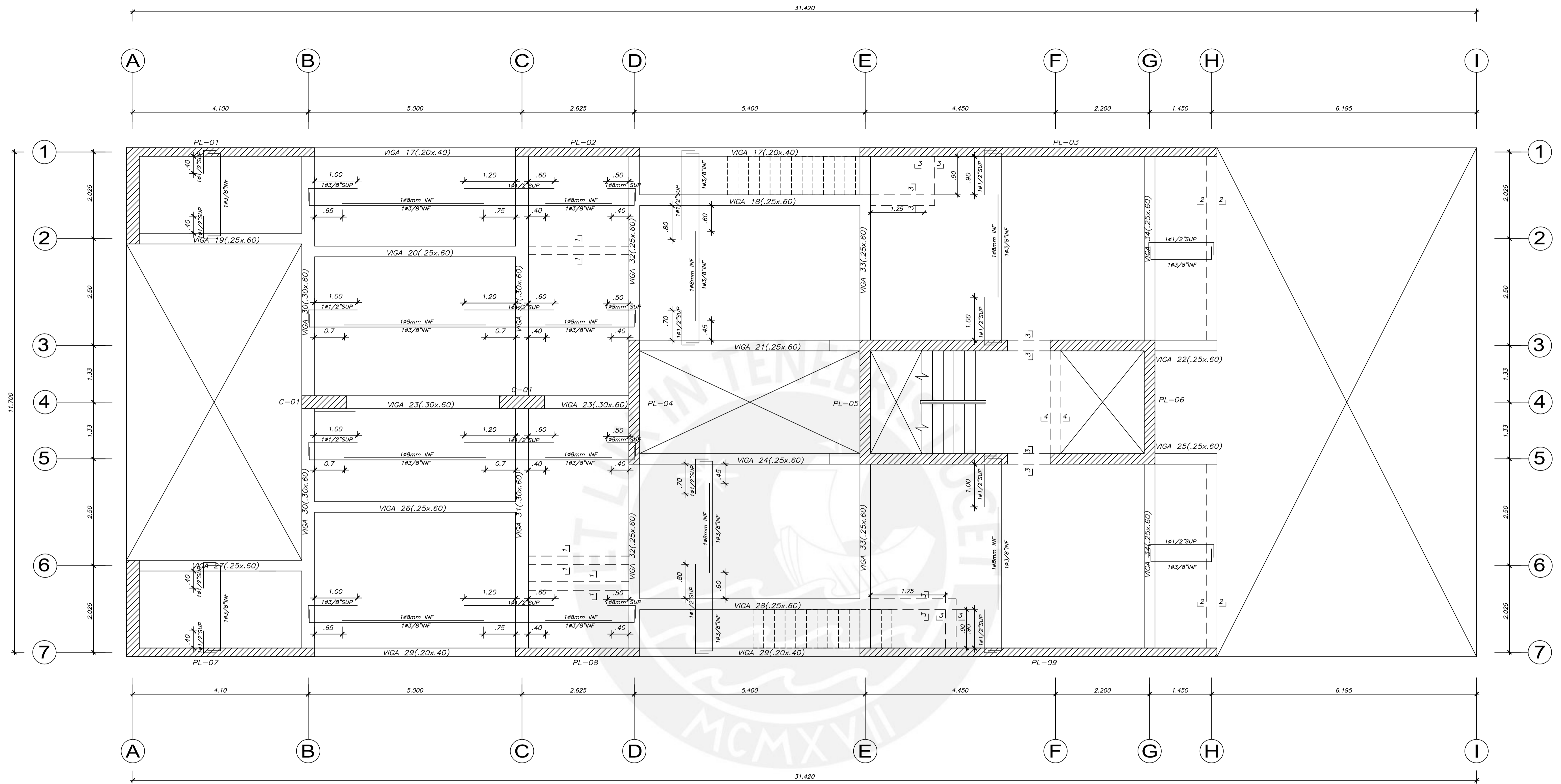
PLANO: ENCOFRADO TECHO TÍPICO

E-01

FECHA: FEBRERO-2023

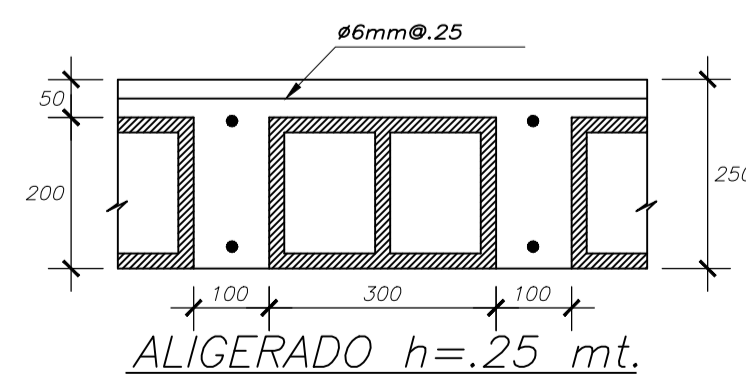
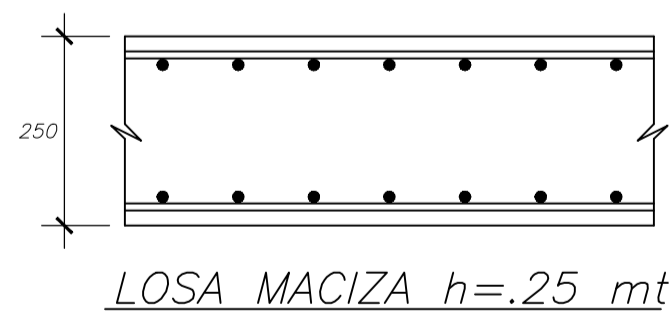
ESCALA: 1/50

DISEÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES



ENCOFRADO TECHO CUARTO PISO (N.F.P. +10.80)

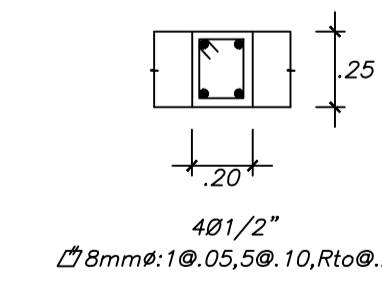
S/C=200 Kg/cm²



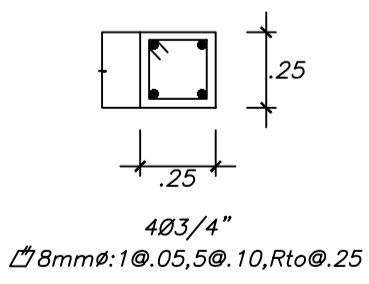
LEYENDA	
	ALIGERADO h=.25m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

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

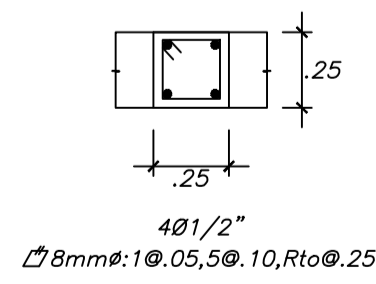
CORTE 1-1



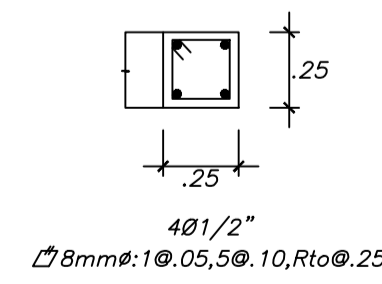
CORTE 2-2



CORTE 3-3

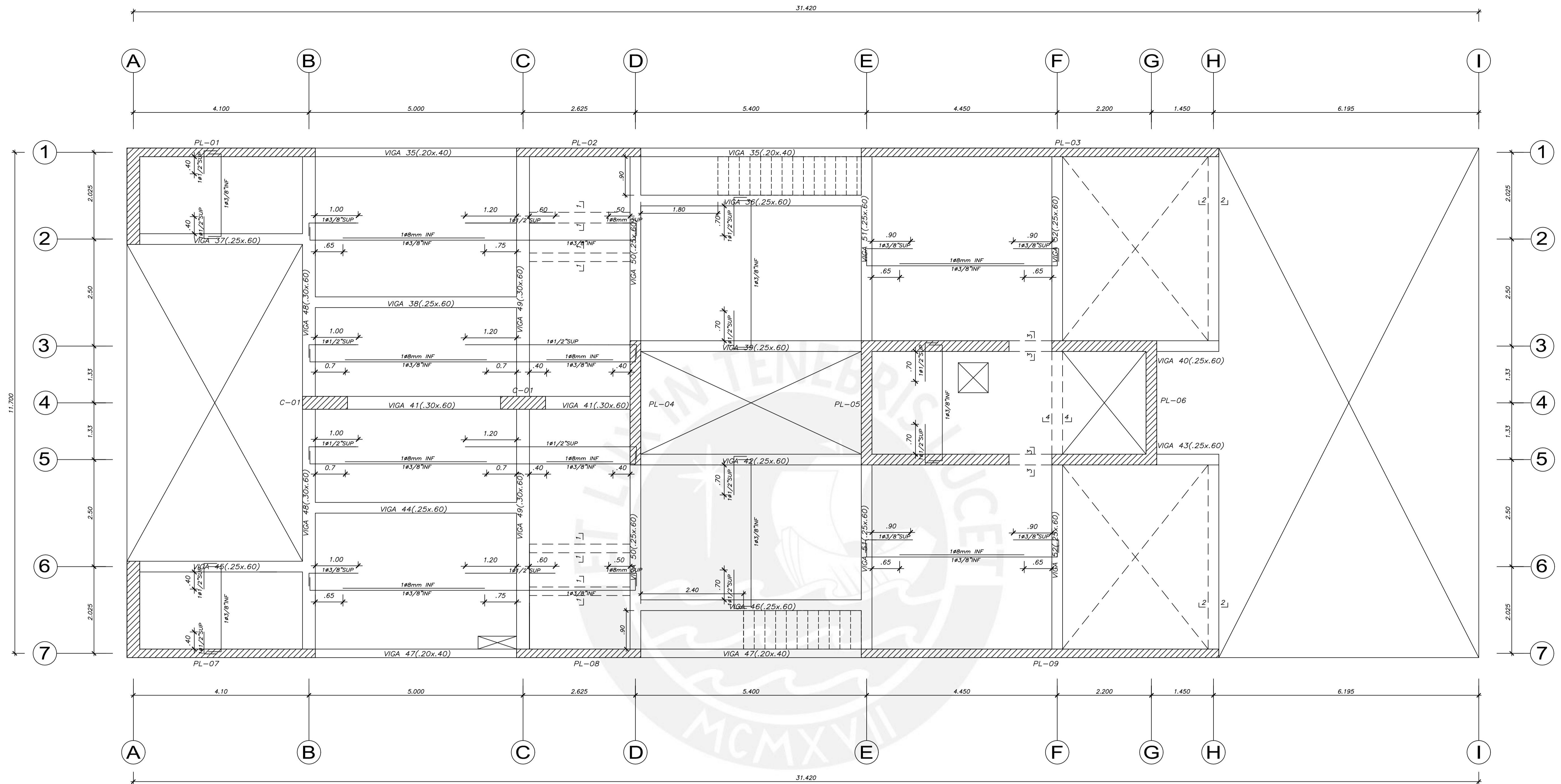


CORTE 4-4



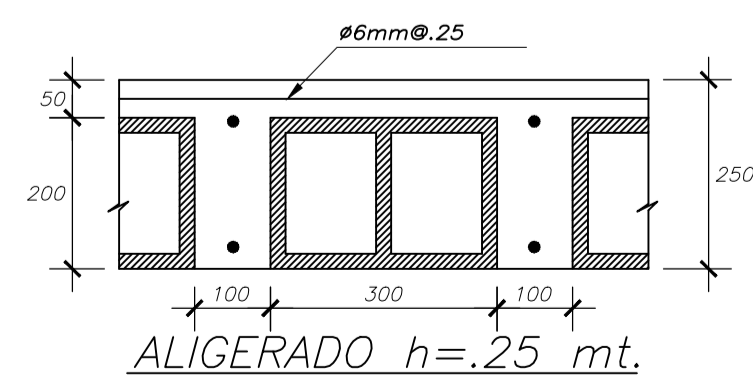
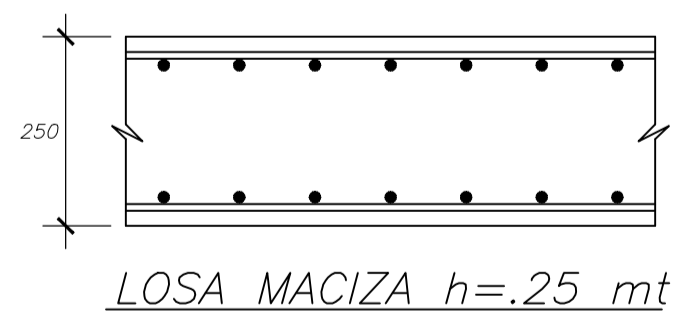
Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA:	Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince	LAMINA:	E-02
PLANO:	ENCOFRADO TECHO NIVEL 4		
FECHA:	FEBRERO-2023	ESCALA:	1/50
		DISEÑO:	JOSE COLLANTES / LUIS MORALES



ENCOFRADO TECHO QUINTO PISO (N.F.P. +13.50)

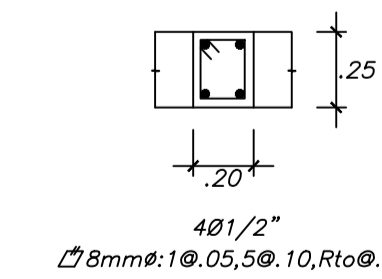
S/C=200 Kg/cm²



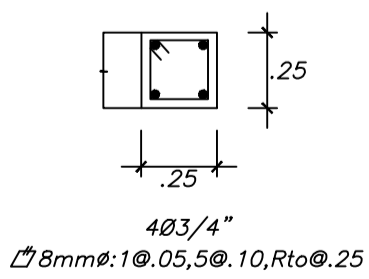
LEYENDA	
	ALIGERADO h=.25m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

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

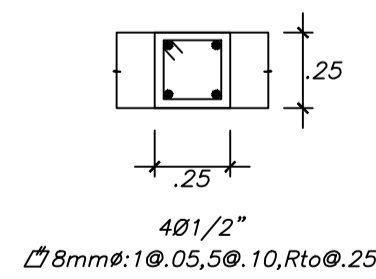
CORTE 1-1



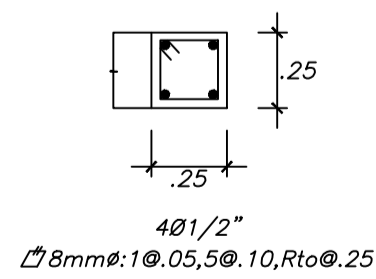
CORTE 2-2



CORTE 3-3

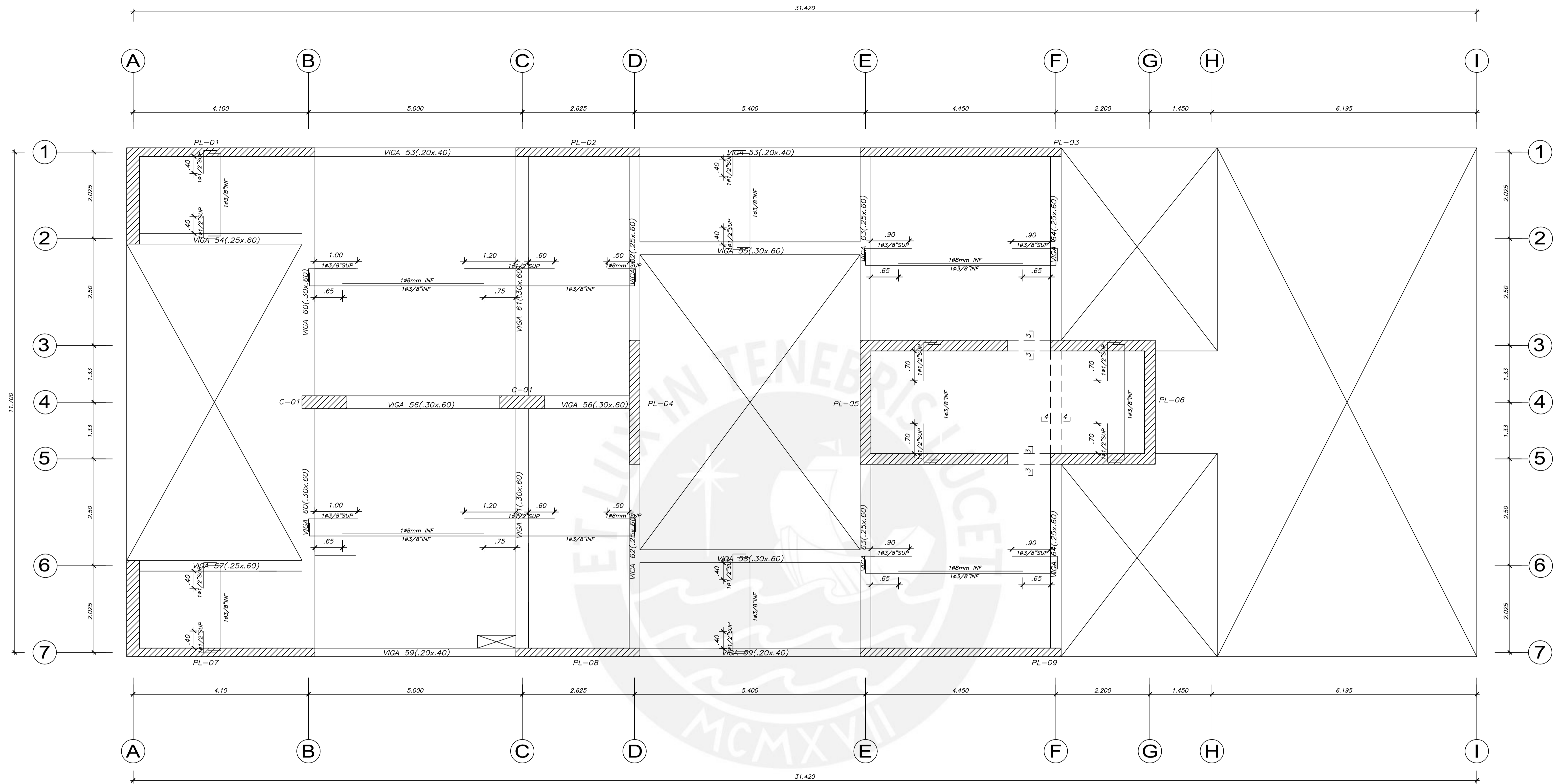


CORTE 4-4

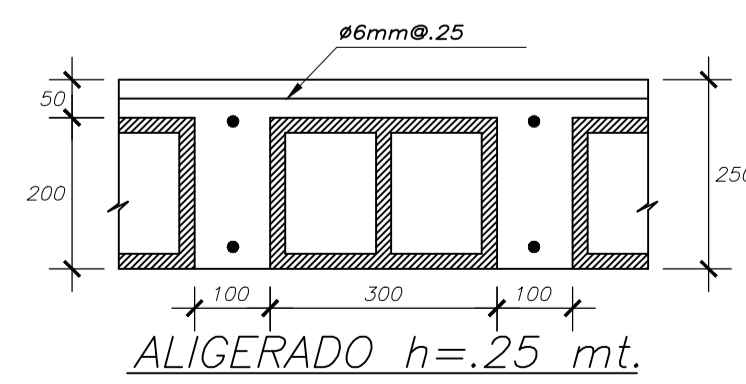
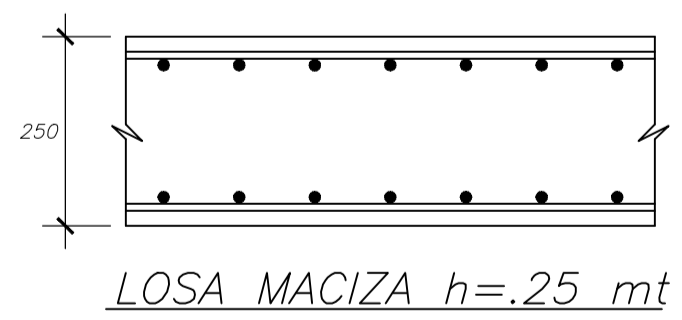


Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA	Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince	LAMINA :
PLANO:	ENCOFRADO TECHO NIVEL 5	E-03
FECHA:	FEBRERO-2023	ESCALA:
		1/50
		DISEÑO:
		JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

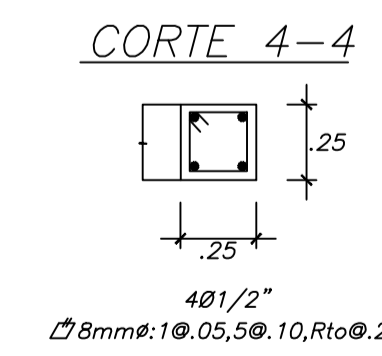
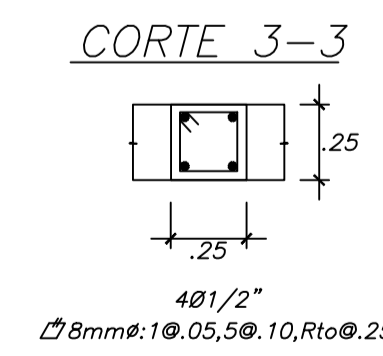


ENCOFRADO TECHO SEXTO PISO (N.F.P. +16.20)
S/C=100 Kg/cm²

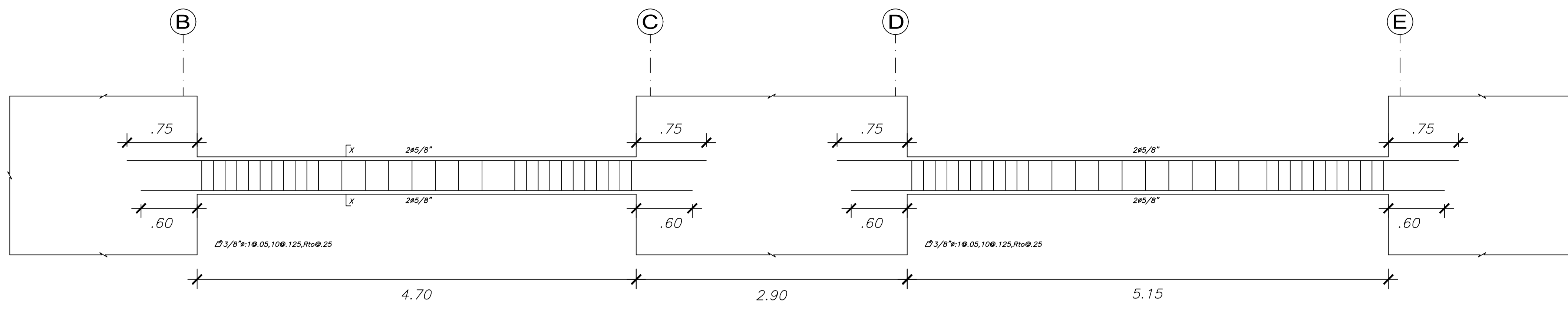


LEYENDA	
	ALIGERADO h=.25m
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

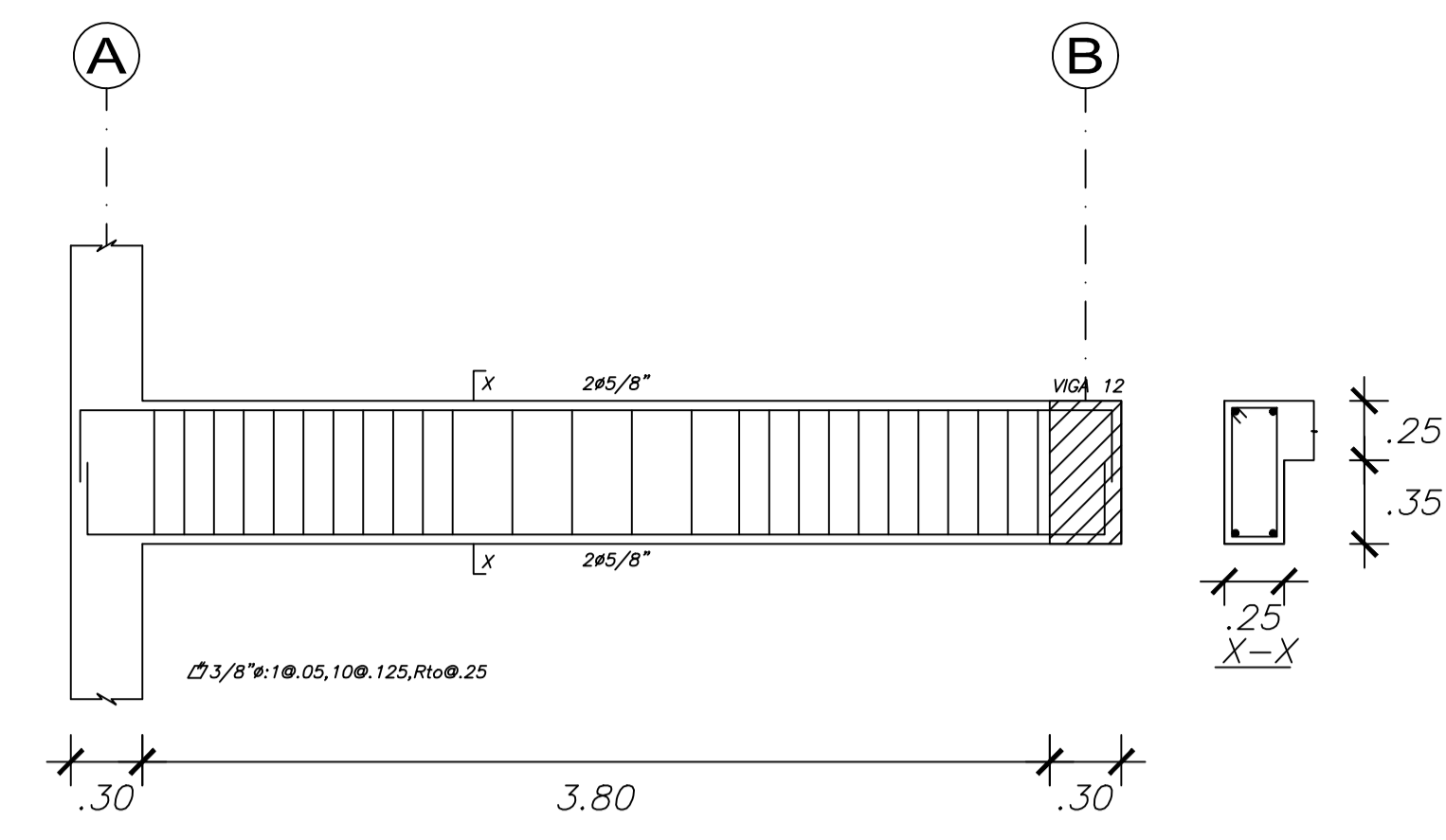
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



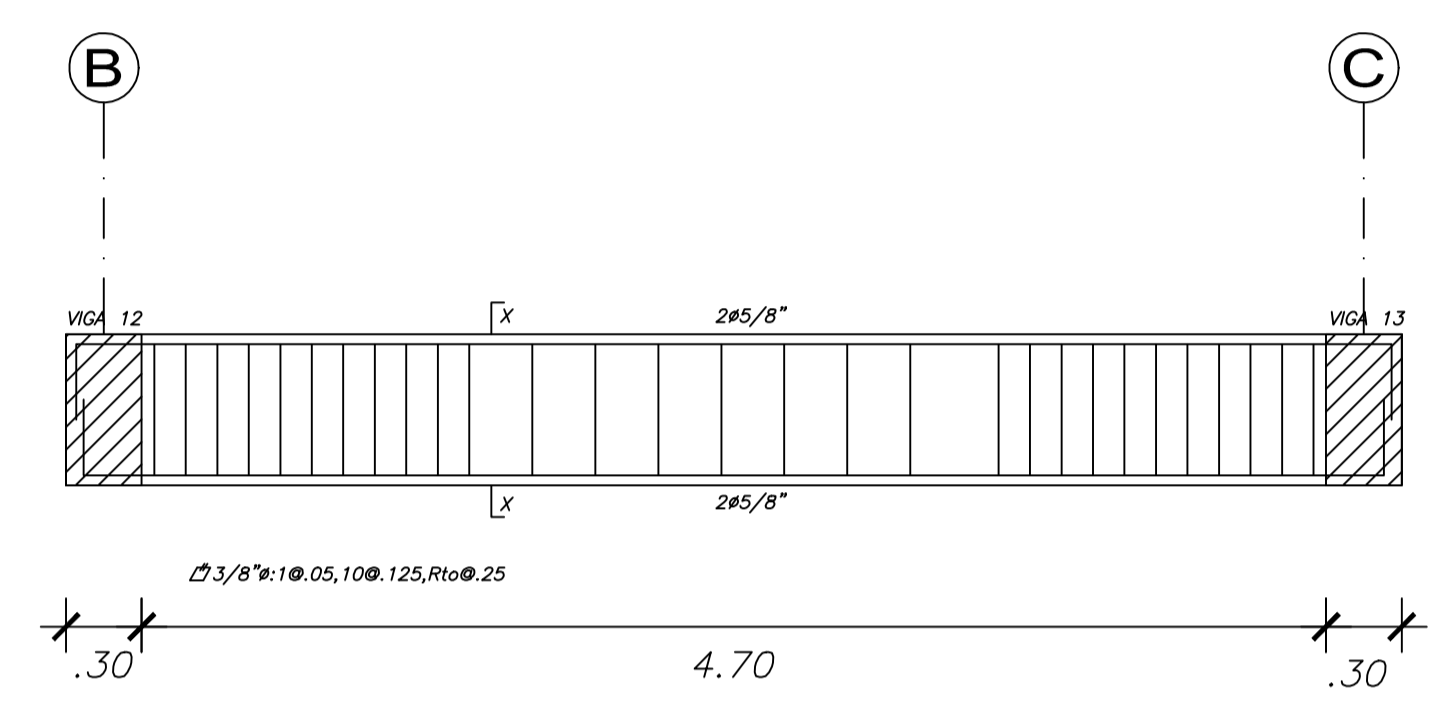
	Pontificia Universidad Católica del Perú		
	TEMA	Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince	
	PLANO:	ENCOFRADO AZOTEA	
	FECHA:	FEBRERO-2023	
ESCALA:	1/50	DISEÑO:	JOSE COLLANTES / LUIS MORALES
		LAMINA:	E-04



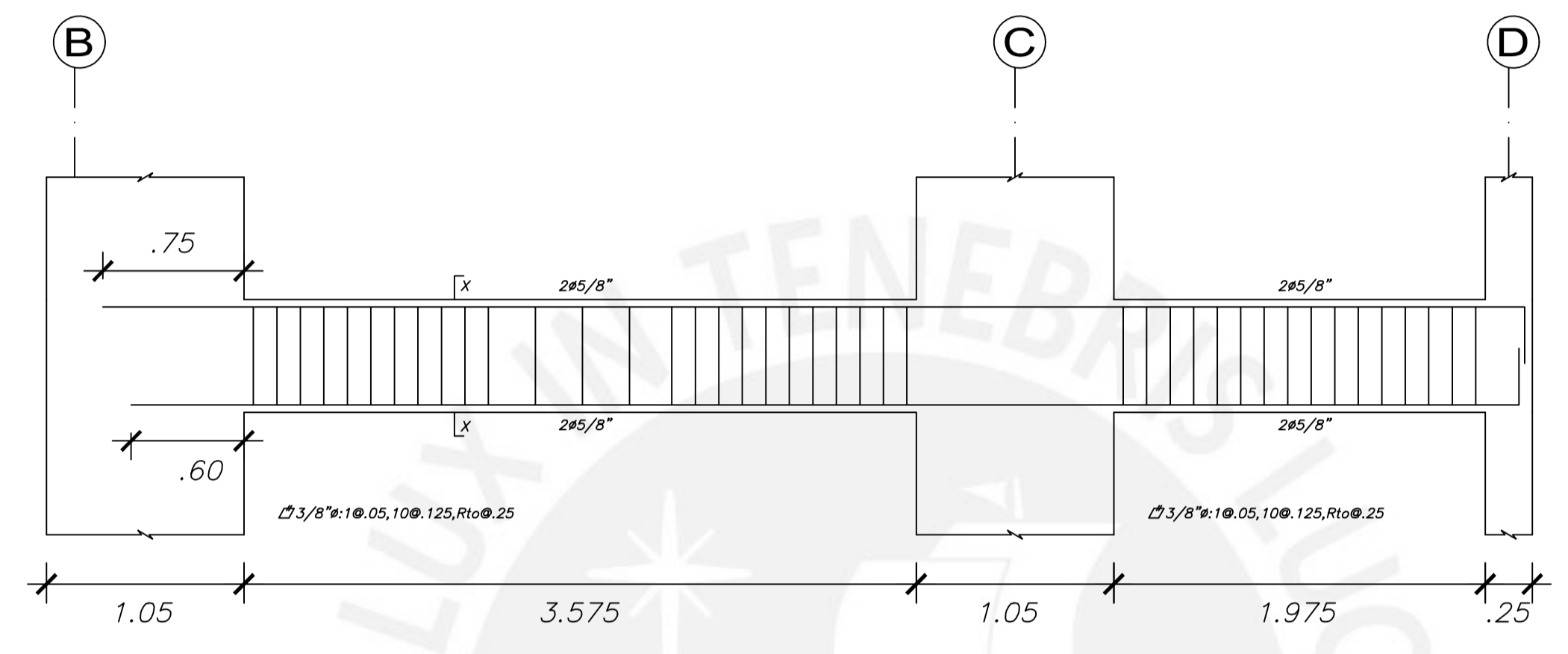
VIGA 01(.20x.40)



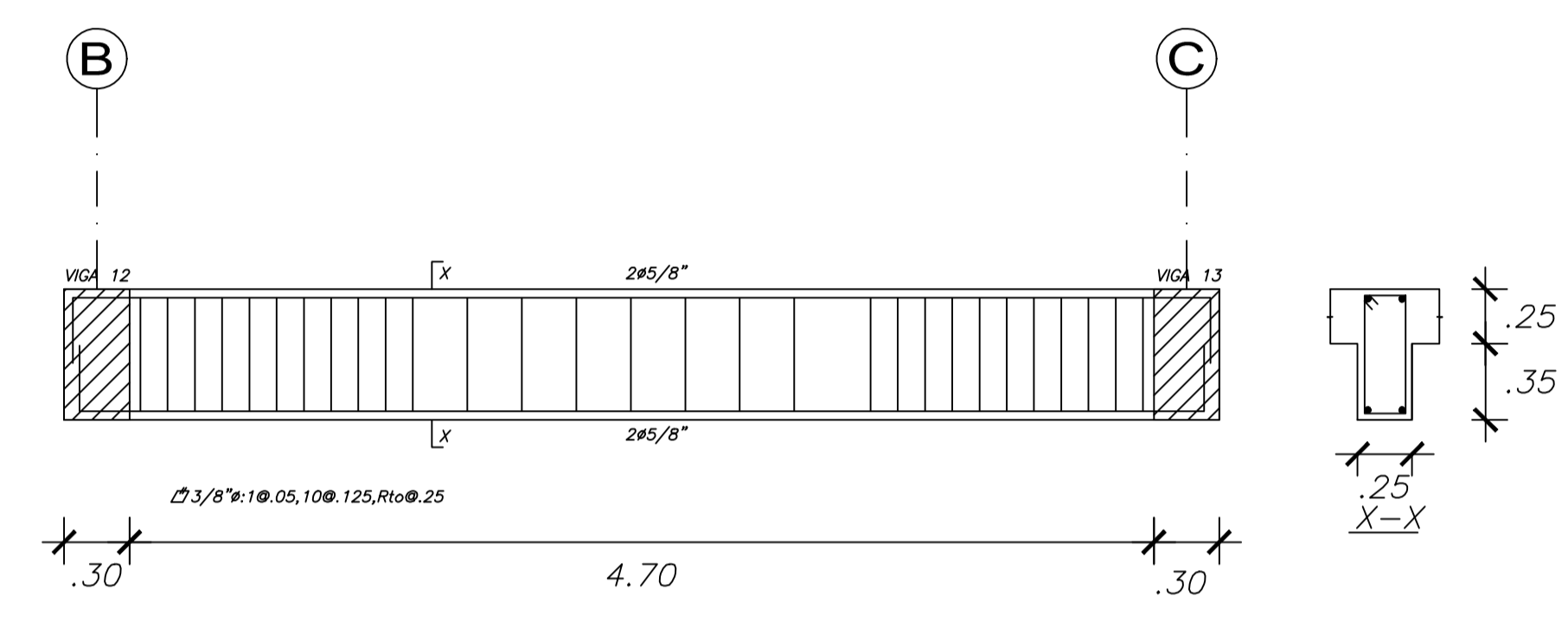
VIGA 02(.25x.60)



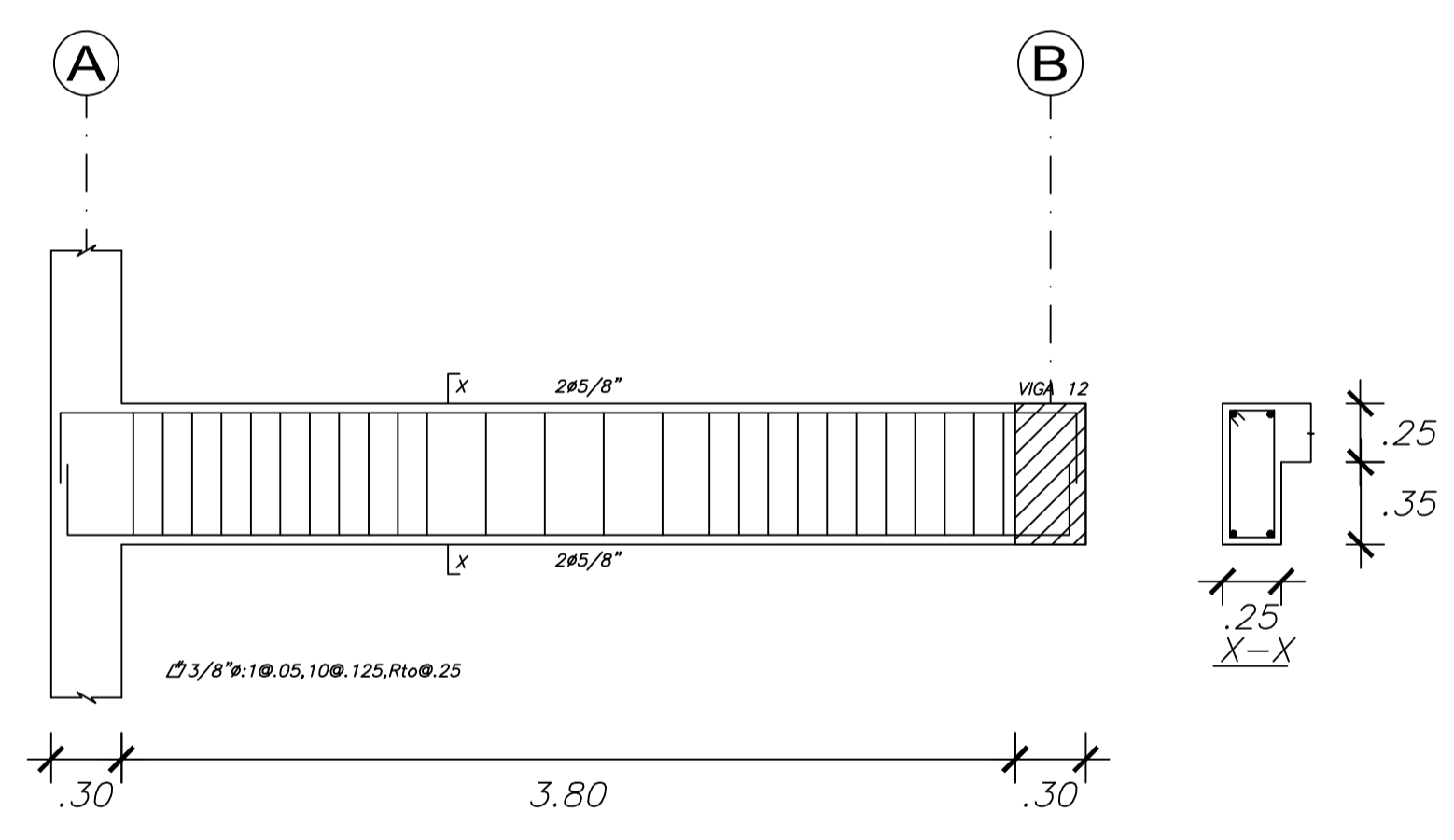
VIGA 03(.25x.60)



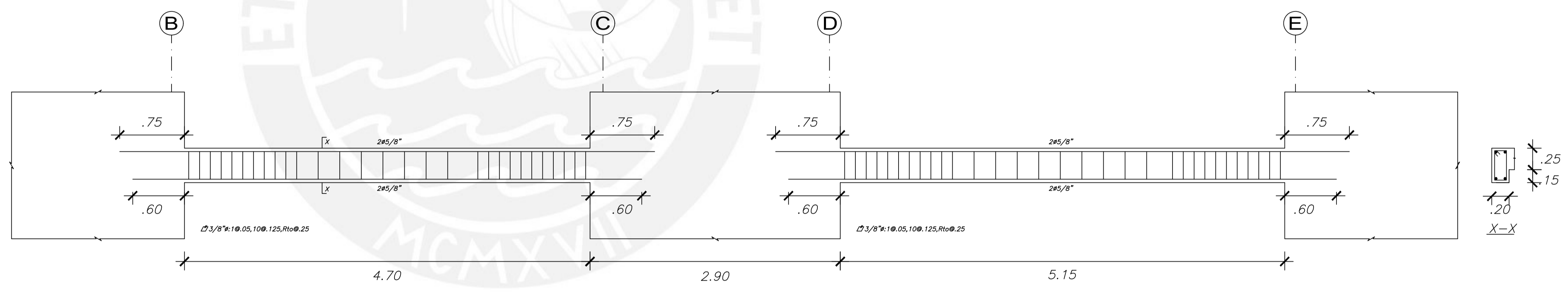
VIGA 04(.30x.60)



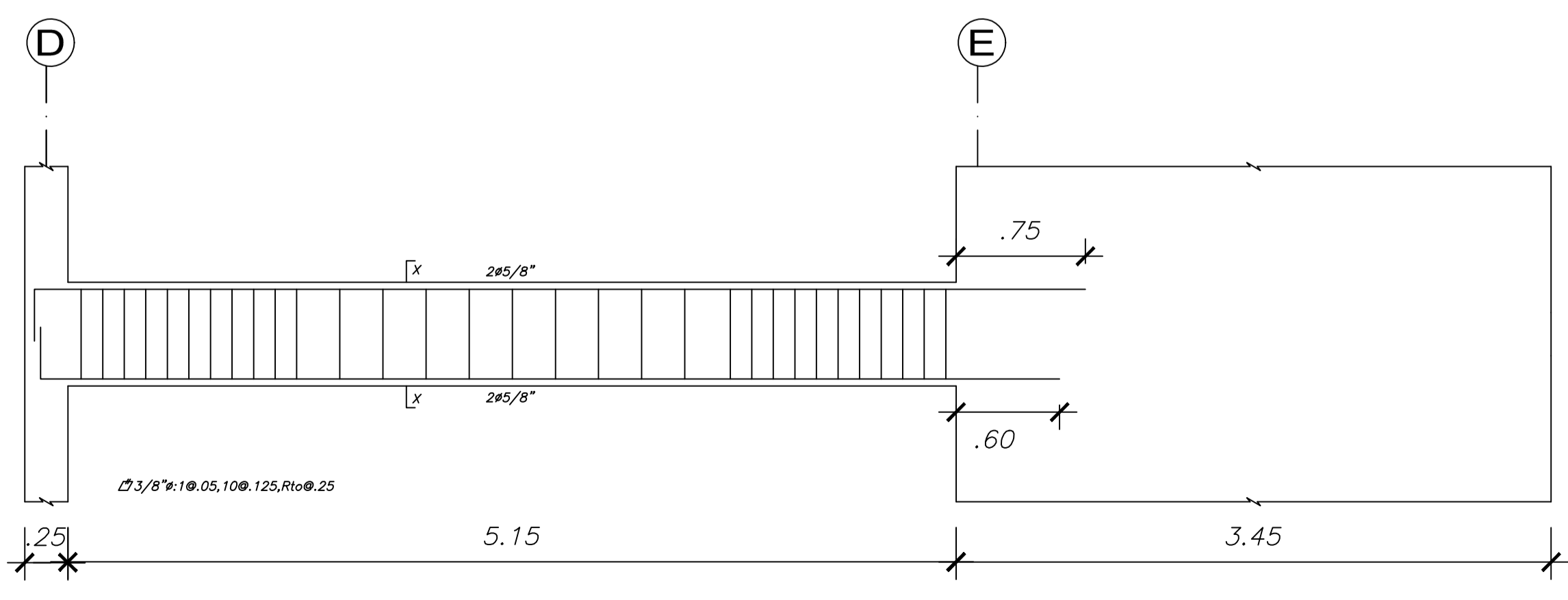
VIGA 05(.25x.60)



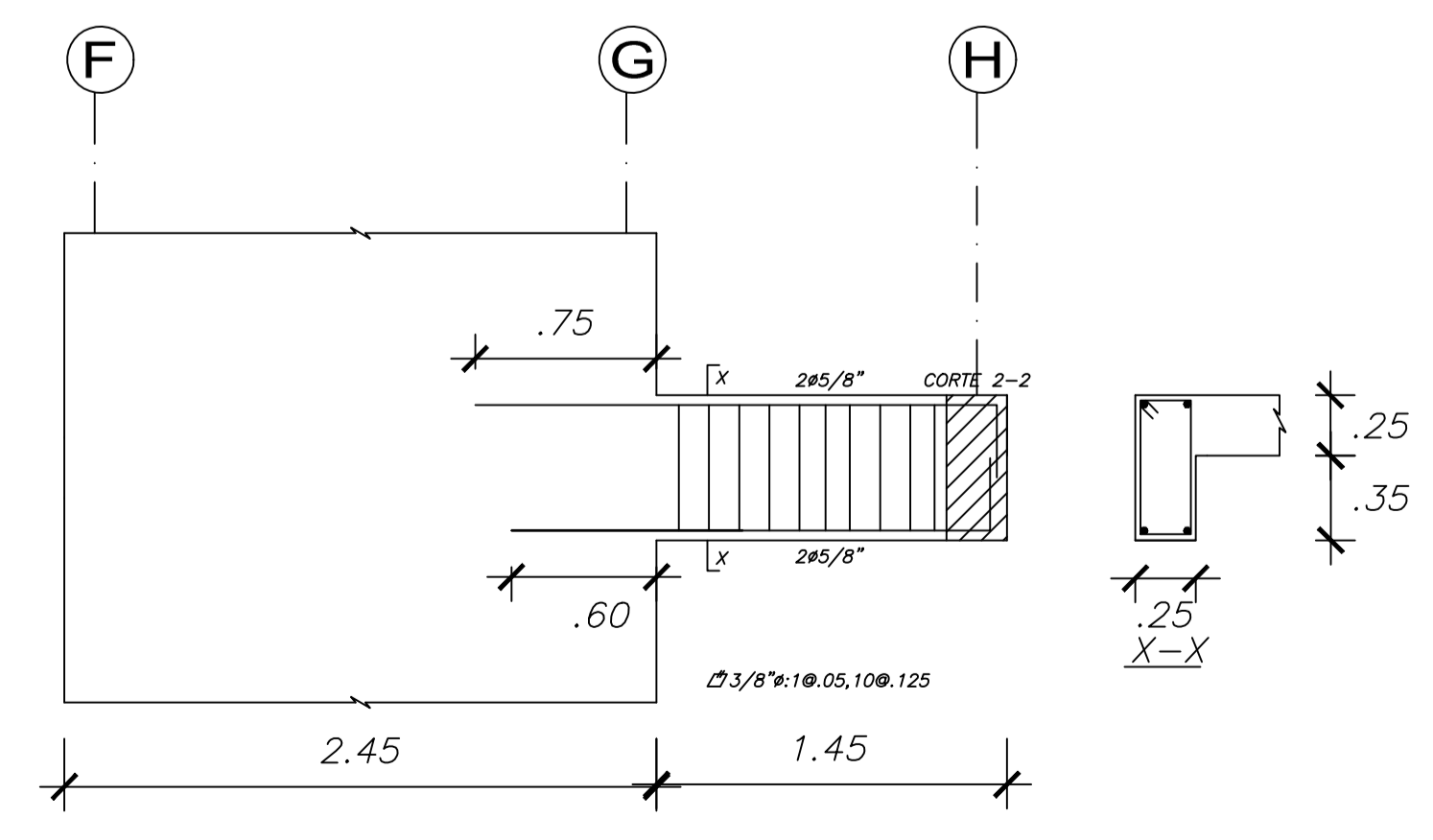
VIGA 06(.25x.60)



VIGA 07(.20x.40)



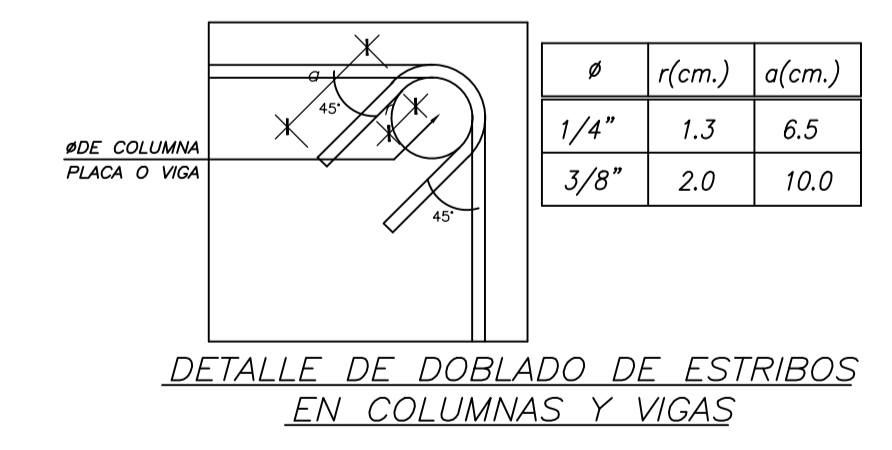
VIGA 08(.25x.60)



VIGA 09(.25x.60)

TÍPICO

#	a
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25



Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

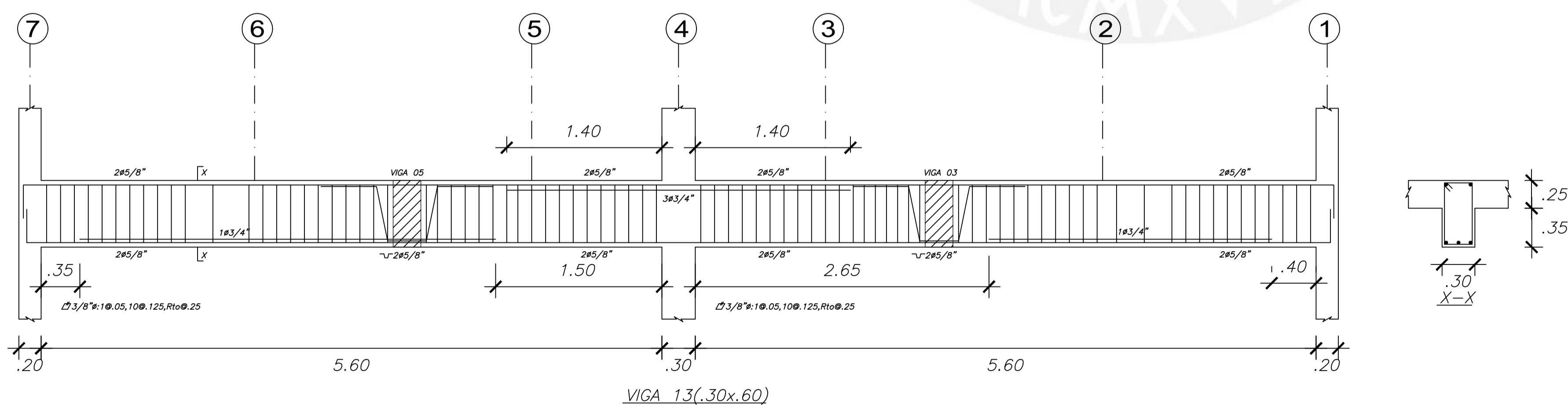
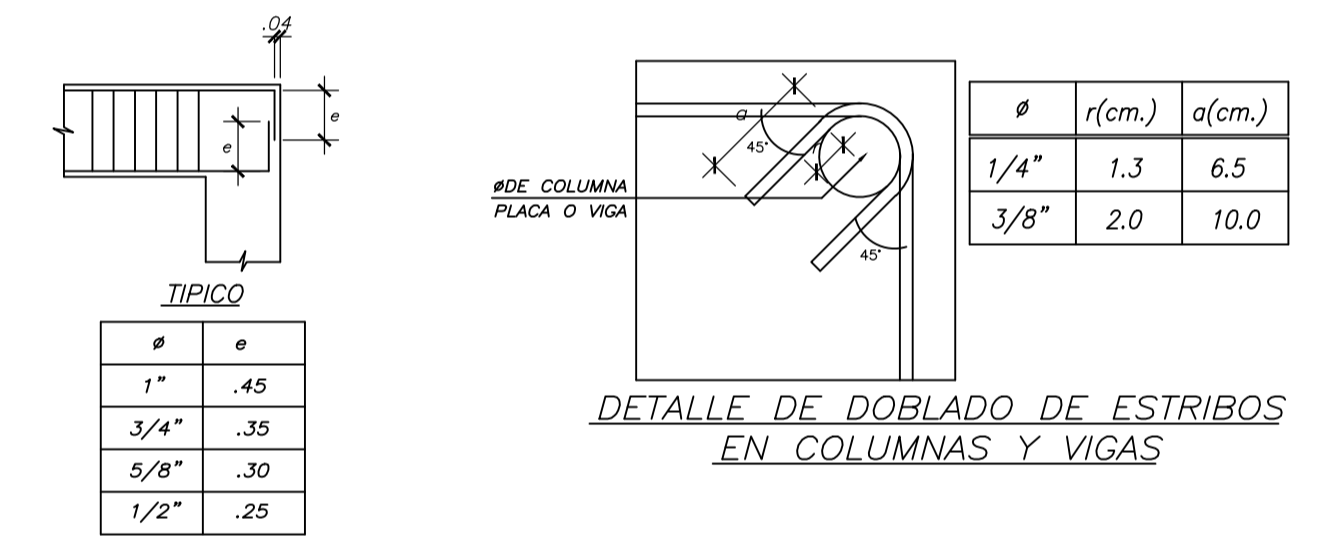
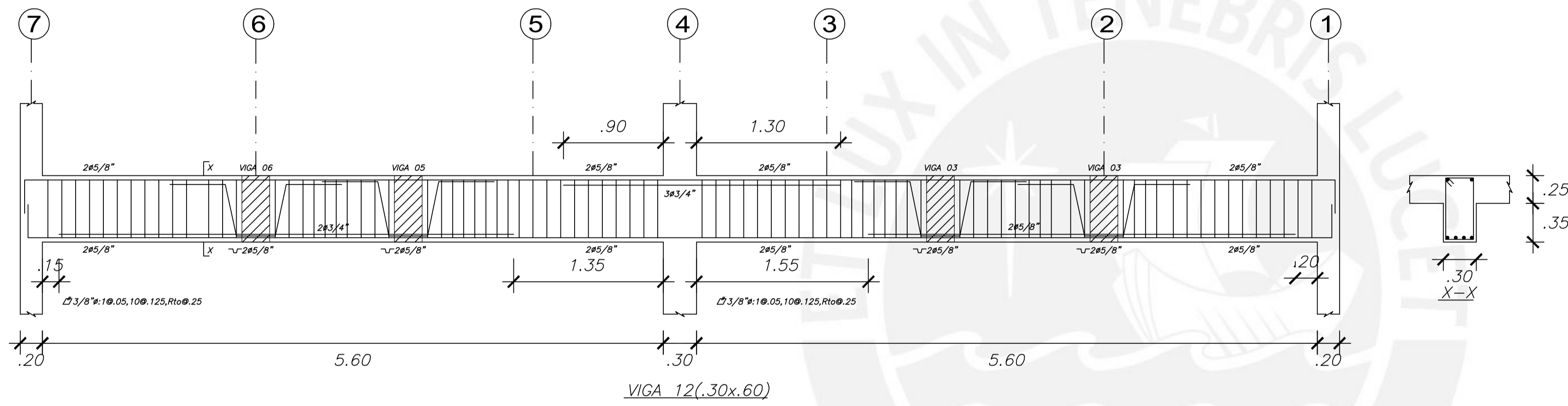
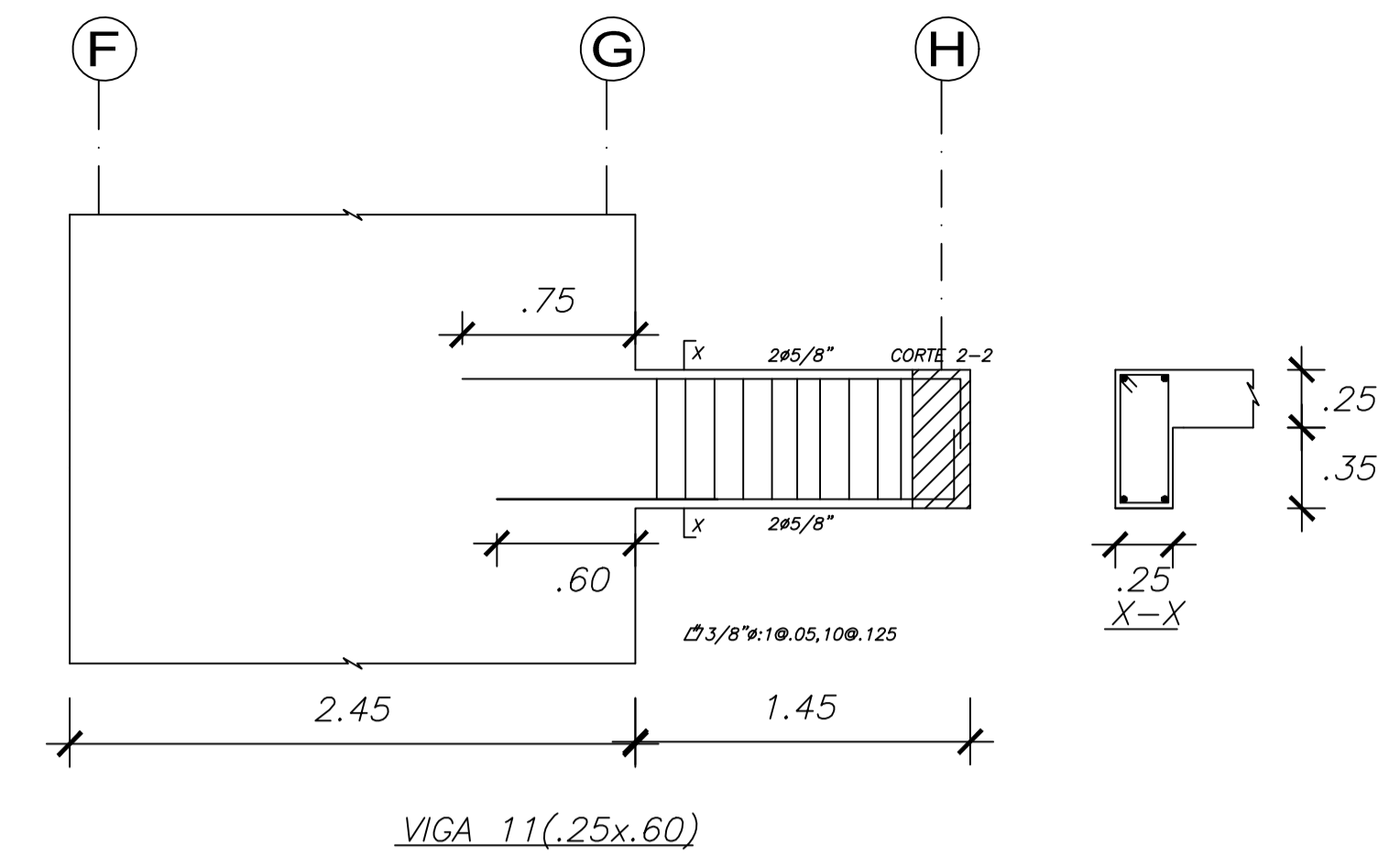
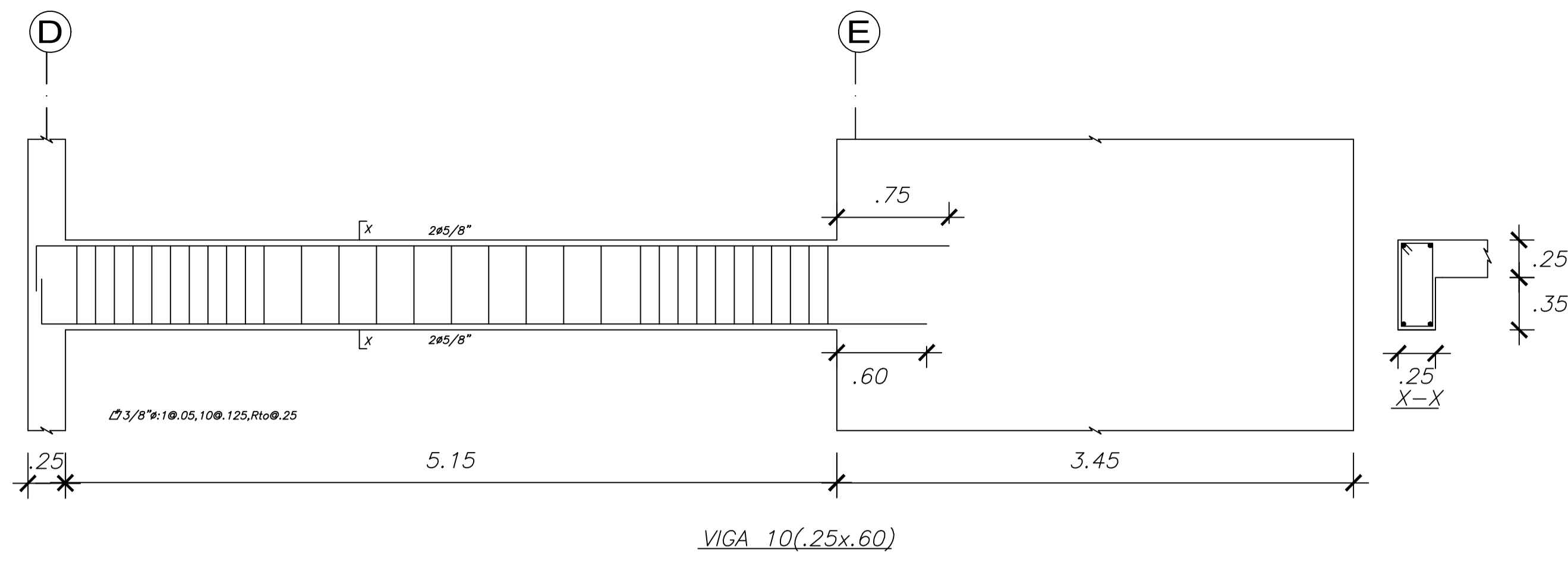
PLANO: VIGAS DE TECHO TÍPICO

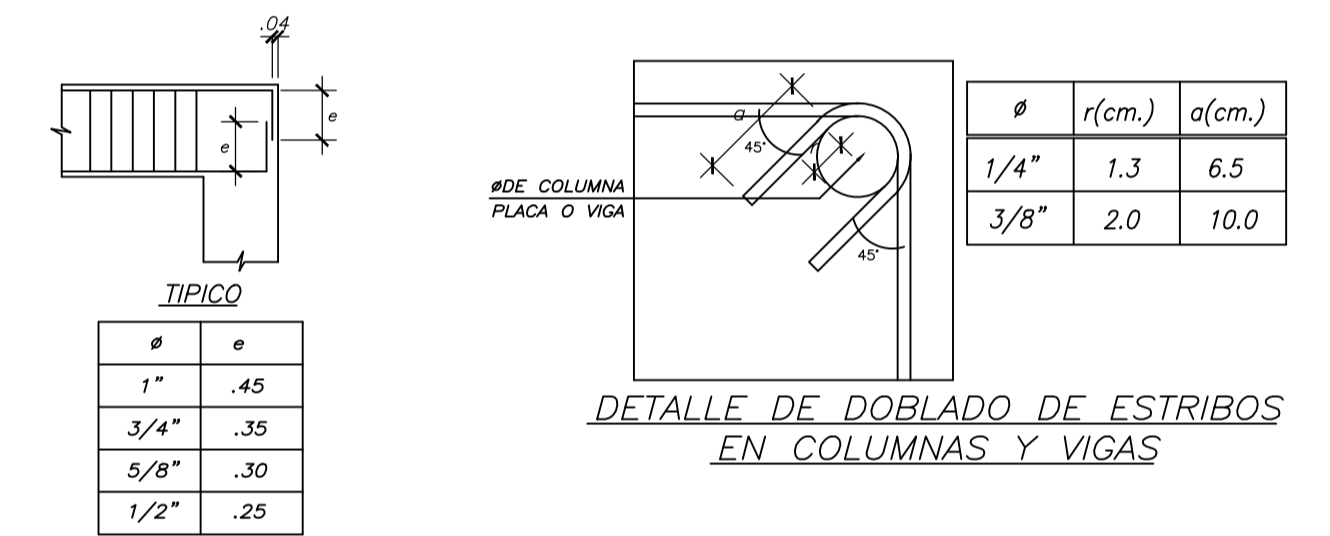
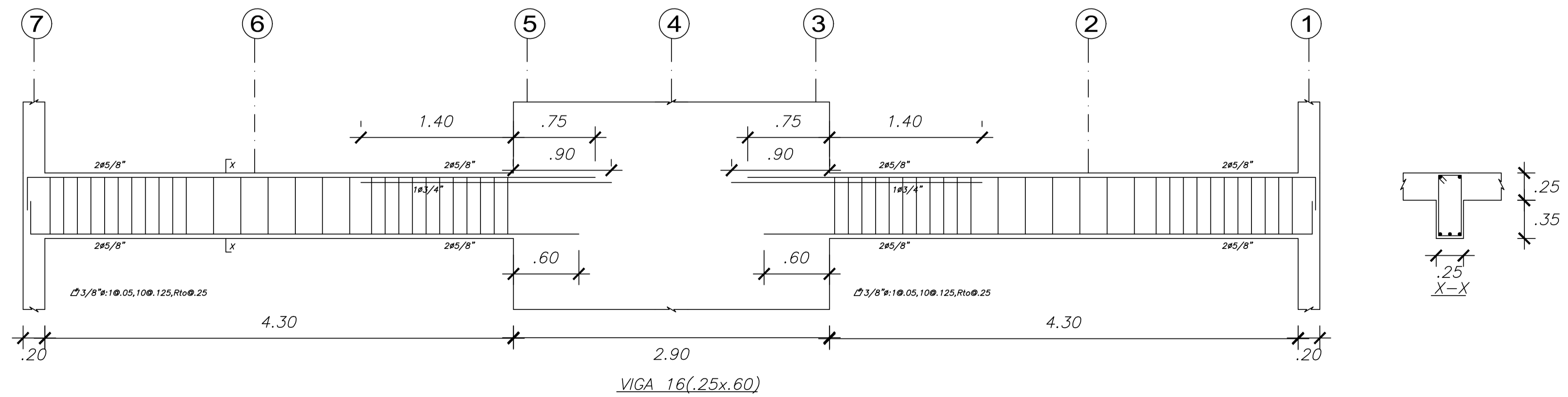
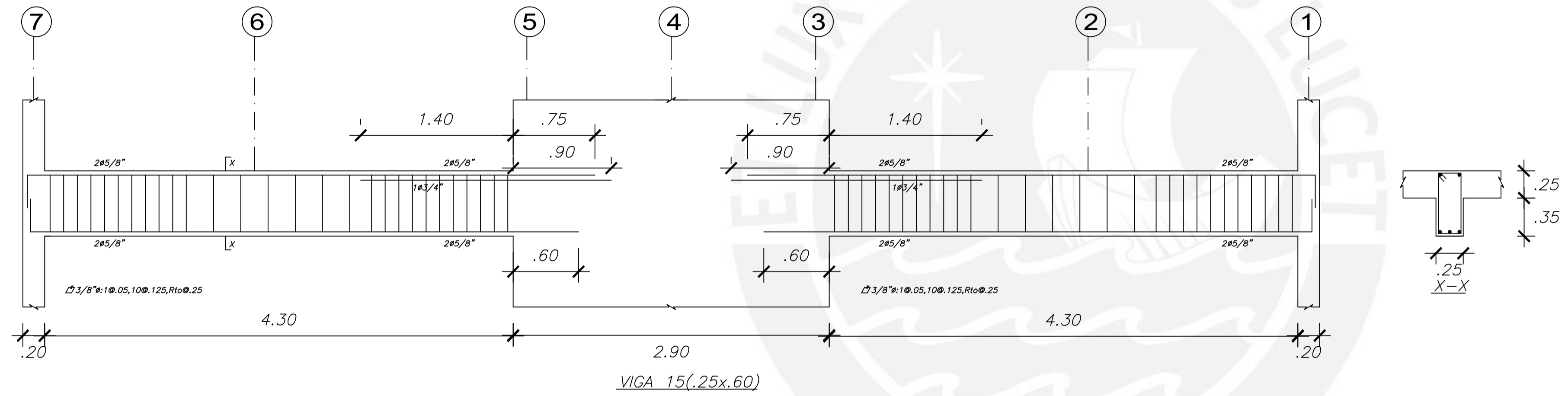
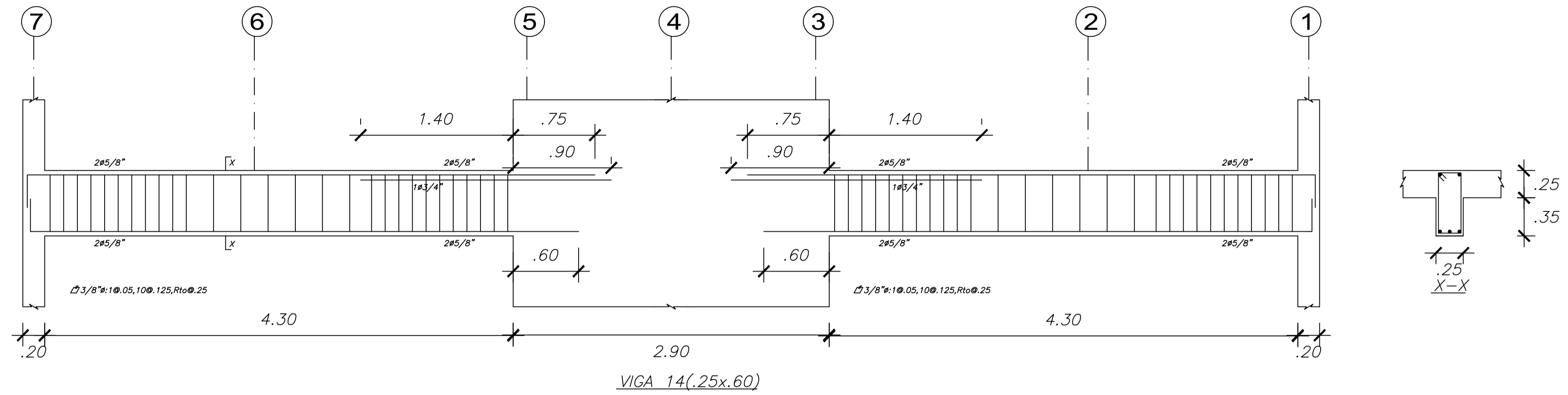
FECHA: FEBRERO-2023

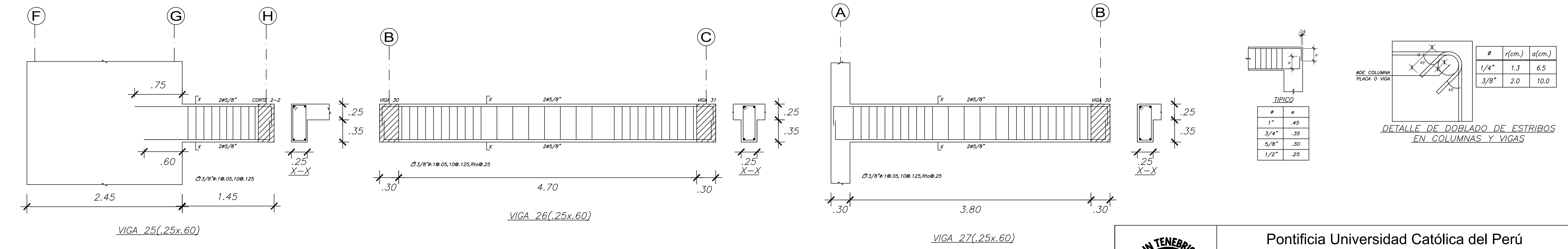
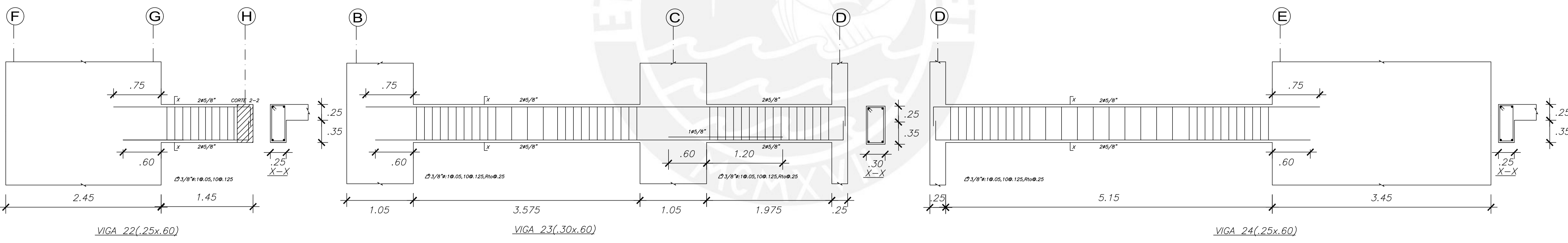
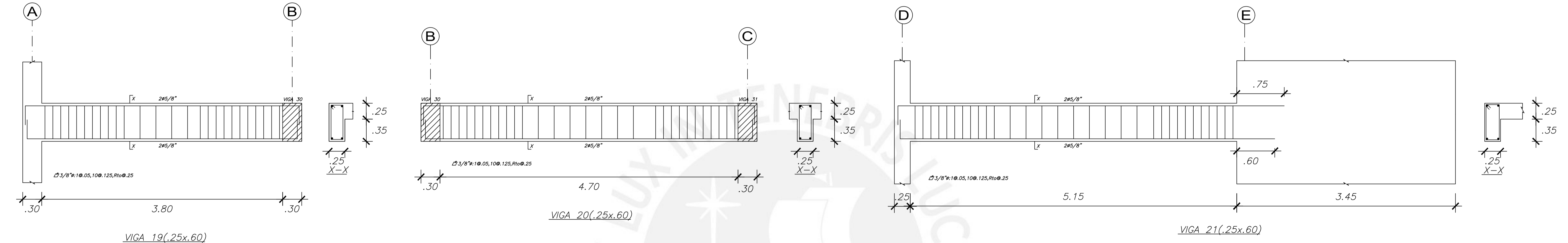
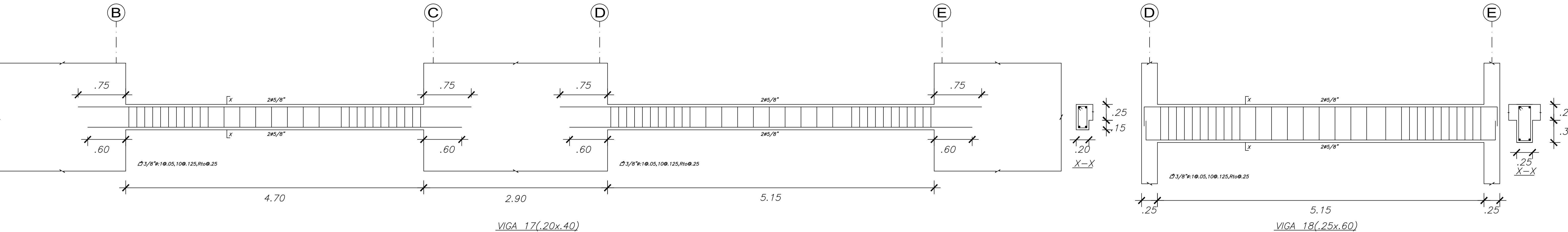
ESCALA: 1/30

DISEÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

LAMINA: E-05





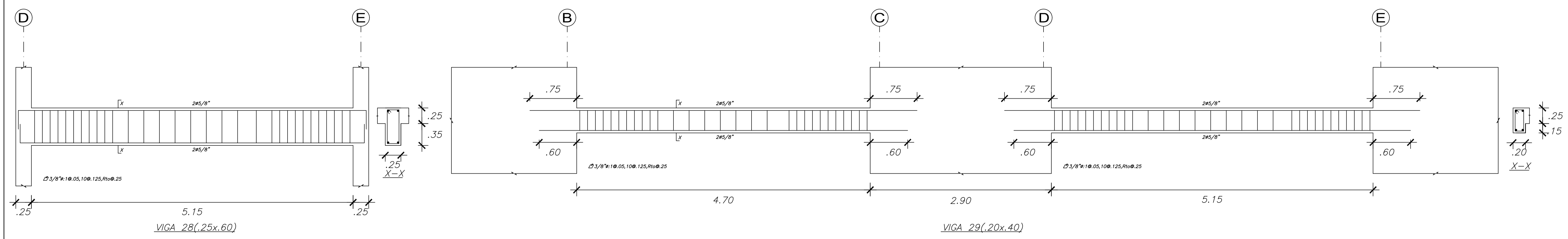


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

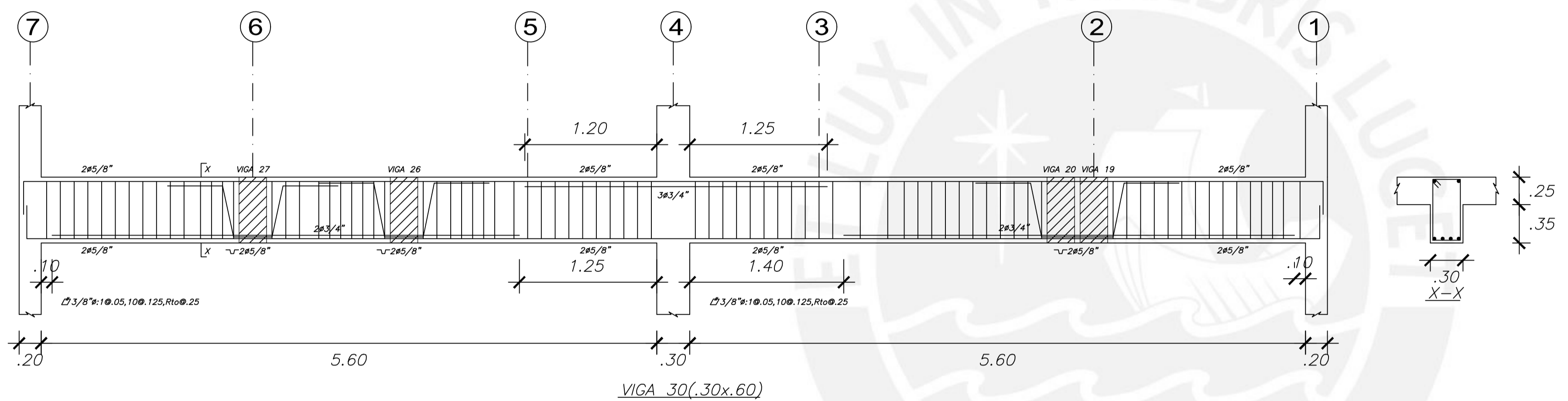
TÍPICO	
Ø	e
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25



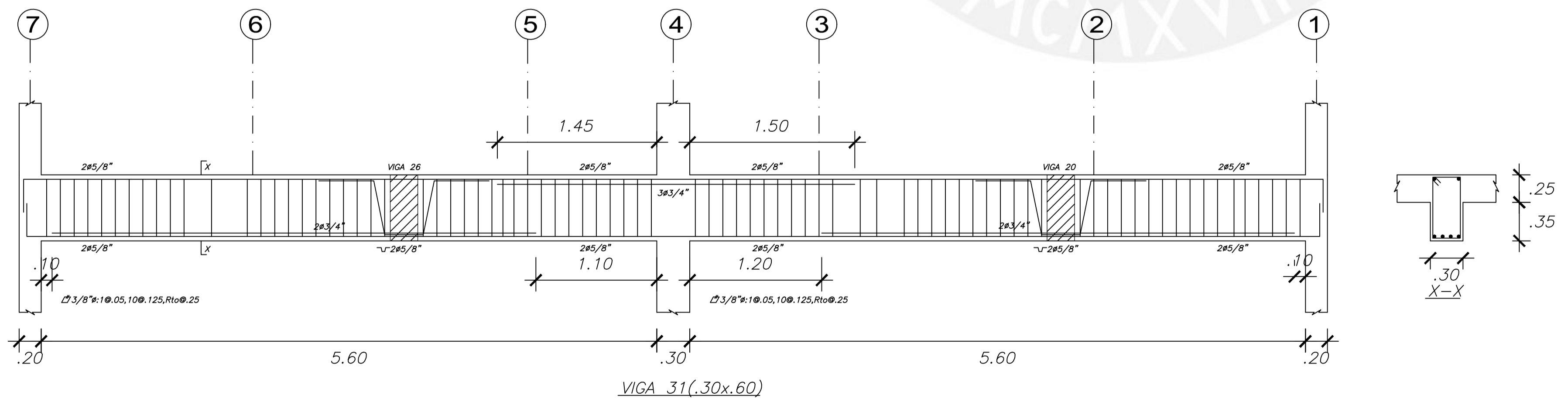


VIGA 28(.25x.60)

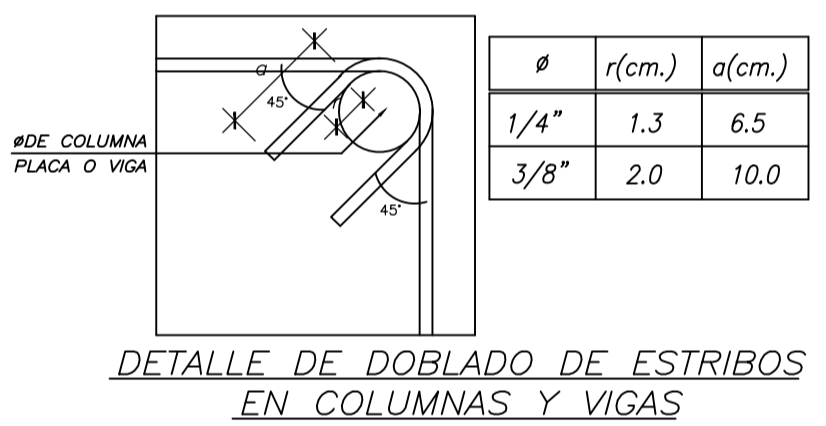
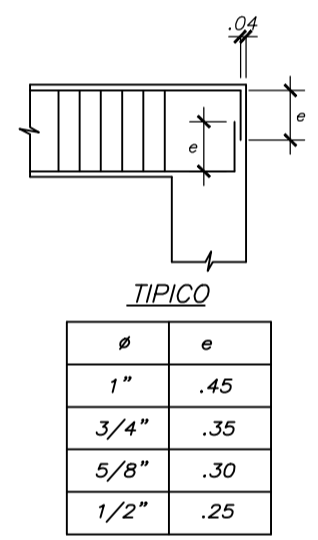
VIGA 29(.20x.40)



VIGA 30(.30x.60)



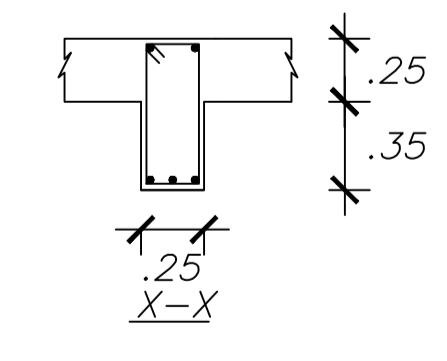
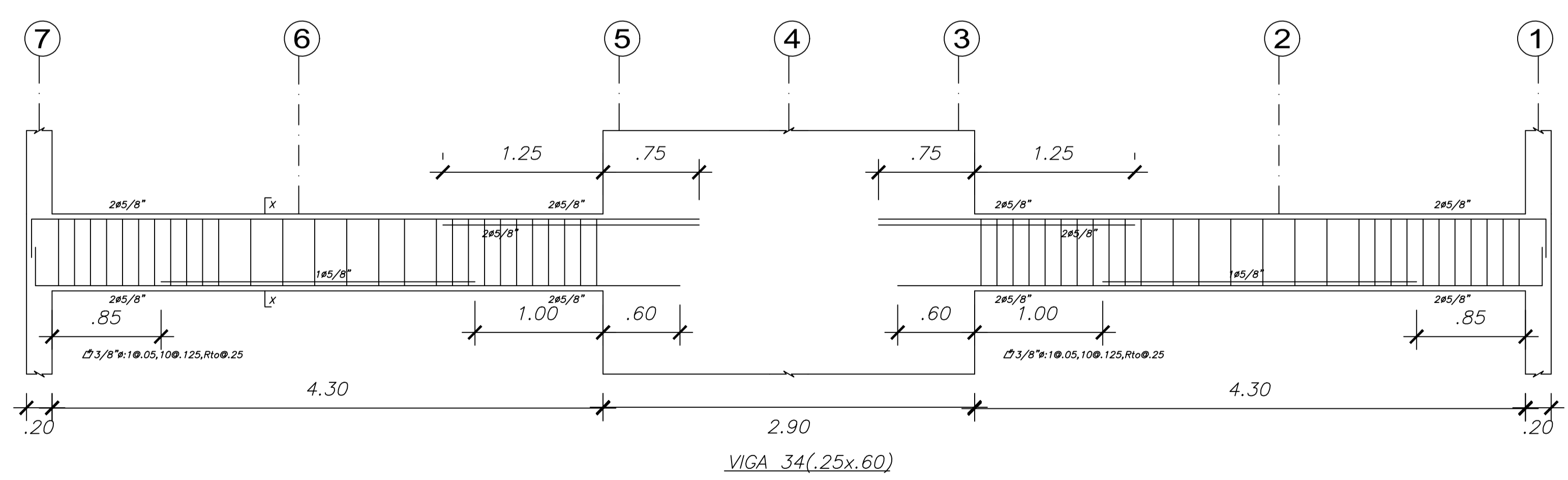
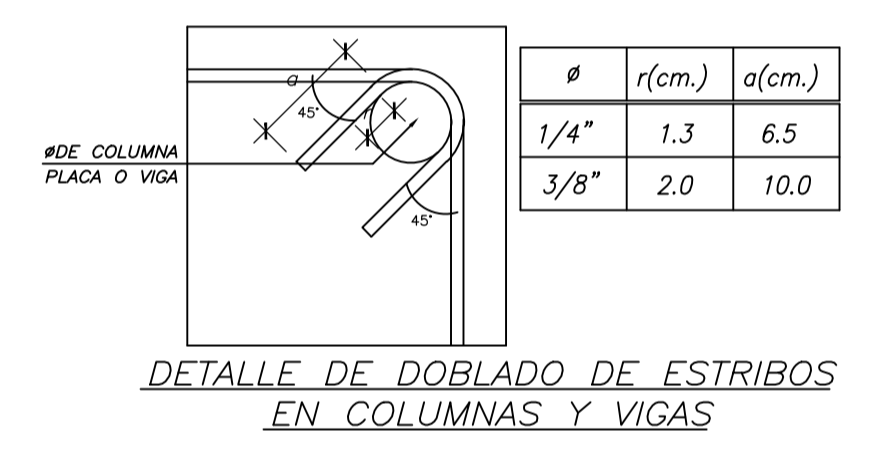
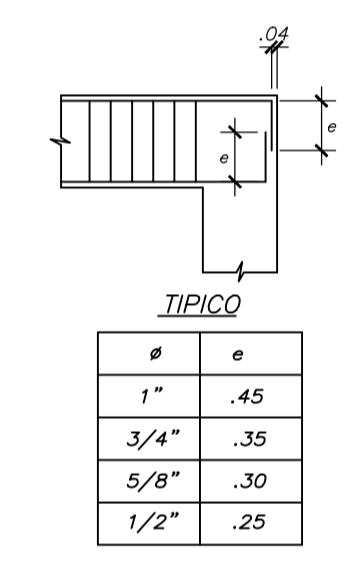
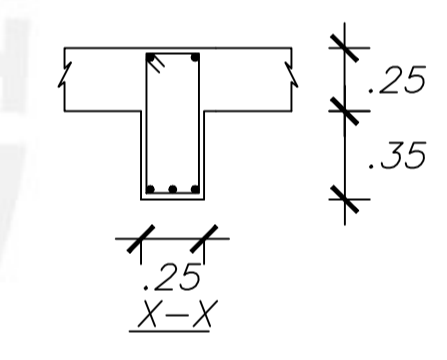
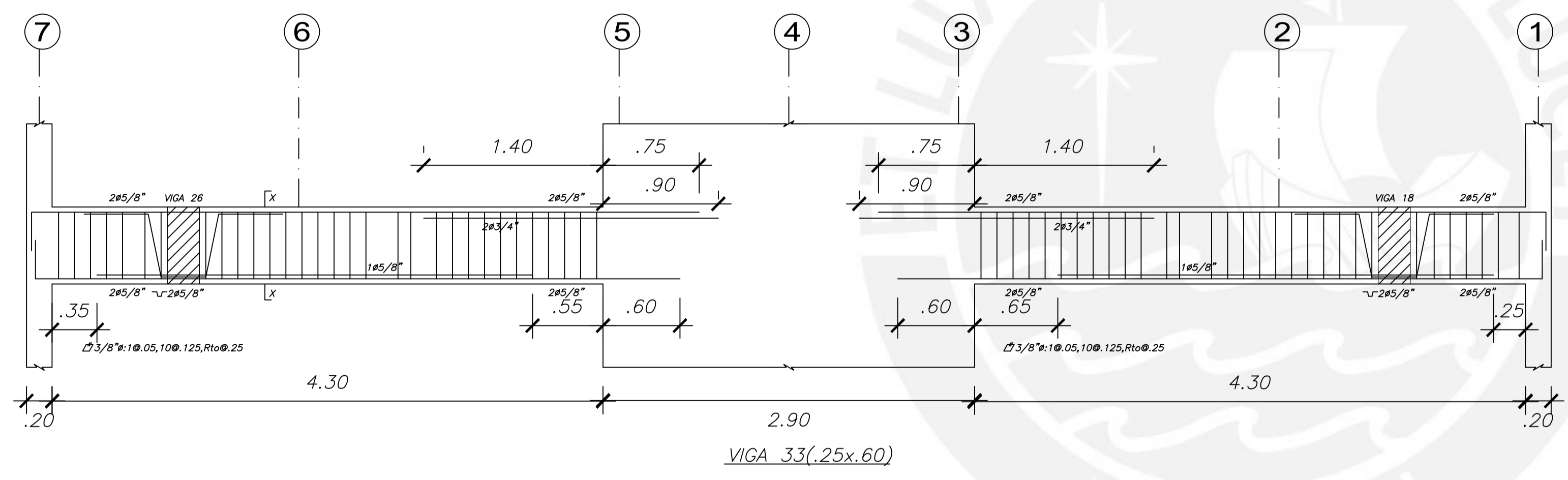
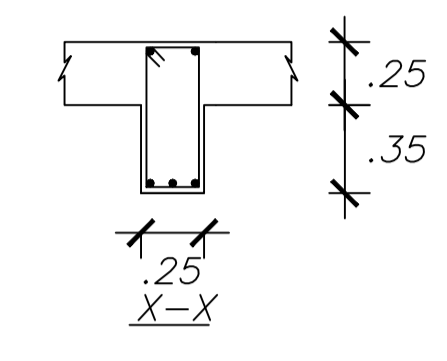
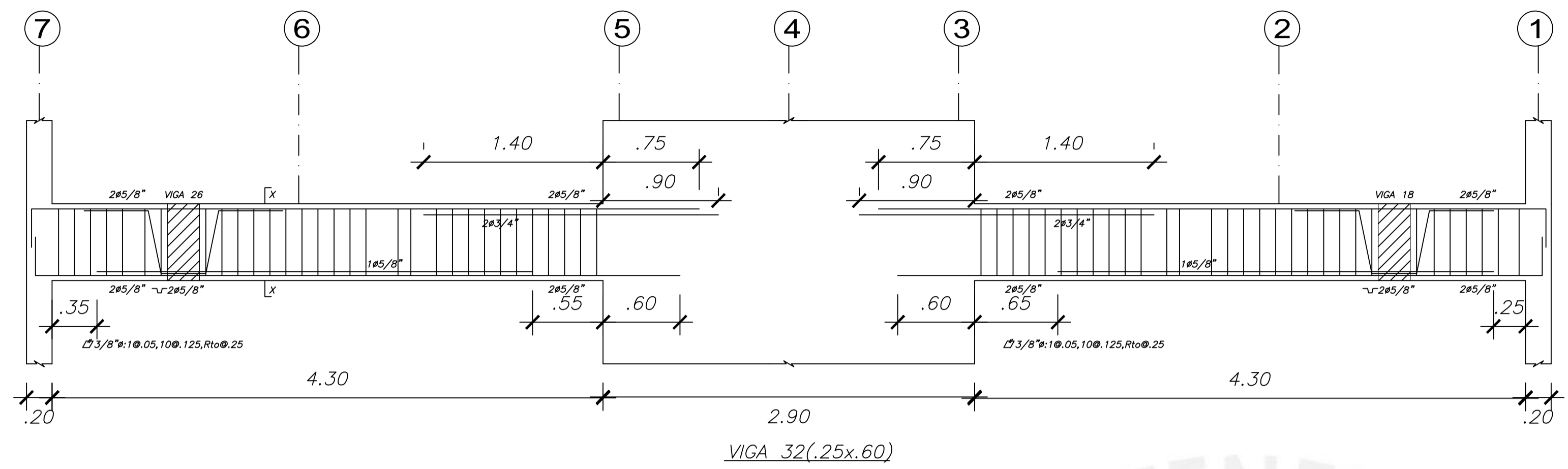
VIGA 31(.30x.60)

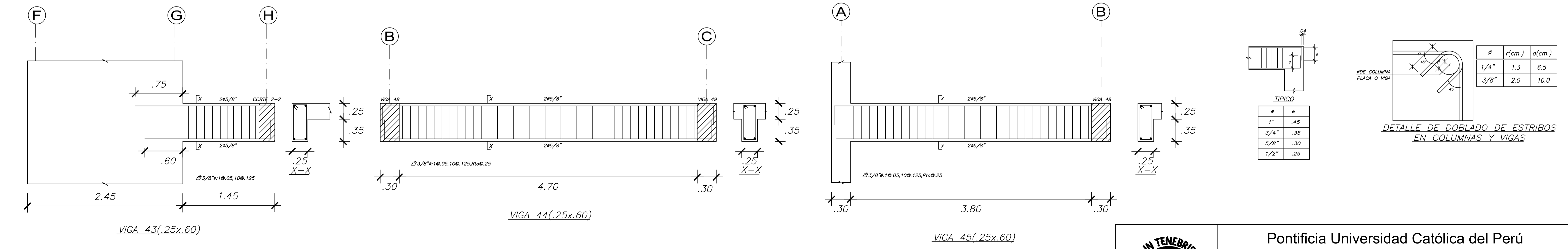
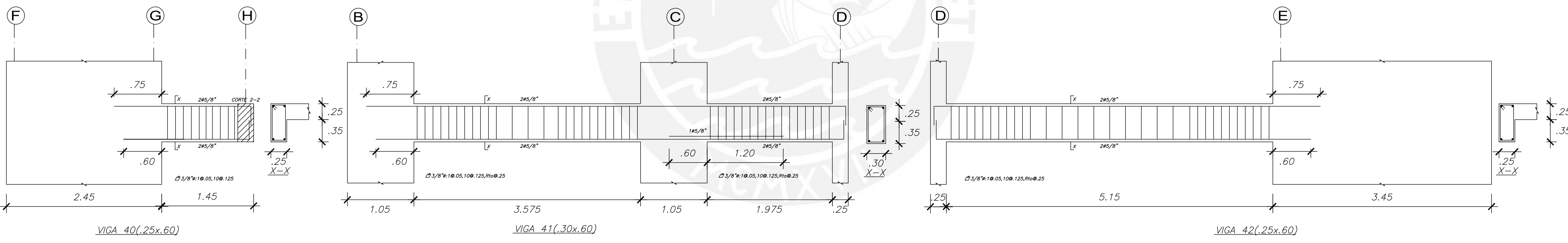
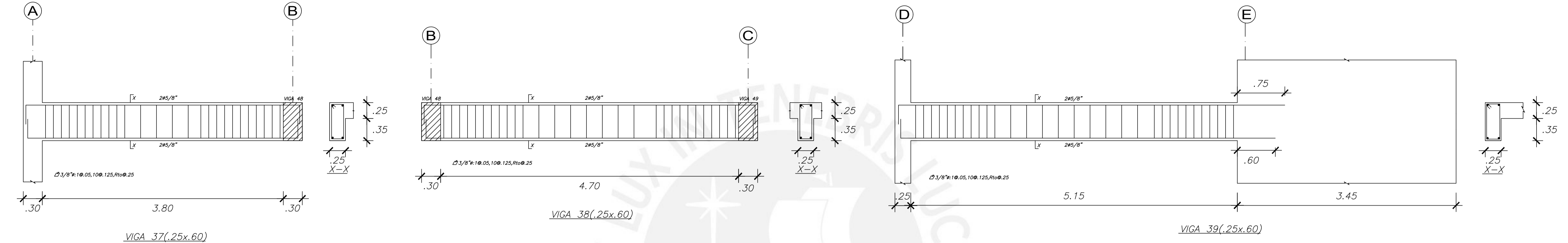
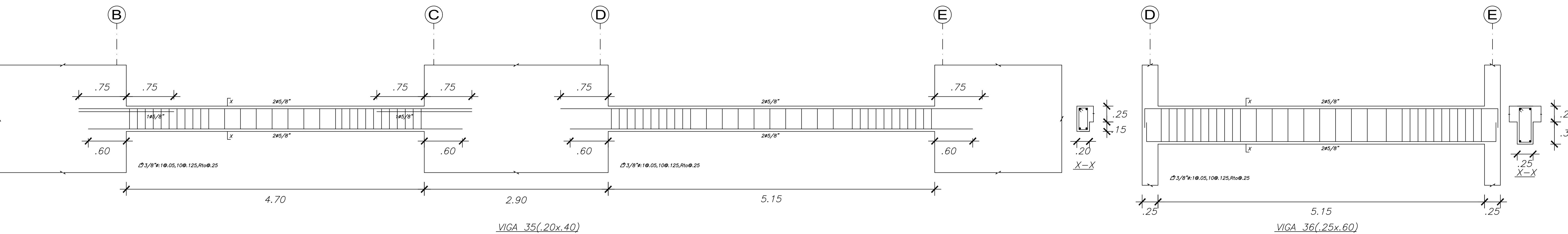


Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

Ø	e
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25







DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

#	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

TIPICO

#	e
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25

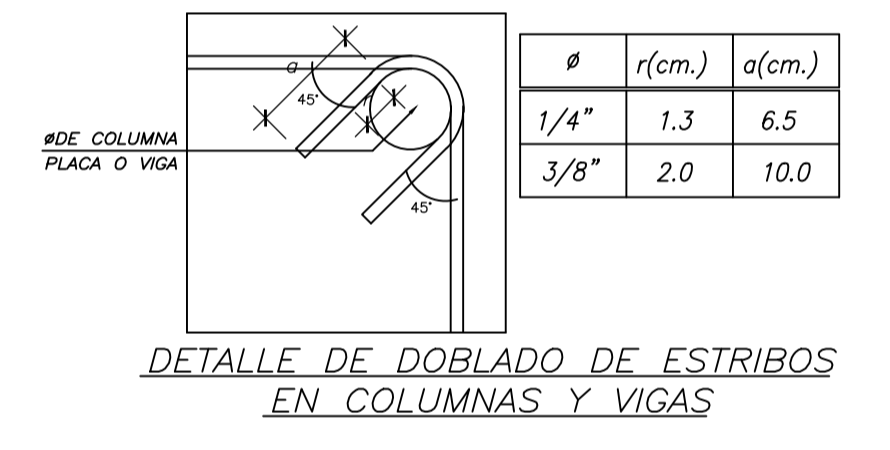
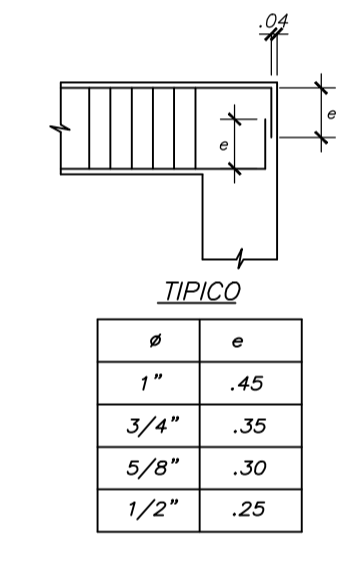
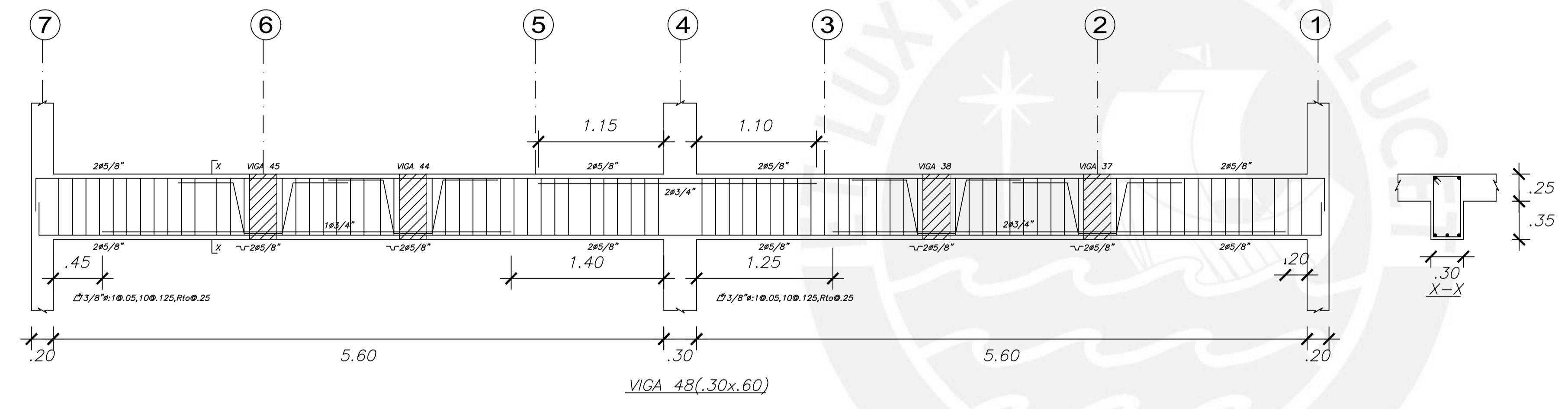
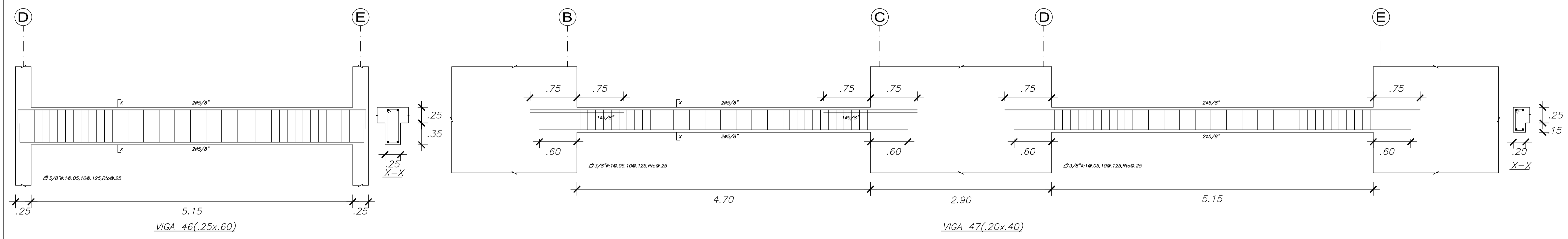
Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

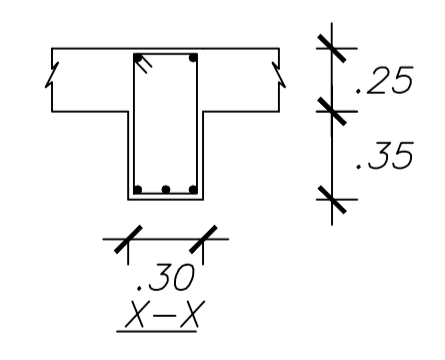
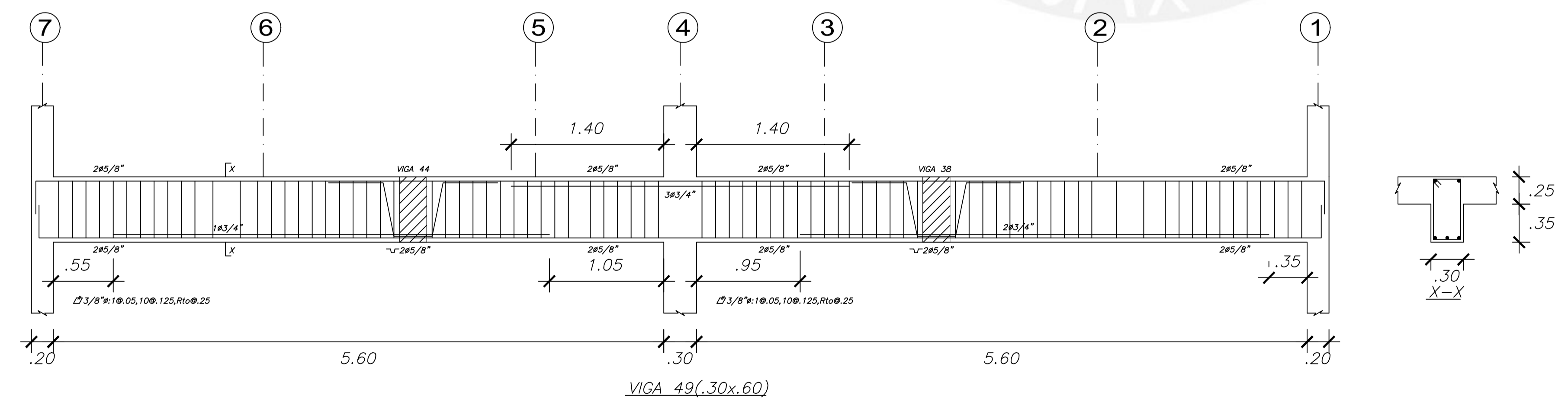
PLANO: VIGAS DE TECHO NIVEL 5

FECHA: FEBRERO-2023 ESCALA: 1/30 DISEÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

LAMINA: **E-11**



Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0



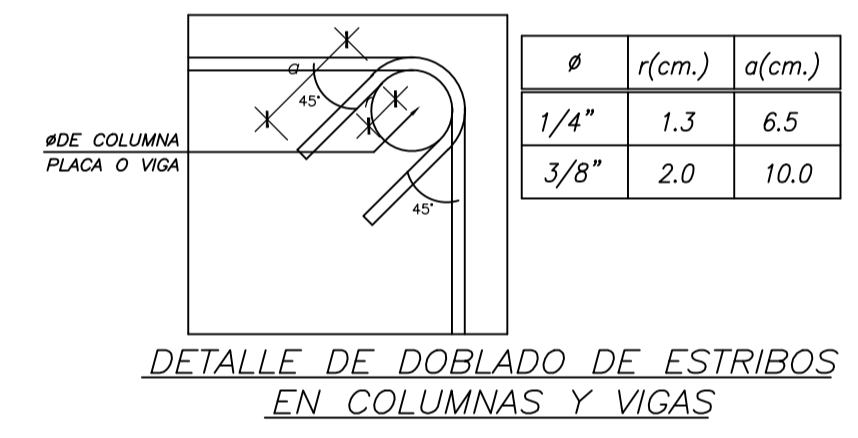
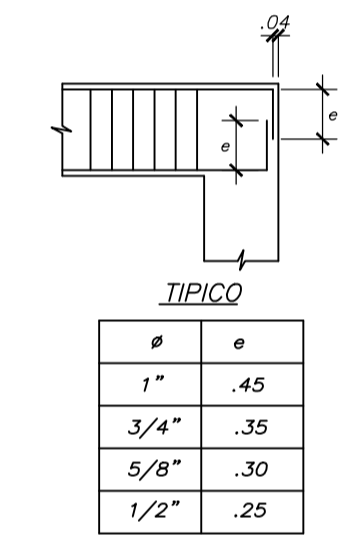
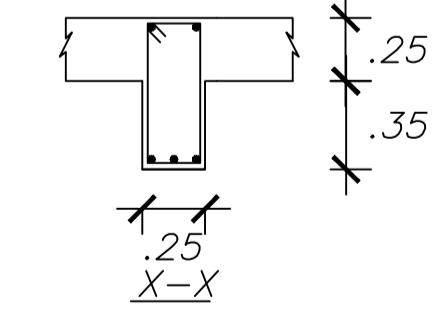
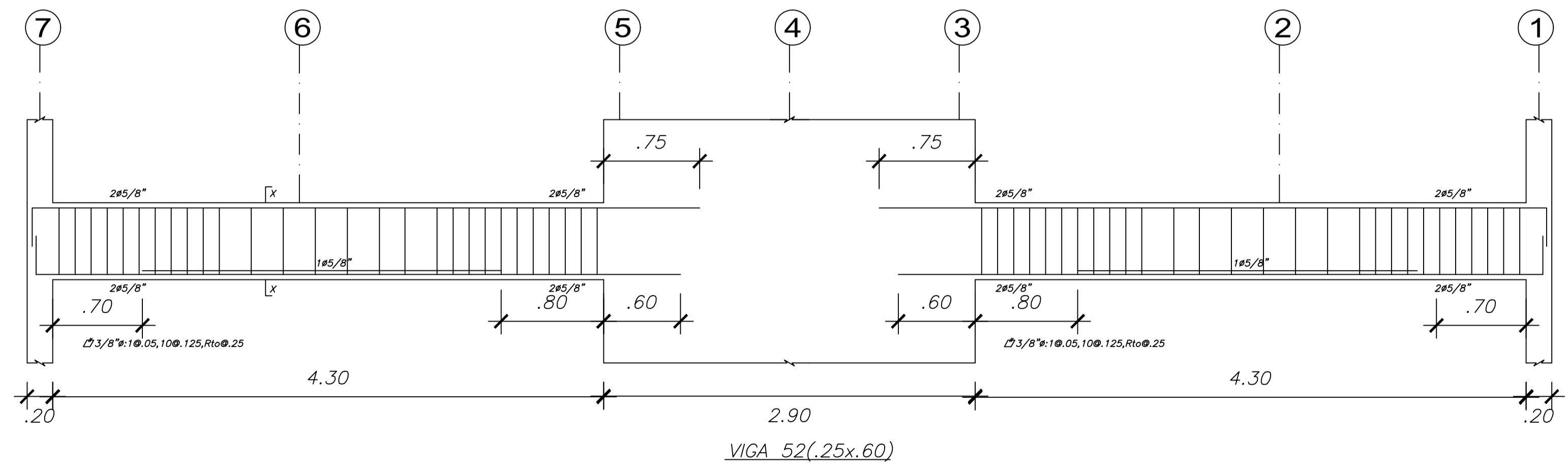
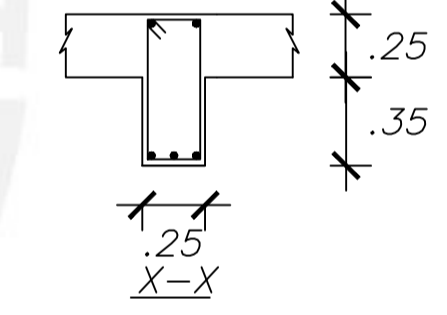
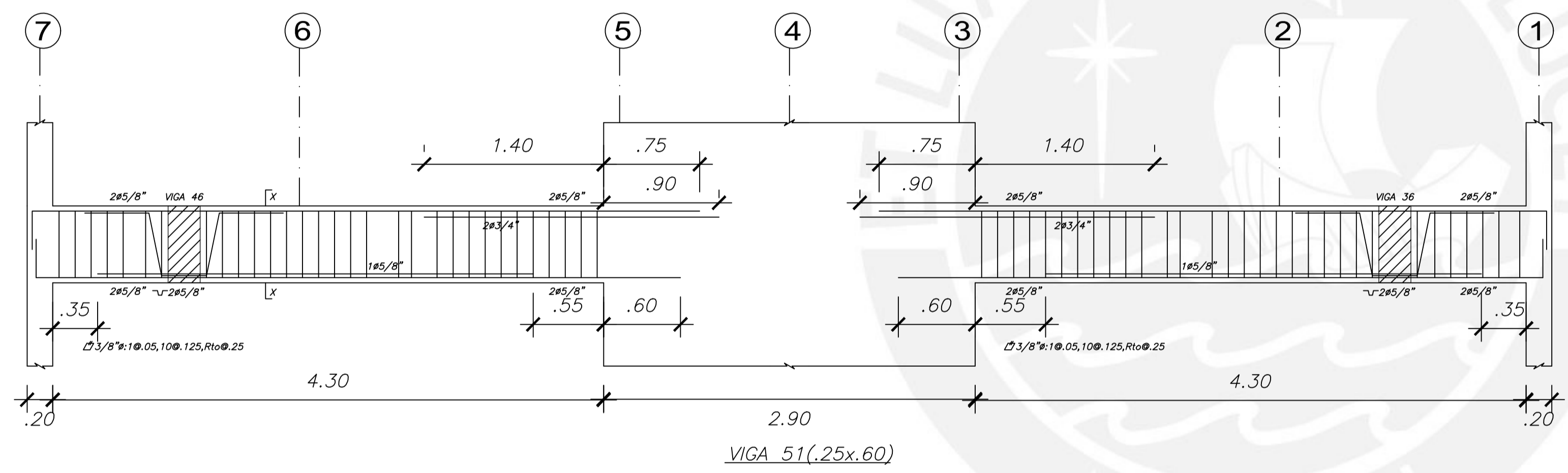
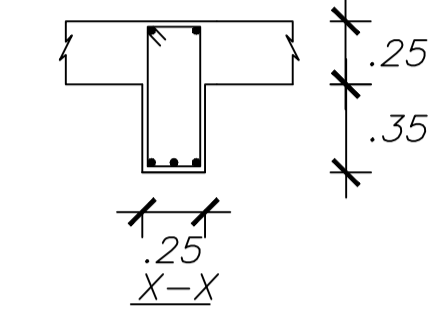
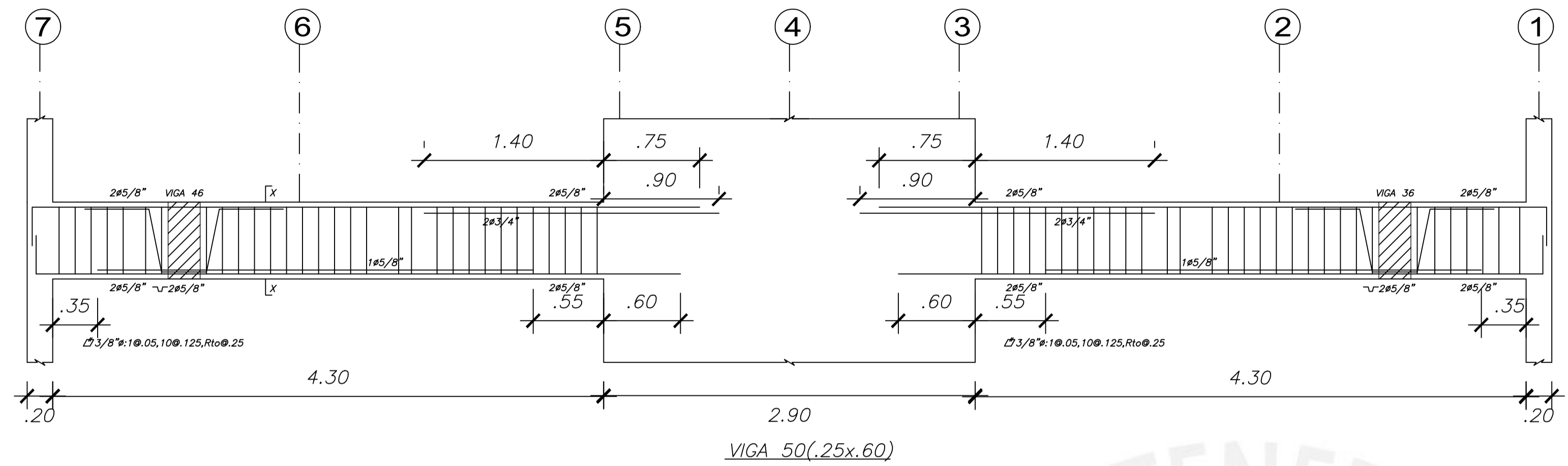
Pontificia Universidad Católica del Perú

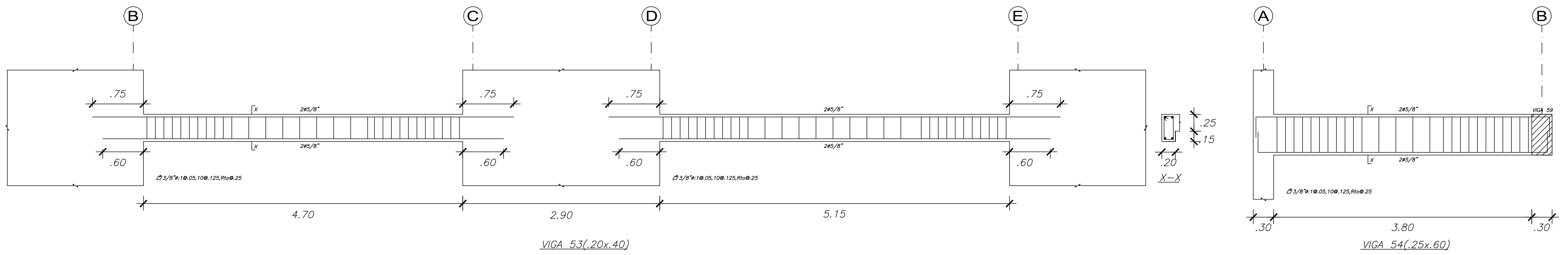
TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

PLANO: VIGAS DE TECHO NIVEL 5

FECHA: FEBRERO-2023 ESCALA: 1/30 DISEÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

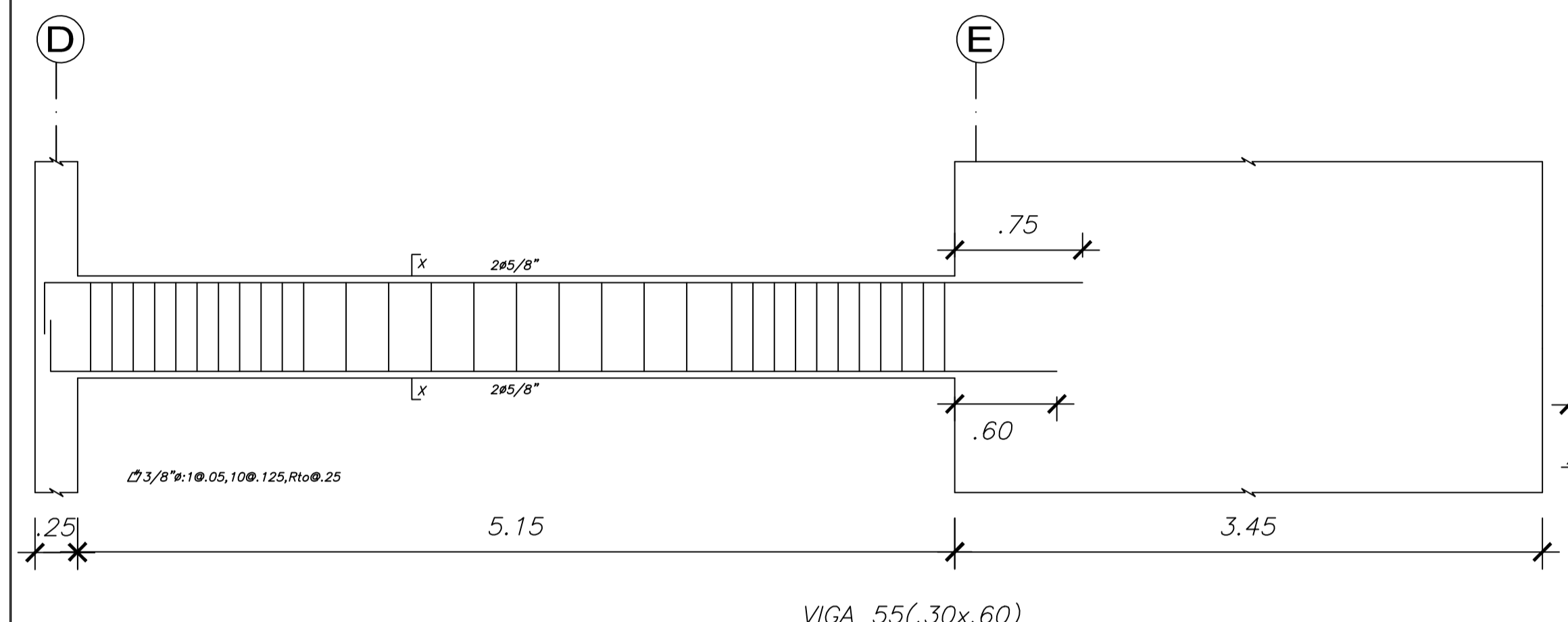
LAMINA: **E-12**



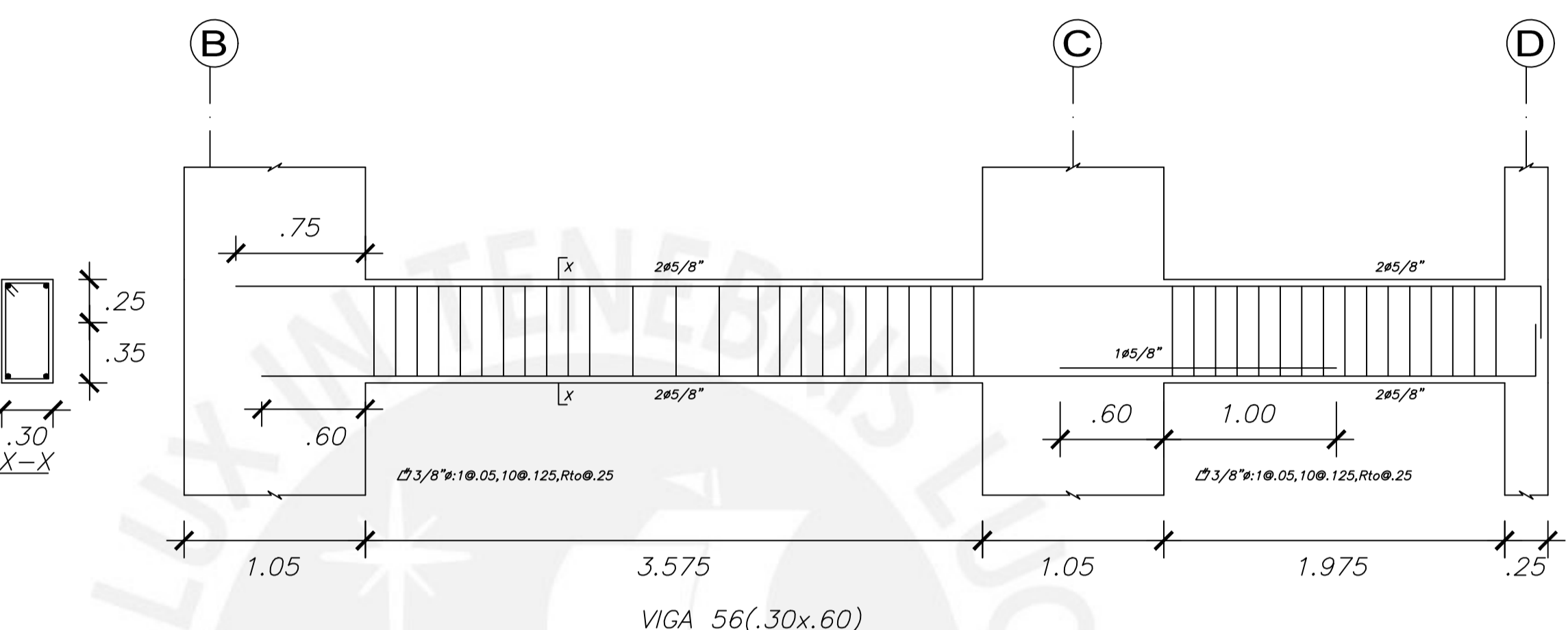


VIGA 53(.20x.40)

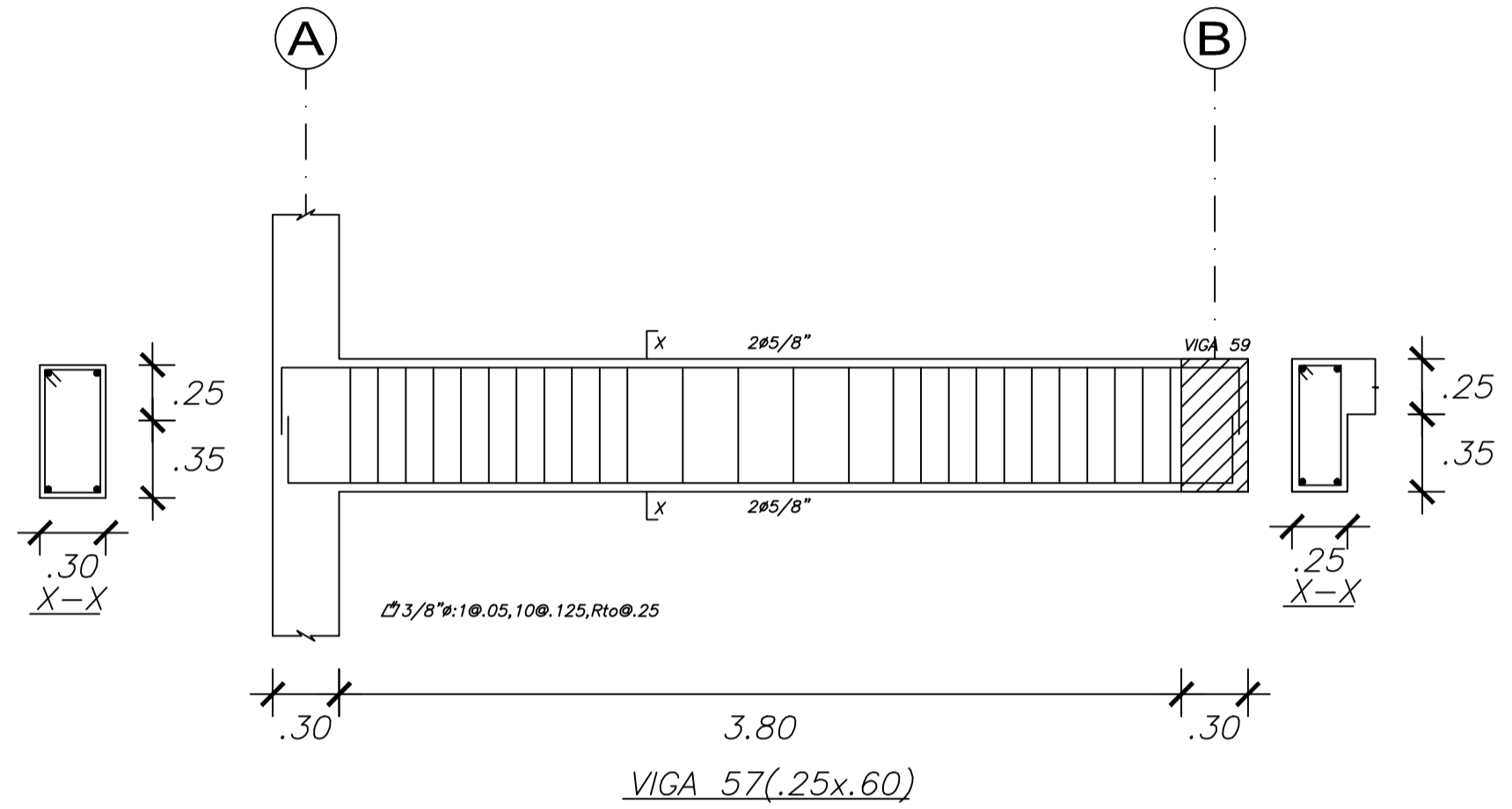
VIGA 54(.25x.60)



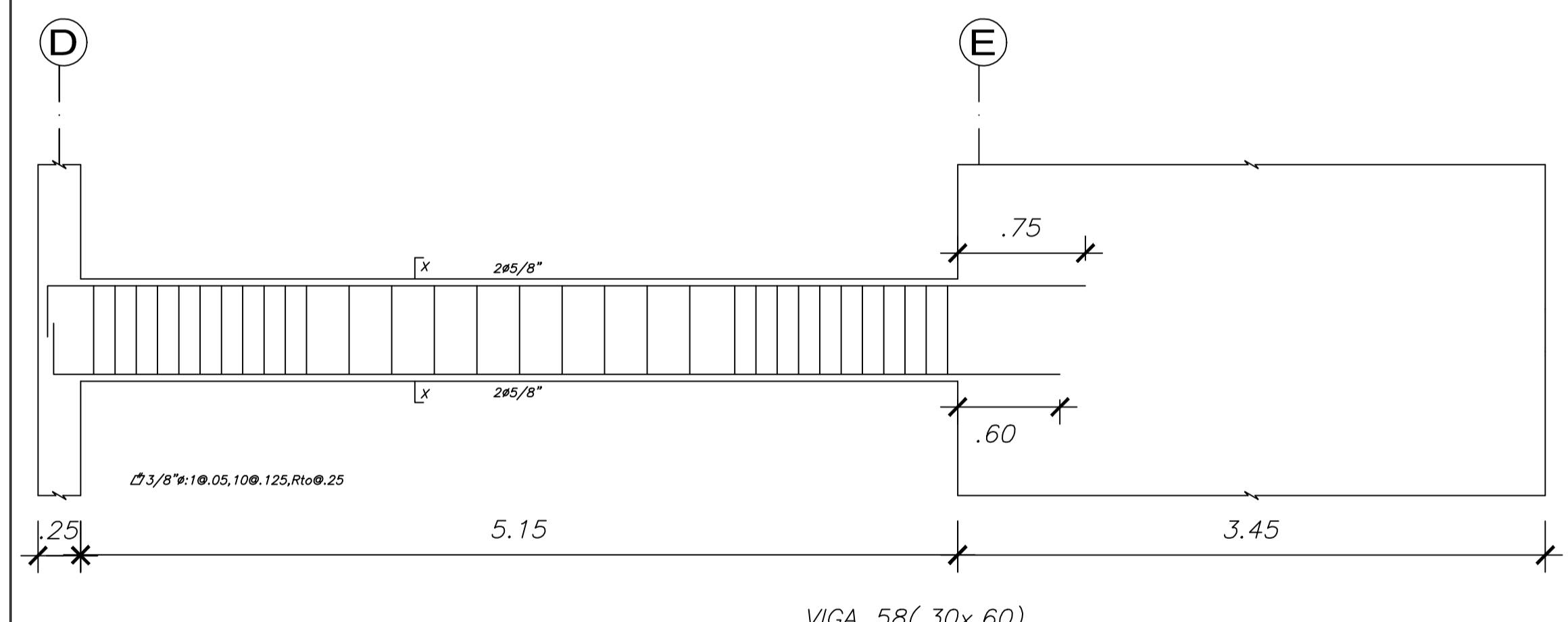
VIGA 55(.30x.60)



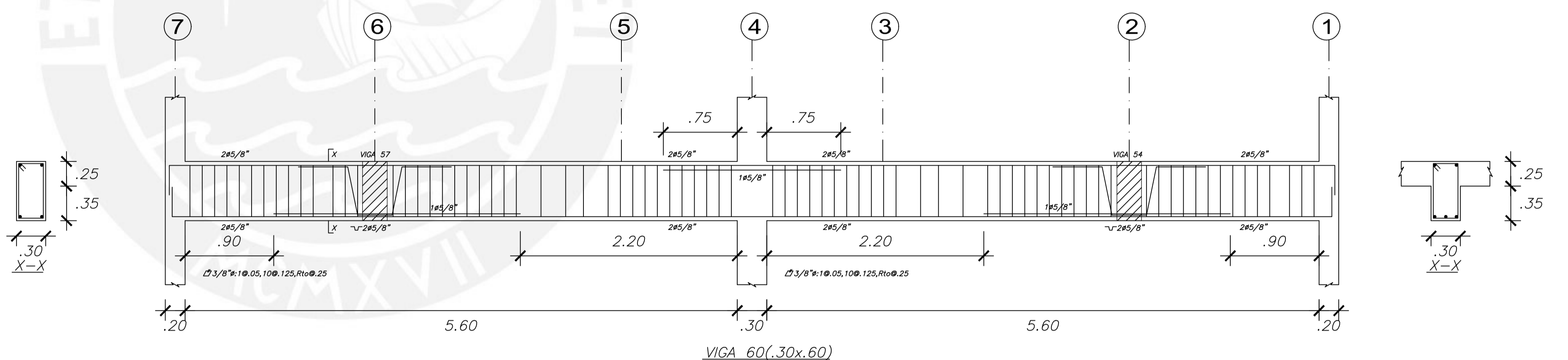
VIGA 56(.30x.60)



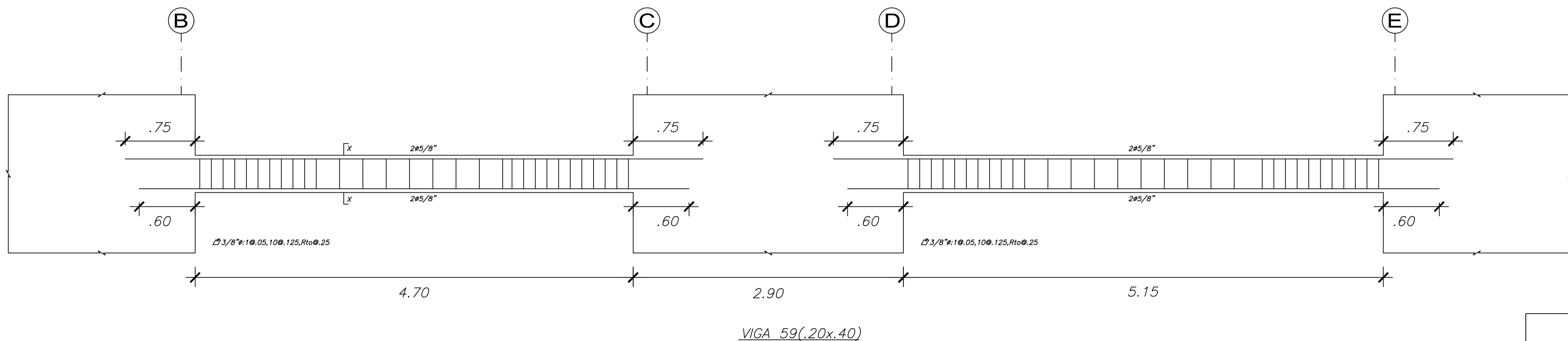
VIGA 57(.25x.60)



VIGA 58(.30x.60)



VIGA 60(.30x.60)



VIGA 59(.20x.40)

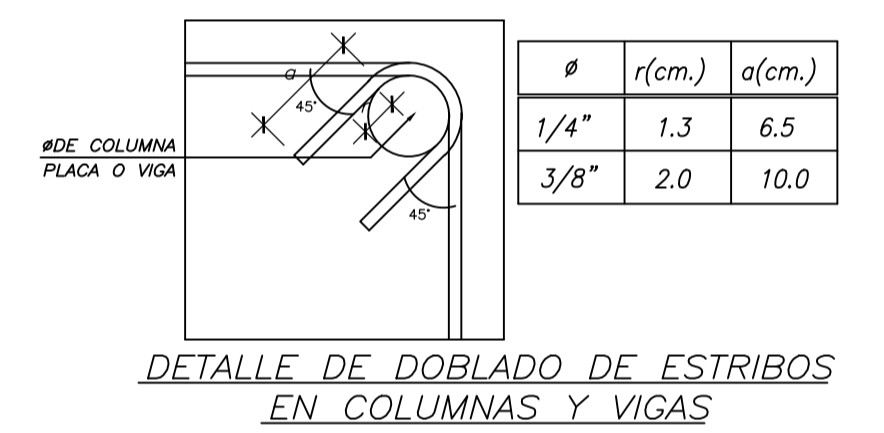
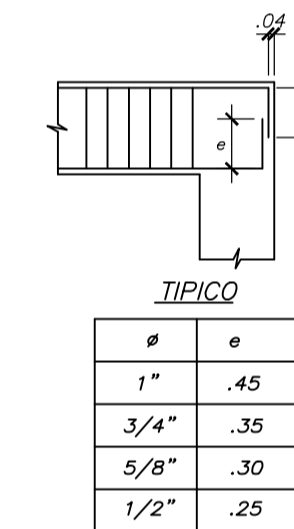
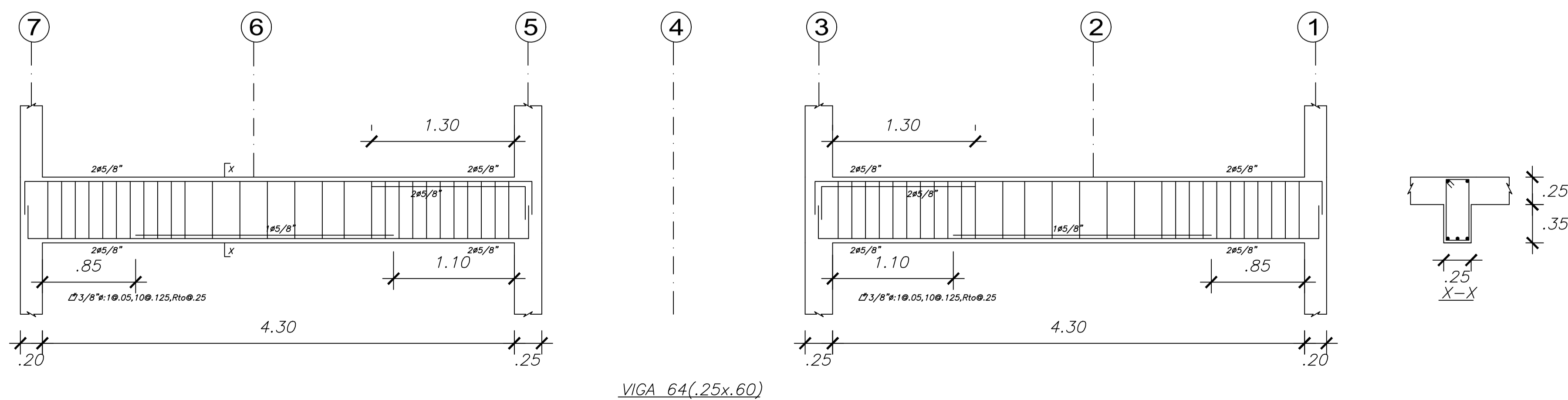
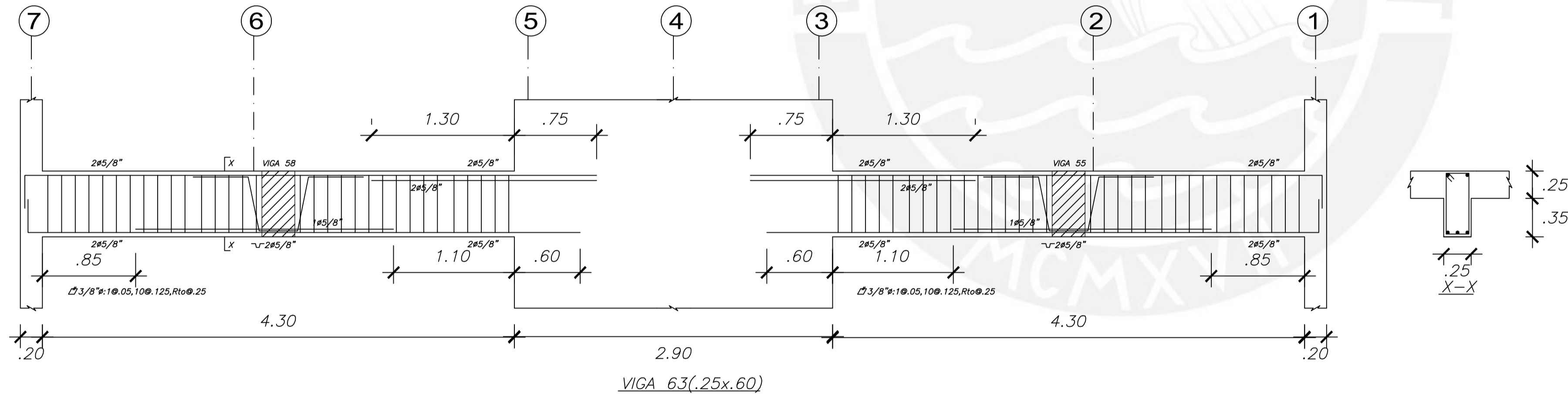
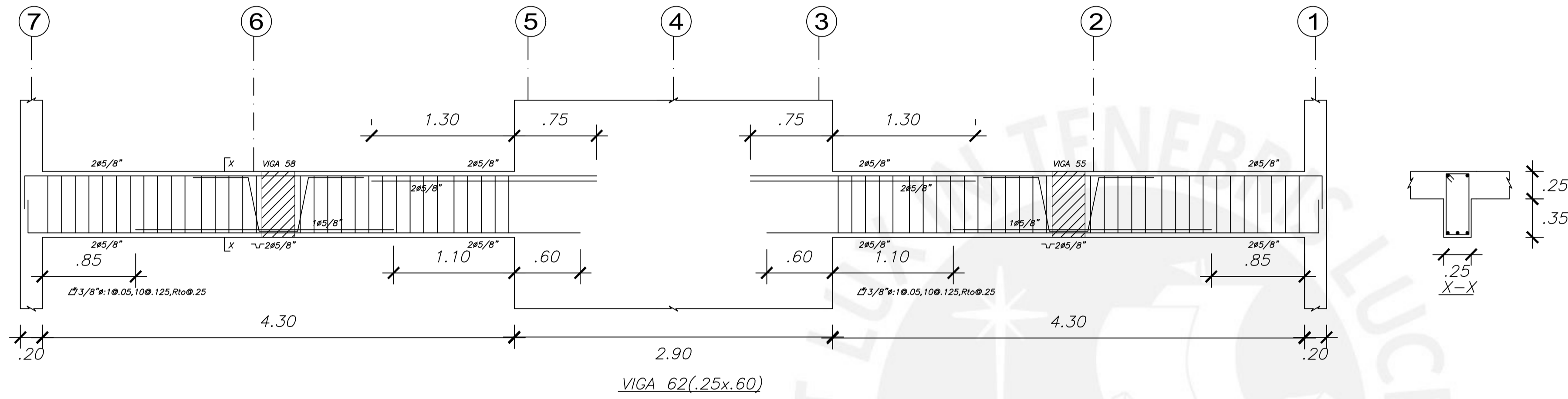
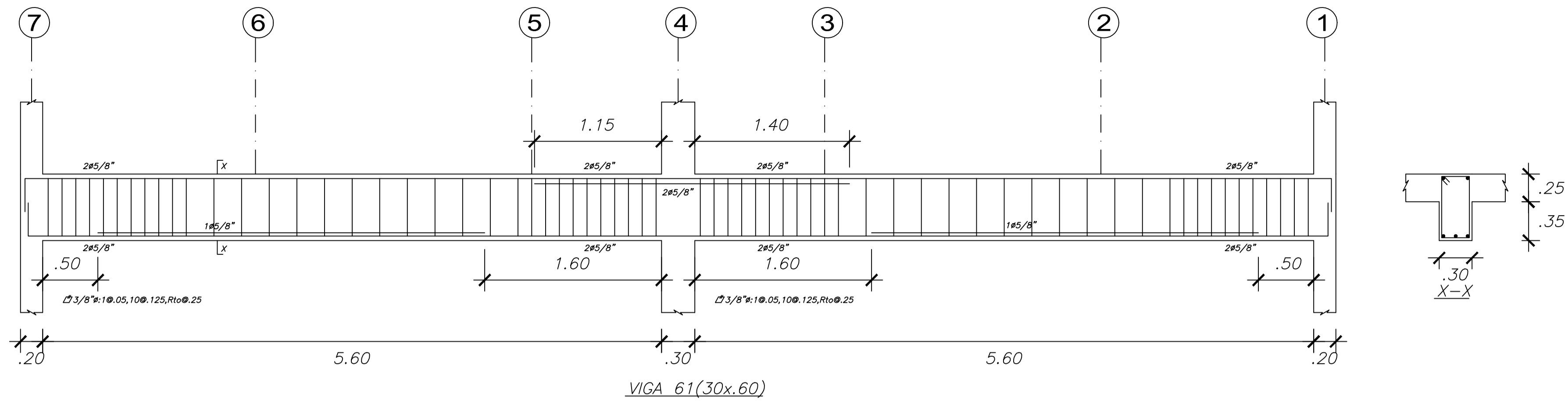
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

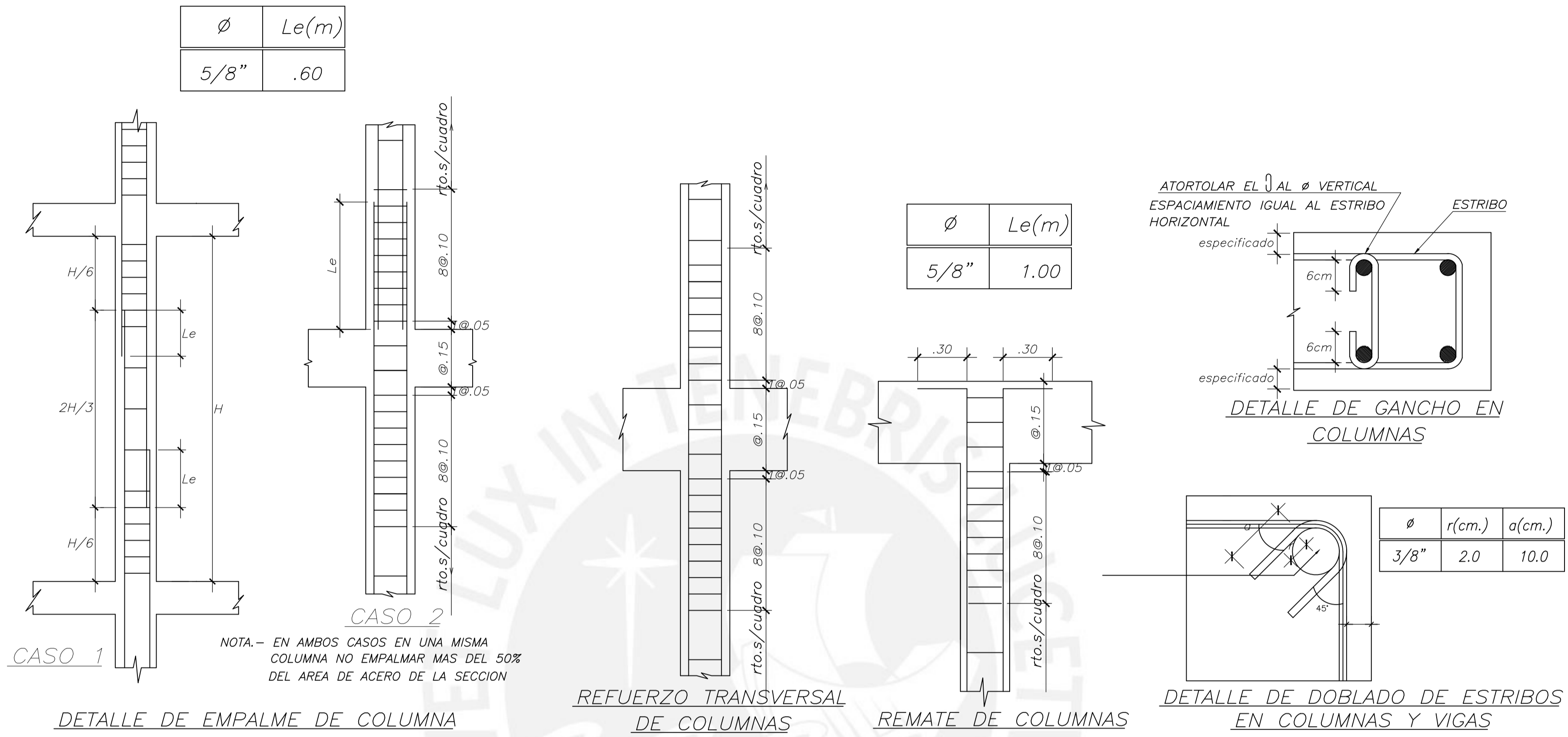
#	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

TIPICO

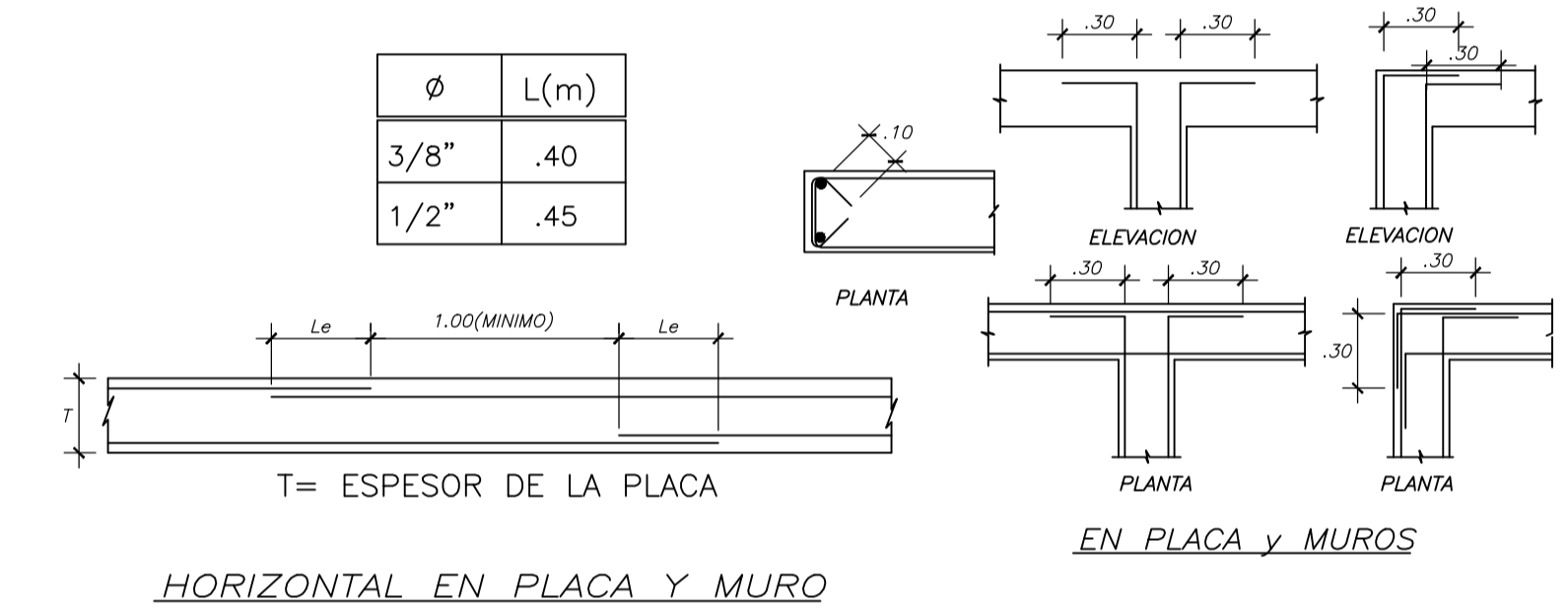
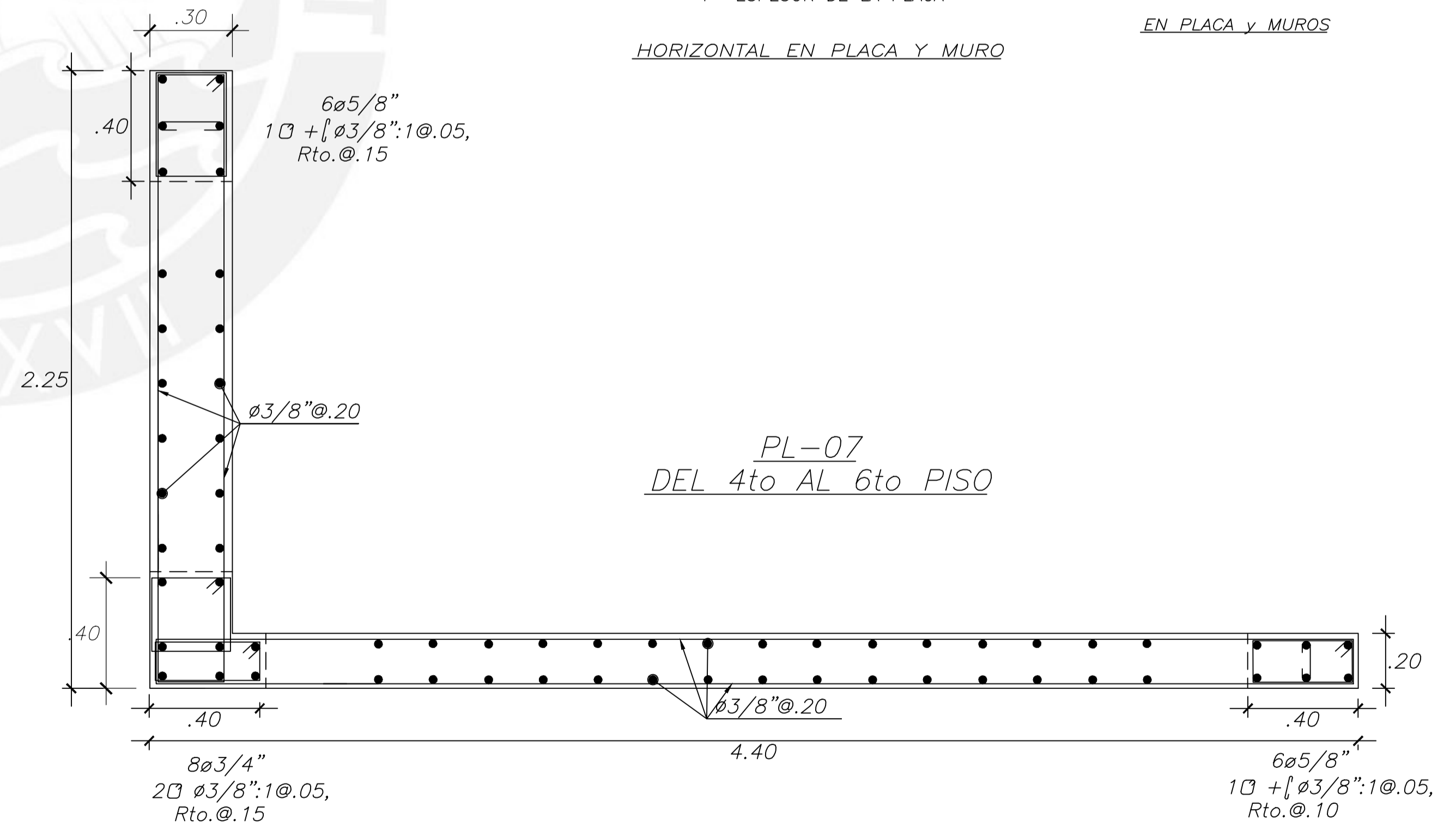
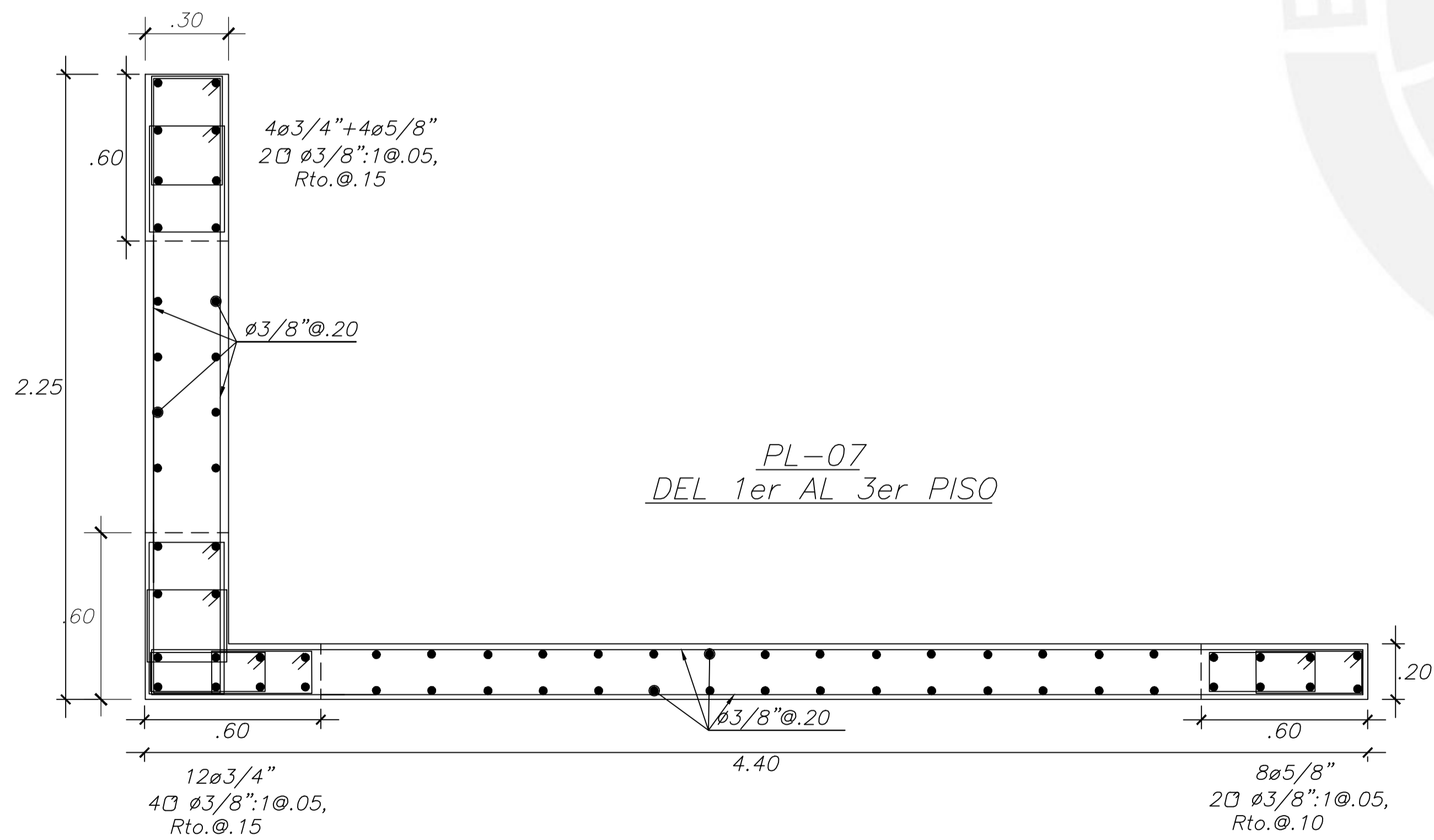
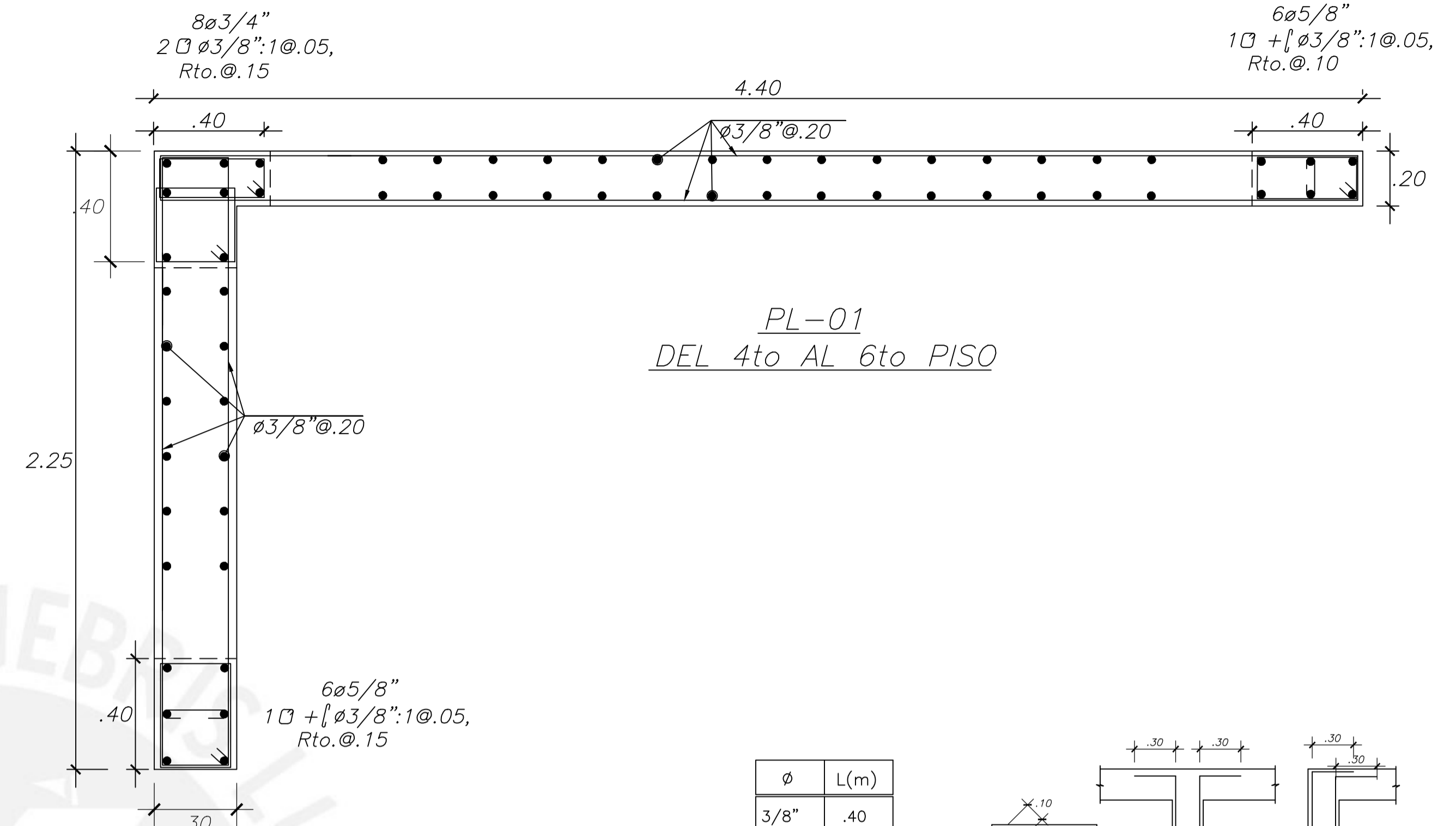
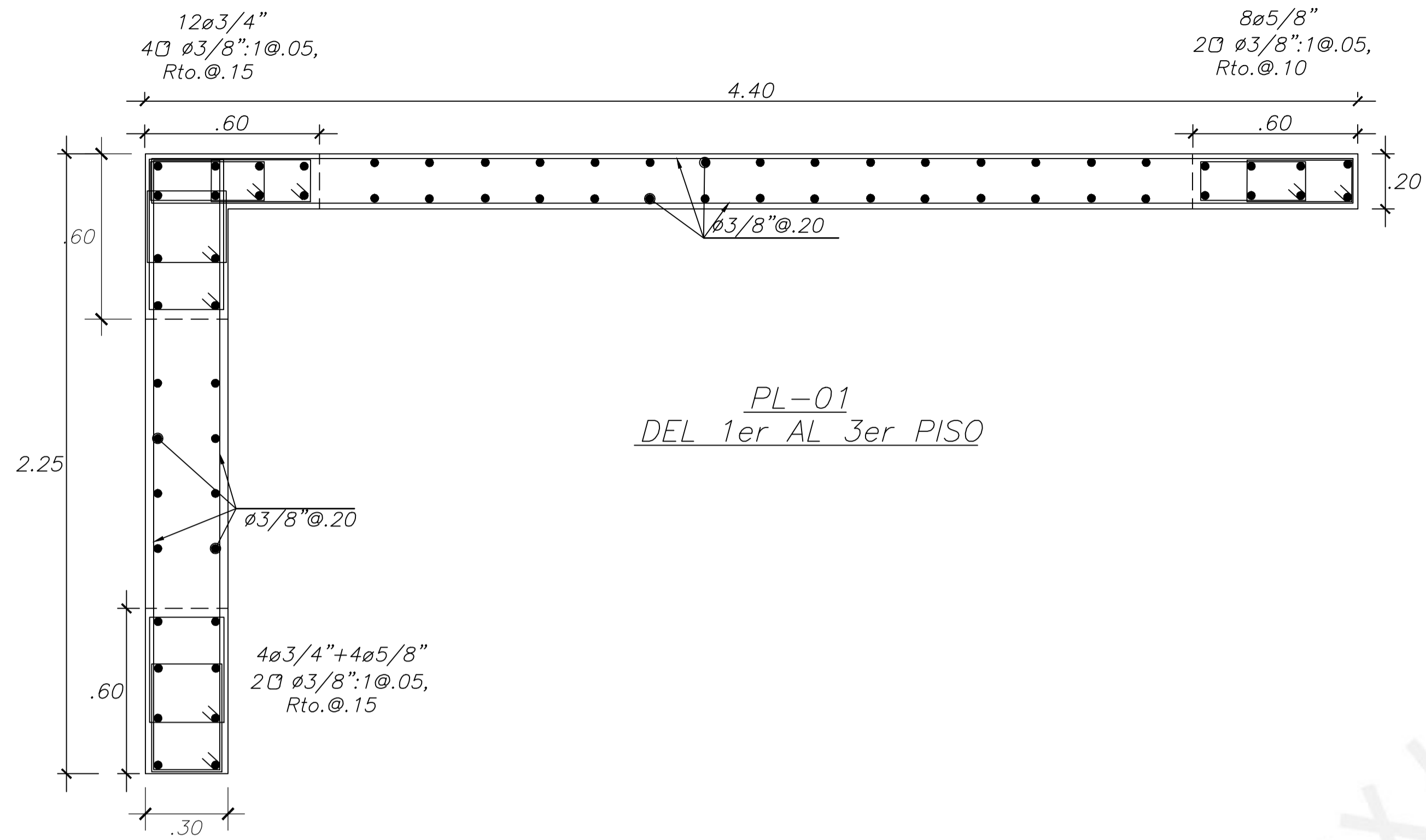
#	e
1"	.45
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25







CUADRO DE COLUMNAS	
NIVEL	COLUMNA C-1 Y C-2
1er. al 6to	<p>1.05</p> <p>0.30</p> <p>16ϕ5/8"</p> <p>3\square + \updownarrow 3/8"ϕ:1@.05, 10@.10, Rto.@.25</p> <p>DEL 1er AL 6to PISO</p>



Pontificia Universidad Católica del Perú

TEMA: Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince

LAMINA:

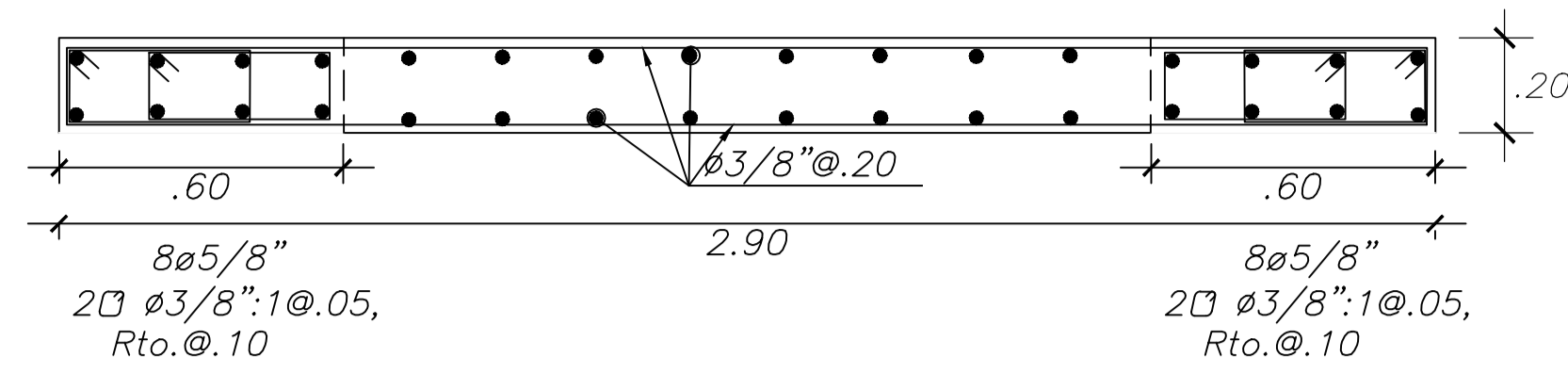
PLANO: PLACAS

E-17

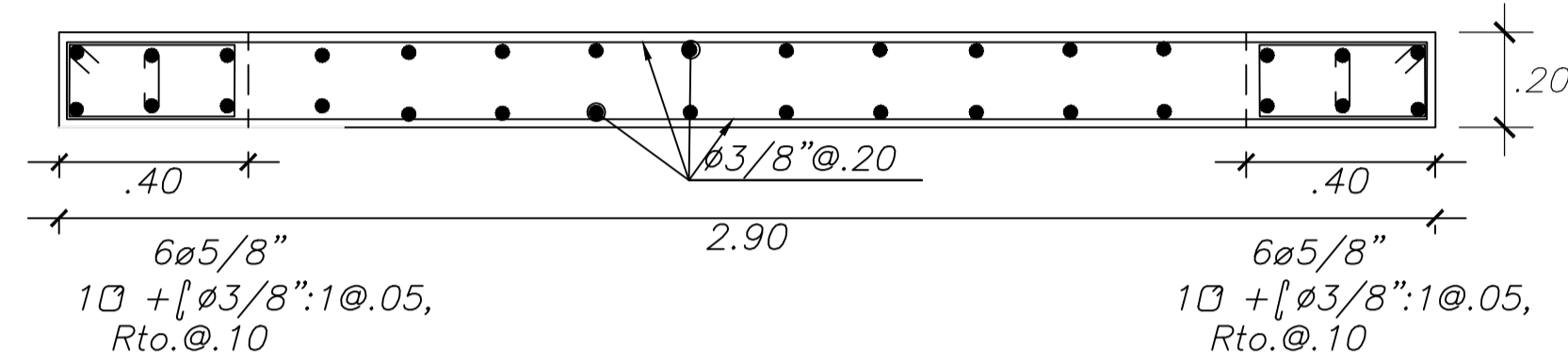
FECHA: FEBRERO-2023

ESCALA: 1/30

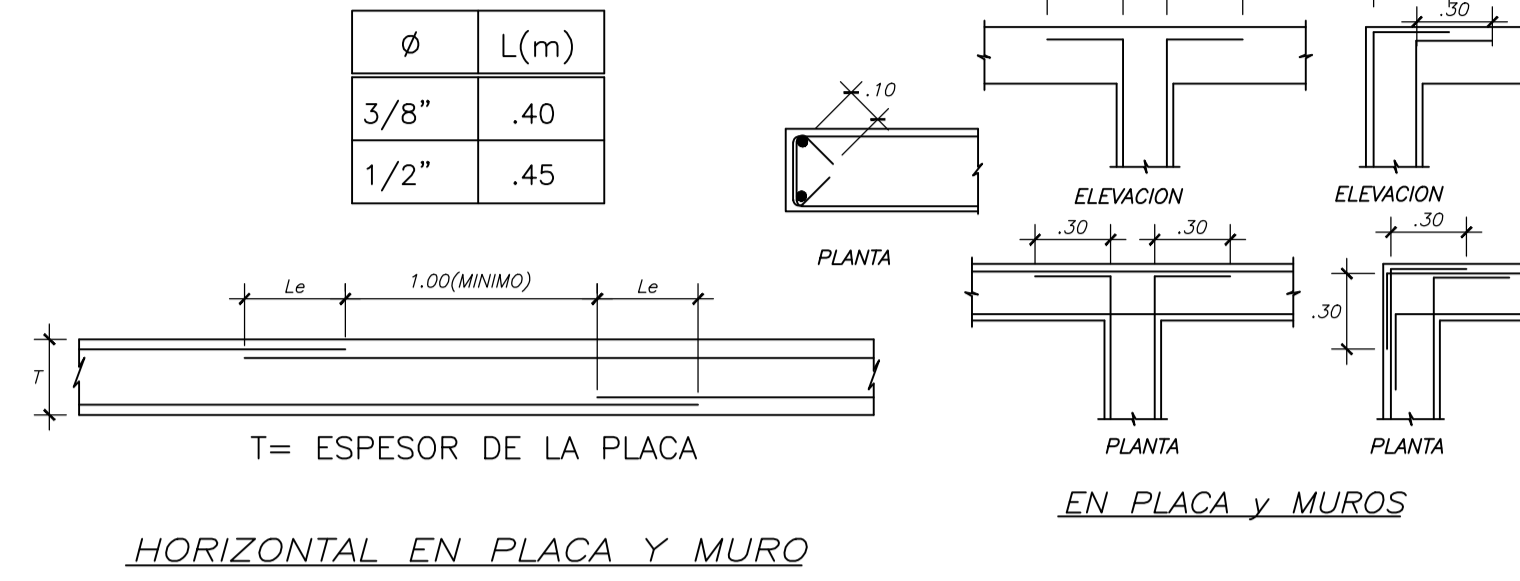
DISÑO: JOSE COLLANTES / LUIS MORALES



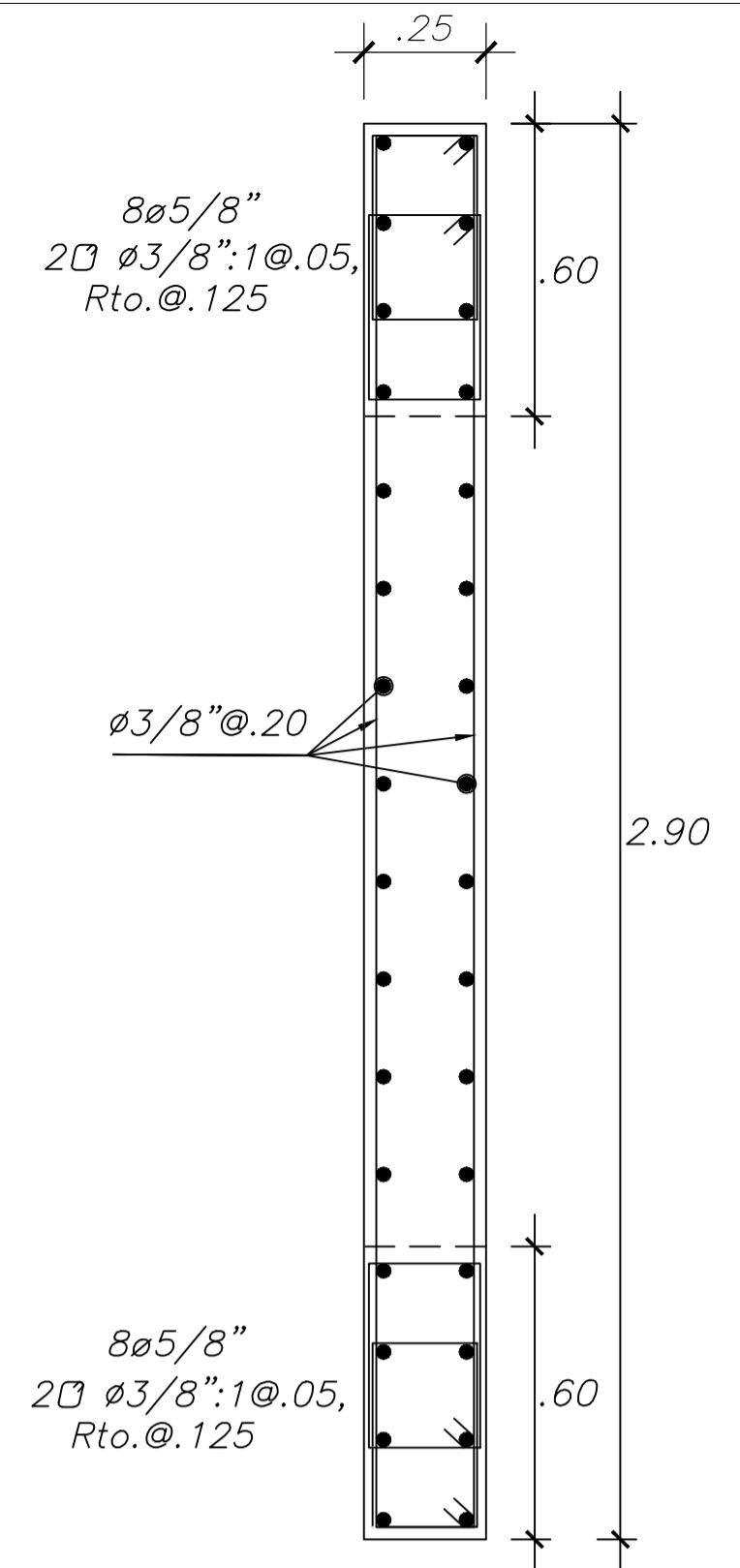
PL-02
DEL 1er AL 3er PISO



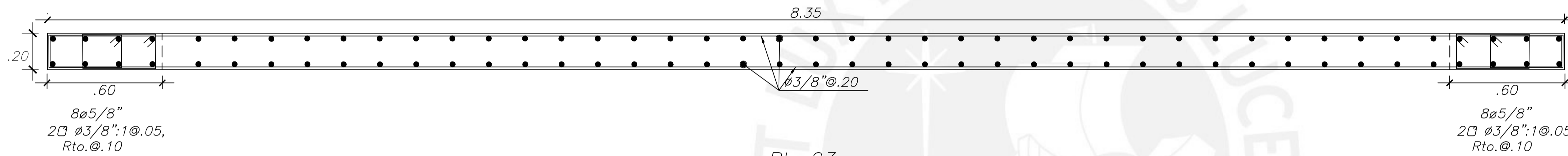
PL-02
DEL 4to AL 6to PISO



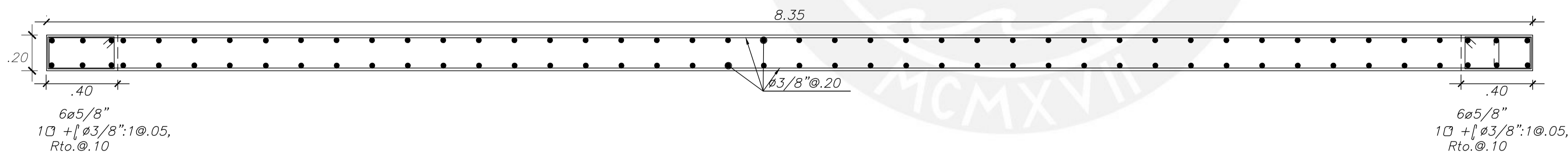
HORIZONTAL EN PLACA Y MURO



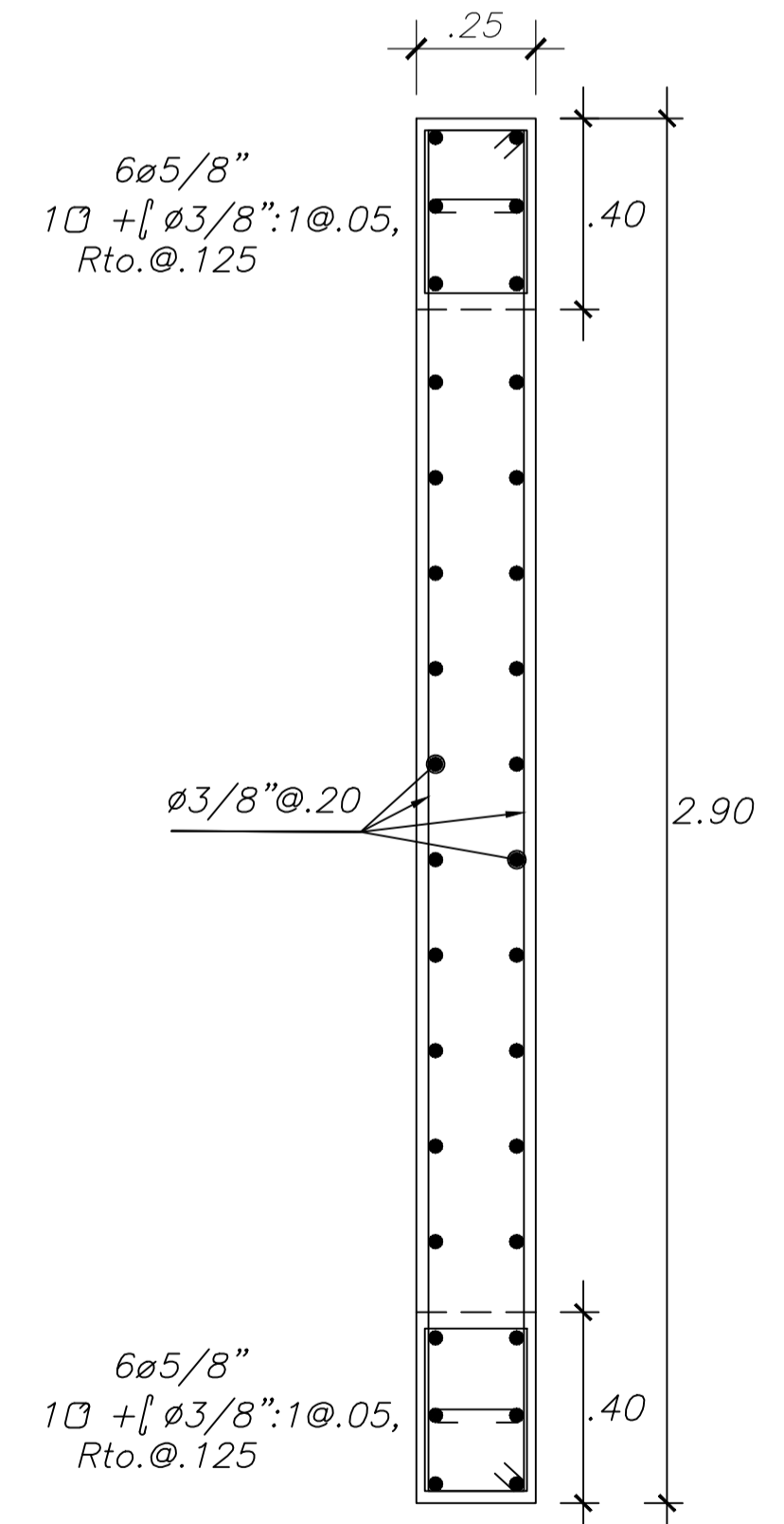
PL-04
DEL 1er AL 3er PISO



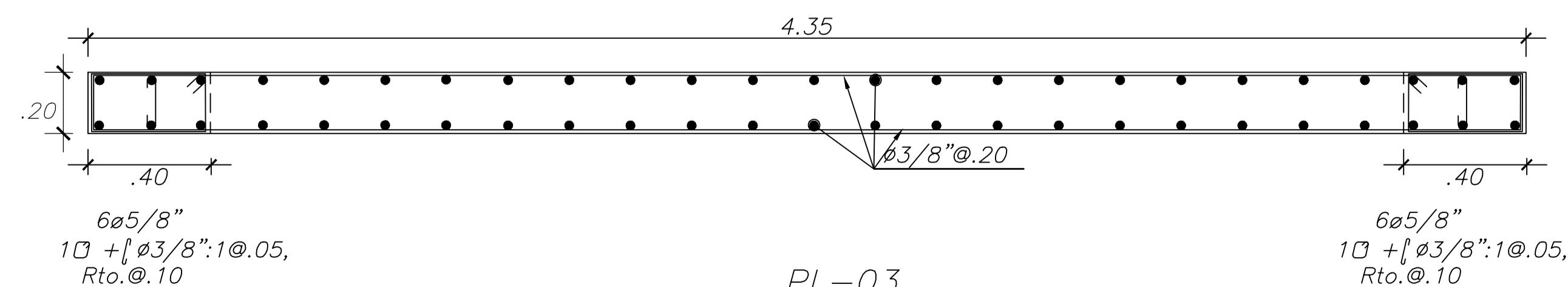
PL-03
DEL 1er AL 3er PISO



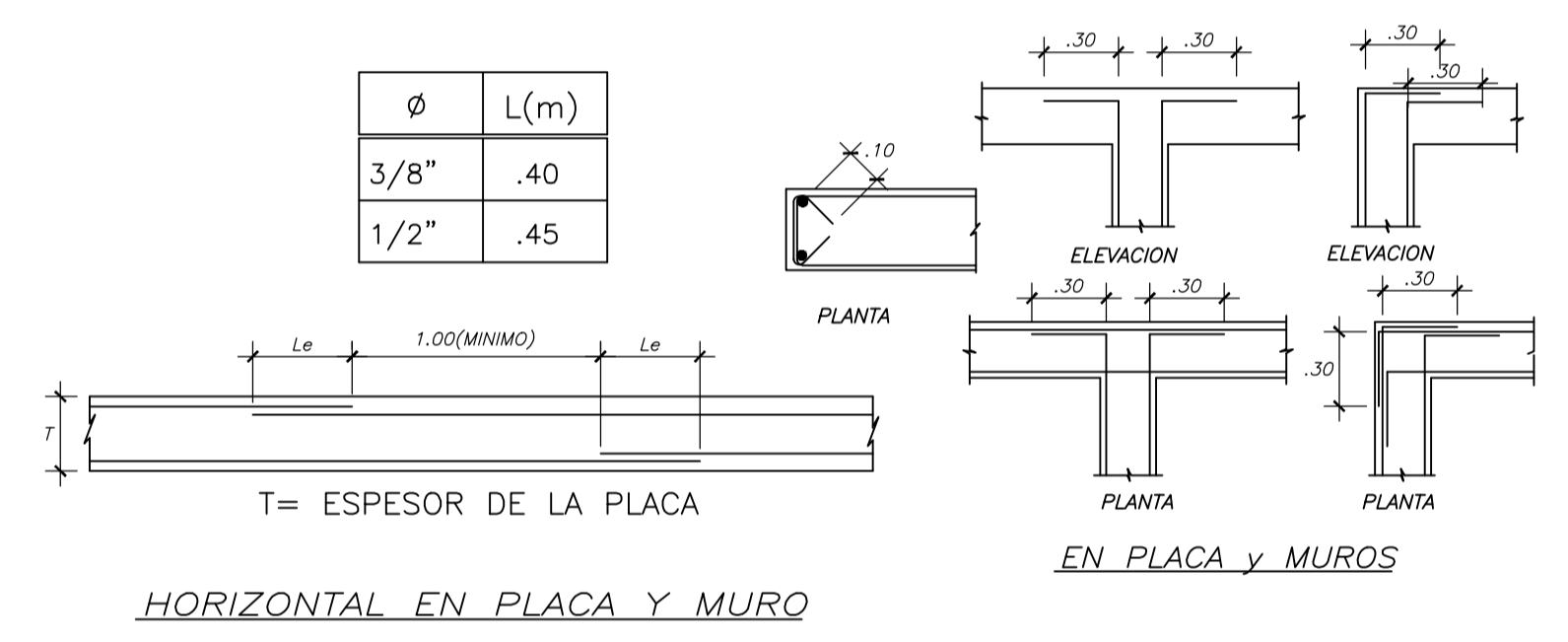
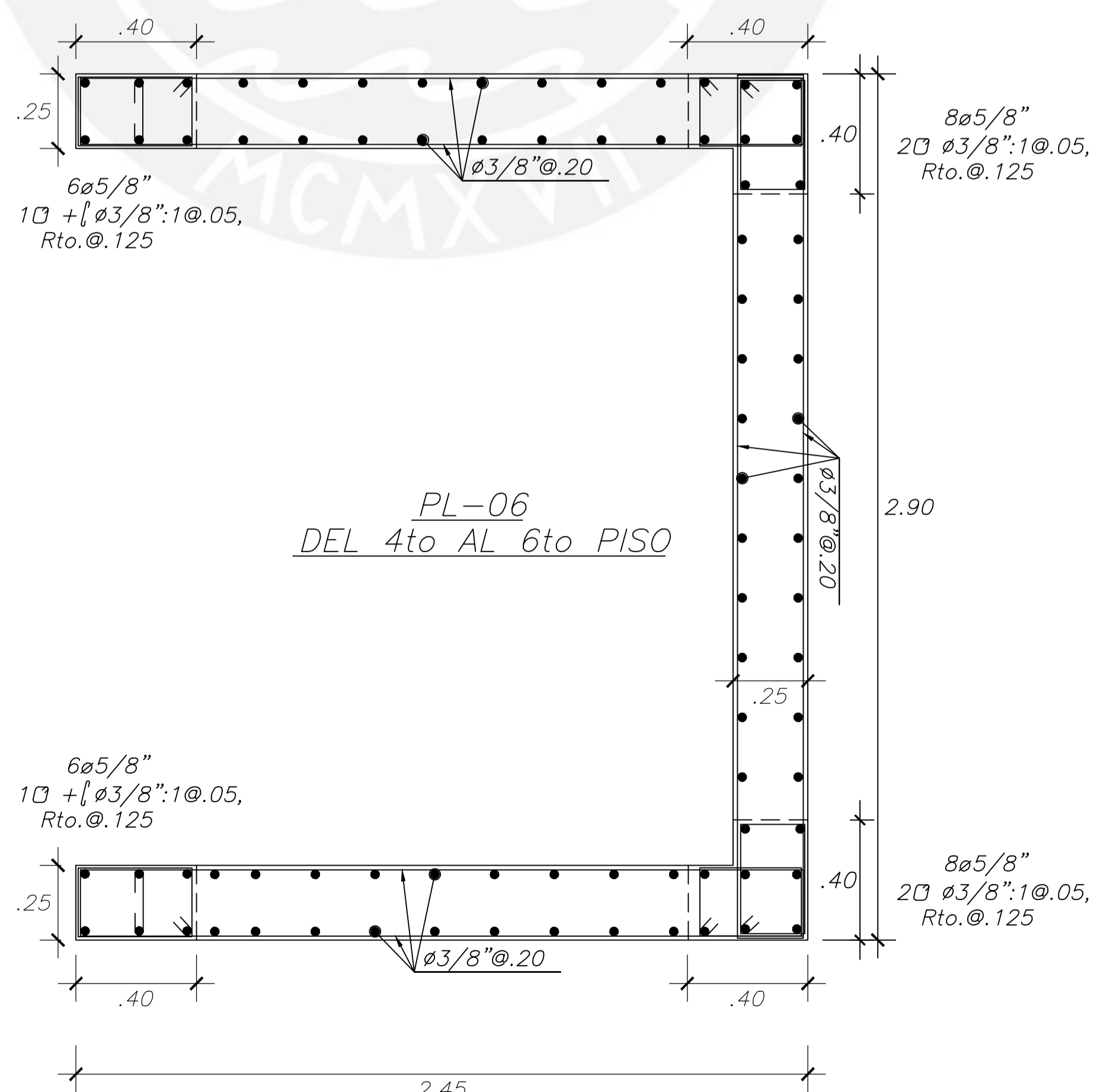
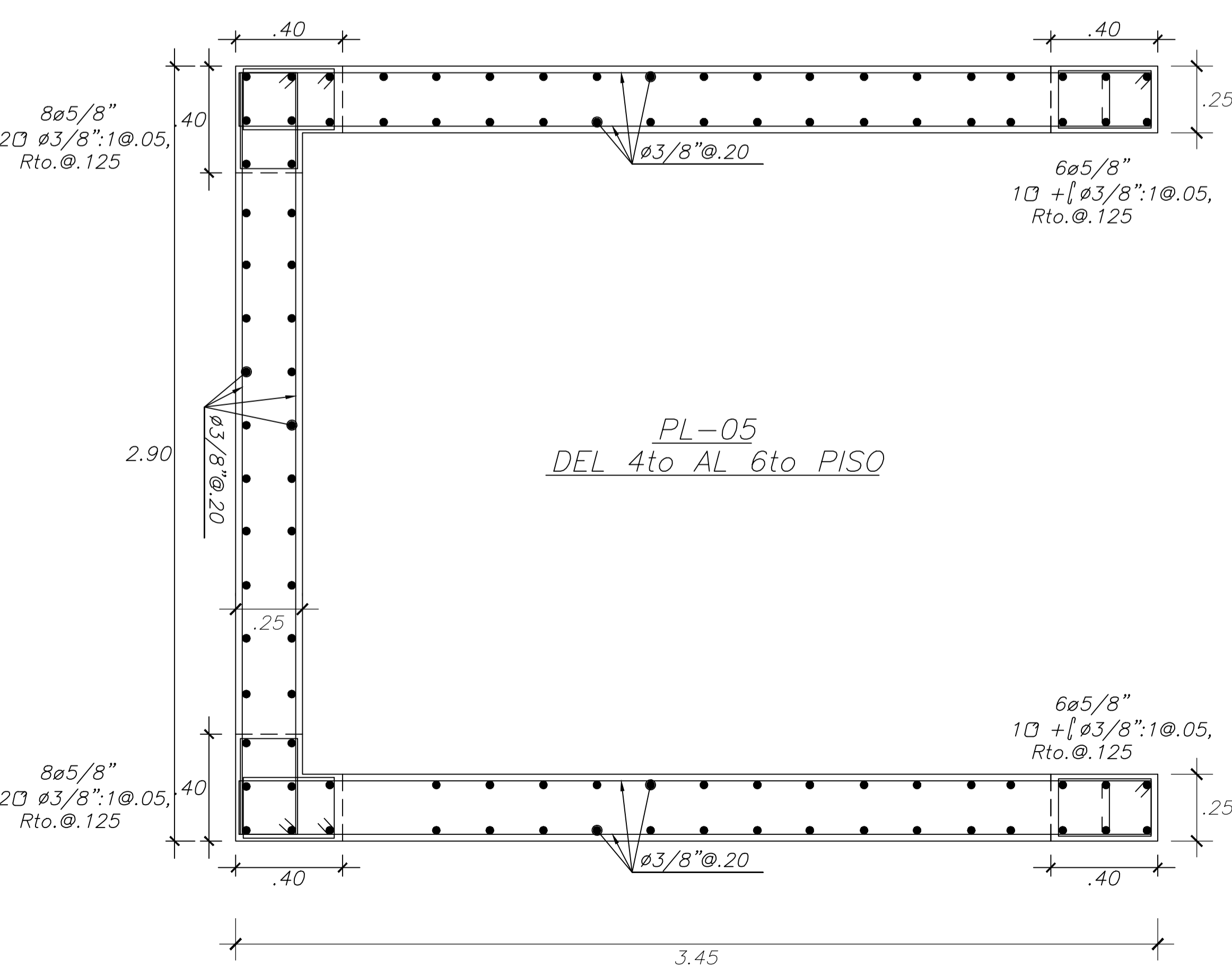
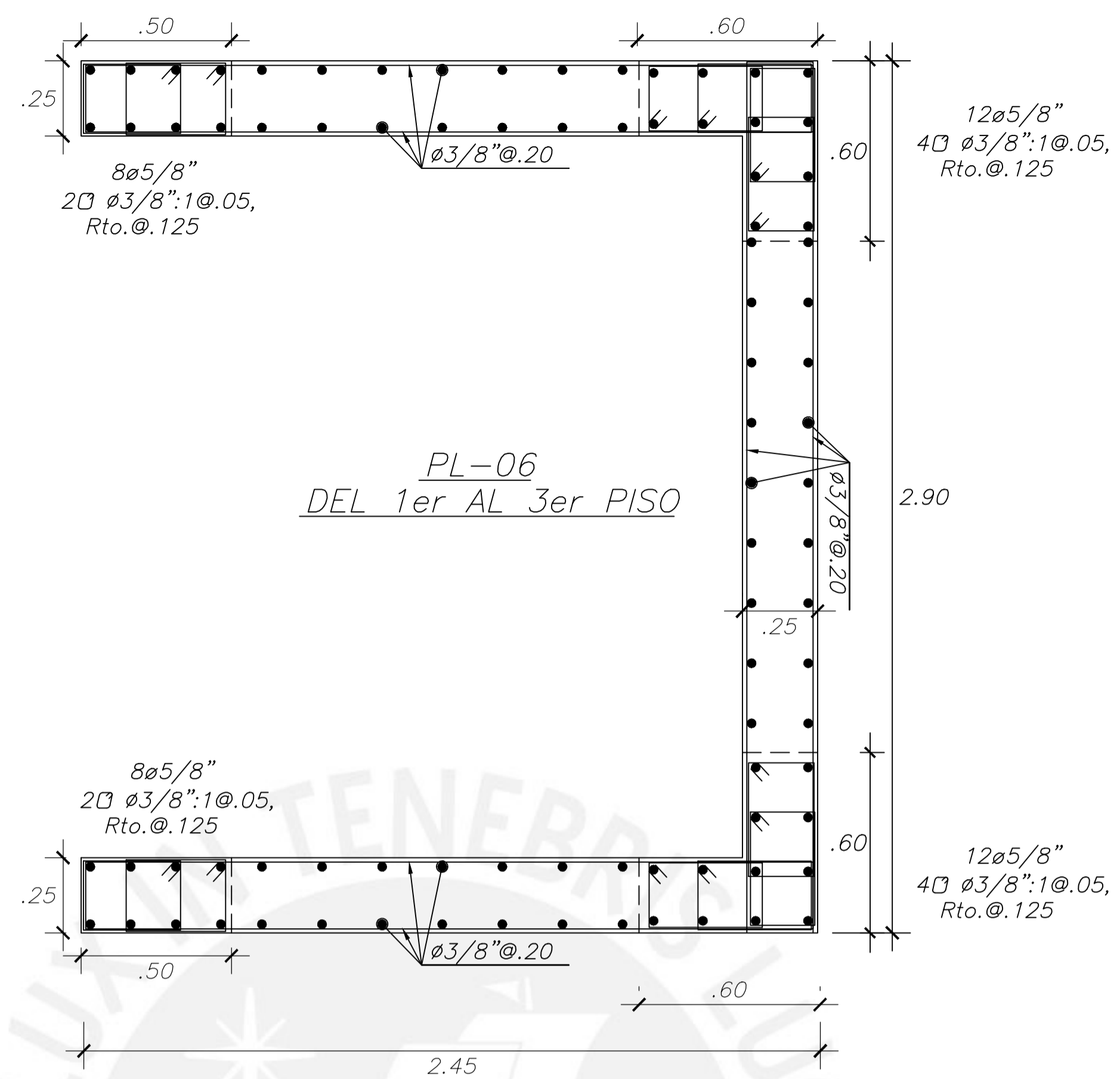
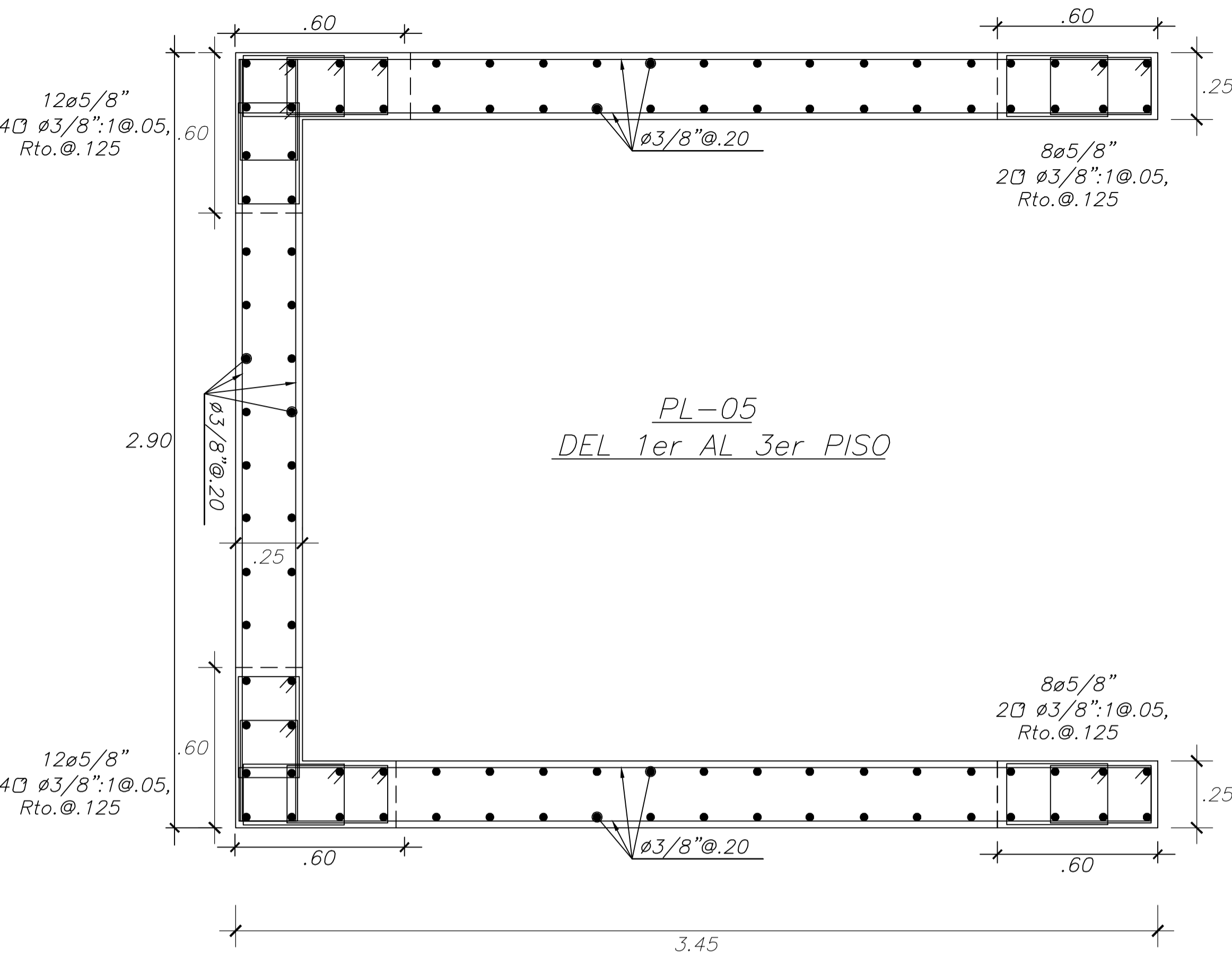
PL-03
DEL 4to AL 5to PISO

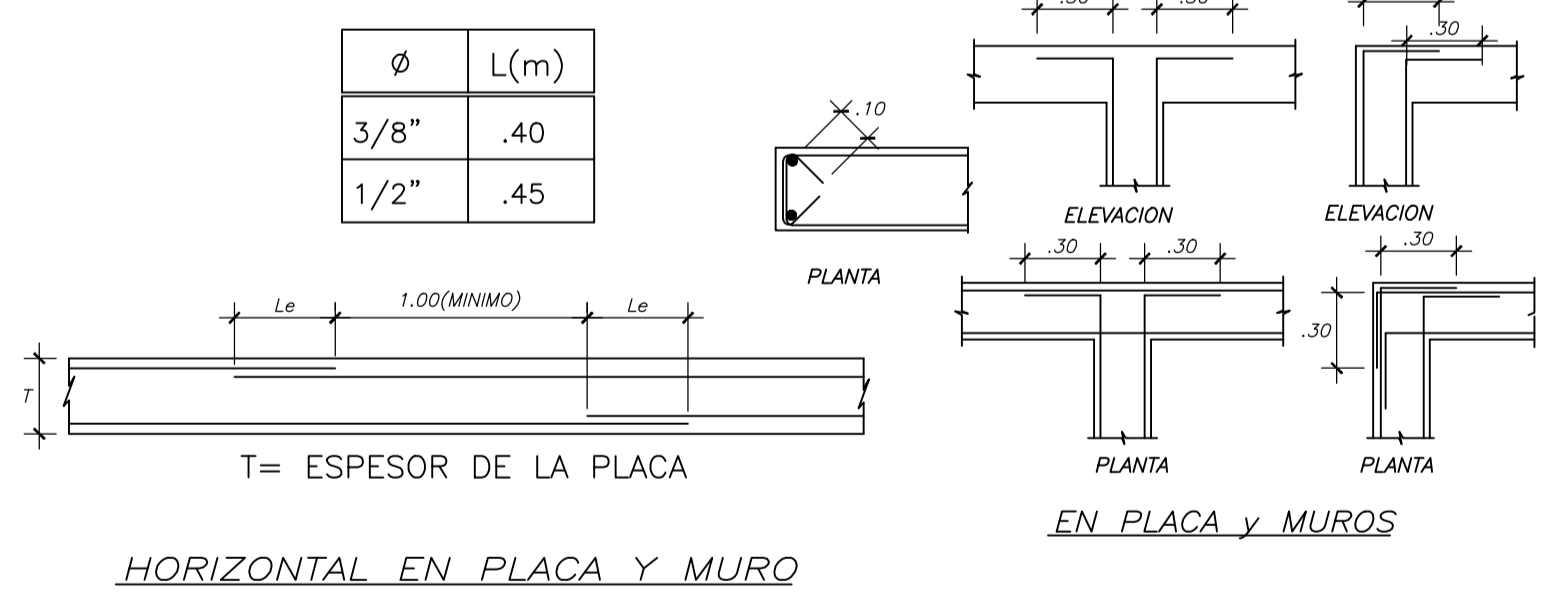
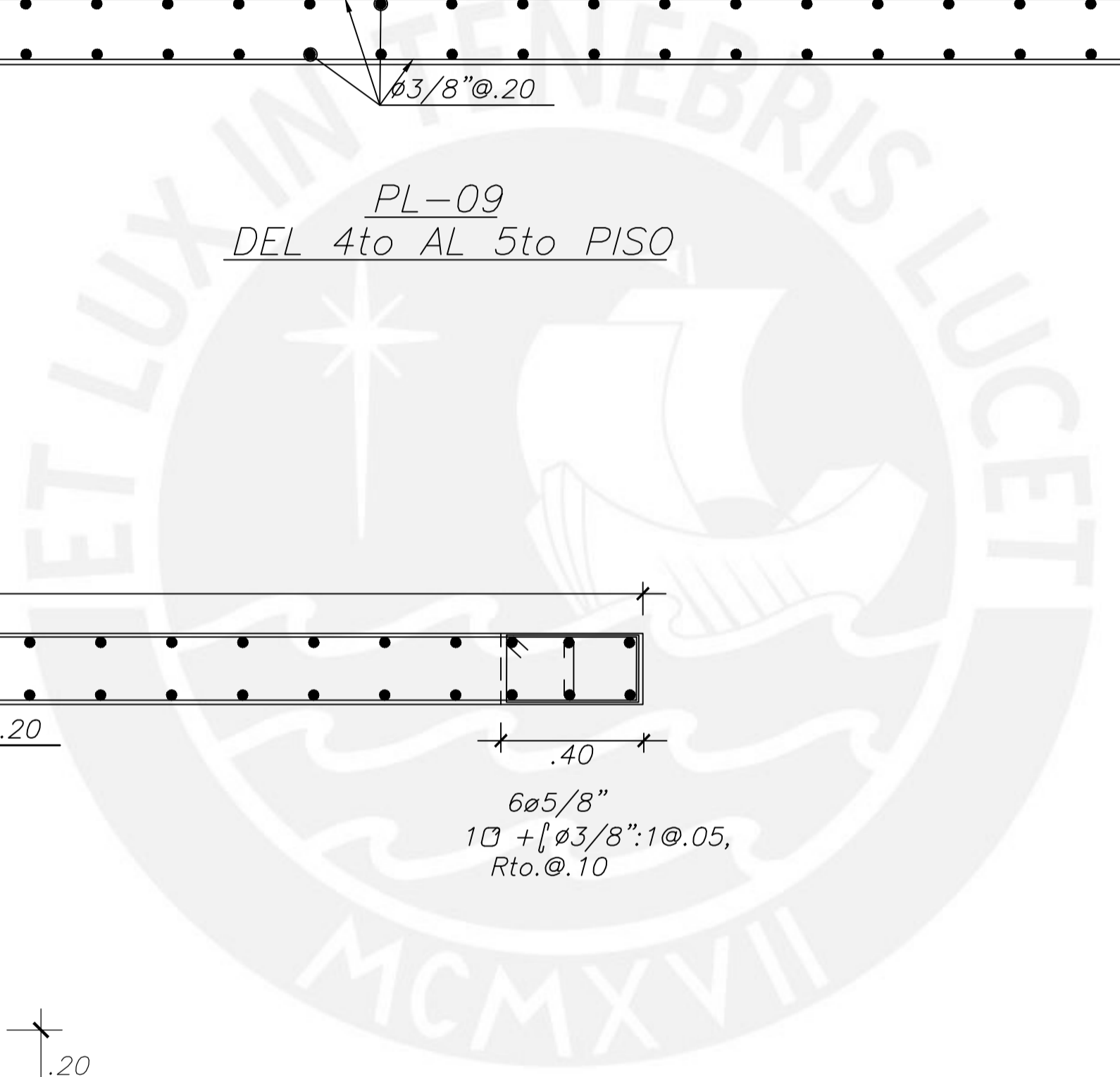
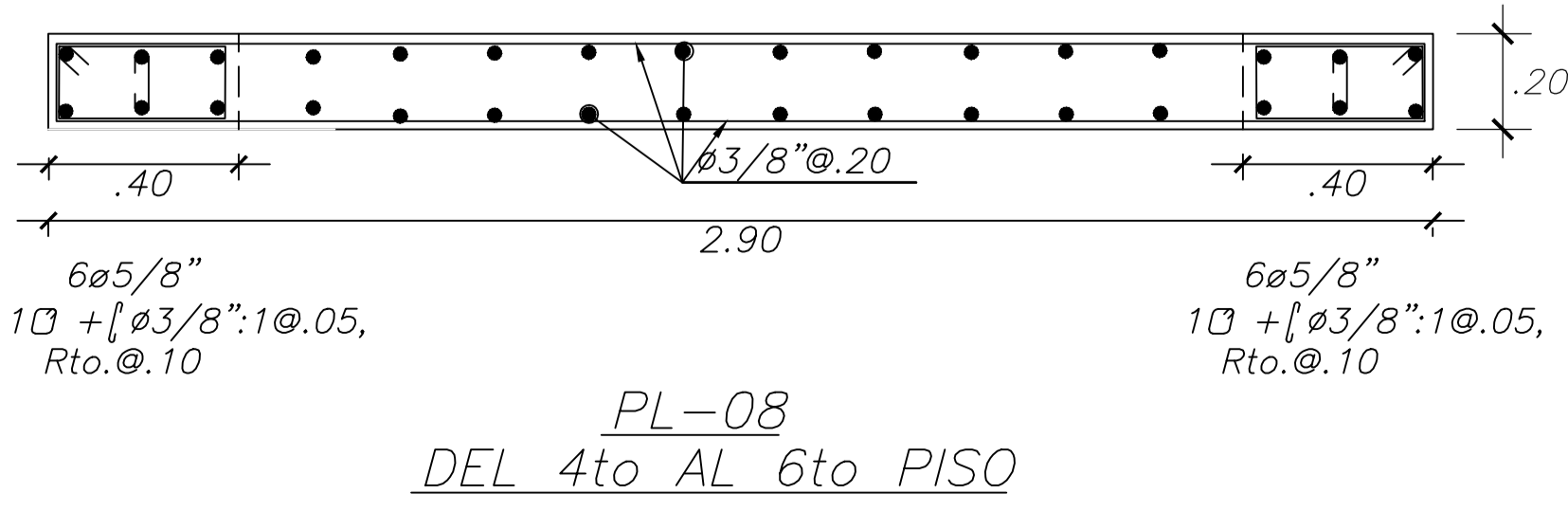
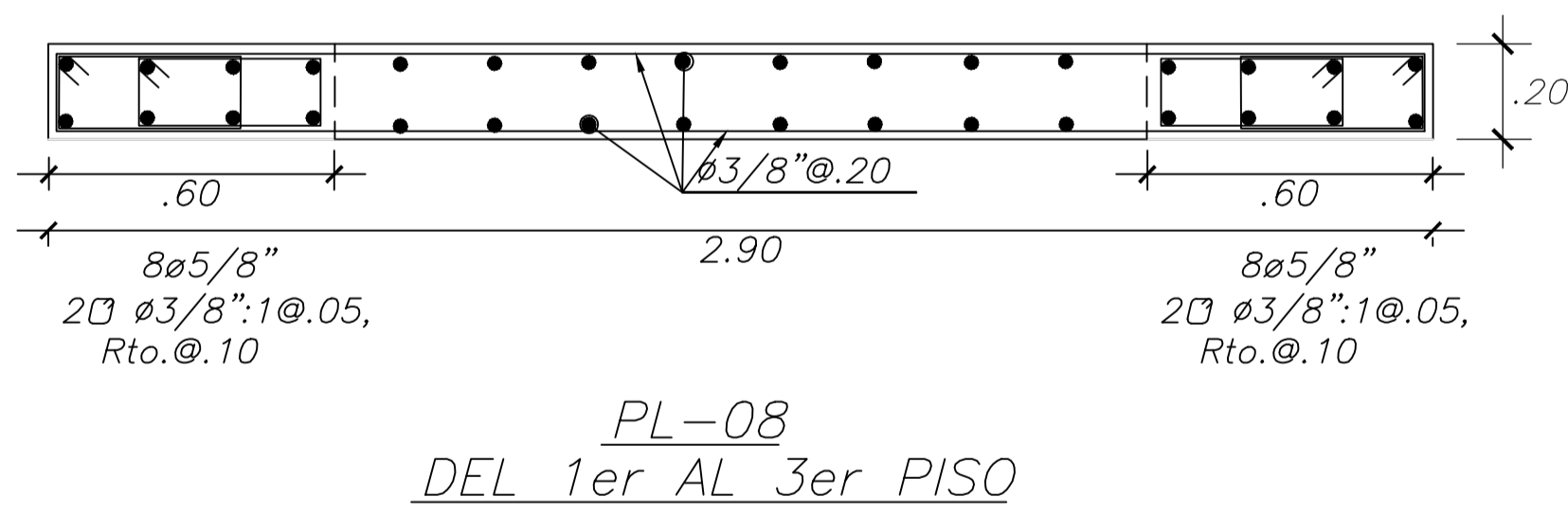
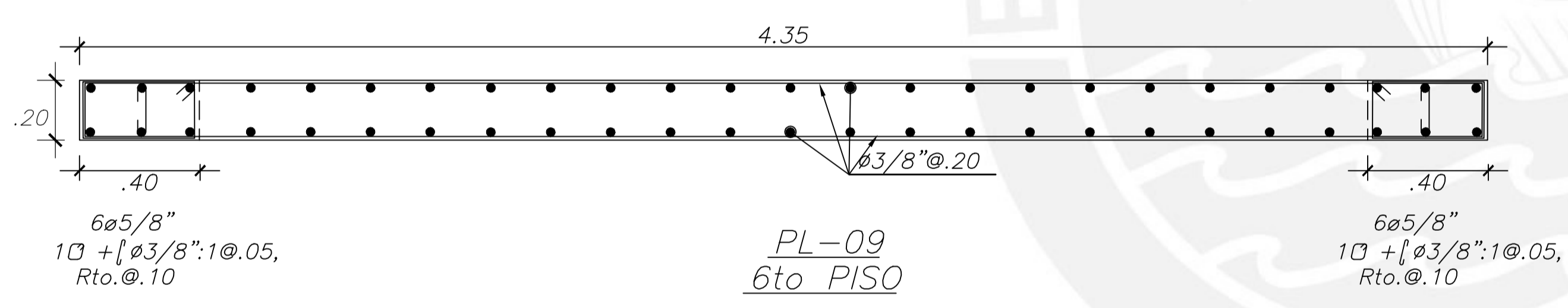
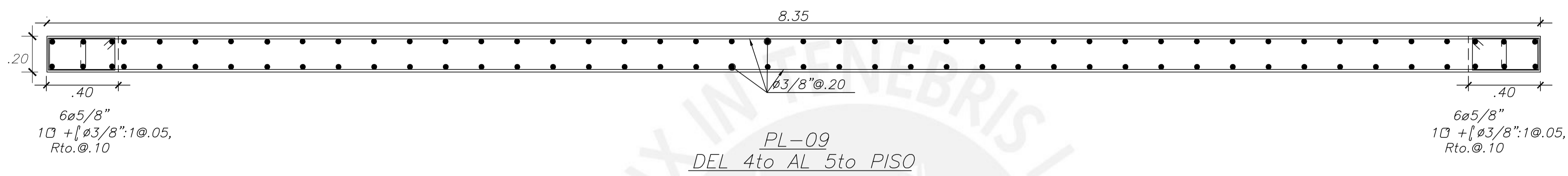
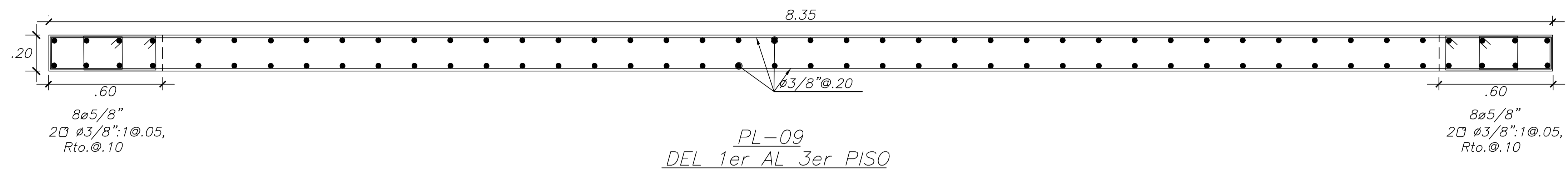


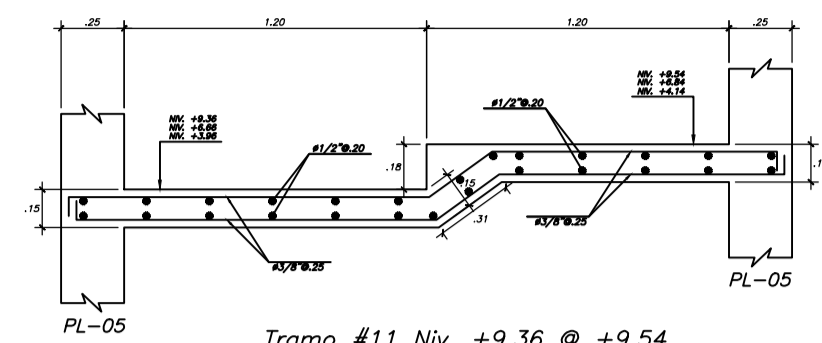
PL-04
DEL 4to AL 6to PISO



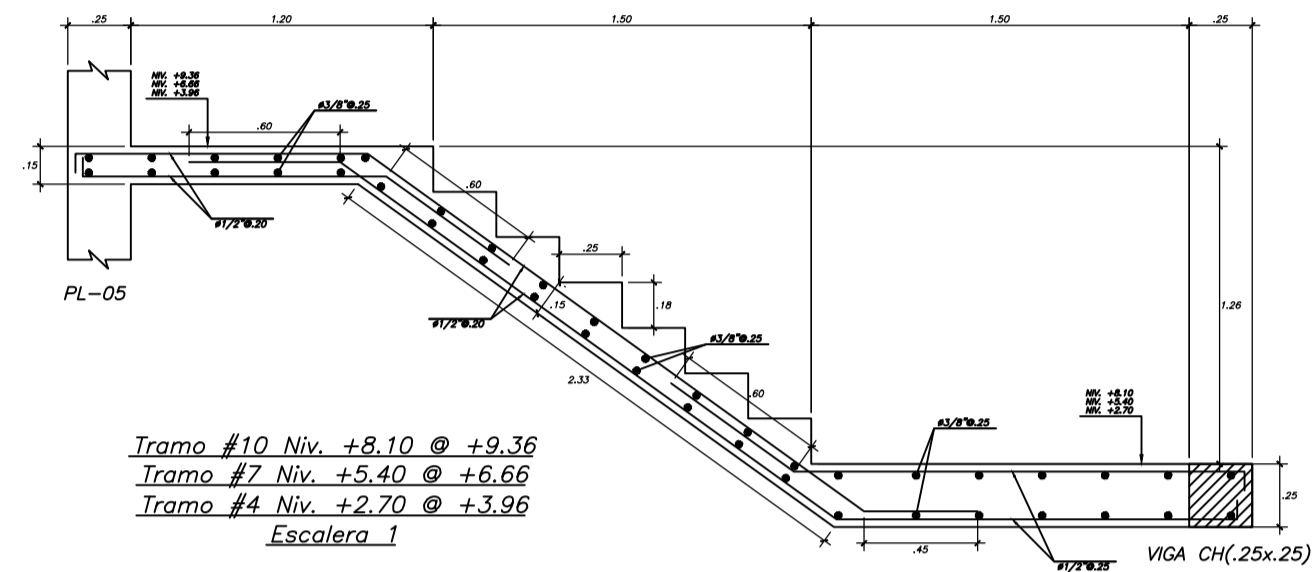
PL-03
6to PISO



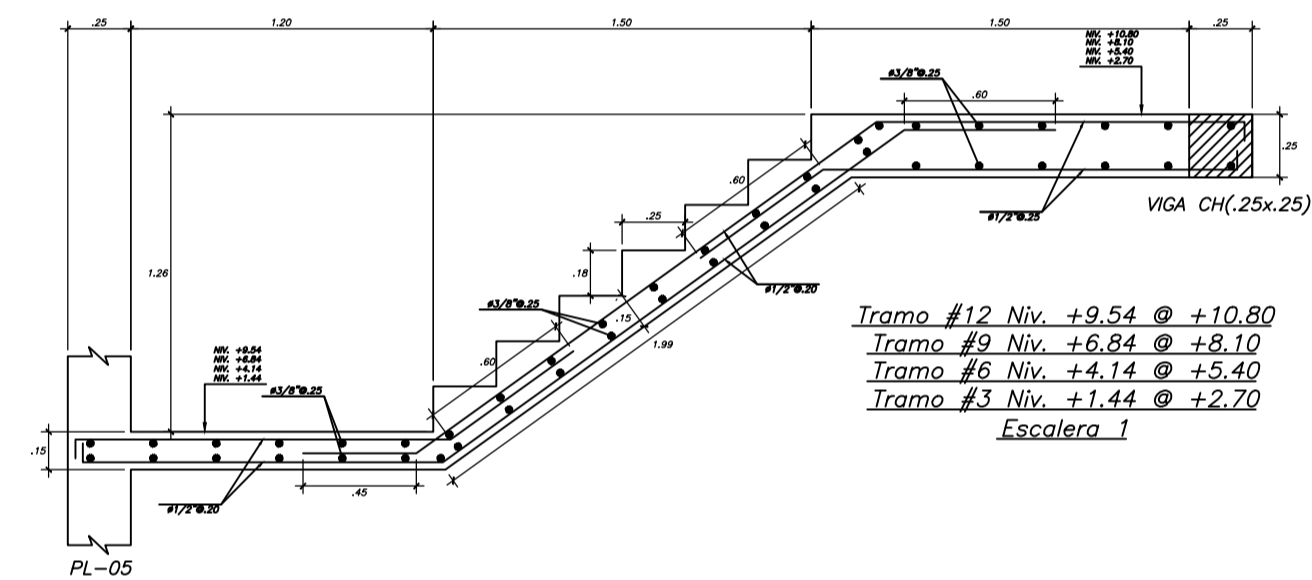




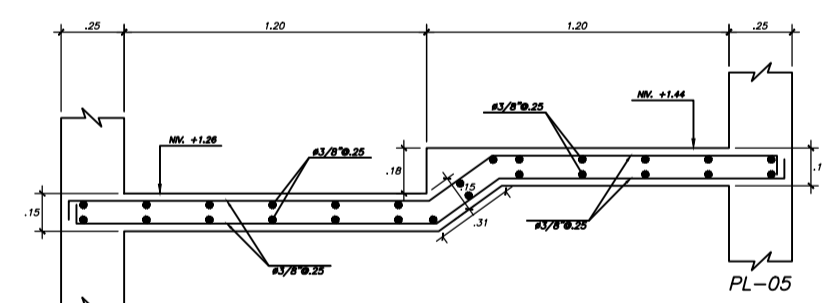
Tramo #11 Niv. +9.36 @ +9.54
 Tramo #8 Niv. +6.66 @ +6.84
 Tramo #5 Niv. +3.96 @ +4.14
 Escalera 1



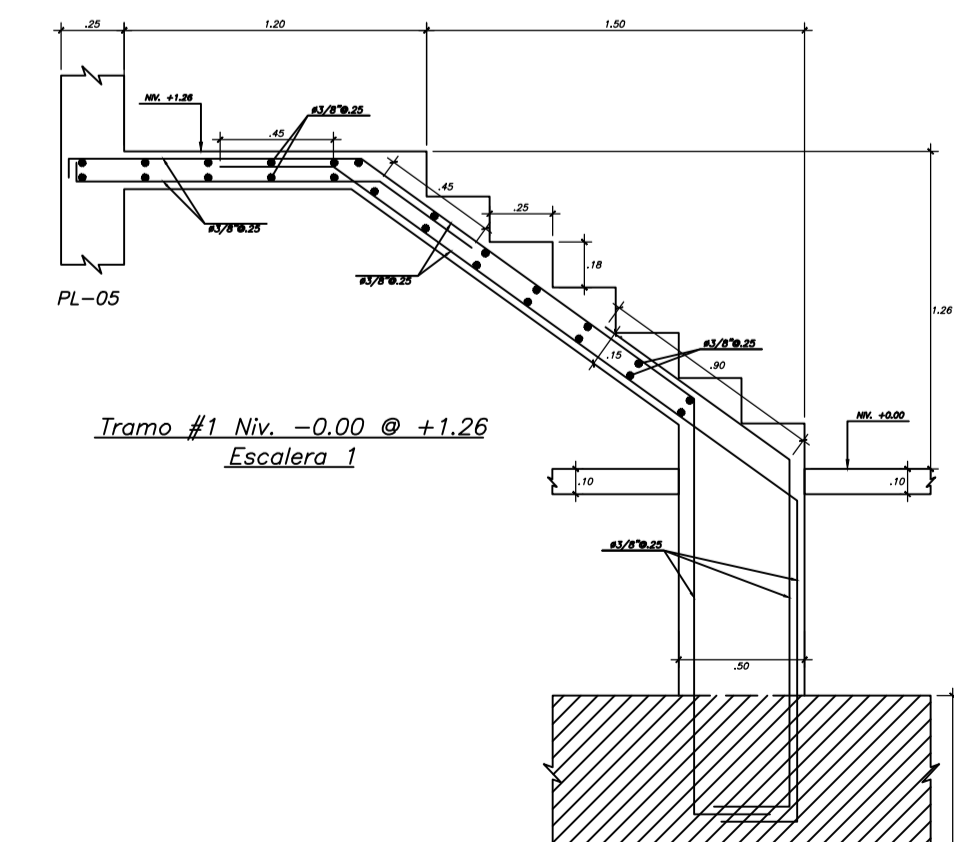
Tramo #10 Niv. +8.10 @ +9.36
 Tramo #7 Niv. +5.40 @ +6.66
 Tramo #4 Niv. +2.70 @ +3.96
 Escalera 1



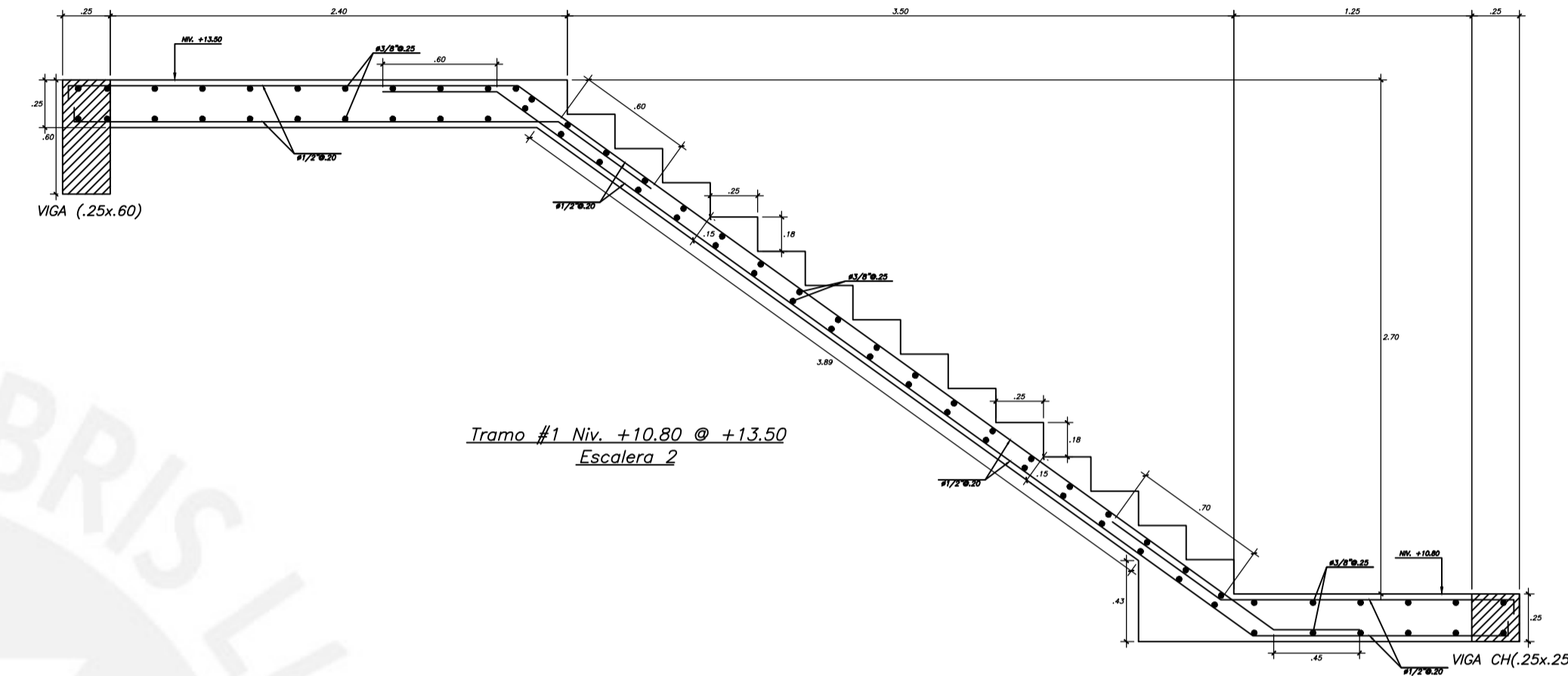
Tramo #12 Niv. +9.54 @ +10.80
 Tramo #9 Niv. +6.84 @ +8.10
 Tramo #6 Niv. +4.14 @ +5.40
 Tramo #3 Niv. +1.44 @ +2.70
 Escalera 1



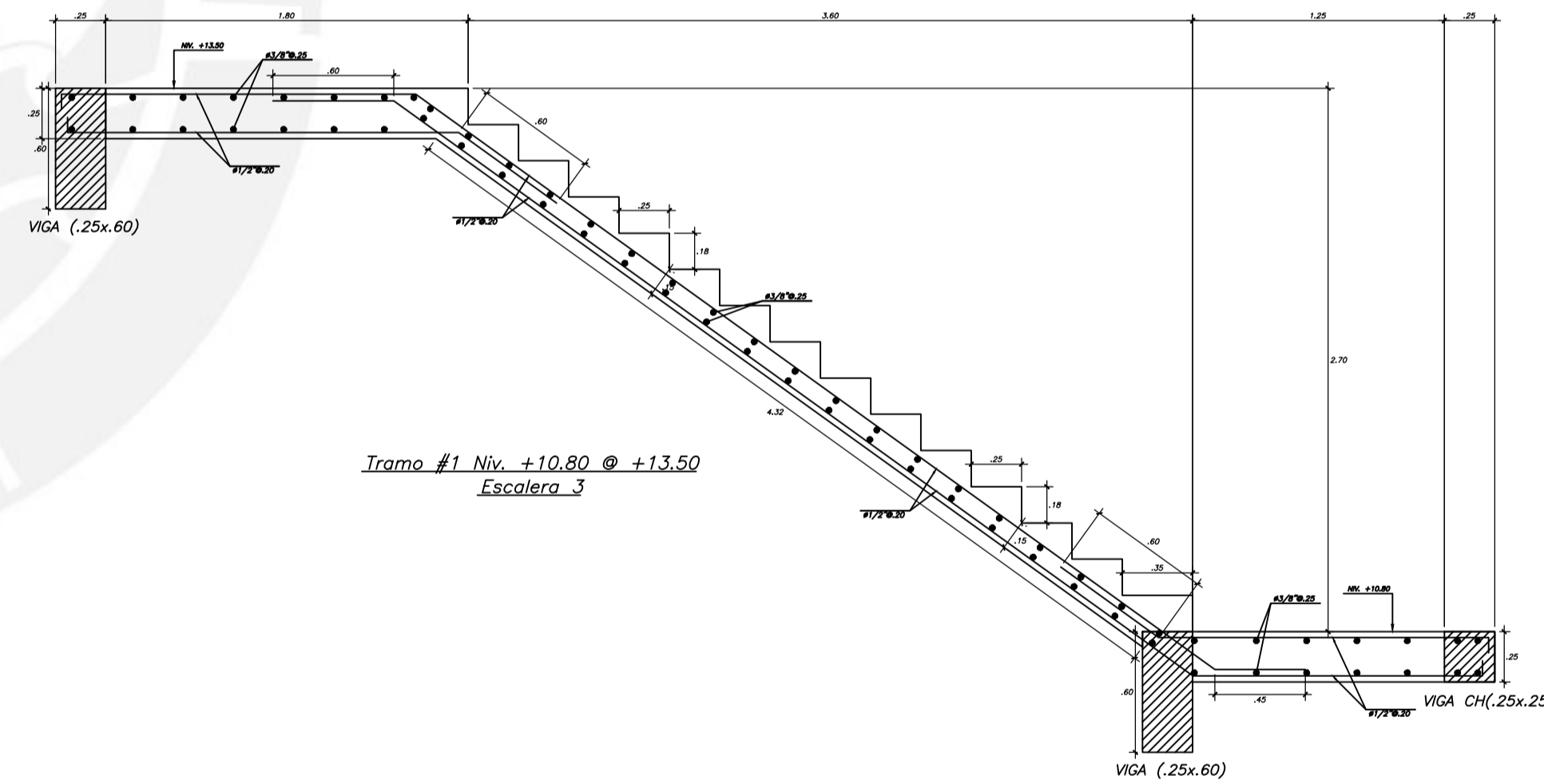
Tramo #2 Niv. +1.26 @ +1.44
 Escalera 1



Tramo #1 Niv. -0.00 @ +1.26
 Escalera 1



Tramo #1 Niv. +10.80 @ +13.50
 Escalera 2



Tramo #1 Niv. +10.80 @ +13.50
 Escalera 3



	Pontificia Universidad Católica del Perú		
	Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Muros de Concreto Armado de 6 Niveles en Lince		
	PLANO: ESCALERAS		
	FECHA:	ESCALA:	DISEÑO:
	FEBRERO-2023	1/30	JOSE COLLANTES / LUIS MORALES

LAMINA:

E-21