

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



**DISEÑO DE UN EDIFICIO UTILIZANDO LA PROPUESTA DE LA
NORMA E.060 - 2019**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL PRESENTADO POR:**

RODRIGO MEJIA CJUNO

ASESOR:

GIAN FRANCO ANTONIO OTTAZZI PASINO

LIMA, SEPTIEMBRE, 2025

Informe de Similitud

Yo, Gian Franco Ottazzi Pasino, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada:

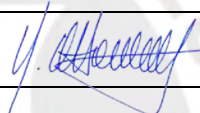
DISEÑO DE UN EDIFICIO UTILIZANDO LA PROPUESTA DE LA NORMA E.060-2019

del autor: **Rodrigo Mejia Cjuno** - Código: 20177005

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 17/09/2025
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: ...Lima 18/09/2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Ottazzi Pasino Gian Franco</u>	
DNI:08249136	Firma 
ORCID: 0000-0003-3107-569X	



RESUMEN

El presente trabajo de Tesis consiste en el desarrollo del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de Lince en Lima-Perú usando la propuesta de la norma E.060 de 2019. El edificio se encuentra proyectado sobre un terreno rectangular de 403 m² de área sobre un suelo con capacidad portante de 4 kg/cm². De manera complementaria, se realizó el metrado de acero y concreto por medio de un modelo tridimensional en Revit.

El sistema estructural utilizado es de muros estructurales, combinados con pórticos de concreto armado. El sistema de techado utilizado está conformado por losas aligeradas y macizas de 25 y 20 cm de espesor respectivamente. El sistema utilizado en la cimentación consta de zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación.

Para realizar los análisis de cargas de gravedad y cargas sísmicas del edificio se elaboró un modelo tridimensional en ETABS con todos los elementos estructurales. Se usó la Norma E.020 para definir las solicitaciones de cargas de gravedad y la Norma E.030 para definir las solicitaciones sísmicas.

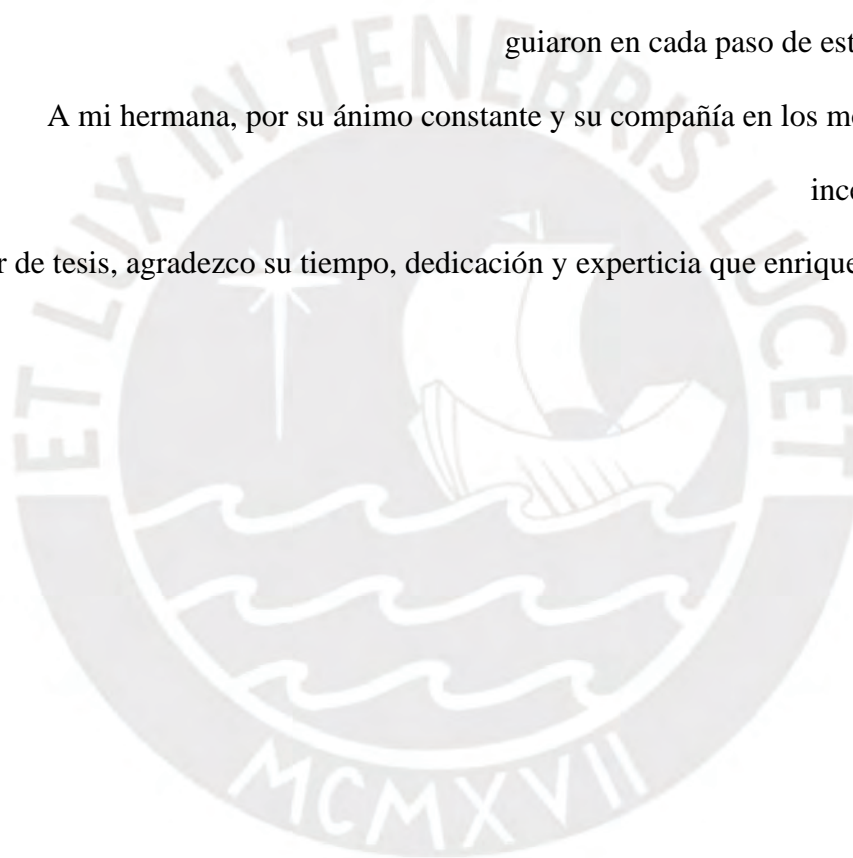
El diseño del edificio se realizó dentro del marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” y la propuesta de la norma E.060 de 2019. Finalmente se elaboró un modelo tridimensional en Revit para la cuantificación del acero y del concreto.

DEDICATORIA

A mis padres, por su apoyo incondicional, su confianza y sus enseñanzas que me guiaron en cada paso de este proyecto.

A mi hermana, por su ánimo constante y su compañía en los momentos de incertidumbre.

Al asesor de tesis, agradezco su tiempo, dedicación y experticia que enriquecieron este trabajo.



INDICE

	Pag.
ÍNDICE DE TABLAS	vi
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación.....	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos Generales	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Hipótesis.....	2
1.4. Descripción del Proyecto	3
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Concreto	5
2.1.1. Propiedades del concreto.....	5
2.2. Método de diseño estructural en concreto armado.....	7
2.2.1. Consideraciones para la estructuración y el predimensionamiento.....	7
2.2.2. Diseño estructural en Concreto Armado	12
2.3. Building Information Modeling (BIM)	14
2.3.1. Definición de BIM	14
2.3.2. Uso de BIM para la cuantificación de acero y concreto.....	14
CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO	
15	
3.1. Predimensionamiento de losas macizas y aligeradas	15
3.2. Predimensionamiento de vigas.....	15
3.3. Predimensionamiento de columnas	16
3.4. Predimensionamiento de muros de corte.....	17
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	19
4.1. Modelo estructural.....	19
4.2. Parámetros para el análisis sísmico.....	21
4.2.1. Factor de Zona (Z).....	22
4.2.2. Factor de Suelo (S).....	22
4.2.3. Factor de Amplificación Sísmica (C).....	22
4.2.4. Factor de Uso (U).....	23
4.2.5. Sistema Estructural.....	23
4.2.6. Irregularidad estructural	24
4.3. Modos de vibración y Periodos fundamentales.....	28
4.4. Análisis Dinámico	29
4.4.1. Cálculo de la cortante estática, mínima y cortante de diseño.....	32

4.5.	Control de Desplazamientos Laterales	34
4.5.1.	Derivas	34
CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO		36
5.1.	Diseño por Flexión	36
5.1.1.	Hipótesis de Diseño.....	36
5.1.2.	Bloque de Compresiones.....	36
5.1.3.	Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo	38
5.2.	Diseño por Cortante	40
5.3.	Diseño por Flexo compresión	42
5.4.	Procedimiento de diseño	43
5.5.	Diseño por Capacidad	44
5.5.1.	Diseño por capacidad en Vigas	44
5.5.2.	Diseño por capacidad en Columnas	45
5.5.3.	Diseño por capacidad en Muros	46
5.6.	Detalles de Refuerzo	46
5.6.1.	Corte de fierro	46
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS		49
6.1.	Diseño de Losas Aligeradas	49
6.1.1.	Diseño por flexión simple	50
6.1.2.	Diseño por fuerza cortante	51
6.1.3.	Control de fisuraciones.....	52
6.1.4.	Control de deflexiones	53
6.2.	Diseño de losa maciza	54
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS.....		55
7.1.	Diseño de la Viga 05	55
7.1.1.	Diseño por flexión.....	55
7.1.2.	Diseño por fuerza cortante	58
7.2.	Diseño de la Viga 08	60
7.2.1.	Diseño por flexión.....	60
7.2.2.	Diseño por fuerza cortante	61
7.3.	Diseño de vigas chatas	62
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS		64
8.1.	Diseño de la columna C1	64
8.1.1.	Diseño por fuerza cortante	67
8.2.	Diseño de la columna C2	69
8.2.1.	Diseño por fuerza cortante de la columna C2	71
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS.....		73

9.1.	Diseño de la placa PL03.....	73
9.1.1.	Cargas de servicio	73
9.1.2.	Diseño por flexo-compresión	74
9.1.3.	Verificación de confinamiento especial	75
9.1.4.	Diseño por fuerza cortante	77
9.2.	Diseño de la placa PL 04.....	78
9.2.1.	Cargas de servicio	78
9.2.2.	Esbeltez y cuantía mínima.....	79
9.2.3.	Diseño por flexo compresión	79
9.2.4.	Diseño por fuerza cortante	82
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES		84
10.1.	Direcciones de análisis	84
10.2.	Diseño de la Zapata Z 04.....	85
10.2.1.	Dimensionamiento	85
10.2.2.	Diseño por fuerza cortante	89
10.2.3.	Diseño por flexión.....	90
10.2.4.	Diseño de la Viga de Cimentación VC 02	91
10.3.	Diseño de la Zapata Z 05.....	93
10.3.1.	Dimensionamiento	93
10.3.2.	Diseño por fuerza cortante	98
10.3.3.	Diseño por flexión.....	99
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS		101
11.1.	Diseño de Escaleras.....	101
11.2.	Diseño de Cisterna	103
CAPÍTULO 12: CUANTIFICACION DE MATERIALES Y MODELADO 3D.....		105
CAPÍTULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....		107
BIBLIOGRAFIA.....		110
ANEXOS.....		111

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALIGERADOS	9
TABLA 2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS	10
TABLA 3. FACTORES DE REDUCCIÓN ESTABLECIDOS EN LA NORMA E.060	13
TABLA 4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	15
TABLA 5. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD PARA PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.	16
TABLA 6: ANÁLISIS DE PANDEO EN COLUMNAS.....	16
TABLA 7. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEFINIDOS EN ETABS.....	19
TABLA 8: ASIGNACIÓN DE CARGA DE PARA LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS	19
TABLA 9: ASIGNACIÓN DE CARGA PARA ESCALERAS Y TABIQUES	20
TABLA 10: RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN ETABS*.....	21
TABLA 11: VALOR DEL COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)	23
TABLA 12. PORCENTAJE DE CORTANTE EN MUROS	23
TABLA 13: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN X.....	25
TABLA 14: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN Y.....	26
TABLA 15. COMPROBACIÓN DE IRREGULARIDADES POR MASA	27
TABLA 16. COMPROBACIÓN DE LA IRREGULARIDAD POR PISO BLANDO PARA LA DIRECCIÓN X.	27
TABLA 17. COMPROBACIÓN DE LA IRREGULARIDAD POR PISO BLANDO PARA LA DIRECCIÓN Y.	28
TABLA 18: MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO CON EXCENTRICIDADES EN X.....	29
TABLA 19: MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO CON EXCENTRICIDADES EN Y.....	29
TABLA 20. MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO SIN EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES.....	30
TABLA 21: MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS PARA EL ANÁLISIS TRASLACIONAL.	31
TABLA 22. COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE EL ANÁLISIS TRASLACIONAL Y EL ANÁLISIS DINÁMICO CON 3GDL POR PISO.....	32
TABLA 23: PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA CORTANTE DE DISEÑO.....	33
TABLA 24: RESUMEN DEL CÁLCULO DE FACTORES OBTENIDOS PARA EL CÁLCULO DE LA CORTANTE DE DISEÑO	33
TABLA 25: DERIVAS MÁXIMAS PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN X.....	34
TABLA 26: DERIVA MÁXIMAS PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN Y.....	34
TABLA 27. CÁLCULO DE ACERO MÁXIMO PARA MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO	50
TABLA 28. CÁLCULO DE ACERO MÍNIMO PARA MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO.....	50
TABLA 29: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SOLICITADOS.....	51
TABLA 30. CONTROL DE FISURACIONES	52
TABLA 31. PARÁMETROS PARA CÁLCULO DE DEFLEXIONES.....	53
TABLA 32. CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES INMEDIATAS Y DIFERIDAS.....	53
TABLA 33: RESUMEN DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGA 05.....	57
TABLA 34. ESPACIAMIENTO EN LA ZONA DE CONFINAMIENTO PARA LA VIGA 05.....	59
TABLA 35. DISEÑO POR CAPACIDAD PARA LA VIGA 05	59
TABLA 36. RESUMEN DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGA 08.....	61
TABLA 37. DISEÑO POR CAPACIDAD DE LA VIGA 08.....	62
TABLA 38. COMPARACIÓN ENTRE EL METRADO MANUAL CON CARGAS OBTENIDAS EN EL ETABS PARA LA COLUMNA C1.....	64
TABLA 39. COMPARACIÓN ENTRE EL METRADO MANUAL CON CARGAS OBTENIDAS EN EL ETABS PARA LA COLUMNA C2.....	64

TABLA 40. CARGAS DE DISEÑO PARA LA COLUMNA C1.....	65
TABLA 41. COMBINACIONES DE CARGA PARA LA COLUMNA C1.	65
TABLA 42. COMBINACIONES DE CARGA CON SISMO AMPLIFICADO A 3 VECES PARA LA COLUMNA C1.	67
TABLA 43. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN X PARA LA COLUMNA C1.	68
TABLA 44. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN Y PARA LA COLUMNA C1.	68
TABLA 45. ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN COLUMNAS.	68
TABLA 46. CARGAS DE DISEÑO PARA LA COLUMNA C2.....	69
TABLA 47. COMBINACIONES DE CARGA PARA LA COLUMNA C2.	69
TABLA 48. COMBINACIONES DE CARGA CON SISMO AMPLIFICADO A 3 VECES PARA LA COLUMNA C2.	71
TABLA 49. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN X PARA LA COLUMNA C2.	72
TABLA 50. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN Y PARA LA COLUMNA C2.	72
TABLA 51. CARGAS DE DISEÑO PARA PL03.	73
TABLA 52. COMBINACIONES DE CARGA PARA LA PLACA PL 03.	73
TABLA 53. DETERMINACIÓN DE LA CUANTÍA MÍNIMA PARA LA PLACA PL03.	74
TABLA 54. CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO C PARA LA PLACA PL03.	77
TABLA 55. VERIFICACIÓN DE CONFINAMIENTO PARA LA PLACA PL 03.....	77
TABLA 56: RESUMEN DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA LA PLACA PL 03.....	77
TABLA 57. RESUMEN DEL CÁLCULO DE LA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA PLACA PL 03.	77
TABLA 58. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DE LA PLACA PL 03.	78
TABLA 59: CARGAS FINALES PARA PL04.....	78
TABLA 60: CARGAS ACTUANTES EN LA PLACA PL 04.....	79
TABLA 61. DETERMINACIÓN DE CUANTÍA MÍNIMA PARA LA PLACA PL04.	79
TABLA 62. VERIFICACIÓN DE CONFINAMIENTO PARA LA PLACA PL04.	82
TABLA 63. CÁLCULO DE LA LONGITUD HORIZONTAL DEL NÚCLEO DE CONFINAMIENTO.....	82
TABLA 64. ESPACIAMIENTO EN LA ZONA CONFINAMIENTO PARA LA PLACA PL04.	82
TABLA 65. RESUMEN DEL CÁLCULO DE LA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA PLACA PL04.	83
TABLA 66. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DE LA PLACA PL04.	83
TABLA 67: CARGAS DE DISEÑO PARA LA ZAPATA 03 Y 04.	85
TABLA 68. FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA ZAPATA Z4.....	86
TABLA 69. VALORES DE K EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO.	87
TABLA 70: COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS PARA CARGAS DE GRAVEDAD X.	87
TABLA 71: COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS PARA CARGAS DE GRAVEDAD EN Y.....	87
TABLA 72: ANÁLISIS CON SISMO EN LA DIRECCIÓN X PARA LA ZAPATA Z 04.....	88
TABLA 73: ANÁLISIS CON SISMO EN LA DIRECCIÓN Y PARA LA ZAPATA Z 04.....	88
TABLA 74: RESUMEN DE ESFUERZOS DE DISEÑO PARA LA ZAPATA Z 04.	88
TABLA 75. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN LA Z 04.....	89
TABLA 76. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO PARA LA ZAPATA Z 04.....	90
TABLA 77. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA Z 04.	91
TABLA 78. CARGAS DE ACTUANTES SOBRE LA ZAPATA Z 05.....	95
TABLA 79. ESFUERZOS EN LA ZAPATA Z 05 PARA SISMO EN X.....	95
TABLA 80. ESFUERZOS EN LA ZAPATA Z 05 PARA SISMO EN Y.....	95
TABLA 81. CARGAS ADICIONALES ACTUANTES SOBRE LA ZAPATA Z 05.	97
TABLA 82. CÁLCULO DEL ESFUERZO RECTANGULAR DISTRIBUIDO SOBRE LA ZAPATA Z 05 PARA SISMO EN Y.....	97
TABLA 83. ESFUERZOS RESULTANTES POR GRAVEDAD PARA LAS DIRECCIONES X Y Y DE LA ZAPATA Z 05.....	98
TABLA 84. RESUMEN DE ESFUERZOS SOBRE LA CIMENTACIÓN.	98
TABLA 85. VERIFICACIÓN POR CORTANTE PARA LA ZAPATA Z 05.	99
TABLA 86. RESUMEN DEL DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA Z 05.....	100

TABLA 87. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD PARA LA ESCALERA 01.....	101
TABLA 88. DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA ESCALERA 01.....	102
TABLA 89. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA CISTERNA.	104
TABLA 90. RESUMEN DEL METRADO DE ACERO Y CONCRETO DE LA ESTRUCTURA.	106
TABLA 91. COMPARACIÓN DE RATIOS DE ACERO DE REFUERZO POR METRO CUBICO DE CONCRETO.	106



INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: PLANO DE PLANTA TÍPICA DE ARQUITECTURA.	4
FIGURA 2. PISO TÍPICO CON ALIGERADO $H = 25$ CM.	18
FIGURA 3. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA EDIFICACIÓN	20
FIGURA 4. UBICACIÓN DEL CENTRO DE MASA PROMEDIO, CENTRO DE RIGIDEZ PROMEDIO Y CENTRO GEOMÉTRICO	21
FIGURA 5. DIMENSIONES EN PLANTA DE LA EDIFICACIÓN	24
FIGURA 6: ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA DIRECCIÓN X Y PARA LA DIRECCIÓN Y	28
FIGURA 7. DEFORMADA PARA EL PRIMER MODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO SIN EXCEN- TRICIDAD ACCIDENTAL.....	30
FIGURA 8. DEFORMADA PARA EL SEGUNDO MODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO SIN EXCEN- TRICIDAD ACCIDENTAL.....	31
FIGURA 9. DEFORMADA PARA EL TERCER MODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO SIN EXCEN- TRICIDAD ACCIDENTAL.....	31
FIGURA 10. CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES PARA LAS DIRECCIONES X Y Y	34
FIGURA 11: BLOQUE DE COMPRESIONES	37
FIGURA 12. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	43
FIGURA 13: CÁLCULO DE LA CORTANTE POR CAPACIDAD EN VIGAS.	44
FIGURA 14: CÁLCULO DE LA CORTANTE POR CAPACIDAD EN COLUMNAS.....	45
FIGURA 15: CONSIDERACIONES PARA EL CORTE DE FIERRO	47
FIGURA 16. PARÁBOLA UNITARIA PARA MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DEL ACI.....	47
FIGURA 17: CORTE APROXIMADO DE ACERO EN VIGAS Y LOSAS PARA CARGAS DE GRAVEDAD. 48	48
FIGURA 18: VISTA EN PLANTA DE LOSA ALIGERADA A DISEÑAR.....	49
FIGURA 19. CARGA MUERTA ACTUANTE SOBRE LA VIGUETA	49
FIGURA 20. CARGA VIVA ACTUANTE SOBRE LA VIGUETA	50
FIGURA 21: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTO EN TON.M DEL ALIGERADO SELECCIONADO.....	50
FIGURA 22. FUERZA CORTANTE EN ALIGERADO	51
FIGURA 23. ARMADURA SELECCIONADA DEL ALIGERADO.	52
FIGURA 24: UBICACIÓN DE LA VIGA 05	55
FIGURA 25: DMF EN (TON.M) PARA CM EN LA VIGA 05 PARA EL MODELO CON COLUMNAS CON ÁREA INCREMENTADAS.	56
FIGURA 26: DMF EN (TON.M) PARA CV EN LA VIGA 05 PARA EL MODELO CON COLUMNAS CON ÁREA INCREMENTADAS.	56
FIGURA 27. DMF EN (TON.M) PARA CS EN LA VIGA 05 PARA EL MODELO SIN ALTERACIONES. 56	56
FIGURA 28. ENVOLVENTE DE DMF PARA LA VIGA 05 CON MOMENTOS A LAS CARAS.....	57
FIGURA 29. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR Y DE RESISTENCIA NOMINAL PARA LA VIGA 05	57
FIGURA 30. ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES PARA LA VIGA 05.	58
FIGURA 31. UBICACIÓN DE LA VIGA 08.	60
FIGURA 32. ENVOLVENTE DE DMF PARA LA VIGA 08 CON MOMENTOS A LAS CARAS.....	60
FIGURA 33. ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTOR Y DE RESISTENCIAS NOMINALES PARA LA VIGA 08	61
FIGURA 34. ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES PARA LA VIGA 08.	61
FIGURA 35: METRADO DE CARGAS Y DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA LA VIGA CHATA VCH-01	63
FIGURA 36. FUERZA CORTANTE VIGA CHATA 1.4CM+1.7CV	63
FIGURA 37. SECCIÓN Y ARMADURA ELEGIDA PARA LA COLUMNA C1 DIMENSIONES EN (M).	65
FIGURA 38. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ALREDEDOR DEL EJE Y PARA LA COLUMNA C1.	66
FIGURA 39. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ALREDEDOR DEL EJE X PARA LA COLUMNA C1.	66
FIGURA 40. ARMADO FINAL DE LA COLUMNA C1.....	69

FIGURA 41. SECCIÓN Y ARMADURA ELEGIDA PARA LA COLUMNA C2 DIMENSIONES EN (M).	70
FIGURA 42. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ALREDEDOR DEL EJE Y PARA LA COLUMNA C2.	70
FIGURA 43. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ALREDEDOR DEL EJE X PARA LA COLUMNA C2.	71
FIGURA 44. ARMADO FINAL DE LA COLUMNA C2.	72
FIGURA 45. ARMADURA SELECCIONADA PARA LA PLACA PL03.	74
FIGURA 46. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA PL03 ALREDEDOR DE Y.	75
FIGURA 47. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA PL03 ALREDEDOR DE X.	75
FIGURA 48: ELEMENTOS CONFINADOS DE BORDE EN MUROS.	76
FIGURA 49. ARMADO DE LA PLACA PL 03.	78
FIGURA 50. ARMADURA SELECCIONADA PARA LA PLACA PL04.	80
FIGURA 51. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LA PLACA PL 04 ALREDEDOR DEL EJE Y.	80
FIGURA 52. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PLACA PL 04 ALREDEDOR DEL EJE X.	81
FIGURA 53. ARMADO FINAL DE LA PLACA PL 04.	83
FIGURA 54. ZAPATAS SELECCIONADAS PARA DISEÑAR.	84
FIGURA 55. USO DE EJES GLOBALES Y NOMENCLATURA PARA EL DISEÑO.	84
FIGURA 56. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y FUERZAS.	85
FIGURA 57. MODELO MATEMÁTICO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN ENTRE LAS COLUMNAS C1 Y C2.	86
FIGURA 58. ÁREA PARA EL CÁLCULO DE VU.	89
FIGURA 59. ÁREA DE CORTE PARA PUNZONAMIENTO EN ZAPATAS.	90
FIGURA 60. CÁLCULO DE MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO.	91
FIGURA 61. DMF PARA LA VIGA DE CIMENTACIÓN VC 02 (TON.M).	92
FIGURA 62. ARMADURA SELECCIONADA PARA LA VIGA DE CIMENTACIÓN VC 02.	92
FIGURA 63. DFC PARA LA VIGA DE CIMENTACIÓN VC 02 (TON).	93
FIGURA 64. ARMADO FINAL DE LA VIGA VC 02.	93
FIGURA 65. MODELO MATEMÁTICO PARA LA ZAPATA Z 05.	94
FIGURA 66. PROPUESTA INICIAL DE DIMENSIONES PARA LA ZAPATA Z 05.	94
FIGURA 67. DIMENSIONES FINALES DE LA ZAPATA Z 05.	95
FIGURA 68. REDISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE ESFUERZOS POR MEYERHOFF.	96
FIGURA 69. SECCIÓN CRÍTICA PARA EL DISEÑO POR CORTANTE.	99
FIGURA 70. DMF PARA LA ESCALERA 01.	101
FIGURA 71. DFC PARA LA ESCALERA 01.	102
FIGURA 72. ARMADURA SELECCIONADA PARA LA ESCALERA 01.	102
FIGURA 73. DIAGRAMAS DE CARGA DISTRIBUIDA, FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR PARA LA CISTERNA.	104
FIGURA 74. ARMADURA SELECCIONADA PARA LA CISTERNA.	104
FIGURA 75. MODELO REVIT.	105

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

El Perú, y en especial la costa peruana, se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, debido al borde de subducción que conforman la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Por otro lado, en los últimos años se ha evidenciado una alta demanda en cuanto a la necesidad de viviendas.

Debido a ello, resulta importante tomar precauciones y cumplir con la normativa durante la etapa de diseño, para obtener un buen desempeño sísmico de las edificaciones, a la vez que estas sean económicamente viables. En ese sentido, el presente trabajo tiene por objetivo cumplir con ambos requerimientos: de diseño y de accesibilidad económica. Así mismo, se tiene como propósito que este trabajo sea una ayuda con pautas claras, que facilite el diseño en concreto armado siguiendo los requerimientos de la propuesta de Norma E.060 de 2019.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Realizar el análisis, diseño y cuantificación de acero y concreto, para un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de Lince-Lima, siguiendo los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y la propuesta de Norma E.060 de 2019.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar una estructuración compatible con la arquitectura y acorde al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Diseñar los elementos estructurales del edificio (vigas, columnas, losas, placas y cimentaciones) según Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y la propuesta de la norma E.060 de 2019.
- Cuantificar el concreto y el acero de la edificación para el diseño propuesto usando un modelo 3D que siga los lineamientos de la Guía Nacional del BIM (Ministerio de Economía y Finanzas, 2023)

1.3. Hipótesis

Es posible realizar el análisis, diseño y cuantificación de acero y concreto, para un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de Lince-Lima, siguiendo los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y la propuesta de la norma E.060 de 2019.

1.4. Descripción del Proyecto

El edificio multifamiliar consta de siete pisos, se encuentra ubicado en el distrito de Lince-Lima sobre un suelo cuya capacidad portante es de 4 kg/cm^2 . La altura de piso a piso es de 2.8 m y cuenta con una altura total de 19.6 m.

La estructura fue diseñada con concreto de resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$) en todos los elementos estructurales. El sistema estructural se conformó por placas y pórticos compuestos de vigas y columnas. Para el sistema de techado, se ha previsto el uso de losas aligeradas y losas macizas. Los tabiques son de albañilería de ladrillo de arcilla hueca cocida.

La Figura 1, muestra el plano de arquitectura del proyecto, en donde que se aprecia una disposición de dos departamentos por piso típico. El departamento del lado izquierdo consta de tres habitaciones, tres baños, una sala, un comedor y un estacionamiento y el departamento del lado derecho consta de un solo dormitorio, una sala, un comedor y un baño.

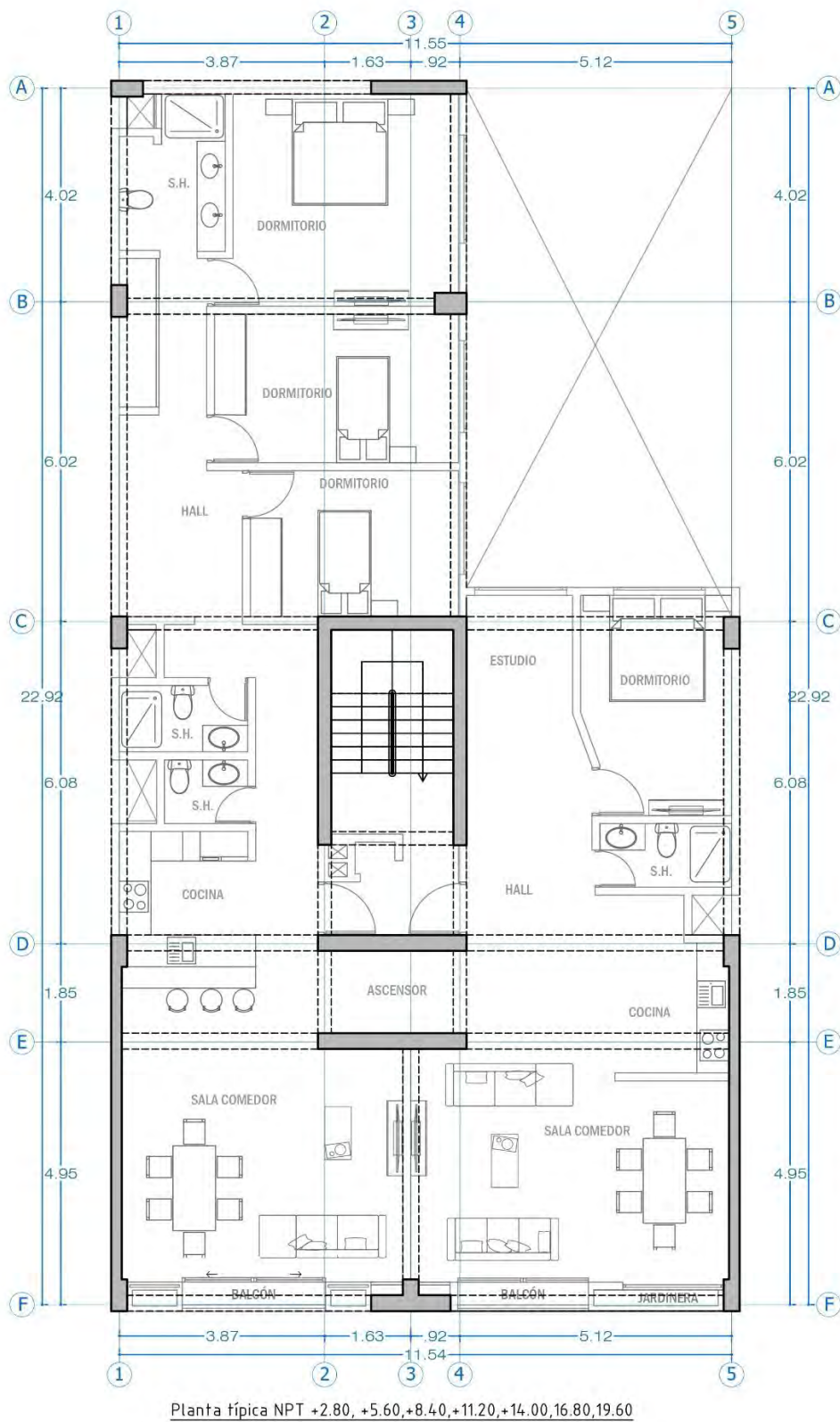


Figura 1: Plano de Planta típica de arquitectura.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

El concreto se destaca como uno de los materiales de construcción más empleados a nivel global, utilizado en la construcción de estructuras como edificios, puentes y presas. En el presente escenario, resulta relevante examinar sus características fundamentales y la metodología de diseño implementada. Además, resulta esencial entender la utilización de las herramientas BIM para la cuantificación de materiales y las ventajas que estas proporcionan, tales como la minimización de incompatibilidades. Es importante destacar que, a partir del año 2030, la metodología BIM se convertirá en un requisito indispensable en la mayoría de los proyectos de construcción.

2.1. Concreto

El concreto armado es el material de construcción más predominante en la mayoría de los países del mundo, debido a la disponibilidad de los elementos con los que se fabrica, como grava, arena, cemento, agua y barras de refuerzo. Además, su predominio se debe también a su economía en comparación con otros materiales, así como a la facilidad con la que el concreto, mientras se encuentra en estado plástico, puede colocarse en encofrados de casi cualquier forma y tamaño. (Ottazzi Pasino, 2011).

2.1.1. Propiedades del concreto

2.1.1.1. Resistencia

La resistencia es una de las características más importantes del concreto endurecido y se clasifica en dos tipos: la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción.

La resistencia a la compresión, denotada como f_c , es la capacidad de soportar esfuerzos de compresión y se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto, determinada experimentalmente mediante ensayos de laboratorio. Por otro lado, la resistencia a la tracción, denotada como f_t , es la capacidad de soportar esfuerzos de tracción. De ella dependen la resistencia al corte del concreto, la adherencia entre el

concreto y el acero y la fisuración por retracción (Ottazzi Pasino, 2011). Asimismo, es importante mencionar que la resistencia a la tracción (f_t) del concreto no varía proporcionalmente con la resistencia a la compresión (f'_c).

2.1.1.2. Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto E_c , se estimó para poder analizar los elementos de concreto y estimar las deformaciones en los elementos para esfuerzos de compresión bajos que no sobrepasen los valores que van desde los $0.4 f'_c$ hasta los $0.5 f'_c$ (Ottazzi Pasino, 2011), es decir, para esfuerzos que no sobrepasen el rango lineal elástico.

El módulo de elasticidad del concreto depende principalmente del módulo de elasticidad de la pasta de cemento y del módulo de elasticidad de los agregados. Por un lado, el módulo de elasticidad de la pasta de cemento influye en el módulo de elasticidad del concreto debido a que para incrementos en la relación w/c (agua-cemento) se tendrán aumentos en la porosidad de la pasta lo que a su vez reducirá el módulo de elasticidad del concreto (E_c). Por otro lado, el módulo de elasticidad de los agregados al tener valores que van desde 1.5 a 5 veces el valor del módulo de la pasta, influirá en el módulo de elasticidad del concreto E_c dependiendo del tipo y cantidad de los agregados presentes en la mezcla (Ottazzi Pasino, 2011).

2.2. Método de diseño estructural en concreto armado

2.2.1. Consideraciones para la estructuración y el predimensionamiento

Según Blanco (1994), la estructuración de una estructura debe ser lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. En ese sentido, los principales criterios para conseguir una estructura sismorresistente son los siguientes:

I. SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

En base a la experiencia, se ha demostrado que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos debido principalmente a dos razones. En primer lugar, la capacidad de predecir el comportamiento de estructuras simples es mayor que la habilidad para predecir estructuras complejas. En segundo lugar, la habilidad para modelar estructuras simples es mucho mayor que la habilidad de modelar estructuras complejas. Debido a ello, se planteó una estructura simple cuyos elementos no presenten geometrías complejas.

II. RESISTENCIA Y DUCTIBILIDAD

Las cargas deben de transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia, por lo que se debe proveer una adecuada trayectoria o trayectorias con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el transporte de cargas. Por otro lado, es importante preparar a la estructura para ingresar a la etapa inelástica sin que llegue a la falla, es decir, dotarla de una adecuada ductilidad. Por ello, en la estructura analizada, se buscó que las losas se apoyen sobre vigas capaces de transferir correctamente las cargas, conectando a la vez estas vigas directamente a columnas o placas, las cuales a su vez conecten con la cimentación. Además, se adoptó el sistema de muros estructurales como sistema sismorresistente, dado que aporta ductilidad a la edificación.

III. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Como parte del diseño sismorresistente, se debe prever que las estructuras posean una disposición hiperestática. De esta forma, se puede obtener una mayor capacidad resistente al permitir la formación de rótulas plásticas, las cuales disiparan de manera más efectiva la energía sísmica y otorgaran a la estructura un mayor grado de seguridad. Debido a ello, el sistema sismorresistente elegido fue de muros estructurales el cual posee un buen grado de hiperestaticidad debido a las uniones entre pórticos y muros.

IV. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se debe asegurar que la estructura sea continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente la rigidez, para de esta manera evitar concentración de esfuerzos. Así, la estructura analizada, posee la mayoría de los elementos estructurales continuos a excepción de las dos palcas laterales que posee una ancho mayor en el primer piso.

V. RIGIDEZ LATERAL

Es necesario proveer a la estructura de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales para que de esta forma pueda resistir a las fuerzas horizontales sin que se tengan deformaciones importantes. Debido a ello, para este trabajo se consideraron muros estructurales de concreto armado para ambas direcciones.

VI. EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD

Debido a que en los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano que permite la idealización de la estructura como una unidad donde las fuerzas aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo con su rigidez lateral, manteniendo una misma deformación para un mismo

nivel, debe verificarse el cumplimiento de esta. Por ello, para la estructura analizada, se propusieron vigas peraltadas y chatas en los perímetros de las losas, para así poder garantizar que las losas de entre piso actúen como diafragmas rígidos. Además, es importante mencionar que la estructura no cuenta con grandes aberturas en los techos, lo que ayuda a garantizar el comportamiento de las losas como diafragmas rígidos.

Del mismo modo, Blanco (1994) en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” establece algunos criterios que se deberán considerar para el predimensionamiento de los elementos de concreto armado los cuales son:

1. Aligerados:

Para aligerados típicos, establecidos en la norma E.020 el peralte de las losas aligeradas se puede dimensionar considerando los criterios establecidos en la Tabla 1.

Tabla 1. Predimensionamiento de Aligerados

H_{aligerado} (cm)	Ln
17	Ln < 4 m
20	4 m < Ln < 5.5 m
25	5 m < Ln < 6.5 m
30	6 m < Ln < 7.5 m

Nota: Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, por Blanco, 1990.

Es importante mencionar que el dimensionamiento anterior es válido solo para aligerados armados en una dirección y que tengan sobrecargas menores a 350 kg/cm² (Blanco, 1994).

Para sobrecargas mayores si será necesario el uso de espesores mayores.

2. Losas Macizas

Las losas macizas, son elementos estructurales que por lo general trabajan en dos direcciones, salvo no se tenga en una dirección bordes formados por vigas o muros.

Pueden ser dimensionadas considerando espesores menores en 5 cm a los peraltes de las losas aligeradas. Para el predimensionamiento de las losas maciza la Tabla 2 muestra espesores sugeridos acordes a la luz.

Tabla 2. Predimensionamiento de Losas Macizas

H_{maciza} (cm)	Ln
13 o 12	Ln < 4 m
15	Ln < 5.5 m
20	Ln < 6.5 m
25	Ln < 7.5 m

Nota: Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, por Blanco, 1990.

Debido a la buena resistencia y rigidez que ofrecen las losas macizas cuando trabajan en dos direcciones, generalmente se las predimensionan con peraltes más reducidos. Las ecuaciones (1) y (2) muestran expresiones utilizadas a la hora de predimensionar losas macizas, siendo el peralte el menor valor calculado de las dos ecuaciones.

$$h = \frac{Ln}{40} \tag{1}$$

$$h = \frac{\text{Perímetro Paño}}{180} \tag{2}$$

Sin embargo, la elección del peralte en las losas macizas también dependerá del aislamiento acústico y reducción a las vibraciones que estas provean.

3. Vigas

Para el predimensionamiento de vigas, se suelen considerar peraltes del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga, dimensión que incluye la altura de la losa del techo. Respecto al ancho de las vigas, es recomendable considerar un mínimo de 25 cm en las vigas que forman parte de elementos sismorresistentes. Así mismo, en la actualidad es muy común considerar vigas con igual peralte en las dos direcciones de la edificación.

4. Columnas

Las columnas son elementos sometidos a cargas axiales y momentos flectores. Por ello, su predimensionamiento se realiza considerando ambos efectos. En ese sentido, el método para predimensionarlas es un proceso iterativo en el que se evalúan diferentes dimensiones con el fin de verificar dos criterios. En primer lugar, el área de la columna

debe satisfacer la relación establecida en la ecuación (3), la cual considera que, bajo condiciones de servicio, la carga axial genera un esfuerzo de compresión equivalente a $0.45f'_c$ en las columnas centrales y a $0.35f'_c$ en aquellas situadas en los bordes o esquinas de la edificación

$$\text{Área}_{requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c \text{ o } 0.35f'_c} \quad (3)$$

En segundo lugar, se debe comprobar que la carga axial última P_u sea menor que la carga crítica por pandeo ϕP_{cr} , reducida por un factor ϕ igual a 0.7, para columnas con estribos. La ecuación (4) muestra la ecuación de Euler, mientras que la ecuación (5) presenta el cálculo del término EI en su forma más conservadora, ya que no considera el aporte del acero y asume que los momentos por carga muerta son iguales a los momentos totales, además de considerar k igual a 1, valor que corresponde a una columna biarticulada. Por su parte, la ecuación (6) muestra la estimación de la carga axial última a partir de la carga axial de servicio.

$$P_{cr} = \pi^2 * \frac{EI_{efectivo}}{(k*ln)^2} \quad (4)$$

$$EI_{efectivo} = \frac{E_c * I_g}{5} \quad (5)$$

$$P_u \approx 1.5 * P_{servicio} \quad (6)$$

5. Placas

Establecer un criterio específico para determinar el espesor de las placas es una tarea complicada, ya que su principal objetivo es absorber las fuerzas sísmicas. A medida que aumenta la cantidad y la relevancia de las placas en la estructura, estas asumen la mayor parte de la fuerza cortante sísmica total, lo que reduce la demanda sobre los pórticos. Por lo general, se recomienda espesores de 15 cm en placas de edificaciones de baja altura.

En construcciones de mayor altura el espesor para las placas suele aumentar a 20, 25 o 30 cm, dependiendo del número de pisos y las cargas sísmicas previstas.

2.2.2. Diseño estructural en Concreto Armado

Debido a la condición del Perú como país con elevado riesgo sísmico, se consideró la filosofía del diseño sismorresistente, la cual tiene como fin evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad (Norma E.030, Diseño Sismorresistente, 2018). En este contexto, resulta indispensable cumplir con los lineamientos establecidos por la Norma E.030, para definir correctamente las solicitaciones sísmicas que interactuarán con la estructura. Asimismo, deben considerarse las cargas de gravedad siguiendo las especificaciones técnicas estipuladas en la Norma E.020 para asegurar un diseño estructural adecuado.

Según Blanco (1994), las estructuras deben contar con una resistencia sísmica adecuada en todas sus direcciones de manera tal que el sistema estructural exista para al menos dos direcciones, ortogonales entre sí, de tal forma que se pueda garantizar la estabilidad de la estructura en su totalidad, así como la de sus elementos.

Por su parte, la propuesta de Norma E.060 (2019) de Concreto Armado establece los requisitos mínimos para el diseño de estructuras de concreto armado a partir de los cuales se obtendrán los refuerzos requeridos para elementos estructurales que conformarán la estructura.

En la actualidad para el diseño en concreto armado se utiliza el enfoque de diseño por resistencia, el cual se basa en diseñar elementos estructurales para obtener, en todas las secciones, resistencias de diseño (ϕR_n) que sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que indica

la propuesta de Norma E.060 de 2019. La Norma E.060 (2019) establece los factores de reducción (ϕ) en el artículo 9.3 los cuales se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Factores de Reducción establecidos en la Norma E.060

Flexión sin carga axial	$\Phi=0.9$
Carga Axial de tracción con o sin flexión	$\Phi=0.9$
Carga Axial y Carga Axial en flexión en elementos con refuerzo en espiral según el art. 10.9.3	$\Phi=0.75$
Carga Axial y Carga Axial en flexión en otros elementos	$\Phi=0.70$
Cortante y torsión	$\Phi=0.85$
Aplastamiento en el concreto	$\Phi=0.70$

Por otro lado, los factores de amplificación de carga se utilizan para incrementar las cargas de servicio. De acuerdo con la propuesta de Norma E.060 de 2019, para las cargas de gravedad y sísmicas, se deben considerar las ecuaciones (7), (8) y (9). La ecuación (7) establece la amplificación para las cargas muertas y vivas, mientras que las ecuaciones (8) y (9) contemplan la combinación de estas con las cargas sísmicas.

- Cargas muertas y vivas

$$CU = 1.4CM + 1.7CV \quad (7)$$

- Cargas de sismo (CS)

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (8)$$

$$CU = 0.9CM \pm CS \quad (9)$$

Además de ello, la Norma E.060 (2019) permite estimar valores como el de módulo de rotura (f_r) y el módulo de elasticidad E_c en función de la resistencia a compresión (f'_c) como se aprecia en las ecuaciones (10) y (11) respectivamente.

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \text{ Norma E.060 (2019) Art 9.6.2.3} \quad (10)$$

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \text{ Norma E.060 (2019) art 8.5.2} \quad (11)$$

2.3. Building Information Modeling (BIM)

2.3.1. Definición de BIM

Según la definición de Eastman (2018) se define el Building Information Modelin (BIM) como una tecnología de modelo de procesos asociado a la creación, uso y análisis de procesos virtuales que se caracterizan por:

- Los componentes del proyecto se representan de manera digital con sus respectivos atributos (metada) y reglas que permiten su modificación.
- La información es consistente, dado que cualquier cambio en una componente se representa en todas las vistas del proyecto.
- La información entre los diferentes sistemas que conforman la edificación es coordinada.

2.3.2. Uso de BIM para la cuantificación de acero y concreto

La Guía Nacional BIM, en el Uso 8 “Estimación de cantidades y costos”, plantea que el modelo de información debe permitir extraer automáticamente las cantidades de componentes y materiales para realizar estimaciones de costos precisas en las etapas tempranas del ciclo de inversión. Además, para dicho uso, se exige alcanzar al menos un Nivel de Desarrollo (LOD) 300, lo que implica que la geometría y las propiedades materiales de vigas, columnas y losas estén completamente definidas.

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

3.1. Predimensionamiento de losas macizas y aligeradas

Para el predimensionamiento de las losas, se siguieron las recomendaciones de Blanco (1994) desarrolladas en el Marco Teórico de esta tesis. Se calcularon los peraltes requeridos de cada paño según los criterios de la Tabla 1 y se seleccionó al mayor peralte como el definitivo para todas las losas aligeradas como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Predimensionamiento de losas Aligeradas

Paño	Ln (m)	h (m)	h escogido (m)
1	3.85	0.17	0.25
2	5.7	0.25	
3	4.85	0.20	
4	3.6	0.17	
5	4.64	0.20	

Del mismo modo, para el predimensionamiento de losas macizas, se siguieron los criterios de la Tabla 2, al tener solo una losa maciza en cada piso típico de la edificación se optó por considerar una Losa Maciza con un peralte de 0.2m. Cabe mencionar que peraltes menores a 0.2 m también cumplían con los criterios que establece la Tabla 2, sin embargo, se optó por un peralte de 0.2 m para tener un valor cercano al de la losa aligerada.

3.2. Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de vigas se consideró al peralte como $L_n/10$ o $L_n/12$, siendo L_n la longitud de luz libre de las vigas. Además de ello, se siguieron los lineamientos que establece la Norma E.060 (2019) como se detalla en el Marco Teórico. Aplicando los criterios antes mencionados se llegó a la conclusión que se utilizarán vigas de 25 X 60 cm y 30 X 60 cm para los pórticos que recibirán carga sísmica. Por otro lado, para las

vigas que conectan las placas de la caja de escaleras con las placas con la caja de asesores se optó por vigas de 20X60 cm.

3.3. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas, se calculó el área tributaria de cada una y, para una carga de servicio de 1 ton/m², se determinó la carga axial en servicio. Con estos valores, y utilizando la ecuación (3), se calculó el área requerida para cada columna. La Tabla 5 presenta el resumen del procedimiento aplicado para las diferentes columnas.

Tabla 5. Análisis por cargas de gravedad para predimensionamiento de columnas.

Columna	f _c (kg/cm ²)	Área Tributaria	Pservicio. (ton/m ²)	Tipo	Factor	Número de Pisos	Peso total servicio (ton)	Área requerida (cm ²)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Peralte escogido (cm)	Ancho/Peralte	Comentario
C1	210	5.55	1	Esquinera	0.35	7	39	528	25	21	60	0.42	OK
C2	210	16.32	1	Normal	0.45	7	114	1209	30	40	60	0.5	OK
C3	210	17.70	1	Normal	0.45	7	124	1311	30	44	60	0.5	OK
C4	210	12.68	1	Normal	0.45	7	89	939	30	31	60	0.5	OK
C5	210	10.13	1	Normal	0.45	7	71	750	30	25	60	0.5	OK
C6	210	15.83	1	Normal	0.45	7	111	1173	30	39	60	0.5	OK

Posteriormente, se calculó el módulo de elasticidad del concreto E_c utilizando la ecuación (11), lo que permitió determinar el EI_{efectivo} a través de la ecuación (5). Con este valor, se procedió a obtener la carga axial crítica reducida utilizando la ecuación (4). Paralelamente, la carga axial última fue estimada mediante la ecuación (6). La tabla 6 presenta los resultados de este análisis para todas las columnas, demostrando que todas cumplen con el requisito Pu < φP_{cr}.

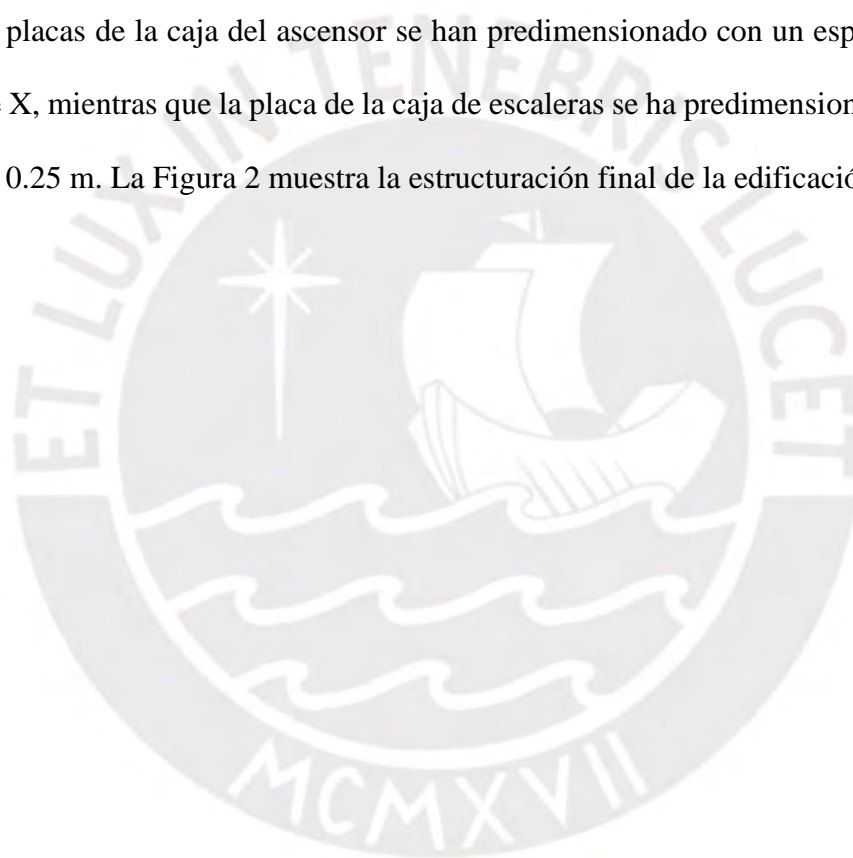
Tabla 6: Análisis de Pandeo en Columnas

Columna	f _c (kg/cm ²)	E _c (ton/m ²)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	I efectiva (m ⁴)	k	Altura Libre (m)	P _{cr} (ton)	φP _{cr}	P _u	φP _{cr} /P _u	¿CUMPLE?
C1	210	217400	25	60	0.000156	1	2.2	692	485	58	8.32	SI
C2	210	217400	30	60	0.000270	1	2.2	1196	838	171	4.89	SI
C3	210	217400	30	60	0.000270	1	2.2	1196	838	186	4.51	SI
C4	210	217400	30	70	0.000315	1	2.2	1396	977	133	7.34	SI
C5	210	217400	30	60	0.000270	1	2.2	1196	838	106	7.88	SI
C6	210	217400	30	60	0.000270	1	2.2	1196	838	166	5.04	SI

Finalmente, las secciones seleccionadas fueron de 30X60 cm, y 40X60 cm. Es importante mencionar también que las columnas adyacentes a las placas laterales se predimensionaron como columnas 30X60 cm.

3.4. Predimensionamiento de muros de corte

Para el predimensionamiento de los muros de corte, siguiendo lo establecido en el marco teórico, se ha asignado un espesor de 0.25 m a la placa del fondo del edificio en el eje X. Por otro lado, las placas laterales se han predimensionado con un espesor de 0.2 m en el eje Y. Las placas de la caja del ascensor se han predimensionado con un espesor de 0.3 m en el eje X, mientras que la placa de la caja de escaleras se ha predimensionado con un espesor de 0.25 m. La Figura 2 muestra la estructuración final de la edificación.



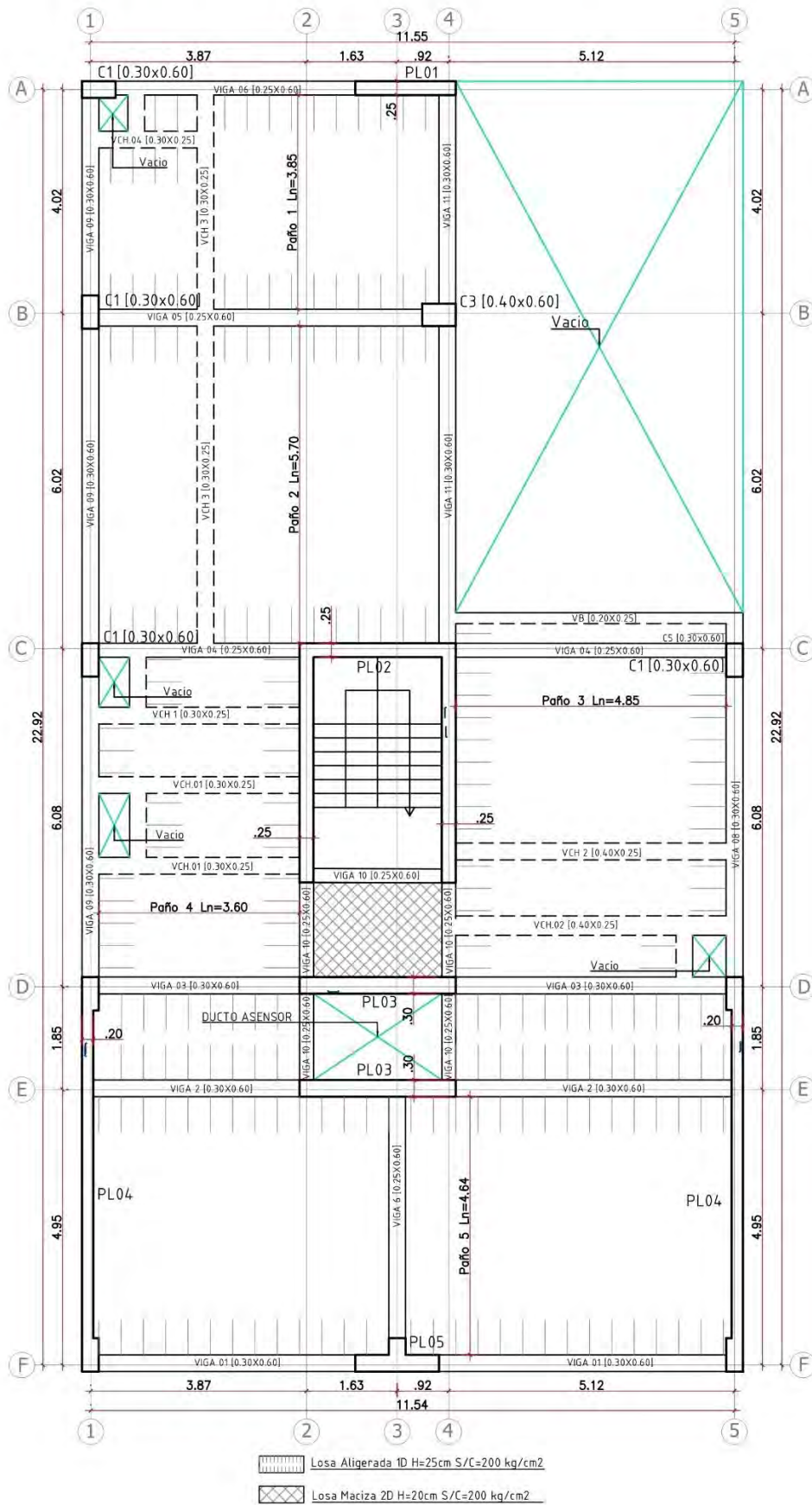


Figura 2. Piso típico con aligerado h = 25 cm.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico tiene como objetivo verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Dado que se requiere considerar tanto la rigidez como la masa del edificio, se usó un modelo tridimensional en el que se consideraron las masas concentradas de cada piso en cada diafragma rígido, considerando la combinación CM + 0.25CV establecida en la norma E.030 para edificaciones del tipo C como son los edificios multifamiliares.

4.1. Modelo estructural

Para el modelo estructural se utilizó el software ETABS 20, en donde se modeló la edificación considerando para los materiales las características mostradas en la Tabla 7. Es importante mencionar que el módulo de elasticidad del concreto E_c se calculó mediante la ecuación (11).

Tabla 7. Propiedades de los materiales definidos en Etabs.

Elementos Estructurales	
f'_c	210 kg/cm ²
E	217400 kg/cm ²

Por su parte, la Tabla 8 y Tabla 9 muestran las consideraciones que se tuvieron para la asignación de cargas por gravedad a los diferentes elementos del modelo estructural.

Tabla 8: Asignación de carga de para losas aligeradas y losas macizas

Losas Aligeradas		
H	25	cm
W _{pp}	350	kg/m ²
Losas Macizas		
H	20	cm
W _{pp}	480	kg/m ²
Piso Terminado		
Espesor	5	cm
W _{pt}	100	kg/m ²

Tabla 9: Asignación de Carga para Escaleras y Tabiques

Escaleras		
Ln	3.86	m
Espesor	15	cm
Espesor efectivo	22	cm
W_{escalera}	528	kg/m ²
Tabiques Macizos		
e	0.15	m
H_{tabique}	2.2	m
Peso	1800	kg/m ³
W_{tabique}	594	kg/m

La Figura 3 muestra el edificio modelado con la asignación de cargas de gravedad correspondientes.

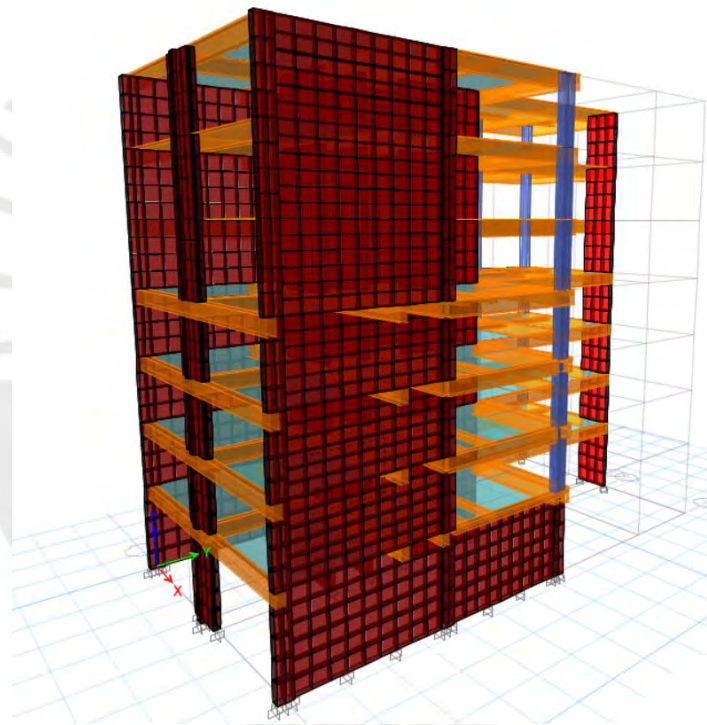


Figura 3. Modelo Tridimensional de la edificación

La Tabla 10 resume los resultados obtenidos en ETABS y el cálculo del peso por unidad área de las plantas del edificio los cuales varían desde 1.04 hasta 1.05, a excepción del techo del edificio que muestra un menor valor debido a que posee una menor carga. Los valores obtenidos se pueden considerar típicos debido a que son cercanos a 1 ton/m².

De manera complementaria, la Figura 4 muestra al centro de masa promedio (CM), centro de rigidez promedio (CR) y al centro de geométrico (CG). Se observa que el centro de masa promedio (CM) se ubica muy próximo al centro geométrico (CG), esto debido a que la mayor parte de los techos se encuentran conformados por losas aligeradas con similar masa distribuida. Por su parte, los centros de rigidez presentan excentricidades tanto en X como en Y con respecto a su centro de masa como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10: Resultados del análisis en ETABS*

Techo	Masa (ton s ² /m)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Excentricidad X (cm)**	Excentricidad Y (cm)**	Peso (ton/m ²)
Techo 7	15.20	5.1	9.9	5.3	10.6	25	76	0.66
Techo 6	24.00	5.0	10.3	5.3	10.6	34	30	1.04
Techo 5	24.00	5.0	10.3	5.4	10.6	36	29	1.04
Techo 4	24.00	5.0	10.3	5.4	10.5	38	22	1.04
Techo 3	24.00	5.0	10.3	5.4	10.4	44	9	1.04
Techo 2	24.00	5.0	10.3	5.5	10.0	49	29	1.04
Techo 1	24.55	4.9	10.3	5.5	9.2	58	104	1.05
Promedio	22.82	5.01	10.23	5.41	10.28			

(*) Valores medidos desde la esquina inferior del edificio.

(**) Las excentricidades se calcularon como la diferencia en valor absoluto del centro de rigidez y el centro de masa.

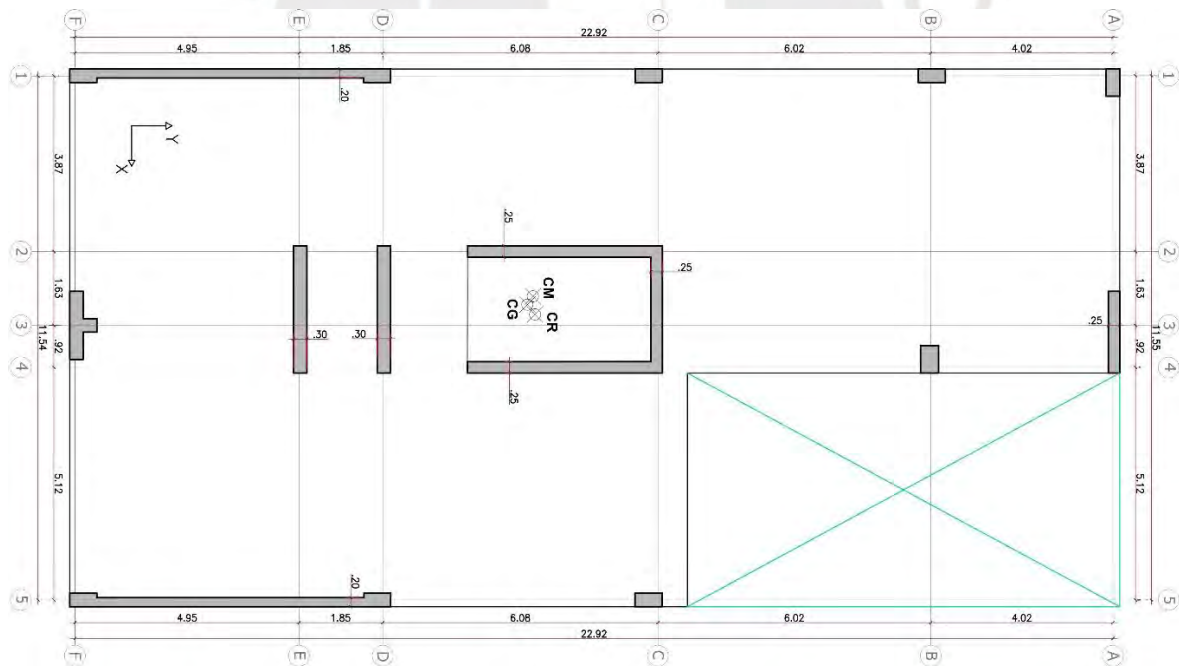


Figura 4. Ubicación del Centro de Masa promedio, Centro de Rigidez promedio y Centro Geométrico

4.2. Parámetros para el análisis sísmico

La ecuación (12) corresponde al espectro de aceleraciones utilizado en el análisis sísmico, según la Norma E.030. En dicha expresión, S_a representa la aceleración espectral misma

que se define por la relación entre varios factores. El término Z es el factor de zona, que refleja la sismicidad de la región. U es el factor de uso, relacionado con la importancia de la estructura. C representa el factor de amplificación sísmica, el cual depende de la respuesta dinámica de la estructura. S es el parámetro del suelo, que incorpora las características geotécnicas del terreno. R es el coeficiente de reducción, que considera la ductilidad de la estructura. La constante g corresponde a la aceleración de la gravedad.

$$S_a = \frac{Z*U*C*S}{R} * g \quad (12)$$

4.2.1. Factor de Zona (Z)

Debido a que el edificio multifamiliar se encuentra en el distrito de Lince en Lima-Perú, y siguiendo los lineamientos que establece la Norma E.030, se consideró para el análisis la zona sísmica 4 y por ende un factor de Zona (Z) de 0.45 g.

4.2.2. Factor de Suelo (S)

El factor de Suelo (S), depende del tipo de suelo en el que se encuentra la estructura. Para la edificación a diseñar, se consideró un suelo S1 lo cual indica que la estructura se está construyendo sobre un suelo rígido “Bueno” por lo que el factor S es igual a 1 y consecuentemente los valores de T_p y T_L son de 0.4 s y 2.5 s respectivamente.

4.2.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica relaciona la respuesta de una estructura ante el movimiento del suelo, el valor que tendrá dependerá del periodo fundamental T y deberá ser calculado tanto para la dirección X como para la dirección Y usando las expresiones establecidas en la norma E.030 en su artículo 2.5, mismas que dependen de T como se aprecia en la ecuación (13). La Tabla 11 muestra los valores de C obtenidos a partir de los periodos en traslación pura para la edificación.

$$C = \begin{cases} 2.5 & T < T_P \\ 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) & T_P < T < T_L \\ 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) & T > T_L \end{cases} \quad (13)$$

Tabla 11: Valor del Coeficiente de Amplificación sísmica (C)

SENTIDO	T(s)	C*
X	0.56	1.8
Y	0.29	2.5

(*) $T_P=0.4$ s y $T_L=2.5$ s

4.2.4. Factor de Uso (U)

El factor de uso de las edificaciones depende del uso que se le dará al proyecto, para el caso de edificaciones multifamiliares, al ser edificaciones de categoría C, la norma E.030 establece un factor de uso U igual a 1.

4.2.5. Sistema Estructural

Para la determinación del tipo de sistema sismorresistente de la edificación, después de realizar el análisis sísmico en ETABS, se evaluó la cantidad de fuerza cortante que absorben los muros respecto a la fuerza cortante basal. Como se muestra en la Tabla 12, los muros absorben más del 70% de la fuerza cortante basal, por lo que se concluye que el sistema sismorresistente corresponde a muros estructurales acorde a lo estipulado en la Norma E.030. Por ello, se consideró un factor R_o igual a 6 para ambas direcciones.

Tabla 12. Porcentaje de cortante en muros

Piso	Caso de Carga	Cortante Total VX (ton)	Cortante Total VY (ton)	Cortante en Muros VX (ton)	Cortante en Muros VY (ton)	% MUROS
Piso1	SISXXMY+	210.9	---	206.2	---	97.78%
	SISXXMY-	202.8	---	198.3	---	97.81%
	SISYYMX+	---	271.4	---	270.9	99.82%
	SISYYMX-	---	256.7	---	256.3	99.84%

4.2.6. Irregularidad estructural.

4.2.6.1. Irregularidades de planta.

4.2.6.1.1. Irregularidad de esquina entrante.

Debido a la geometría de la edificación, se puede apreciar que la estructura tiene irregularidad de esquina entrante, como se aprecia en la Figura 3, dado que la reducción del diafragma tanto en X como en Y superan el 20% establecido en la norma E.030 en su artículo 3.6.

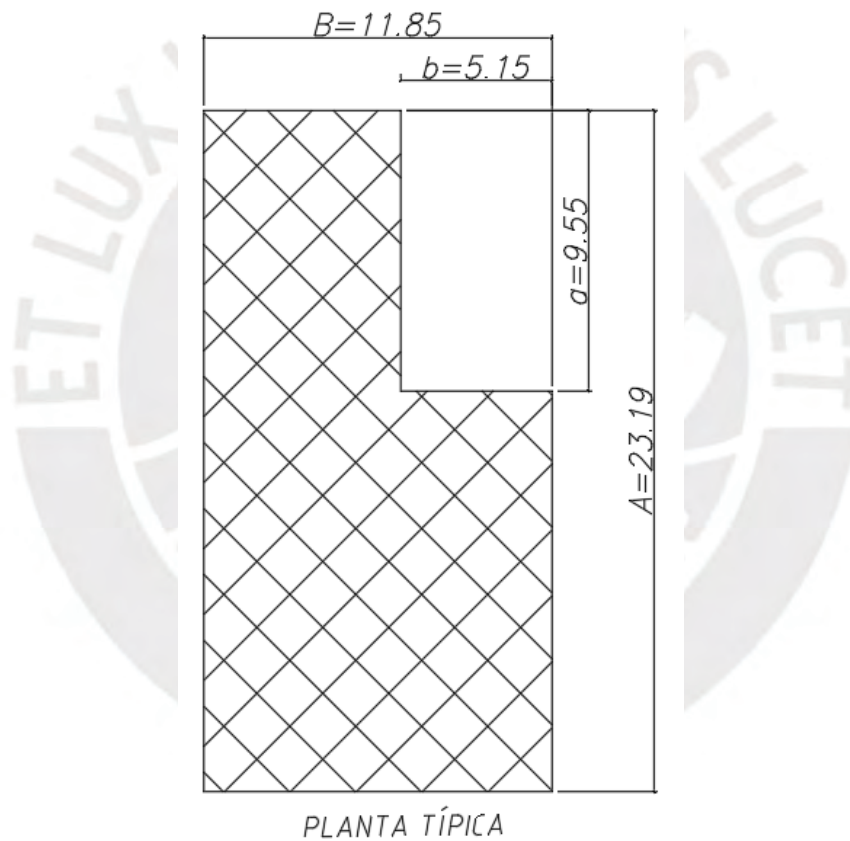


Figura 5. Dimensiones en planta de la edificación

A continuación, se muestra el cálculo de la irregularidad de esquina entrante para las dimensiones mostradas en la planta.

$$a = 41.18\% * A > 20\% * A$$

$$b = 43.45\% * B > 20\% * B$$

4.2.6.1.2. Irregularidad torsional.

Para identificar la irregularidad torsional, se sigue el procedimiento establecido por la norma E.030, la cual define dos condiciones que deben cumplirse simultáneamente. En primer lugar, la deriva máxima $d_{m\acute{a}x}$ debe exceder el 50% de la deriva permitida d_{perm} , para el sistema estructural elegido, como se expresa en la ecuación (14). En segundo lugar, el desplazamiento máximo de entrepiso $\Delta_{m\acute{a}x}$ debe superar en 1.3 veces al desplazamiento de entrepiso promedio Δ_{prom} como se muestra en la ecuación (15). Por su parte, Δ_{prom} se calcula mediante la ecuación (16) donde $\Delta_{m\acute{i}n}$ representa al desplazamiento mínimo del entrepiso en la misma dirección.

$$d_{m\acute{a}x} > 0.5 \cdot d_{perm} \quad (14)$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} > 1.3 \cdot \Delta_{prom} \quad (15)$$

$$\Delta_{prom} = \frac{\Delta_{m\acute{a}x} + \Delta_{m\acute{i}n}}{2} \quad (16)$$

La Tabla 13 presenta los resultados de la verificación de irregularidad torsional en la dirección X. En ella, se observa que no existe irregularidad torsional, ya que solo se cumple la condición establecida en la ecuación (14), como se muestra en la quinta columna. Sin embargo, el desplazamiento máximo de entrepiso no supera 1.3 veces el desplazamiento promedio. Por otro lado, la Tabla 14 muestra los resultados para la dirección Y, donde se confirma la ausencia de irregularidad torsional, ya que no se cumplen ninguna de las condiciones, como se evidencia en la cuarta y séptima columna.

Tabla 13: Verificación de irregularidad Torsional en X.

PISO	CASO	Dirección	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$d_{m\acute{a}x}/d_{perm}$	Δ_{prom} (mm)	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$
PISO 7	DERXXMY+	X	11.5	58.5%	11.3	1.02
	DERXXMY-	X	14.0	71.4%	10.8	1.29
PISO 6	DERXXMY+	X	12.6	64.6%	12.4	1.02
	DERXXMY-	X	15.1	77.1%	11.8	1.28
PISO 5	DERXXMY+	X	13.4	68.3%	13.1	1.02

	DERXXMY-	X	15.9	81.4%	12.5	1.27
PISO 4	DERXXMY+	X	13.5	68.8%	13.2	1.02
	DERXXMY-	X	16.0	81.8%	12.6	1.27
PISO 3	DERXXMY+	X	12.7	64.6%	12.4	1.02
	DERXXMY-	X	15.0	76.3%	11.9	1.26
PISO 2	DERXXMY+	X	10.7	54.4%	10.4	1.03
	DERXXMY-	X	12.3	62.7%	9.9	1.25
PISO 1	DERXXMY+	X	7.8	39.1%	7.2	1.06
	DERXXMY-	X	8.1	41.2%	6.8	1.18

Tabla 14: Verificación de irregularidad Torsional en Y.

PISO	CASO	Dirección	$\Delta_{m\acute{a}x}(mm)$	$d_{m\acute{a}x}/d_{perm}$	$\Delta_{prom}(mm)$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$
PISO 7	DERYYMX+	Y	6.1	31.1%	5.4	1.12
	DERYYMX-	Y	6.2	31.5%	5.4	1.15
PISO 6	DERYYMX+	Y	6.4	32.8%	5.8	1.12
	DERYYMX-	Y	6.5	33.4%	5.7	1.15
PISO 5	DERYYMX+	Y	6.5	33.0%	5.8	1.11
	DERYYMX-	Y	6.6	33.8%	5.7	1.15
PISO 4	DERYYMX+	Y	6.2	31.5%	5.6	1.10
	DERYYMX-	Y	6.4	32.4%	5.5	1.15
PISO 3	DERYYMX+	Y	5.4	27.5%	5.0	1.09
	DERYYMX-	Y	5.6	28.5%	4.9	1.14
PISO 2	DERYYMX+	Y	4.0	20.6%	3.9	1.05
	DERYYMX-	Y	4.2	21.6%	3.8	1.12
PISO 1	DERYYMX+	Y	2.7	13.7%	2.3	1.20
	DERYYMX-	Y	2.7	13.7%	2.3	1.18

4.2.6.2. Irregularidades en altura

4.2.6.2.1. Irregularidad por masa o peso

Para la irregularidad de masa o peso, la norma E.030 establece que se tendrán dicha irregularidad cuando el peso de un piso determinado sea 1.5 veces el peso del piso adyacente como se expresa en la ecuación (17). La Tabla 15 muestra el cociente de masas entre pisos adyacentes, de donde se puede observar que la edificación no presenta irregularidad por masa.

$$M_i > 1.5 \cdot M_{i+1} \quad \text{ó} \quad M_i > 1.5 \cdot M_{i-1} \quad (17)$$

Tabla 15. Comprobación de Irregularidades por Masa

Piso	Masa X (ton*s ² /m)	Masa Y (ton*s ² /m)	Mi/Mi+1	Mi/Mi-1
Piso 7	16.2	16.2		0.63
Piso 6	24.0	24.0	1.48	1.00
Piso 5	24.0	24.0	1.00	1.00
Piso 4	24.0	24.0	1.00	1.00
Piso 3	24.0	24.0	1.00	1.00
Piso 2	24.0	24.0	1.00	0.98
Piso 1	24.5	24.5	1.02	

4.2.6.2.2. Irregularidad por piso blando

Para identificar la existencia de piso blando, la norma E.030 establece que se debe evaluar la rigidez lateral de entrepiso K_{LATi} la cual se define como el cociente entre la fuerza cortante en el entrepiso V_i y el desplazamiento del entrepiso en el centro de gravedad de la planta Δ_{ei} . Así, la norma establece que existe irregularidad por piso blando si la rigidez de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez del entrepiso superior adyacente o si es menor al 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos superiores como se expresa en la ecuación (18).

$$K_{LATi} < \begin{cases} 70\% \cdot K_{LATi+1} \\ 80\% \cdot \left(\frac{K_{LATi+1} + K_{LATd+2} + K_{LATd+3}}{3} \right) \end{cases} \quad (18)$$

La Tabla 16 y la Tabla 17 presentan los resultados de la verificación de piso blando para las direcciones X y Y de la edificación respectivamente. En ambas tablas se aplican los criterios mencionados, y los resultados muestran que no se presenta irregularidad por piso blando en ninguna de las direcciones.

Tabla 16. Comprobación de la irregularidad por Piso Blando para la dirección X.

PISO	CASO	VX (ton)	Δ_{CM} (mm)	Δ_{ei} (mm)	K_{LATi} (ton/mm)	K_{LATi}/K_{LATi+1}	$K_{LATi}/\left(\frac{K_{LATi+1} + K_{LATd+2} + K_{LATd+3}}{3}\right)$	CUMPLE
PISO7	SISMO X	45.1	17.1	2.4	18.6	No aplica	No aplica	No aplica
PISO6	SISMO X	95.6	14.7	2.6	36.2	1.9	No aplica	SI
PISO5	SISMO X	132.4	12.0	2.8	47.4	1.3	No aplica	SI
PISO4	SISMO X	161.1	9.2	2.8	57.0	1.2	1.6	SI
PISO3	SISMO X	184.1	6.4	2.7	69.28	1.2	1.4	SI
PISO2	SISMO X	201.6	3.8	2.2	90.9	1.3	1.5	SI
PISO1	SISMO X	212.3	1.5	1.5	137.9	1.5	2.0	SI

Tabla 17. Comprobación de la irregularidad por Piso Blando para la dirección Y.

PISO	CASO	VY (ton)	Δ_{CM} (mm)	Δe_i (mm)	K_{LAT_i} (ton/mm)	$K_{LAT_i}/K_{LAT_{i+1}}$	$K_{LAT_i}/\left(\frac{K_{LAT_{i+1}} + K_{LAT_{d+2}} + K_{LAT_{d+3}}}{3}\right)$	CUMPLE
PISO7	SISMO Y	63.2	7.4	1.2	53.9	No aplica	No aplica	No aplica
PISO6	SISMO Y	139.4	6.2	1.2	111.4	2.07	No aplica	SI
PISO5	SISMO Y	196.3	5.0	1.3	153.6	1.38	No aplica	SI
PISO4	SISMO Y	239.5	3.7	1.2	193.8	1.26	1.6	SI
PISO3	SISMO Y	271.5	2.5	1.1	245.9	1.27	1.4	SI
PISO2	SISMO Y	293.1	1.4	0.9	337.2	1.37	1.5	SI
PISO1	SISMO Y	304.5	0.5	0.5	617.6	1.83	2.0	SI

Debido a la ausencia de irregularidades en altura se asignó al factor I_a el valor de 1, no obstante, se identificaron irregularidades en planta causadas por la esquina entrante, por lo que se le asignó al factor I_p el valor de 0.9 acorde a lo establecido en la norma E.030 en su artículo 3.6.

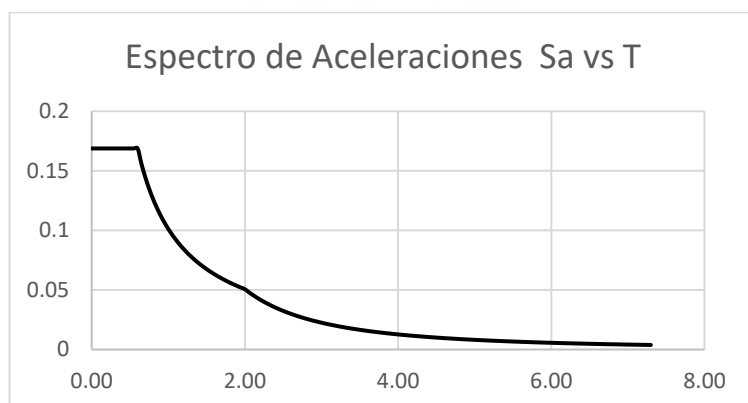
4.3. Modos de vibración y Periodos fundamentales

Con los factores I_a y I_p definidos se procedió a construir el espectro de aceleraciones que se presenta en la Figura 6 para lo cual se calcularon los valores de R_x y R_y usando las ecuaciones (19) y (20) con R_o igual a 6 tanto para la dirección X como para la dirección Y. Además, se utilizaron los valores U , S , T_P y T_L anteriormente definidos en conjunto con la ecuación (13).

$$R_x = R_{ox} * I_a * I_p = 5.4 \quad (19)$$

$$R_y = R_{oy} * I_a * I_p = 5.4 \quad (20)$$

Figura 6: Espectro de Aceleraciones para la dirección X y para la dirección Y



4.4. Análisis Dinámico

Con el espectro y el modelo estructural generado, se obtuvieron los periodos y porcentajes de masa participante para la estructura, considerando tres grados de libertad por piso y las excentricidades en X y Y, como se muestran en la Tabla 18 y Tabla 19. Los resultados muestran que, para los 4 análisis realizados, el primer modo corresponde a una translación en X, el segundo al giro en Z y el tercer modo a una translación en Y. Los resultados muestran que la estructura tiene mayor facilidad a desplazarse en la dirección X, lo que se explica por la menor rigidez que posee la estructura en dicha dirección a comparación de la dirección Y.

Tabla 18: Modos de vibración y periodos para el análisis dinámico con excentricidades en X.

Caso	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante (UX)	% Masa Participante (UY)	% Masa Participante (Giro en Z)	Caso	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante (UX)	% Masa Participante (UY)	% Masa Participante (Giro en Z)
Modelo con masa desplazada en X+	1	0.572	74.0%	0.0%	0.3%	Modelo con masa desplazada en X-	1	0.572	74.0%	0.0%	0.3%
	2	0.364	0.5%	0.4%	69.6%		2	0.369	0.5%	4.9%	66.8%
	3	0.292	0.0%	68.1%	0.0%		3	0.288	0.0%	63.6%	2.8%
	4	0.146	17.2%	0.0%	0.1%		4	0.146	17.2%	0.0%	0.1%
	5	0.094	0.1%	0.0%	18.9%		5	0.096	0.1%	1.3%	18.1%
	6	0.070	0.0%	20.4%	0.1%		6	0.069	0.1%	18.9%	0.8%
	7	0.068	5.3%	0.0%	0.0%		7	0.068	5.2%	0.2%	0.1%
	8	0.047	0.0%	0.0%	6.1%		8	0.048	0.0%	0.5%	5.9%
	9	0.043	1.8%	0.0%	0.0%		9	0.043	1.8%	0.0%	0.0%
	10	0.041	0.1%	0.0%	0.1%		10	0.042	0.1%	0.0%	0.0%

Tabla 19: Modos de vibración y periodos para el análisis dinámico con excentricidades en Y.

Caso	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante (UX)	% Masa Participante (UY)	% Masa Participante (Giro en Z)	Caso	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante (UX)	% Masa Participante (UY)	% Masa Participante (Giro en Z)
Modelo con masa desplazada en Y+	1	0.57	72.5%	0.0%	1.6%	Modelo con masa desplazada en Y-	1	0.58	72.5%	0.0%	5.2%
	2	0.368	1.9%	0.7%	67.8%		2	0.358	1.9%	0.9%	63.8%
	3	0.292	0.0%	67.7%	0.7%		3	0.291	0.0%	67.6%	0.8%
	4	0.146	16.8%	0.0%	0.6%		4	0.147	16.8%	0.0%	1.4%
	5	0.095	0.5%	0.3%	18.1%		5	0.093	0.5%	0.4%	17.1%
	6	0.07	0.0%	20.1%	0.4%		6	0.07	0.0%	20.0%	0.3%
	7	0.068	5.1%	0.0%	0.2%		7	0.068	5.1%	0.0%	0.7%
	8	0.048	0.2%	0.1%	5.6%		8	0.047	0.2%	0.2%	5.4%
	9	0.044	1.6%	0.0%	0.2%		9	0.043	1.6%	0.0%	0.4%
	10	0.041	0.1%	0.0%	0.1%		10	0.042	0.1%	0.0%	0.0%

Adicionalmente, se realizó un análisis dinámico sin considerar las excentricidades accidentales. La Tabla 20 muestra los resultados obtenidos para este análisis, los cuales son similares a los reportados en las Tablas 18 y 19. Dado que, el modo primer modo corresponde nuevamente a una traslación en el eje X, el segundo modo a una rotación alrededor del eje Z y el tercer modo a una traslación en el eje Y. Así mismo, se observa que los períodos obtenidos, para el análisis dinámico sin excentricidades accidentales, son similares a los obtenidos en las Tablas 18 y 19.

Tabla 20. Modos de vibración y periodos para el análisis dinámico sin excentricidades accidentales.

Caso	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante (UX)	% Masa Participante (UY)	% Masa Participante (Giro en Z)
Modelo sin masa desplazada	1	0.572	74.0%	0.0%	0.3%
	2	0.365	0.5%	0.8%	69.5%
	3	0.291	0.0%	67.7%	0.1%
	4	0.146	17.2%	0.0%	0.1%
	5	0.094	0.1%	0.3%	18.8%
	6	0.07	0.0%	20.1%	0.1%
	7	0.068	5.3%	0.0%	0.0%
	8	0.047	0.0%	0.1%	6.1%
	9	0.043	1.8%	0.0%	0.0%
	10	0.041	0.1%	0.0%	0.1%

Complementariamente, la Figura 7, Figura 8 y Figura 9 presentan las deformadas obtenidas para el análisis dinámico sin excentricidad accidental.

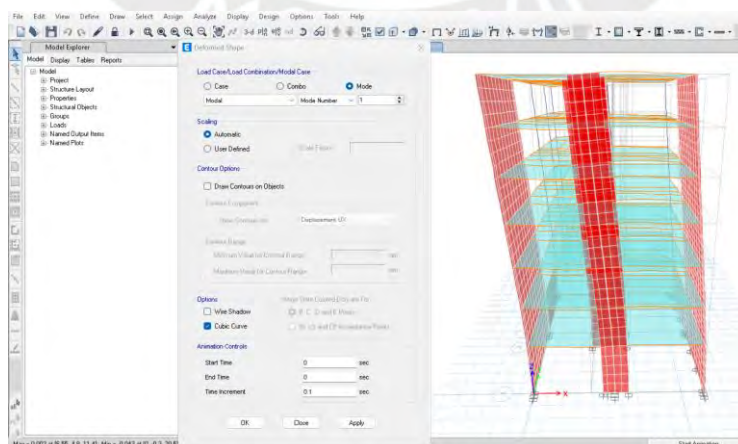


Figura 7. Deformada para el primer modo del análisis dinámico sin excentricidad accidental.

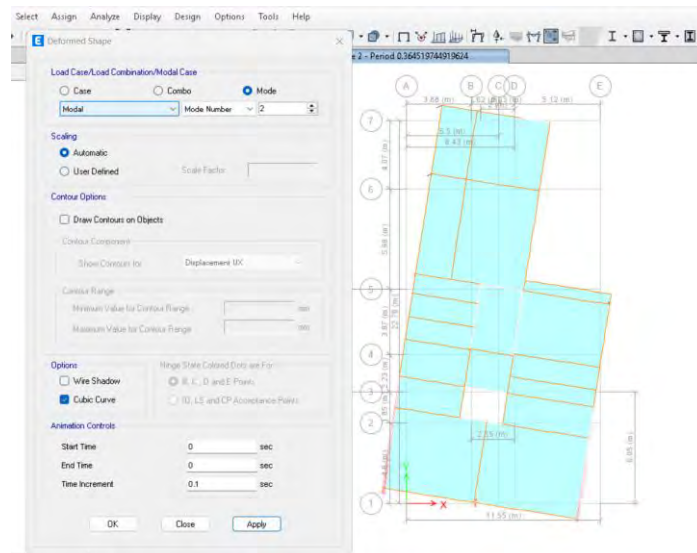


Figura 8. Deformada para el segundo modo del análisis dinámico sin excentricidad accidental.

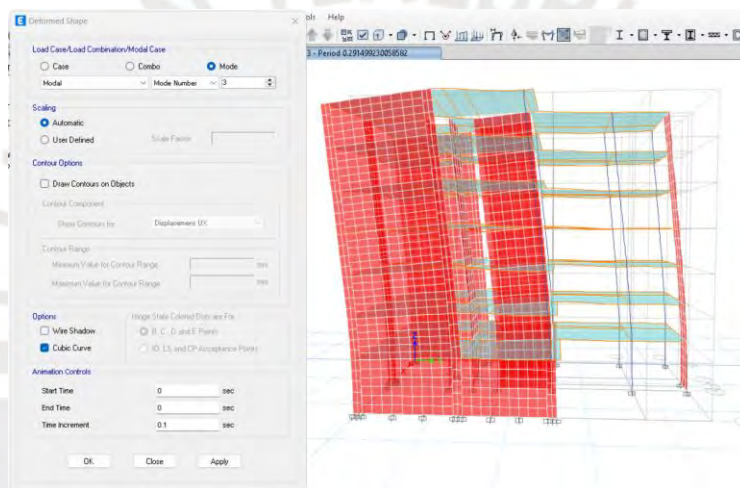


Figura 9. Deformada para el tercer modo del análisis dinámico sin excentricidad accidental.

Del mismo modo, se realizó un análisis en traslación pura para observar el comportamiento de la estructura cuando esta no sufra ningún tipo de torsión. La tabla 20 muestra los periodos y porcentajes de masas participantes obtenidos. Así, se obtuvo un periodo de $T_X = 0.564$ s para la dirección X y $T_Y = 0.285$ s para la dirección Y.

Tabla 21: Modos de vibración y periodos para el análisis traslacional.

Dirección	Modo	Periodo (s)	% Masa Participante
X	1	0.564	74.3%
	2	0.143	17.5%
	3	0.066	5.3%
Y	1	0.285	68.9%
	2	0.07	20.1%
	3	0.035	6.4%

Se puede apreciar que los periodos en el análisis traslacional se encuentran bien definidos, debido a que las masas participantes no se encuentran tan dispersas como en el análisis dinámico en donde se tienen que recurrir hasta el modo 7 para poder lograr que la sumatorias de las masas superé el 90% que indica la Norma E.030.

La Tabla 22 muestra el cálculo de la fuerza cortante estática a partir de los diferentes periodos obtenidos, de donde se observa que para la dirección Y al tener periodos menores a T_P la cortante estática es la misma, sin embargo, para la dirección X al tener periodos mayores a T_P la mayor fuerza cortante estática se obtiene para el análisis traslacional. Para el diseño de los elementos se escaló la fuerza cortante dinámica a la fuerza cortante estática calculada con los periodos de traslación pura.

Tabla 22. Comparación de resultados entre el análisis traslacional y el análisis dinámico con 3gdl por piso

Dirección	Caso	Periodo (s)	% Masa Participativa	C	$V_{estática}$ (ton)
X	Modelo 3gdl con X+	0.572	74.0%	1.75	228
	Modelo 3gdl con X-	0.572	74.0%	1.75	228
	Modelo 3gdl con Y+	0.570	72.5%	1.75	229
	Modelo 3gdl con Y-	0.580	72.5%	1.72	225
	Modelo Traslacional X	0.564	74.3%	1.77	232
Y	Modelo 3gdl con X+	0.292	68.1%	2.50	326
	Modelo 3gdl con X-	0.288	63.6%	2.50	326
	Modelo 3gdl con Y+	0.292	67.7%	2.50	326
	Modelo 3gdl con Y-	0.291	67.6%	2.50	326
	Modelo Traslacional Y	0.285	88.8%	2.50	326

4.4.1. Cálculo de la cortante estática, mínima y cortante de diseño

De acuerdo con lo que establece la Norma E.030, el cálculo de la cortante estática $V_{estática}$ y cortante mínima $V_{mín}$ estarán dadas por la ecuación (21) y (22) respectivamente teniendo en consideración los parámetros mostrados en la Tabla 23.

$$V_{estática} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (21)$$

$$V_{mín} = Z * U * 0.11 * S * P \quad (22)$$

Tabla 23: Parámetros para el cálculo de la Cortante de diseño

Perfil de Suelo	S1
Zona	Z4
Z	0.45
Tp (S)	0.4
TL(S)	2.5
Factor de suelo "S"	1
Factor de uso "U"	1
Rx	5.4
Ry	5.4
ESTRUCTURA	IRREGULAR
MASA TOTAL (ton*s2/m)	159.76
PESO TOTAL (ton)	1566.96

Del análisis dinámico, se obtuvo la cortante dinámica $V_{dinámica}$ la cuál que se procedió a comparar tanto con el $0.9 V_{estática}$, debido a que es una estructura irregular, como con la cortante mínima $V_{mín}$. Finalmente, se eligió a la mayor de las tres fuerzas cortantes como la fuerza cortante de diseño y se procedió a escalar las fuerzas cortantes dinámicas a dicho valor como se muestra en la Tabla 24.

Tabla 24: Resumen del cálculo de factores obtenidos para el cálculo de la cortante de diseño

EXCENRICIDAD	SENTIDO	T (s)	C	V estática	V dinámica	V min	0.9Vestatica	Vdiseño	factor	%Peso
MY+	X	0.564	1.77	231.5	210.8	77.6	208.4	210.9	1.00	13.5%
MY-	X	0.564	1.77	231.5	202.8	77.6	208.4	208.4	1.03	13.3%
MX+	Y	0.285	2.50	326.4	271.4	77.6	293.8	293.8	1.08	18.8%
MX-	Y	0.285	2.50	326.4	256.7	77.6	293.8	293.8	1.14	18.8%

La Figura 7 muestra las aceleraciones espectrales calculadas para las dos direcciones de análisis a partir de los periodos traslacionales. Se observa que la aceleración en la dirección Y es mayor que la dirección X, alcanzando 0.21g. Este resultado se atribuye a que la estructura posee una mayor rigidez en dicha dirección lo que genera que la estructura posea un periodo más corto y se ubique en la plataforma del espectro. Por su parte, la aceleración en la dirección X resulta menor, alcanzando un valor de 0.15g, debido a la menor rigidez que posee la estructura en dicha dirección, lo que conlleva a que tenga un periodo T_X más largo y mayor que T_p .

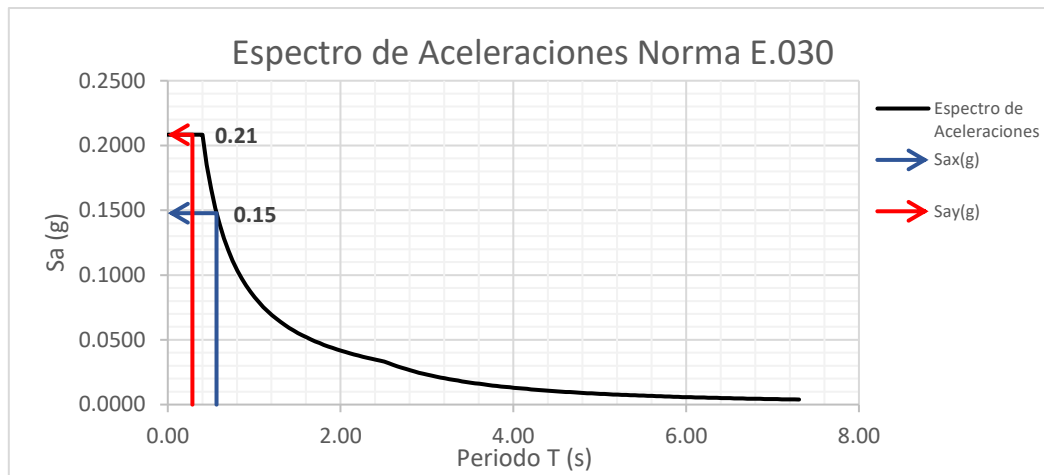


Figura 10. Cálculo de las aceleraciones para las direcciones X y Y

4.5. Control de Desplazamientos Laterales

4.5.1. Derivas

Con los datos obtenidos, del análisis sísmico, se calcularon derivas máximas como se puede apreciar en la Tabla 25 y la Tabla 26 ninguna supera el valor límite de 0.007 establecido por la norma.

Tabla 25: Derivas máximas para el sismo en la dirección X.

Piso	Caso	Tipo	Dirección	Deriva	¿Cumple?
Piso 7	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.00416	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.003991	Cumple
Piso 6	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.004481	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.004409	Cumple
Piso 5	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.004694	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.004752	Cumple
Piso 4	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.004688	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.004881	Cumple
Piso 3	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.004367	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.004661	Cumple
Piso 2	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.00363	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.003959	Cumple
Piso 1	DERXXMY+	Respuesta Espectral	X	0.001785	Cumple
	DERXXMY-	Respuesta Espectral	X	0.001942	Cumple

Tabla 26: Deriva máximas para el sismo en la dirección Y.

Piso	Caso	Tipo	Dirección	Deriva	¿Cumple?
Piso 7	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001739	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.001921	Cumple
Piso 6	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001835	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.002025	Cumple
Piso 5	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001872	Cumple

	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.002059	Cumple
Piso 4	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001821	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.001997	Cumple
Piso 3	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001652	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.001806	Cumple
Piso 2	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.001339	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.001462	Cumple
Piso 1	DERYYMX+	Respuesta Espectral	Y	0.00072	Cumple
	DERYYMX-	Respuesta Espectral	Y	0.00077	Cumple



CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO

ARMADO

5.1. Diseño por Flexión

5.1.1. Hipótesis de Diseño

A partir del material propuesto, para cada uno de los elementos de la estructura se debe garantizar el cumplimiento de las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas (Ottazzi Pasino, 2011). En primer lugar, se debe respetar la hipótesis de Navier, lo que implica que las secciones se mantendrán planas antes y después de la aplicación de las cargas. Además, no debe existir deslizamiento entre el acero y el concreto; en otras palabras, las deformaciones de ambos materiales deben ser circundantemente similares a lo largo de la sección. Asimismo, se descarta la resistencia a la tracción del concreto. Para el cálculo de las deformaciones tanto en el acero como en el concreto, se utilizan las relaciones constitutivas correspondientes. En este sentido, se asume que el diagrama constitutivo del acero es elastoplástico. Por otro lado, se considera que el concreto fallará cuando alcance una deformación unitaria ϵ_{cu} de 0.003. Finalmente, se adopta un bloque rectangular de compresiones para modelar el comportamiento del concreto bajo compresión.

5.1.2. Bloque de Compresiones

De acuerdo con lo establecido en la propuesta Norma E.060 (2019) se acepta reemplazar el diagrama real de esfuerzos para el concreto con un bloque de compresiones con esfuerzos uniformemente distribuidos iguales a $0.85 f'c$ desde el borde de la sección más alejado en compresión hasta una distancia “a” como se muestra en la Figura 11. Es importante mencionar que el valor de “a” se define como una fracción del eje neutro “c” como se muestra en la ecuación (23), donde β_1 toma el valor de 0.85 para concretos de resistencia a la compresión $f'c$ iguales a 210 kg/cm^2 .

$$a = \beta_1 * c \quad (23)$$

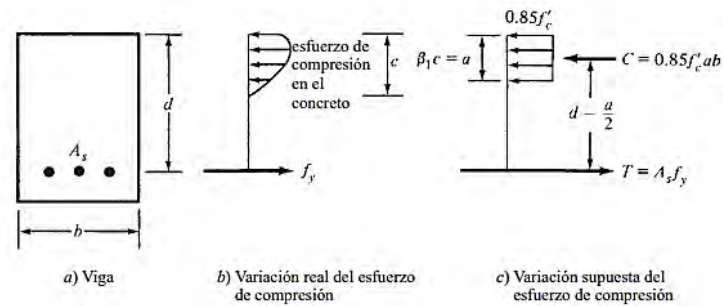


Figura 11: Bloque de compresiones

Nota. Tomado de “Diseño de Concreto Reforzado”

El valor de la profundidad de la zona de compresión “a” se puede obtener también mediante el equilibrio entre la fuerza de compresión C y la fuerza de tracción T, de acuerdo con lo mostrado en la Figura 11 de donde se obtiene la ecuación (24), que expresa la relación entre el área de acero a tracción A_s , el esfuerzo de fluencia del acero f_y y el esfuerzo de compresión del concreto f'_c . Una vez calculado el valor de “a”, se puede determinar el momento nominal M_n utilizando la ecuación (25), que considera el peralte efectivo “d” y la distancia del bloque de compresión “a” respecto a la sección. Es importante mencionar que la ecuación (25) también se puede expresar como la ecuación (26).

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (24)$$

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (25)$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (26)$$

Las ecuaciones (24) y (25) se emplean para el análisis de secciones. No obstante, para el diseño se debe garantizar que las secciones tengan una resistencia ϕM_n , donde ϕ corresponde al factor de reducción por flexión y tiene un valor de 0.9 según lo indicado en la Tabla 3, que sea por lo menos mayor o igual al momento último M_u . De este modo, el momento último M_u se iguala a ϕM_n , con M_n definido en la ecuación (26). Al despejar esta ecuación se obtiene el valor de “a” tal como se muestra en la ecuación (27), que

muestra a la solución positiva de la ecuación cuadrática. Finalmente, al sustituir el valor de “a” en la ecuación (25) y considerando que ϕM_n es igual a M_u , se llega a la ecuación (28), que determina el área de acero necesaria para el refuerzo.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad (27)$$

$$A_{S_{requerido}} = \frac{|M_u|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (28)$$

5.1.3. Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo

La cuantía se define como el cociente entre el área de acero a tracción A_s y el área conformada por el producto de la base “b” de una sección y el peralte efectivo “d” como se muestra en la ecuación (29).

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} \quad (29)$$

El acero máximo se define a partir de la condición de falla balanceada, que representa el límite entre las fallas por tracción y compresión. En esta condición, el concreto alcanza su deformación última, ϵ_{cu} , mientras que el acero simultáneamente alcanza su deformación de fluencia, ϵ_y . La ecuación (30) establece la relación entre estas deformaciones, permitiendo despejar el valor de $c_{balanceado}$. A partir de la ecuación 23 se obtiene el valor de $a_{balanceado}$, el cual se sustituye en la ecuación (24) para calcular $A_{S_{balanceado}}$. Finalmente, según lo indicado en la propuesta de Norma E.060 (2019), el acero máximo permitido $A_{S_{máx}}$ se define como el 75% de $A_{S_{balanceado}}$ como se muestra en la ecuación (31).

$$c_{balanceado} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} * d \quad (30)$$

$$A_{S_{máx}} = 75\% * \frac{0.85 * f'_c * b * a_{balanceado}}{f_y} \quad (31)$$

El acero mínimo se define como el límite a partir del cual se garantiza una transición adecuada entre el estado no agrietado y el estado agrietado de una sección. Además, contribuye a dotar de ductilidad a la sección y ayuda a controlar el ancho de las grietas por retracción y efectos térmicos, que suelen aparecer en condiciones normales. La propuesta de Norma E.060 (2019) establece diferentes expresiones para su cálculo dependiendo del tipo de elemento.

5.1.3.1. Acero mínimo en elementos sometidos a flexión

La Norma, en su artículo 10.5.1, establece que, en cualquier sección de un elemento estructural sometido a flexión, excepto en zapatas y losas macizas, donde el análisis requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero proporcionada debe ser suficiente para que la resistencia de diseño de la sección sea al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta, M_{CR} . Es decir, debe cumplir con la ecuación (32). Por otro lado, el artículo 10.5.2 permite calcular el área mínima de refuerzo en tracción para secciones rectangulares y secciones en T con el ala en compresión, de acuerdo con lo indicado en la ecuación (33), donde b_w representa el ancho de la sección.

$$\phi Mn \geq 1.2 * M_{cr} \quad (32)$$

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} \quad (33)$$

De manera similar, la norma en su artículo 9.7.2 establece la cuantía mínima de refuerzo para losas y zapatas en función del área total de la sección de concreto. Esta relación se expresa en la ecuación (34), donde h representa el peralte de la sección y b el ancho del elemento.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h \quad (34)$$

5.1.3.2. Elementos sometidos a flexo compresión

Para las columnas, la norma en su artículo 21.4.5.1 establece que el área total de refuerzo longitudinal A_{st} para elementos en compresión no compuestos debe ser, al menos, el 1% y no mayor al 6% del área total A_g de la sección transversal. Además, indica que si la cuantía de refuerzo supera el 4%, se deben incluir en los planos detalles constructivos que aseguren una correcta conexión entre la viga y la columna. Los criterios mencionados se encuentran reflejados en la expresión (35).

$$1\% \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 6\% \quad (35)$$

El refuerzo mínimo vertical y horizontal en muros cuya función principal es resistir fuerzas horizontales en su plano, originadas por sismos, queda definido en los artículos 11.10.10.2 y 11.10.10.3 de la norma propuesta de Norma E.060 (2019). El artículo 11.10.10.2 establece que la cuantía de refuerzo horizontal, ρ_h , no debe ser menor a 0.0025. Por su parte, el artículo 11.10.10.3 establece que la cuantía de refuerzo vertical, ρ_v , tampoco debe ser menor a 0.0025. Además, este mismo artículo indica que debe cumplirse lo estipulado en la ecuación (36), donde h_m representa la altura total del muro y l_m la longitud total del mismo.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (36)$$

5.2. Diseño por Cortante

La norma E.060 propone una metodología de diseño por cortante basada en la suposición de que la capacidad de corte de los elementos, V_n , se obtiene como la suma del aporte del refuerzo de acero en el alma, V_s , y el aporte del concreto, V_c , lo cual se expresa en la ecuación (38). Esta metodología sigue la filosofía de diseño por resistencia, donde la resistencia de diseño suministrada, ϕV_n , debe ser mayor que la cortante última actuante, como se establece en la ecuación (37).

$$\phi V_n \geq V_u \quad (37)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (38)$$

La resistencia al corte del concreto varía dependiendo de si el elemento está sometido a compresión, corte o flexión. En el artículo 11.3.1.1, la norma establece la ecuación (39) para elementos sujetos a cortante y flexión. Para los elementos que están sometidos a compresión axial y cortante, el artículo 11.3.1.2 establece la ecuación (40). En estos casos, la resistencia al corte del concreto se ve incrementada, ya que la compresión retrasa el agrietamiento diagonal, mejorando la capacidad de corte. En esta ecuación, N_u hace referencia a la carga axial, la cual se considera positiva, y A_g representa el área bruta de la sección transversal.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (39)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) \quad (40)$$

Para losas aligeradas, donde no se utiliza refuerzo por cortante, la norma en su artículo 9.9 permite un incremento del 10% en la capacidad de corte del concreto, V_c , para garantizar que estos elementos puedan resistir las fuerzas cortantes sin necesidad de refuerzo adicional como se muestra en la ecuación (41).

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (41)$$

Para calcular la resistencia del cortante por punzonamiento, se debe utilizar la menor de las expresiones proporcionadas por el ACI 318-19 presentadas en las ecuaciones (42), (43) y (44). Así, se considera el perímetro crítico de la sección como b_o , el parámetro β , que es el cociente entre la dimensión mayor y menor de la columna. Además, se utiliza el parámetro α , cuyo valor depende de la ubicación de la columna: 40 para columnas interiores, 30 para columnas laterales y 20 para esquineras, según el número de lados de la sección crítica de punzonamiento.

$$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (42)$$

$$V_c = 0.27 * \left(\frac{\alpha * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (43)$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (44)$$

Cuando V_u sea mayor que ϕV_c , se deberá proveer refuerzo en el alma de la sección para resistir las fuerzas cortantes que exceden la capacidad de corte del concreto, siendo ϕ el factor de reducción por corte con un valor de 0.85. De este modo, se iguala V_u a ϕV_n , y al despejar esta ecuación se obtiene la resistencia nominal a la fuerza cortante aportada por el refuerzo, V_s , tal como se muestra en la ecuación (45). Además, la propuesta de norma E.060 (2019), en su artículo 10.5.7.2, establece una expresión para el cálculo directo de V_s misma que se muestra en la ecuación (46) donde A_v representa el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s . Sin embargo, es importante mencionar que la norma limita el valor de V_s según se muestra en la ecuación (47). Adicionalmente la norma establece el espaciamiento máximo en función de V_s , así como se muestra en la ecuación (48).

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (45)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (46)$$

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (47)$$

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 0.60 \text{ m o } \frac{d}{2}, & V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \\ 0.30 \text{ m o } \frac{d}{4}, & V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \end{cases} \quad (48)$$

5.3. Diseño por Flexo compresión

Para el diseño por flexo compresión de un elemento de concreto armado con dimensiones y refuerzo conocidos, primero se determina el lugar geométrico de las combinaciones de

fuerza axial (P) y momento flector (M) que agotarían la capacidad de la sección como se aprecia en la Figura 12. Con esta información, se construye el diagrama de interacción, basado en las hipótesis indicadas en el acápite 5.1.2. A partir de los puntos geométricos de la sección, se obtiene el diagrama de interacción reducido por el factor ϕ , el cual varía según lo establecido en la ecuación (49), donde P_{trans} se define acorde a la ecuación (50).

$$\phi = \begin{cases} 0.9, & P_n \leq 0 \\ 0.9 - 0.2 * \frac{P_n}{P_{trans}}, & 0 < P_n < P_{trans} \\ 0.7, & P_n \geq P_{trans} \end{cases} \quad (49)$$

$$P_{trans} = \frac{0.1}{0.7} * f'c * A_g \quad (50)$$

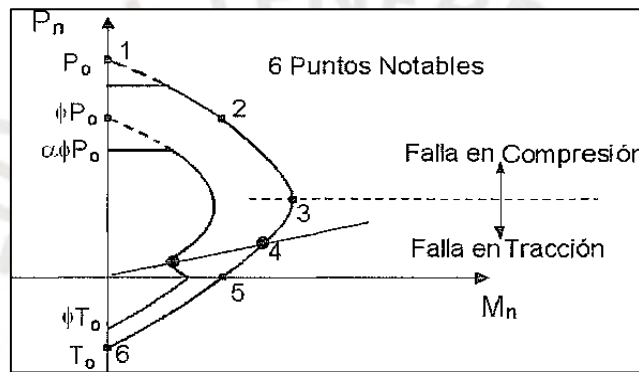


Figura 12. Diagrama de Interacción

Nota. Tomado de “Apuntes de Concreto Armado 1”, Ottazzi Pasino, 2011

5.4. Procedimiento de diseño

El procedimiento para el diseño por flexo compresión comienza con la generación del diagrama de interacción de una sección de columna o placa con una cuantía de acero previamente establecida. A partir de esto, se obtienen los puntos M_u y P_u , resultantes de todas las combinaciones de carga, y se verifica que estos puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño. Si no se cumple con este requisito, será necesario aumentar el refuerzo longitudinal y generar un nuevo diagrama en el que los puntos M_u y P_u estén dentro de los límites aceptables.

5.5. Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad se fundamenta en priorizar la falla por flexión sobre la falla por corte en los elementos estructurales. Para lograrlo, es necesario adoptar medidas de diseño que aseguren que la falla por flexión, considerada típicamente como dúctil, ocurra antes que una falla por cortante, que es más frágil.

5.5.1. Diseño por capacidad en Vigas

En el diseño por capacidad de vigas, la fuerza cortante por capacidad V_{ucap} se calcula como la fuerza cortante asociada a los momentos nominales, mismo que se puede limitar a 2.5 veces el momento generado por el sismo en los extremos, y la cortante generada por las cargas de gravedad como se muestra en la ecuación (51) y en la Figura 13. Para el diseño se determina la fuerza cortante de diseño $V_{udiseño}$ como el menor valor entre la fuerza cortante por capacidad V_{ucap} y la fuerza cortante última V_u obtenida al realizar las combinaciones de carga con las ecuaciones (7) (8) y (9). Definida $V_{udiseño}$, se aplican las ecuaciones (39), (45) y (46) para obtener el espaciamiento de los estribos.

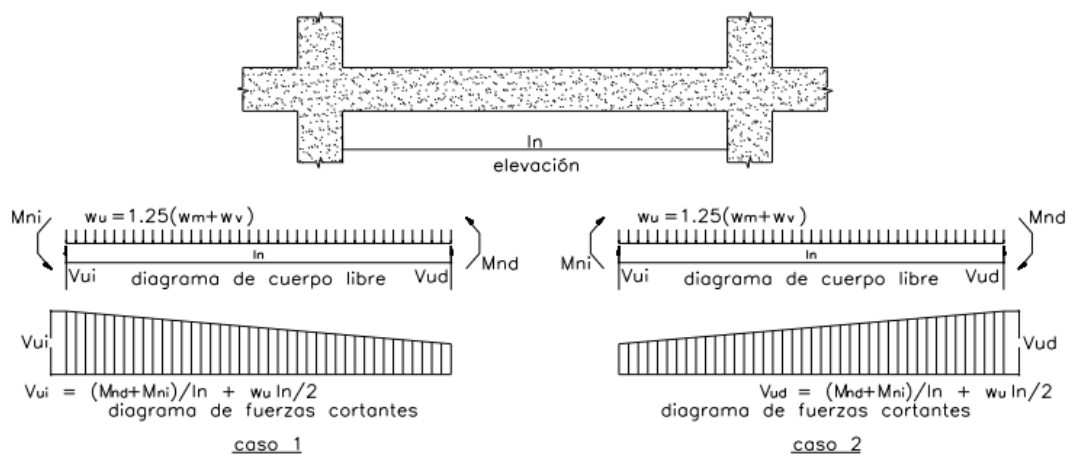


Figura 13: Cálculo de la cortante por capacidad en vigas.

Nota. Tomado de la Norma E.060 (2019)

$$V_{ucap} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Mnd+Mni}{ln} + \frac{1.25*(wm+wp)*ln}{2} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 1.25 * (CM + CV) \pm 2.5 * CS \\ 0.9 * CM \pm 2.5 * CS \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (51)$$

5.5.2. Diseño por capacidad en Columnas

En el diseño por capacidad de columnas, la fuerza cortante por capacidad V_{ucap} se determina tomando el menor valor entre dos criterios. El primer criterio se basa en obtener la fuerza cortante a partir de los momentos nominales Mn en los extremos de la columna y considerando la fuerza axial amplificada Pu según se muestra en la Figura 14 y acorde a la ecuación (53). El segundo criterio, por su parte, obtiene a la fuerza cortante por capacidad como la máxima fuerza cortante obtenida a partir de las combinaciones de carga, donde las cargas sísmicas se amplifican por un factor de 3.0, como se muestra en las ecuaciones (53) y (54). Finalmente, la fuerza cortante de diseño $V_{udiseño}$ se obtiene comparando la fuerza cortante obtenida por capacidad V_{ucap} con la mayor fuerza cortante V_u obtenida a partir de las combinaciones de carga de las ecuaciones (7) (8) y (9), seleccionando el mayor valor entre ambas. Con la fuerza cortante de diseño $V_{udiseño}$ definida, se procederá a realizar el cálculo del refuerzo y el espaciamiento de los estribos de acuerdo con las ecuaciones (40), (45) y (46).

$$V_{ucap} = \frac{Mns+Mni}{ln} \quad (52)$$

$$CU = 1.25 * (CM + CV) \pm 3 * CS \quad (53)$$

$$CU = 0.9 * CM \pm 3 * CS \quad (54)$$

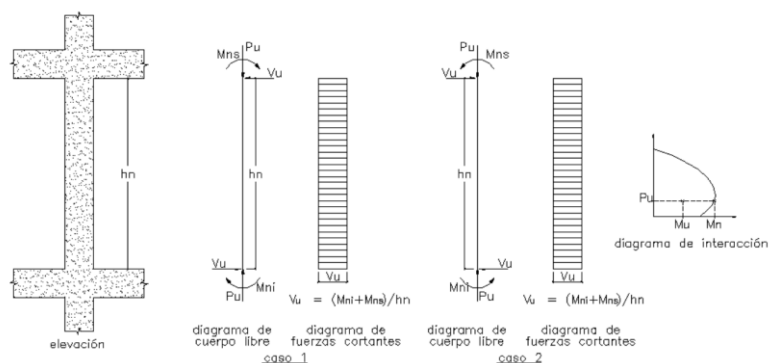


Figura 14: Cálculo de la cortante por capacidad en columnas.
Nota. Tomado de la Norma E.060

5.5.3. Diseño por capacidad en Muros

Para el diseño por capacidad en muros estructurales de concreto, se debe ajustar la fuerza cortante de diseño V_u a la capacidad de flexión instalada en el muro o en los segmentos donde se espere la fluencia del refuerzo vertical debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura. Este ajuste se realiza mediante la ecuación (55) donde V_u representa a la cortante de diseño y V_{ua} es la cortante última obtenida del análisis, mientras que M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados y asociado a la carga P_u . Por su parte, M_{ua} es el momento último proveniente del análisis. Además, no es necesario considerar el cociente M_n/M_{ua} mayor a $0.5 R_o$, donde R_o es el coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica especificado en la Norma E.030 y utilizado para determinar las fuerzas laterales.

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (55)$$

Finalmente, esta disposición puede limitarse a una altura del muro medida desde la base, equivalente a la longitud del muro l_m o a $M_u/(4V_u)$, o bien a la altura de los dos primeros pisos, seleccionando siempre el valor mayor entre ambas opciones.

5.6. Detalles de Refuerzo

La norma E.060 define las consideraciones que deben tomarse en cuenta para el detallado y la colocación de las armaduras de refuerzo en los elementos estructurales. Entre los aspectos a considerar se encuentran los recubrimientos, los espaciados, las longitudes de anclaje y las longitudes de corte de las barras de acero.

5.6.1. Corte de fierro

El artículo 12.12.3 de la norma E.060 establece que al menos un tercio del refuerzo total por tracción, destinado a resistir momentos negativos, debe extenderse más allá del punto de inflexión, con una longitud mínima de d , 12 veces el diámetro de la barra ($12d_b$) o

ln/16, el que sea mayor. De manera similar, el artículo 12.11.1 se refiere a los momentos positivos bajo los mismos criterios. La Figura 15 muestra la disposición del refuerzo en las zonas de inflexión y corte teórico.

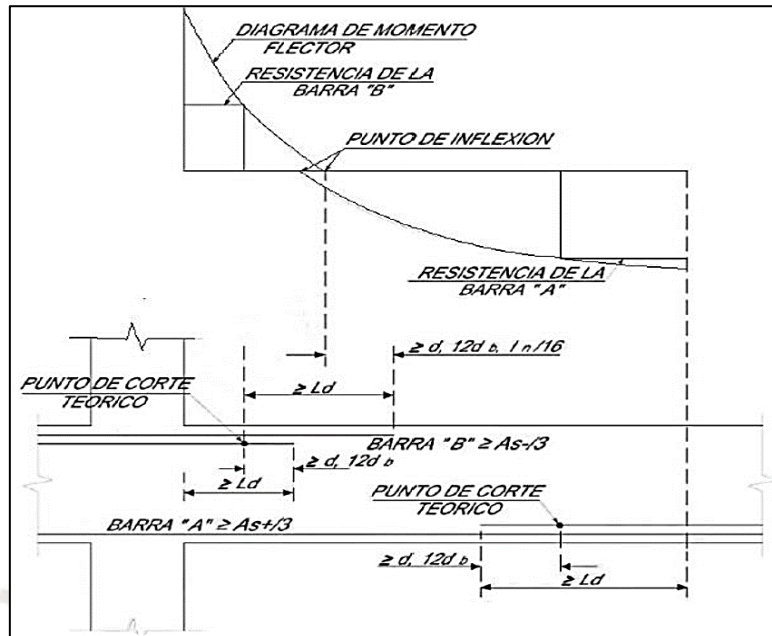


Figura 15: Consideraciones para el Corte de Hierro

Nota. Tomado de "Apuntes de Concreto Armado 1", Ottazzi Pasino, 2011

No obstante, en el presente trabajo también se consideraron las ubicaciones de los puntos de inflexión recomendados por el método de los coeficientes del ACI para elementos sometidos a carga de gravedad, como se ve en la Figura 16.

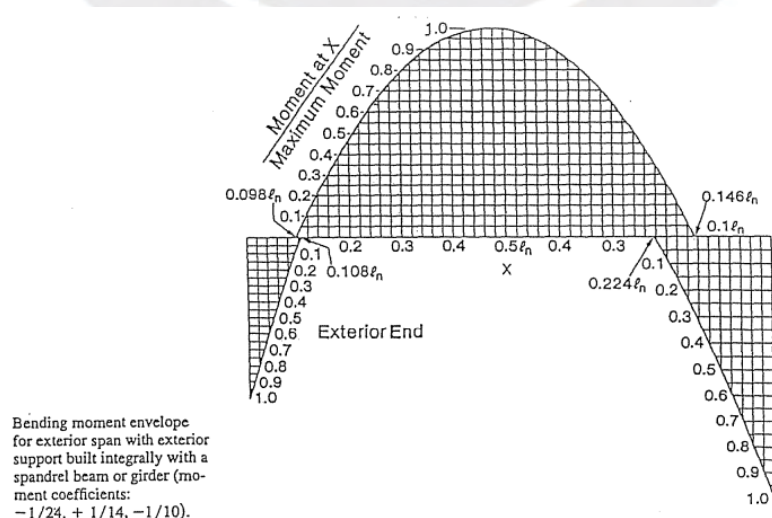


Figura 16. Parábola unitaria para método de los coeficientes del ACI

Nota. Tomado de "Apuntes de Concreto Armado 1", Ottazzi Pasino, 2011

Dado que el acero debe embeberse en una longitud mayor, la Figura 17 presenta una propuesta para los cortes considerando dicha longitud de desarrollo de manera conservadora. Para el diseño de elementos sometidos a cargas de gravedad, se aplicaron los cortes propuestos, verificando previamente que el momento último M_u sea menor que la resistencia de diseño ϕM_n .

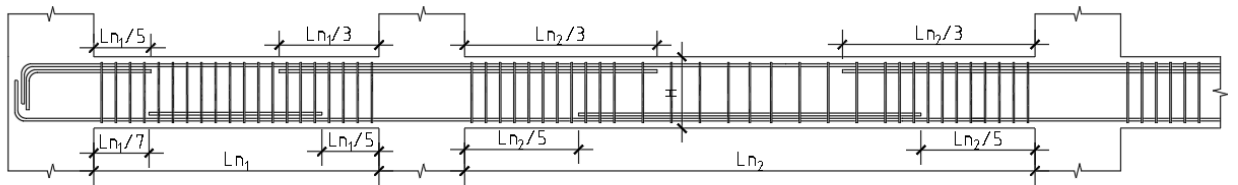


Figura 17: Corte aproximado de acero en vigas y losas para cargas de gravedad.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS

6.1. Diseño de Losas Aligeradas

Del predimensionamiento realizado se determinó que las losas aligeradas tendrán un espesor de $h = 25$ cm, la Figura 18 muestra la vista en planta del aligerado seleccionado para diseñar, mismo que se encuentra entre los ejes A-C y 2-4. Por su parte, la Figura 19 y Figura 20 muestran los metrados por carga viva y muerta para el aligerado, así como el modelo matemático utilizado para el diseño.

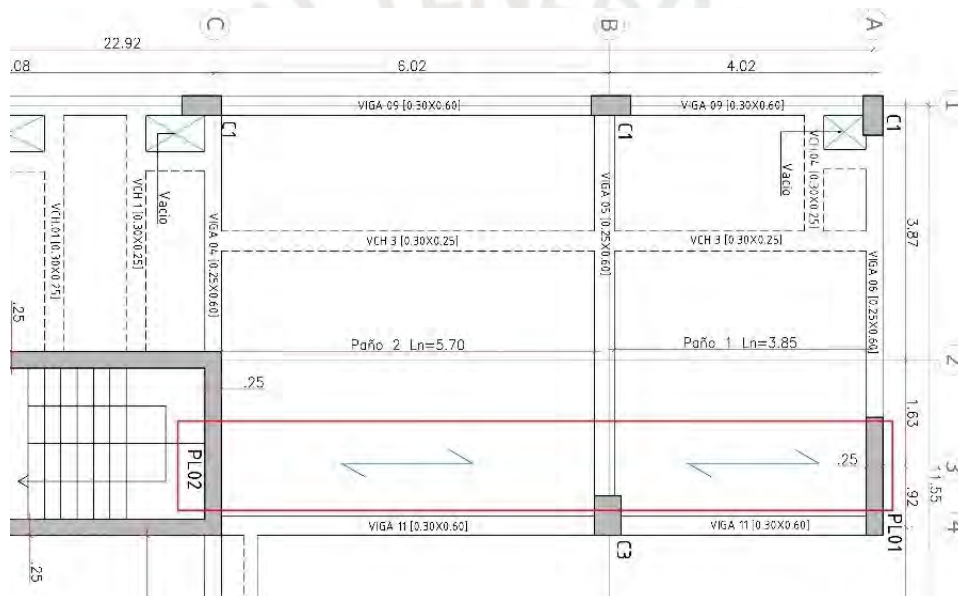


Figura 18: Vista en Planta de losa aligerada a diseñar

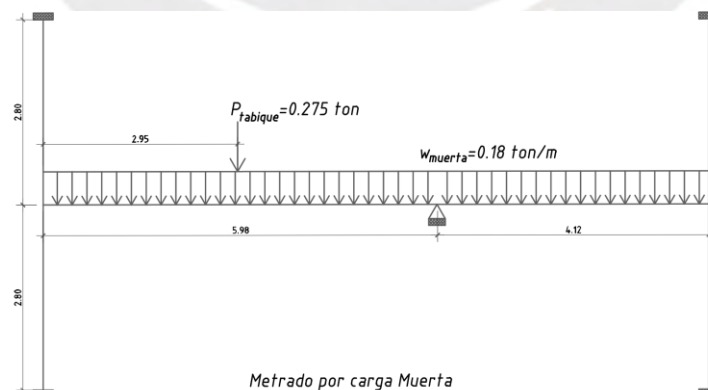


Figura 19. Carga Muerta actuante sobre la vigueta

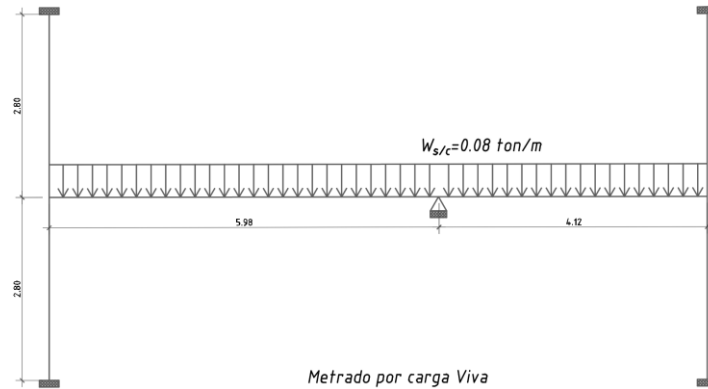


Figura 20. Carga Viva actuante sobre la vigueta

6.1.1. Diseño por flexión simple

El primer paso para diseñar la losa aligerada fue determinar el acero máximo y mínimo, siguiendo los criterios establecidos en los artículos 10.3.4 y 10.5.1 de la norma E.060 (2019). Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 27 y Tabla 28.

Tabla 27. Cálculo de acero máximo para momento positivo y negativo

Tipo de Momento	Acero Balanceado (Asb)	Acero Máximo (As máx.)
Momento Positivo	11.1 cm ²	8.29 cm ²
Momento Negativo	4.68 cm ²	3.50 cm ²

Tabla 28. Cálculo de acero mínimo para momento positivo y negativo

Tipo de Momento	Inercia (I)	Momento de Agrietamiento (Mcr)	Acero Mínimo (Asmin)
Momento Positivo	22 708 cm ⁴	No aplica	0.53 cm ²
Momento Negativo	22 708 cm ⁴	0.752 kg.cm	1.16 cm ²

Para el análisis estructural, se consideró la combinación 1.4 CM + 1.7 CV, además de la alternancia por carga viva. Como resultado de este análisis, la Figura 21 muestra el diagrama de momento flector correspondiente al aligerado seleccionado.

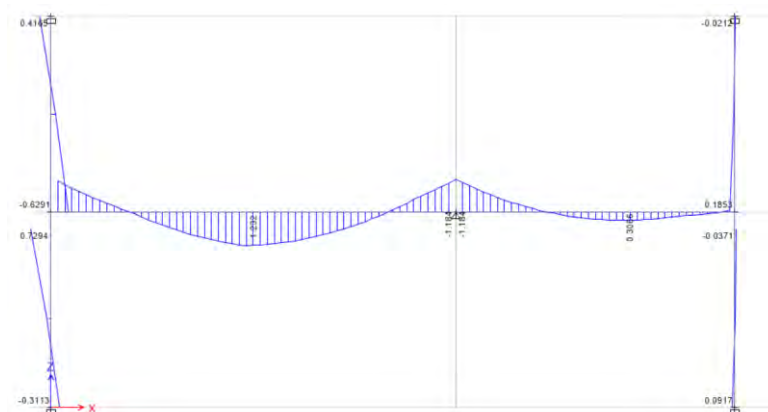


Figura 21: Diagrama de Momento Flecto en ton.m del aligerado seleccionado

Para el cálculo del acero requerido, se utilizó la ecuación (27). La Tabla 29 muestra a mayor detalle el resultado del diseño y el acero colocado, donde se puede apreciar que para los extremos se usó bastones de $\phi 3/8''$ con $\phi 1/2''$.

Tabla 29: Diseño de los elementos solicitados

PAÑOS	TRAMOS	Mu (ton.m)		b diseño (cm)	a (cm)	Acero requerido (cm ²)	Armado	Acero colocado (cm ²)
		M-	M+					
Aligerado 1	TRAMO 1	M-	1.50	10	4.67	1.98	1 ϕ 1/2''+ 1 ϕ 3/8''	2.00
		M+	1.19	40	0.85	1.45	1 ϕ 1/2''+ 1 ϕ 3/8''	2.00
		M-	1.184	10	3.55	1.51	1 ϕ 1/2'' +1 ϕ 3/8''	2.00
	TRAMO 2	M-	1.184	10	3.55	1.51	1 ϕ 1/2''+1 ϕ 3/8''	2.00
		M+	0.26	40	0.1	0.31	1 ϕ 1/2''	1.29
		M-	0.209	10	0.60	0.25	1 ϕ 1/2''	1.29

6.1.2. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por fuerza cortante se calculó la resistencia al corte mediante la ecuación (41) y se comparó este valor con la fuerza cortante última obtenida a una distancia “d” de la cara de la placa. A continuación, la Figura 22 muestra la envolvente del diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada para las combinaciones de carga de las ecuaciones (7), (8), (9) y el caso de alternancia por carga viva.

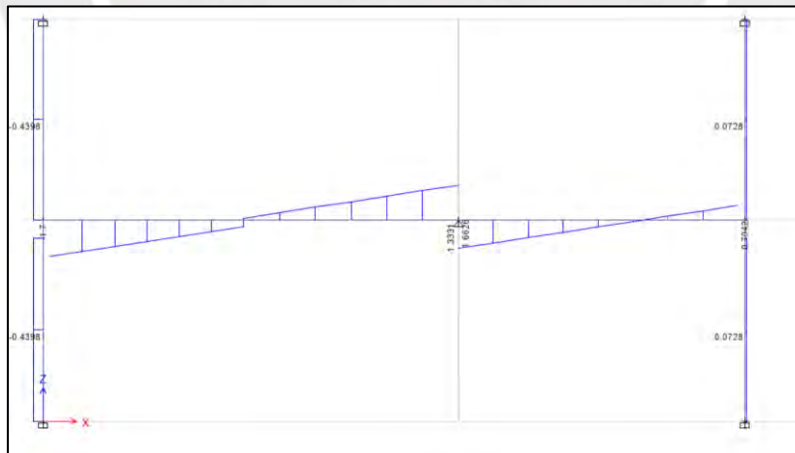


Figura 22. Fuerza Cortante en Aligerado

Como se puede apreciar en la Figura 22, ninguna de las fuerzas cortantes excedió el valor de la cortante nominal de diseño ϕV_c de 1.58 ton por lo que no será necesario realizar ensanches al aligerado. De igual forma, se procedió a verificar a todos los aligerados

restantes de la planta típica, verificando que la fuerza cortante máxima última no exceda el valor de ϕV_c . Dado que todos los aligerados cumplen con dicha condición antes mencionada, no será necesario realizar ensanchamientos en los aligerados. Finalmente, en la Figura 23 se muestra la armadura de acero seleccionada.

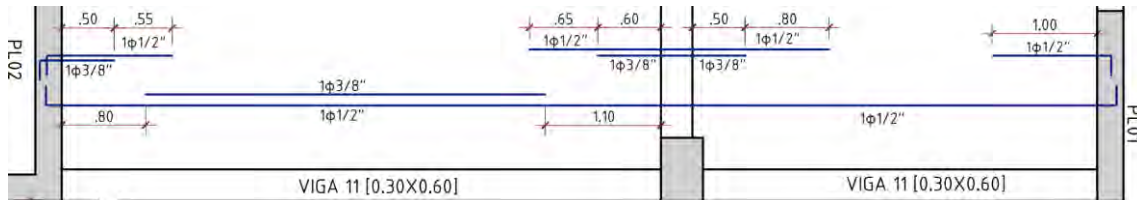


Figura 23. Armadura seleccionada del aligerado.

6.1.3. Control de fisuraciones

Conforme a lo indicado en la norma E.060 de 2019, la distribución del acero de tracción debe ser tal que obtenga un parámetro Z menor o igual a 26000 kg/cm. El cálculo del parámetro Z se realiza considerando la ecuación (56) y (57).

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act} \quad (56)$$

$$fs = \frac{Ms}{0.9 * d * As} \quad (57)$$

A continuación, la Tabla 30 presenta el cálculo de los valores de Z para el primer tramo del aligerado mostrado en la Figura 23, se observa que se obtuvo valores de Z menores a 26000 kg/cm² por lo que la distribución y cantidad de acero colocados en la zonas de máxima tracción resultan adecuados.

Tabla 30. Control de Fisuraciones

Parámetro	M- izq	M+ centro	M- der
As (cm ²)	2.00	2.00	2.00
d (cm)	22.50	22.50	22.50
dc (cm)	3.14	4.14	5.14
Act (cm ²)	35.34	35.34	35.34
Ms (ton.m)	0.70	0.43	0.57
fs (kg/cm ²)	1728.40	1061.73	1407.41
Z (kg/cm ²)	8305.72	5594.63	7970.74

6.1.4. Control de deflexiones

Se realizó el cálculo de control de deflexiones para el primer tramo del aligerado mostrado en la Figura 23. La Tabla 31 muestra el cálculo del momento de agrietamiento M_{cr} mismo que resulta mayor al momento de servicio M_s en todas las secciones del tramo de aligerado seleccionado, debido a ello el cálculo de las deflexiones se realizó con la inercia bruta I_g de la sección.

Tabla 31. Parámetros para cálculo de deflexiones

	Izquierda	Centro	Derecha
M_{cr} (ton.m)	0.70	0.41	0.75
$M_{servicio}$ (ton.m)	0.70	0.40	0.57
I_g (cm ⁴)	22708	22708	22708
M_{CM} (ton.m)	0.48	0.31	0.40
M_{CV} (ton.m)	0.21	0.12	0.17

Para el cálculo de las deflexiones se utilizó la ecuación (58), los resultados de este se muestran en la Tabla 32.

$$\Delta = \frac{5}{48} \left(\frac{L^2}{E * I_g} \right) * (M^+ - 0.1 * (M^{-der} + M^{-izq})) \quad (58)$$

Tabla 32. Cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas

Parámetro	Δ_{CM} (mm)	Δ_{CV} (mm)	$\Delta_{30\%CV}$ (mm)
$\Delta_{inmediata}$	1.52	0.56	0.17
$\Delta_{diferida}$	3.04	1.12	0.34

Con los valores obtenidos se calculó la deflexión máxima como la suma de $\Delta_{iCM} + \Delta_{i30\%CV} + \Delta_{dCM} + \Delta_{d30\%CV}$ de donde se obtuvo una deflexión máxima de 5 mm. Sin embargo, debido a que el aligerado soporta un tabique no estructural, la deflexión máxima se calculó usando $\Delta_{iCM} + \Delta_{iCV} + \Delta_{dCM} + \Delta_{d30\%CV}$ de donde se obtuvo una deflexión de 5.74 mm dado que la norma impone un límite de $L_n/480$ para estos casos, siendo L_n igual a 5.7 m, se obtuvo un límite de 11.87 mm por lo que la deflexión se encuentra por debajo del límite propuesto por la norma.

6.2. Diseño de losa maciza

Para el diseño de la losa maciza se determinó el acero mínimo usando la ecuación número (34) con la que se obtuvo un área de acero requerido de 3.6 cm^2 para una franja de 1 m de ancho. Sin embargo, se optó por armar la losa con acero de $\phi 3/8''$ espaciado a 0.20 m en doble malla.



CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS

El diseño de las vigas peraltadas se realizó utilizando el método de resistencia requerida tanto para el diseño por flexión como para el de fuerza cortante. Debido a ello, se consideraron las combinaciones de las ecuaciones (7), (8) y (9).

Además, se tuvo en cuenta que, para cualquier sección de la viga, el momento nominal (M_n), tanto positivo como negativo, debe ser siempre mayor que una cuarta parte del momento nominal máximo ($M_n \text{ máx}$) obtenido en cualquier otra sección de la viga. En los extremos, el momento nominal positivo ($M_n +$) debe ser al menos igual a la tercera parte del momento nominal negativo ($M_n -$) en ese mismo extremo, con el objetivo de cubrir posibles inversiones de momentos.

7.1. Diseño de la Viga 05

7.1.1. Diseño por flexión

En primer lugar, se realizó el cálculo del acero máximo y mínimo con las expresiones (31) y (33) obteniendo un área de acero máximo es de 21.52 cm^2 y un área de acero mínimo es de 3.91 cm^2 . La Figura 24 muestra la ubicación de la Viga 05.



Figura 24: Ubicación de la Viga 05

Debido a que el programa ETABS en su análisis por defecto no toma en consideración el proceso de secuencia constructiva, se decidió trabajar en dos modelos por separado las cargas de gravedad y las cargas de sismo. Para ello, en el primer modelo se modificó el factor de área en las columnas incrementado su valor de 1, configurado por defecto, a un

valor de 15. Del mismo modo, para las placas se incrementó el factor de área f_{22} de un valor de 1 a un valor de 15.

La Figura 25 y Figura 26 muestran los diagramas de momento flector para cargas de gravedad en el modelo con áreas de columnas y placas modificadas, mientras que la Figura 27 muestra el diagrama de momento flector para cargas de sismo en el modelo sin alteraciones.

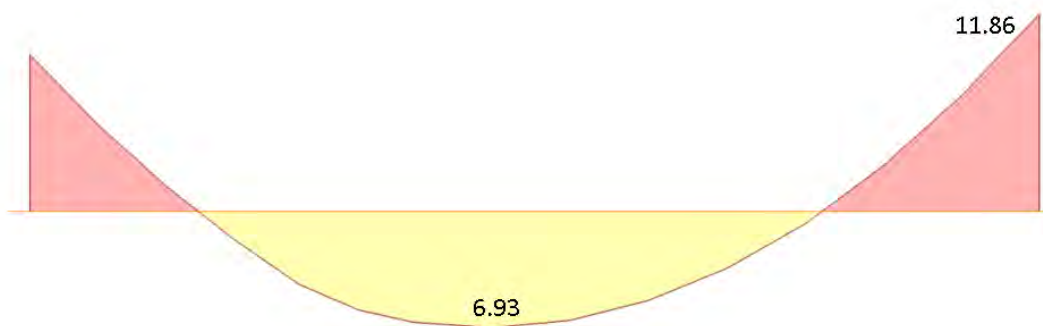


Figura 25: DMF en (ton.m) para CM en la Viga 05 para el modelo con columnas con área incrementadas.



Figura 26: DMF en (ton.m) para CV en la Viga 05 para el modelo con columnas con área incrementadas.

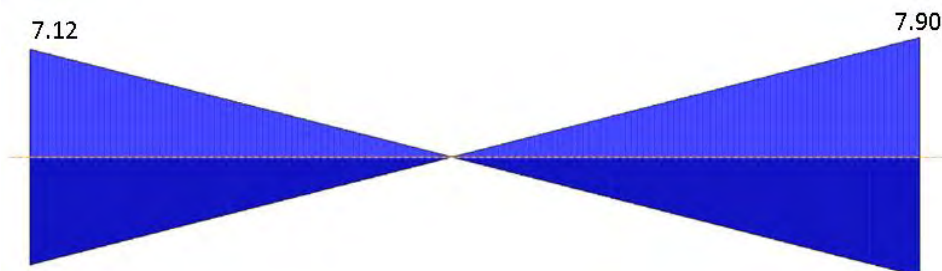


Figura 27. DMF en (ton.m) para CS en la Viga 05 para el modelo sin alteraciones.

Con los diagramas de momentos flectores se procedió a construir la envolvente de momentos flectores usando las combinaciones (7), (8) y (9). Se obtuvo como resultado la envolvente de diagramas flectores mostrada en el Figura 28, a partir de la cual se realizó el diseño por flexión para la Viga 05.

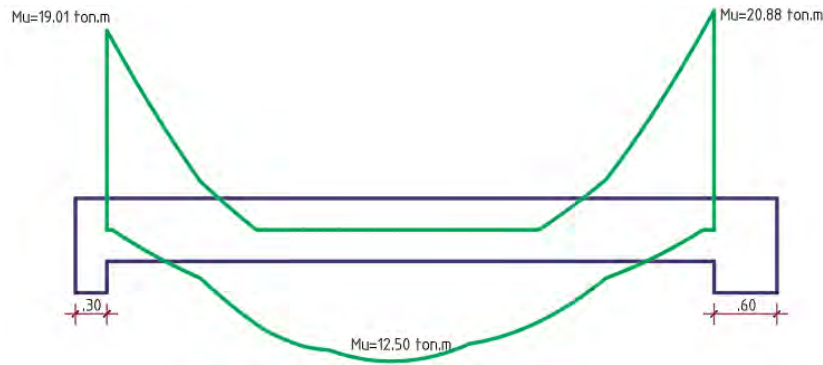


Figura 28. Envolvente de DMF para la Viga 05 con momentos a las caras.

La Tabla 33 muestra el resumen del diseño por flexión para Viga 05 a partir de las ecuaciones (27), (28) y de los momentos en los extremos y el centro. Se observa que el área de acero requerida ($A_{s\text{requerida}}$) es de 11.10 cm^2 y de 6.36 cm^2 para los momentos negativo y positivo respectivamente. Finalmente, se optó por colocar barras de acero corridas de $\phi 3/4''$ reforzadas con bastones de $\phi 3/4''$ como se muestra en la Figura 29.

Tabla 33: Resumen del diseño por flexión para la Viga 05.

VIGA 05	Mu (ton.m)			As _{requerido} (cm ²)			As col (cm ²)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Sup	19.01	0	20.88	10.00	3.91 (Asmin)	11.10	11.94	5.97	11.94
Inf	0	12.50	0	3.91 (Asmin)	6.36	3.91 (Asmin)	5.97	7.96	5.97

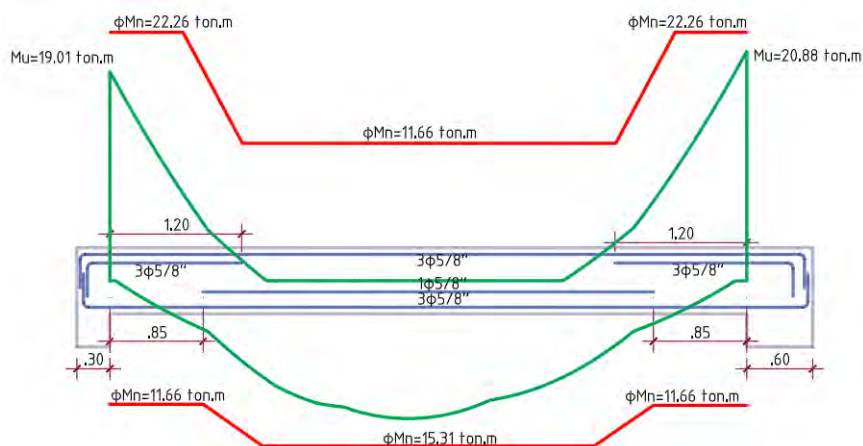


Figura 29. Diagrama de momento flector y de resistencia nominal para la Viga 05

7.1.2. Diseño por fuerza cortante

El diagrama de fuerza cortante última se obtuvo de manera similar a como se obtuvo el diagrama de momentos flectores y se muestra en la Figura 30, de donde se aprecia que la máxima fuerza cortante (V_u) es de 16.50 ton, a una distancia “d” de la cara de la columna.

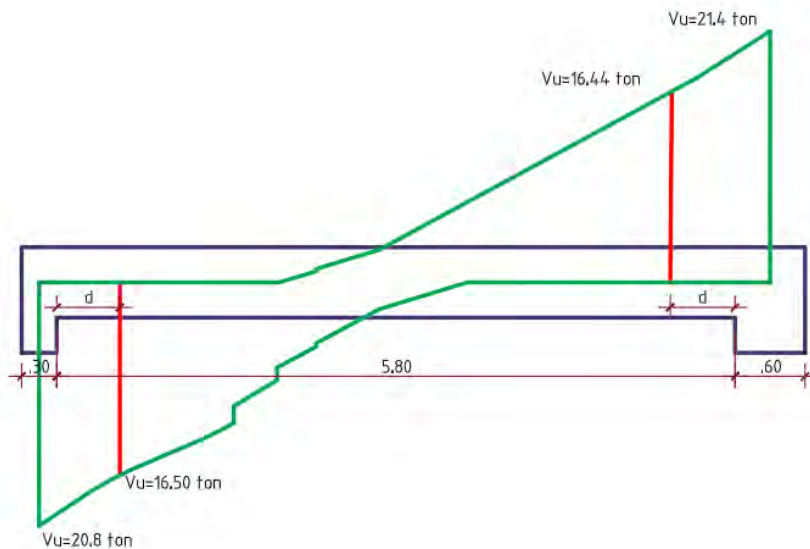


Figura 30. Envolvente de Fuerzas Cortantes para la Viga 05.

Usando la expresión (39) y el factor de reducción por fuerza cortante de $\Phi=0.85$ se obtuvo un valor de ϕV_c de 10.6 ton, dado que el valor V_u resulta mayor que el valor de ϕV_c , mediante las ecuaciones (45), (46) y (48) se calculó el espaciamiento requerido obteniendo un valor de 25 cm. Sin embargo, debido a que la Viga 05 es una viga con responsabilidad sísmica, para la distribución de estribos, se consideraron los criterios del capítulo 21 de la propuesta de Norma de E.060 (2019). Las dimensiones de la zona de confinamiento se calcularon como dos veces la longitud del peralte de la viga, ósea de 120 cm a cada extremo de la viga. La Tabla 34 muestra el cálculo del espaciamiento para la zona de confinamiento de la Viga 05 donde se observa que el espaciamiento para la zona de confinamiento debe de ser de 125 mm.

Tabla 34. Espaciamiento en la zona de confinamiento para la Viga 05

d/4 o 100 mm	125 mm
8db ($\phi 3/4''$)	150 mm
24bd ($\phi 3/8''$)	229 mm
300mm	300 mm
S_{elegido} (zona de confinamiento)	125 mm

Adicionalmente la norma menciona que, para la zona no confinada, en vigas con responsabilidad sísmica, el espaciamiento máximo debe de ser igual a la mitad del peralte efectivo, para la Viga 05, considerando un peralte efectivo de 54 cm, el espaciamiento obtenido fue de 25 cm. Finalmente se optó por armar la viga con estribos de $3/8''$ espaciados 1 @ 0.05 m 10 @ 0.125 m y resto @ 0.25 m en cada extremo.

7.1.2.1. Diseño por capacidad

Con el fin de verificar si el armado propuesto cumple con el diseño por capacidad, la Tabla 35 muestra el cálculo de la fuerza cortante por capacidad y del espaciamiento obtenido, según las ecuaciones (51), (45) y (46) respectivamente. Como se observa el espaciamiento obtenido es de 15 cm, por lo que el espaciamiento considerado de 1 @ 0.05 m 10 @ 0.125 m y resto @ 0.25 m cumple con este requerimiento.

Tabla 35. Diseño por capacidad para la Viga 05

Caso	$V_u \text{ cap (ton)}$	$V_u \text{ cap (ton)}$	$\phi V_c \text{ (ton)}$	$V_s \text{ (ton)}$	$S \text{ requerido (cm)}$
$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{1.25 * (w_m + w_v) * l_n}{2}$	20.81	20.81	10.58	12.04	15
1.25G+2.5*S	20.91				
0.9M+2.5*S	14.75				

7.1.2.2. Control de deflexiones

La propuesta de Norma E.060 de 2019 en su capítulo 9, especifica los peraltes mínimos a partir de los cuales no se necesita realizar un análisis de control de deflexiones, para la Viga 05 este valor correspondería a $l_n/21$, dado que la viga posee ambos extremos

continuos, por lo que el peralte mínimo sería de 30 cm, dado que la viga posee un peralte de 60 cm no será necesario realizar un análisis de control de deflexiones.

7.2. Diseño de la Viga 08

7.2.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de la Viga 08 se procedió a calcular el acero mínimo y máximo mediante las ecuaciones (31) y (33) obteniendo como resultado 21.52 cm^2 y 3.91 cm^2 respectivamente. La Figura 31 muestra la ubicación de la Viga 08.

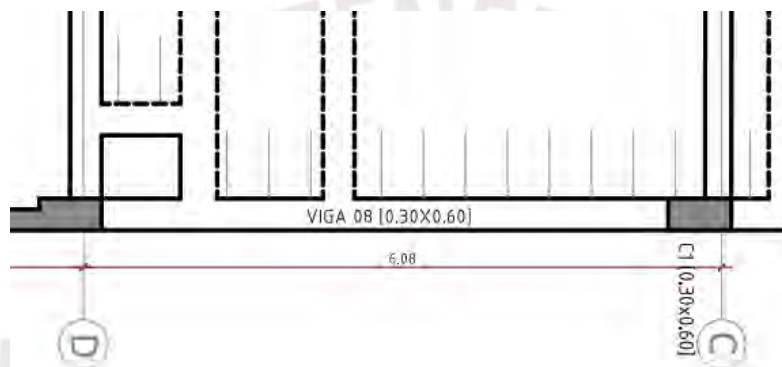


Figura 31. Ubicación de la Viga 08.

Con los momentos flectores obtenidos a partir de los dos modelos estructurales, se construyó la envolvente de diagrama de momento flector, mostrado en la Figura 32, de manera similar a como se obtuvo para la Viga 05 y usando las combinaciones (7), (8) y (9).

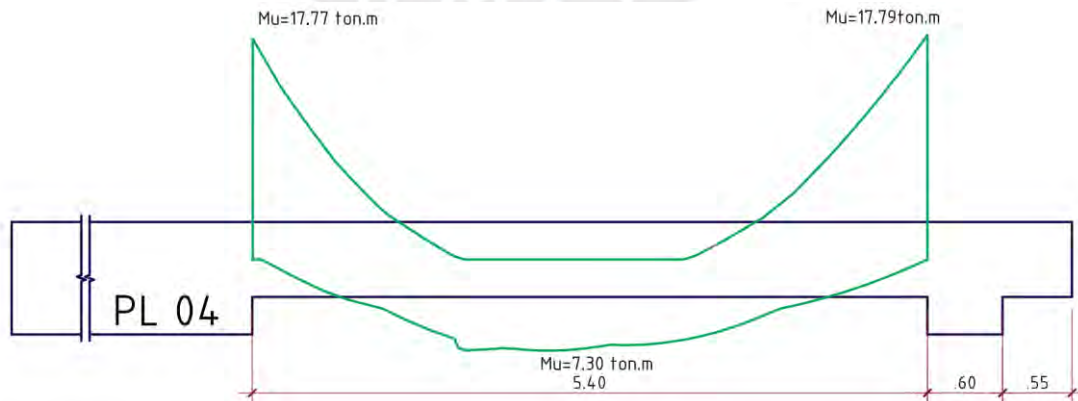


Figura 32. Envolvente de DMF para la Viga 08 con momentos a las caras.

Con la envolvente del diagrama de momento flector definido se diseñó por flexión la Viga 08, utilizando las ecuaciones (27) y (28). La Tabla 36 y la Figura 33 muestran el resumen del diseño por flexión, donde se observa que se optó por colocar barras de acero corridas de $\phi 3/4''$ con bastones de $\phi 5/8''$.

Tabla 36. Resumen del diseño por flexión para la Viga 08.

VIGA 08	Mu (ton.m)			As requerido (cm ²)			As colocado (cm ²)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Sup	17.77	0	17.79	9.34	3.92(As min)	9.35	9.66	5.68	9.66
Inf	0	7.30	0	3.92(As min)	3.67	3.92(As min)	5.68	5.68	5.68

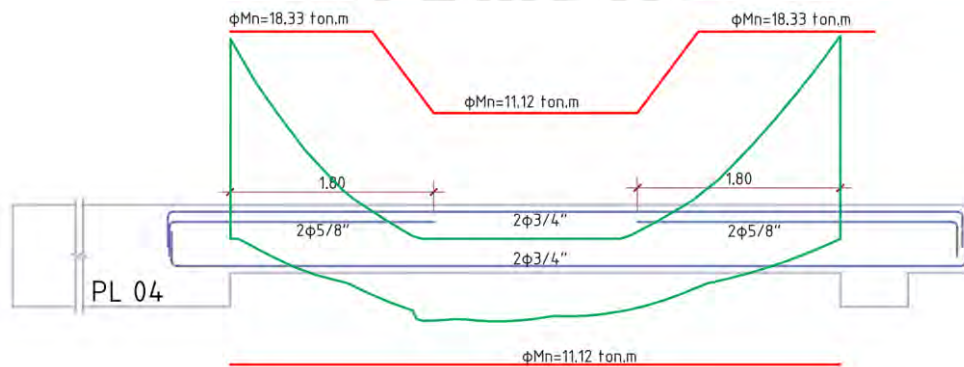


Figura 33. Envolvente de momentos flector y de resistencias nominales para la Viga 08

7.2.2. Diseño por fuerza cortante

La Figura 34 muestra a la envolvente de fuerzas cortantes obtenida, de donde se aprecia que la máxima fuerza cortante (V_u) es de 13.20 ton, a una distancia “d” de la cara de la placa.

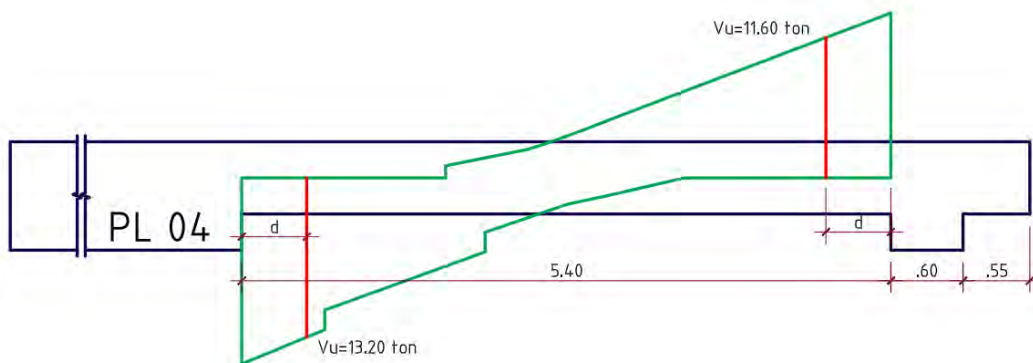


Figura 34. Envolvente de Fuerzas Cortantes para la Viga 08.

Usando la ecuación (39) se calculó el valor de ϕV_c siendo este igual a 10.6 ton, dado que V_u resulta mayor que ϕV_c mediante las ecuaciones (45), (46) y (48) se calculó el espaciamiento requerido, obteniendo un valor de 25 cm. Sin embargo, debido a que la Viga 08 posee responsabilidad sísmica se consideraron, para el espaciamiento de los estribos, los criterios del capítulo 21 de la Norma E.060, de forma similar al explicado en el diseño por fuerza cortante de la Viga 05. Finalmente se optó por armar la viga con estribos de 3/8" espaciados 1 @ 0.05m 10 @ 0.125 m y resto @ 0.25 m en cada extremo.

7.2.2.1. Diseño por capacidad

La Tabla 37 resume el diseño por capacidad para la Viga 08, de forma similar al realizado para la Viga 05. Se observa que el espaciamiento requerido es de 25 cm por lo que el espaciamiento considerado de 1 @ 0.05 m 10 @ 0.125m y resto @ 0.25 m satisface este requerimiento.

Tabla 37. Diseño por capacidad de la Viga 08.

Caso	Vucap (ton)	Vucap (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	S requerido (cm)
$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{1.25 * (w_m + w_v) * l_n}{2}$	18.11	18.11	10.58	8.86	25
1.25G+2.5*S	16.75				
0.9M+2.5*S	12.56				

7.2.2.2. Control de deflexiones

Debido a que la Viga 08 posee extremos continuos, el peralte mínimo a partir del cual no es necesario realizar un análisis de control de deflexiones corresponde a $l_n/21$ que para una luz libre de 5.4 m el peralte corresponde a 25 cm, dado a que la viga posee un peralte de 60 cm no será necesario realizar un análisis de control de deflexiones.

7.3. Diseño de vigas chatas

A continuación, se presenta el diseño de la viga chata ubicada entre los ejes C y D. El acero máximo y mínimo se calculó mediante las expresiones (31) y (33) y son de 14.34

cm² y de 2.2 cm² respectivamente. Para las cargas distribuidas observadas en la Figura 35 se obtuvo un momento flector máximo de 2.98 ton.m.

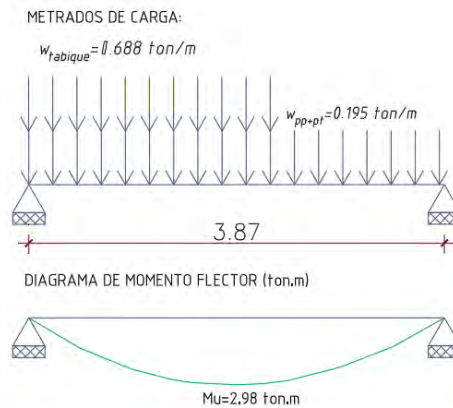


Figura 35: Metrado de cargas y Diagrama de Momento Flector para la Viga Chata VCH-01

La armadura de refuerzo longitudinal se calculó a partir del momento máximo positivo mostrado en la Figura 36 y utilizando la expresión (28) se obtuvo el área de acero de refuerzo requerida de 3.68 cm². Finalmente, se optó por colocar tres barras $\phi 1/2''$ para acero positivo y dos $\phi 3/8''$ para acero negativo.



Figura 36. Fuerza Cortante Viga Chata 1.4CM+1.7CV

Para el diseño por fuerza cortante se calculó el valor de ϕV_c mediante la ecuación (39) obteniendo un valor de 5.74 ton. Dado que ϕV_c es mayor que V_{ud} en toda la sección de la viga, como se observa en la Figura 36, se consideró un espaciamiento de estribos de 8mm de 1@ 0.05 m resto @ 0.25 m.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño por flexo-compresión, se realizó el metrado de las cargas muerta y viva en las columnas C1 y C2, respectivamente. La columna C1 está ubicada entre los ejes B y 1, mientras que la columna C2 se encuentra entre los ejes B y 4. La Tabla 38 y Tabla 39 muestran los valores de carga obtenidos en ETABS y los compara con los obtenidos manualmente. Se observa que las diferencias entre ambos métodos no superan el 4%, lo que confirma que el modelo en ETABS transmite adecuadamente las cargas a las columnas. Dado que las cargas son similares, se utilizaron las cargas obtenidas de ETABS para el diseño de las columnas, sin aplicar reducción por carga viva, con el fin de mantener un enfoque conservador.

Tabla 38. Comparación entre el metrado manual con cargas obtenidas en el ETABS para la columna C1.

Techo	Carga Muerta			Carga Viva		
	P ETABS (ton)	P Manual (ton)	Diferencia (%)	P ETABS (ton)	P Manual (ton)	Diferencia (%)
Piso 07	10.61	10.51	1.01%	1.45	1.42	2.04%
Piso 06	28.50	27.96	1.91%	4.39	4.45	1.33%
Piso 05	46.39	45.42	2.14%	7.34	7.47	1.78%
Piso 04	64.32	62.88	2.29%	10.31	10.50	1.78%
Piso 03	82.23	80.34	2.35%	13.26	13.52	1.93%
Piso 02	100.15	97.80	2.40%	16.22	16.54	1.99%
Piso 01	118.54	115.54	2.59%	19.15	19.39	1.24%

Tabla 39. Comparación entre el metrado manual con cargas obtenidas en el ETABS para la columna C2.

Techo	Carga Muerta			Carga Viva		
	P ETABS (ton)	P Manual (ton)	Diferencia (%)	P ETABS (ton)	P Manual (ton)	Diferencia (%)
Piso 07	12.60	12.03	4.71%	1.73	1.67	3.63%
Piso 06	32.29	30.80	4.85%	5.18	5.00	3.63%
Piso 05	51.97	49.56	4.84%	8.63	8.34	3.50%
Piso 04	71.82	68.33	5.11%	12.07	11.67	3.48%
Piso 03	91.53	87.10	5.09%	15.53	15.00	3.50%
Piso 02	111.18	105.86	5.03%	18.97	18.33	3.45%
Piso 01	131.63	125.38	4.98%	22.49	21.85	2.90%

8.1. Diseño de la columna C1

Como se mencionó anteriormente, en esta tesis se trabajó con dos modelos: uno para el análisis de cargas de gravedad y otro para el análisis de cargas sísmicas. El resumen de

cargas se presenta en la Tabla 40. Con las cargas extraídas de ambos modelos, se realizaron las combinaciones de carga establecidas en las ecuaciones (7), (8) y (9). A continuación, la Tabla 41 muestra las cargas correspondientes a las diferentes combinaciones para las direcciones definidas en la Figura 37.

Tabla 40. Cargas de diseño para la columna C1.

Caso	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
CM	-118.30	1.75	0.08	0.10	2.04
CV	-19.11	0.43	-0.02	-0.02	0.50
SXX	18.78	0.92	0.47	1.01	1.79
SYX	7.44	0.29	1.11	2.36	0.56

Tabla 41. Combinaciones de carga para la columna C1.

CARGA DE GRAVEDAD					
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	198.11	3.18	0.14	0.16	3.71
SISMO EN X					
Carga	P (ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) + CSX	190.55	3.64	0.60	1.15	4.97
1.25(CM+CV)-CSX	152.98	1.80	-0.35	-0.87	1.39
0.9CM+CSX	125.26	2.49	0.55	1.10	3.63
0.9CM-CSX	87.69	0.65	-0.40	-0.93	0.04
SISMO EN Y					
Carga	P (ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) + CSY	179.21	3.01	1.24	2.50	3.74
1.25(CM+CV)-CSY	164.32	2.43	-0.99	-2.22	2.62
0.9CM+CSY	113.91	1.86	1.19	2.45	2.40
0.9CM-CSY	99.03	1.28	-1.04	-2.28	1.28

El refuerzo de acero se calculó con base en la cuantía mínima (ρ) establecida por la Norma E.060, siendo ρ igual a 1% como se indica en la ecuación (35). A continuación, la Figura 37 presenta la sección elegida para la columna C1.

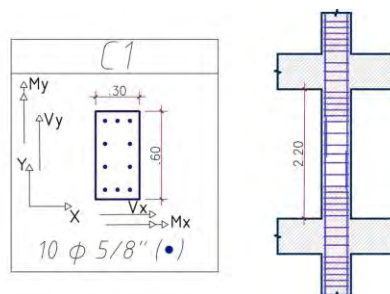


Figura 37. Sección y armadura elegida para la columna C1 dimensiones en (m).

Con la cuantía establecida, se procedió a calcular el diagrama de interacción nominal para el diseño por flexo-compresión utilizando el Section Designer del programa ETABS. Dado que ETABS 20 trabaja con las hipótesis del ACI 318-19, el cual considera factores de reducción para flexo-compresión distintos a los establecidos en la propuesta de norma E.060 (2019), se modificaron los factores de reducción correspondientes. Los factores de reducción se calcularon con la ecuación (49), para lo cual se determinó P_{trans} mediante la ecuación (50). El diagrama de resistencias obtenido de ETABS sirvió como base para, mediante hojas de Excel, calcular el diagrama de interacción de diseño, incluyendo las combinaciones de carga solicitadas. A continuación, la Figura 38 y Figura 35 muestran los diagramas de interacción de la columna C1 para momentos alrededor de los ejes X y Y respectivamente. Como se puede apreciar, todas las combinaciones de carga quedaron dentro de los diagramas de diseño.

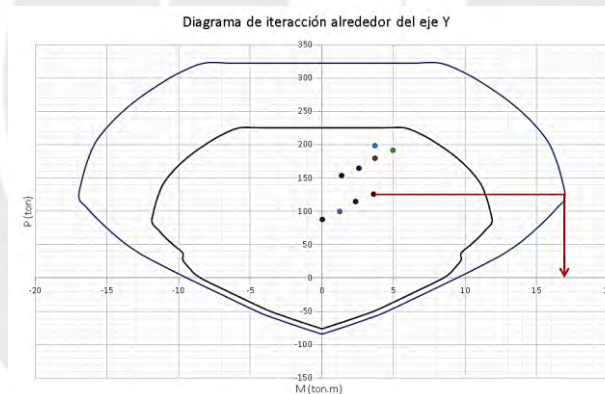


Figura 38. Diagrama de interacción alrededor del eje Y para la columna C1.



Figura 39. Diagrama de interacción alrededor del eje X para la columna C1.

8.1.1. Diseño por fuerza cortante

Se eligió a la fuerza cortante de diseño V_u como la mayor entre las fuerzas cortantes obtenidas a partir de las combinaciones de carga mostradas en la Tabla 41 y la fuerza cortante obtenida al realizar el análisis por capacidad. Para el análisis por capacidad se consideraron las combinaciones de carga de las ecuaciones (53) y (54), las cuales consideran tres veces el efecto de las cargas sísmicas, como se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42. Combinaciones de carga con sismo amplificado a 3 veces para la columna C1.

3 SISMO EN X-X			3 SISMO EN Y-Y		
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Carga	P (ton)	Vy (ton)
1.25(CM+CV) +3CSX	228.12	5.48	1.25(CM+CV) +3CSX	194.09	3.46
1.25(CM+CV) -3CSX	115.41	-0.03	1.25(CM+CV) -3CSX	149.43	-3.21
0.9CM+3CSX	162.82	4.33	0.9CM+3CSX	128.80	3.41
0.9CM-3CSX	84.14	0.70	0.9CM-3CSX	84.14	-3.26

Posteriormente, se calculó el valor de ϕV_c mediante la ecuación (40) y el valor de V_u de capacidad utilizando el diagrama de interacción de la columna y la ecuación (52) como se aprecia en la Figura 38 y Figura 39 donde se señalan con flechas rojas los valores de P_u que proporcionan los mayores M_n .

La Tabla 43 y Tabla 44 presentan los resultados del diseño por fuerza cortante para la dirección X y Y. Se observa que la fuerza cortante por capacidad superó a la fuerza cortante de análisis en todas las combinaciones; no obstante, esta última no excedió la combinación definida como tres veces la cortante por sismo, por lo que la columna se diseñó con las fuerzas cortantes de la Tabla 42. Además, se observa que las fuerzas cortantes de diseño no superaron el valor de ϕV_c . Por consiguiente, se utilizaron los valores de espaciamiento máximos establecidos por la norma E.060 en el capítulo 21, detallados en la Tabla 45.

Tabla 43. Diseño por fuerza cortante en X para la columna C1.

CORTANTE EN LA DIRECCIÓN "X"								
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vx cap (ton)	3Vx Sismo (ton)	Vdiseño x (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	S(cm)
1.25(CM+CV) +CSX	190.55	3.64	10.71	5.48	5.48	16.51	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV)-CSX	152.98	1.80	11.12	0.03	1.80	15.11	Vu<Vc	10
0.9CM+CSX	125.26	2.49	11.29	4.33	4.33	14.07	Vu<Vc	10
0.9CM-CSX	87.69	0.65	10.44	0.70	0.70	12.67	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV) +CSY	179.21	3.01	10.87	3.59	3.59	16.09	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV)-CSY	164.32	2.43	11.02	1.85	1.85	15.53	Vu<Vc	10
0.9CM+CSY	113.91	1.86	11.16	2.44	2.44	13.65	Vu<Vc	10
0.9CM-CSY	99.03	1.28	10.77	0.70	1.28	13.10	Vu<Vc	10

Tabla 44. Diseño por fuerza cortante en Y para la columna C1.

CORTANTE EN LA DIRECCIÓN "Y"								
Carga	P (ton)	Vy (ton)	Vy cap (ton)	3Vy Sismo (ton)	Vdiseño y (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S(cm)
1.25(CM+CV) +CSX	190.55	0.60	22.83	1.54	1.54	19.42	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV)-CSX	152.98	0.35	24.22	1.29	1.29	17.77	Vu<Vc	10
0.9CM+CSX	125.26	0.55	24.05	1.49	1.49	16.56	Vu<Vc	10
0.9CM-CSX	87.69	0.40	22.78	3.26	3.26	14.91	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV) +CSY	179.21	1.24	23.29	3.46	3.46	18.92	Vu<Vc	10
1.25(CM+CV)-CSY	164.32	0.99	23.84	3.21	3.21	18.27	Vu<Vc	10
0.9CM+CSY	113.91	1.19	23.76	3.41	3.41	16.06	Vu<Vc	10
0.9CM-CSY	99.03	1.04	23.29	3.26	3.26	15.41	Vu<Vc	10

Tabla 45. Espaciamientos máximos en columnas.

Para la zona confinada			Para la zona NO confinada		
So	10	cm	S _{max}	30	cm
8dl	127.36	cm	12 dl	191	cm
0.5 (b o h)	15	cm	48 de	456	cm
E060	10	cm	b o h	30	cm
S análisis	25	cm	E060	30	cm

Para el armado de acero se utilizaron estribos dobles de $\phi 3/8$ " espaciados 1 @ 0.05 m 6 @ 0.10 m y el resto @ 0.30 m como se muestra en la Figura 40 debido a que las barras longitudinales se encontraban separadas a 153 mm por lo que conforme con lo estipulado en el artículo 7.10.5.3 de la Norma E.060, mismo que indica que ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente, resulta necesario colocar dos estribos.

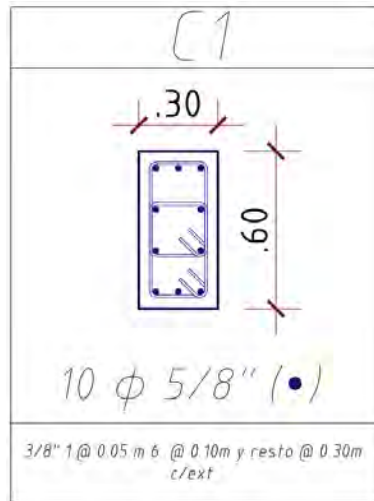


Figura 40. Armado final de la columna C1.

8.2. Diseño de la columna C2

De manera similar para la columna C2 se obtuvieron las cargas a partir de los dos modelos trabajados, modelo con áreas de columnas y placas incrementadas para las cargas de gravedad y modelo sin alteraciones para cargas de sismo. La Tabla 46 muestra las cargas de diseño para las direcciones mostradas en la Figura 41. Así mismo, la Tabla 47 muestra las combinaciones de carga obtenidas mediante las ecuaciones (7), (8) y (9).

Tabla 46. Cargas de diseño para la columna C2.

Caso	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (Ton.m)	MY (ton.m)
CM	-131.64	3.10	0.17	0.20	3.48
CV	-22.49	0.00	0.81	0.91	0.00
SXX	21.31	2.00	0.04	0.08	6.81
SY Y	7.76	0.41	0.74	2.16	0.72

Tabla 47. Combinaciones de carga para la columna C2.

CARGA DE GRAVEDAD					
Carga	P (ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	222.52	4.34	1.62	1.82	4.87
SISMO EN X-X					
Carga	P (ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSX	213.97	5.88	1.27	1.46	11.16
1.25(CM+CV)-CSX	171.35	1.88	1.19	1.31	-2.46
0.9CM+CSX	139.78	4.79	0.20	0.26	9.94
0.9CM-CSX	97.17	0.79	0.11	0.10	-3.68
SISMO EN Y-Y					
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSY	200.42	4.28	1.97	3.54	5.07
1.25(CM+CV)-CSY	184.90	3.47	0.48	-0.77	3.63
0.9CM+CSY	126.23	3.20	0.90	2.34	3.84
0.9CM-CSY	110.72	2.38	-0.59	-1.98	2.41

El refuerzo de acero se calculó con base en la cuantía mínima (ρ) de 1% como se indica en la ecuación (35). La Figura 41 presenta la sección elegida para la columna C2, misma que se reforzó con 12 barras de 5/8”.

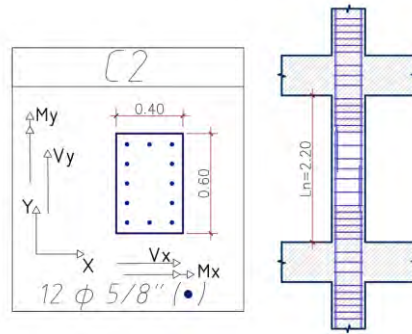


Figura 41. Sección y armadura elegida para la columna C2 dimensiones en (m).

Con la cuantía establecida, se calculó el diagrama de interacción nominal para el diseño por flexo-compresión. Los factores de reducción se calcularon con la ecuación (49). A continuación, la Figura 42 y Figura 43 muestran los diagramas de interacción de la columna C2 para momentos alrededor de los ejes X y Y, respectivamente. Como se aprecia, todas las combinaciones de carga quedaron dentro de los diagramas de diseño por lo que el armado propuesto satisface los requerimientos de flexo-compresión.



Figura 42. Diagrama de interacción alrededor del eje Y para la columna C2.

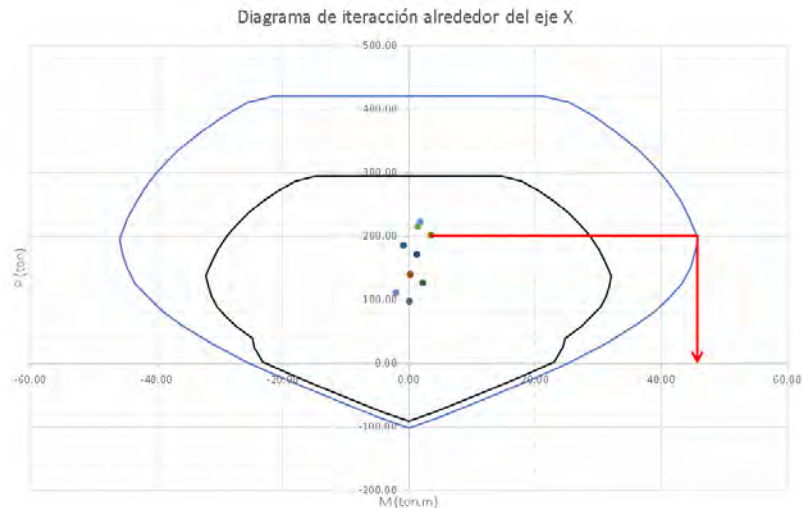


Figura 43. Diagrama de interacción alrededor del eje X para la columna C2.

8.2.1. Diseño por fuerza cortante de la columna C2

Se eligió a la fuerza cortante de diseño como la mayor entre las fuerzas cortantes obtenidas a partir de las combinaciones de carga mostradas en la Tabla 47 y de la fuerza cortante obtenida al realizar el análisis por capacidad. Además, se calcularon combinaciones de carga adicionales utilizando las ecuaciones (53) y (54), las cuales consideraron tres veces el efecto de las cargas sísmicas, como se muestra en la Tabla 48.

Tabla 48. Combinaciones de carga con sismo amplificado a 3 veces para la columna C2

3 SISMO EN X-X			3 SISMO EN Y-Y		
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Carga	P (ton)	Vy (ton)
1.25(CM+CV)+3CSX	256.58	9.87	1.25(CM+CV)+3CSX	215.93	3.46
1.25(CM+CV)-3CSX	128.73	-2.12	1.25(CM+CV)-3CSX	169.38	-1.00
0.9CM+3CSX	182.40	8.79	0.9CM+3CSX	141.75	2.38
0.9CM-3CSX	95.20	1.57	0.9CM-3CSX	95.20	-2.08

Posteriormente, se calculó el valor de ϕV_c mediante la ecuación (40) y el valor de V_u por capacidad utilizando el diagrama de interacción de la columna C2 y la ecuación (52), como se aprecia en la Figura 42 y Figura 43, donde se señalaron con flechas rojas los valores de P_u que proporcionan el mayor momento nominal M_n .

La Tabla 49 y Tabla 50 muestran los resultados del diseño por fuerza cortante para la columna C2. Nuevamente se observa que la fuerza cortante por capacidad superó el valor

de la fuerza cortante de análisis; no obstante, esta última no excedió la combinación definida como tres veces la cortante por sismo. Además, se observa que la fuerza cortante de diseño no superó el valor de ϕV_c . Por consiguiente, se utilizaron los valores de espaciamiento máximos establecidos por la norma E.060, detallados en la Tabla 45.

Tabla 49. Diseño por fuerza cortante en X para la columna C2.

CORTANTE EN LA DIRECCIÓN "X"								
Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vx cap (ton)	3Vx Sismo (ton)	Vdiseño x (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	S(cm)
1.25(CM+CV) +CSX	213.97	5.88	20.96	9.87	9.87	17.38	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV)-CSX	171.35	1.88	21.39	2.12	2.12	15.79	$V_u < V_c$	10
0.9CM+CSX	139.78	4.79	20.35	8.79	8.79	14.62	$V_u < V_c$	10
0.9CM-CSX	97.17	0.79	18.37	1.57	1.57	13.03	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV) +CSY	200.42	4.28	21.24	5.10	5.10	16.88	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV)-CSY	184.90	3.47	21.57	2.66	2.66	16.30	$V_u < V_c$	10
0.9CM+CSY	126.23	3.20	19.77	4.01	4.01	14.11	$V_u < V_c$	10
0.9CM-CSY	110.72	2.38	19.05	1.57	1.57	13.53	$V_u < V_c$	10

Tabla 50. Diseño por fuerza cortante en Y para la columna C2.

CORTANTE EN LA DIRECCIÓN "Y"								
Carga	P (ton)	Vy (ton)	Vy cap	3Vy Sismo (ton)	Vdiseño y (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S(cm)
1.25(CM+CV) +CSX	213.97	1.27	30.07	1.35	1.35	20.45	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV)-CSX	171.35	1.19	30.18	1.10	1.10	18.58	$V_u < V_c$	10
0.9CM+CSX	139.78	0.20	29.35	0.28	0.28	17.19	$V_u < V_c$	10
0.9CM-CSX	97.17	0.11	27.04	2.08	2.08	15.32	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV) +CSY	200.42	1.97	30.43	3.46	3.46	19.86	$V_u < V_c$	10
1.25(CM+CV)-CSY	184.90	0.48	30.39	1.00	1.00	19.17	$V_u < V_c$	10
0.9CM+CSY	126.23	0.90	28.87	2.38	2.38	16.60	$V_u < V_c$	10
0.9CM-CSY	110.72	0.59	27.93	2.08	2.08	15.92	$V_u < V_c$	10

Para el armado de acero se utilizaron estribos dobles de $\phi 3/8$ " espaciados 1 @ 0.05 m 6 @ 0.10 m y el resto @ 0.30 m como se muestra en la Figura 44.

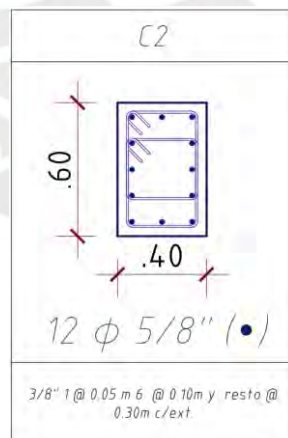


Figura 44. Armado final de la columna C2.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

9.1. Diseño de la placa PL03

9.1.1. Cargas de servicio

Se obtuvieron las cargas de servicio de gravedad y de sismo a partir de los dos modelos con los que se trabajaron, modelo con áreas de columnas incrementadas y modelo sin alteraciones, como se muestra en la Tabla 51 y considerando las direcciones establecidas en la Figura 45. Con las cargas obtenidas, se calcularon las combinaciones de carga mediante las ecuaciones (7), (8) y (9) presentadas en la Tabla 52.

Tabla 51. Cargas de diseño para PL03.

Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	106.23	0.33	0.02	0.02	7.58
CV	15.01	0.00	0.11	0.41	0.00
CSx	9.92	46.38	0.01	0.03	287.87
CSy	45.23	0.46	1.34	1.19	7.98

Tabla 52. Combinaciones de carga para la placa PL 03.

CARGA DE GRAVEDAD					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM+1.7CV	174.24	0.46	0.21	0.725	10.612
SISMO EN X-X					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSX	161.47	46.79	0.17	0.57	297.35
1.25(CM+CV)-CSX	141.63	-45.97	0.15	0.51	-278.40
0.9CM+CSX	105.53	46.68	0.03	0.05	294.69
0.9CM-CSX	85.69	-46.08	0.01	-0.01	-281.05
SISMO EN Y-Y					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSY	196.78	0.87	1.50	1.73	17.46
1.25(CM+CV)-CSY	106.32	-0.05	-1.18	-0.65	1.50
0.9CM+CSY	140.84	0.76	1.36	1.21	14.80
0.9CM-CSY	50.38	-0.16	-1.32	-1.17	-1.16

Tras establecer las combinaciones de carga, se verificó la esbeltes de la placa, para ello se comparó su altura con su longitud. Para la placa PL03, con una altura de 20.5 metros y una longitud de 1.8 metros, la relación entre su altura y su longitud es de 11.38, lo que la clasifica como esbelta ya que supera el valor de 2.

Una vez determinada la esbeltez de la placa, se procedió a establecer las cuantías mínimas de refuerzo tanto horizontal como vertical, conforme a lo estipulado en el artículo 11.10.7 de la propuesta de Norma E.060 (2019) y la ecuación (36). La Tabla 53 muestra el resumen del cálculo de la cuantía para la placa PL03.

Tabla 53. Determinación de la cuantía mínima para la placa PL03.

Determinación de la cuantía			
Vux (ton)	$0.27 \sqrt{f'c} Acw$ (ton)	P_{horizontal}	P_{vertical}
46.80	32.87	0.0025	0.0025
Vuy(ton)	$0.27 \sqrt{f'c} Acw$ (ton)	P_{horizontal}	P_{vertical}
1.49	32.87	0.002	0.0015
P_{horizontal} (elegida)	0.0025	P_{vertical} (elegida)	0.0025

Dado que el diseño por flexo-compresión es un proceso iterativo, se propusieron diferentes configuraciones de armado. La Figura 45 presenta la propuesta de armado final para la placa PL03.



Figura 45. Armadura seleccionada para la placa PL03.

9.1.2. Diseño por flexo-compresión

Con el armado propuesto, se construyó el diagrama de interacción nominal para el diseño por flexo-compresión utilizando el Section Designer de SAP2000. Dado que SAP2000 utiliza las hipótesis del ACI 318-19, que incluyen factores de reducción diferentes a los de la propuesta de Norma E.060 (2019), se ajustaron estos factores según la ecuación (49) y se determinó P_{trans} con la ecuación (50). El diagrama de resistencias se obtuvo mediante hojas de Excel, incorporando las combinaciones de carga de la Tabla 52. La Figura 46 y Figura 47 muestran los diagramas de interacción de la placa PL03, para

momentos alrededor de los ejes X y Y, evidenciando que todas las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de diseño.

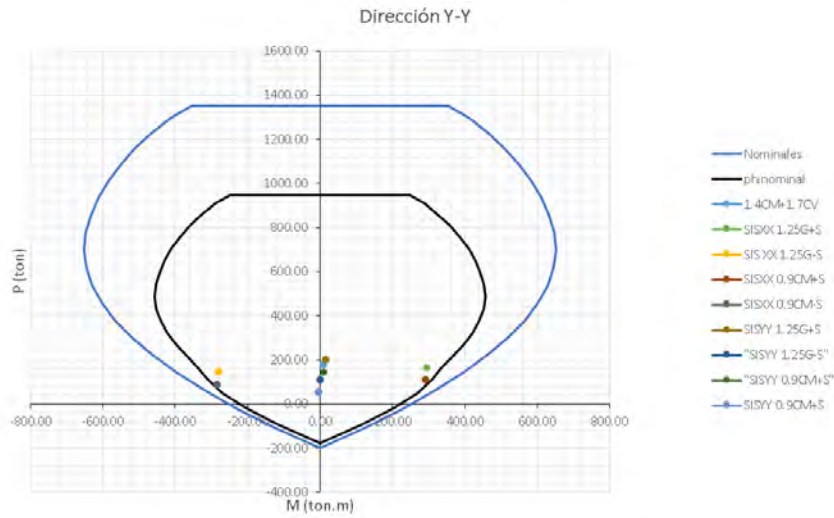


Figura 46. Diagrama de Interacción para PL03 alrededor de Y.

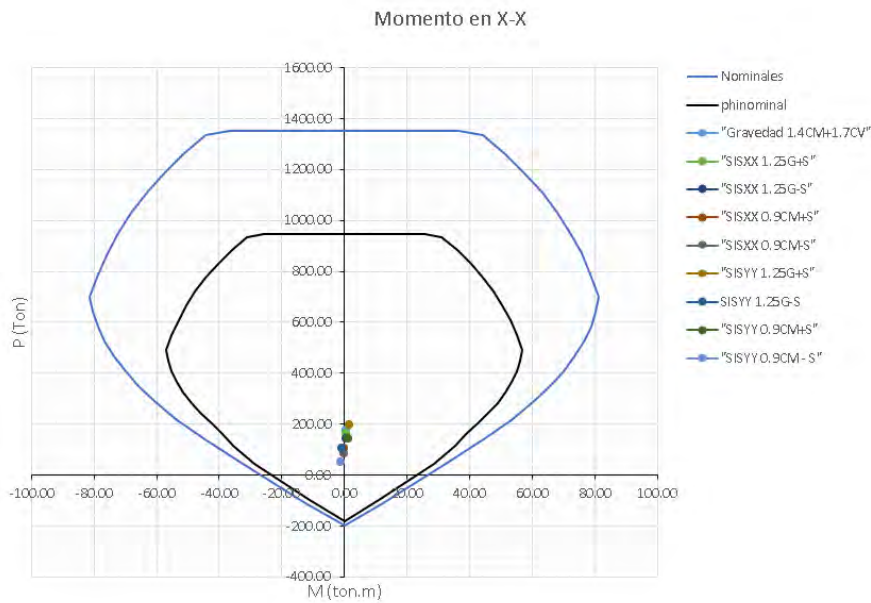


Figura 47. Diagrama de Interacción para PL03 alrededor de X.

9.1.3. Verificación de confinamiento especial

Con los diagramas de interacción construidos, se procedió a verificar si las placas requerían confinamiento especial. Para ello, la propuesta de norma E.060 del 2019 ofrece dos alternativas en los artículos 21.9.7.4 y 21.9.7.5. En el Artículo 21.9.7.4, aplicado a muros efectivamente continuos desde la base hasta la parte superior de la estructura, se

establece que los elementos de borde de las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda el límite impuesto por la ecuación (59).

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\partial u}{hm}\right)} \quad (59)$$

Donde lm representa a la longitud del muro en el plano horizontal, hm la altura total del muro y ∂u el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro, calculado conforme al artículo 16.4 de la norma E.030. Además, se debe considerar que el cociente $\partial u/hm$ no debe ser menor que 0.005. Así mismo, el Artículo 21.9.7.4 de la propuesta de Norma E.060 de 2019 menciona que cuando se requiera el confinamiento de elementos de borde, el refuerzo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica hasta una distancia no menor que el mayor valor entre lm y $Mu / (4 Vu)$ como se muestra en la Figura 48.

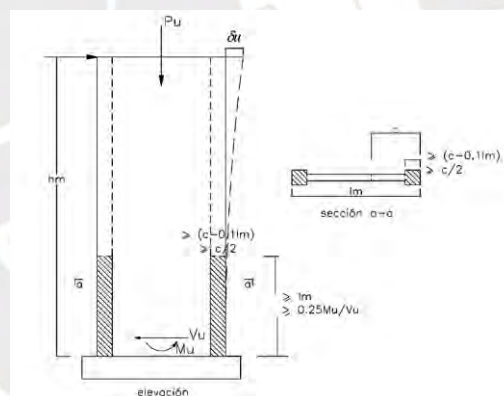


Figura 48: Elementos confinados de borde en muros.

Con el programa SAP2000 se calculó el eje neutro para todas las combinaciones de carga establecidas, en conjunto con el diagrama de momento curvatura, para una deformación unitaria del concreto de ϵ_c igual a 0.003. La Tabla 54 muestra el detalle del cálculo, primero para un ángulo de 90° y luego para 270° , en donde se puede apreciar que el mayor valor de C se ha obtenido para las combinaciones de $1.25(CM+CV) + CSX$ y $1.25(CM+CV) - CSX$.

Tabla 54. Cálculo de la profundidad del eje neutro C para la placa PL03.

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE DIRECCIÓN X						
Combinación	Angulo	P (ton)	δu (cm)	ϵ_s	D (cm)	C (cm)
1.25(CM+CV)+CSX	90	161.46	1.795	0.0124	277.5	54.06
1.25(CM+CV)-CSX	270	141.62	1.795	0.0136	277.5	50.15
0.9CM+CSX	90	105.52	1.795	0.0588	277.5	13.47
0.9CM-CSX	270	85.69	1.795	0.0595	277.5	13.32

Con el valor de C definido se procedió a verificar si el elemento necesitaba de confinamiento especial usando la ecuación (59), la Tabla 55 muestra los resultados de dicho análisis evidenciando que la placa PL03 no requiere de confinamiento especial.

Tabla 55. Verificación de confinamiento para la placa PL 03.

PARA LA DIRECCIÓN X					
C calculado (cm)	δu (cm)	Su/H	Lx (cm)	C lim (cm)	¿Requiere?
54.06	1.795	0.005	280	93.3	NO REQUIERE

9.1.4. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por fuerza cortante de la placa PL 03, se calculó el valor de ϕV_c usando la ecuación (39), considerando un valor de α igual a 0.53 debido a que se trata de una placa esbelta y ϕ igual a 0.85 como se muestra en la Tabla 56. Además, para el diseño por capacidad se amplificó la cortante de diseño final conforme a lo estipulado en la ecuación (55). La Tabla 57 y Tabla 58 muestran los resultados del diseño por fuerza cortante para la placa PL 03, en donde se observa que el espaciamiento de refuerzo horizontal requerido corresponde al calculado en base a la cuantía.

Tabla 56: Resumen de los requerimientos de diseño para la placa PL 03.

Lx (cm)	H (cm)	H/Lx	Tipo	α	ϕ
180	2050	7.38	ESBELTO	0.53	0.85

Tabla 57. Resumen del cálculo de la cortante de diseño para la placa PL 03.

PARA EL DIAGRAMA ALREDEDOR DEL EJE Y							
COMBINACIÓN	Pu (ton)	Mu(ton.m)	Mn(ton)	Mn/Mu	Rx/2	Vu(ton)	Vudiseño (ton)
1.25(CM+CV)+CSX	161.47	297.35	422.61	1.42	3	46.79	66.51
1.25(CM+CV)-CSX	141.63	-278.40	405.46	1.46	3	45.97	66.95
0.9CM+CSX	105.53	294.69	367.87	1.25	3	46.68	58.27
0.9CM-CSX	85.69	-281.05	347.18	1.24	3	46.08	56.93

Tabla 58. Diseño por fuerza cortante de la placa PL 03.

COMBINACIÓN	Vudiseño (ton)	A _{cw} (cm ²)	φV _c (ton)	V _{s req} (ton)	Acero	Ramas	A _v (cm ²)	S(cm)	S cuantía (cm)	S(elegido) (cm)
1.25(CM+CV)+CSX	66.51	8400	54.84	13.73	3/8"	2	1.42	120.58	20	20
1.25(CM+CV)-CSX	66.95	8400	54.84	14.25	3/8"	2	1.42	116.17	20	20
0.9CM+CSX	58.27	8400	54.84	4.03	3/8"	2	1.42	410.27	20	20
0.9CM-CSX	56.93	8400	54.84	2.46	3/8"	2	1.42	673.82	20	20

La Figura 49 muestra el armado final de la placa PL 03, se aprecia que el espaciamiento para los bordes confinados es igual al refuerzo horizontal.

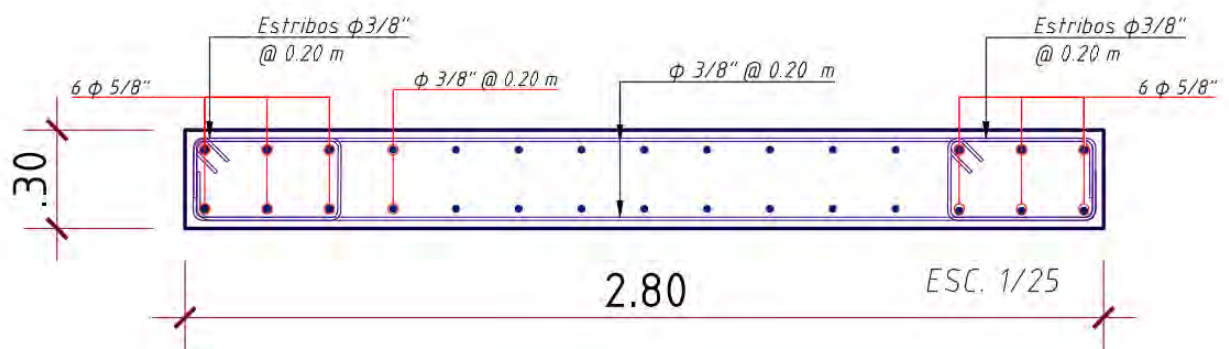


Figura 49. Armado de la placa PL 03.

9.2. Diseño de la placa PL 04

9.2.1. Cargas de servicio

Las cargas de servicio de gravedad y de sismo se obtuvieron a partir de los dos modelos estructurales trabajados, la Tabla 59 presenta el resumen de estas considerando las direcciones mostradas en la Figura 50.

Tabla 59: Cargas finales para PL04.

Carga	P (ton)	V _x (ton.m)	V _y (ton.m)	M _x (ton.m)	M _y (ton.m)
CM	330.30	0.30	0.78	58.59	0.38
CV	47.35	0.00	0.29	7.84	0.01
CS _x	75.07	3.67	43.71	446.55	10.42
CS _y	4.80	0.08	156.73	1655.43	0.26

Con las cargas obtenidas, se calcularon las combinaciones de carga mediante las ecuaciones (7), (8) y (9) mismas que se muestran en la Tabla 60.

Tabla 60: Cargas actuantes en la placa PL 04.

CARGA DE GRAVEDAD					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	542.92	0.43	1.58	95.35	0.53
SISMO EN X-X					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSX	547.14	4.06	45.04	529.59	10.90
1.25(CM+CV)-CSX	396.99	-3.29	-42.37	-363.52	-9.95
0.9CM+CSX	372.34	3.95	44.41	499.28	10.76
0.9CM-CSX	222.20	-3.40	-43.01	-393.82	-10.08
SISMO EN Y-Y					
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.25(CM+CV) +CSY	476.87	0.46	158.07	1738.47	0.73
1.25(CM+CV)-CSY	467.26	0.31	-155.40	-1572.40	0.22
0.9CM+CSY	302.07	0.35	157.43	1708.17	0.60
0.9CM-CSY	292.47	0.20	-156.03	-1602.70	0.08

9.2.2. Esbeltez y cuantía mínima

Dado que la placa PL 04 tiene una altura de 20.5 metros y una longitud de 13.01 metros en su primer piso y de 7 m en el resto de los pisos, se optó por usar la longitud de 7 m para el cálculo de la esbeltez debido a que la placa no tiene un ancho continuo. Así, la relación entre altura y longitud calculada fue de 2.92, lo que clasificó a la placa como esbelta.

Una vez determinada la esbeltez, se determinó las cuantías mínimas de refuerzo conforme a la ecuación (36). La Tabla 61 muestra los resultados de las cuantías para la placa PL 04.

Tabla 61. Determinación de cuantía mínima para la placa PL04.

Determinación de la cuantía			
Vux (ton)	$0.27 \sqrt{f'c} Acw$ (ton)	p_{horizontal}	p_{vertical}
4.06	102.51	0.002	0.0015
Vuy(ton)	$0.27 \sqrt{f'c} Acw$ (ton)	p_{horizontal}	p_{vertical}
158.07	102.51	0.0025	0.0025
p_{horizontal} (elegida)	0.0025	p_{vertical} (elegida)	0.0025

9.2.3. Diseño por flexo compresión

Con la cuantía definida, se propuso la armadura mostrada en la Figura 50 a partir de la cual se construyeron los diagramas de interacción para la dirección X y Y respectivamente.

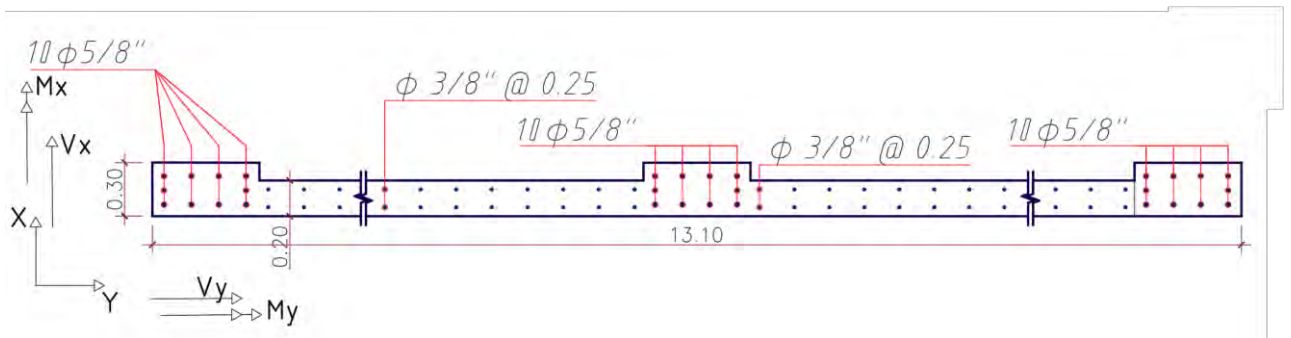


Figura 50. Armadura seleccionada para la placa PL04.

La Figura 51 y Figura 52 muestran los diagramas de interacción de la placa PL 04 en donde se observa que todas las combinaciones de carga se encuentran dentro de los diagramas de interacción de diseño por lo que el armado propuesto satisface los requerimientos de flexo compresión.

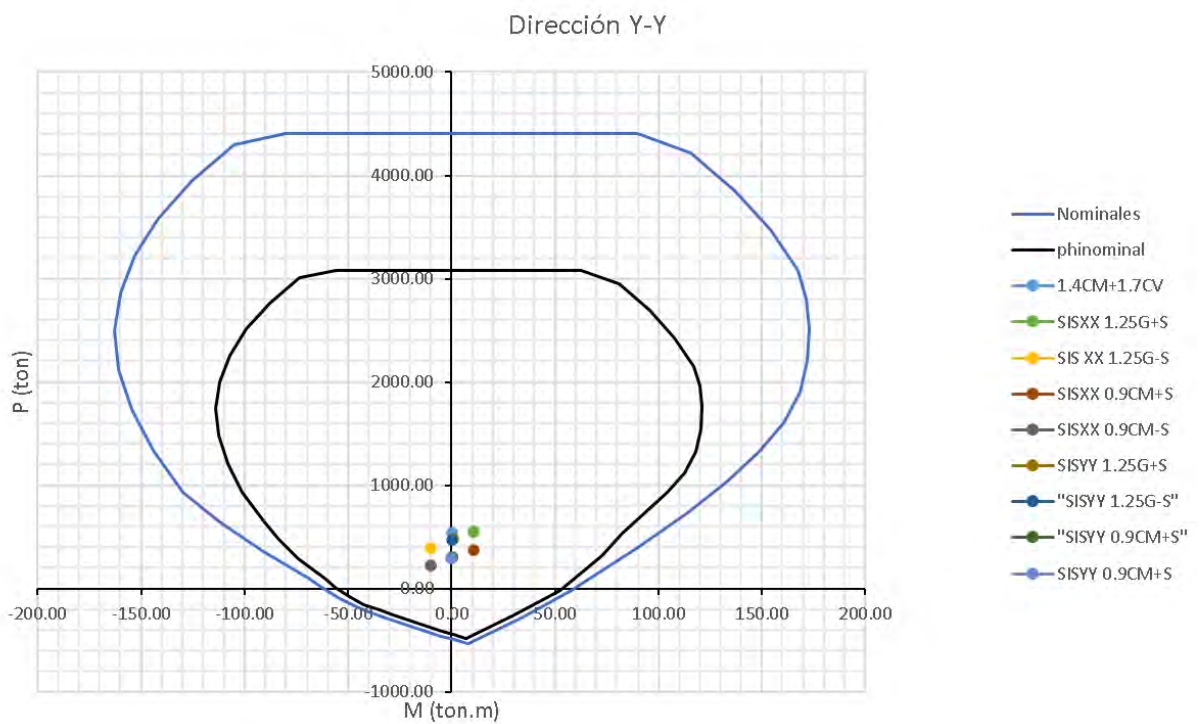


Figura 51. Diagrama de Interacción para la placa PL 04 alrededor del eje Y.

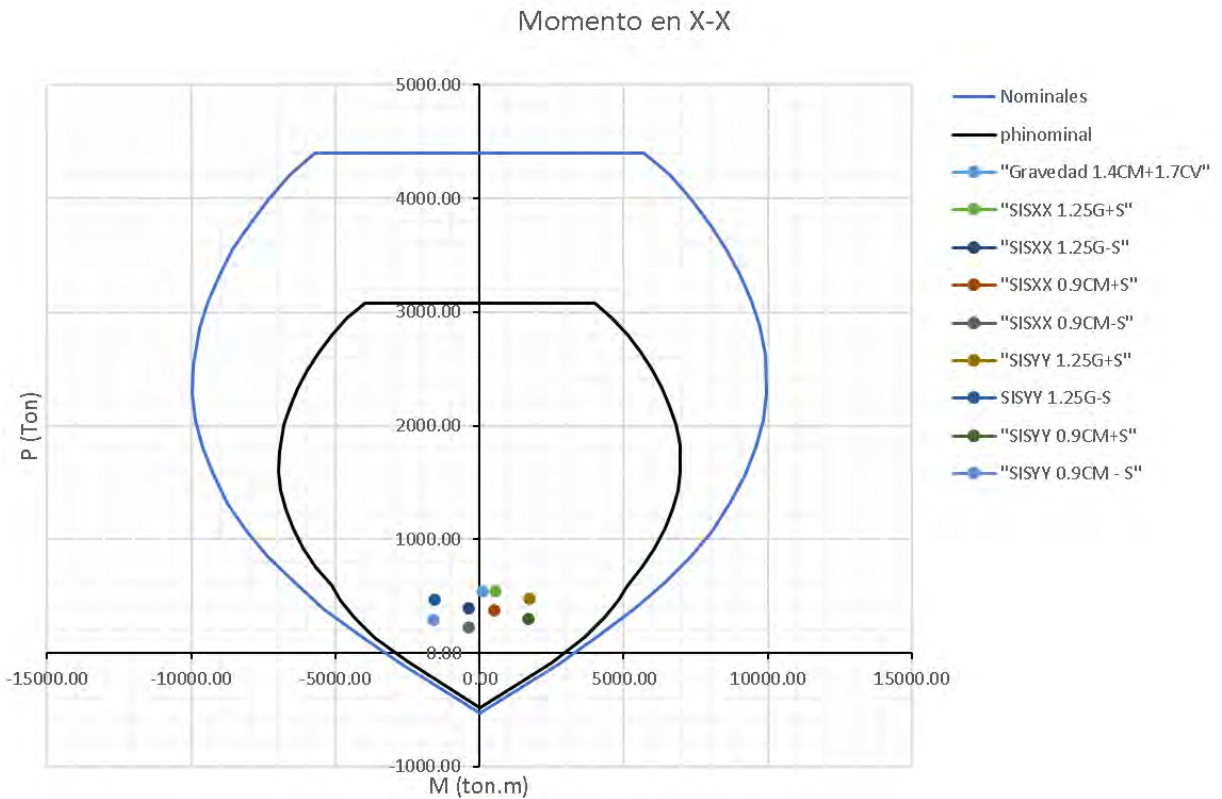


Figura 52. Diagrama de interacción de la placa PL 04 alrededor del eje X.

9.2.3.1. Verificación del confinamiento especial para la placa PL 04

El Artículo 21.9.7.5 de la norma E.060 establece que para aquellos elementos que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones del Artículo 21.9.7.4, se deberá considerar el confinamiento de los bordes alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas, incluyendo el sismo, supere el $0.2 f'c$. Sin embargo, los elementos de borde podrán ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'c$ (Norma E.060 2019). Dado que la placa PL04 no es continua desde su base, se realizó la verificación de confinamiento especial usando el artículo 21.9.7.5 considerando un modelo lineal y la ecuación (60). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 62 donde se observa que la placa si requiere bordes de confinamiento especiales ya que el esfuerzo supera el valor de $0.2 f'c$.

Tabla 62. Verificación de confinamiento para la placa PL04.

Carga	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	P/A (ton/m ²)	MY/I (ton/m ²)	sconcreto (ton/m ²)	0.2f'c (ton/m ²)	¿Requiere?
1.25(CM+CV)+CSY	476.87	1738.47	0.73	167.32	269.93	437.26	420	Si requiere
1.25(CM+CV)-CSY	467.26	-1572.40	0.22	163.95	244.52	408.47	420	No requiere
0.9CM+CSY	302.07	1708.17	0.60	105.99	265.63	371.62	420	No requiere
0.9CM-CSY	292.47	-1602.70	0.08	102.62	249.23	351.85	420	No requiere

Para determinar la longitud de confinamiento de la placa se utilizó el artículo 21.9.7.6 de la Norma E.060, mismo que indica que los elementos de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor entre $(c-0.1l_m)$ y $c/2$ siendo c la profundidad del eje neutro. La Tabla 63 muestra el cálculo de la longitud horizontal del núcleo de confinamiento

Tabla 63. Cálculo de la longitud horizontal del núcleo de confinamiento.

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE Y							
Combinación	P (ton)	δu (cm)	ϵ_s	C (cm)	C/2 (cm)	C-0.1L _{mx} (cm)	Long confinamiento (cm)
1.25(CM+CV) +CSY	476.8625	0.71	0.0158	208.6	104.32	77.64	105
1.25(CM+CV) -CSY	467.2625	0.71	0.0162	204.3	102.15	73.30	

El espaciamiento dentro de los núcleos confinados se calculó conforme a lo mostrado en la Tabla 64, misma que considera 20 cm de espesor para la placa PL 04. Así mismo, se obtuvo espaciamientos para la zona de confinamiento de 12.5 cm y de 17.5 cm para la zona no confinada

Tabla 64. Espaciamiento en la zona confinamiento para la placa PL04.

S max según E.060 (en la zona de confinamiento)	8db Long (cm)	12.7
	Espesor de la placa (cm)	20
	25 (cm)	25
S max elegido (cm)		12.5
S max según E.060 (fuera de la zona de confinamiento)	12 db Long (cm)	19.05
	Espesor de la placa (cm)	20
	25 cm	25
S max elegido (cm)		17.5

9.2.4. Diseño por fuerza cortante

El valor de ϕV_c se calculó usando la ecuación (39), considerando un valor de α igual a 0.53 debido a que se trata de una placa esbelta. Además, se amplificaron las fuerzas

cortantes de diseño final conforme a lo estipulado en la ecuación (55). La Tabla 65 y Tabla 66 muestran los resultados para el diseño por fuerza cortante de la placa PL04

Tabla 65. Resumen del cálculo de la cortante de diseño para la placa PL04.

PARA EL DIAGRAMA ALREDEDOR DEL EJE X							
COMBINACIÓN	Pu (ton)	Mu(ton.m)	Mn(ton)	Mn/Mu	Ry/2	Vu(ton)	Vudiseño (ton)
1.25(CM+CV)+CSY	476.86	1738.47	6120.15	3.52	3	158.07	474.20
1.25(CM+CV)-CSY	467.26	-1572.39	6082.35	3.87	3	155.39	466.18
0.9CM+CSY	302.07	1708.16	5269.95	3.09	3	157.43	472.30
0.9CM-CSY	292.47	-1602.70	5226.58	3.26	3	156.03	468.08

Tabla 66. Diseño por fuerza cortante de la placa PL04.

COMBINACIÓN	Vudiseño (ton)	Acw (cm2)	ϕVc (ton)	Vs req (ton)	Acero	Ramas	Av (cm2)	S(cm)	S cuantía (cm)	S(elegido) (cm)
1.25(CM+CV)+CSY	474.20	26200	258.18	254.15	3/8"	2	1.42	30.7	25	25
1.25(CM+CV)-CSY	466.18	26200	258.18	244.70	3/8"	2	1.42	31.9	25	25
0.9CM+CSY	472.30	26200	258.18	251.90	3/8"	2	1.42	31	25	25
0.9CM-CSY	468.08	26200	258.18	246.95	3/8"	2	1.42	31.6	25	25

Se observa que el esparcimiento requerido no excede el valor del esparcimiento calculado a partir de la cuantía por lo que el esparcimiento considerado fue de 25 cm como se muestra en la Figura 53.

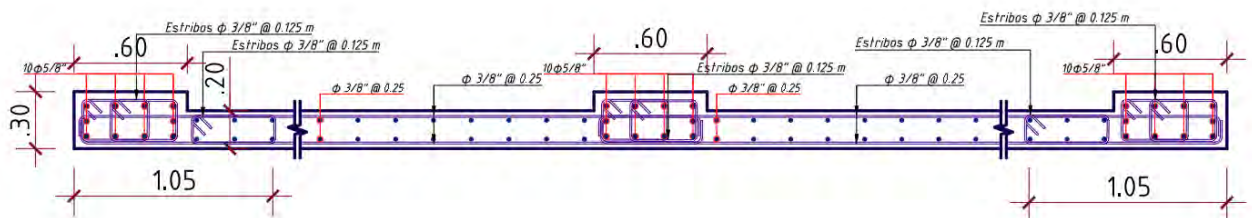


Figura 53. Armado final de la placa PL 04.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de cimentaciones, se optó por un sistema de zapatas aisladas y combinadas enlazadas con vigas de cimentación. A continuación, se detalla el procedimiento de diseño de las zapatas Z 04 y Z05 como se muestra en la Figura 54.

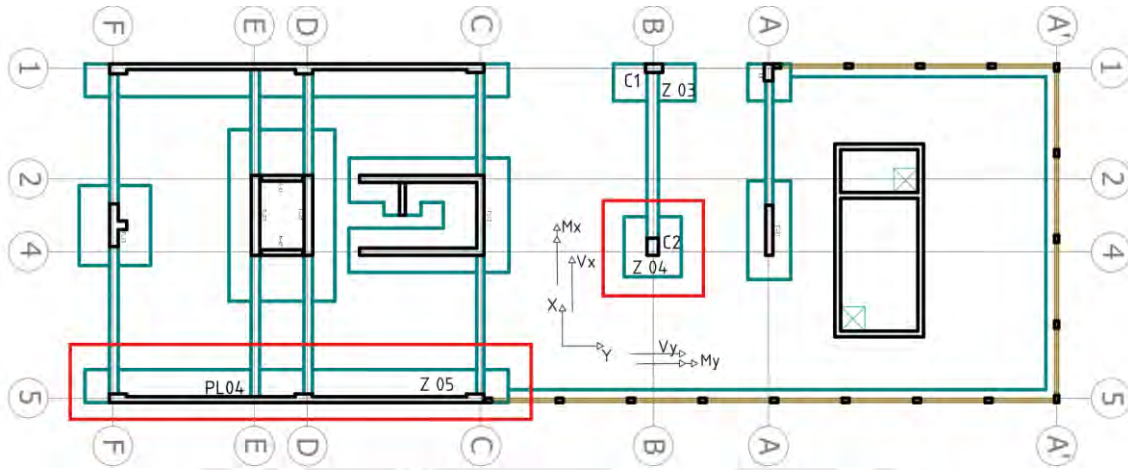


Figura 54. Zapatas seleccionadas para diseñar.

10.1. Direcciones de análisis

En el presente trabajo se realizó el diseño de acuerdo con los ejes mostrados en la Figura 55, llamando L_x y L_y a las dimensiones paralelas al eje X y al eje Y del proyecto respectivamente y siguiendo la convención de esfuerzos y fuerzas mostrados en la Figura 56.

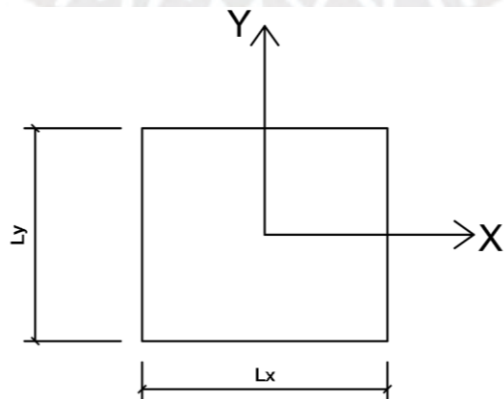


Figura 55. Uso de ejes globales y nomenclatura para el diseño.

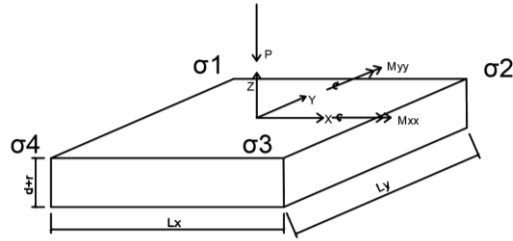


Figura 56. Distribución de esfuerzos y fuerzas.

10.2. Diseño de la Zapata Z 04

10.2.1. Dimensionamiento

Del programa Etabs se obtuvieron las cargas tanto de sismo como de gravedad de la columna C-1 y C-2. La Tabla 67 muestra los valores de las cargas actuantes para los ejes definidos en las Figura 55 y Figura 56.

Tabla 67: Cargas de diseño para la Zapata 03 y 04.

Zapata	Tipo de Carga	P (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Z 03 (Columna C1)	Muerta	118.54	0.24	2.04
	Viva	19.15	0.01	0.50
	Sismo X (Reducido)	14.43	0.17	0.17
	Sismo Y (Reducido)	3.36	0.58	0.58
Z 04 (Columna C2)	Muerta	131.63	3.49	0.20
	Viva	22.49	0.91	0.00
	Sismo X (Reducido)	-17.03	5.29	5.29
	Sismo Y (Reducido)	-3.49	0.42	0.42

Debido a la ubicación de la columna C1 colinda con una propiedad vecina, se optó por utilizar una viga de cimentación que una las zapatas Z3 y Z4, considerando que la inclusión de la viga de cimentación traerá consigo una redistribución de las cargas que llegan a las zapatas. Así mismo es importante mencionar que las cargas de sismo fueron reducidas por un factor 0.8 para el dimensionamiento de las zapatas. Para el cálculo de las nuevas solicitaciones sobre las zapatas, se utilizó el modelo matemático mostrado en la Figura 57, el cual es isostático y permite determinar las fuerzas actuantes sobre la zapata.

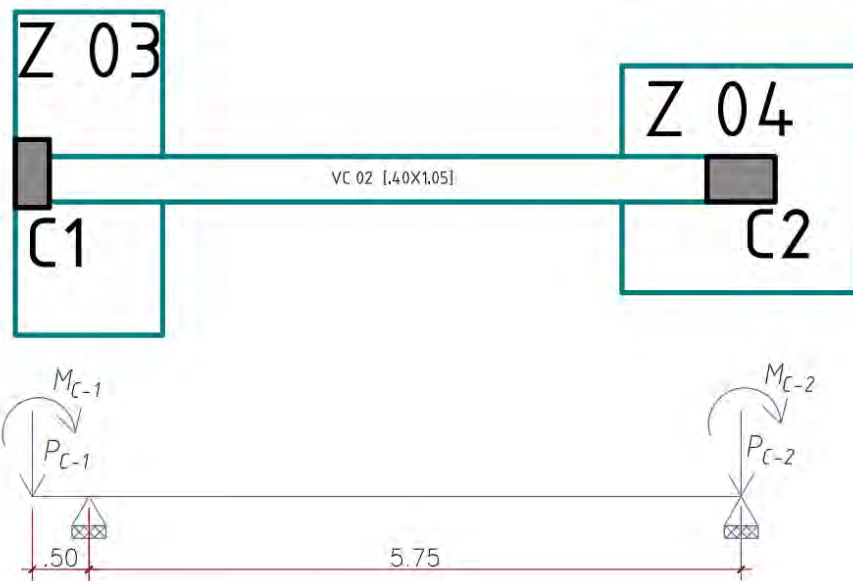


Figura 57. Modelo matemático de la viga de cimentación entre las columnas C1 y C2.

En este modelo, la intersección entre la viga de cimentación y la zapata se consideró como simplemente apoyada debido a la baja rigidez relativa entre ambos elementos. La Tabla 68 presenta los resultados de las fuerzas actuantes sobre la zapata Z 04 provenientes de la columna C2.

Tabla 68. Fuerzas actuantes sobre la Zapata Z4.

Cargas de Gravedad			
Pd (ton)	131.63	Pl (ton)	3.33
MDyy (ton.m)	0.00	MDxx (ton.m)	0.20
MLyy (ton.m)	0.00	MLxx (ton.m)	0.00
Cargas de Sismo			
Psx (ton)	-18.19	Psy (ton)	-3.49
MSXyy (ton.m)	0.00	MSYxx(ton.m)	0.35

Con las cargas establecidas, se procedió a calcular las posibles dimensiones de la zapata de forma que se garantizara que los esfuerzos no superen los valores admisibles, así para un dimensionamiento preliminar se utilizó la ecuación (61) donde Pd representa a la carga axial por carga muerta, Pl a la carga axial por carga viva, “k” es un factor de incremento que considera el peso sobre la cimentación, cuyo valor se establece en función al tipo de suelo acorde a lo mostrado en la Tabla 69.

Tabla 69. Valores de K en función del tipo de suelo.

K elegido	1.05
Suelo bueno	1.05
Suelo intermedio	1.1
Suelo malo	1.2

Con lo mencionado anteriormente y utilizando la ecuación (61) se estimó una longitud inicial de 2.1 m para Lx y Ly. Sin embargo, debido a que la columna no es cuadrada, se consideró Lx igual a 2.1 m y Ly igual a 2.0 m. Con las dimensiones definidas, se procedió a realizar un análisis por cargas de gravedad para las dos dimensiones de análisis usando las ecuaciones (60) y (61).

$$\sigma_x - x = \frac{(Pd+Pl)*k+PSismoY}{Area} \pm \frac{(MDyy+MLyy)*\frac{Lx}{2}}{Iyy} \quad (60)$$

$$\sigma_y - y = \frac{(Pd+Pl)*k+PSismoY}{Area} \pm \frac{(MDxx+MLx)*\frac{Ly}{2}}{Ixx} \quad (61)$$

Los resultados obtenidos, mostrados en la Tabla 70 y Tabla 71, indican que los esfuerzos no superan el valor admisible de 40 kg/cm².

Tabla 70: Comprobación de esfuerzos para Cargas de Gravedad X.

Solamente considerando X-X		
Esfuerzo (ton/m²)	Comentario	
σ1=σ2	32.13	Cumple
σ4=σ3	32.13	Cumple

Tabla 71: Comprobación de esfuerzos para Cargas de Gravedad en Y.

Solamente considerando Y-Y		
Esfuerzo (ton/m²)	Comentario	
σ4=σ1	32.27	Cumple
σ2=σ3	31.99	Cumple

Para el análisis de la capacidad admisible del suelo considerando los efectos del sismo, se emplearon las ecuaciones (62) y (63). Los resultados obtenidos se presentan en las tablas Tabla 72 y Tabla 73, evidenciando que las presiones calculadas no superan la presión admisible del suelo. Es importante mencionar que en este análisis no se utilizó la

capacidad última de 4 kg/cm² para el suelo, sino que se consideró un incremento del 1.33, lo que resultó en una presión admisible de 5.33 kg/cm².

$$\sigma_x - x = \frac{(Pd + Pl) * k + PSismoY}{Area} \pm \frac{(MDyy + MLyy \pm MSXyy) * \frac{Lx}{2}}{Iyy} \quad (62)$$

$$\sigma_y - y = \frac{(Pd + Pl) * k + PSismoY}{Area} \pm \frac{(MDxx + MLx \pm MSYxx) * \frac{Ly}{2}}{Ixx} \quad (63)$$

Tabla 72: Análisis con sismo en la dirección X para la zapata Z 04.

Esfuerzo	P/A	MyLx/2*Iyy	Sismo	Resultado	Comentario
σ1=σ2	33.67	0.00	+	33.67	Cumple
	33.67	0.00	-	33.67	Cumple
σ4=σ3	33.67	0.00	+	33.67	Cumple
	33.67	0.00	-	33.67	Cumple

Tabla 73: Análisis con sismo en la dirección Y para la zapata Z 04.

Esfuerzo	P/A	MxLy/2*Ixx	Sismo	Resultado	Comentario
σ1=σ4	37.705	0.85	+	38.56	Cumple
	37.705	0.85	-	36.86	Cumple
σ2=σ3	37.705	-0.61	+	37.09	Cumple
	37.705	-0.61	-	38.32	Cumple

Finalmente, en la Tabla 74 se presentan los esfuerzos obtenidos tanto para el análisis sin sismo como para el análisis con sismo. Estos han sido amplificados en un factor de 1.6, para los análisis sin sismo, y de 1.25, para los análisis con sismo. Se eligió al esfuerzo de diseño como el mayor de ellos, siendo este igual 58.76 ton/m².

Tabla 74: Resumen de esfuerzos de diseño para la zapata Z 04.

σ sin sismo	Máximos(ton/m ²)	Amplificado
σx (ton/m ²)	39.06	58.58
σy (ton/m ²)	39.17	58.76
σ con sismo	Máximos(ton/m ²)	Amplificado
σx (ton/m ²)	33.67	42.09
σy (ton/m ²)	38.55	48.19
σu (ton/m²)	58.76 ton/m²	

10.2.2. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por fuerza cortante de la zapata Z 04, la resistencia nominal al corte ϕV_c , se calculó utilizando la ecuación (39). La cortante última, V_u , se calculó como el producto de σ_u con el área comprendida entre el extremo de la zapata y la distancia "d" desde la cara del elemento, como se muestra en la Figura 58.

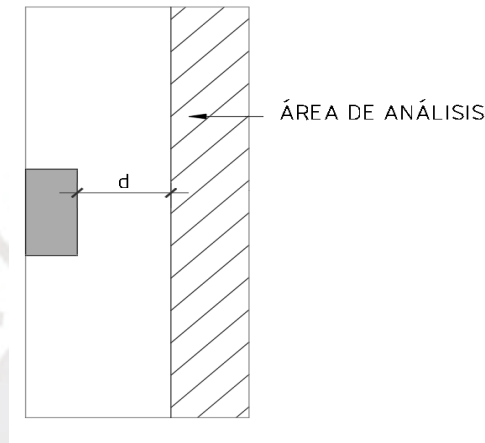


Figura 58. Área para el cálculo de V_u .

Los resultados del análisis por cortante se presentan en la Tabla 75 donde se aprecia que el valor de V_u es menor que la resistencia al corte del concreto ϕV_c para un peralte efectivo "d" igual a 50 cm.

Tabla 75. Verificación de la resistencia a cortante en la Z 04.

Verificación por Cortante	
f'c=210 kg/cm ²	
d=50 cm	
b=285 cm	
$\phi V_c=93.03$ ton	
Área de corte	1.42
V_u	68.74 ton
Comentario	$\phi V_c > V_u$

A manera de ejemplo se realizó la verificación por punzonamiento, considerando que dicha verificación no es necesaria debido a la viga de cimentación que une las zapatas Z

03 y Z 04. Así, se definió el área de corte por punzonamiento como el área comprendida entre las cuatro rectas paralelas a los lados de la columna ubicadas a una distancia “d/2” y el borde de la zapata, como se muestra en la Figura 59.

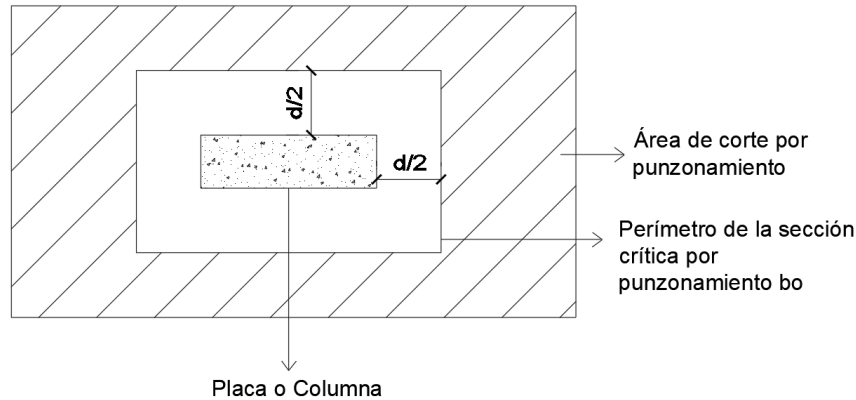


Figura 59. Área de corte para punzonamiento en zapatas.

La Tabla 76 muestra los resultados de la verificación por punzonamiento para la zapata Z 04 para un peralte efectivo de 50 cm, se observa que el valor de V_u es menor al de ϕV_c .

Tabla 76. Verificación por punzonamiento para la zapata Z 04.

Verificación por Punzonamiento	
Perímetro crítico (cm)	240
Área crítica (m ²)	2.98
Ecuación (44) $\phi V_c=156.68$ ton	
β	1.05
Ecuación (43) $\phi V_c=227.56$ ton	
α	30
Ecuación (42) $\phi V_c=329.25$ ton	
Menor $\phi V_c=156.68$ ton	
V_u	144.26 ton
Comentario	$\phi V_c > V_u$

10.2.3. Diseño por flexión

Con las dimensiones definidas, se calculó del refuerzo de acero necesario a partir del momento último calculado a la cara del elemento vertical, como se muestra en la Figura 60, utilizando la ecuación (64).

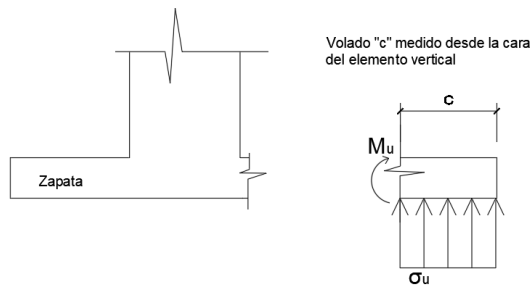


Figura 60. Cálculo de momento último de diseño.

$$Mu = \sigma u * \frac{c^2}{2} \tag{64}$$

El acero requerido se calculó usando la ecuación (28) y el acero mínimo mediante la ecuación (33). La Tabla 77 muestra los resultados del diseño por flexión para las 2 direcciones de la zapata, donde se puede apreciar que el acero requerido es menor al mínimo por lo que se consideró un armado con barras de 5/8” espaciadas a 15 cm.

Tabla 77. Diseño por Flexión de la zapata Z 04.

Diseño por Flexión			
Dirección X		Dirección Y	
cx (m)	0.75	cy (m)	0.8
Mu (ton.m)	13.62	Mu (ton.m)	15.49
φ seleccionado	5/8”	φ seleccionado	5/8”
As min (cm ²)	10.8	As min (cm ²)	10.8
As requerido (cm ²)	7.33	As requerido (cm ²)	8.36
Srequerido (cm)	0.24	Srequerido (cm)	0.24
S mínimo (cm)	0.19	S mínimo (cm)	0.19
S elegido (cm)	0.15	S elegido (cm)	0.15

10.2.4. Diseño de la Viga de Cimentación VC 02

10.2.4.1. Diseño por Flexión

El procedimiento de diseño de la viga de cimentación VC 02, de 40 cm de base y 105 cm de peralte, fue similar al diseño de las vigas peraltadas. El área de acero máximo y mínimo se calcularon usando la ecuación (31) y (33) de donde se obtuvo un área de acero máximo de 60.6 cm² y un área de acero mínimo de 9.17 cm². Del modelo matemático mostrado

en la Figura 57 se obtuvo el diagrama de momento flector mostrado en la Figura 61. Se observa que el momento flector último es de 95.73 ton.m.

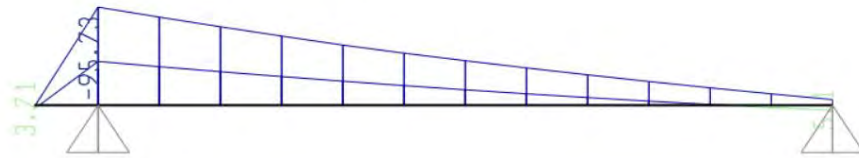


Figura 61. DMF para la Viga de Cimentación VC 02 (ton.m).

Para el diseño por flexión, se utilizaron las ecuaciones (27) y (28) a partir de las cuales se obtuvo un área de acero requerido de 28.39 cm². Finalmente se optó por armar la viga con 5φ3/4” superiores reforzadas con cinco bastones de φ3/4” y 4φ3/4” inferiores como se muestra en la Figura 62.

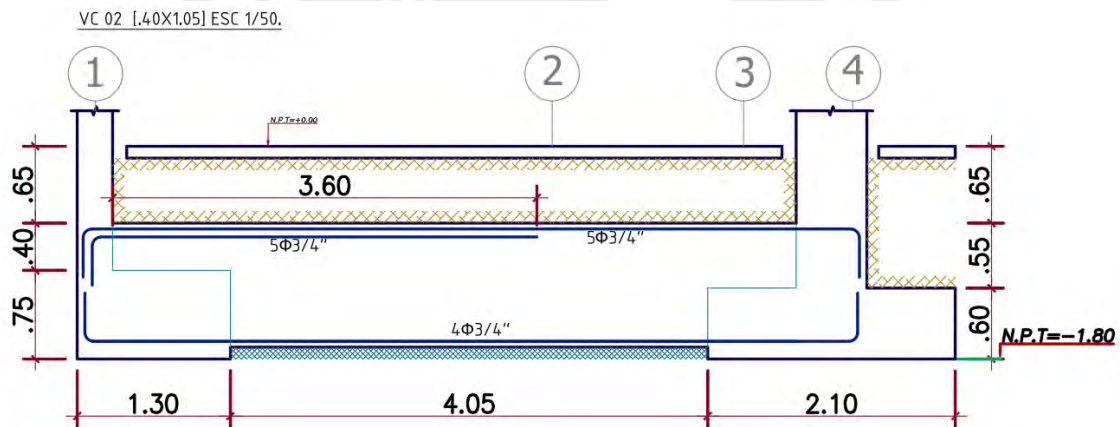


Figura 62. Armadura seleccionada para la Viga de Cimentación VC 02.

10.2.4.2. Diseño por fuerza cortante

Para el cálculo de refuerzo por fuerza cortante se obtuvo el valor de la cortante última V_u a una distancia “d” de la cara de la columna, misma que corresponde a 20.65 ton como se aprecia en la Figura 63. Se calculó el valor de ϕV_c usando la ecuación (39) de donde se obtuvo un valor de 28.68 ton. Dado que $V_u < \phi V_c$ se optó por reforzar a la viga de cimentación con estribos de $\phi 3/8$ ” espaciados 1@ 0.05 y resto @ 0.20 m.



Figura 63. DFC para la Viga de Cimentación VC 02 (ton).

La Figura 64 presenta el armado final de la viga VC 02.

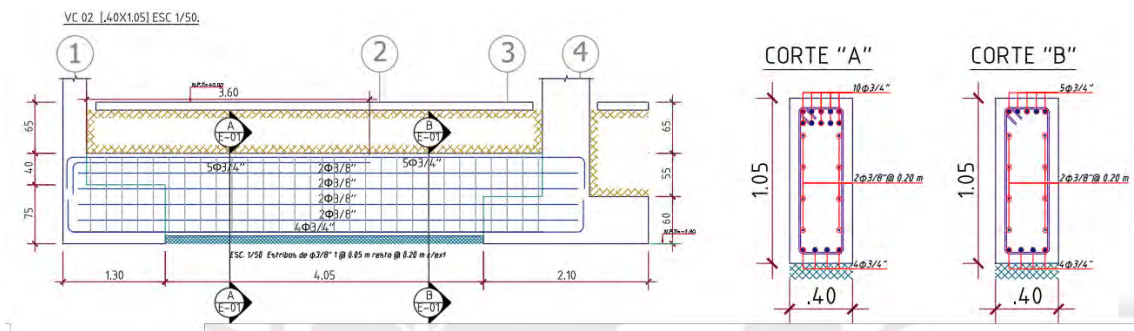


Figura 64. Armado final de la viga VC 02.

10.3. Diseño de la Zapata Z 05

10.3.1. Dimensionamiento

Debido a que la placa PL 04 es lateral, presenta una excentricidad que genera un momento alrededor del eje Y. Dado que este momento es significativo, se decidió utilizar vigas de cimentación que conecten la zapata de la placa PL 04 con las zapatas de las placas ubicadas en la zona de escaleras, ascensor y fachada frontal. Para calcular las fuerzas resultantes de dicha excentricidad, se empleó un segundo modelo matemático mostrado en la Figura 65.

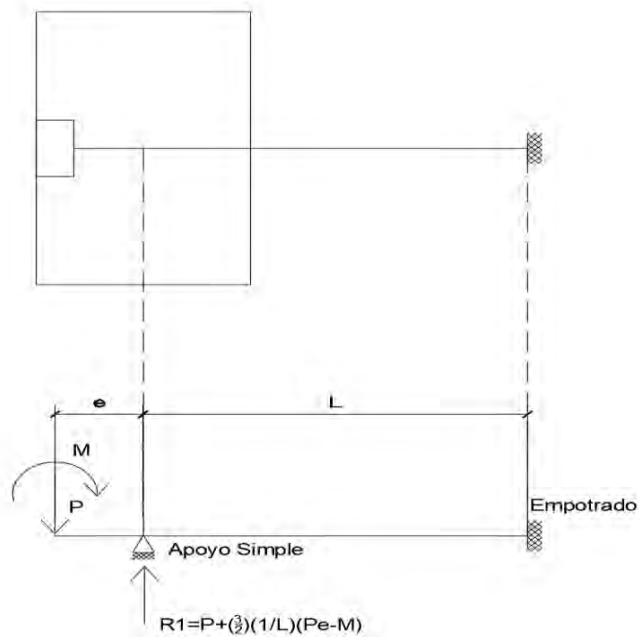


Figura 65. Modelo matemático para la zapata Z 05.

Sin embargo, es importante destacar que el dimensionamiento y cálculo de las reacciones en la zapata de borde se realizaron mediante un proceso iterativo. Esto se debió a que el modelo matemático, del cual se obtienen las cargas que determinan el tamaño de la zapata, depende, a su vez, de los resultados que arrojan las propias reacciones del modelo, como se muestra en la Figura 65. Para el dimensionamiento inicial, se utilizaron las ecuaciones (60), (61) y (61), obteniendo un área requerida de 14.20 m², tal como se ilustra en la Figura 66. No obstante, debido a que las dimensiones propuestas generaban un momento flector elevado por la presencia de grandes volados, se optó por extender los muros laterales de la placa PL05 hasta el eje C. De esta manera, las dimensiones finales de la zapata quedaron como se muestran en la Figura 67.

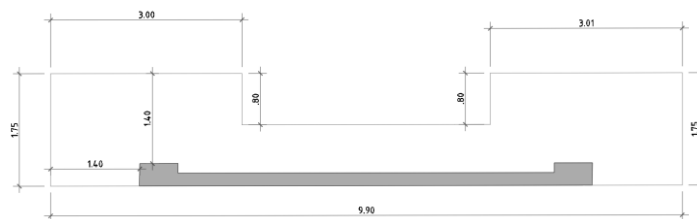


Figura 66. Propuesta inicial de dimensiones para la zapata Z 05.

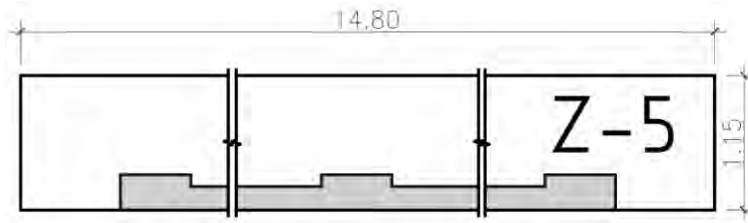


Figura 67. Dimensiones finales de la zapata Z 05.

Finalmente, con las dimensiones de la zapata definidas, se calcularon las cargas actuantes, como se detalla en la Tabla 78. Así, se observa que el momento flector generado por el sismo en la dirección Y es considerablemente mayor en comparación con las otras solicitaciones. Por esta razón, utilizando las ecuaciones (62) y (63) se verificaron los esfuerzos actuantes sobre la zapata, los cuales se presentan en la Tabla 79 y la Tabla 80 de donde se evidencia que para el sismo actuante en la dirección Y se obtendrán esfuerzos en tracción.

Tabla 78. Cargas de actuantes sobre la zapata Z 05.

Cargas de Gravedad			
Pd (ton)	378.53	Pl (ton)	54.65
MDyy (ton.m)	0.00	MDxx (ton.m)	165.33
MLyy (ton.m)	0.00	MLxx (ton.m)	24.358
Cargas de Sismo			
Psx(ton)	-66.97	Psy(ton)	6.23
MSXyy(ton.m)	0.00	MSYxx(ton.m)	1421.36

Tabla 79. Esfuerzos en la zapata Z 05 para sismo en X.

Esfuerzo	P/A	MyLx/2*Iy y	Sismo	Resultado
$\sigma_1=\sigma_2$	22.79	0.00	+	22.79
	22.79	0.00	-	22.79
$\sigma_4=\sigma_3$	22.79	0.00	+	22.79
	22.79	0.00	-	22.79

Tabla 80. Esfuerzos en la zapata Z 05 para sismo en Y.

Esfuerzo	P/A	MxLy/2*Ixx	Sismo	Resultado
$\sigma_1=\sigma_4$	27.090	38.3743	+	65.46
	27.090	38.3743	-	-11.28 (Tracción)

$\sigma_2 = \sigma_3$	27.090	-29.3376	+	-2.24 (Tracción)
	27.090	-29.3376	-	56.42

Debido a que entre el suelo y la cimentación no puede existir esfuerzos en tracción se empleó el método de redistribución de esfuerzos rectangulares de Meyerhoff para el cálculo del esfuerzo entre el suelo y la zapata. Este método consiste en descomponer el momento flector, a través de un sistema equivalente, en una fuerza axial y una excentricidad "e" como se muestra en la Figura 68, donde el esfuerzo del suelo σ se modela como una carga distribuida rectangular sobre un área que se extiende desde el borde de la zapata y genera una fuerza colineal y opuesta a la fuerza axial. La fuerza axial, momento flector y excentricidad se calculan mediante las ecuaciones (65), (66) y (67) respectivamente.

$$P = P_{muerta} + P_{viva} \pm P_{sismo Y} \quad (65)$$

$$M = M_{muerta} + M_{viva} \pm M_{sismo Y} \quad (66)$$

$$e = \frac{M}{P} \quad (67)$$

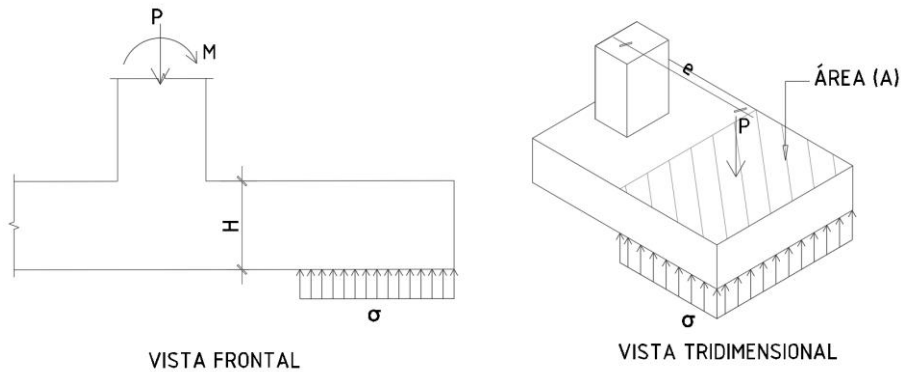


Figura 68. Redistribución rectangular de esfuerzos por Meyerhoff.

Es importante señalar que a las cargas axiales muerta y viva presentadas en la Tabla 78 se les añadieron el peso del suelo sobre la cimentación, con un peso específico de 1.8 ton/m³; el peso propio de la zapata; el peso de la losa de 10 cm; y la sobrecarga sobre la zapata con un valor de 250 kg/m² de acuerdo con lo indicado en la norma E.020, dado

que en el primer nivel se tiene una zona de estacionamientos. Estos valores adicionales, detallados en la Tabla 81, sumaron en conjunto 60.6 toneladas entre cargas muertas y vivas. Posteriormente, se calculó el esfuerzo entre el suelo y la zapata utilizando la redistribución de presiones de Meyerhoff, como se presenta en la Tabla 82, y de donde se aprecia que se obtuvieron excentricidades de 3.13 m y 2.45 m. Además, según lo menciona Harmsen (2015), cuando la excentricidad "e" excede $L/6$, siendo L la longitud de la zapata, una parte de la cimentación deja de recibir esfuerzos. Esto último se verifica al tener una longitud de zapata de 14.80 m y consecuentemente una longitud $L/6$ de 2.46 m misma que se ve superada por las excentricidades calculadas en la Tabla 82.

Tabla 81. Cargas adicionales actuantes sobre la zapata Z 05.

Elementos	Volumen (m³)	Peso (ton)
Zapata	10.21	24.51
Tierra	22.13	39.83
Losa	1.70	3.57
Elementos	Área (m²)	Peso (ton)
S/C	17.02	4.26
Total (ton)		75.50

Tabla 82. Cálculo del esfuerzo rectangular distribuido sobre la zapata Z 05 para sismo en Y.

P (ton)	M (ton.m)	e (m)	Área (m²)	Esfuerzo (ton/m²)
514.91	1611.06	3.13	9.82	52.43
502.46	1231.67	2.45	11.38	44.14

Para el cálculo del esfuerzo último sobre la zapata, se compararon los valores de los esfuerzos obtenidos en cuatro casos: en primer lugar, las solicitaciones por cargas de gravedad en las direcciones X e Y, las cuales se amplificaron por 1.6; en segundo lugar, las solicitaciones por cargas gravedad más sismo en las direcciones X e Y, amplificadas por 1.25, considerando en este último caso la redistribución de presiones calculada por el método de Meyerhoff.

Los valores de los esfuerzos calculados a partir de las solicitaciones por gravedad se presentan en la Tabla 83, calculados mediante las ecuaciones (60) y (61), donde se evidencia que no superan el esfuerzo admisible de 40 ton/m².

Tabla 83. Esfuerzos resultantes por gravedad para las direcciones X y Y de la zapata Z 05.

Análisis por Cargas de Gravedad		
Solamente considerando X-X		
Esfuerzo (ton/m ²)		Comentario
$\sigma_1=\sigma_2$	26.72	Cumple
$\sigma_4=\sigma_3$	26.72	Cumple
Solamente considerando Y-Y		
Esfuerzo (ton/m ²)		Comentario
$\sigma_4=\sigma_1$	31.24	Cumple
$\sigma_2=\sigma_3$	22.21	Cumple

Finalmente, la Tabla 88, resume los esfuerzos obtenidos y amplificados, donde se puede apreciar que el esfuerzo predominante corresponde al calculado mediante la redistribución de presiones de Meyerhoff. Por lo tanto, se consideró un esfuerzo último para el diseño de 65.38 ton/m².

Tabla 84. Resumen de esfuerzos sobre la cimentación.

σ sin sismo	Máximos(ton/m ²)	Amplificado
σ_x (ton/m ²)	26.72	40.09
σ_y (ton/m ²)	31.24	46.86
σ con sismo	Máximos(ton/m ²)	Amplificado
σ_x (ton/m ²)	22.79	28.49
σ_y (ton/m ²)	52.30	65.38
σ_u	65.38 ton/m ²	

10.3.2. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por corte de la zapata, se calculó la resistencia nominal al corte ϕV_c utilizando la ecuación (39). La cortante última V_u se calculó como el producto del área comprendida entre el extremo de la zapata y la distancia efectiva "d", desde la cara del elemento, y el valor del esfuerzo último σ_u como se muestra en la Figura 55.

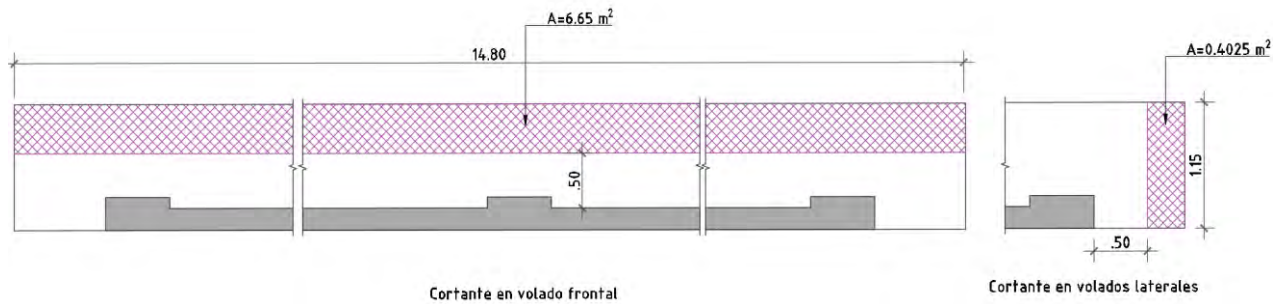


Figura 69. Sección crítica para el diseño por cortante.

Los resultados del análisis por cortante se presentan en la Tabla 85, donde se observa que el valor de V_u es menor que la resistencia al corte del concreto ϕV_c , para un peralte efectivo "d" de 50 cm.

Tabla 85. Verificación por cortante para la zapata Z 05.

Verificación por Cortante	Volados Laterales	Volado Frontal
f'_c (kg/cm ²)	210.00	210.00
d (cm)	50	50
b (cm)	115	1480
ϕV_c (ton)	37.53	483.1
Área de corte (m ²)	0.40	6.65
V_u (ton)	26.31	434.36
Comentario	$\phi V_c > V_u$	$\phi V_c > V_u$

10.3.3. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de la zapata Z 05, se determinó el momento último M_u utilizando la ecuación (64). A continuación, se calculó el valor de "a" con la ecuación (27), el acero requerido con la ecuación (28) y el acero mínimo con la ecuación (33). Los resultados del diseño por flexión para ambas direcciones de la zapata, presentados en la Tabla 86, muestran que el acero requerido es menor que el mínimo. Por lo tanto, se adoptó un armado con barras de 5/8" espaciadas a 15 cm.

Tabla 86. Resumen del diseño por flexión de la zapata Z 05.

Diseño por Flexión			
Dirección X		Dirección Y	
cx (m)	0.85	cy (m)	0.85
Mu (ton.m)	23.68	Mu (ton.m)	23.68
φ seleccionado	5/8"	φ seleccionado	5/8"
As min (cm ²)	12.60	As min (cm ²)	12.60
As requerido (cm ²)	10.66	As requerido (cm ²)	10.66
S _{requerido} (cm)	0.20	S _{requerido} (cm)	0.20
S mínimo (cm)	0.16	S mínimo (cm)	0.16
S elegido (cm)	0.15	S elegido (cm)	0.15



CAPÍTULO 11: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

11.1. Diseño de Escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan considerando solamente las cargas de gravedad, dado que su principal función es la de conectar los niveles en la edificación. A manera de ejemplo se diseñó el primer tramo típico de la Escalera 01 considerando el ancho de paso (p) de 25 cm, garganta (g) de 17 cm y altura de contrapaso de 18.6 cm. Para el cálculo de del peso propio de la escalera en la zona inclinada se utilizó la ecuación (68).

$$\omega_{pp} = \gamma_c * \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] \quad (68)$$

La Tabla 87 presenta el metrado de cargas para el tramo en la losa, tramo inclinado y el tramo en el descanso.

Tabla 87. Metrado de cargas por gravedad para la Escalera 01.

Caso de Carga	Losa h = 20cm (ton/m)	Tramo Inclinado (ton/m)	Descanso (ton/m)
Sobre Carga	0.20	0.20	0.20
Peso Propio	0.48	0.67	0.41
Piso Terminado	0.10	0.10	0.10
Wu	1.32	1.42	1.05

Con el metrado de cargas se calcularon los diagramas de momento flector y de fuerza cortante para la combinación 1.4 CM + 1.7 CV mostrado en la Figura 70 y Figura 71.

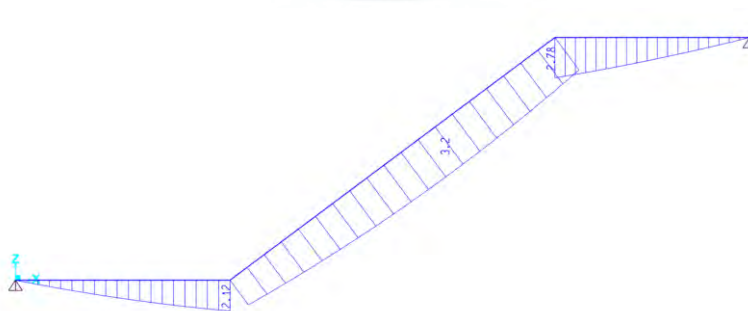


Figura 70. DMF para la Escalera 01.

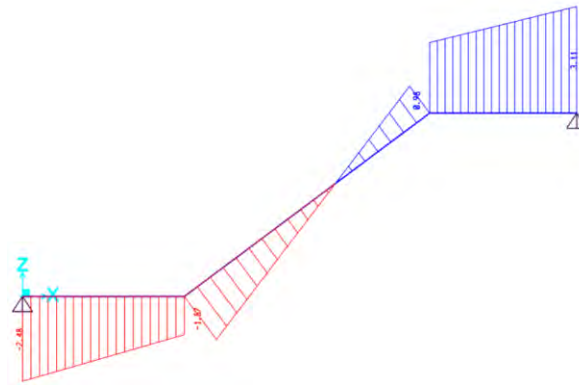


Figura 71. DFC para la Escalera 01.

Para el diseño por flexión se calculó el acero mínimo usando la ecuación (34) de donde se obtuvo un área de acero de 2.70 cm^2 . Así mismo, se calculó el acero requerido a partir del momento último M_u como se aprecia en la Tabla 88.

Tabla 88. Diseño por flexión para la Escalera 01.

Momento Último (ton.m)	Acero requerido (cm^2)	Acero colocado
$M_{u+} = 2.12$	$A_s = 3.86$	Acero colocado = $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ (6.45 cm^2)
$M_{u+} = 3.20$	$A_s = 5.92$	Acero colocado = $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ (6.45 cm^2)
$M_{u+} = 2.78$	$A_s = 5.11$	Acero colocado = $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ (6.45 cm^2)

El desarrollo final del tramo típico de la escalera 01 se muestra en la Figura 72.

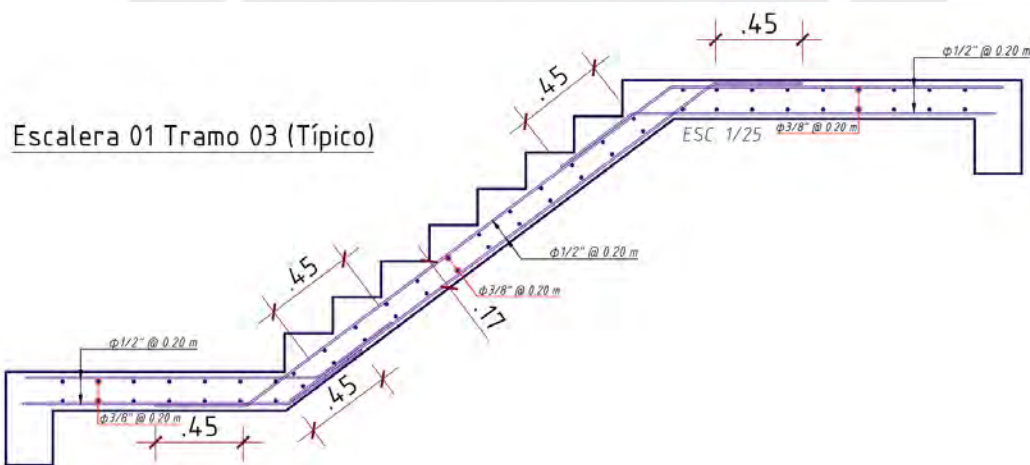


Figura 72. Armadura seleccionada para la Escalera 01.

Finalmente, se verificó que el ancho de la garganta sea suficiente para resistir las fuerzas internas de corte. Del diagrama de fuerza cortante se obtiene el valor de V_u igual a 1.57 ton por metro de ancho. Usando la ecuación (39) se obtiene el valor de ϕV_c igual a 7.83

ton. Por lo tanto, la resistencia del concreto ϕV_c satisface los requerimientos del diseño por fuerza cortante ya que ϕV_c es mayor que V_u .

11.2. Diseño de Cisterna

El edificio cuenta con una cisterna cuyos muros deben soportar empujes tanto de tierra como de agua. La cuantía mínima considerada para un muro de cisterna en contacto con agua (cara interior) y tierra (cara exterior) se calculó con la ecuación (71) y es de 6 cm^2 o el equivalente a tener una doble malla de $3/8''$ espaciada a 20 cm.

$$A_{smin} = 0.0030 * b * h \quad (69)$$

Para el análisis del tanque se consideraron dos escenarios. En el escenario 1, la cisterna se encuentra vacía y únicamente se evalúa el empuje del suelo; en el escenario 2, se analizan de forma simultánea el empuje del suelo y el empuje hidrostático del agua. Como es evidente, las mayores fuerzas internas se producen en el escenario 1, cuando la estructura está sometida solo al empuje de la tierra. A continuación, se detalla el análisis y diseño para el escenario 1.

Para analizar el empuje de suelos se tomaron los datos del estudio de suelos como el ángulo de rozamiento por fricción Φ y el coeficiente K_o . Además, se utilizaron las ecuaciones (72) y (73) para calcular los empujes del suelo.

$$E_o = k_o * \gamma t * h \quad (70)$$

$$E_{s/c} = k_o * s/c \quad (71)$$

Para el cálculo del empuje se consideró k_o igual a 0.5, γt igual a 1.8 ton/m^3 y la profundidad h de la cisterna igual a 2.8 m. Los empujes obtenidos fueron de 2.52 ton/m y de 0.10 ton/m usando las ecuaciones (72) y (73) respectivamente. Dado que el empuje de la tierra es considerado como carga viva se amplificó dicho valor por 1.7, finalmente se obtuvo la carga distribuida mostrada en la Figura 73.

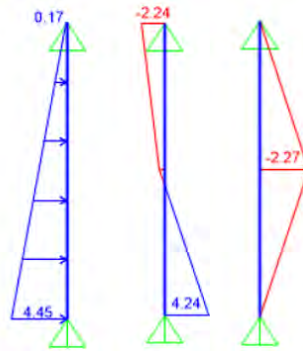


Figura 73. Diagramas de Carga Distribuida, Fuerza Cortante y Momento Flector para la cisterna.

Usando ecuación (39) se calculó el valor de ϕV_c , siendo igual a 11.42 ton. Así mismo, del diagrama de fuerza cortante se obtuvo el mayor valor de V_u igual a 4.24 ton. Dado que, $\phi V_c > V_u$ se concluye que las dimensiones propuestas para la cisterna satisfacen los requisitos de diseño por fuerza cortante.

Para el diseño por flexión de la cisterna se calculó el área de acero requerido a partir de del momento último como se muestra en la Tabla 89.

Tabla 89. Diseño por flexión de la cisterna.

Momento último (ton.m)	Acero requerido (cm ²)	Acero colocado (cm ²)
$M_u = 2.27$	$A_s = 3.51$	$A_s \text{ colocado} = \phi 3/8'' @ .20 \text{ m} (3.55 \text{ cm}^2)$

Finalmente, la Figura 74 muestra la armadura seleccionada para la cisterna.

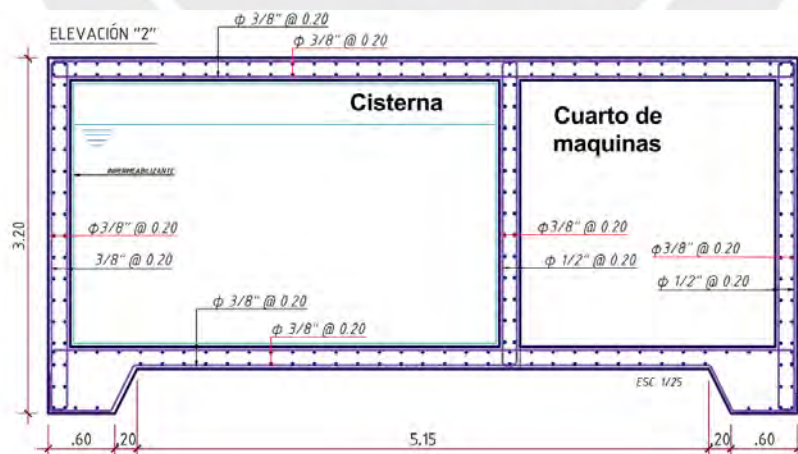


Figura 74. Armadura seleccionada para la Cisterna.

CAPÍTULO 12: CUANTIFICACION DE MATERIALES Y

MODELADO 3D

La cuantificación de materiales es esencial para la planificación y el control de costos en proyectos de construcción. Así, el modelado de estructuras en Revit permite integrar los materiales específicos de cada elemento estructural con su respectiva geometría y generar automáticamente tablas de cantidades de materiales (Smith, 2014). De este modo, se reducen los errores en las estimaciones y se facilita la gestión de inventarios y adquisiciones (Hardin & McCool, 2015).

Para la presente tesis, con la finalidad de determinar la incidencia del acero y del concreto se elaboró un modelo 3D en Revit, a partir del diseño estructural, para determinar la incidencia del acero y del concreto en los diversos elementos estructurales, considerando que para el diseño se utilizó la propuesta de la Norma E.060 de 2019. La Figura 75 muestra el modelo 3D elaborado en Revit mismo que cuenta con todos los elementos estructurales modelados, debido a ello se clasifica al modelo con un LOD 300.

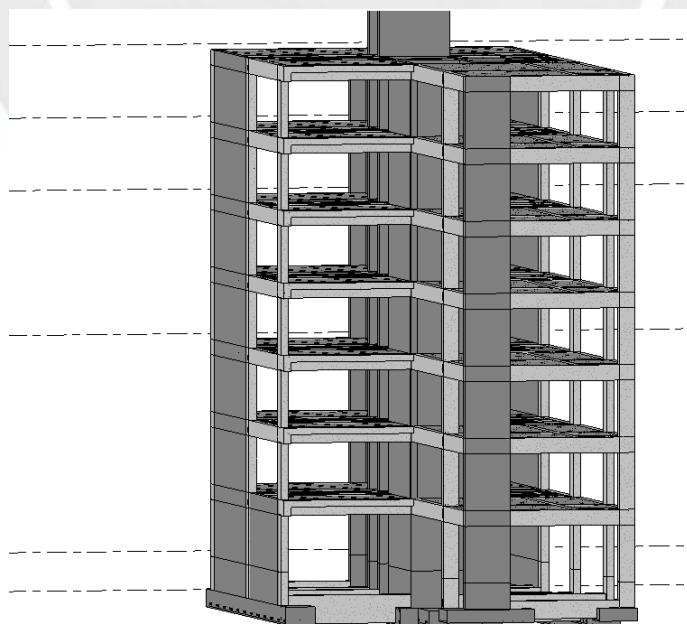


Figura 75. Modelo Revit.

Del modelo en Revit se obtuvieron los metrados de acero y concreto mostrados en la Tabla 90. Se observa que los elementos con mayor incidencia por metro cúbico de concreto son las columnas y las vigas.

Tabla 90. Resumen del metrado de acero y concreto de la estructura.

Elemento	Material	Cantidad	Unidades	Ratio (kg/m ³)
Cimentación	Concreto	66.48	m ³	50.07
	Acero	3328.44	kg	
Columnas	Concreto	12.66	m ³	136.19
	Acero	1724.17	kg	
Vigas	Concreto	136.07	m ³	128.90
	Acero	17539.71	kg	
Placas	Concreto	192.54	m ³	85.09
	Acero	16382.93	kg	
Losas	Concreto	125.63	m ³	40.52
	Acero	5090.32	kg	
Escaleras	Concreto	29.94	m ³	96.19
	Acero	2879.79	kg	
Cisterna	Concreto	19.88	m ³	66.91
	Acero	1330.15	kg	
Total	Concreto	583.20	m³	82.78
	Acero	48275.50	kg	

Adicionalmente se realizó una comparación de los ratios obtenidos en la Tabla 90 con los reportados en otras tesis; los valores comparativos se muestran en la Tabla 91 y evidencian que el valor global de 82.78 kg/m³ se mantiene dentro del rango de 78.79 kg/m³ (Izquierdo Horna 2016), 96.10 kg/m³ (Cabrera & Bazán 2019), 102.05 kg/m³ (Chappilliquén 2006) y 52.75 kg/m³ (Tacilla & Nolasco 2024).

Tabla 91. Comparación de ratios de acero de refuerzo por metro cubico de concreto.

Elemento	Mejia (Edificio multifamiliar, 2025) Ratio (kg/m ³)	Cabrera & Bazán (Residencia estudiantil y locales comerciales, 2019) Ratio (kg/m ³)	Chappilliquén (Edificio multifamiliar, 2006) Ratio (kg/m ³)	Tacilla & Nolasco (Edificio multifamiliar, 2024) Ratio (kg/m ³)	Izquierdo Horna (Edificio multifamiliar, 2016) Ratio (kg/m ³)
Cimentación	50.07	67.57	66.46	54.58	44.14
Columnas	136.19	202.62	171.99	127.53	80.98
Vigas	128.9	209.73	152.13	26.82	125.5
Placas	85.09	88.5	114.9	88.5	75.94
Losas	40.52	49.93	55.78	49.47	71.85
Escaleras	96.19	80.66	99.51	80.66	--
Cisterna	66.91	--	35.54	201.26	--
Total	82.78	96.1	102.05	52.75	78.79

CAPÍTULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- El presente trabajo ha realizado el diseño estructural del edificio multifamiliar a partir de la arquitectura definida, cumpliendo con los procedimientos de análisis y los requerimientos de resistencia y refuerzo establecidos en las normativas peruanas.
- El predimensionamiento inicial de los elementos estructurales, desarrollado conforme al Capítulo 3, fue adecuado para cumplir con los requisitos normativos ya que, para las vigas, considerar peraltes de entre $L/10$ y $L/12$ evito tener problemas de deflexión. Por su parte, para las columnas, considerar una carga axial de 1 ton/m^2 de área tributaria, en conjunto con la verificación simplificada por pandeo de la Tabla 6 condujo a tener secciones bastante razonables, mismas que se armaron con la cuantía mínima del 1%.
- Incrementar el área de las columnas y placas en el software ETABS y utilizar dos modelos, uno para cargas de gravedad con las áreas de columnas y placas modificadas y otro para cargas sísmicas sin alteraciones, ayudó a corregir la distribución incorrecta de fuerzas internas generada por las deformaciones axiales en las columnas.
- Los resultados del metrado obtenidos a través del software ETABS para las cargas de gravedad se consideran fiables debido a que varían alrededor del 3% en comparación con el metrado de cargas manual.
- Los periodos fundamentales de la estructura, mostrados en la Tabla 24 ,son coherentes, ya que la estructura posee una mayor rigidez, y en consecuencia menor periodo, en la dirección Y a comparación de la dirección X, esto debido a la mayor cantidad de placas que posee en dicha dirección.

- La estructura no presenta ningún tipo de irregularidad torsional según lo mostrado en la Tabla 13. Así mismo, no excede el límite de deriva permisible para edificaciones de concreto armado de 7‰ que impone la propuesta de Norma E.060 de 2019.
- Los periodos del análisis puramente traslacional se encuentran bien definidos a comparación del análisis que considera los 3 grados de libertad, donde las masas participantes se encontraron dispersas en los diferentes modos.
- Para la distribución de los estribos en vigas sísmicas se usaron los espaciamientos máximos permisibles de la propuesta de norma E.060 del 2019 mismos que resultaron conservadores dado que ni la fuerza cortante producto de las combinaciones de carga ni la fuerza cortante por capacidad lograron superar la resistencia de diseño provista por la distribución de la norma.
- En el diseño de placas, a pesar de escalar la fuerza cortante a $R_o/2$, según lo indicado en la propuesta de la norma E.060 de 2019, no se obtuvo un refuerzo elevado en las placas ya que bastó con reforzarlas con el acero mínimo horizontal para cumplir con los requerimientos del diseño por fuerza cortante.
- En el diseño de la cimentación, se incluyeron vigas de cimentación tanto para las columnas como para las placas perimetrales debido al esfuerzo adicional generado por la excentricidad de las placas y columnas respecto a sus zapatas. No fue necesaria la verificación por punzonamiento para las zapatas, debido a que estas se encuentran conectadas por vigas de cimentación.
- Los ratios de acero obtenidos para el diseño de la edificación usando la propuesta de la norma E.060 de 2019 no varían significativamente a comparación de edificios diseñados usando la Norma E.060 de 2009 a pesar de que los límites de la propuesta de norma E.060 de 2019 son más conservadores en algunos casos.

- Realizar un modelo estructural en Revit siguiendo los requerimientos de un modelo de información LOD 300, acorde a la Guía Nacional BIM, permitió obtener los metrados de concreto y acero, así como los planos de la edificación.



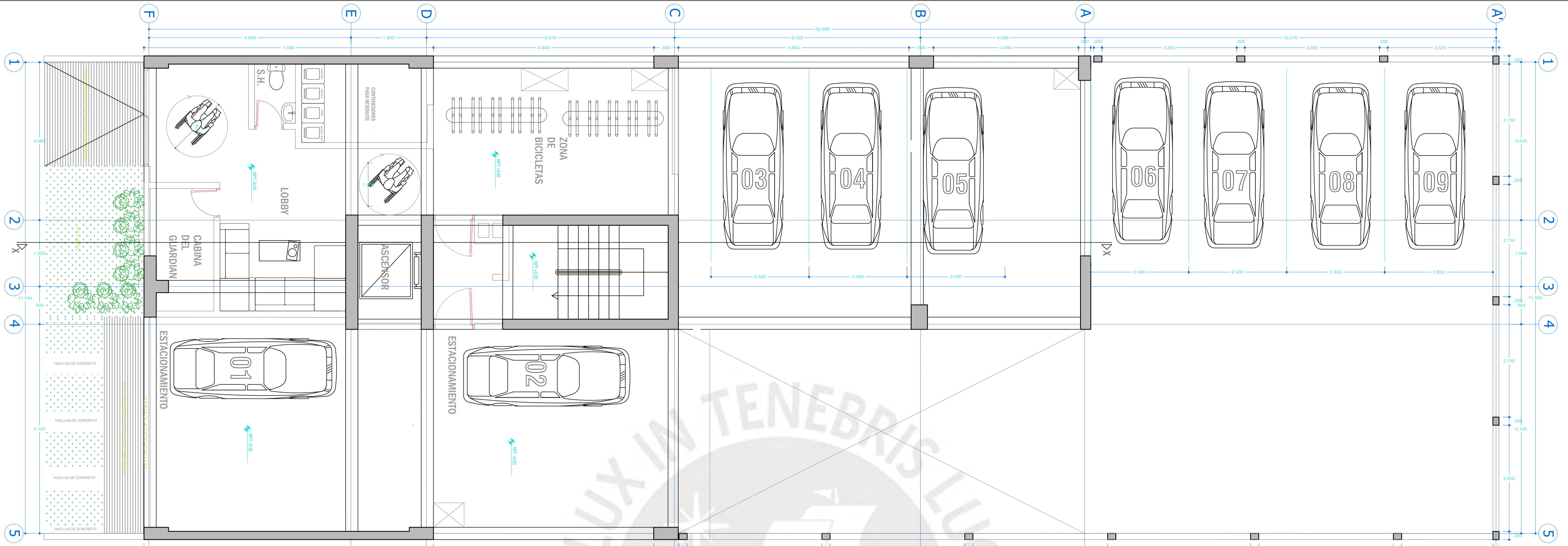
BIBLIOGRAFIA

- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto armado. In Colegio de Ingenieros del Perú (Vol. 2). Colegio de Ingenieros del Perú PP - Lima CN - TA 683.2 B57E.
- Eastman, C. M. (2018). BIM handbook: a guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors, and facility managers (3rd ed., Ed.). Wiley PP - Hoboken, NJ.
- Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada. Pie de imprenta. Lima. SENCICO, Octubre 2004.
- Hardin, B., & McCool, D. (2015). BIM and Construction Management: Proven Tools, Methods, and Workflows. John Wiley & Sons
- Norma E.060 Concreto Armado, (2009).
<https://drive.google.com/file/d/19EYUVMgwvm6rDs47GV374avco2yIU5Kz/view>
- Norma E.030 Diseño sismorresistente, Pub. L. No. RESOLUCION MINISTERIAL No 355-2018-VIVIENDA (2018).
- Ottazzi Pasino, G. Antonio. (2011). Diseño en concreto armado (2a ed., Ed.). Capítulo Peruano ACI PP - Lima.
- Reglamento Nacional de construcciones. Norma E-20. Norma de cargas. Pie de imprenta Lima, Abril 2003.
- Rglamento nacional de construcciones: Norma E-050. Norma de suelos y cimentaciones. Pie de imprenta Lima, Enero 1997.
- Plan BIM Perú. (n.d.). Retrieved April 30, 2022, from <https://www.mef.gob.pe/planbimperu/recursosbim.html>
- Smith, D. K. (2014). Building Information Modeling (BIM). National Institute of Building Sciences.
- Villegas González, Maria Virginia. (2009) Diseño de un Edificio de departamentos de siete pisos con muros de concreto armado. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil. PUCP – Lima.
- Cabrera Oblitas, A., & Bazán, B. (2019). Diseño estructural de un edificio de concreto armado para residencia estudiantil y locales comerciales de ocho niveles en San Miguel [Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Chappilliquén Lucio, Ó. O. (2006). Diseño de un edificio de departamentos de ocho pisos en Miraflores [Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Tacilla Martínez, N., & Nolasco Granados, N. (2024). Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos en el distrito de Miraflores [Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Izquierdo Horna, A. (2016). Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles en Lima [Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].

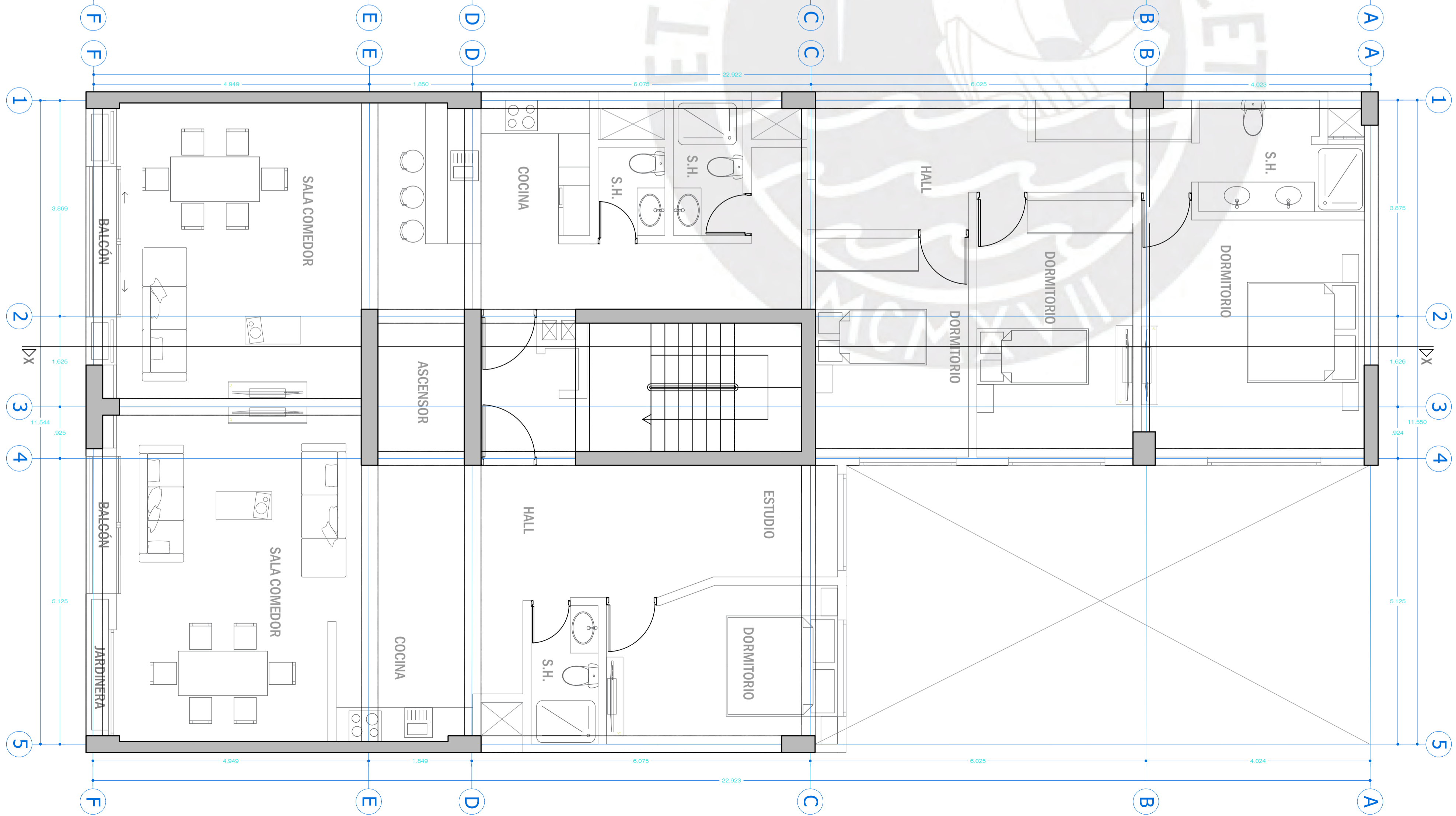


ANEXOS

Primer piso NPT +0.00



Planta típica NPT +2.80, +5.60,+8.40,+11.20,+14.00,16.80,19.60



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
Alumno: Rodrigo Mejía Cjuno				
Asesor: Gianfranco Ottazzi Passino				
Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"				
Primer Piso y Plantas Típicas		DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE
		REVISIÓN: 01	ESCALA: 1/50	FECHA: JUNIO-2025
				LÁMINA: A-01



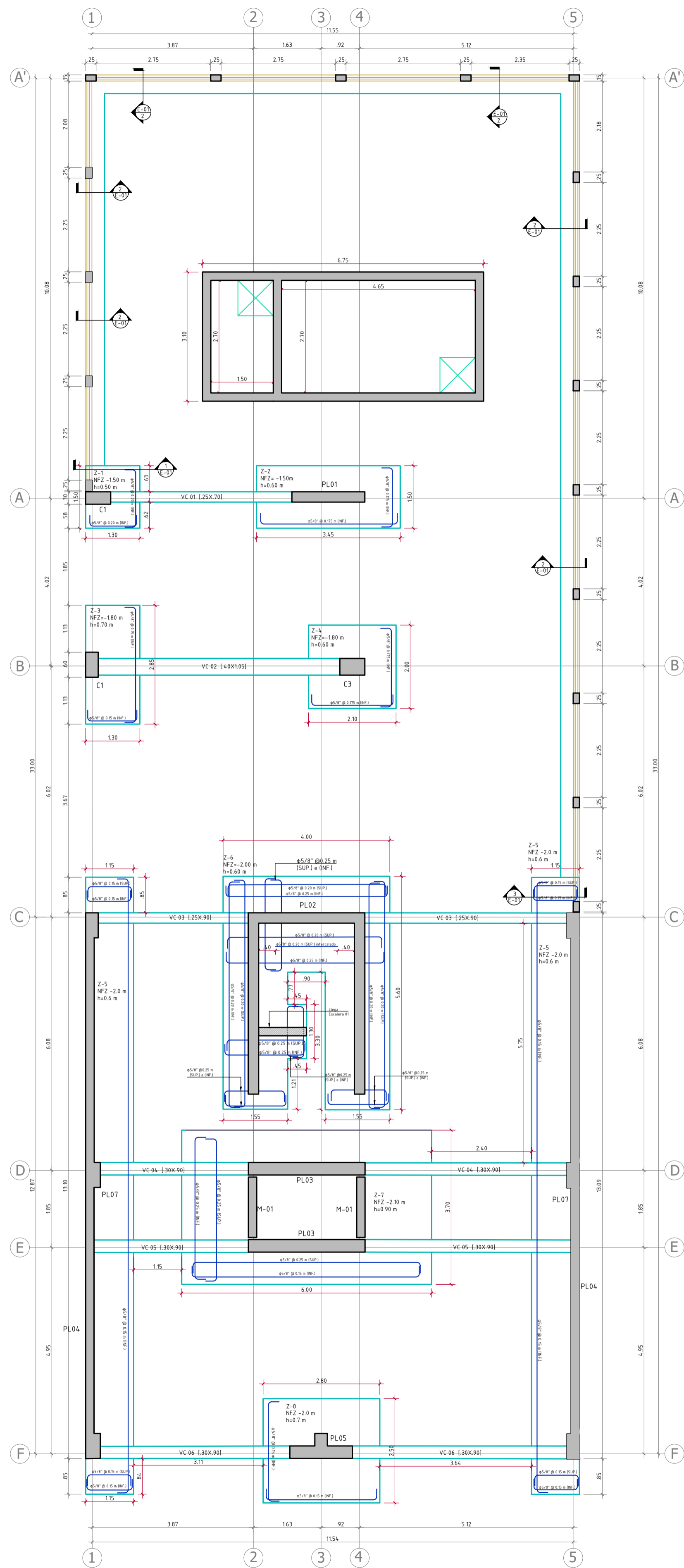
CORTE X-X



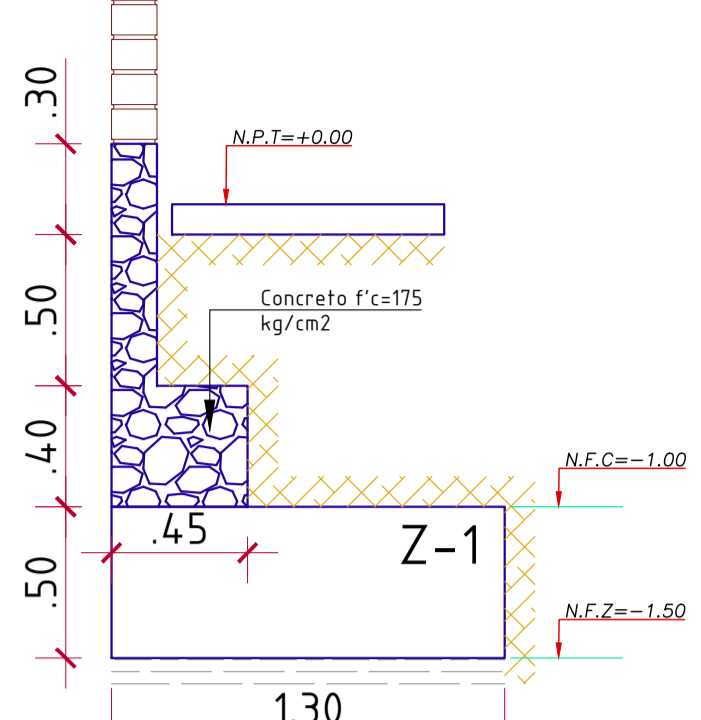
ELEVACIÓN FRONTAL

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno				
Asesor: Gianfranco Ottazzi Passino				
Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"				
Corte "X-X" y Elevación Frontal	DEPARTAMENTO: LIMA REVISIÓN: 01	PROVINCIA: LIMA ESCALA: 1/50	DISTRITO: LINCE FECHA: JUNIO-2025	LÁMINA: A-02

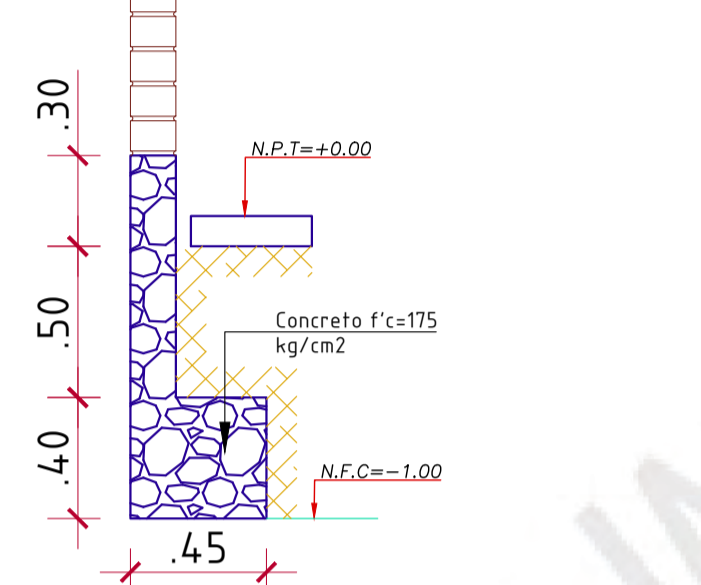
PLANTA DE CIMENTACIÓN ESC. 1/75



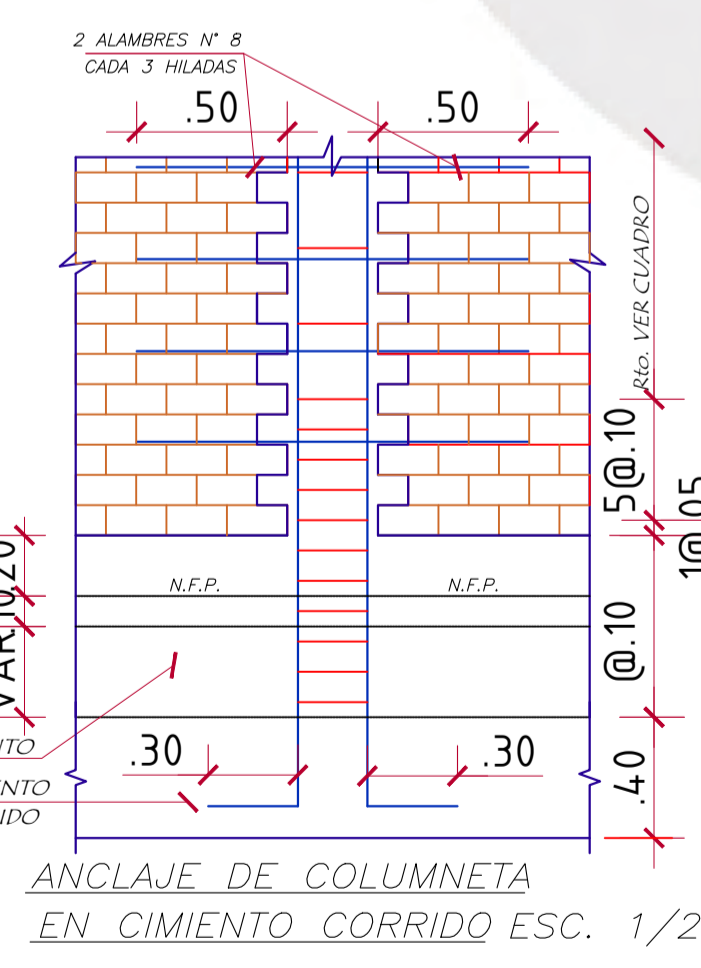
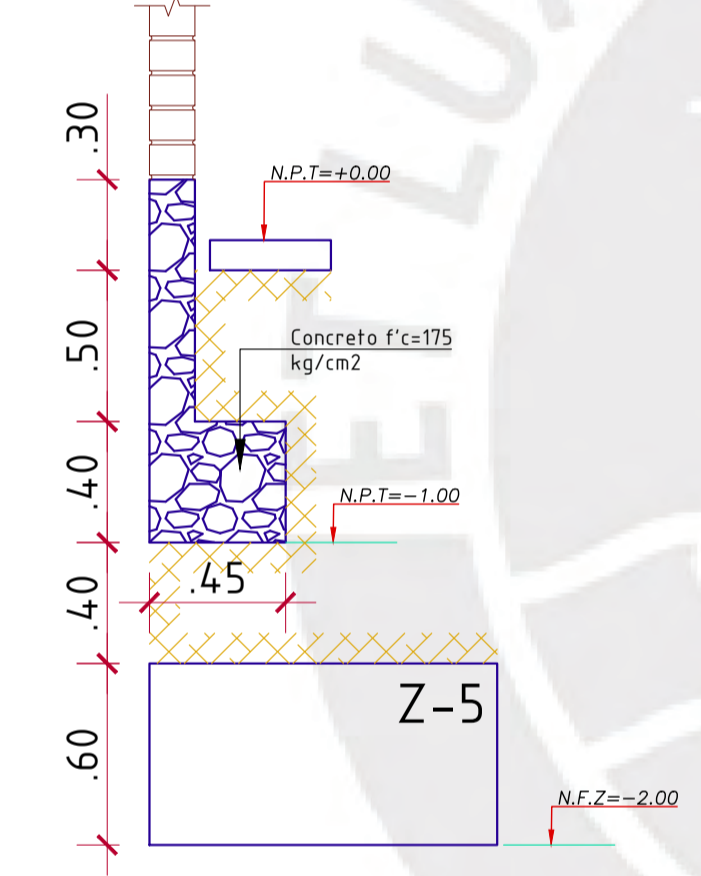
CORTE "1" ESC. 1/25



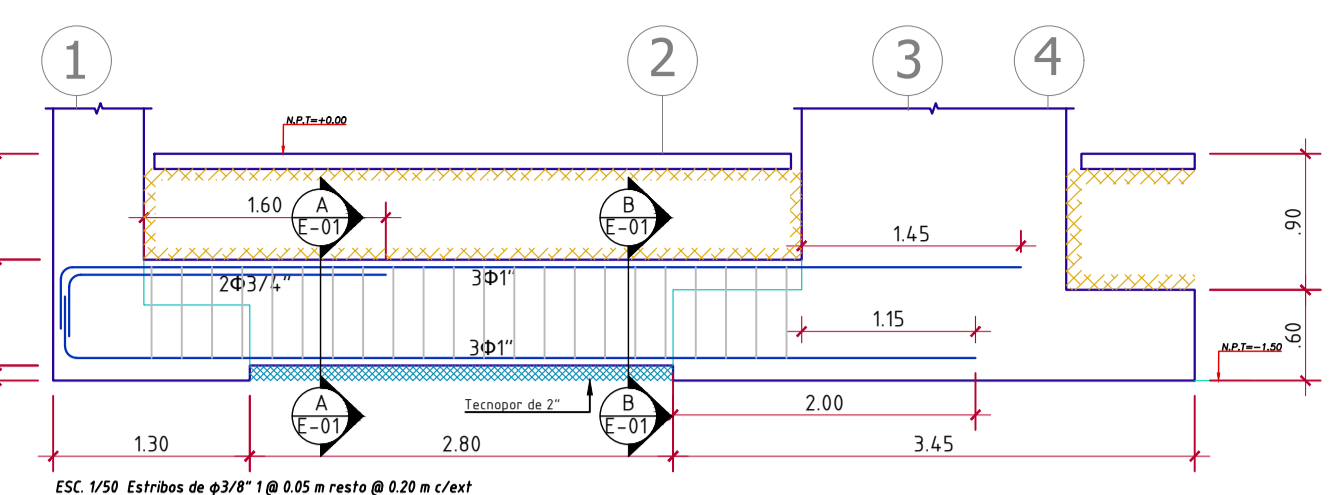
CORTE "2" ESC. 1/25



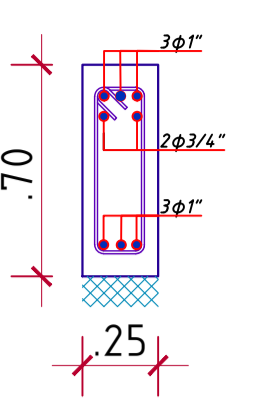
CORTE "3" ESC. 1/25



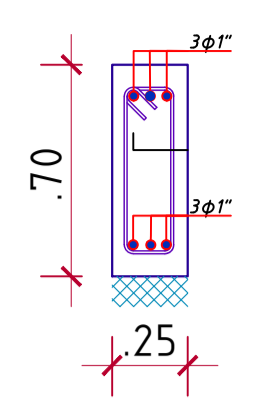
VC 01 [25X.70] ESC 1/50



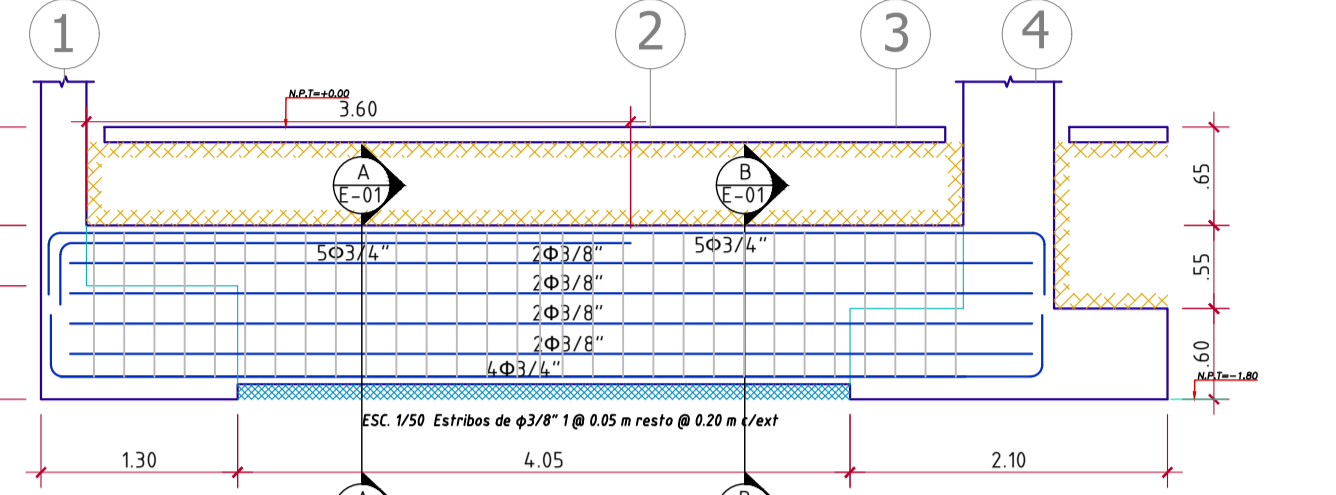
CORTE "A"



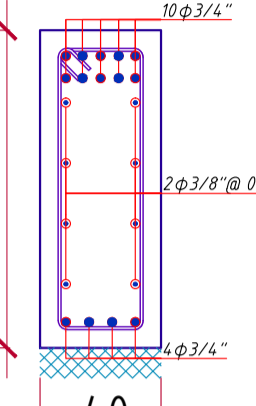
CORTE "B"



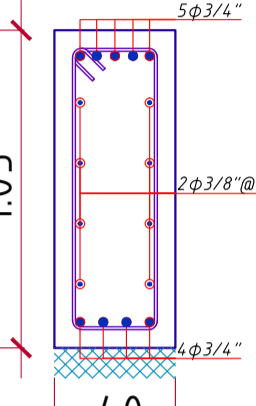
VC 02 [4.0X1.05] ESC 1/50



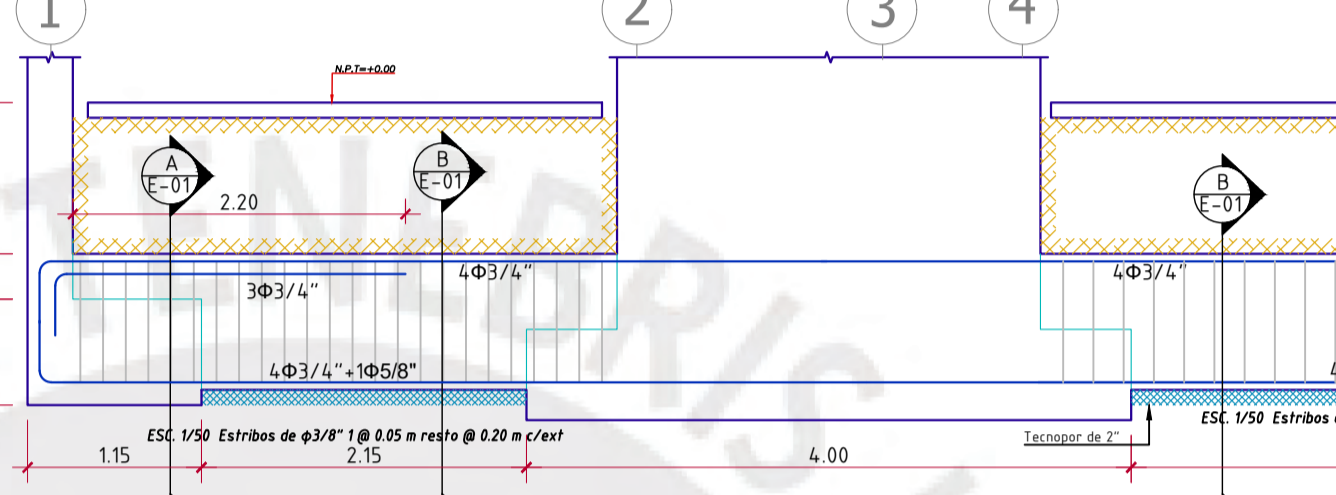
CORTE "A"



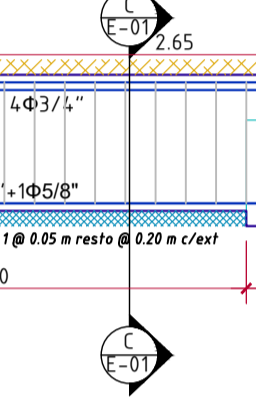
CORTE "B"



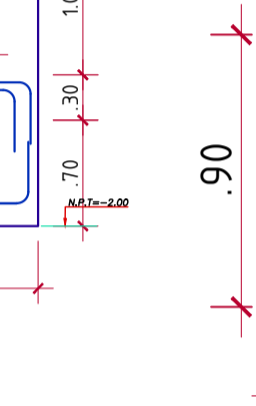
VC 03 [25X.110] ESC 1/50



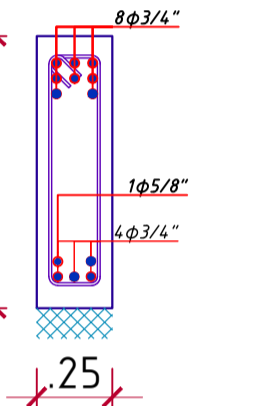
CORTE "A"



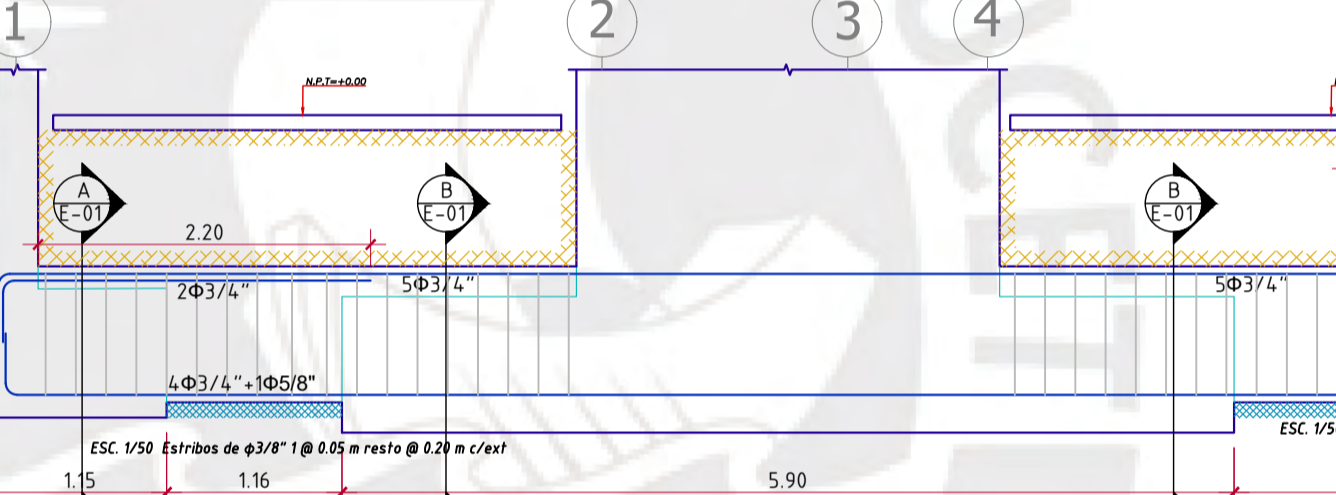
CORTE "B"



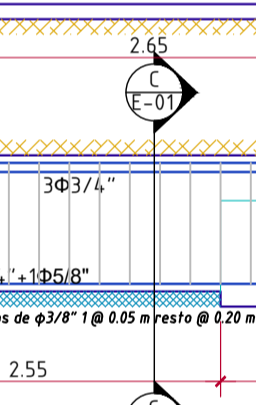
CORTE "C"



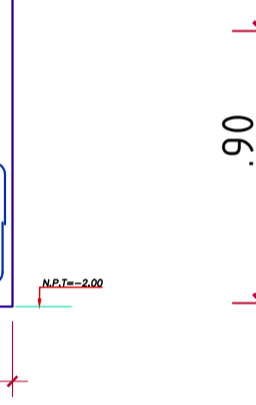
VC 04 [30X.90] ESC 1/50



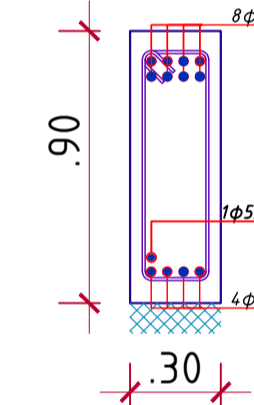
CORTE "A"



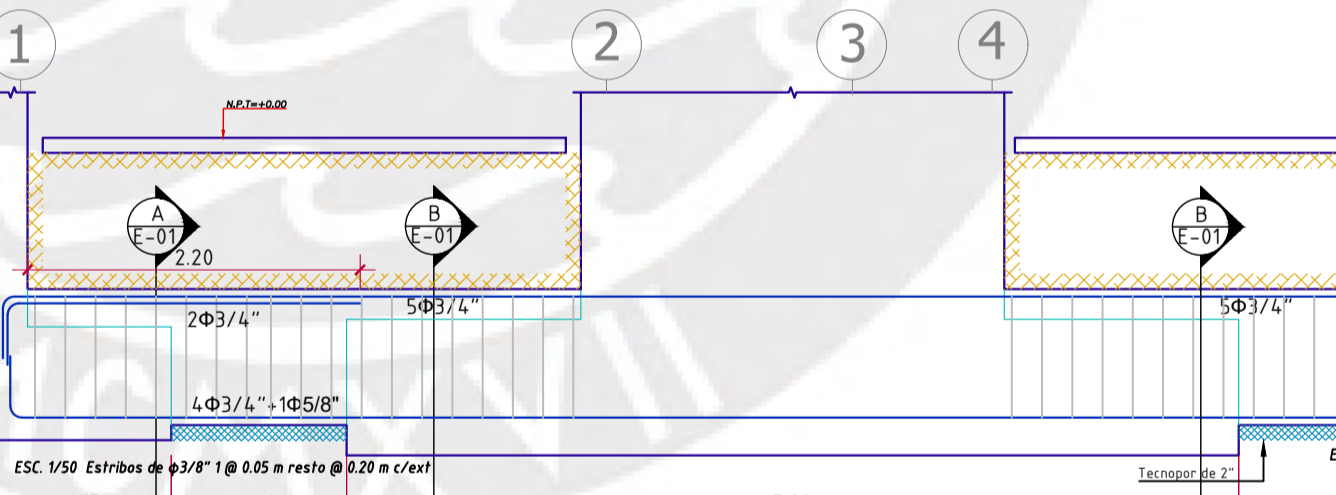
CORTE "B"



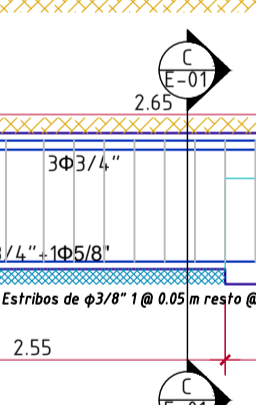
CORTE "C"



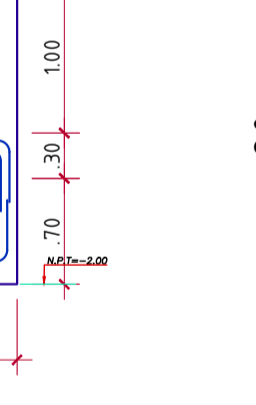
VC 05 [30X.90] ESC 1/50



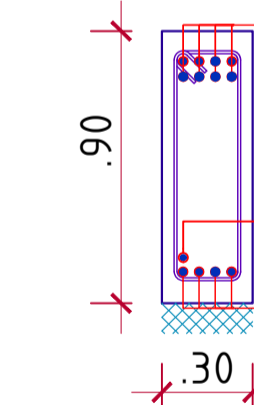
CORTE "A"



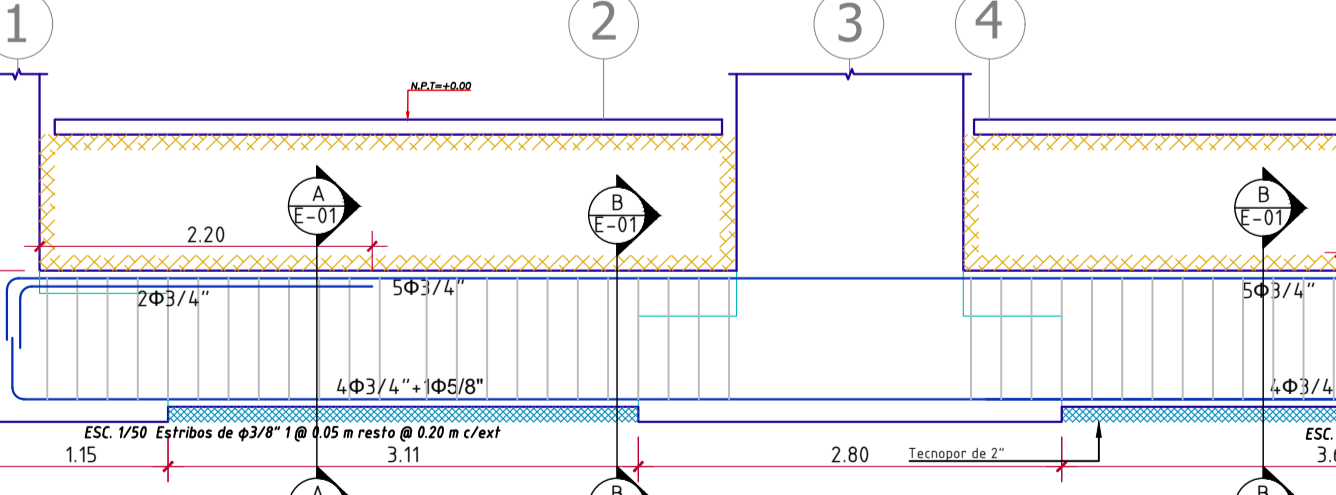
CORTE "B"



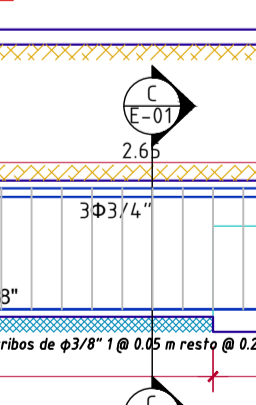
CORTE "C"



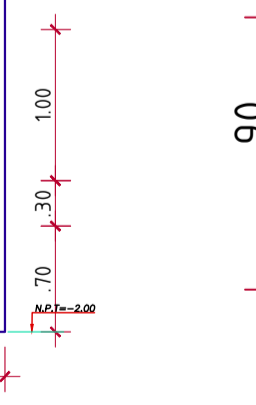
VC 06 [30X.90] ESC 1/50



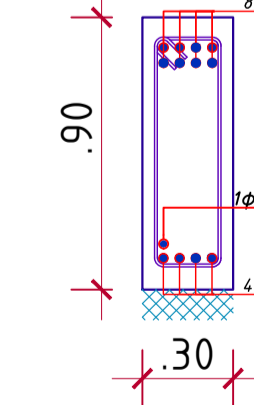
CORTE "A"



CORTE "B"



CORTE "C"



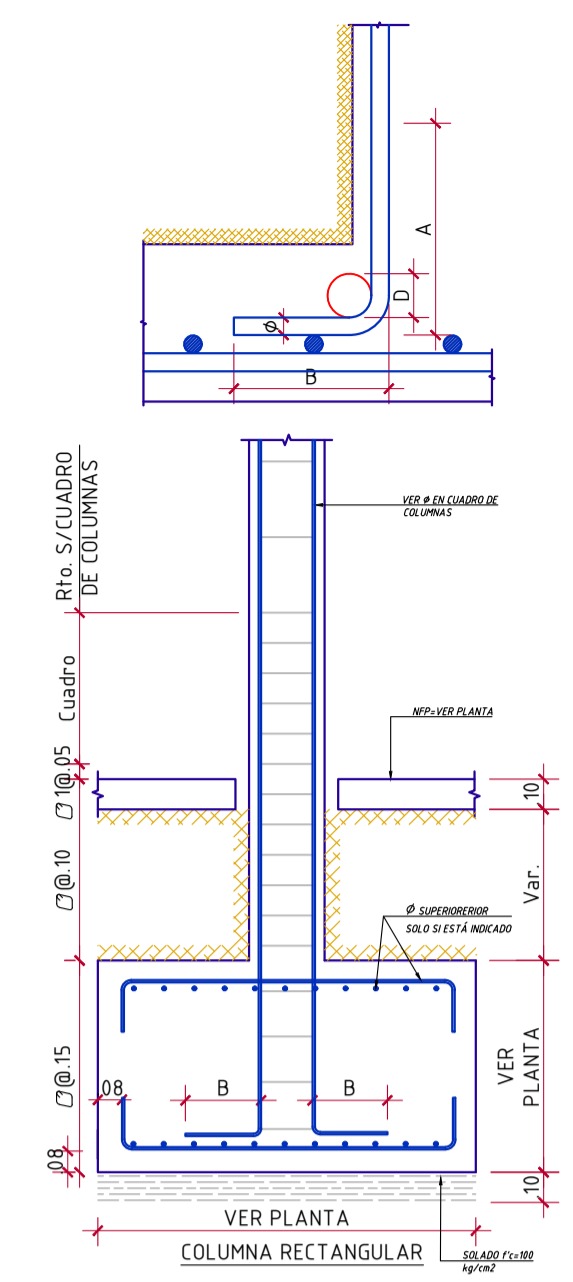
DIÁMETROS DE DOBLADO

φ	d(cm)	D(cm)=6d
φ3/8"	0.95	5.8
φ1/2"	1.27	7.7
φ5/8"	1.59	9.6
φ3/4"	1.91	11.5
φ1"	2.54	15.3
φ1-3/8"	3.58	28.7(+)

(+) Bd

ANLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

φ	d(cm)	B(cm)=16d
φ3/8"	0.95	16
φ1/2"	1.27	21
φ5/8"	1.59	26
φ3/4"	1.91	31
φ1"	2.54	41
φ1-3/8"	3.58	58



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

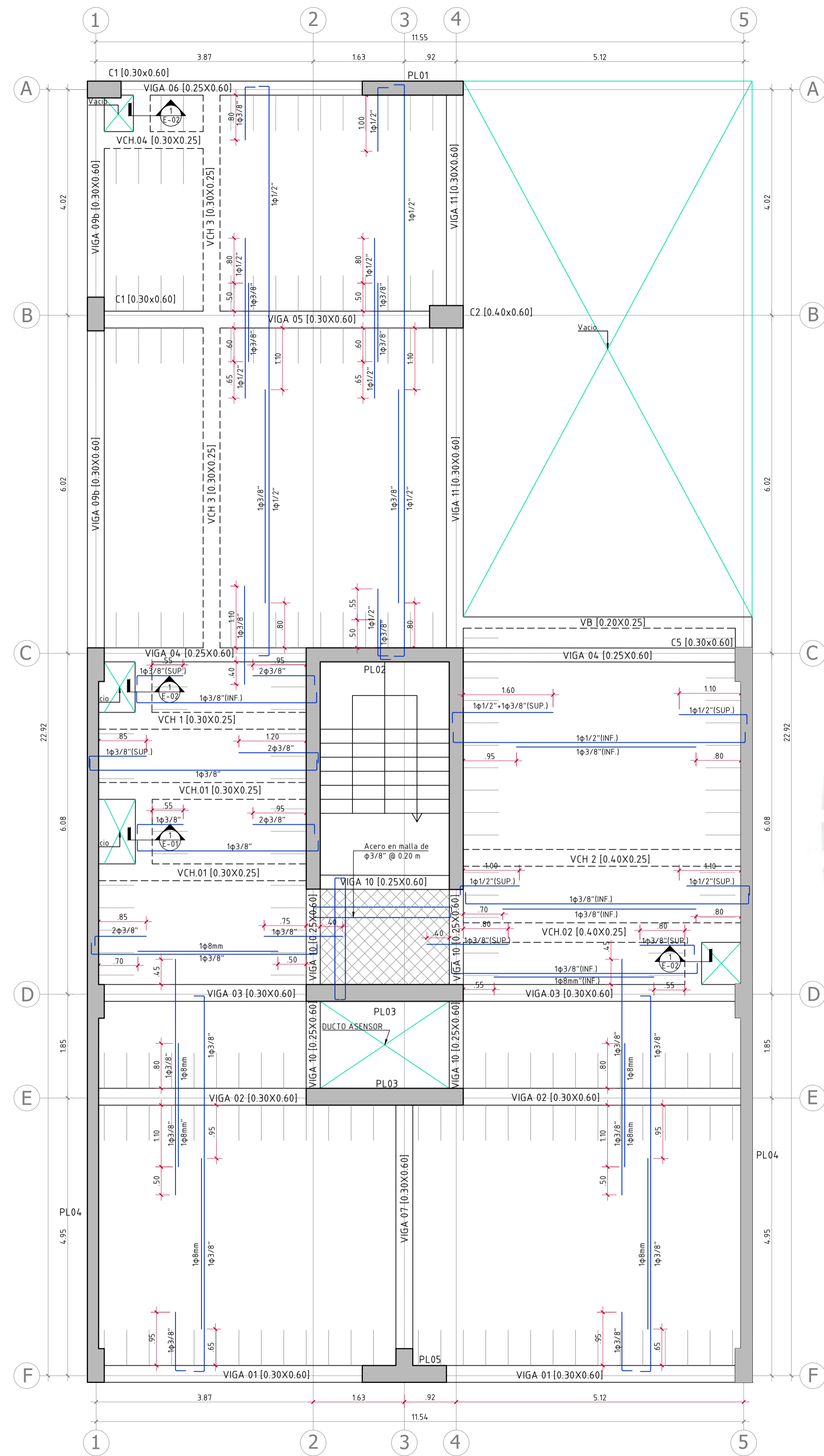
Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno

Asesor: Gianfranco Ottazzi Passino

Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"

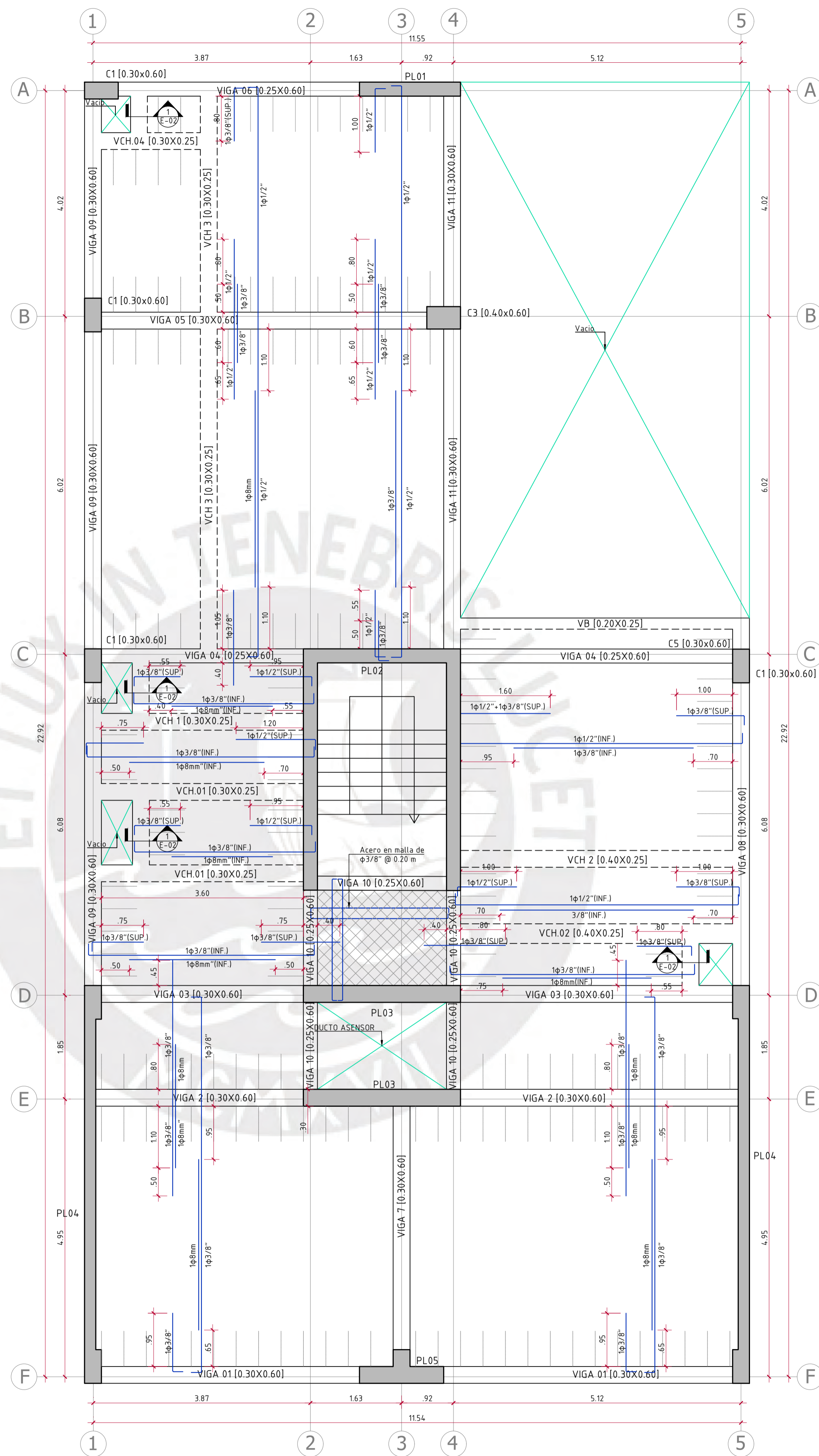
DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-01
REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	

Cimentaciones



ENCOFRADO DE TECHO DEL PRIMER PISO (+2.80 m)

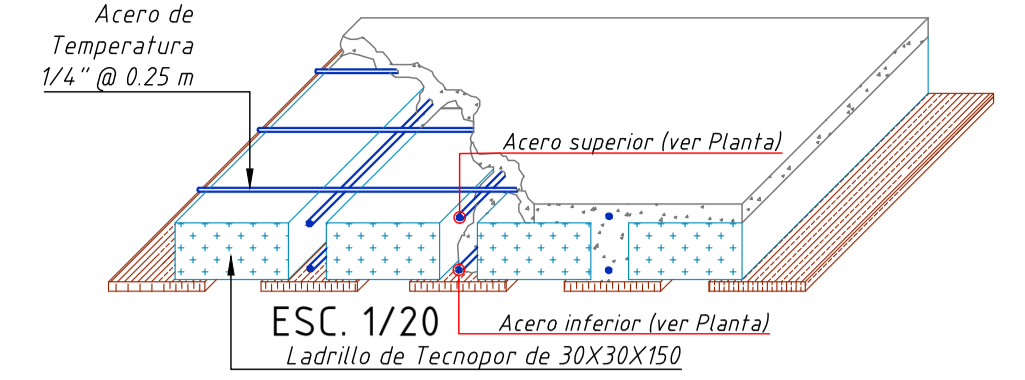
- Losa Aligerada 1D H=25cm S/C=200 kg/cm²
- Losa Maciza 2D H=20cm S/C=200 kg/cm²



ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO (+5.60 m,+8.40 m,+11.20 m,+14.00 m,+16.80 m)

- Losa Aligerada 1D H=25cm S/C=200 kg/cm²
- Losa Maciza 2D H=20cm S/C=200 kg/cm²

DETALLE DE ALIGERADO H=0.25



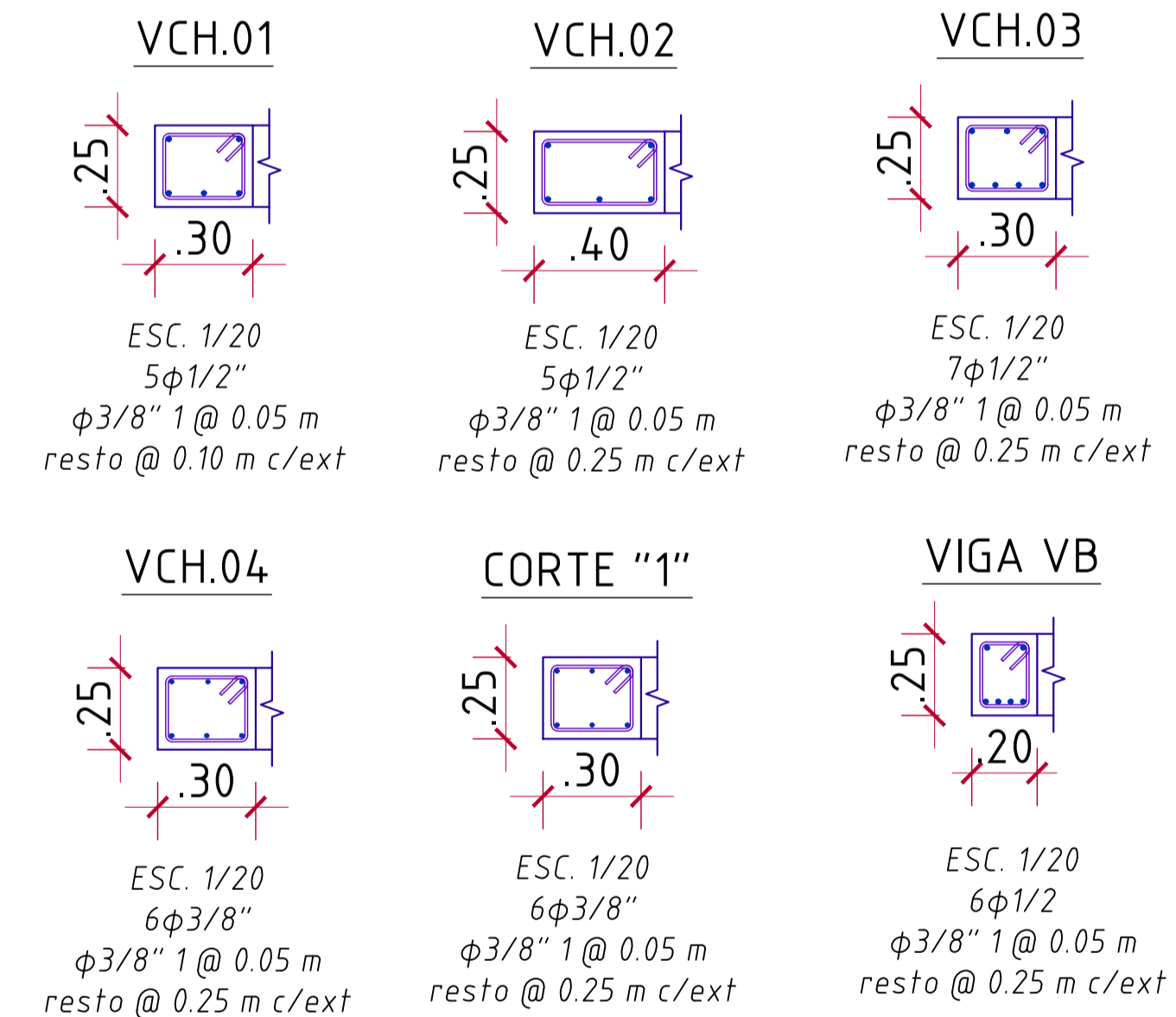
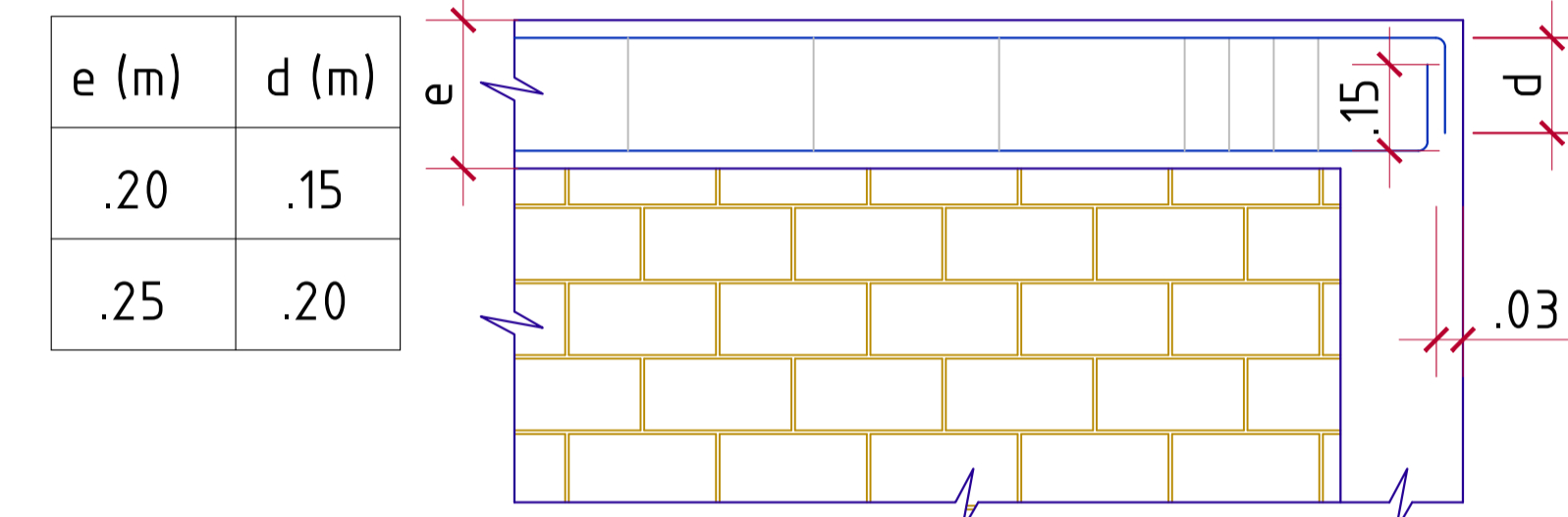
EMPALME EN VIGAS ESC. 1/25

#Barra longitudinal	Le Sup (cm)	Le Inf (cm)
#3/8"	45	35
#5/8"	60	45
#3/4"	75	60
#1"	90	70
#1-3/8"	145	115
	190	155

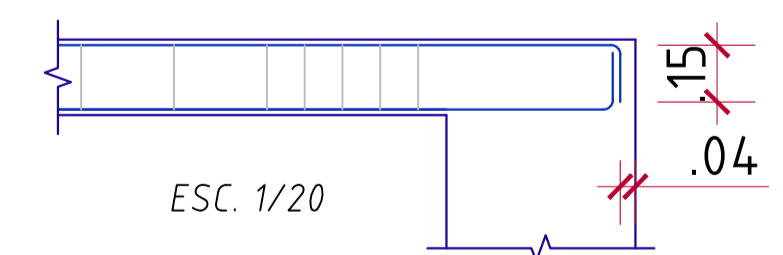
NOTAS

- EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO
- PROCURAR EMPALMAR EN DIFERENTES SECCIONES
- VER LONGITUDES DE EMPALME EN LAS TABLAS

ANCLAJE DE SOLERAS



DETALLE DE VIGAS CHATAS



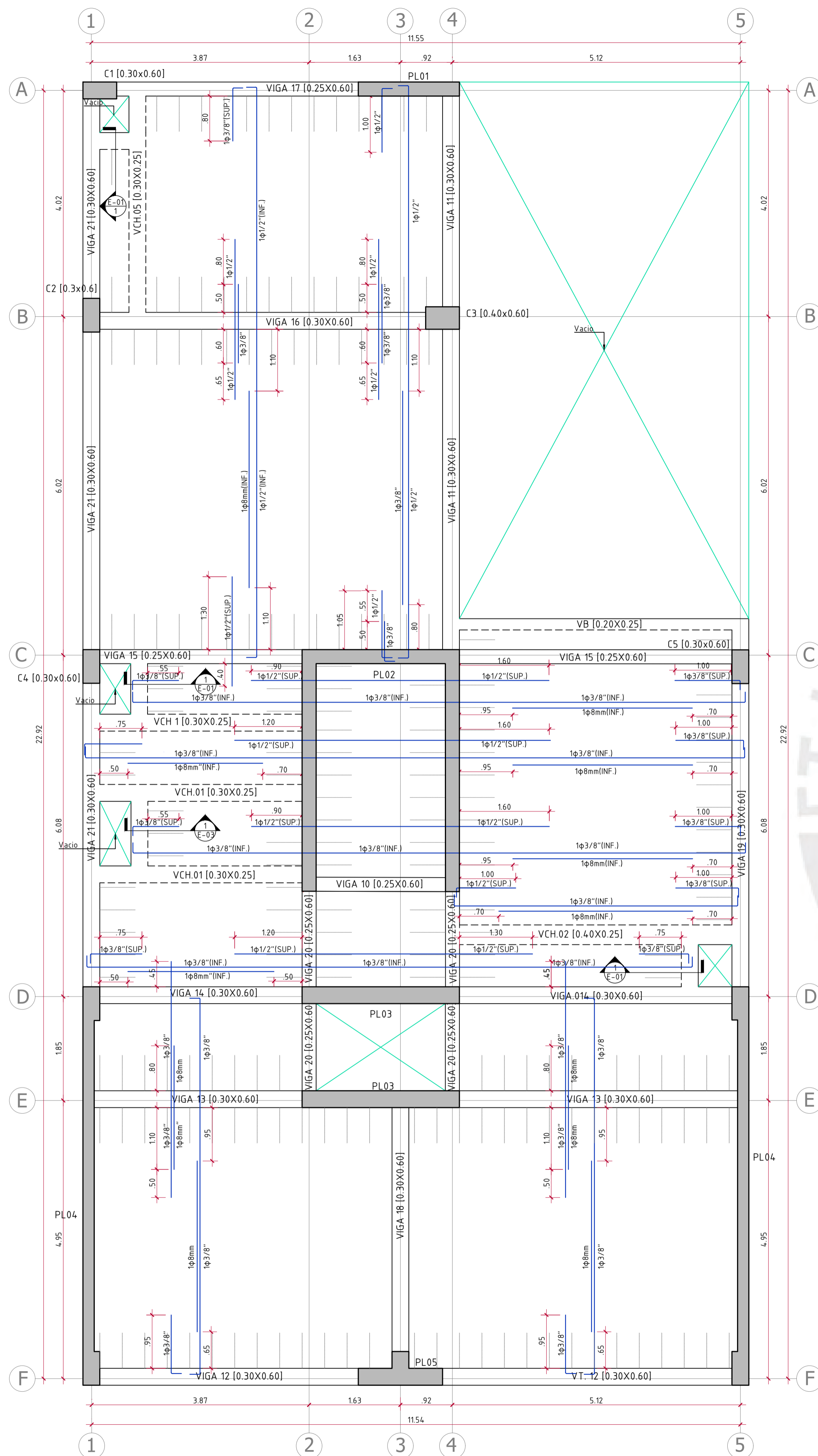
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno

Asesor: Gianfranco Ottazzi Passino

Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"

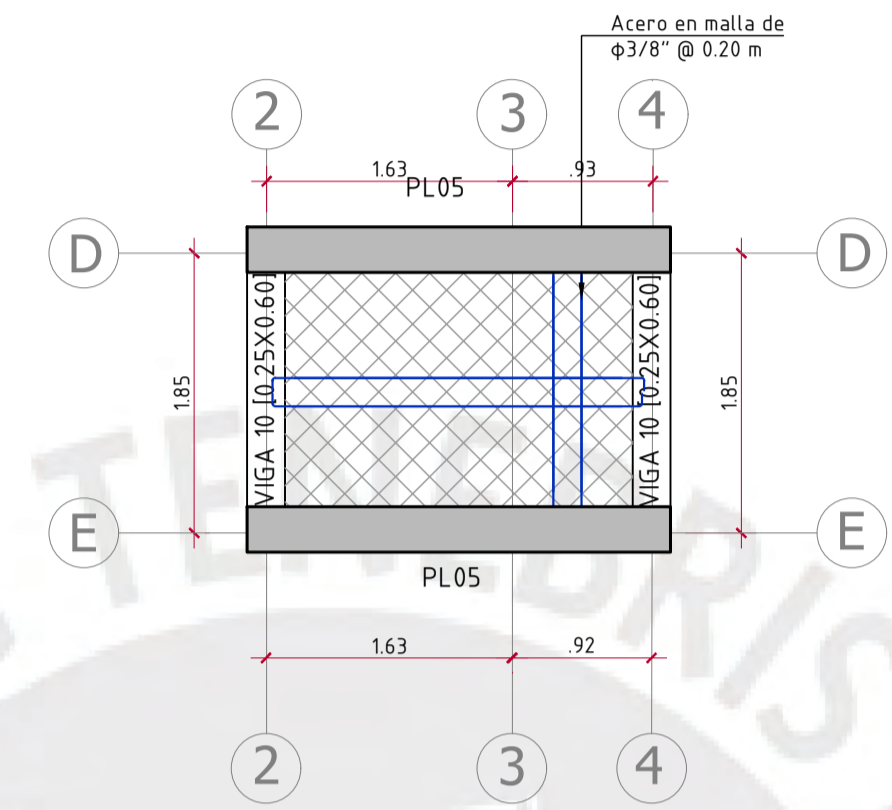
Encofrado de Techo	DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-02
	REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	



ENCOFRADO DE AZOTEA (+19.60 m)

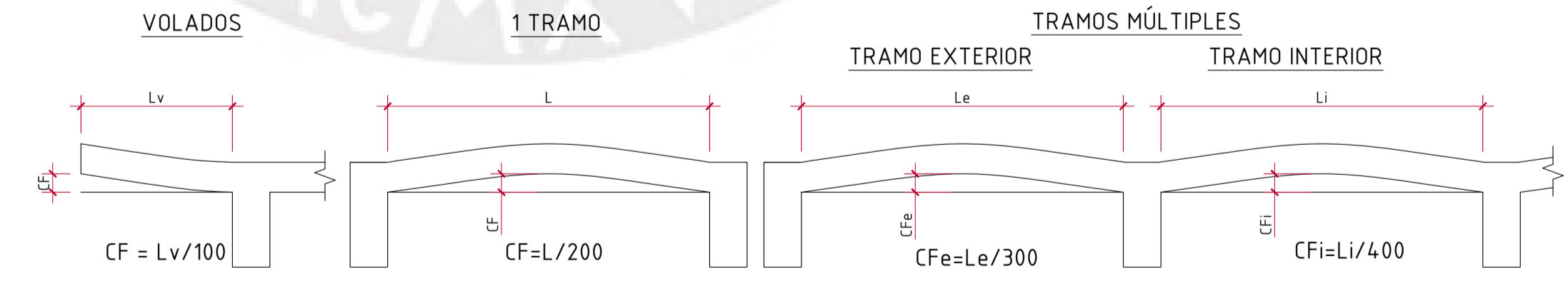
- Losa Aligerada 1D H=25cm S/C=100 kg/cm²
- Losa Maciza 2D H=20cm S/C=200 kg/cm²

ENCOFRADO DE TAPA DE ASENSOR (+21.40 m, +23.20 m)

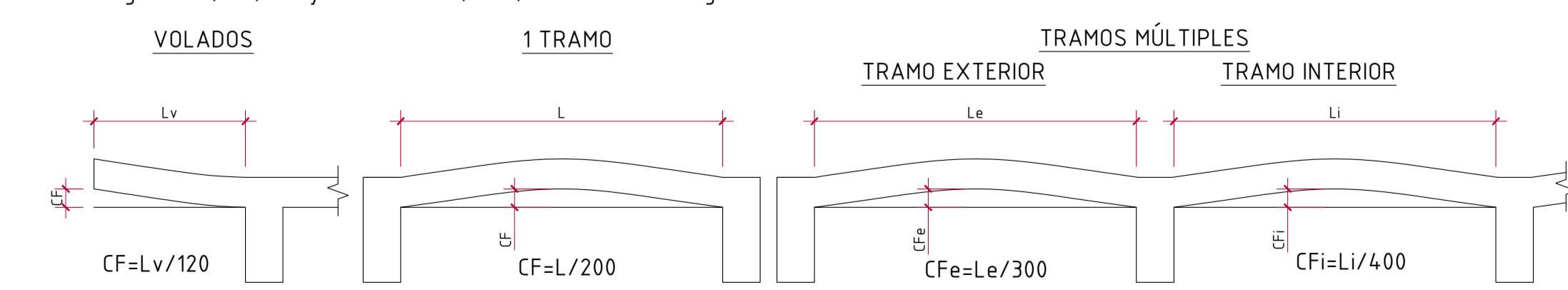


- Losa Maciza 2D H=20cm S/C=100 kg/cm²

- LOSAS:**
- Las losas con luz libre menor/h<30 y volados menores de 100mm, no requieren contraflechas
 - Las losas con luz libre menor/h>30 y volados mayores a 100mm tendrán la siguiente contraflecha

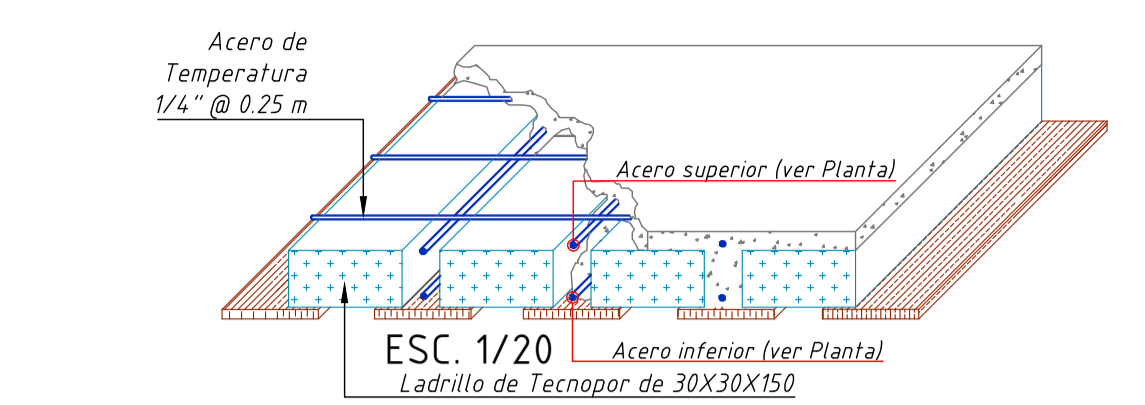


- VIGAS:**
- Las vigas cuya relación longitud (L) entre altura (h) sea: $(L/h) < 12$ no requieren contraflechas. En caso de vigas acarteladas en los extremos considerar la altura media en el apoyo en la parte central.
 - Las vigas con $(L/h) > 12$ y volados con $(L_v/h) > 4$ tendrán las siguientes contraflechas



- CONTRAFLECHAS EN VIGAS Y LOSAS**
- En caso se indique una contraflecha en la elevación de la viga, se deberá respetar aquella por encima de este detalle.

DETALLE DE ALIGERADO H=0.25



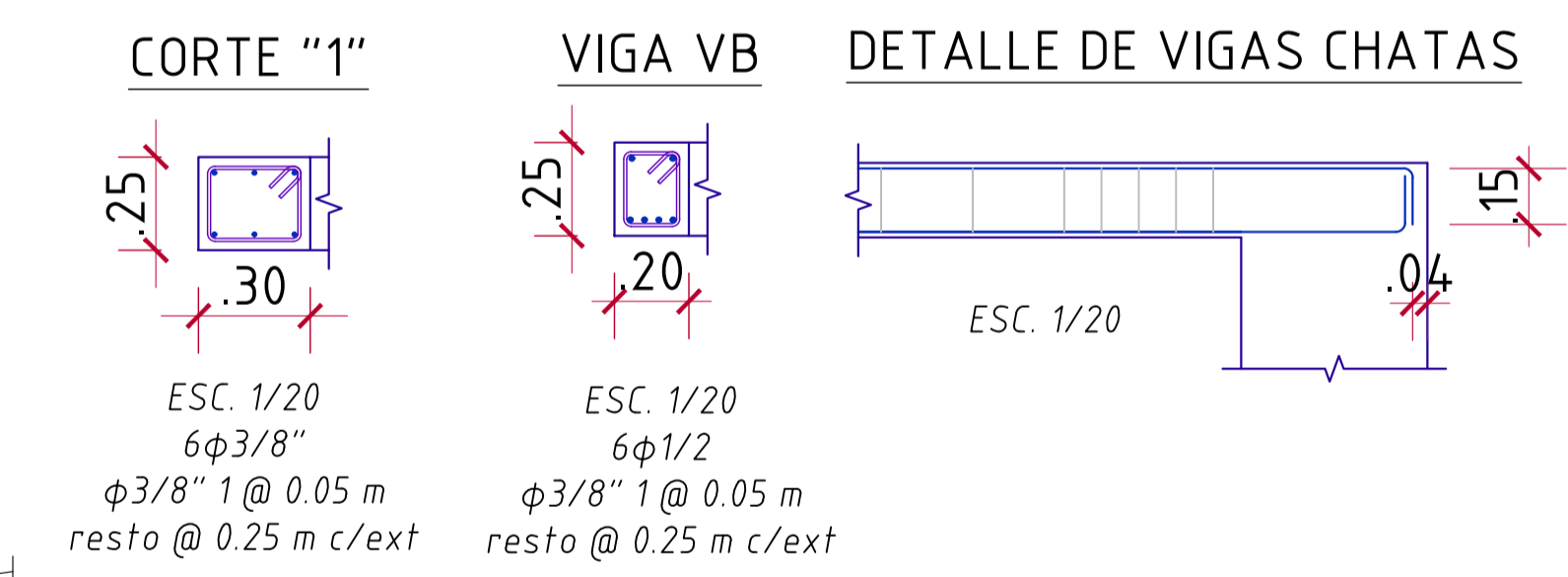
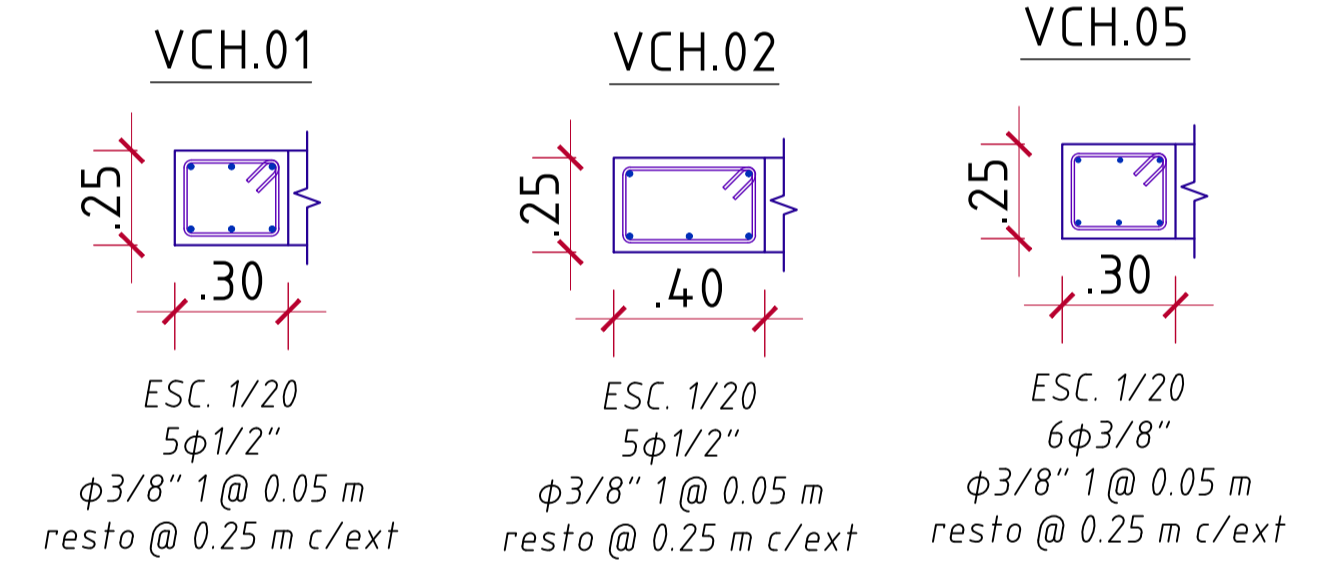
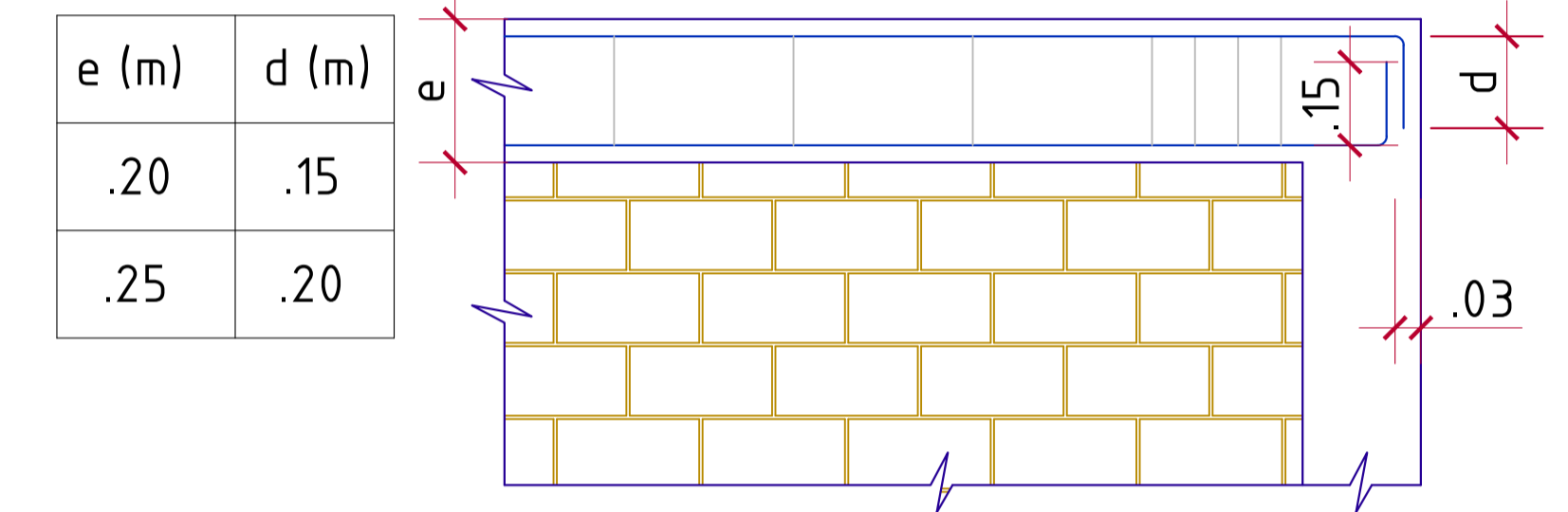
EMPALME EN VIGAS
ESC. 1/25

φBarra longitudinal	Le Sup (cm)	Le Inf (cm)
#3/8"	45	35
#1/2"	60	45
#3/4"	75	60
#1"	90	70
#1-1/8"	145	115
#1-3/8"	190	155

NOTAS

- EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO
- PROCURAR EMPALMAR EN DIFERENTES SECCIONES
- VER LONGITUDES DE EMPALME EN LAS TABLAS

ANCLAJE DE SOLERAS



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

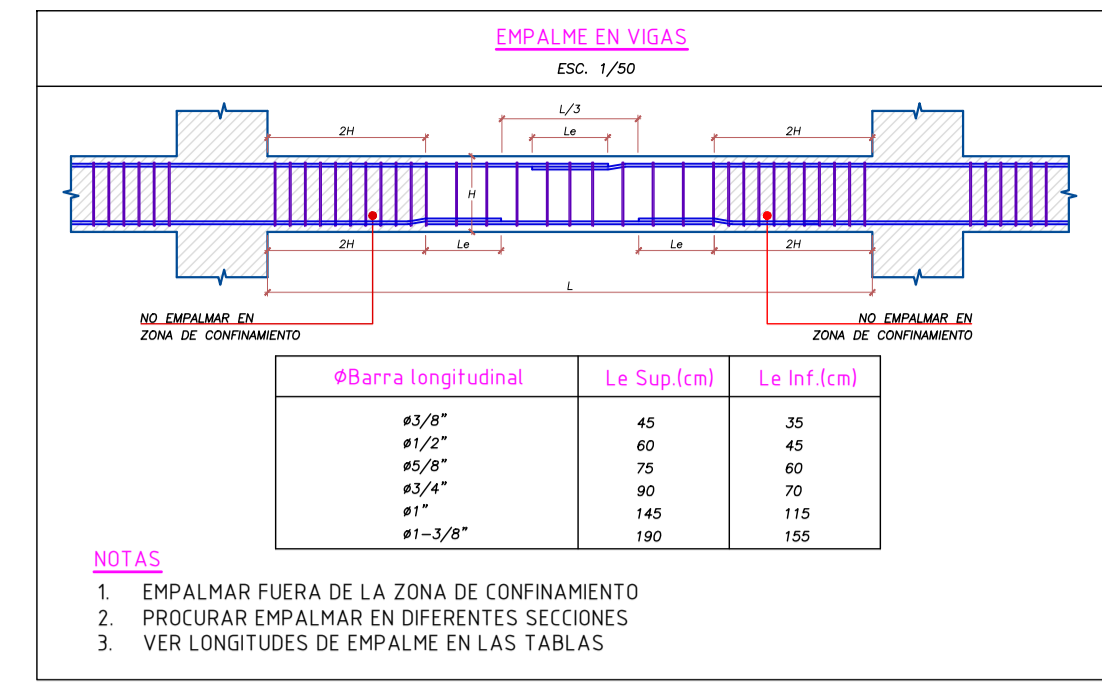
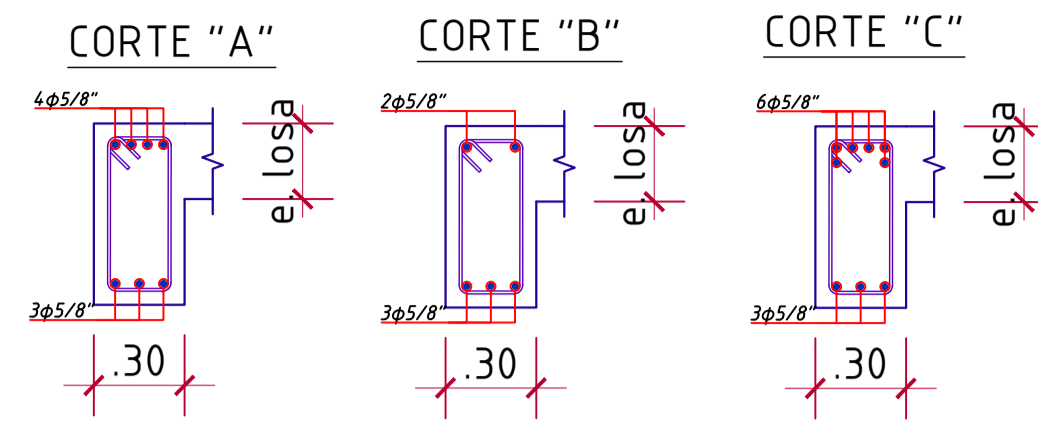
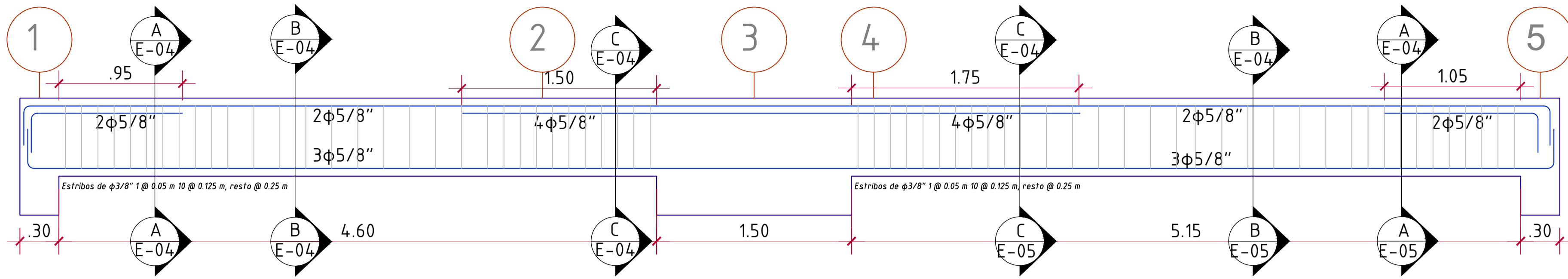
Alumno: **Rodrigo Mejia Cjuno**

Asesor: **Gianfranco Ottazzi Passino**

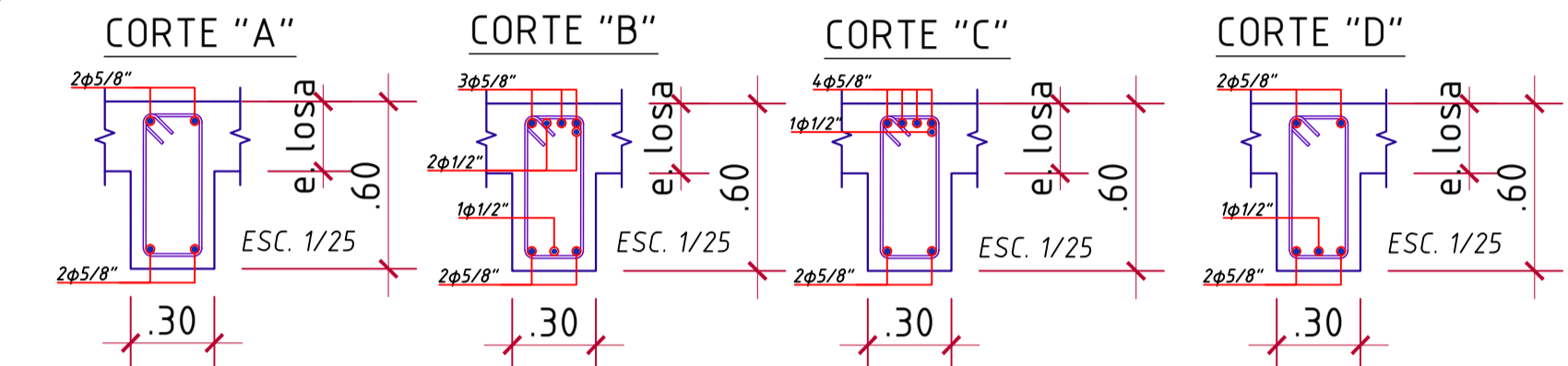
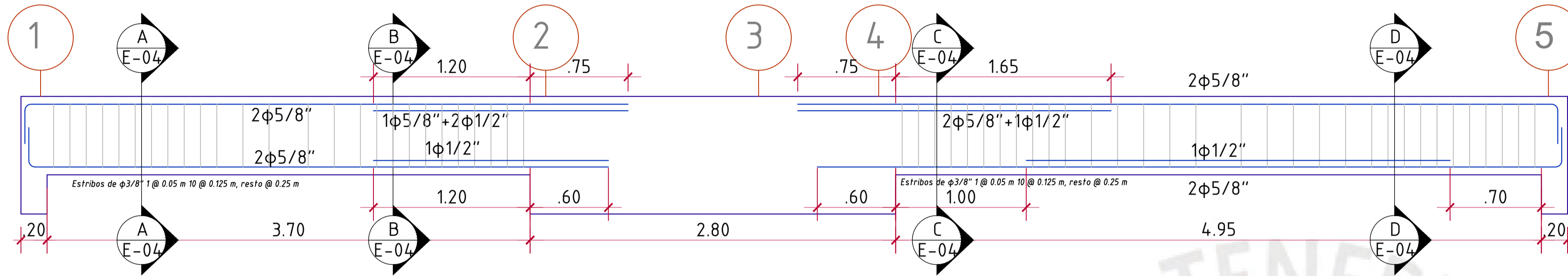
Proyecto: **"Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"**

Encofrado de Techo	DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-03
	REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	

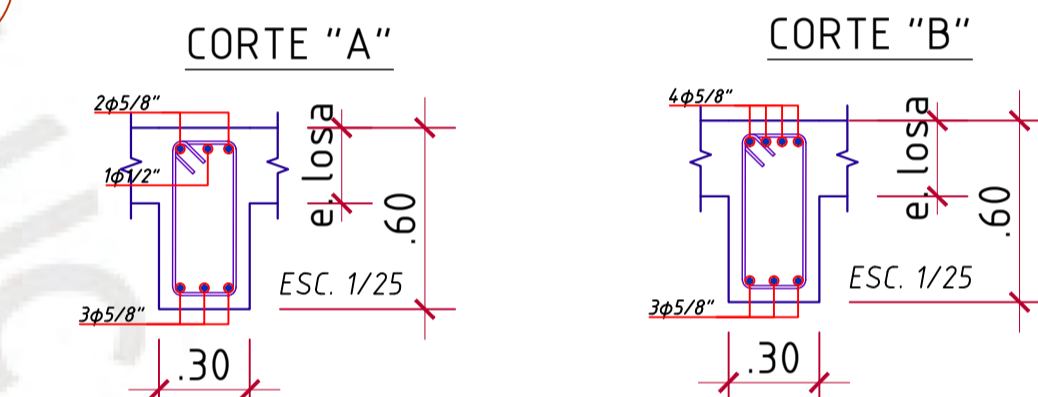
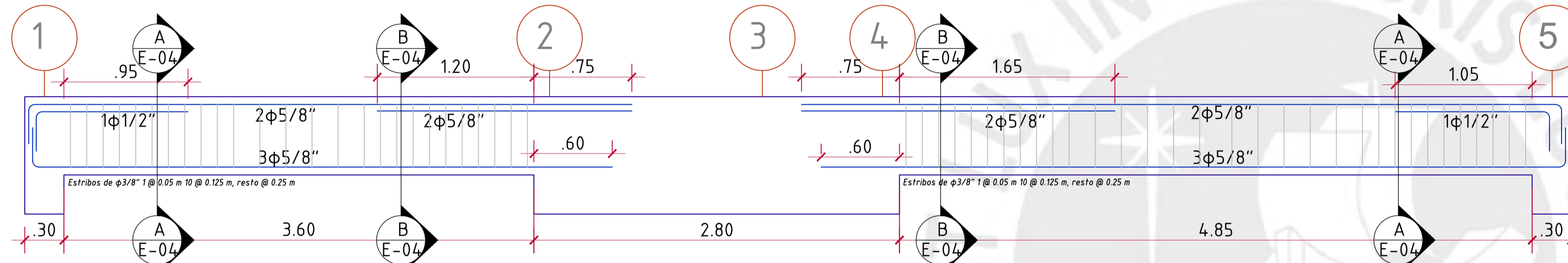
VT.01 [.30X.60] ESC. 1/25



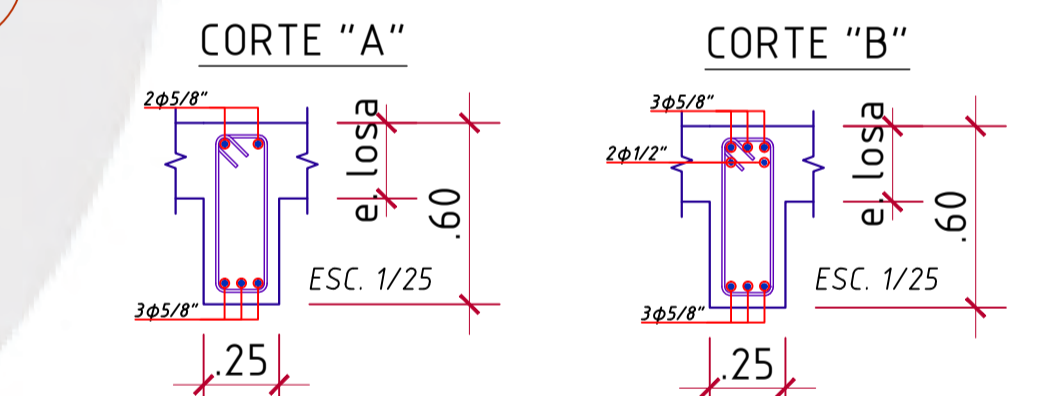
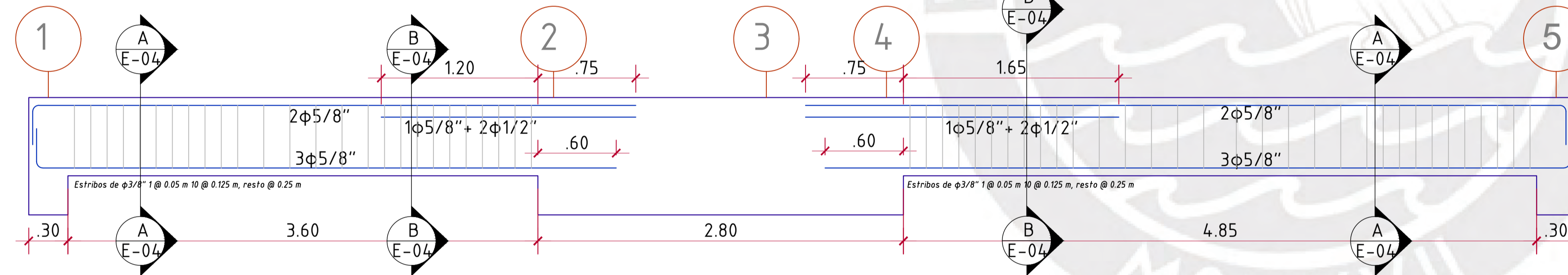
VT.02 [.30X.60] ESC. 1/25



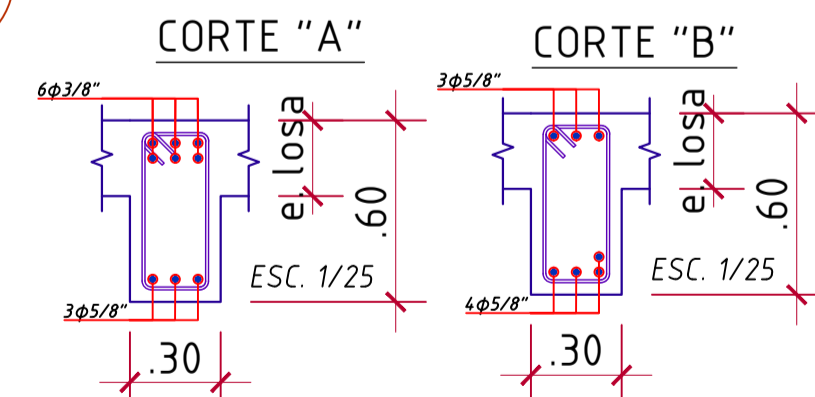
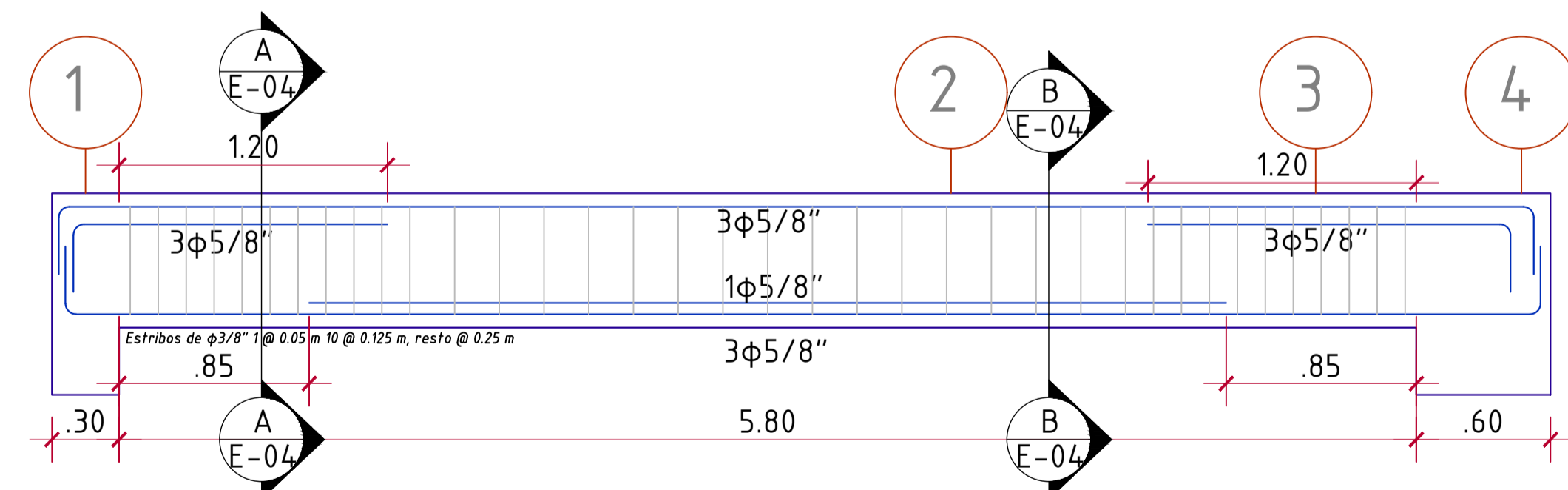
VT.03 [.30X.60] ESC. 1/25



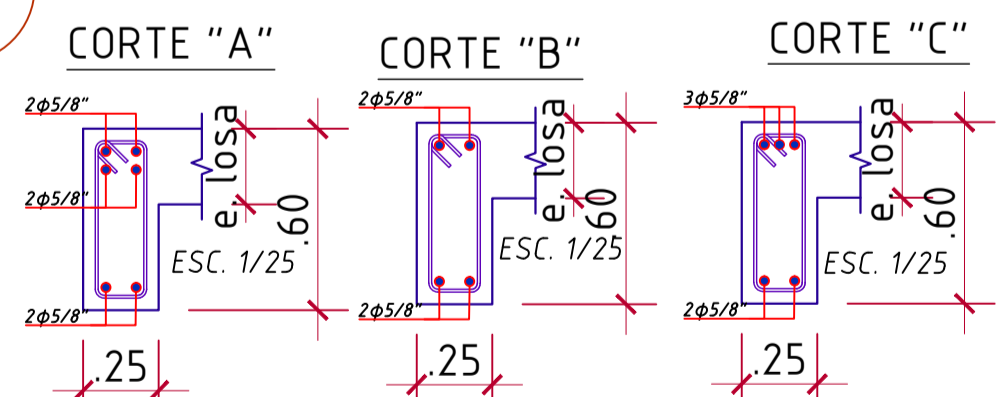
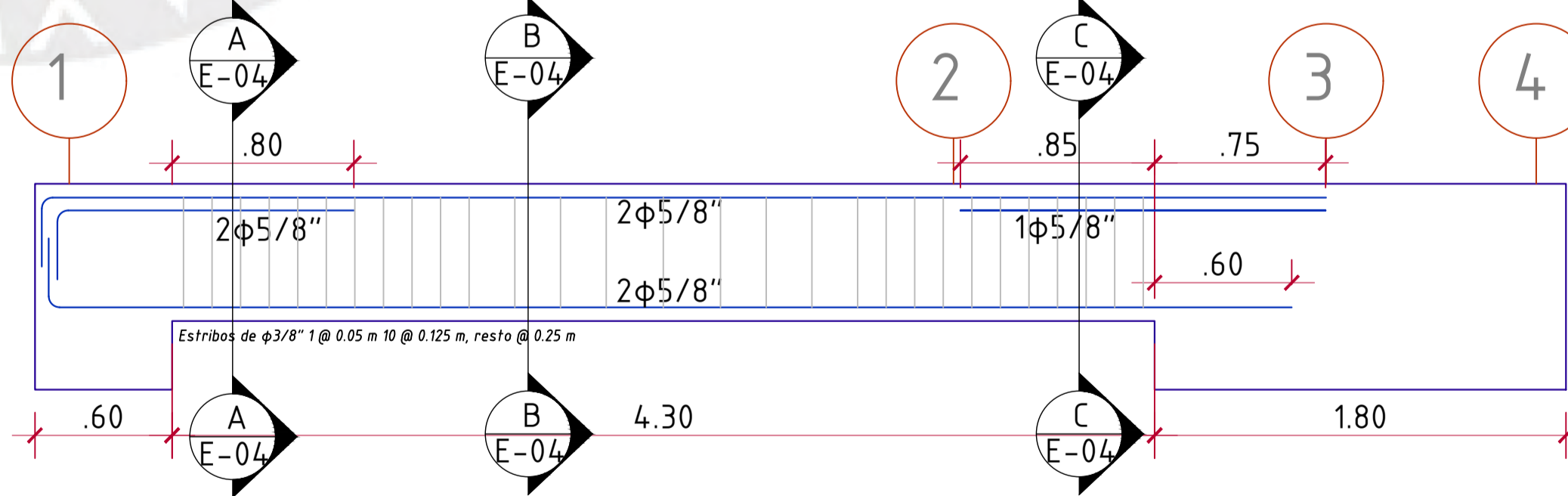
VT.04 [.25X.60] ESC. 1/25



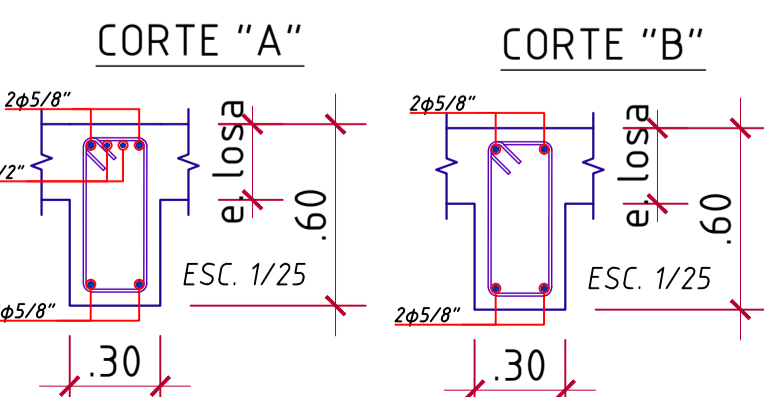
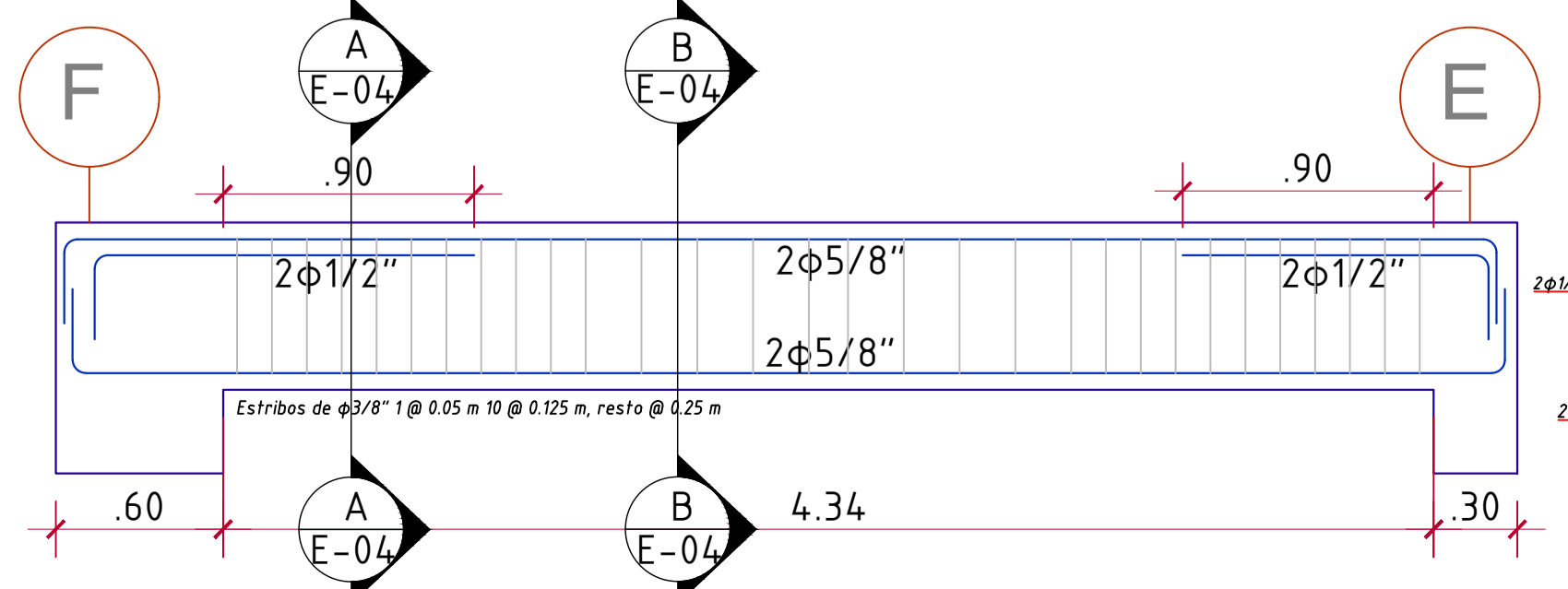
VT.05 [.30X.60] ESC. 1/25



VT.06 [.25X.60] ESC. 1/25



VT.07 [.30X.60] ESC. 1/25



ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

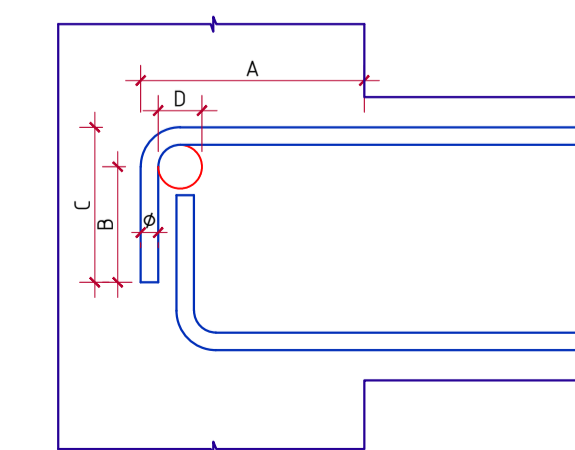
Ø	d(cm)	L(fix) en función del f'c	
		210	280
Ø3/8"	0.95	45	50
Ø1/2"	1.27	60	65
Ø5/8"	1.59	75	80
Ø3/4"	1.91	90	95
Ø1"	2.54	135	150

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR

Ø	d(cm)	Alcance en función del f'c		B(cm)=12d	C(cm)=12d+D/2
		210	280		
Ø3/8"	0.95	20	20	12	15
Ø1/2"	1.27	30	30	16	20
Ø5/8"	1.59	35	35	20	25
Ø3/4"	1.91	45	45	23	30
Ø1"	2.54	60	60	31	40

DIÁMETROS DE DOBLADO

Ø	Díametros de Doblado	
d(cm)	D(cm)=6d	
Ø3/8"	0.95	5.8
Ø1/2"	1.27	7.7
Ø5/8"	1.59	9.6
Ø3/4"	1.91	11.5
Ø1"	2.54	15.3



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

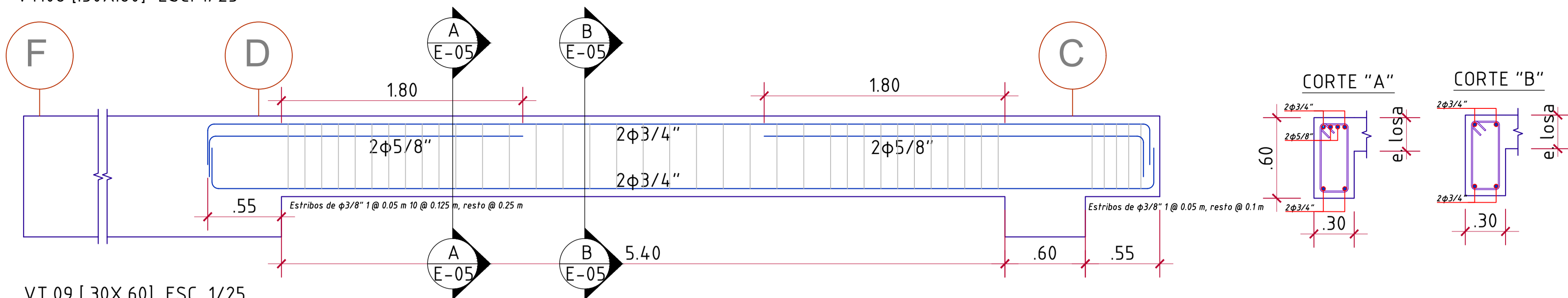
Alumno: **Rodrigo Mejia Cjuno**

Asesor: **Gianfranco Otazzi Passino**

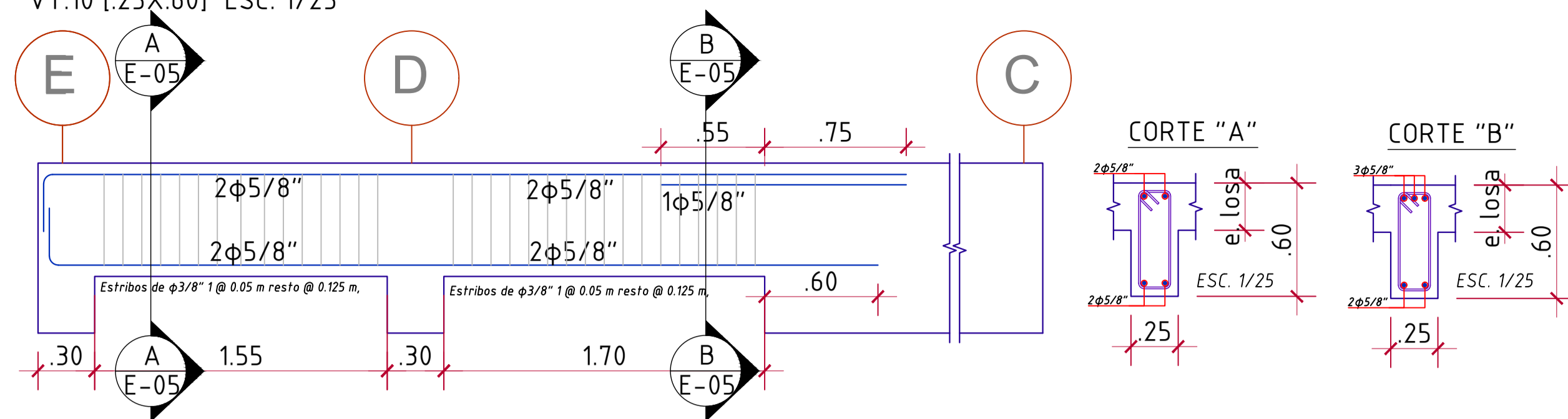
Proyecto: **"Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"**

DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-04
REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	

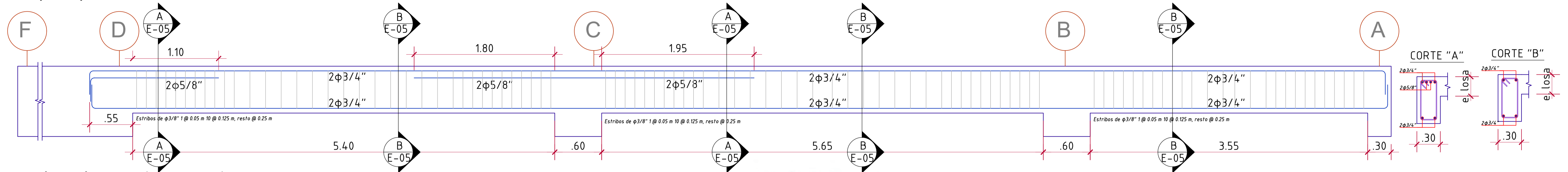
VT.08 [.30X.60] ESC. 1/25



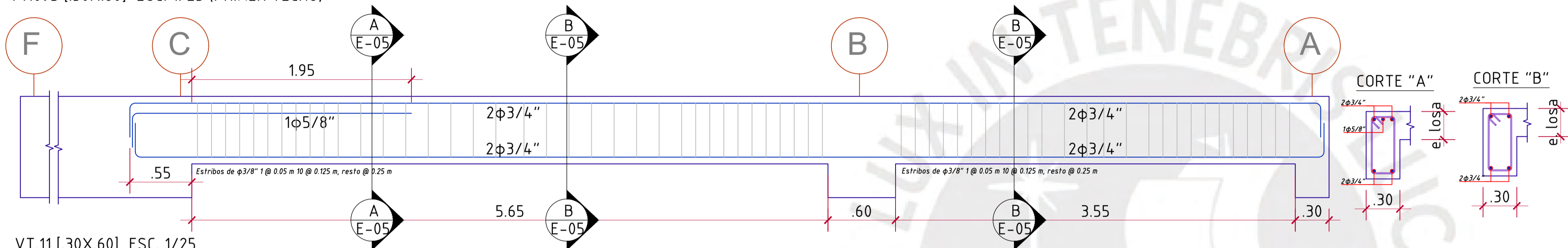
VT.10 [.25X.60] ESC. 1/25



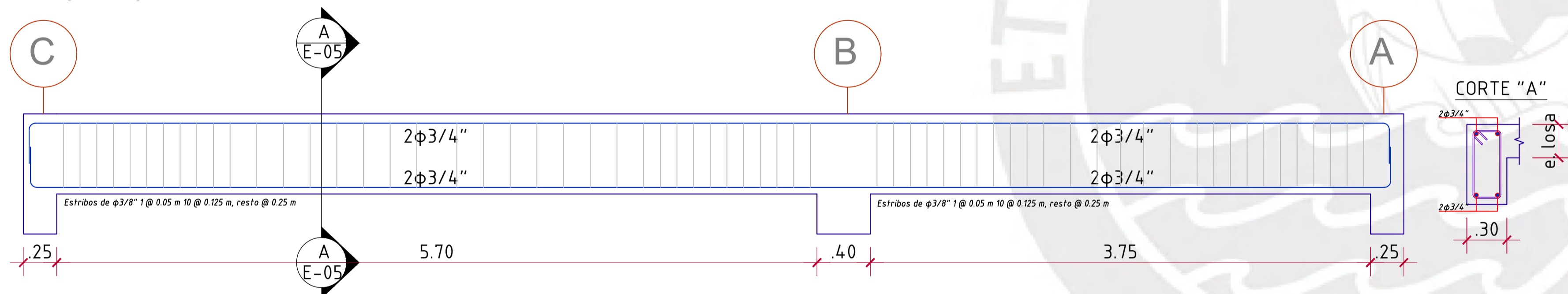
VT.09 [.30X.60] ESC. 1/25



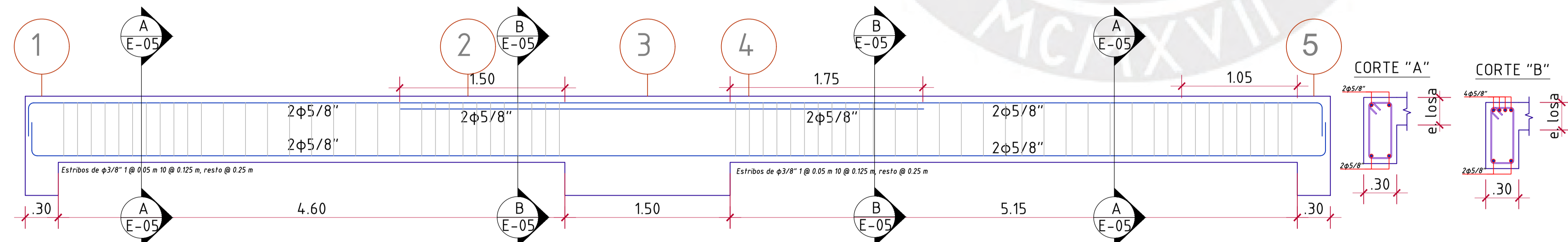
VT.09b [.30X.60] ESC. 1/25 (PRIMER TECHO)



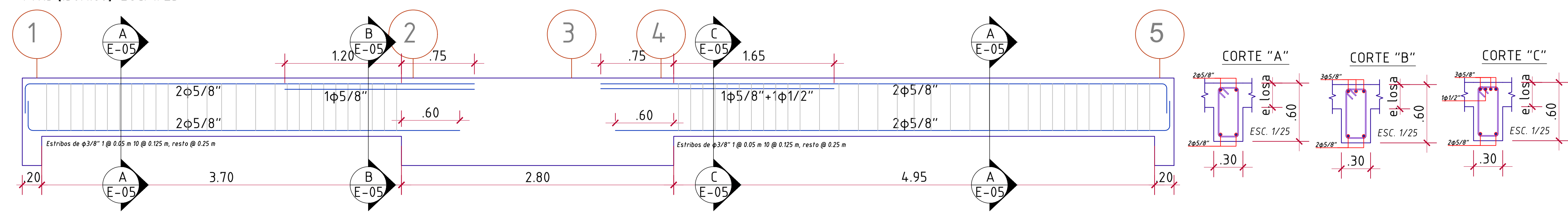
VT.11 [.30X.60] ESC. 1/25



VT.12 [.30X.60] ESC. 1/25



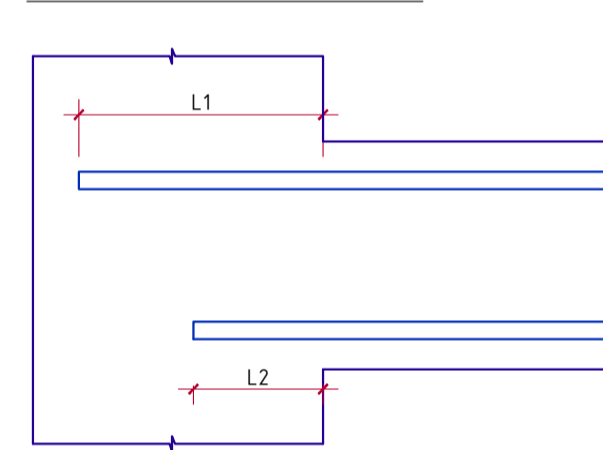
VT.13 [.30X.60] ESC. 1/25



ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

φ	d(cm)	L1	L2
#3/8"	0.95	45	45
#1/2"	1.27	60	50
#5/8"	1.59	75	65
#3/4"	1.91	90	80
#1"	2.54	105	105

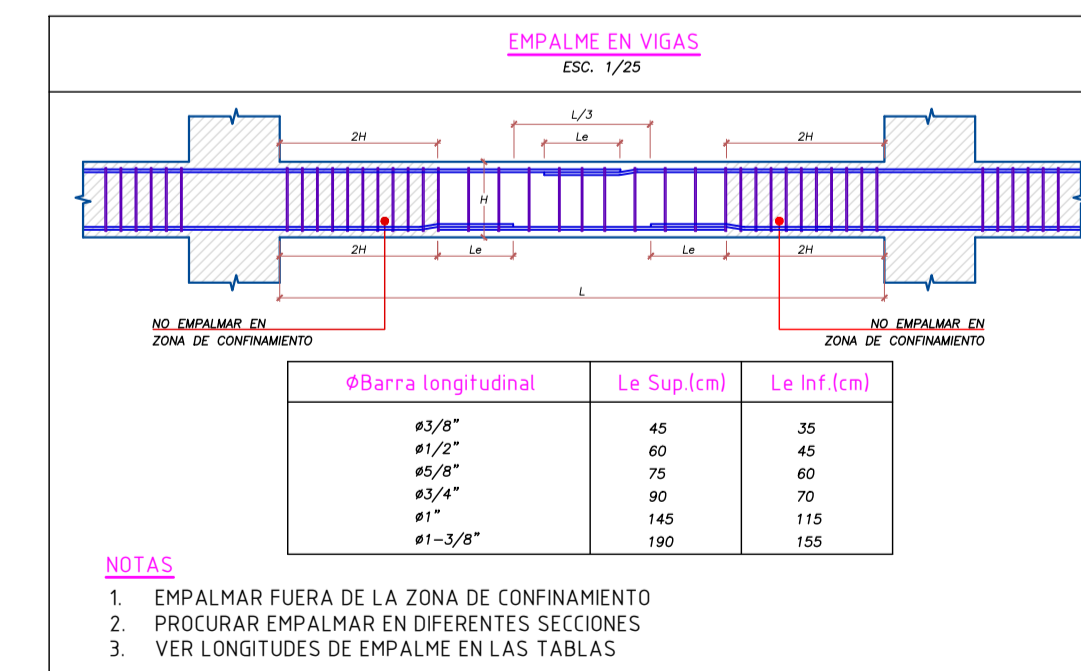
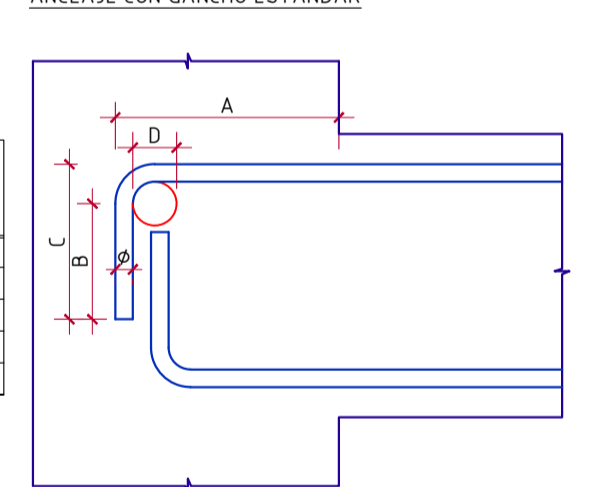
ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS



ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR

φ	d(cm)	A	B(cm)=12d	C(cm)=12d+D/2
#3/8"	0.95	20	20	15
#1/2"	1.27	30	30	20
#5/8"	1.59	35	35	25
#3/4"	1.91	45	45	30
#1"	2.54	55	55	40

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR



NOTAS

- EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO
- PROCURAR EMPALMAR EN DIFERENTES SECCIONES
- VER LONGITUDES DE EMPALME EN LAS TABLAS

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

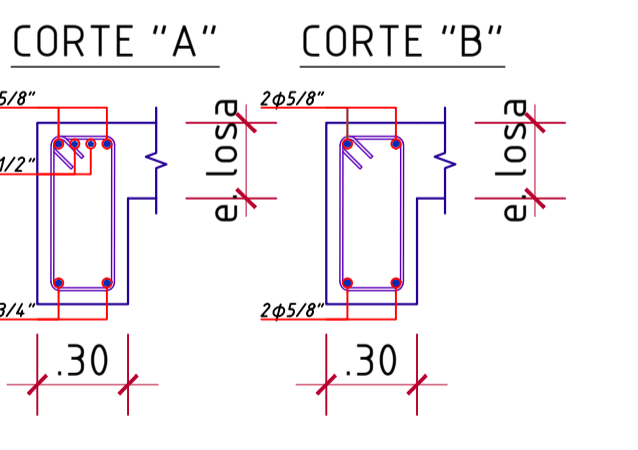
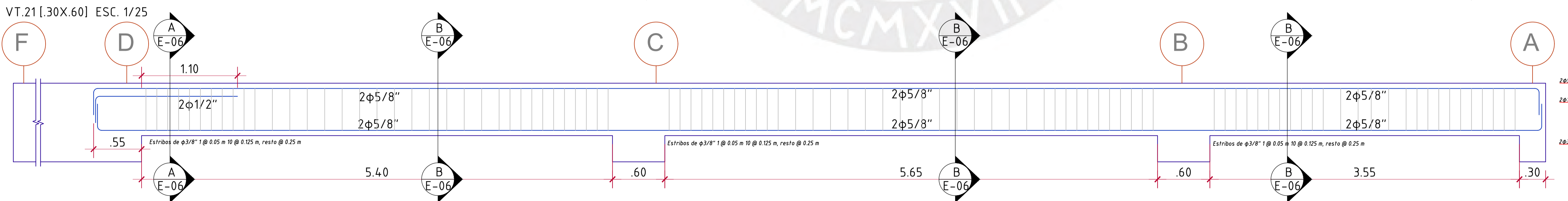
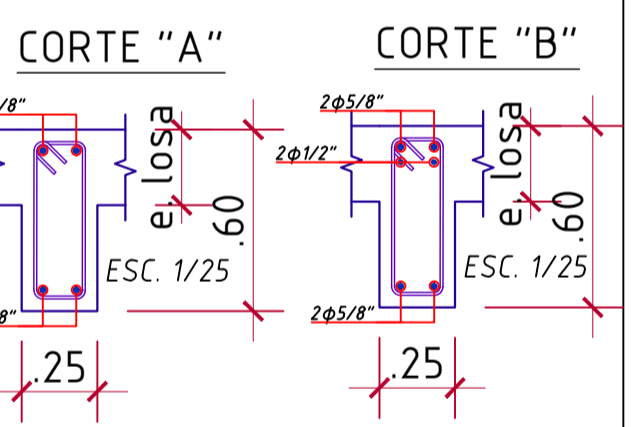
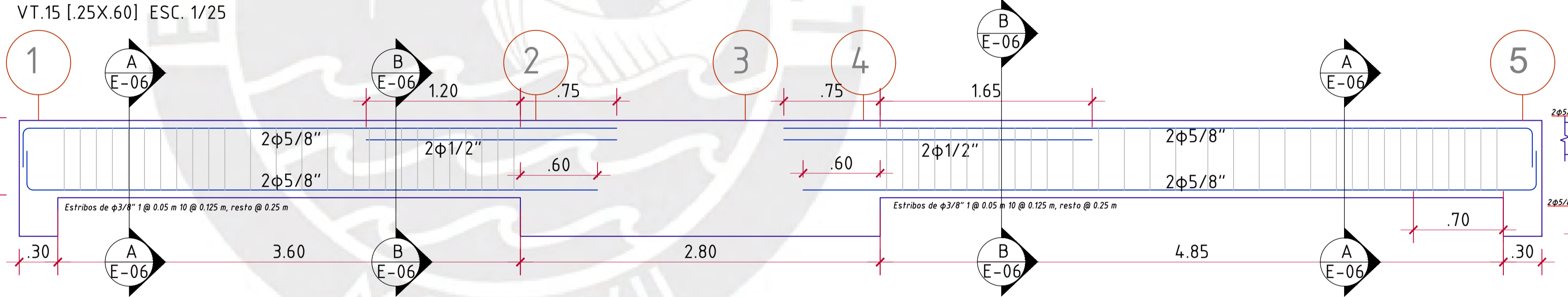
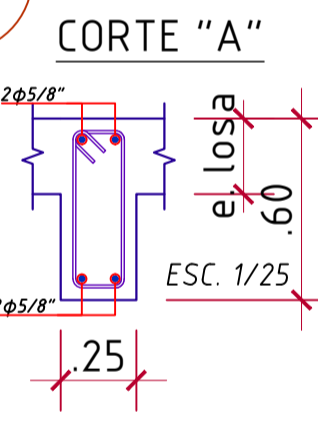
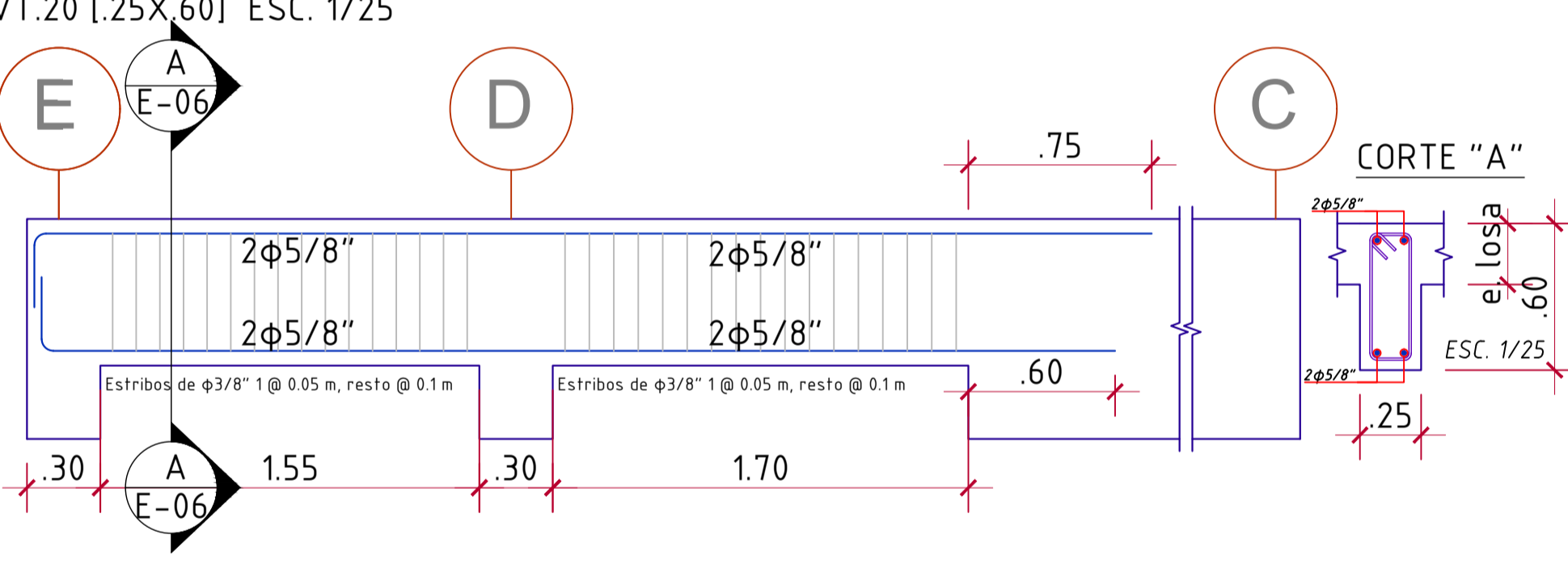
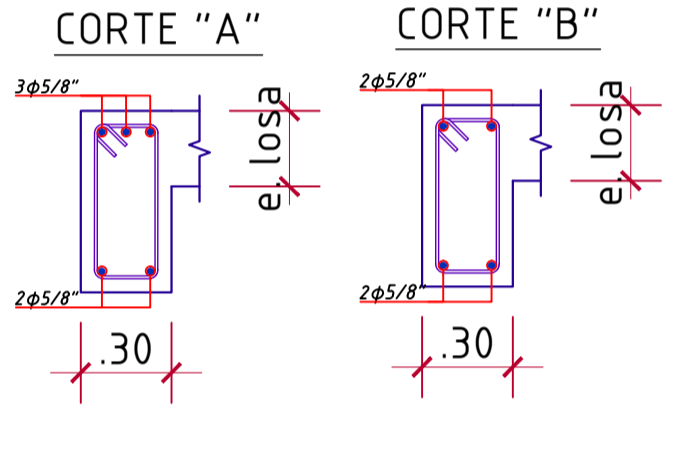
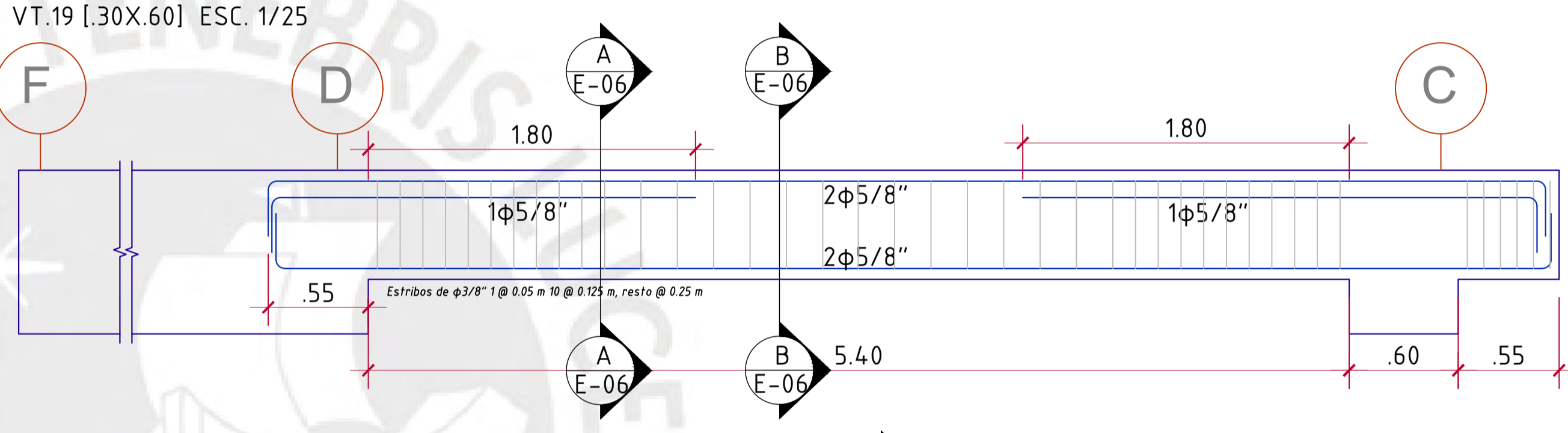
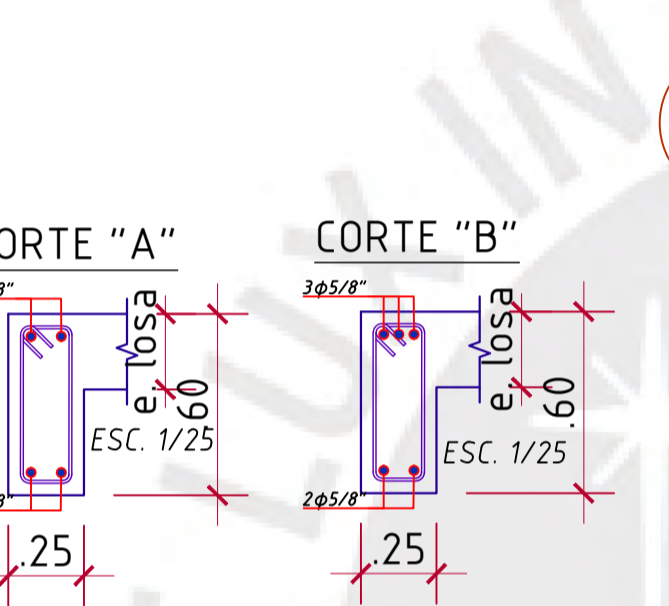
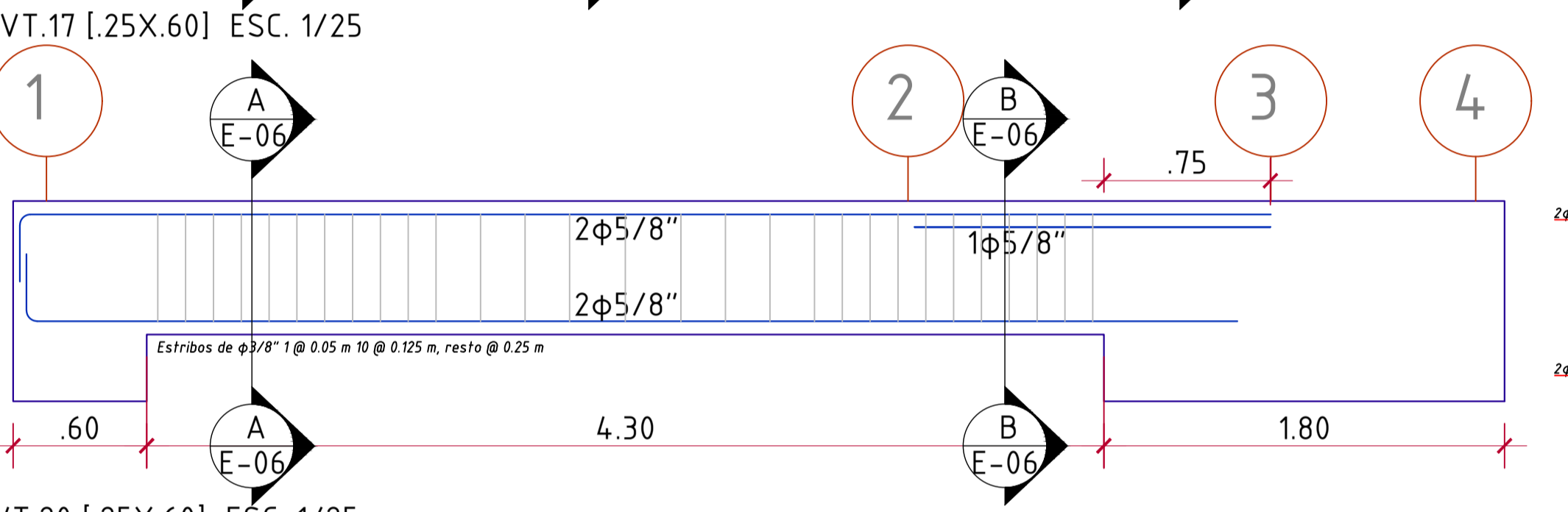
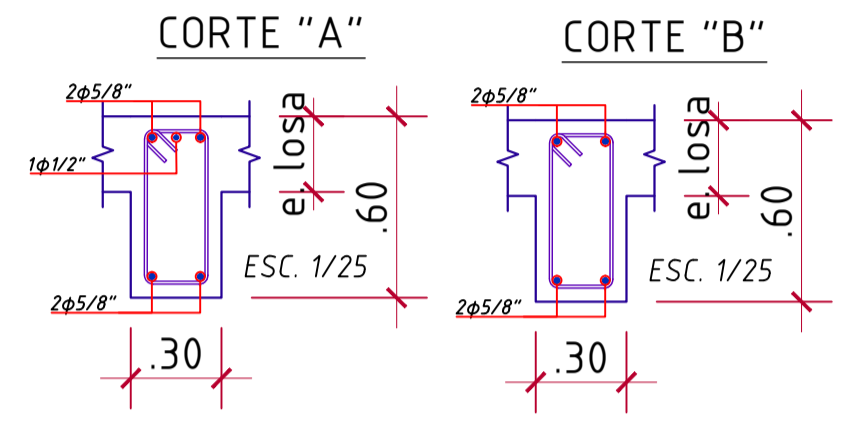
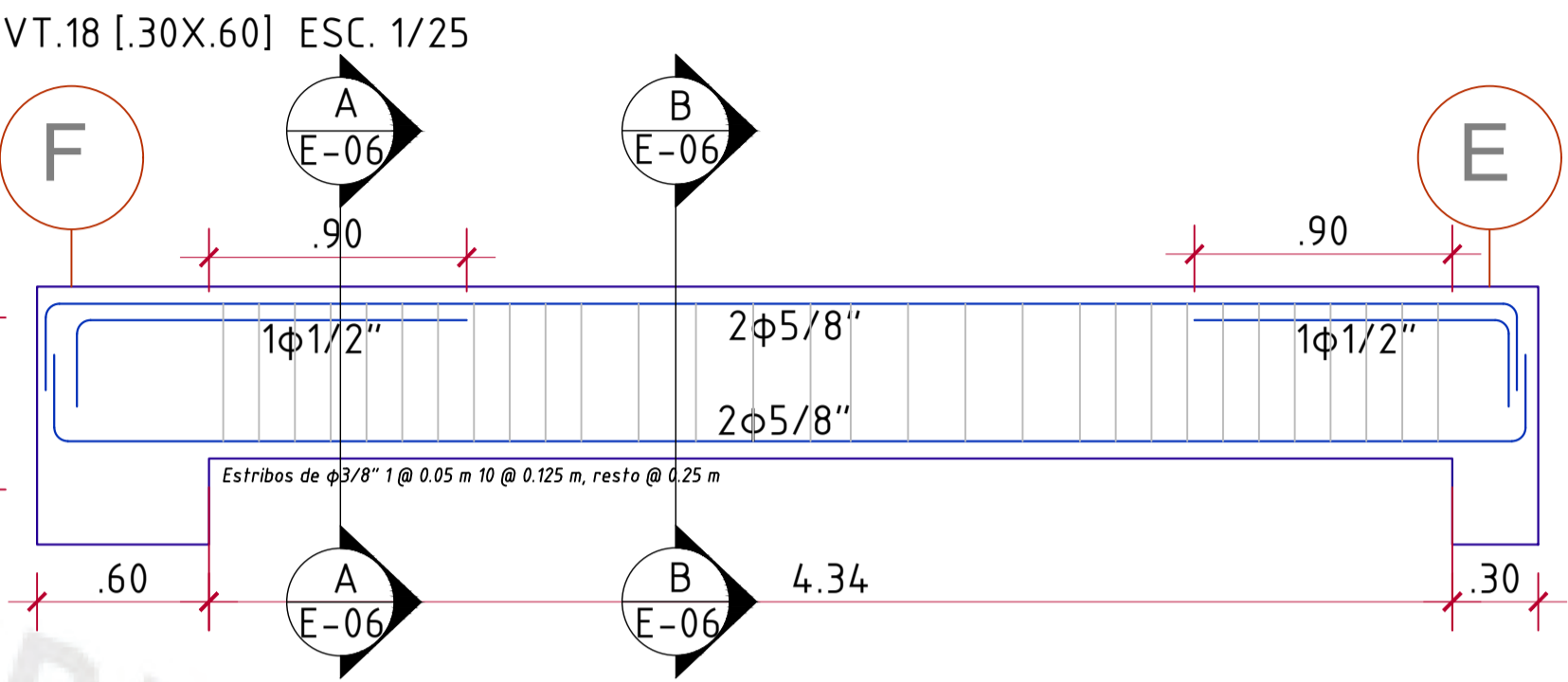
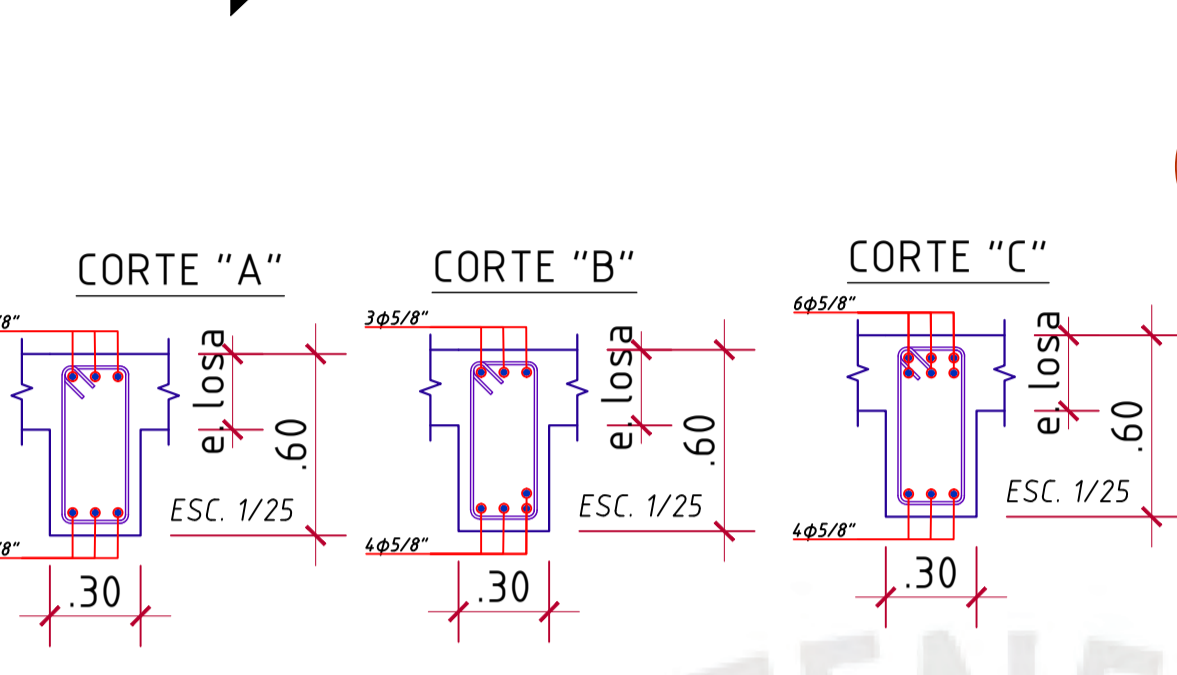
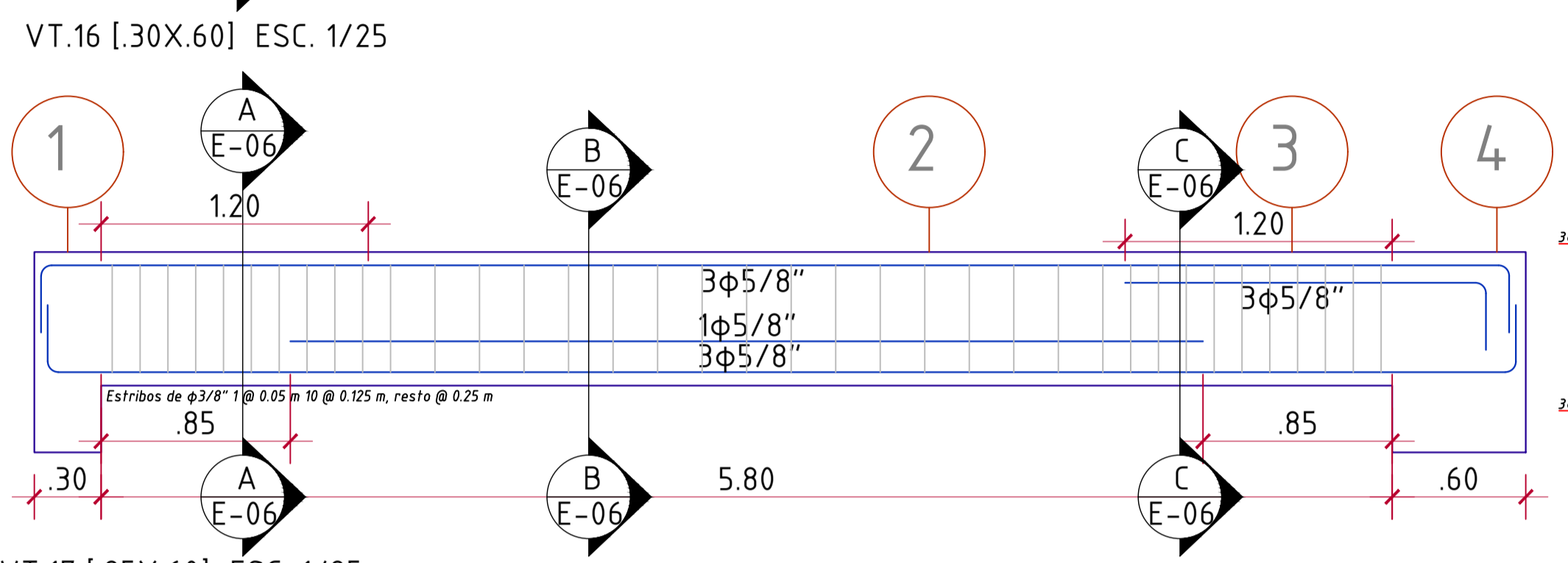
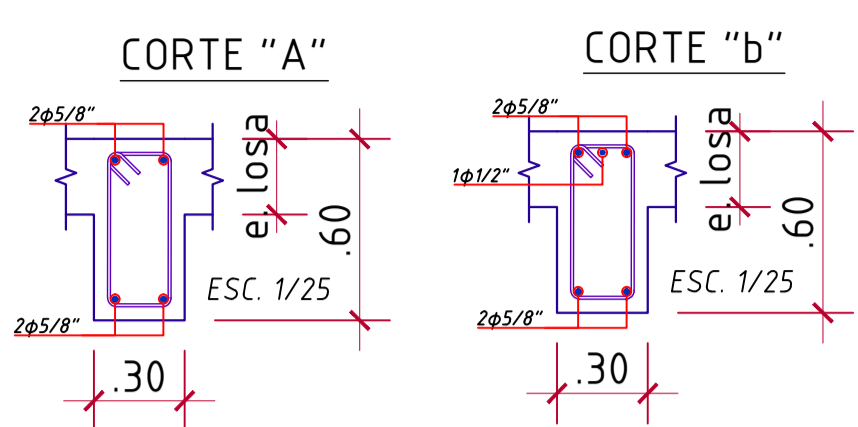
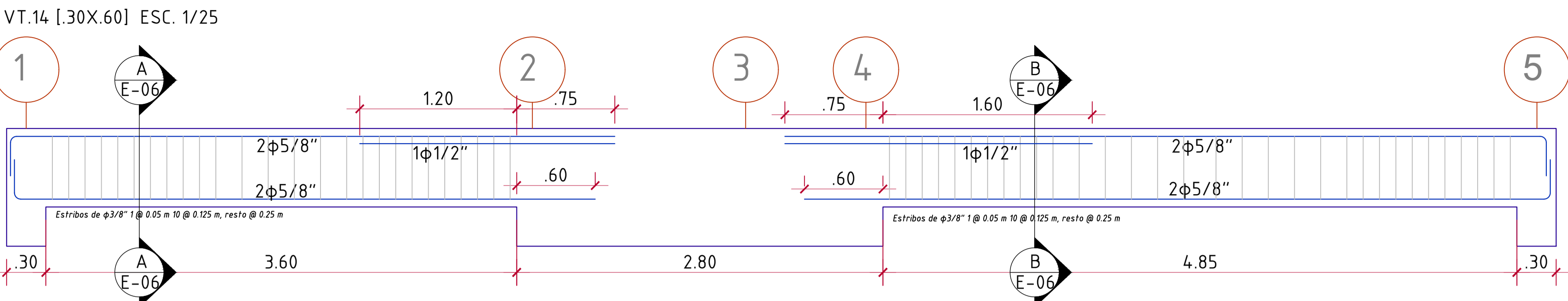
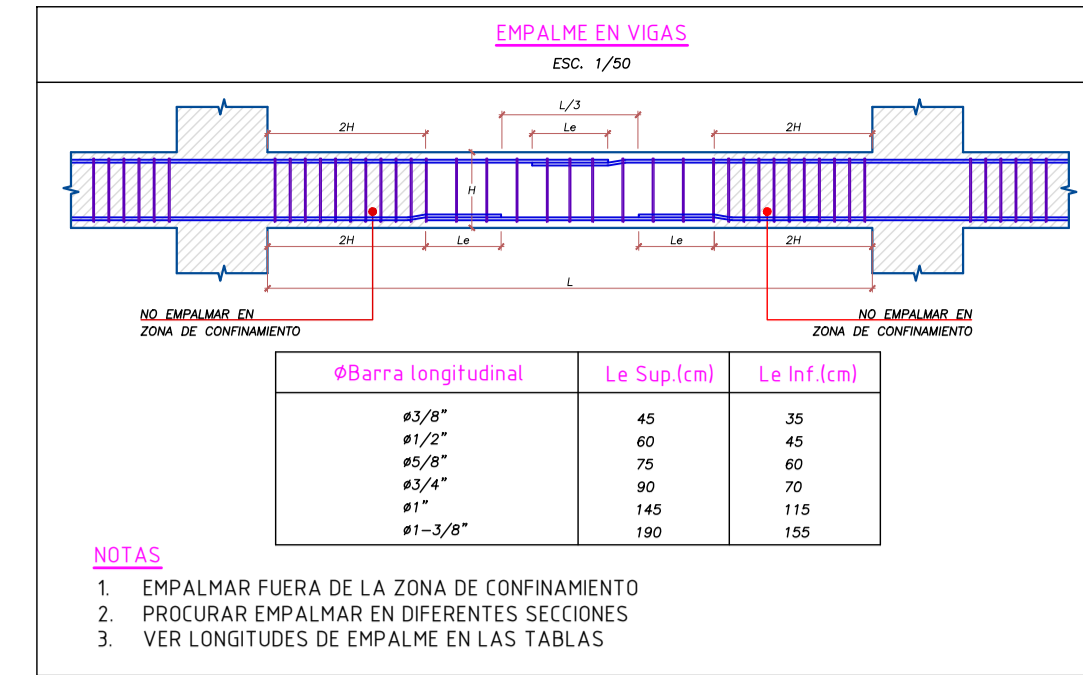
Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno

Asesor: Gianfranco Otazzi Passino

Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"

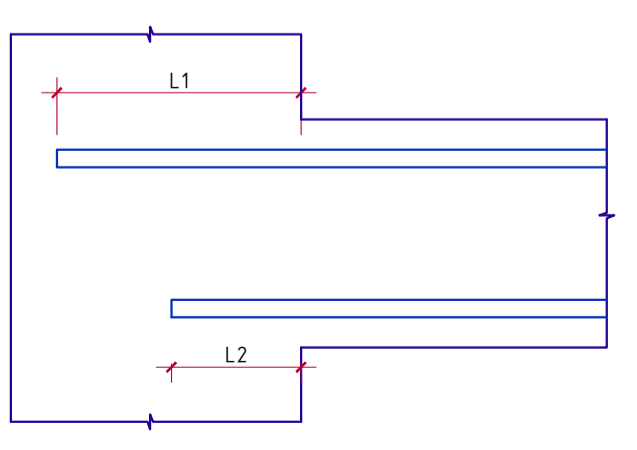
Vigas

DEPARTAMENTO:	PROVINCIA:	DISTRITO:	LÁMINA:
LIMA	LIMA	LINCE	E-05
REVISION:	ESCALA:	FECHA:	
01	INDICADA	JUNIO-2025	



ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS

φ (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)
#3/8"	35	30
#1/2"	45	40
#5/8"	55	50
#1"	65	60
#1 1/4"	85	80
#1 3/8"	105	100

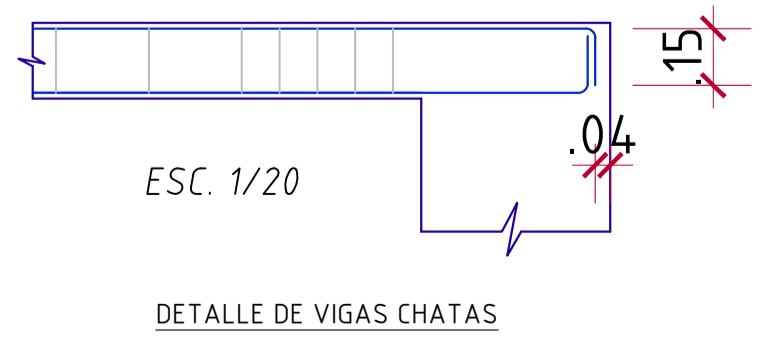
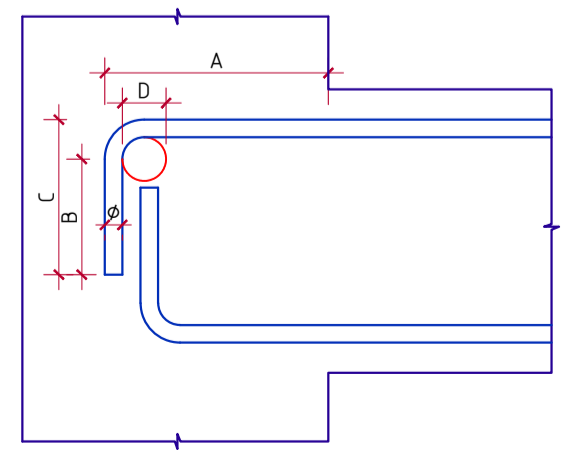


ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR

φ (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)
#3/8"	15	15	15
#1/2"	20	20	20
#5/8"	25	25	25
#1"	30	30	30
#1 1/4"	40	40	40
#1 3/8"	50	50	50

DIÁMETROS DE DOBLADO

φ (cm)	d (cm)	D (cm)
#3/8"	0.95	5.8
#1/2"	1.27	7.7
#5/8"	1.59	9.6
#1"	1.91	11.5
#1 1/4"	2.54	15.3



VIGAS ESPECIALES h=50cm PARA TODO φ

h (cm)	e (cm)
50	40
60	50
75	65

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno

Asesor: Gianfranco Otazzi Passino

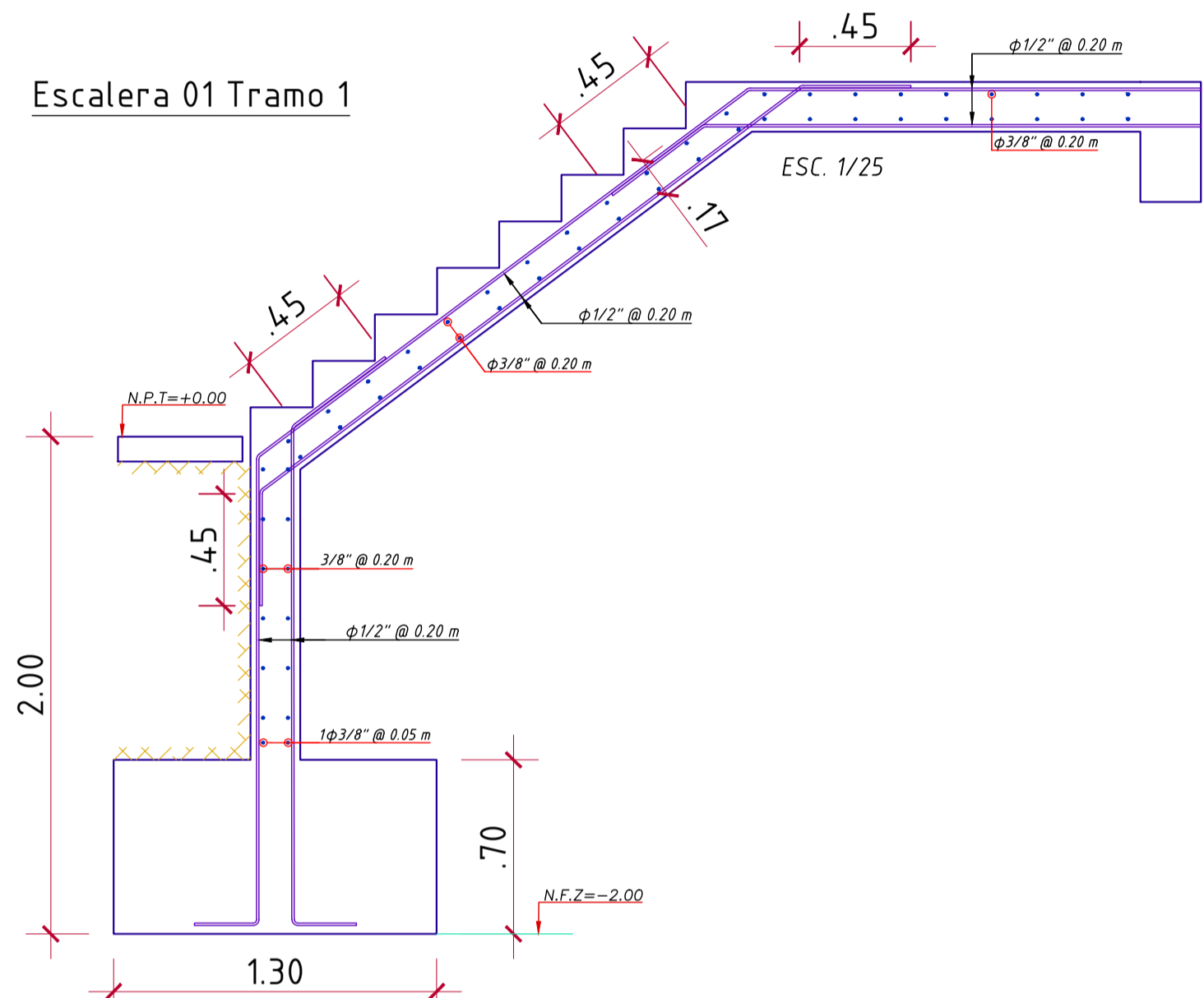
Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"

DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: Lince	LÁMINA: E-06
REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	

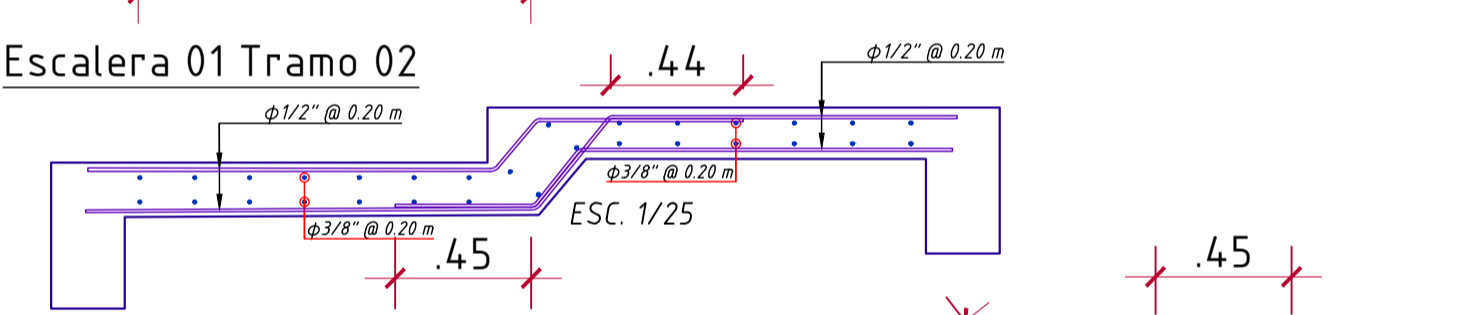
Cuadro de Columnas ESC. 1/20

	C1	C2
Columnas		
	ESC. 1/20"	ESC. 1/20"
Armado	10 φ 5/8" (*)	12 φ 5/8" (*)
Estribos	3/8" 1 @ 0.05 m 6 @ 0.10 m y resto @ 0.30 m c/ext.	3/8" 1 @ 0.05 m 6 @ 0.10 m y resto @ 0.30 m c/ext.
Pisos	Todos los pisos.	Todos los pisos.

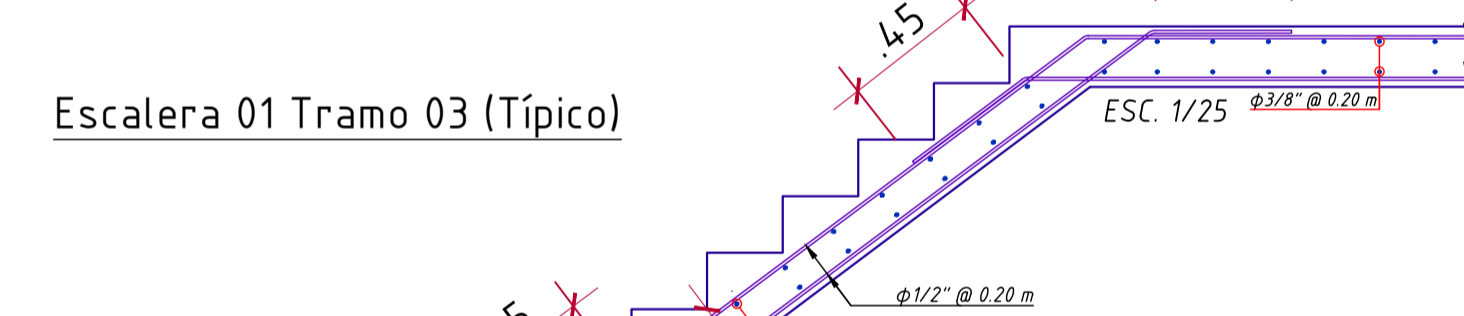
Escalera 01 Tramo 1



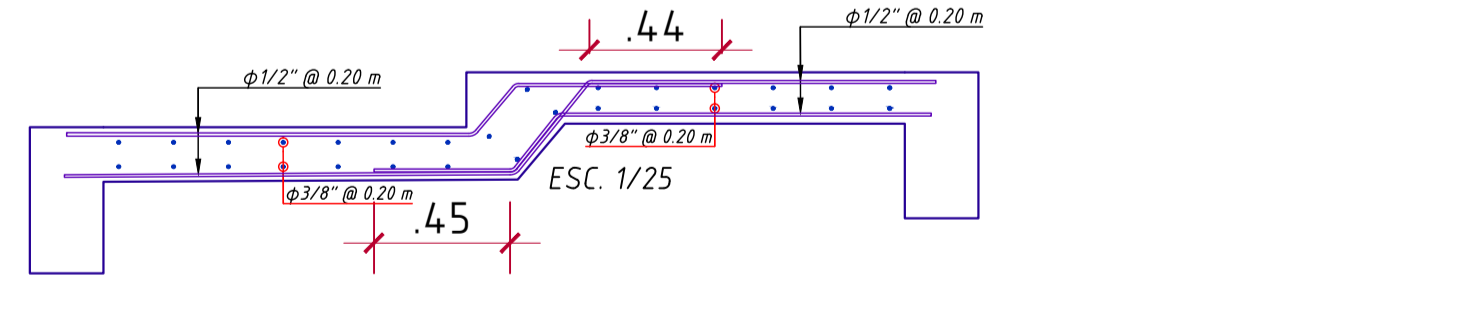
Escalera 01 Tramo 02



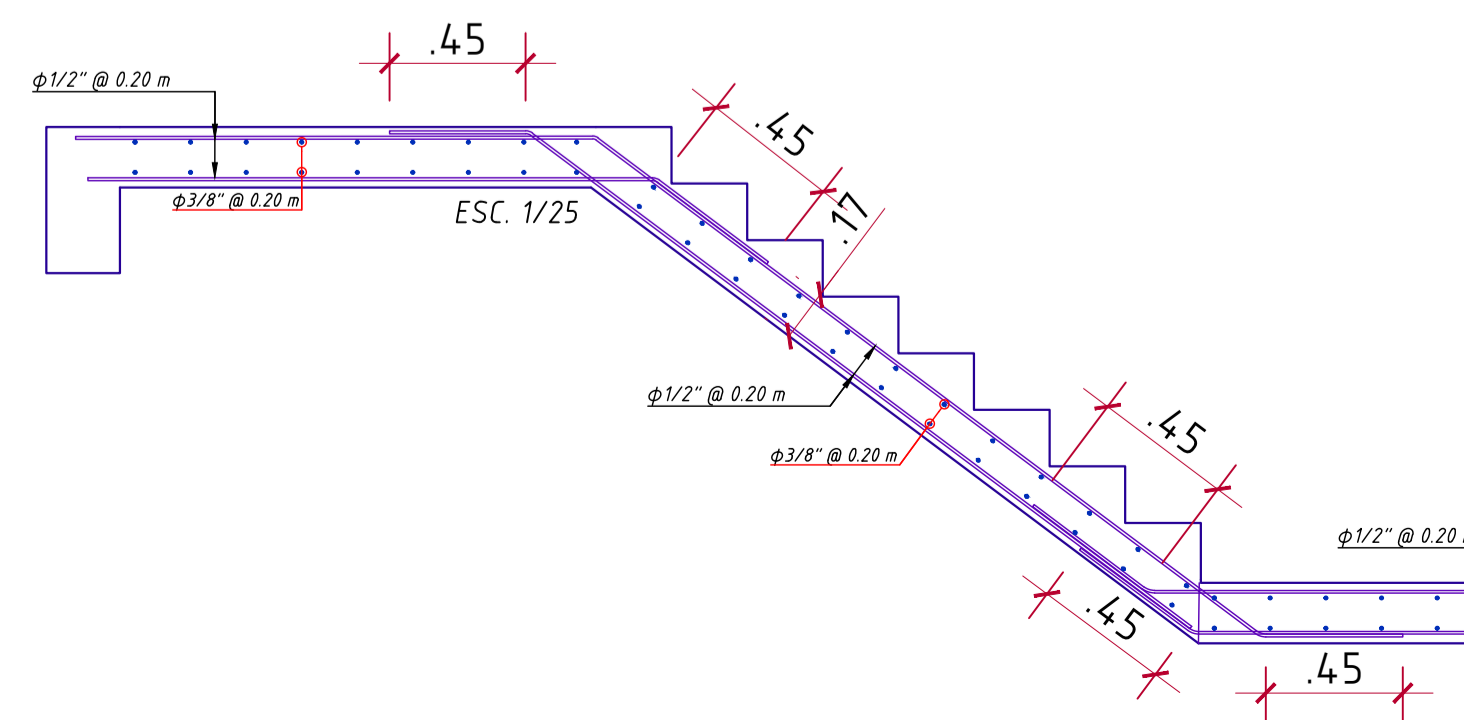
Escalera 01 Tramo 03 (Típico)



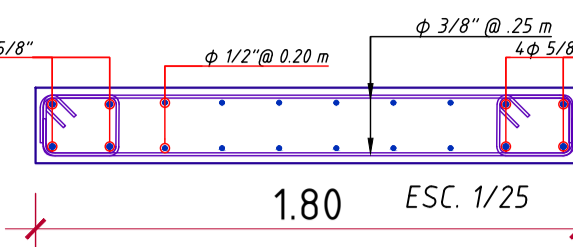
Escalera 01 Tramo 04 (Típico)



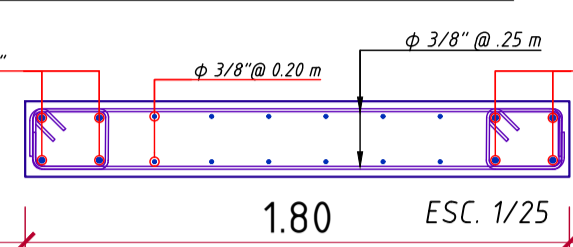
Escalera 01 Tramo 05 (Típico)



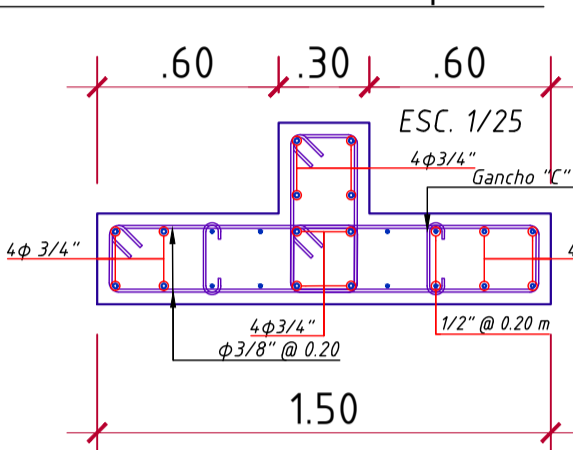
Placa PL01 (Piso 1- Piso 4)



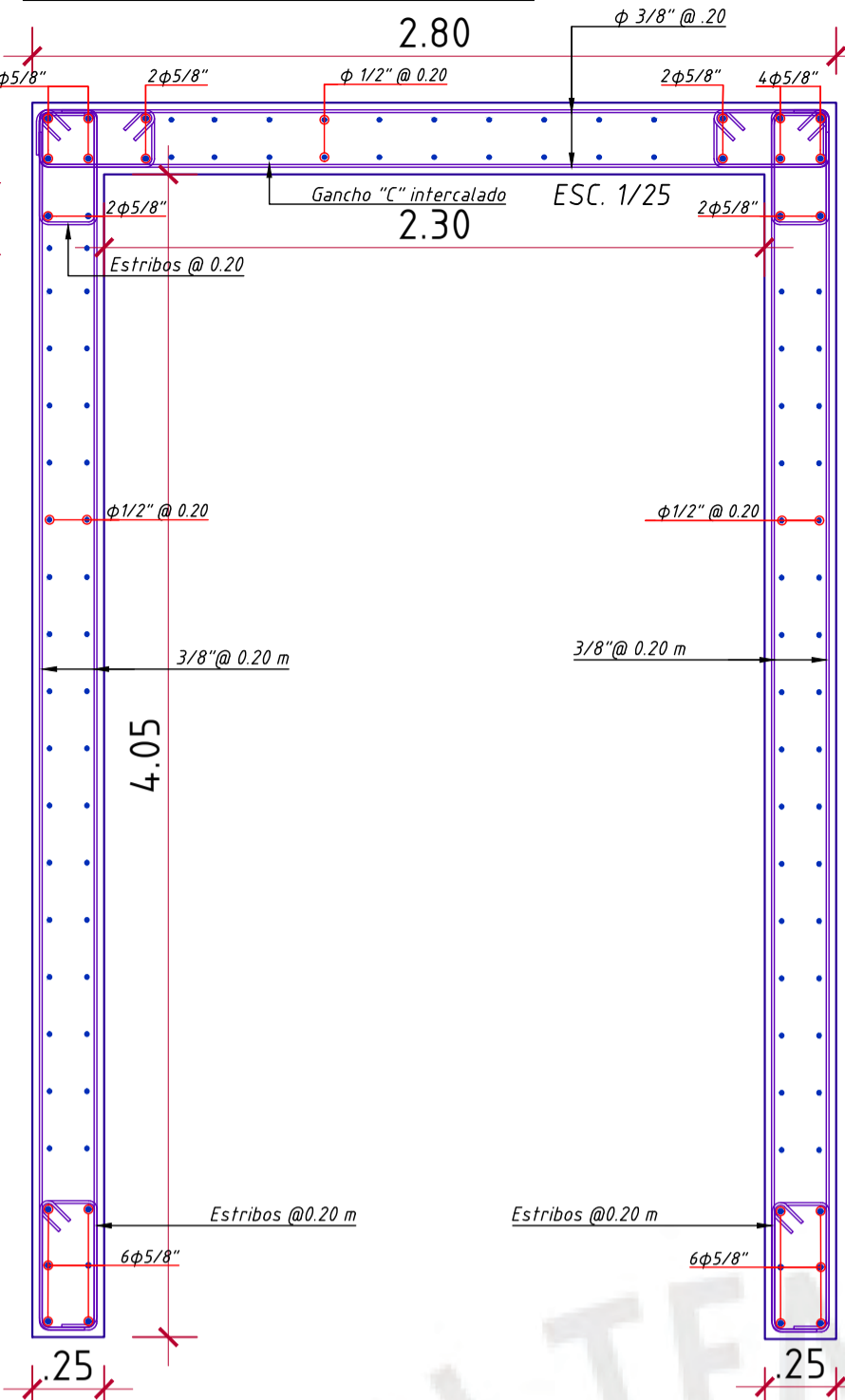
Placa PL01 (Piso 5- Piso 7)



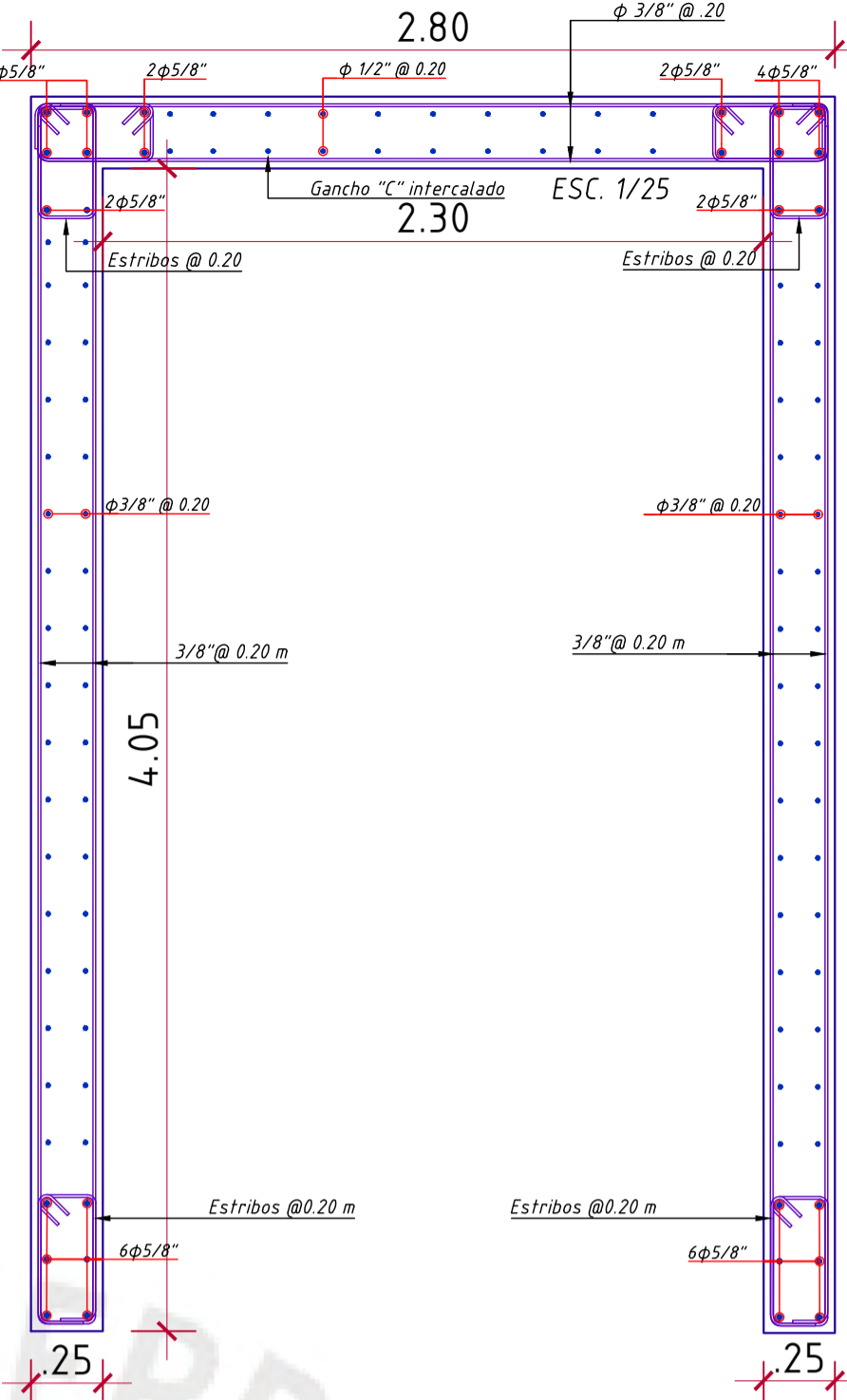
Placa PL05 (Todos los pisos)



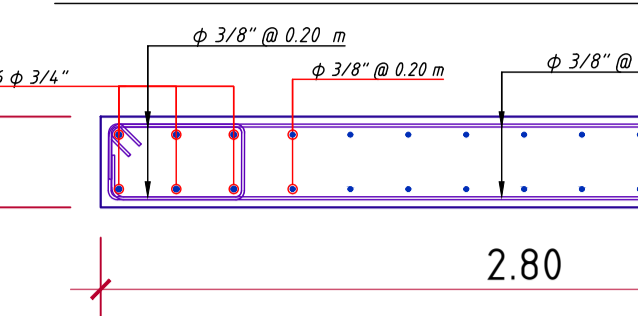
Placa PL02 (Piso 1 - Piso 4)



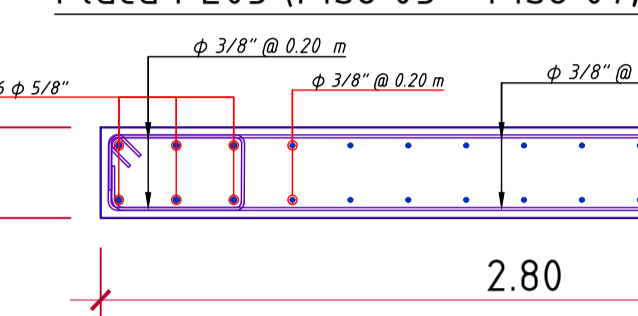
Placa PL02 (Piso 5 - Piso 7)



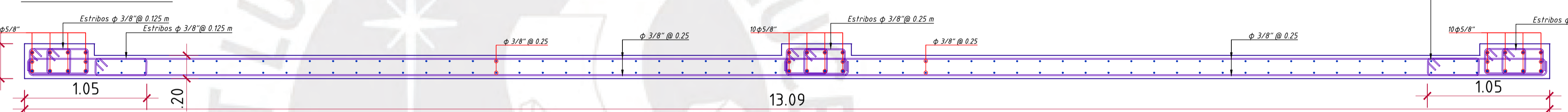
Placa PL03 (Piso 01 - Piso 02)



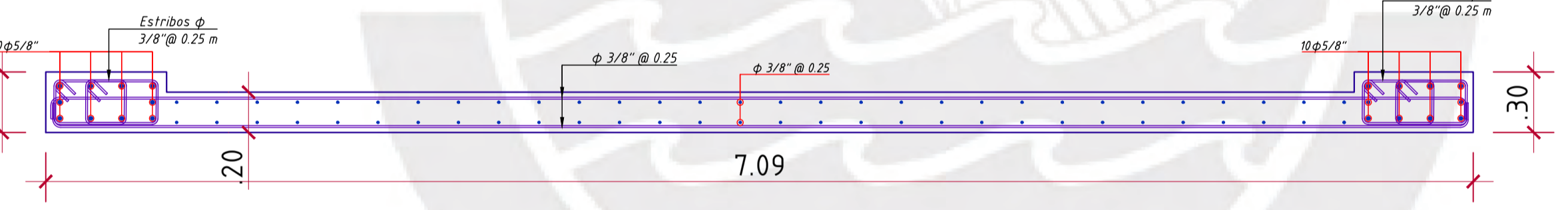
Placa PL03 (Piso 03 - Piso 07)



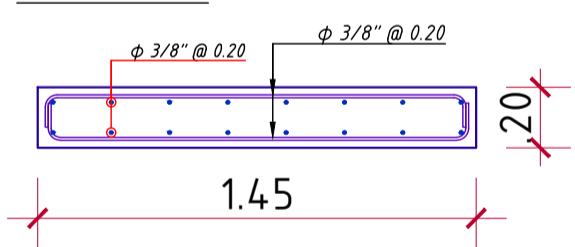
Placa PL04 (Piso 01)



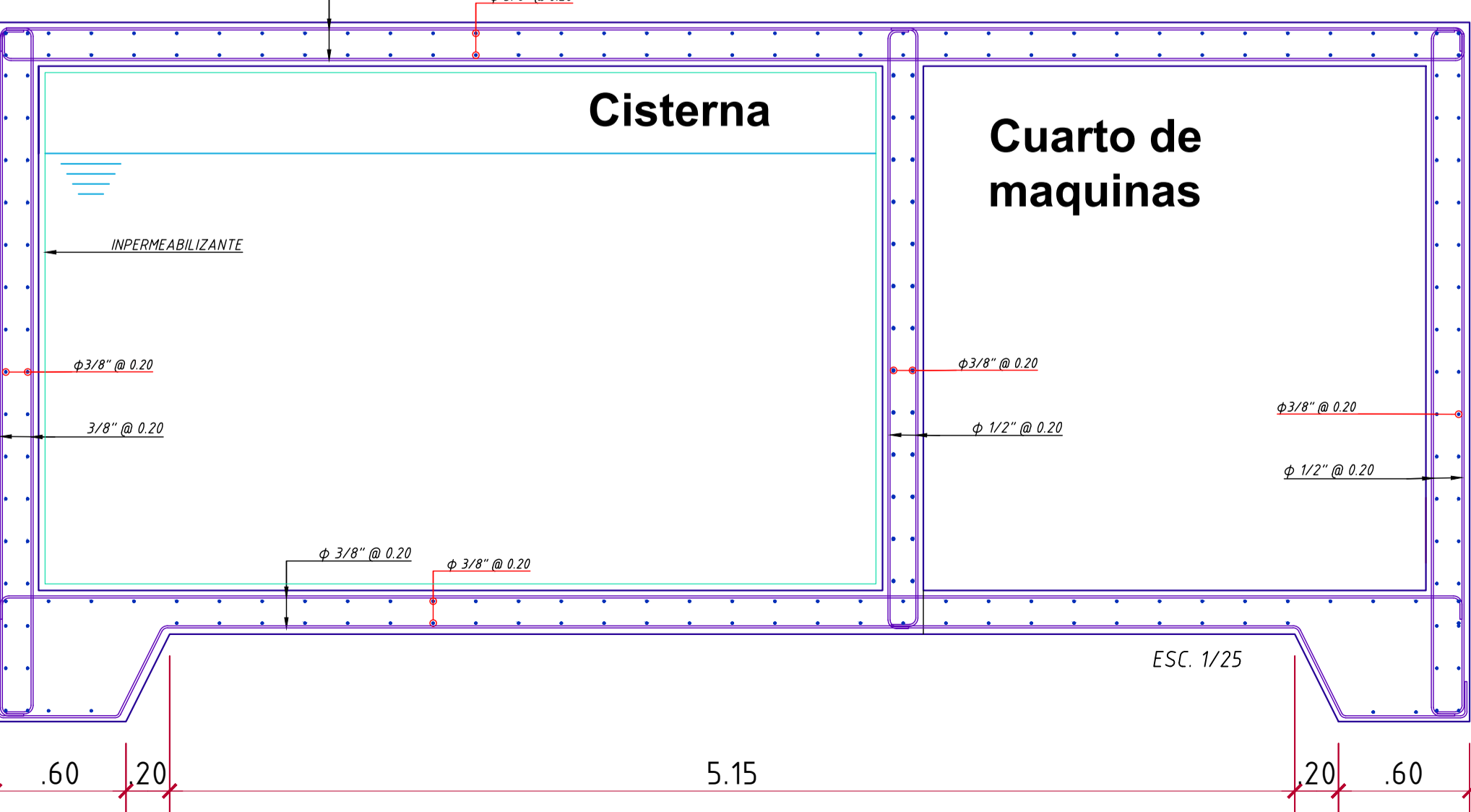
Placa PL04 (Resto de pisos)



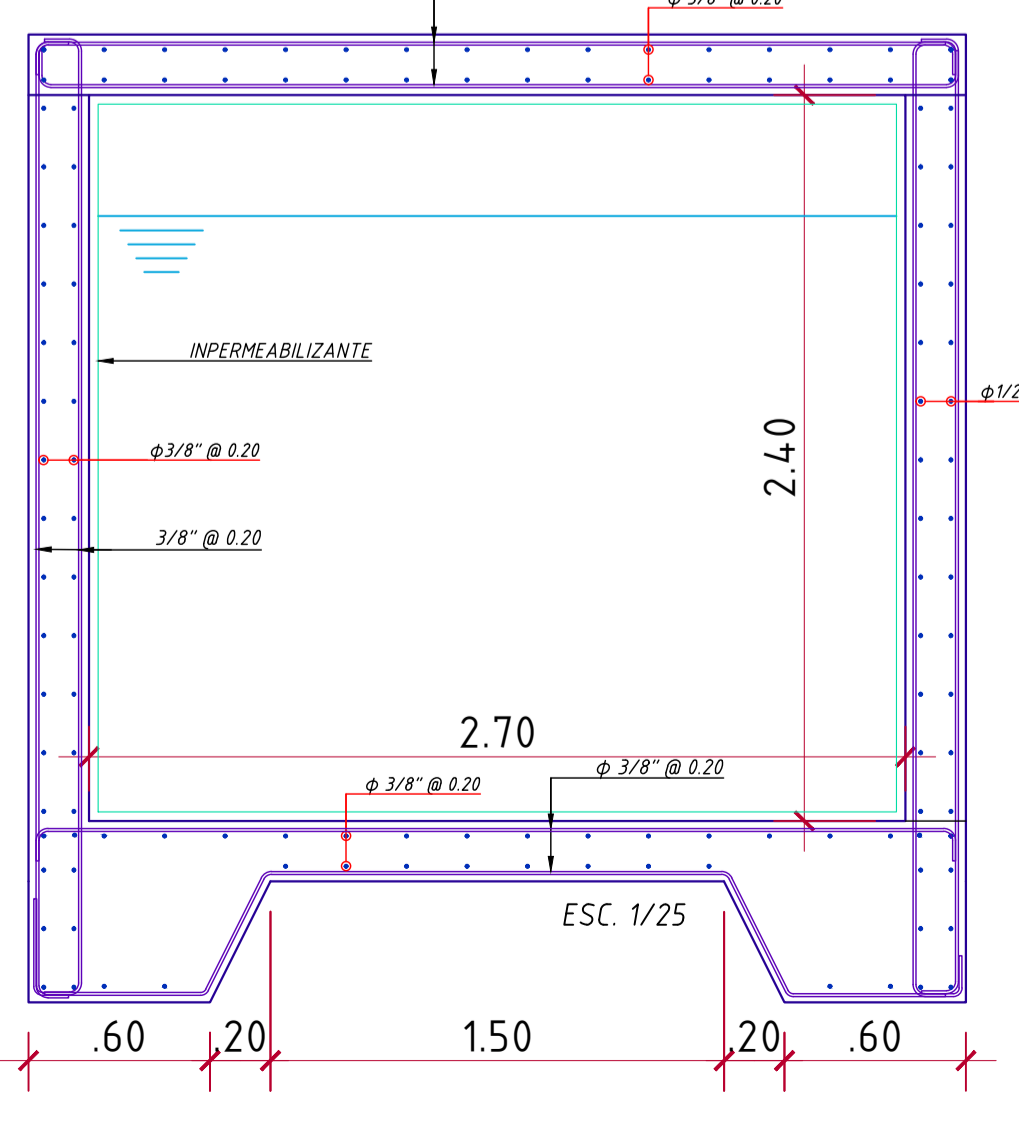
Muro M01



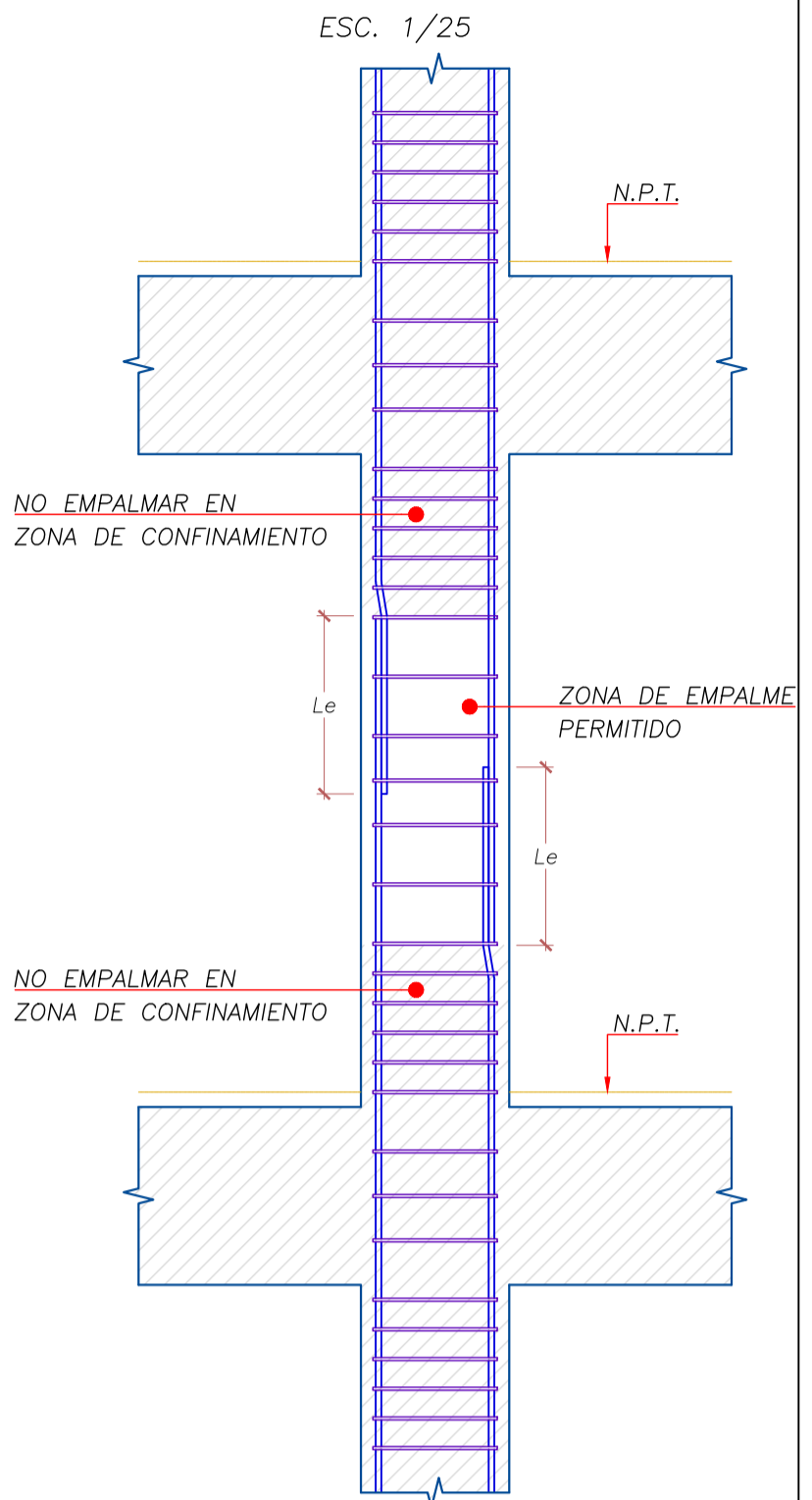
ELEVACIÓN "2"



ELEVACIÓN "1"



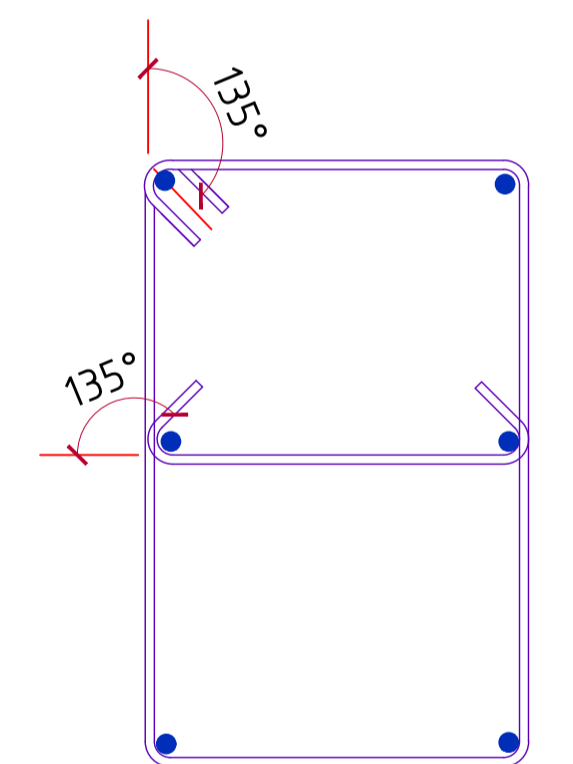
EMPALME EN COLUMNAS



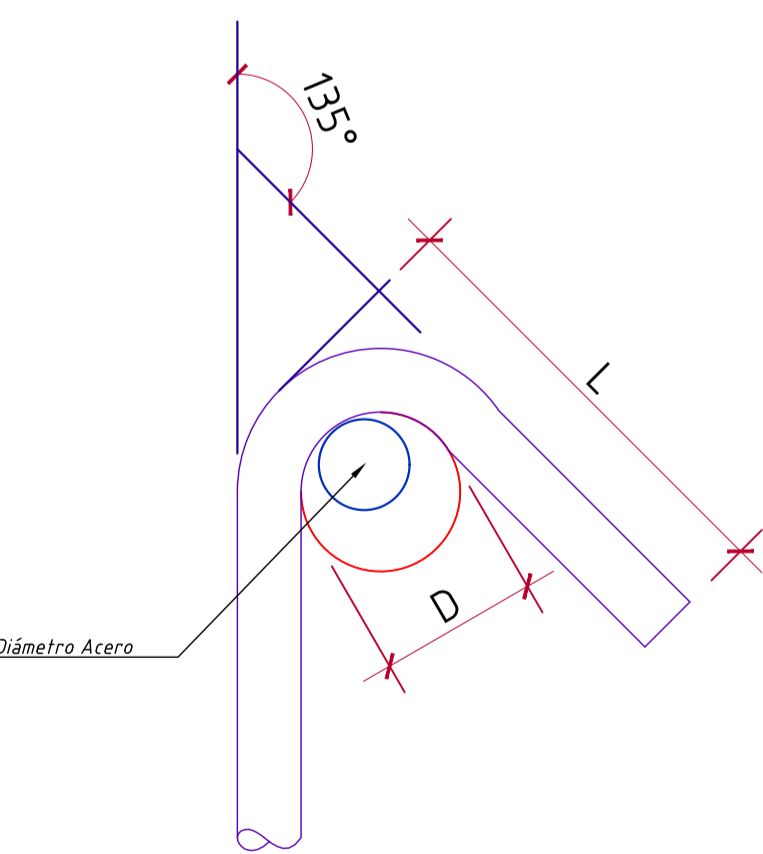
φ Barra longitudinal	Le (cm)
φ 3/8"	45
φ 1/2"	60
φ 5/8"	75
φ 3/4"	90
φ 1"	145
φ 1-3/8"	190

NOTAS

- EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO
- PROCURAR EMPALMAR EN DIFERENTES SECCIONES
- VER LONGITUDES DE EMPALME EN LAS TABLAS



DETALLE DE GANCHOS EN ESTRIBOS



DETALLE DEL GANCHO

φ	d(mm)	D(mm)=4d	L(mm)
φ6mm	6.0	24	93
φ1/4"	6.4	26	95
φ8mm	8.0	32	100
φ3/8"	9.5	38	105
φ1/2"	12.7	51	115

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Alumno: Rodrigo Mejia Cjuno

Asesor: Gianfranco Ottazzi Passino

Proyecto: "Edificio Multifamiliar de viviendas en Lince"

DEPARTAMENTO: LIMA	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-07
REVISIÓN: 01	ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO-2025	