

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO CON EJES NO ORTOGONALES DE 10 PISOS UBICADO
EN LA CIUDAD DE HUANCAYO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Marcelo Eduardo Díaz Cobeña

Gerardo Antonio Lira Vargas

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Enero, 2023

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada


DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON EJES NO ORTOGONALES DE 10 PISOS UBICADO EN LA CIUDAD DE HUANCAYO

de los autores Marcelo Eduardo Díaz Cobeña y Gerardo Antonio Lira Vargas,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 6 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 24/01/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 24 de enero del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Mejia Trejo Paulo Israel</u>	
DNI: 46416316	Firma  PAULO ISRAEL MEJIA TREJO INGENIERO CIVIL Reg. CIP ^N 144794
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

RESUMEN

El presente trabajo de tesis abarca la estructuración, análisis sísmico y diseño estructural en concreto armado de una edificación de 10 niveles de uso mixto ubicado en la ciudad de Huancayo. La particularidad del proyecto radica en la presencia de ejes no ortogonales planteada por el desarrollo arquitectónico, por lo que tuvo que considerarse cuatro direcciones principales en el análisis sísmico.

Los resultados obtenidos a partir del análisis sísmico fueron los esperados, ya que cumplieron con las exigencias establecidas en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Dichos resultados se presentarán y detallarán con mayor minuciosidad durante el desarrollo del presente trabajo de tesis. Para el diseño de los elementos estructurales se consideraron los parámetros de diseño establecidos por la Norma E.060 Concreto Armado. En los capítulos de diseño se desarrollará un marco teórico y práctico, en los que se detalla el proceso, resultados y principales conclusiones obtenidos a partir del proceso de diseño de cada elemento estructural.

El trabajo de tesis culmina con la presentación de los planos estructurales, los cuales presentan a detalle la distribución del refuerzo en los elementos de todo el proyecto, así como detalles específicos para los mismos, los que resultan de vital importancia para una correcta ejecución del proyecto.

DEDICATORIA

Dedico mi tesis a Dios, porque sin Él no sería quien soy,
por otorgarme un equipo maravilloso llamado familia;
a mi madre, por su eterno soporte y amor incondicional;
a mi padre, por creer plenamente en mí y mis capacidades;
a mis hermanos, por ser mis confidentes consejeros;
hojas me faltarían para describirles mi cariño. Los amo.

- Marcelo Diaz Cobeña

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres, Richard y Nancy, por su apoyo incondicional durante toda mi etapa universitaria. A mi hermano Marcelo, por su compañía y consejos, y a cada integrante de mi familia que en algún momento fue soporte emocional para seguir adelante.

- Gerardo Lira Vargas

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	9
1.1. Objetivos.....	9
1.1.1. Objetivo general	9
1.1.2. Objetivos específicos.....	9
1.2. Características principales del proyecto.....	9
1.3. Normas a utilizar.....	11
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	15
2.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	16
2.1.1. Losas	16
2.1.2. Vigas peraltadas	16
2.1.3. Vigas chatas	17
2.1.4. Columnas	17
2.1.5. Placas	18
2.1.6. Escaleras	19
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	20
3.1. Losas	20
3.2. Escalera	21
3.3. Vigas peraltadas	22
3.4. Elementos verticales	23
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN	26
4.1. Modelado Estructural	26
4.2. Parámetros sísmicos de la edificación.....	28
4.3. Peso sísmico	30
4.4. Modos de vibración de la estructura	31
4.5. Análisis dinámico o por superposición modal	33
4.6. Control de derivas de entrepiso y verificación de regularidad torsional.....	35
4.7. Verificación del sistema estructural	36
4.8. Verificación de irregularidades finales.....	37
4.9. Fuerza cortante mínima en la base.....	38
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS.....	40

5.1.	Diseño de losas aligeradas	40
5.1.1.	Diseño por flexión	40
5.1.2.	Diseño por cortante	41
5.1.3.	Refuerzo superior para retracción y temperatura	42
5.1.4.	Control de deflexiones	42
5.1.5.	Control de fisuraciones.....	44
5.1.6.	Corte de varillas de acero	44
5.2.	Ejemplo de diseño de vigueta.....	45
5.2.1.	Diseño por flexión de vigueta	45
5.2.2.	Diseño por corte:	46
5.2.3.	Control de fisuraciones.....	47
5.2.4.	Control de deflexiones	48
5.2.5.	Diseño final	51
CAPÍTULO 6: VIGAS		53
6.1.	Diseño por flexión.....	53
6.2.	Diseño por cortante	54
6.3.	Corte de refuerzo y gancho estándar.....	56
6.4.	Corte de fisuraciones.....	58
6.5.	Control de deflexiones.....	58
6.6.	Ejemplo de diseño de viga VP-01 (0.25x0.50).....	58
6.6.1.	Análisis estructural.....	58
6.6.2.	Diseño por flexión	60
6.6.3.	Diseño por corte.....	61
6.6.4.	Control de fisuraciones.....	63
6.6.5.	Control de deflexiones	64
6.7.	Ejemplo de diseño de viga VP-06 (0.25x0.55).....	65
6.8.	Esquema final.....	70
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS		72
7.1.	Diseño por flexocompresión	72
7.2.	Diseño por corte	72
7.3.	Consideraciones sísmicas para el armado de las columnas.....	73
7.4.	Comentarios de secuencia constructiva y verificación del modelo	75
7.5.	Ejemplo de diseño de columna.....	76

7.5.1.	Diseño por flexocompresión	76
7.5.2.	Diseño por corte.....	81
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS		84
8.1.	Diseño por flexocompresión	84
8.2.	Diseño por cortante	84
8.3.	Ejemplo de diseño de placa	86
8.3.1.	Análisis estructural para placas analizadas.....	86
8.3.2.	Diseño por flexocompresión de placas analizadas	88
8.3.3.	Diseño por corte para placas analizadas.....	91
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES		98
9.1.	Propuesta de la cimentación	98
9.2.	Verificación de corte por punzonamiento	99
9.3.	Verificación por corte	100
9.4.	Diseño por flexión.....	101
9.5.	Verificación de esfuerzos admisibles	101
9.6.	Ejemplo de cálculo de zapata de placa esquinera	103
9.6.1.	Diseño por punzonamiento.....	104
9.6.2.	Diseño por cortante	105
9.6.3.	Diseño por flexión.....	106
9.7.	Ejemplo de cálculo de zapata combinada.....	109
9.7.1.	Diseño por punzonamiento.....	109
9.7.2.	Diseño por cortante	110
9.7.3.	Diseño por flexión.....	111
9.8.	Comentarios de la losa de cimentación.....	113
9.9.	Diseño de vigas de cimentación.....	114
9.9.1.	Diseño por flexión.....	114
9.9.2.	Diseño por cortante	114
CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		116
BIBLIOGRAFÍA		119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1. Planta de arquitectura primer nivel.....	10
Figura N° 2. Planta de arquitectura piso típico (segundo al décimo nivel).....	10
Figura N° 3. Corte de arquitectura X-X.....	11
Figura N° 4. Vigueta analizada por cargas de gravedad.....	20
Figura N° 5. Esquema de cargas de servicio en la vigueta analizada.....	20
Figura N° 6. Diagrama de momentos últimos por gravedad de vigueta analizada (ton.m).....	21
Figura N° 7. Diagrama de cortantes últimas por gravedad de vigueta analizada (ton).....	21
Figura N° 8. (A) Modelo matemático idealizado de la escalera. (B) Cargas últimas del tramo de la rampa y descanso de la escalera. (C) Momentos últimos de diseño de la escalera.....	22
Figura N° 9. Modelo idealizado de viga peraltada según simplificación de la Norma E.060 (2009).....	22
Figura N° 10. Diagrama de momentos últimos por gravedad de viga VP-01 (ton.m).....	23
Figura N° 11. Diagrama de cortantes últimas por gravedad de viga VP-01 (ton).....	23
Figura N° 12. Diagrama de carga axial en elemento central entre ejes 2-B.....	24
Figura N° 13. Estructuración de planta típica.....	25
Figura N° 14. Diferencias de diagramas de momento flector, considerando modelado de losas como Shell-thin y a partir de un metrado de cargas manual.....	27
Figura N° 15. Modelo estructural para sistema XY.....	27
Figura N° 16. Modelos estructurales para sistemas X'Y' (izquierda) e X"Y" (derecha).....	28
Figura N° 17. Espectro de pseudoaceleraciones.....	34
Figura N° 18. Excentricidades consideradas para cada dirección de análisis de la estructura.....	35
Figura N° 19. Escalamiento para sismo de diseño en dirección X.....	39
Figura N° 20. Deflexiones máximas admisibles. Fuente: Tabla 9.2. Norma E.060 "Concreto Armado" ..	43
Figura N° 21. Área efectiva de concreto en tracción.....	44
Figura N° 22. Consideraciones para el corte de acero. Fuente: "Apuntes del curso de concreto armado", Otazzi,G (2015).....	45
Figura N° 23. Corte de acero alternativo.....	45
Figura N° 24. Cálculo de la distancia para longitud de ensanche para tramo 2 (arriba) y tramo 3 (abajo).....	47
Figura N° 25. Momentos por cargas de servicio en la vigueta analizada (ton.m).....	48
Figura N° 26. Diagrama de momentos debido al 100% de carga viva (ton.m).....	50
Figura N° 27. Diagrama de momentos debido al 100% de carga muerta (ton.m).....	50
Figura N° 28. Diseño de vigueta analizada.....	52
Figura N° 29. Detalle de la sección de vigueta analizada.....	52
Figura N° 30. Disposición para el cálculo de la cortante por capacidad. Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado" (2009).....	56
Figura N° 31. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo. Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado I (Ottazzi, 2015).....	57
Figura N° 32. Ubicación de viga peraltada VP-01 (0.25x0.55).....	58
Figura N° 33. Diagrama de momentos últimos por cargas de gravedad para viga VP-01 (ton.m).....	59
Figura N° 34. Diagramas de momentos y cortantes últimas para viga peraltada VP-01 (ton.m y ton).....	59
Figura N° 35. Momentos nominales según armado de viga VP-01 para sentido horario (arriba) y antihorario (abajo).....	61
Figura N° 36. Cortantes debido a combinaciones con factor de amplificación sísmica igual a 2.5.....	62
Figura N° 37. Diagrama de momentos de servicio para tramos de la viga VP-01 (ton.m).....	63

Figura N° 38. Momentos de servicio de tramo 5 de viga VP-01	65
Figura N° 39. Ubicación de viga peraltada VP-06.....	66
Figura N° 40. Diagrama de momentos y cortantes últimas para viga VP-06 (ton.m).....	67
Figura N° 41. Diagrama de momentos de servicio para viga VP-06.....	68
Figura N° 42. Diseño Final Viga VP-01 (Sección I).....	70
Figura N° 43. Diseño viga VP-01 (Sección II)	71
Figura N° 44. Detalle Corte 1-1 de Viga VP-01	71
Figura N° 45. Diseño de viga VP-06.....	71
Figura N° 46. Detalle Corte 1-1 de Viga VP-06	71
Figura N° 47. Diagrama de iteración para diseño por flexocompresión.....	72
Figura N° 48. Separación máxima de barras sin apoyo lateral	74
Figura N° 49. Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal.....	74
Figura N° 50. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en las columnas.....	75
Figura N° 51. Diagrama de carga última de gravedad para columna analizada.....	76
Figura N° 52. Definición de cuantías iniciales para columnas críticas C-01', C-01", C-01".....	76
Figura N° 53. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 1	78
Figura N° 54. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 2 y 3	79
Figura N° 55. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 4.....	79
Figura N° 56. Verificación por flexocompresión para columna C-01', Piso 1 a 3	79
Figura N° 57. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 4.....	80
Figura N° 58. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 1 a 3	80
Figura N° 59. Verificación por flexocompresión para columna C-01", Piso 4.....	80
Figura N° 60. Cálculo de momento nominal asociado a Pu	82
Figura N° 61. Esquema de diseño final para columna C-01	83
Figura N° 62. Diagrama de variación de alpha según la relación de esbeltez de la placa	85
Figura N° 63. Disposición de refuerzo para placa PL-04	88
Figura N° 64. Verificación por flexocompresión para placa PL-04.....	88
Figura N° 65. Cálculo del eje neutro "C" mediante programa SAP2000.....	89
Figura N° 66. Disposición de refuerzo para placa PL-03	90
Figura N° 67. Verificación por flexo compresión para placa PL-03.....	91
Figura N° 68. Cálculo de Momento Nominal Resistente para diseño por capacidad (Dirección 2-2)	92
Figura N° 69. Diseño de placa PL-04 del piso 01 al piso 03	94
Figura N° 70. Diseño de placa PL-03 del piso 01 al piso 03	97
Figura N° 71. Disposición de franjas de diseño según propuesta de cimentación	98
Figura N° 72. Verificación de fuerza cortante en dos direcciones	99
Figura N° 73. Verificación de fuerza cortante en una dirección	100
Figura N° 74. Diseño por flexión	101
Figura N° 75. Verificación de esfuerzos admisibles por cargas de gravedad	102
Figura N° 76. Verificación de esfuerzos admisibles por cargas de gravedad y sísmicas	102
Figura N° 77. Verificación de esfuerzos admisibles a compresión.....	103
Figura N° 78. Propuesta de cimentación para la placa PL03.....	103
Figura N° 79. Distribución de esfuerzos últimos en cimentación para la placa PL03.....	104
Figura N° 80. Fuerzas cortantes últimas a una distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseños longitudinales, en cimentación para la placa PL03	105

Figura N° 81. Fuerzas cortantes últimas a una distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseño transversales, en cimentación para la placa PL03	106
Figura N° 82. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño longitudinales, en cimentación para la placa PL03	107
Figura N° 83. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño transversales, en cimentación para la placa PL-03	107
Figura N° 84. Disposición final de refuerzo longitudinal en zapata Z-03	108
Figura N° 85. Disposición final de refuerzo transversal en zapata Z-03	108
Figura N° 86. Propuesta de cimentación para las placas PL06 y PL07	109
Figura N° 87. Distribución de esfuerzos últimos en cimentación para las placas PL06 y PL07	110
Figura N° 88. Fuerzas cortantes últimas a distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseño longitudinales y transversales, en cimentación para las placas PL06 y PL07	111
Figura N° 89. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño longitudinales y transversales, en cimentación para las placas PL06 y PL07	112
Figura N° 90. Disposición final de refuerzo transversal en zapata Z-06.	113
Figura N° 91. Corte esquemático A-A, correspondiente a la losa de cimentación	113

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción para distintas solicitaciones.....	12
Tabla 2. Combinaciones de diseño.....	12
Tabla 3. Cargas consideradas en la edificación.....	13
Tabla 4. Predimensionamiento de espesor de losa aligerada	16
Tabla 5. Predimensionamiento de vigas peraltadas.....	17
Tabla 6. Predimensionamiento de columnas.....	18
Tabla 7. Cargas consideradas para vigueta analizada.....	20
Tabla 8. Verificación de predimensionamiento de losa.....	21
Tabla 9. Cargas consideradas para escalera	21
Tabla 10. Verificación de la cantidad de acero en la escalera según demandas obtenidas	22
Tabla 11. Verificación de predimensionamiento de viga analizada (VP-01).....	23
Tabla 12. Influencia de vigas de piso típico en elemento central entre ejes 2-B.....	23
Tabla 13. Influencia de vigas de azotea en elemento central entre ejes 2-B.....	24
Tabla 14. Parámetros sísmicos considerados para cada dirección de análisis	30
Tabla 15. Cálculo de centro de masa y centro de rigidez de la edificación	31
Tabla 16. Peso sísmico de la edificación.	31
Tabla 17. Modos de vibración y masas participativas para el sistema XY	32
Tabla 18. Modos de vibración y masas participativas para los sistemas X'Y' e X''Y''	32
Tabla 19. Verificación de derivas máximas y de regularidad torsional para las direcciones de análisis en el sistema XY.....	35
Tabla 20. Verificación de derivas máximas y de regularidad torsional para las direcciones de análisis en el sistema X'Y' e X''Y''	36
Tabla 21. Verificación del sistema estructural	36
Tabla 22. Verificación de regularidad por piso blando	37
Tabla 23. Verificación de regularidad por piso débil	38

Tabla 24. Cálculo de factores de escalamiento para sismos de diseño.....	39
Tabla 25. Cantidades de acero límite para la sección de vigueta analizada.....	46
Tabla 26. Diseño por flexión de momento negativo de la vigueta analizada.....	46
Tabla 27. Diseño por flexión de momento positivo de la vigueta analizada.....	46
Tabla 28. Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuraciones de la vigueta analizada.....	48
Tabla 29. Cálculo de parámetros para agrietamiento	49
Tabla 30. Inercia efectiva para cada sección analizada	49
Tabla 31. Cálculo de inercia efectiva promedio del tramo analizado.....	49
Tabla 32. Resumen de deflexiones para vigueta analizada.....	51
Tabla 33. Diámetro mínimo de estribos según diámetro de acero longitudinal.....	55
Tabla 34. Longitudes de anclaje a tracción para acero de refuerzo en concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	57
Tabla 35. Longitudes de gancho para acero de refuerzo en concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	58
Tabla 36. Diseño por flexión de viga VP-01.....	60
Tabla 37. Cálculo de cortante por capacidad para los tramos de la viga VP-01	61
Tabla 38. Verificación de parámetro "Z" para secciones críticas de carga.....	64
Tabla 39. Verificación de peraltes mínimos para no calcular deflexiones en VP-01	64
Tabla 40. Inercia efectiva promedio de tramo 5 de viga VP-01.....	65
Tabla 41. Resumen de deflexiones de tramo 5 de viga VP-01.....	65
Tabla 42. Diseño por flexión para la viga VP-06.....	67
Tabla 43. Cálculo de cortante de diseño por capacidad para la viga VP-06.....	68
Tabla 44. Cálculos para el armado final por cortante de la viga VP-06	68
Tabla 45. Verificación de parámetro "Z" para secciones críticas de la viga VP-06.....	69
Tabla 46. Verificación de peraltes mínimos para no calcular deflexiones en VP-06.....	69
Tabla 47. Inercia efectiva promedio de tramo 3 de viga VP-06.....	70
Tabla 48. Resumen de deflexiones para tramo 3 de viga VP-06.....	70
Tabla 49. Demandas obtenidas para las columnas analizadas	77
Tabla 50. Combinaciones de diseño para columna C-01", Piso 1	78
Tabla 51. Combinaciones de diseño para columna C-01"	81
Tabla 52. Resumen cargas de análisis de la PL-04 (Piso 01).....	86
Tabla 53. Resumen de cargas de diseño para placa PL-04 (Piso 01)	87
Tabla 54. Resumen de cargas de análisis de la PL-03 (Piso 01).....	87
Tabla 55. Resumen de cargas de diseño para placa PL-03 (Piso 01)	87
Tabla 56. Evaluación de requerimiento de borde confinado en dirección 2-2 y 3-3.....	89
Tabla 57. Tabla resumen de cortantes de diseño para cada piso de placa PL-04.....	91
Tabla 58. Tabla resumen de cortantes de diseño para cada piso de placa PL-03.....	92
Tabla 59. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 2-2)	93
Tabla 60. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 3-3)	93
Tabla 61. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-04 en dirección 2-2	93
Tabla 62. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-04 en dirección 3-3	93
Tabla 63. Verificación de los valores límites de aporte de la sección y el acero para dirección 2-2 y 3-3 para placa PL-04	94
Tabla 64. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 2-2)	95
Tabla 65. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 3-3)	95
Tabla 66. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-03 en dirección 3-3	96

Tabla 67. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-03 en dirección 2-2	96
Tabla 68. Verificación de los valores límites de aporte de la sección y el acero para dirección 2-2 y 3-3 para placa PL-03	96
Tabla 69. Tabla resumen de demandas por corte para zapata aislada	106
Tabla 70. Tabla resumen de demandas por corte para zapata combinada	111
Tabla 71. Tabla resumen para diseño por flexión	112
Tabla 72. Verificación de cortante en una dirección en losa de cimentación.	114
Tabla 73. Diseño por flexión de viga de cimentación VC-01	114
Tabla 74. Máximas demanda de fuerza cortante en viga de cimentación VC-01	114

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Elaborar el diseño estructural de una edificación de concreto armado de 10 pisos de acuerdo a las exigencias de la normatividad peruana vigente.

1.1.2. Objetivos específicos

Definir la estructuración del proyecto a partir del predimensionamiento de los elementos estructurales, los cuales tendrán una distribución espacial alineadas a los conceptos teóricos de estructuración, y a su vez, garantizar la funcionalidad de los ambientes propuestos en el plano de arquitectura.

Analizar y verificar el adecuado comportamiento sísmico de la edificación mediante un modelo tridimensional, el cual estará sujeto a los parámetros exigidos por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Realizar el diseño de los elementos estructurales que componen el sistema estructural de la edificación, a partir de los parámetros y procedimientos normativos exigidos en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2015) y la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

Realizar los planos de arquitectura y estructuras de la edificación.

1.2. Características principales del proyecto

El proyecto de diez pisos está ubicado en la provincia de Huancayo, departamento de Junín. Consta de un primer nivel destinado a locales comerciales, además cuenta con un acceso independiente hacia los niveles superiores, los cuales están destinados como departamentos de dos y tres dormitorios.

El terreno tiene una configuración de ejes no ortogonales, por lo que será necesario realizar un análisis de torsión de la edificación. Asimismo, por la forma de las losas, se tendrán algunas consideraciones especiales que se detallarán en el Capítulo 4 “Análisis sísmico”. La altura entrepiso en el primer nivel es de 3.20m, mientras que para los niveles residenciales será de 2.75m. A continuación, se muestran las plantas del primer piso y piso típico, así como un corte longitudinal para el primer y segundo piso.

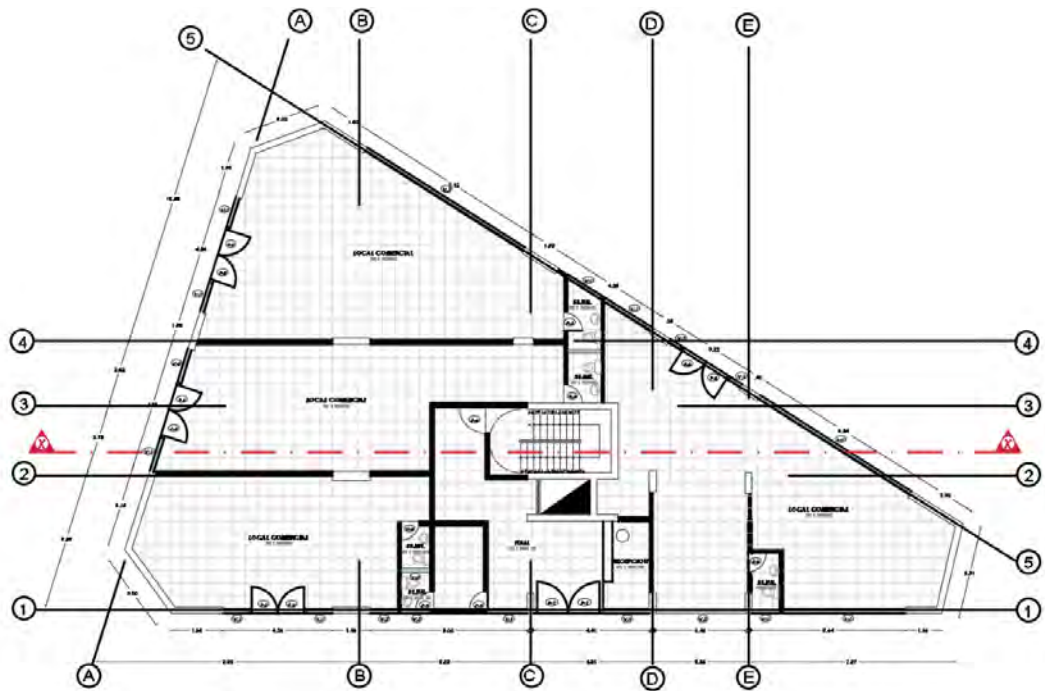


Figura N° 1. Planta de arquitectura primer nivel

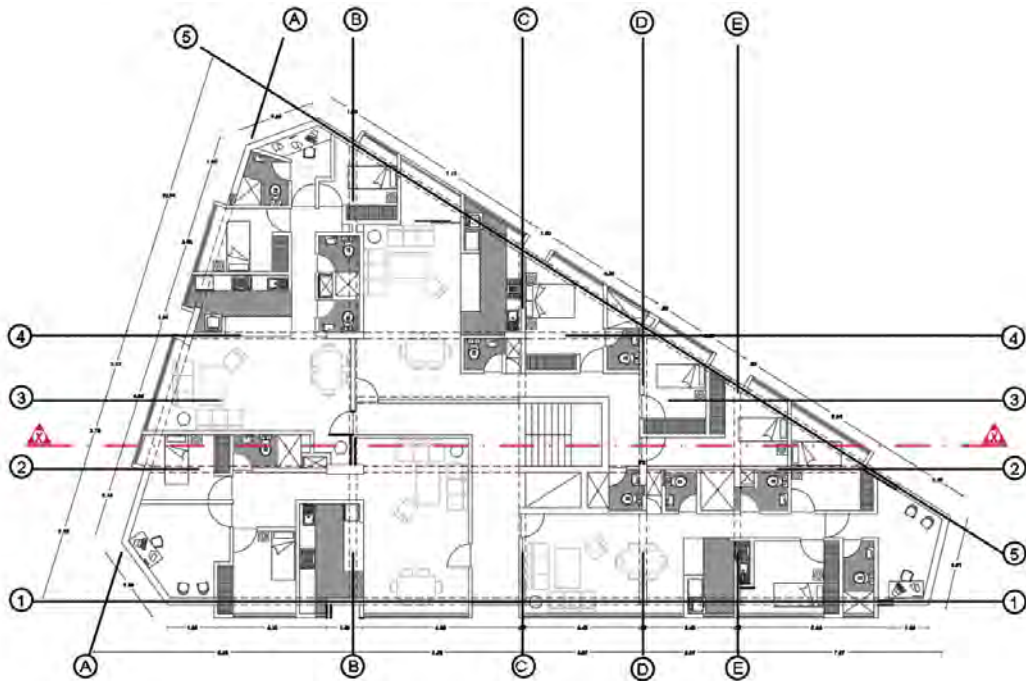


Figura N° 2. Planta de arquitectura piso típico (segundo al décimo nivel)

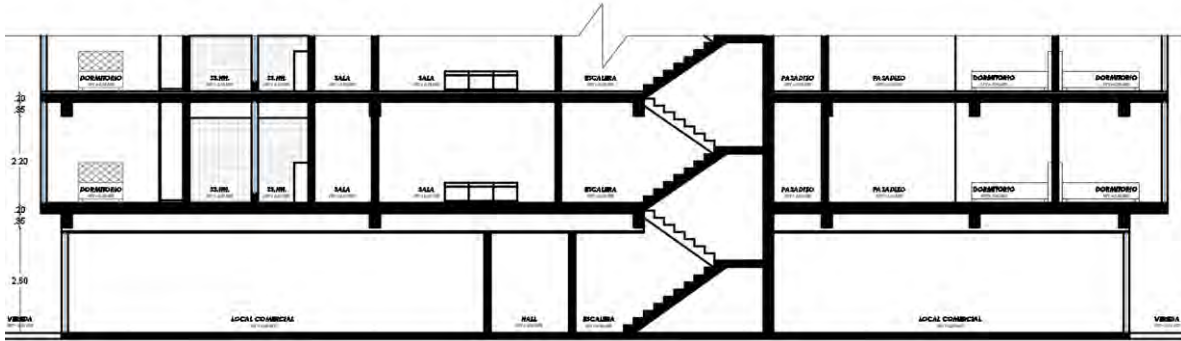


Figura N° 3. Corte de arquitectura X-X

1.3. Normas a utilizar

Las normas a utilizar estarán regidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, las cuales son las siguientes:

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

1.4. Aspectos generales del diseño en concreto armado

El diseño de los elementos se realizó considerando el diseño por resistencia planteado en la Norma E.060 Concreto Armado, para lo cual se debe de cumplir: $\phi R_n \geq R_u$

Donde ϕR_n es el valor de la resistencia nominal suministrada según las dimensiones consideradas y la cantidad de acero propuesta en los elementos estructurales, afectada por un factor de reducción y R_u es el valor de resistencia requerida, proveniente de las solicitaciones de carga amplificadas según las combinaciones de cargas.

A continuación, se presentan los valores ϕ para los distintos tipos de diseño a considerar.

Solicitaciones	Φ Factor de reducción
Flexión	0.9
Tracción y flexión-tracción	0.9
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión	0.7

Tabla 1. Factores de reducción para distintas solicitaciones

1.5. Cargas utilizadas

Las solicitaciones utilizadas en la edificación se clasifican como carga muerta (CM), carga viva (CV) y carga de sismo (CS)

- Carga muerta (CM):

Peso del concreto armado, piso terminado, tabiquería, entre otros elementos que permanezcan constante a lo largo de la vida útil de la edificación.

- Carga viva (CV):

Peso estimado según el uso de la edificación, consiste en el peso de los ocupantes, elementos móviles, tabiquería móvil y aquellos elementos que no permanezcan constantes a lo largo de la vida útil de la edificación.

- Carga de sismo (CS):

Cuantificación de la demanda originada por un sismo sobre la base de la estructura, determinada a partir de métodos estáticos y dinámicos.

Las combinaciones de carga establecidas por la Norma E.060 Concreto Armado son las siguientes:

Combinaciones	
Cargas de gravedad	1.4 CM + 1.7 CV
Cargas sísmicas	1.25 (CM+CV) \pm CS
	0.9 CM \pm CS

Tabla 2. Combinaciones de diseño

Cargas consideradas		Justificación
Peso de aligerado (h=0.20) (kg/m ²)	300	Considerando altura de losa de 20 cm
Peso de aligerado (h=0.25) (kg/m ²)	350	Considerando peralte de losa de 25 cm
Piso terminado (kg/m ²)	100	Considerando 5 cm de espesor de acabado
Tabiquería (kg/m ³)	1350	Considerando unidades de arcilla hueca
Sobrecarga piso típico (kg/m ²)	200	Considerando uso de vivienda
Sobrecarga azotea (kg/m ²)	100	Considerando carga viva para techo con inclinación menor a 3° (Art. 7, NTP-E020)

Tabla 3. Cargas consideradas en la edificación

1.6. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

El concreto es un material que se destaca por tener una resistencia a la compresión bastante alta; sin embargo, su resistencia a tracción es baja, es por ello que una de las hipótesis en los diseños de los elementos estructurales consiste en despreciar dicha resistencia a tracción. Asimismo, se menciona que la falla del concreto es una falla frágil, por lo que no se busca la falla de este material según la filosofía del diseño sismorresistente. Dentro de las propiedades mecánicas del concreto se consideran las siguientes:

- Resistencia a la compresión (f'_c)
- Módulo de elasticidad (E) = $15\,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
- ϵ última del concreto sin confinar = 0.003

Por otro lado, el acero es un material con resistencia a la tracción elevada y con un comportamiento dúctil, por lo que el diseño sismorresistente propone que la deformación del acero pueda percibirse visualmente para dar tiempo a los ocupantes de salir de la edificación hasta que ocurra la falla dúctil. Asimismo, se plantea un modelo elastoplástico perfecto del acero. Se considera para el diseño el uso de varillas corrugadas grado 60. Las propiedades mecánicas del acero son las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4 200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) = 2 000 000 kg/cm²

El concreto armado consiste en la alianza concreto-acero, cada material brindará sus ventajas para formar este material combinado, para lo cual se debe garantizar una adecuada adherencia entre ellos. Finalmente se mencionan algunas consideraciones adicionales para el proyecto.

- Para los elementos verticales de los 3 primeros pisos se consideró una resistencia a compresión del concreto ($f'c$) de 280 kg/cm^2 , mientras que para el resto de pisos se consideró una resistencia de 210 kg/cm^2 .
- Se considera una resistencia del concreto ($f'c$) de 210 kg/cm^2 para las vigas, losas y escaleras.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y

PREDIMENSIONAMIENTO

El objetivo de la estructuración consiste en dimensionar y establecer la ubicación de los elementos estructurales en la edificación para su posterior verificación a través de evaluaciones de respuestas estructurales según los criterios señalados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. La estructuración deberá respetar, en la medida de lo posible, la propuesta arquitectónica que presenta el proyecto. Considerando que la forma del proyecto es peculiar, será necesario tener especial cuidado con el problema de torsión, por lo que se opta por rigidizar las esquinas con muros de corte. Definitivamente en este proyecto no se podrá encontrar simetría o regularidad por el mismo hecho de la configuración en planta, por lo que la mejor opción es estar siempre del lado de la seguridad brindando rigidez a la estructura, es por ello que, se plantea un sistema de muros estructurales (sujeto a verificación en el capítulo de análisis sísmico).

Asimismo, las vigas también aportarán rigidez a la edificación, por lo que, para ambas direcciones, se considerará una única sección, pues todas las vigas (a excepción de las chatas) forman pórticos.

Las losas aligeradas se establecerán, de preferencia, en la luz más corta del paño, y considerando que su continuidad permitirá generar los voladizos solicitados por arquitectura. Se cuenta con losas aligeradas en sentido vertical de 20 cm de espesor, mientras que las losas aligeradas en sentido horizontal tendrán 25 cm de espesor. En caso la tabiquería se disponga en la misma dirección del aligerado, se proveerá de una viga chata, la cual funcionará únicamente por gravedad.

Se considerará como hipótesis la presencia de un diafragma rígido, la cual estará sujeta a verificación evidenciada en el Anexo N°04 del documento. Las secciones se dotarán de resistencia y ductilidad para un adecuado comportamiento ante las demandas gravitatorias y sísmicas.

Las secciones tentativas serán determinadas a partir de las recomendaciones descritas en el Capítulo III de la bibliografía “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”, del autor Antonio Blanco Blasco. Sin embargo, también se realizará una breve comprobación de la sección adoptada mediante un análisis por cargas de gravedad.

2.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

2.1.1. Losas

Considerando que la edificación es un proyecto multifamiliar, la sobrecarga es de 200 kg/m^2 , por lo que el predimensionamiento de la losa aligerada estará dada por la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{Ln}{25}$$

h: espesor de la losa

Ln: luz libre de la losa

Se muestran las luces más importantes del proyecto y la estimación del espesor de la losa.

Paño	Dirección	Ln (m)	Ln/25 (m)	h escogido (m)
1-2 ; A-B	YY	4.85	0.19	0.20
2-4 ; A-B	YY	4.90	0.20	0.20
A-B ; 4-5	XX	5.87	0.23	0.25
B-C ; 4-5	XX	6.28	0.25	0.25

Tabla 4. Predimensionamiento de espesor de losa aligerada

La variación del espesor de la losa se realizará con una viga peraltada entre paños, por lo que no afectará de manera estética a la arquitectura.

2.1.2. Vigas peraltadas

Para estimar las secciones de las vigas peraltadas se deben considerar diversos factores como deflexiones, resistencia de la sección o rigidez, características ligadas directamente al peralte de la viga. Una manera sencilla de estimar este peralte es asignándole un valor de un doceavo o un décimo de la luz libre. Por otro lado, el ancho puede estimarse como el 30% o 50% del peralte, siendo 25 cm el mínimo para vigas que formen pórticos. A continuación, se muestran las luces máximas de cada viga del proyecto, así como la sección escogida.

Viga	Ln (m)	Peralte	Sección escogida (m.m)
		Ln/12 (m)	
VP-01	6.00	0.50	0.25x0.55
VP-02	6.78	0.57	0.25x0.55
VP-03	6.28	0.52	0.25x0.55
VP-04	5.45	0.45	0.25x0.55
VP-05	4.86	0.41	0.25x0.55
VP-06	7.11	0.59	0.25x0.55
VP-07	3.00	0.25	0.25x0.55
VP-08	5.15	0.43	0.25x0.55
VP-09	3.75	0.31	0.25x0.55
VP-10	7.12	0.59	0.25x0.55

Tabla 5. Predimensionamiento de vigas peraltadas

Se está considerando el criterio de Ln/12 debido al uso de la edificación, destinado a viviendas. Asimismo, en ciertas luces de las vigas se excede el criterio, por lo que se desarrollará el diseño a detalle de estas. Posteriormente, se realizará una verificación de las secciones consideradas por un análisis por cargas de gravedad.

2.1.3. Vigas chatas

Las vigas chatas están caracterizadas por tener el peralte dependiente del espesor de la losa, por lo que el ancho es la dimensión que puede variar y dependerá del criterio del diseñador según las cargas estimadas.

2.1.4. Columnas

Debido a que el sistema estructural planteado se ha considerado de muros estructurales, es muy probable que las columnas que forman únicamente pórticos sin placas tengan un diseño regido por cargas de gravedad. Para estimar la sección se pueden aplicar las expresiones que dependen si la columna es central o lateral.

$$A_{c_{central}} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

$$A_{c_{lateral}} = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$$

Se considerará un factor de 1.15 ton/m² para determinar la carga de servicio.

Intersección de ejes	At (m2)	Ac Central Ps/(0.45f'c) (cm2)	Ac Lateral Ps/(0.35f'c) (cm2)	Area escogida (cm2)	Denominación de columna
1 - C	15.09		1771	2000	C-01 (25x80)
1 - D	15.55		1825	2000	C-01 (25x80)
1 - E	16.05		1884	2000	C-01 (25x80)
2 - B	41.34	3773		4900	PL (35x140)
2 - D	14.29	1304		2000	C-01 (25x80)
2 - E	17.30	1579		2000	C-01 (25x80)
4 - C	18.84	1719		2000	C-01 (25x80)
4 - D	13.37		1569	2000	C-01 (25x80)
5 - E	9.95		1168	2000	C-01 (25x80)

Tabla 6. Predimensionamiento de columnas

Notar que, por proceso constructivo, se ha buscado uniformizar las dimensiones de las columnas propuestas. Es probable que, por el hecho de uniformizarlas, algunas de ellas requerirán únicamente el acero mínimo. Por otro lado, se puede notar que al elemento vertical ubicado entre los ejes 2 – B, se le ha dotado de una mayor sección de lo que sugiere la expresión del predimensionamiento, esto es debido a que dicho elemento se encuentra en un pórtico que tiene conexión con la placa del ascensor, una de las placas que absorberá mayor demanda sísmica, por lo que posiblemente en su diseño serán predominantes también los momentos por sismo; al ser el elemento vertical más cargado, se realizará su análisis por cargas de gravedad como una verificación previa de la sección adoptada en este capítulo.

2.1.5. Placas

En general, predimensionar los muros estructurales es una tarea ligada a la experiencia del profesional. Si bien es cierto, existen fórmulas para estimar la longitud total de las placas, los resultados obtenidos, en varias ocasiones, no cumplen con lo necesario o viceversa. Considerando que este proyecto tiene una forma tan irregular, las expresiones para predimensionar las placas no garantizarán un correcto comportamiento sísmico. La definición de la ubicación y cantidad de muros estructurales se realizará mediante iteraciones y comprobaciones del análisis sísmico. Para comenzar con la iteración se proponen muros estructurales de 25 cm de ancho ubicados en la caja de la escalera y ascensor, esquinas (puntos vulnerables por efectos de torsión) y direcciones principales no ortogonales. Asimismo, la distribución se realizará tal que se pueda intuir que el centro de rigidez esté ubicado al centro de la edificación, puesto que es probable que el centro de masa también se encuentre cercano al centro de la edificación.

2.1.6. Escaleras

Para el predimensionamiento de la escalera, es necesario verificar el espesor del descanso y de la rampa, por lo que se dividirá entre veinte a la luz libre en planta, resultando un espesor de 15 cm. Es importante comentar que para la correcta asignación de carga muerta de la escalera también se considera el peso de las gradas a lo largo de la rampa.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. Losas

Se analizará uno de los tramos más cargados del proyecto en dirección Y, el cual está ubicado entre los ejes 1-4 y A-B.

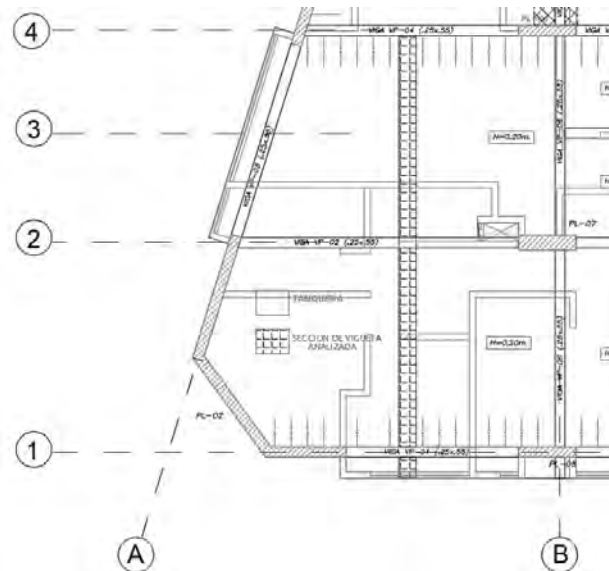


Figura N° 4. Vigüeta analizada por cargas de gravedad

Se consideraron las siguientes cargas para la vigüeta de piso típico:

Cargas	Valor
Peso propio	120.00 kg/ml
Piso terminado	40.00 kg/ml
Peso tabiquería	206.50 kg/ml
Sobrecarga	80.00 kg/ml

Tabla 7. Cargas consideradas para vigüeta analizada

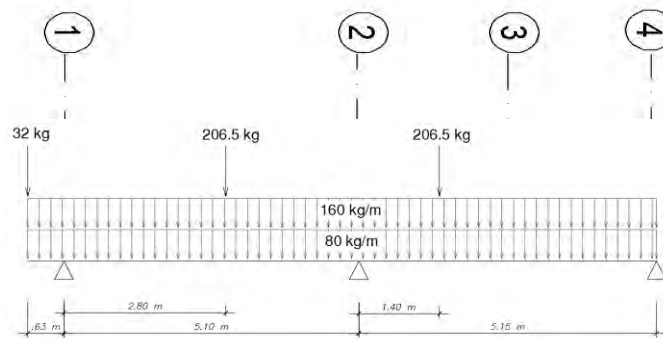


Figura N° 5. Esquema de cargas de servicio en la vigüeta analizada

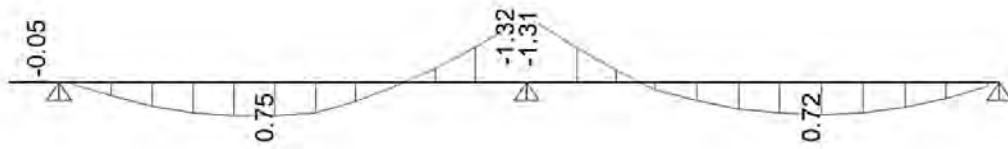


Figura N° 6. Diagrama de momentos últimos por gravedad de vigueta analizada (ton.m)

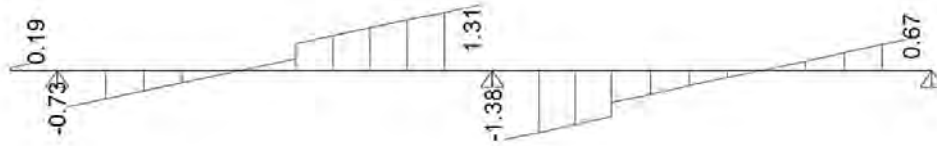


Figura N° 7. Diagrama de cortantes últimas por gravedad de vigueta analizada (ton)

A partir de estos valores, se puede hacer una sencilla verificación del predimensionamiento. Considerando que se tiene un momento negativo máximo de 1.31 ton.m, se determina el acero requerido de la vigueta y se verifica que no exceda al 75% de la cuantía balanceada. Esta comprobación por flexión se desarrollará a partir del valor “Ku” que incluye el momento último y la sección del elemento, el cual se detalla en la ecuación 10-29 del acápite 10.5.1 de la bibliografía “Apuntes del curso concreto armado I”.

Mu (ton.m)	Ku	p req. (%)	0.75 p bal. (%)
1.31	45.33	1.45	1.59

Tabla 8. Verificación de predimensionamiento de losa

3.2. Escalera

El modelo matemático que brindará el mayor momento flector será al considerar apoyos en sus extremos del tramo más largo (el primer tramo). Se muestran las cargas consideradas para un ancho de un metro.

Cargas	Valor
Rampa: Peso propio	639.35 kg/ml
Descanso: Peso propio	360.00 kg/ml
Piso terminado	100.00 kg/ml
Sobrecarga	200.00 kg/ml

Tabla 9. Cargas consideradas para escalera

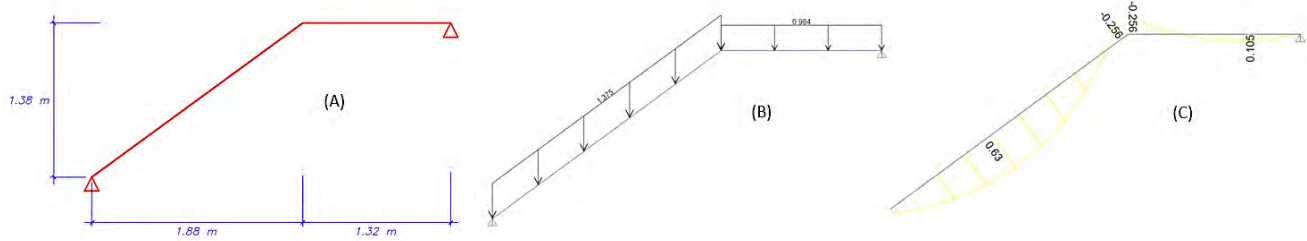


Figura N° 8. (A) Modelo matemático idealizado de la escalera. (B) Cargas últimas del tramo de la rampa y descanso de la escalera. (C) Momentos últimos de diseño de la escalera

Se verifica la cantidad de acero necesaria por metro lineal según los resultados a partir del pre dimensionamiento obtenido:

Mu- =	0.256 ton.m	→	As - =	0.57 cm ² /ml
Mu+ =	0.630 ton.m	→	As + =	1.41 cm ² /ml
			As min =	2.70 cm ² /ml

Tabla 10. Verificación de la cantidad de acero en la escalera según demandas obtenidas

Tal como se puede apreciar de la tabla 10, la cantidad de acero requerido en la escalera se satisface con la disposición de la cantidad de acero mínima.

3.3. Vigas peraltadas

Se realizará la verificación a partir de la viga VP-01 (0.25x0.55) ubicada en el eje 1. El modelo matemático se regirá a la simplificación estipulada en la Norma E.060 en la que se permite empotrar los extremos lejanos de las columnas y las vigas adyacentes a placas.

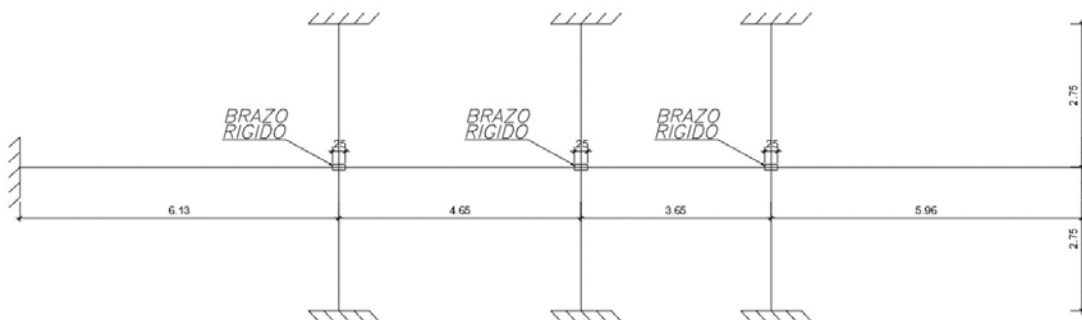


Figura N° 9. Modelo idealizado de viga peraltada según simplificación de la Norma E.060 (2009)

Las cargas consideradas sobre la viga se pueden apreciar en el Anexo N°03. A partir de ello, se obtienen los siguientes resultados.

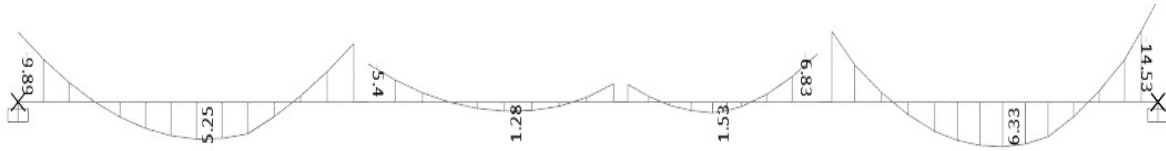


Figura N° 10. Diagrama de momentos últimos por gravedad de viga VP-01 (ton.m)

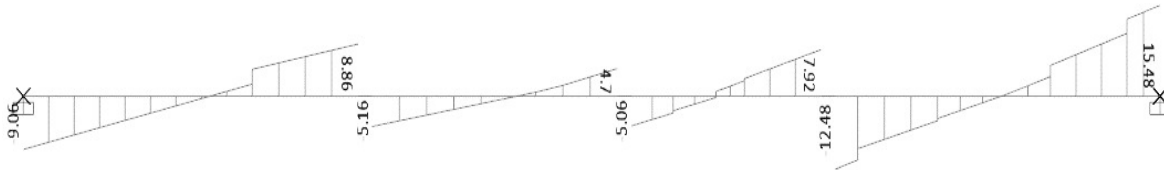


Figura N° 11. Diagrama de cortantes últimas por gravedad de viga VP-01 (ton)

Se cuenta con un momento negativo máximo de 14.53 ton.m, considerando que la VP-01 es una viga lateral, se podría estimar el máximo momento para una viga central tras aplicar un factor de 1.80. Finalmente, se determina la cuantía requerida de la viga y se verificará que no exceda al 75% de la cuantía balanceada.

Mu (ton.m)	Ku	p req. (%)	0.75 p bal. (%)
26.15	43.57	1.37	1.59

Tabla 11. Verificación de predimensionamiento de viga analizada (VP-01)

3.4. Elementos verticales

Como se cuenta con el metrado de cargas de todas las vigas, mediante una proporción de cargas con la proximidad de las vigas a los elementos verticales, se puede determinar de manera sencilla el metrado del elemento vertical. Se ejemplificará al elemento central ubicado entre los ejes 2-B.

VIGA	INFLUENCIA DE VIGAS DE TECHO TÍPICO															
	PESO PROPIO (KG)	PESO L.A. (KG)	PESO P.T. (KG)	TABIQUE DISTRIBUIDO (KG)								TABIQUE PUNTUAL (KG)				SC. (KG)
				N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6	N° 7	N° 8	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	
VP-02 T. 1	1117	6237	2079	1767	112	364	75	570	793	2233	72	140	91	1000	804	4158
VP-02 T. 2	990	3572	1191	812								401				2381
VP-03 T. 1	518	1094	365	343	56	801						28	9			730
VP-06 T. 1	792		72	740												144
VP-06 T. 2	800		73	1329												146

Tabla 12. Influencia de vigas de piso típico en elemento central entre ejes 2-B

VIGA	INFLUENCIA DE VIGAS DE AZOTEA			
	PESO PROPIO (KG)	PESO L.A. (KG)	PESO P.T. (KG)	SC. (KG)
VP-02 T. 1	1117	6237	2079	2079
VP-02 T. 2	990	3572	1191	1191
VP-03 T. 1	518	1094	365	365
VP-06 T. 1	792		72	72
VP-06 T. 2	800		73	73

Tabla 13. Influencia de vigas de azotea en elemento central entre ejes 2-B

A partir de la demanda de cada piso, se realiza el diagrama de fuerza axial última para el elemento central.

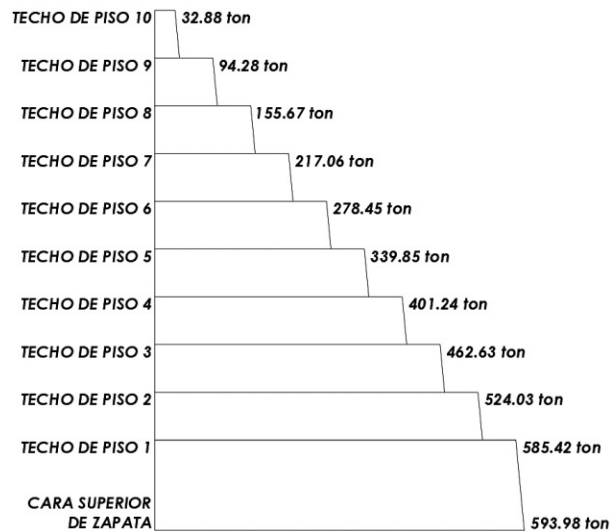


Figura N° 12. Diagrama de carga axial en elemento central entre ejes 2-B

Para estimar si la sección definida en el predimensionamiento (0.35x1.40) es adecuada, se determinará el valor de compresión pura del diagrama de interacción, la cual está definida por la siguiente expresión:

$$Pu \text{ máx} = \phi \times 0.8 \times (0.85 \times f'c \times (Ag - Ast) + Ast \times fy)$$

Considerando una cuantía del 1.00% (49 cm²), el valor de Pu máx es:

$$Pu \text{ máx} = 0.7 \times 0.8 \times (0.85 \times 280 \times (140 \times 35 - 49) + 49 \times 4200) = 761 \text{ ton}$$

Se comprueba que las secciones escogidas en el predimensionamiento cumplen con los requisitos de demanda por cargas de gravedad. Finalmente, se muestra la planta típica estructural.

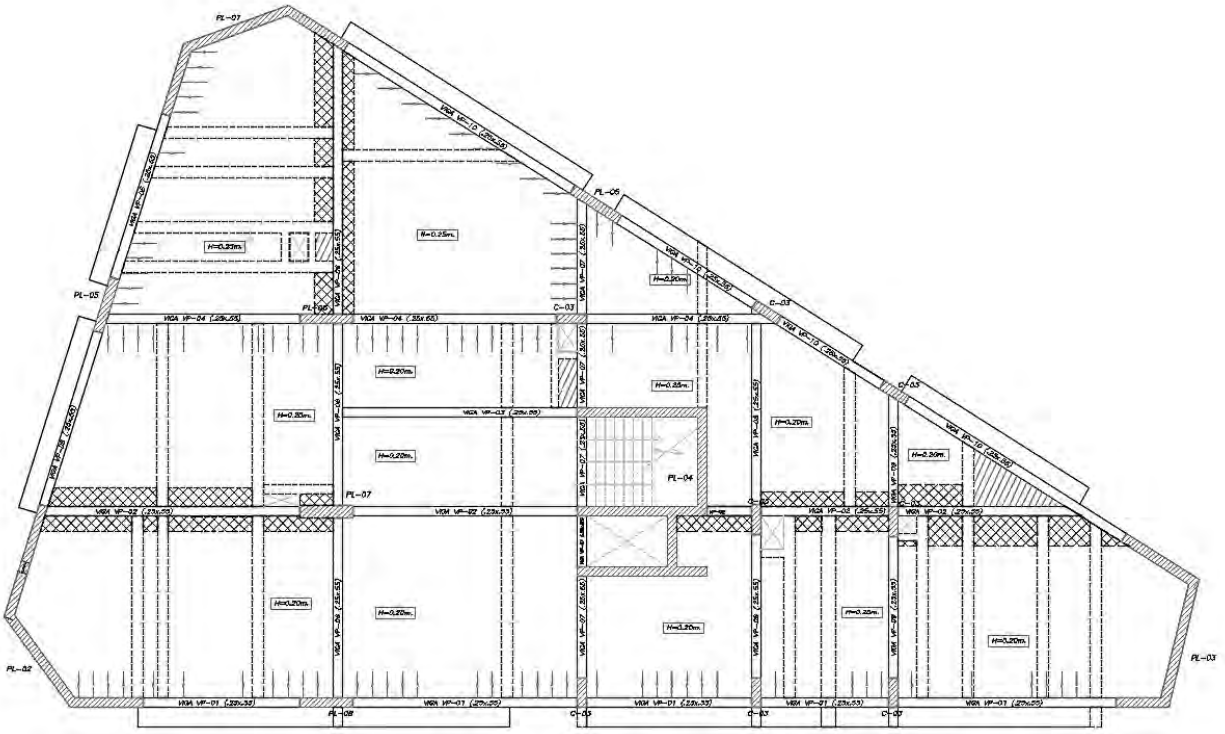


Figura N° 13. Estructuración de planta típica

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN

En el presente capítulo se estimará el comportamiento del edificio frente a cargas sísmicas obtenidas a partir de un espectro de diseño asociado a los parámetros de la edificación estipulado por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Se verificará la estructuración y el dimensionamiento inicial para los elementos estructurales principales de la edificación, a partir del cumplimiento de los requisitos mínimos exigidos de resistencia, rigidez y ductilidad.

4.1. Modelado Estructural

El modelamiento estructural se realizó en el programa Etabs v18.1.1, para lo que es necesario comprender el funcionamiento del programa y analizar los resultados que brinda el mismo. Las secciones a utilizar en el modelo, serán las descritas en el capítulo 2 de predimensionamiento. La particularidad de la forma de las losas del proyecto podría adelantar que el programa pueda brindar resultados de diagramas de demandas no esperados según los conceptos de análisis estructural. Asimismo, ante la presencia de la no ortogonalidad entre los ejes principales, se debe verificar el comportamiento de la edificación ante demanda sísmica aplicada en dichos ejes, por lo que se realizaron tres modelos a partir de los sistemas XY, X'Y', X''Y''; esto nos permitirá obtener las derivas, periodos y cortantes dinámicas en las direcciones: horizontal (X), vertical (Y), a lo largo del eje 5 (X') y a lo largo del eje A (Y''), es necesario realizar ciertas verificaciones para garantizar que los modelos son similares, únicamente con rotación de ejes globales.

En este proyecto, para el modelado de las losas no fue posible la aplicación de tipo Membrane, debido a que varias de las losas no se encuentran apoyadas en 4 lados exactamente. Preliminarmente, se optó por modelarlas como Shell-thin; sin embargo, la discretización del elemento se efectuó de tal manera que los resultados no eran los esperados; considerando que la edificación es de gran altura, una discretización muy precisa implica un modelo computacional demasiado cargado, lo cual no es práctico. En ese sentido, el criterio ingenieril impide utilizar resultados que no coincidan con las hipótesis del análisis estructural, es por ello que se consideró como opción idónea para este proyecto realizar un metrado manual de cargas, como en el acápite 3.3, y asignar a las vigas y placas las cargas directamente. Se muestra el diagrama de momento flector de cargas de servicio utilizando Shell-thin y a partir de un metrado de cargas manual, de la viga VP-02, ubicada en el eje 2, tramo entre ejes A-B.

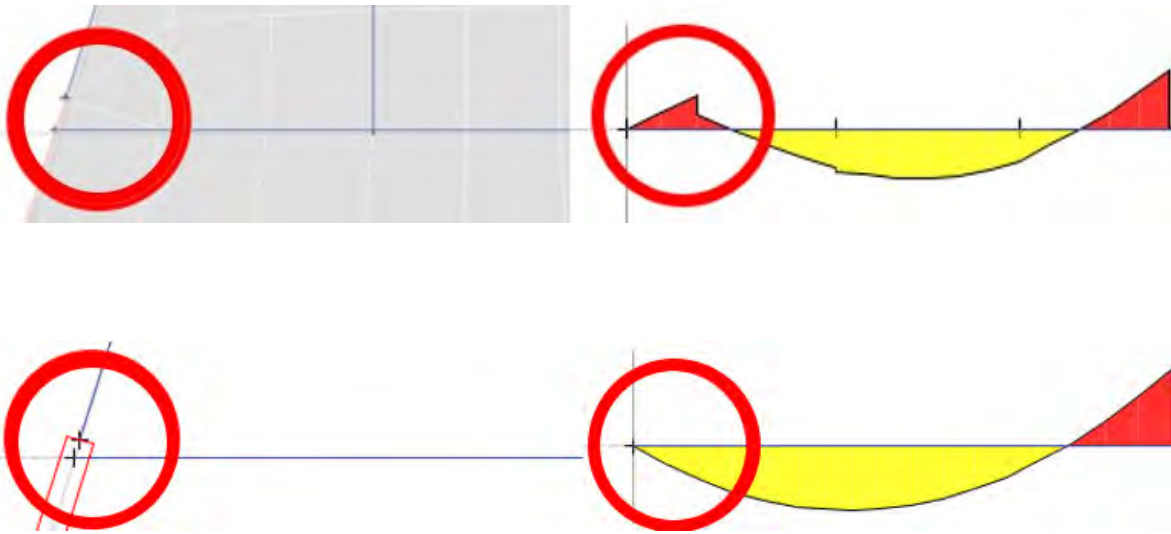


Figura N° 14. Diferencias de diagramas de momento flector, considerando modelado de losas como Shell-thin y a partir de un metrado de cargas manual

Por otro lado, el sistema XY será el coincidente con los ejes horizontal y vertical del plano principal; sistema X'Y', X' alineado al eje 5; sistema X''Y'', Y'' alineado el eje A. A continuación, se muestra la planta y modelo 3D del sistema XY, y las plantas de los sistemas X'Y' y X''Y''.

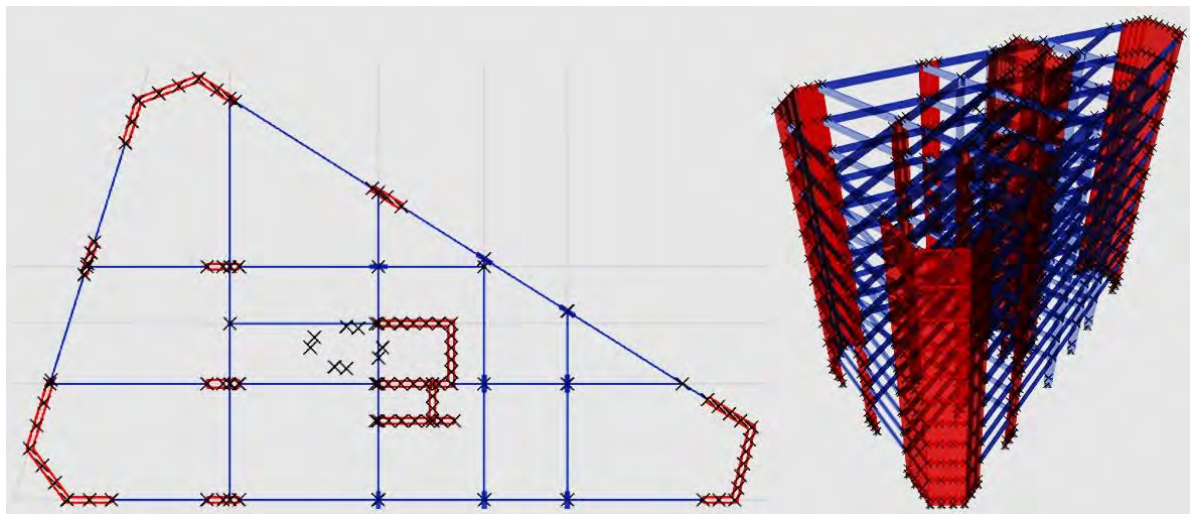


Figura N° 15. Modelo estructural para sistema XY

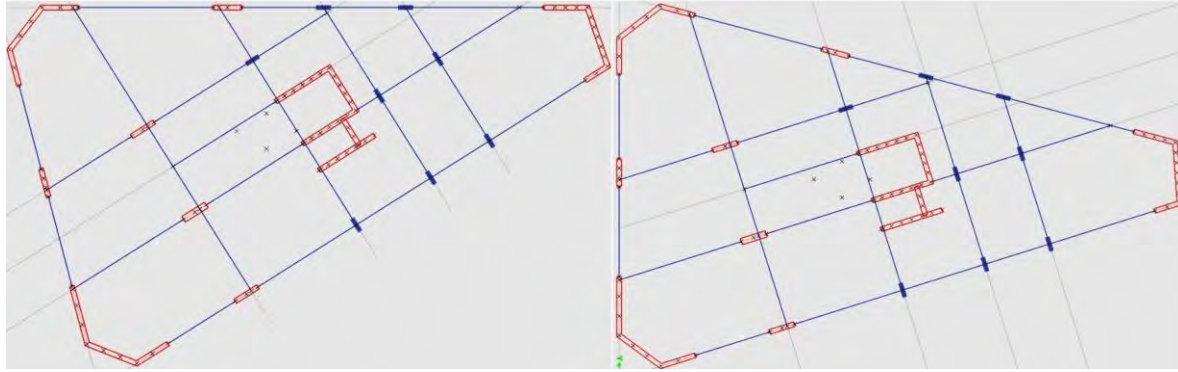


Figura N° 16. Modelos estructurales para sistemas XY' (izquierda) e X''Y'' (derecha)

Finalmente, se consideran tres grados de libertad por piso, dos traslacionales y uno rotacional. Las columnas y las placas se consideran como empotradas a la cara superior de la zapata. En aquellas vigas en las que el acero longitudinal no pueda desarrollar la longitud de desarrollo, se les asignarán rótulas.

4.2. Parámetros sísmicos de la edificación

Factor de zona (Z): La Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece cuatro zonas, clasificadas según el peligro sísmico a las que están sometidas. Como el proyecto está ubicado en Huancayo, este factor resultará 0.35.

Factor de uso (U): Se provee de mayor seguridad a edificaciones cuyo uso tenga más importancia. El proyecto multifamiliar tendrá un factor de uso de 1.00.

Factor de suelo (S) y parámetros de suelo (Tp, Tl): El perfil de suelo del proyecto se clasifica como S1, por lo que se considera un factor de suelo de 1.00; por otro lado, considerando que se encuentra en la zona 3, los parámetros Tp y Tl serán 0.40 y 2.50 segundos, respectivamente.

Factor de amplificación sísmica (C): Es el parámetro que amplifica la respuesta estructural debido a la aceleración del suelo por demanda sísmica. Estará ligado al periodo fundamental de la estructura, así como a los parámetros del suelo. Se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$\text{Si: } T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$\text{Si: } T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_l} \right)$$

$$Si: T > Tl \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{Tp \cdot Tl}{T^2} \right)$$

Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Ro): Para cada dirección de análisis se establecerá Ro, el cual dependerá del sistema estructural utilizado. Este valor será de menor magnitud conforme el sistema estructural sea menos dúctil. En el proyecto, como se mencionó anteriormente, por la irregularidad en planta y lo vulnerables que se pueden encontrar las esquinas, se ha optado por definir un sistema de muros estructurales en todas las direcciones de análisis, consecuentemente, el parámetro Ro será igual a 6.00. Esto se verificará después a partir del porcentaje de fuerza cortante que toman los muros estructurales.

Configuración estructural: Para determinar el valor del coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas, es necesario determinar las irregularidades que la edificación presenta.

- Piso blando:

Debido a que el proyecto cuenta con elementos verticales que van, en su totalidad, desde la cimentación hasta el último techo, se garantiza que no se contará con esta irregularidad. Sin embargo, después del análisis sísmico, se verificará esta asunción.

- Piso débil:

Por el mismo motivo de la irregularidad precedente, se garantiza que no se contará con piso débil, de igual manera se verificará después del análisis sísmico.

- Irregularidad de masa:

Debido a que todos los pisos están destinados a vivienda, no existirá diferencia en peso de cada piso. Esto se podrá apreciar al momento de comprobar el peso sísmico que aporta cada piso.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes:

En el proyecto todos los elementos resistentes mantienen un eje vertical constante, por lo que se afirma que no se presenta esta irregularidad.

- Irregularidad torsional:

Según la estructuración, al incluirle muros estructurales en las esquinas (posición más propensa a sufrir torsión), se puede intuir que no habrá esta irregularidad. Sin embargo, se verificará esta

asunción después del análisis sísmico, cabe resaltar que se debe verificar ello para los sismos inducidos en todas las direcciones.

- Esquinas entrantes:

En el proyecto no existe ninguna esquina entrante, no se cuenta con esta irregularidad.

- Discontinuidad en el diafragma:

En el proyecto no existen aberturas de gran magnitud, no se cuenta con esta irregularidad.

- Sistemas no paralelos:

El eje 5 del proyecto forma un ángulo mayor a 30° con el eje horizontal, al contener pórtico con muros estructurales se considera como eje resistente a fuerzas laterales. Por ende, el proyecto sí contará con esta irregularidad, la cual establece un factor $I_p = 0.90$.

Finalmente se muestra el resumen de los parámetros sísmicos. Notar que el parámetro R_o , I_a , I_p y R estarán sujetos a las comprobaciones posteriores del análisis sísmico.

Parámetros	Dirección de análisis			
	X-X	Y-Y	X'-X'	Y''-Y''
Z	0.35	0.35	0.35	0.35
U	1.00	1.00	1.00	1.00
S	1.00	1.00	1.00	1.00
R_o	6.00	6.00	6.00	6.00
I_a	1.00	1.00	1.00	1.00
I_p	0.90	0.90	0.90	0.90
R	5.40	5.40	5.40	5.40

Tabla 14. Parámetros sísmicos considerados para cada dirección de análisis

4.3. Peso sísmico

Debido a que la edificación es de categoría C, la masa sísmica estará determinada por el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. Es necesario calcular este valor, pues a partir de ello dependen las fuerzas de inercia generadas por la aceleración en la base de la edificación. A continuación, se muestran las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de la edificación, considerando que el origen se encuentra en la intersección del eje 1 y A. Asimismo, se determina el peso sísmico de la edificación y el ratio de peso sísmico por metro cuadrado por nivel.

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Techo de piso 1	14.60	6.69	14.28	7.31
Techo de piso 2	14.59	6.69	14.43	7.36
Techo de piso 3	14.59	6.69	14.47	7.34
Techo de piso 4	14.59	6.69	14.47	7.31
Techo de piso 5	14.59	6.69	14.45	7.30
Techo de piso 6	14.59	6.69	14.41	7.30
Techo de piso 7	14.59	6.69	14.37	7.30
Techo de piso 8	14.59	6.69	14.34	7.30
Techo de piso 9	14.59	6.69	14.30	7.30
Techo de piso 10	14.65	6.63	14.28	7.31

Tabla 15. Cálculo de centro de masa y centro de rigidez de la edificación

Nivel	SISTEMA XY		SISTEMA X'Y'		SISTEMA X''Y''	
	Peso sísmico (ton)	Ratio (ton/m ²)	Peso sísmico (ton)	Ratio (ton/m ²)	Peso sísmico (ton)	Ratio (ton/m ²)
Techo T.E./C.M.	26.14	-	25.98	-	25.79	-
Techo de piso 10	287.01	0.737	287.01	0.737	286.01	0.734
Techo de piso 9	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 8	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 7	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 6	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 5	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 4	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 3	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 2	394.11	1.011	394.59	1.013	395.17	1.014
Techo de piso 1	407.41	1.046	408.11	1.047	408.68	1.049
TOTAL	3873.45	-	3877.80	-	3881.83	-

Tabla 16. Peso sísmico de la edificación.

Se puede apreciar que el ratio de peso por metro cuadrado se encuentra dentro del rango esperado al ser un proyecto de vivienda, además es prácticamente el mismo en los tres modelos, por lo que se da credibilidad a que los otros sistemas nos brindarán resultados confiables en sus direcciones principales. Asimismo, se puede apreciar que no hay irregularidad de masa.

4.4. Modos de vibración de la estructura

A partir del software Etabs v18.1.1, se obtienen los modos de vibración de la estructura, los cuales se muestran a continuación.

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa en X	% Masa participativa en Y
1	0.799	68.68%	1.78%
2	0.689	1.90%	68.01%
3	0.483	0.22%	0.90%
4	0.183	17.85%	0.11%
5	0.158	0.08%	19.18%
6	0.104	0.03%	0.15%
7	0.078	5.99%	0.02%
Porcentaje de masa efectiva acumulada		94.74%	90.13%

Tabla 17. Modos de vibración y masas participativas para el sistema XY

Se aprecia que el modo predominante es el de traslación y está asociado a la dirección X, es un resultado esperado, pues existe mayor cantidad de muros estructurales en dirección X. Seguidamente el segundo modo es traslacional en dirección Y, y un tercer modo asociado a la rotación a lo largo del eje Z. Asimismo, se aprecia que para el séptimo modo, el porcentaje de masa efectiva acumulada ya excede al 90% para las direcciones X e Y; sin embargo, se optó por la utilización de todos los modos (tres por piso) para el análisis. De igual manera se realiza el procedimiento para los sistemas X'Y' y X''Y'', obteniendo los siguientes resultados.

SISTEMA X'Y'				SISTEMA X''Y''			
Modo	Periodo (s)	% Masa participativa en X	% Masa participativa en Y	Modo	Periodo (s)	% Masa participativa en X	% Masa participativa en Y
1	0.804	38.62%	31.46%	1	0.801	56.11%	14.02%
2	0.694	31.83%	37.89%	2	0.691	14.32%	55.31%

Tabla 18. Modos de vibración y masas participativas para los sistemas X'Y' e X''Y''

Los resultados en los sistemas X'Y' y X''Y'' son los esperados. En primer lugar, los periodos fundamentales en los tres sistemas varían prácticamente en el tercer decimal. Una estructura considera los mismos periodos fundamentales sin importar la orientación de los ejes globales en el modelo computacional, el análisis para determinar el periodo fundamental en cierta dirección se realizará en base al porcentaje de masa participativa de dicha dirección. Por otro lado, la orientación Y'', al formar un ángulo de 17.43° con el eje Y consideraría el mismo periodo que el asociado a la dirección Y, lo cual se aprecia según la masa participativa para el modo 2.

Finalmente, para la dirección X', al formar un ángulo de 32.23° con el eje X, no se podría afirmar completamente que consideraría el mismo periodo que el asociado a la dirección X, esto se puede apreciar en el porcentaje de masa participativa para el primer y segundo modo, los cuales no son considerablemente diferentes como los sistemas XY e X''Y'', asimismo esto refuerza la necesidad de realizar la comprobación de la asunción de considerar diafragmas rígidos, la cual se ha realizado en el Anexo N°04 del documento. Por otro lado, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente sustenta que en las direcciones predominantes, el sismo actuará de manera independiente en las mismas; considerando que esta edificación contiene direcciones importantes, sí es necesario realizar el análisis en los diversos sistemas descritos, asimismo, se comenta que en el sistema XY es más diferenciado el porcentaje de masa participativa para cada modo, pues la mayoría de elementos verticales están direccionados en las direcciones de este sistema XY, lo cual no ocurre en los sistemas X'Y' e X''Y''. En ese sentido, se considerará el siguiente criterio: para asignar el sismo estático, el cual servirá para escalar el sismo dinámico y obtener el sismo de diseño, se considerará el modo conservador para la dirección X', el cual es 0.694s. Se preferirá estar del lado de la seguridad por el motivo que la estructura tiene direcciones de análisis no ortogonales y la incertidumbre por no tener un modelo simple y regular es mayor.

4.5. Análisis dinámico o por superposición modal

Debido a que el proyecto no cumple con los requisitos del artículo 28.1.2. de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, es necesario realizar el análisis dinámico, para lo cual se representarán las sollicitaciones sísmicas a partir de un espectro de pseudoaceleraciones, además el criterio para combinar los resultados de cada modo de vibración será el de combinación cuadrática completa (CQC).

Para las direcciones de análisis, se establece un espectro de pseudoaceleraciones, el cual está definido por: $Sa = \frac{ZUS}{R} xg$

Los parámetros a utilizar están descritos en el acápite 4.2. Por otro lado, se debe notar que el factor que le da la forma al espectro es el parámetro (C), por lo que en el software se adjuntará la función CvsT, mientras que el término constante ($ZUSg/R$) se adjuntará como valor de escalamiento. Este artificio sirve para que, en caso que se detecten irregularidades no estipuladas inicialmente y que el valor de R cambie, no sea necesario adjuntar nuevamente un espectro de pseudoaceleraciones, sino se cambiará únicamente el factor de escalamiento. Importante mencionar que para adjuntar el

sismo dinámico en las direcciones X' e Y'' se está aplicando el ángulo que forma con X e Y, respectivamente.

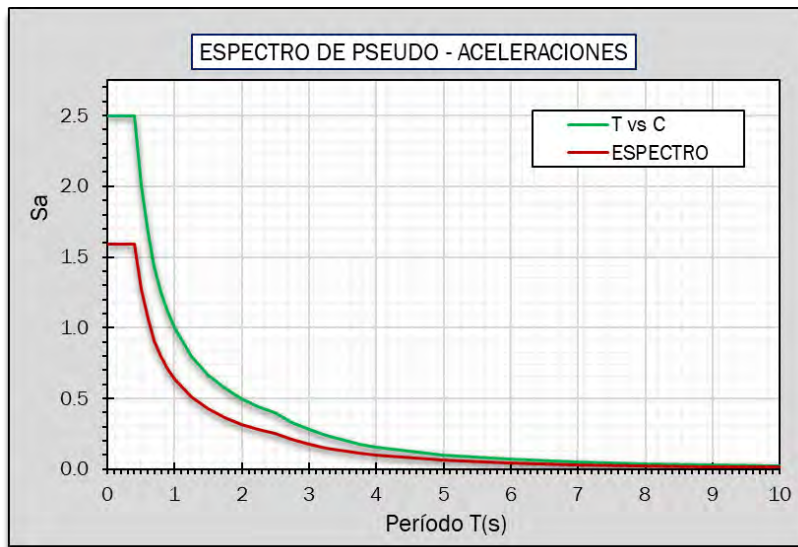


Figura N° 17. Espectro de pseudoaceleraciones

Por otro lado, en el artículo 28.5. de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, se indica que es necesario aplicar una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la del análisis. En ese sentido, en el proyecto, el cual cuenta con cuatro direcciones de análisis se tendrá que aplicar dichas excentricidades para cada dirección. Notar que se está considerando una excentricidad positiva y negativa.

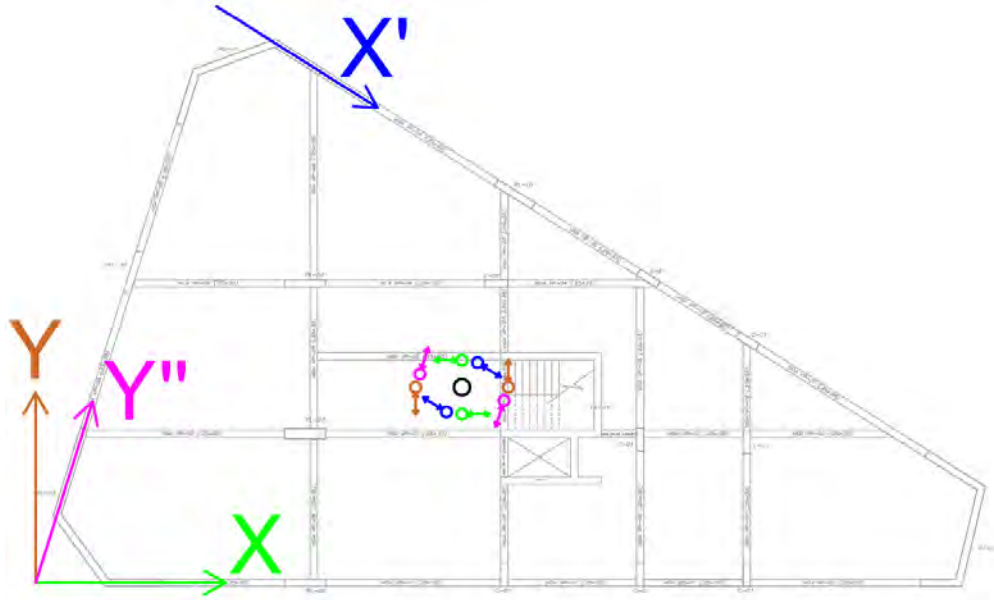


Figura N° 18. Excentricidades consideradas para cada dirección de análisis de la estructura

4.6. Control de derivas de entrepiso y verificación de regularidad torsional

Al ocurrir un sismo de gran magnitud la edificación incursionará en el rango inelástico, por lo que, para determinar los desplazamientos inelásticos se tendrá que multiplicar los desplazamientos elásticos por un factor de 0.85 R, al ser una edificación irregular. Es importante mencionar que los resultados de las derivas se deben obtener a partir de cada modelo que contenga la dirección de la deriva a hallar. Asimismo, a partir de los valores de deriva promedio y máxima, es posible determinar un ratio obtenido de dividir la deriva máxima y la deriva promedio, en caso que el ratio sea menor que 1.30 se garantizará que no existe irregularidad torsional.

Nivel	Resultado inelástico en dirección XX con excentricidad Y+			Resultado inelástico en dirección XX con excentricidad Y-			Resultado inelástico en dirección YY con excentricidad X+			Resultado inelástico en dirección YY con excentricidad X-		
	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)
Techo de piso 10	0.0035	0.0034	1.01	0.0036	0.0033	1.10	0.0039	0.0031	1.28	0.0035	0.0029	1.19
Techo de piso 9	0.0036	0.0036	1.01	0.0038	0.0034	1.10	0.0041	0.0032	1.28	0.0036	0.0030	1.19
Techo de piso 8	0.0037	0.0037	1.01	0.0039	0.0035	1.10	0.0041	0.0032	1.27	0.0037	0.0031	1.19
Techo de piso 7	0.0038	0.0037	1.01	0.0039	0.0036	1.09	0.0041	0.0032	1.27	0.0037	0.0031	1.20
Techo de piso 6	0.0037	0.0037	1.01	0.0039	0.0035	1.09	0.0040	0.0032	1.26	0.0036	0.0030	1.20
Techo de piso 5	0.0036	0.0035	1.01	0.0037	0.0034	1.09	0.0038	0.0030	1.26	0.0035	0.0029	1.20
Techo de piso 4	0.0033	0.0033	1.01	0.0034	0.0032	1.09	0.0035	0.0028	1.25	0.0032	0.0027	1.20
Techo de piso 3	0.0029	0.0028	1.01	0.0030	0.0027	1.09	0.0030	0.0024	1.25	0.0028	0.0023	1.20
Techo de piso 2	0.0023	0.0022	1.01	0.0023	0.0022	1.08	0.0023	0.0019	1.24	0.0022	0.0018	1.20
Techo de piso 1	0.0013	0.0013	1.06	0.0014	0.0012	1.11	0.0014	0.0011	1.25	0.0013	0.0011	1.21

Tabla 19. Verificación de derivas máximas y de regularidad torsional para las direcciones de análisis en el sistema XY

Se aprecia que la deriva máxima para los sismos en dirección X e Y no excede al valor límite de 0.007 para edificios de concreto armado. Asimismo, se aprecia que en ningún caso el ratio está por encima de 1.30, por lo que se garantiza que la edificación no presentará irregularidad torsional. Los resultados son coherentes, pues como se vio en el acápite 4.3, el centro de masa se encuentra ubicado coordenadas X positivo e Y negativo respecto al centro de rigidez, por lo que una excentricidad positiva en X, y una negativa en Y presentarían casos más críticos, resultados que se pueden apreciar en la Tabla 19. El procedimiento de análisis es el mismo para las direcciones X' e Y''. A continuación, se presentan los resultados:

Nivel	Resultado inelástico en dirección X'X' con excentricidad Y+			Resultado inelástico en dirección X'X' con excentricidad Y-			Resultado inelástico en dirección Y''Y'' con excentricidad X+			Resultado inelástico en dirección Y''Y'' con excentricidad X-		
	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)	Deriva promedio (A)	Deriva máxima (B)	Ratio (B/A)
Techo de piso 10	0.0028	0.0026	1.05	0.0029	0.0027	1.09	0.0037	0.0029	1.28	0.0031	0.0027	1.13
Techo de piso 9	0.0029	0.0028	1.05	0.0031	0.0028	1.09	0.0038	0.0030	1.27	0.0032	0.0028	1.14
Techo de piso 8	0.0030	0.0028	1.05	0.0032	0.0029	1.09	0.0039	0.0031	1.27	0.0033	0.0029	1.14
Techo de piso 7	0.0030	0.0029	1.05	0.0032	0.0030	1.08	0.0039	0.0031	1.26	0.0033	0.0029	1.14
Techo de piso 6	0.0030	0.0029	1.05	0.0032	0.0029	1.08	0.0038	0.0030	1.26	0.0032	0.0028	1.14
Techo de piso 5	0.0029	0.0028	1.04	0.0031	0.0028	1.08	0.0035	0.0028	1.25	0.0031	0.0027	1.15
Techo de piso 4	0.0026	0.0025	1.04	0.0028	0.0026	1.08	0.0032	0.0026	1.24	0.0028	0.0024	1.15
Techo de piso 3	0.0023	0.0022	1.04	0.0024	0.0022	1.08	0.0027	0.0022	1.24	0.0024	0.0021	1.15
Techo de piso 2	0.0018	0.0017	1.04	0.0019	0.0018	1.08	0.0021	0.0017	1.23	0.0019	0.0016	1.15
Techo de piso 1	0.0011	0.0010	1.07	0.0011	0.0010	1.09	0.0013	0.0010	1.25	0.0012	0.0010	1.17

Tabla 20. Verificación de derivas máximas y de regularidad torsional para las direcciones de análisis en el sistema X'Y' e X''Y''

4.7. Verificación del sistema estructural

Para verificar que el sistema sea de muros estructurales, se debe garantizar que por lo menos el 70% de la cortante basal esté distribuida en los muros. Se muestran los resultados para la dirección X e Y.

Dirección	Cortante en muros (ton)	Cortante total (ton)	% Cortante en muros
X	248.14	250.93	98.89%
Y	254.31	272.35	93.38%

Tabla 21. Verificación del sistema estructural

Por ende, el valor del coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0) adoptado, fue el correcto. Para garantizar que el valor de R es el correcto, será necesario verificar si existen otras irregularidades.

4.8. Verificación de irregularidades finales

En el acápite 3.3 se puede apreciar que, al ser pisos típicos, no existe variación entre el peso de cada nivel, salvo un ligero incremento en el primer nivel por tener más altura; sin embargo, este incremento es mínimo. Por otro lado, en el último piso existe una disminución de peso, esto es debido a que es la azotea, por lo que no será considerado para determinar si existe irregularidad por peso. En ese sentido, se determina que no hay irregularidad por peso. Las irregularidades por verificar serán las de piso blando y piso débil.

- **Piso blando:**

En caso que cumplan con las siguientes condiciones, se verificará que no existe irregularidad por piso blando.

$$\text{Condición 1: } \frac{k_i}{70\% \times k_{i+1}} > 1$$

$$\text{Condición 2: } \frac{k_i}{80\% \times \left(\frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3}\right)} > 1$$

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	Rigidez (ton/m)	Condición 1	Condición 2	Rigidez (ton/m)	Condición 1	Condición 2
Techo de piso 10	24073			27428		
Techo de piso 9	45059	2.67		53357	2.78	
Techo de piso 8	58293	1.85		70980	1.90	
Techo de piso 7	68018	1.67	2.00	84674	1.70	2.09
Techo de piso 6	77638	1.63	1.70	98354	1.66	1.76
Techo de piso 5	89557	1.65	1.65	114888	1.67	1.70
Techo de piso 4	106415	1.70	1.70	137625	1.71	1.73
Techo de piso 3	132922	1.78	1.82	172295	1.79	1.84
Techo de piso 2	180683	1.94	2.06	232151	1.92	2.05
Techo de piso 1	287129	2.27	2.56	342116	2.11	2.37

Tabla 22. Verificación de regularidad por piso blando

Se puede verificar que para ambas direcciones se cumplen ambas condiciones, por lo que no existirá la irregularidad por piso blando.

- **Piso débil:**

En caso que cumplan con la siguiente condición, se verificará que no existe irregularidad por piso débil.

$$\frac{V_i}{80\% \times V_{i+1}} > 1$$

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Vx (ton)	$V_i / (80\%V_{i+1})$	Vy (ton)	$V_i / (80\%V_{i+1})$
Techo de piso 10	49.34		50.40	
Techo de piso 9	95.97	2.43	101.44	2.52
Techo de piso 8	127.58	1.66	137.40	1.69
Techo de piso 7	150.95	1.48	164.24	1.49
Techo de piso 6	170.84	1.41	186.80	1.42
Techo de piso 5	189.80	1.39	207.57	1.39
Techo de piso 4	208.61	1.37	227.62	1.37
Techo de piso 3	226.42	1.36	246.35	1.35
Techo de piso 2	241.22	1.33	261.93	1.33
Techo de piso 1	250.93	1.30	272.35	1.30

Tabla 23. Verificación de regularidad por piso débil

Se puede verificar que para ambas direcciones se cumple con la condición establecida, por lo que no existirá la irregularidad por piso débil.

4.9. Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece que la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que el 90% de la fuerza cortante basal estática, al ser una edificación irregular. Por ende, es necesario calcular la fuerza cortante basal estática, la cual estará determinada a partir de la siguiente expresión:

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

$$V = \frac{0.35 \times 1.00 \times 1.00}{5.40} \times 3873.45 \times C = 251.06 \times C \text{ tonf}$$

Donde C, dependerá de T según las expresiones descritas en el acápite 3.2.

Por otro lado, la cortante dinámica basal se obtendrá a partir de los modelos en XY, X'Y', X''Y'', para la dirección a la cual se pretende escalar la cortante dinámica basal.

Dirección X		Dirección Y		Dirección X'		Dirección Y''	
T (s)	0.799	T (s)	0.689	T (s)	0.689	T (s)	0.689
C	1.252	C	1.451	C	1.451	C	1.451
V Estática (ton)	314.21	V Estática (ton)	364.25	V Estática (ton)	364.25	V Estática (ton)	364.25
Cortante de diseño mínima (ton)	282.79	Cortante de diseño mínima (ton)	327.82	Cortante de diseño mínima (ton)	327.82	Cortante de diseño mínima (ton)	327.82
V dinámica con excentricidad Y+	V dinámica con excentricidad Y-	V dinámica con excentricidad X+	V dinámica con excentricidad X-	V dinámica con excentricidad Y'+	V dinámica con excentricidad Y'-	V dinámica con excentricidad X'+	V dinámica con excentricidad X''-
250.93	247.22	272.35	281.24	217.96	214.99	238.28	252.23
Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento	Factor de escalamiento
1.127	1.144	1.204	1.166	1.504	1.525	1.376	1.300

Tabla 24. Cálculo de factores de escalamiento para sismos de diseño

Para tener un sismo de diseño definido en el modelo matemático, se escalarán las cortantes dinámicas con su factor de escalamiento. El sismo de diseño se establecerá como la envolvente en la dirección de análisis con sus excentricidades respectivas. Se muestra como ejemplo al sismo de diseño en la dirección X.

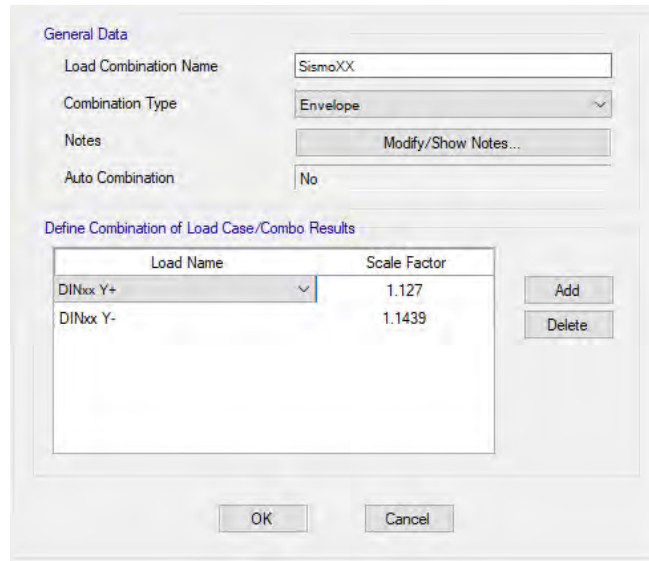


Figura N° 19. Escalamiento para sismo de diseño en dirección X

Tras cumplir con todas las exigencias que indica la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, se garantiza que ya es posible realizar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS

5.1. Diseño de losas aligeradas

Se realizó el diseño por resistencia de las losas aligeradas considerando las demandas a flexión y corte, además, las verificaciones que indica la Norma E.060 Concreto Armado para deflexiones bajo cargas de servicio. En este capítulo se detallará el marco conceptual y la normativa utilizada para su diseño.

5.1.1. Diseño por flexión

Como indica la Norma E.060 Concreto Armado se calcularon los valores límites de acero, tanto para acero negativo como positivo. El cálculo de estos valores resulta muy importante ya que de esta manera se evitará tener una sección sobre reforzada ($A_s \text{ instalado} > A_s \text{ máx}$) que tiende a tener una falla frágil, así también, se evitará problemas de agrietamiento en la sección considerando una cuantía superior a la mínima ($A_s \text{ min}$).

- Para el acero mínimo de la sección, la norma indica que se debe contar con una cantidad mínima de acero que garantice que el momento resistente sea mayor a 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}). Las expresiones a utilizar son las siguientes:

i. Cálculo del momento de agrietamiento: $M_{cr}^+ = \frac{I_g}{y_t * f_r}$; $M_{cr}^- = \frac{I_g}{(h-y_t) * f_r}$

ii. Cálculo del módulo de rotura: $f_r = 2\sqrt{f'c}$

iii. Cálculo de profundidad del bloque de compresiones:

$$a_{mín+} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|1.2 * M_{cr}^+|}{\phi * 0.85 * f'c * b_f}} ; a_{mín-} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|1.2 * M_{cr}^-|}{\phi * 0.85 * f'c * b_w}}$$

iv. Cálculo de acero mínimo para ambas capas:

$$A_s \text{ mín+} = \frac{0.85 * f'c * b_f * a_{mín+}}{f_y} ; A_s \text{ mín-} = \frac{0.85 * f'c * b_w * a_{mín-}}{f_y}$$

- Para el cálculo del acero máximo, la norma indica utilizar el 85% del acero balanceado. Las expresiones a utilizar son las siguientes:

i. Altura de bloque de compresiones para falla balanceada: $a_b = 0.85 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) * d$

ii. Acero balanceado para ambas capas:

$$Asb^+ = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * (bf * hf + bw * (a_b - hf)) \quad ; \quad Asb^- = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * (bw * a_b)$$

iii. Cálculo de acero máximo: $As \text{ máx} = 0.75 * Asb$

Las demandas últimas de momentos en el análisis por flexión de la vigueta se obtendrán considerando únicamente las cargas por gravedad, de esta manera la combinación de diseño será: 1.4CM+1.7CV.

Las fórmulas para el diseño a flexión de las losas se obtienen mediante compatibilización de las relaciones constitutivas asumidas del concreto armado:

$$a_{diseño+} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'_c * bf}} \quad ; \quad a_{diseño-} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'_c * bw}}$$

$$As \text{ requerido} = \frac{|M_u|}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a_{diseño}}{2} \right)}$$

5.1.2. Diseño por cortante

Debido a que las losas aligeradas no cuentan con estribos ($V_s=0$), las fuerzas de corte deberán ser resistidas íntegramente por el concreto de las viguetas. Por otro lado, la Norma E.060 Concreto Armado permite incrementar la resistencia del concreto con un factor de 1.1, por lo que la resistencia a corte de una vigueta queda definida de la siguiente manera:

$$\Phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

Además, se deberá verificar que cumpla con el diseño por resistencia: $\Phi V_c \geq V_u$

Donde: "Vu" es la cortante última a una distancia "d" de la cara del apoyo y "bw" es el ancho del patín de la vigueta.

5.1.3. Refuerzo superior para retracción y temperatura

La Norma E.060 Concreto Armado indica en su capítulo 9.7 que, para las losas dispuestas con armado en una sola dirección, se deberá de proporcionar refuerzo perpendicular a la dirección del armado con la finalidad de resistir esfuerzos por cambios de temperatura y retracción del concreto. En la siguiente tabla se proporciona las cuantías mínimas del acero de refuerzo según el tipo de acero a utilizar:

- Barras lisas $\rightarrow \rho = 0.0025$
- Barras corrugadas con $f_y < 420\text{MPa} \rightarrow \rho = 0.0020$
- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420\text{MPa} \rightarrow \rho = 0.0018$

5.1.4. Control de deflexiones

Para el control de deflexiones por cargas de servicio, tal como indica la Norma E.060 Concreto Armado, puede usarse la inercia de la sección bruta (I_g) en caso el momento actuante por cargas de servicio (M_a) sea menor al momento de agrietamiento (M_{cr}) o las propiedades de la sección agrietada transformada (I_e), en caso se verifique lo contrario. El planteamiento de las siguientes verificaciones se desarrolla con la finalidad de limitar las deformaciones excesivas ante cargas de servicio que pudieran generar el deterioro de la resistencia del elemento o el funcionamiento.

Cabe mencionar que en el presente informe no se consideró la no evaluación de deflexiones considerando únicamente los peraltes mínimos indicados en la tabla 9.1. de la Norma E.060 Concreto Armado, puesto que la gran mayoría de paños de aligerado en una dirección se encuentran soportando cargas de elementos no estructurales (tabiques de albañilería).

a. Deflexiones inmediatas

Para el cálculo de las deflexiones inmediatas se considerará el momento de inercia efectiva como constante en el tramo analizado y se evaluará de acuerdo a sus condiciones de apoyo como se presenta a continuación:

- Para elementos continuos en ambos extremos: $I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})/4$
- Para tramo continuo solo en un extremo: $I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2I_{e3})/3$

- Para elementos simplemente apoyados se usará el momento de inercia hallado en la sección central.
- Para elementos en voladizo se usa el momento de inercia para la sección en apoyo.

b. Deflexiones diferidas o adicionales en el tiempo

Las deflexiones diferidas son las ocasionadas por el flujo plástico del concreto y la retracción de los elementos en flexión. El cálculo de las deflexiones diferidas se obtiene mediante el producto de las deflexiones inmediatas y el factor $\lambda\Delta$.

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

Donde: ρ' es la cuantía de acero en compresión a la mitad de la longitud del tramo para elementos continuos y en el punto de apoyo para voladizos, mientras que ξ toma el valor de 2.0 para cargas sostenidas durante 5 años o más.

Finalmente, deberá verificarse que la deflexión total calculada como la suma de deflexiones inmediatas y diferidas sea menor a los límites establecidos en la tabla 9.2 de la Norma E.060 Concreto Armado para deflexiones máximas admisibles:

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

Figura N° 20. Deflexiones máximas admisibles. Fuente: Tabla 9.2. Norma E.060 "Concreto Armado"

5.1.5. Control de fisuraciones

La Norma E.060 Concreto Armado pretende establecer una adecuada distribución de la armadura en zonas de tracción máxima bajo condiciones de servicio para los elementos unidireccionales en flexión, con la finalidad de controlar los anchos de grietas por flexión. Para su verificación se establece un parámetro Z , cuyo máximo valor será de 26000 kg/cm y se obtiene de la siguiente manera:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot Act}$$

Donde:

f_s : Es el esfuerzo (kg/cm^2) en el acero bajo condiciones de servicio ($M \text{ servicio}$) y se determina de la siguiente manera: $f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$

d_c : Es el espesor de recubrimiento (cm) medido desde la fibra extrema en tracción al centroide de la barra de refuerzo más cercano a esa fibra.

d : Peralte efectivo de la sección (cm)

Act : Área efectiva del concreto en tracción (cm^2): $Act = 2 \cdot y_s \cdot b / nbarras$

y_s : Centroide del acero de refuerzo en la sección en tracción (cm)

b : Ancho de la sección (cm)

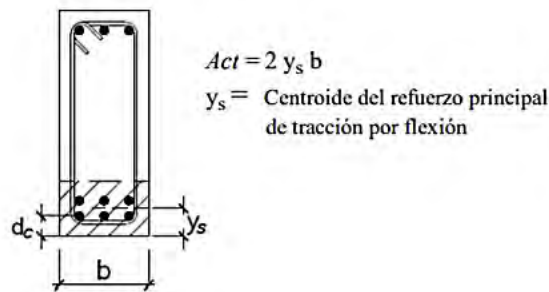


Figura N° 21. Área efectiva de concreto en tracción

5.1.6. Corte de varillas de acero

Como una medida de optimización de diseño, se utilizan bastones de acero con la finalidad de obtener mayor capacidad en las secciones críticas para elementos sometidos a flexión. De acuerdo a lo indicado por la Norma E.060 Concreto Armado, la longitud de corte en las varillas de acero

deberá extender más allá del punto de corte teórico en una distancia que será como mínimo $(d; 12 \cdot d_b)$ en el caso de momentos positivos. Por otro lado, para momentos negativos, el refuerzo deberá extender luego del punto de inflexión una distancia que no será menor al máximo valor entre $(d; 12 \cdot d_b; l_n/16)$.

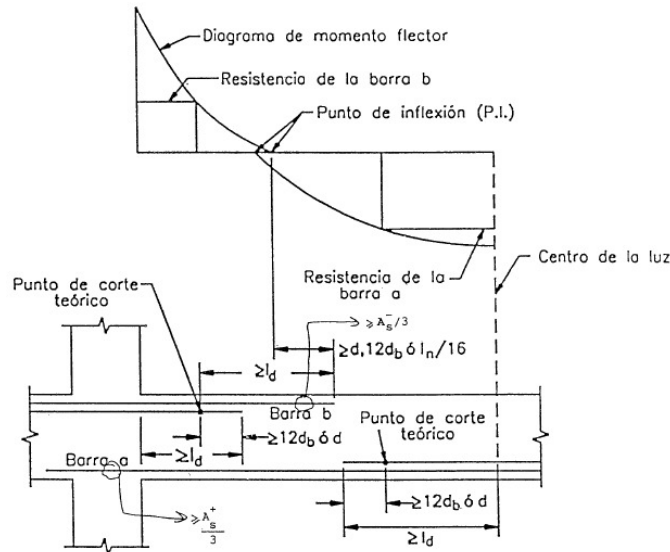


Figura N° 22. Consideraciones para el corte de acero. Fuente: "Apuntes del curso de concreto armado", Otazzi, G (2015)

Como alternativa a lo anteriormente explicado, se propone el corte de acero mediante el siguiente esquema de detalle rápido:

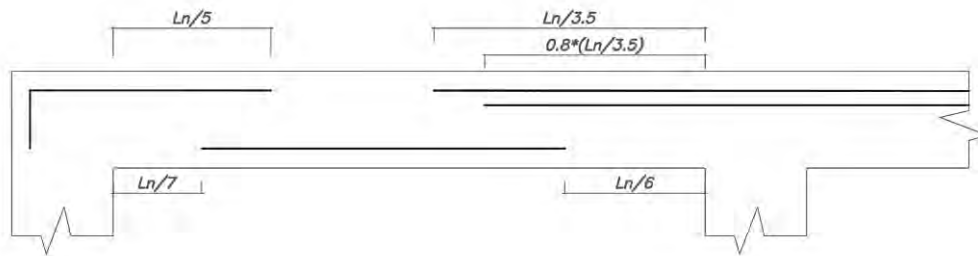


Figura N° 23. Corte de acero alternativo

5.2. Ejemplo de diseño de vigueta

Se consideró como ejemplo de diseño la vigueta analizada en el acápite 3.1.

5.2.1. Diseño por flexión de vigueta

Se calculan las cantidades de acero límite para la capa superior e inferior de la losa:

Acero negativo (superior)	<i>As- max</i>	<i>ab (cm)</i> 8.5	<i>Asb (cm²)</i> 3.61	2.71 cm²
	<i>As- min</i>	<i>a min(cm)</i> 2.383		1.01 cm²
Acero positivo (inferior)	<i>As+ max</i>	<i>ab (cm)</i> 8.5	<i>Asb (cm²)</i> 9.99	7.49 cm²
	<i>As+ min</i>	<i>a min(cm)</i> 0.287		0.41 cm²

Tabla 25. Cantidades de acero límite para la sección de vigueta analizada

A partir del conocimiento de las cantidades límites de acero para las capas superior e inferior y los momentos últimos obtenidos del diseño estructural se realiza el diseño por flexión:

- Para acero negativo:

Mu- (ton.m)	a diseño (cm)	As requerido (cm²)	As. Colocado superior	As. Instalado (cm²)	Exceso (%)	φMn instalado (ton.m)
1.320	5.83	2.48	2 ø 1/2" (bastones)	2.58	4.05%	1.36

Tabla 26. Diseño por flexión de momento negativo de la vigueta analizada

- Para acero positivo

Mu+ (ton.m)	a diseño (cm)	As requerido (cm²)	As. Colocado inferior	As. Instalado (cm²)	Exceso (%)	φMn instalado (ton.m)
0.75	0.70	1.19	ø3/8"(corrido) + ø3/8"(bastón)	1.42	19.2%	0.89
0.72	0.67	1.14	ø3/8"(corrido) + ø3/8"(bastón)	1.42	24.2%	0.89

Tabla 27. Diseño por flexión de momento positivo de la vigueta analizada

Se observa que las cantidades de acero instalado se encuentra dentro del rango de los valores límites de acero, además, se verifica que $\phi Mn \geq Mu$ con lo que se puede concluir un diseño óptimo de la vigueta analizada. Cabe mencionar que la disposición de aceros colocados en esta sección se verificará conforme a los resultados obtenidos por el control de deflexiones.

5.2.2. Diseño por corte:

Se obtiene la resistencia a corte de la vigueta en análisis:

$$\phi Vc = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17$$

$$\phi Vc = 1.22 \text{ ton}$$

Tal como se mostró en la Figura N°7, las fuerzas cortantes últimas son mayores a la resistencia que provee la vigueta, por lo que deberá considerarse el diseño de ensanches. Para ello se utilizó como ayuda el programa Etabs, de esta manera se obtiene la distancia desde el eje de la vigueta con una misma demanda que la resistencia, que permitirá calcular la longitud del ensanche.

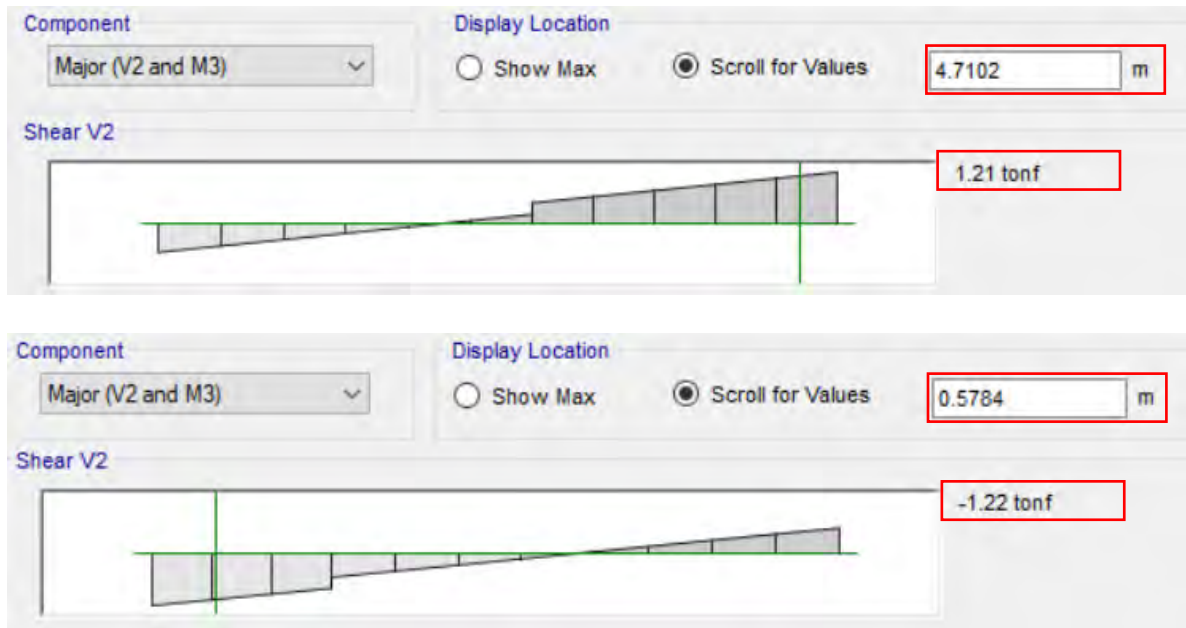


Figura N° 24. Cálculo de la distancia para longitud de ensanche para tramo 2 (arriba) y tramo 3 (abajo)

Dado que $V_u > \phi V_c$, se consideró el diseño de ensanche alternado de vigueta. De esta manera se obtiene una resistencia a corte:

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17 = 3.05 \text{ ton}$$

Finalmente, se determina la longitud del ensanche a una distancia de la cara para la que se cumpla con la verificación por resistencia. Para el tramo 2 se obtiene $l_{\text{ensanche1}} = 510 - 12.5 - 471 = 27 \text{ cm}$, mientras para el tramo 3 se obtiene $l_{\text{ensanche2}} = 57.84 - 12.5 = 45 \text{ cm}$

5.2.3. Control de fisuraciones

Se obtiene el siguiente diagrama de momentos por cargas de servicio ($CM + CV$)

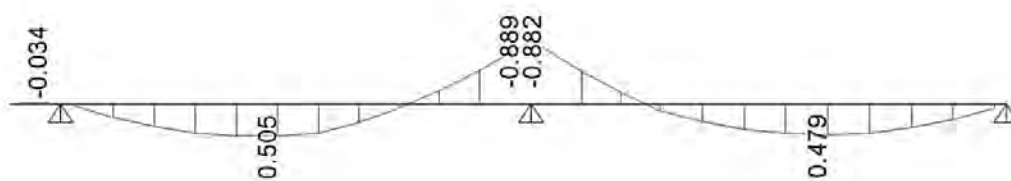


Figura N° 25. Momentos por cargas de servicio en la vigueta analizada (ton.m)

Analizando el segundo tramo de la vigueta en análisis, ya que es la más cargada, se obtienen los siguientes momentos actuantes en servicio a analizar: $Ma+= 0.505 \text{ ton.m}$; $Ma1-= 0.04 \text{ ton.m}$; $Ma2-= 0.889 \text{ ton.m}$

Se obtiene entonces el parámetro Z para los momentos obtenidos:

Parámetros	Sección (I)	Sección (II)	Parámetros	Sección (III)
$Ms- (\text{ton.m})$	0.04	0.889	$Ms+ (\text{ton.m})$	0.505
$b (\text{cm})$	40	40	$b (\text{cm})$	10
$h (\text{cm})$	20	20	$h (\text{cm})$	20
$d (\text{cm})$	17	17	$d (\text{cm})$	17
$As - (\text{cm}^2)$	0.71	2.58	$As + (\text{cm}^2)$	1.42
$ys (\text{cm})$	3.475	3.635	$ys (\text{cm})$	3.475
$N \text{ barras}$	1	2	$N \text{ barras}$	2
$fs (\text{kg/cm}^2)$	368.2	2252.1	$fs (\text{kg/cm}^2)$	2324.4
$Act (\text{cm}^2)$	278	145.4	$Act (\text{cm}^2)$	34.75
$dc (\text{cm})$	3.475	3.635	$dc (\text{cm})$	3.475
$Z (\text{kg/cm}^2)$	3640.1	18208.8	$Z (\text{kg/cm}^2)$	11489.0
Cumple?	Cumple	Cumple	Cumple?	Cumple

Tabla 28. Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuraciones de la vigueta analizada

- Se verificó la misma situación para el tercer tramo de la vigueta analizada.

5.2.4. Control de deflexiones

- Deflexiones inmediatas

Se realizó el análisis de control de deflexiones en el segundo tramo de la vigueta analizada, ya que presenta los mayores momentos de servicio según el análisis estructural, además cuenta con una longitud de 5.10 m. En primera instancia se verificó el peralte mínimo para el cual la norma permite no verificar deflexiones, considerando además que se está analizando un tramo con ambos extremos continuos.

$$h_{\min} = \frac{l}{21} = \frac{510 - 25}{21} = 23.1 \text{ cm}$$

Debido a que la estructuración realizada planteó el uso de losas aligeradas de 20 cm en los paños analizados, se procede con el cálculo de deflexiones. Inicialmente se determina el valor del momento de agrietamiento para la sección analizada:

<i>fr (kg/cm²)</i>	29
<i>Ig (cm⁴)</i>	11800.60
<i>Mcr+ (ton.m)</i>	0.259
<i>Mcr- (ton.m)</i>	0.504

Tabla 29. Cálculo de parámetros para agrietamiento

Como se puede observar en la Figura N°26, el momento actuante negativo derecho (M2-) y el momento positivo (M3+) del tramo son mayores a los momentos de agrietamiento presentados en la Tabla 27, por lo que para estas secciones será necesario el cálculo de la inercia agrietada.

Sección analizada	Mservicio (ton.m)	Mcr (ton.m)	Evaluación
Sección (I)	0.034	0.504	Ie(I)=Ig
Sección (II)	0.99	0.504	Ie(II)=Icr
Sección (III)	0.513	0.259	Ie(III)=Icr

Tabla 30. Inercia efectiva para cada sección analizada

Se calculan los valores de inercia (Ig, Icr) para las secciones evaluadas según la cantidad de acero colocado para el diseño por flexión. A continuación, la tabla resume los resultados para el cálculo de la inercia efectiva promedio del tramo analizado (2):

Parámetros	Sección(I)	Sección (III)	Sección (II)
As. Superior (cm²)	1.29	0	2.58
As. Inferior (cm²)	1.29	2	0.71
Ig (cm⁴)	11800.60	11800.60	11800.60
Icr- (cm⁴)	2239.23	-	3909.04
Icr+ (cm⁴)	-	3963.42	-
Iei (cm⁴)	11800.60	3963.42	3909.04
Ie promedio (cm⁴)		6575.81	

Tabla 31. Cálculo de inercia efectiva promedio del tramo analizado

A partir de la Ie promedio se procede con el cálculo de las deflexiones en el tramo de la viga analizada. A continuación, se presentan los diagramas de momentos obtenidos para 100% de carga viva y para 100% de carga muerta:

- Para carga viva:

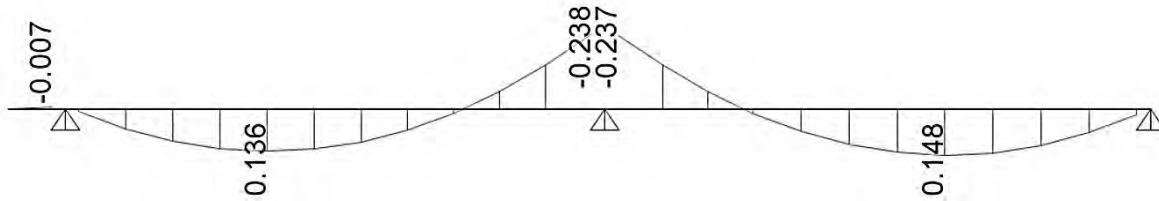


Figura N° 26. Diagrama de momentos debido al 100% de carga viva (ton.m)

- Para carga muerta:

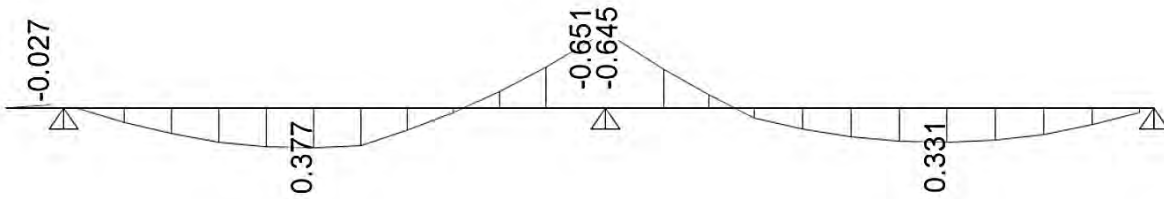


Figura N° 27. Diagrama de momentos debido al 100% de carga muerta (ton.m)

Se obtienen entonces las deflexiones inmediatas para carga muerta y carga viva:

- Deflexiones inmediatas para carga muerta:

$$\Delta = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_e} \cdot [M^+ - 0.1 \cdot (M_i + M_d)]$$

$$\Delta_{i_{CM}} = \frac{5 \times (510 - 25)^2}{48 \times 1500 \times \sqrt{210} \times 6575.81} \times [0.377 - 0.1 \cdot (0.027 + 0.651)] \times 10^5 = 0.530 \text{ cm}$$

- Deflexiones inmediatas para 100% de carga viva:

$$\Delta_{i_{CV}} = \frac{5 \times (510 - 25)^2}{48 \times 1500 \times \sqrt{210} \times 6575.81} \times [0.136 - 0.1 \cdot (0.07 + 0.238)] \times 10^5 = 0.191 \text{ cm}$$

- Deflexiones diferidas:

Tras realizar una verificación previa, se optó por incrementar la cantidad de acero en compresión al centro de la luz, con lo que se tiene: $\rho' = 0.007$ y $\xi = 2.0$

Se obtiene entonces:

$$\lambda \Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.007} = 1.48$$

$$\Delta d_{CM} = 1.48 \times \Delta i_{CM} = 1.48 \times 0.532 \text{ cm} = 0.79 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{CV} = 1.48 \times \Delta i_{CV} = 1.48 \times 0.192 \text{ cm} = 0.28 \text{ cm}$$

Los resultados se resumen en la siguiente tabla:

Tipo	Deflexiones inmediatas	Deflexiones diferidas
Δ -CM (cm)	0.532	0.79
Δ -CV (cm)	0.192	0.28
30% Δ -CV (cm)	0.058	0.09

Tabla 32. Resumen de deflexiones para vigueta analizada

- **Verificación:**

Se verifica el cumplimiento del límite de deflexiones consideradas en la tabla 9.2 de la Norma E.060 Concreto Armado, tal como se presenta a continuación:

Considerando el límite deflexión inmediata por carga viva para el caso de pisos que no soporten elementos no estructurales susceptibles a daños debido a grandes deflexiones, se obtiene: $\frac{L}{480} =$

$1.01 \text{ cm} > \Delta_{i-CV} + \Delta_{d-CM} = 0.98 \text{ cm}$, entonces sí cumple.

5.2.5. Diseño final

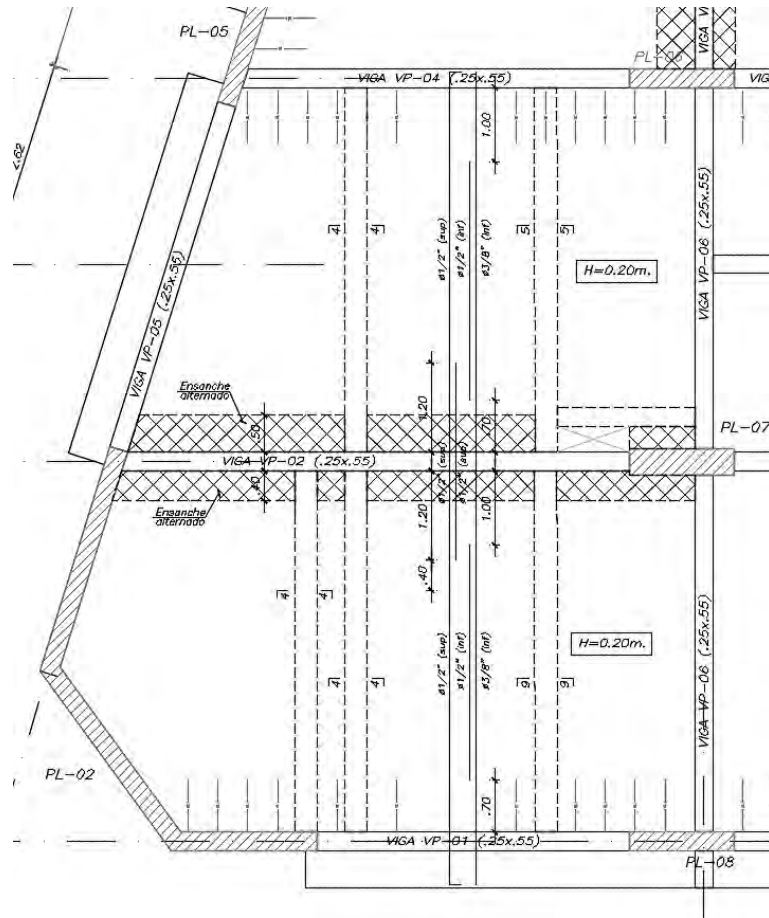


Figura N° 28. Diseño de vigueta analizada

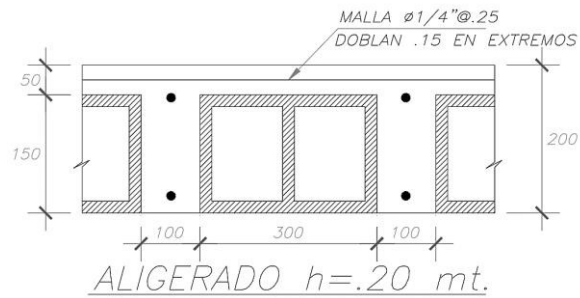


Figura N° 29. Detalle de la sección de vigueta analizada

CAPÍTULO 6: VIGAS

Las vigas son elementos estructurales encargados de transferir las cargas provenientes de las losas a los elementos verticales como columnas y placas, además, son las encargadas de otorgar resistencia lateral a la estructura, ya que, en conjunto con los elementos verticales conforman los pórticos. El presente capítulo aborda la teoría para el diseño de vigas tomando en cuenta los lineamientos descritos en la Norma E.060 Concreto Armado y los cálculos realizados para dos vigas principales que conforman la estructura en estudio.

6.1. Diseño por flexión

El cálculo de la cantidad de acero requerido por flexión se realizó mediante las siguientes fórmulas:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c b}}$$
$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} ; \phi = 0.9$$

Además, se tomó en consideración las cantidades máximas y mínimas que exige la Norma E.060 Concreto Armado:

$$As_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

$$As_{max} = 0.75 As_b; \text{ donde: } As_b = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \beta_1 * bw * d * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

Por otro lado, en el artículo 21.4.4 de la Norma E.060 Concreto Armado se presenta las siguientes consideraciones para el diseño de vigas en sistemas estructurales de tipo “Muros” o “Dual tipo I”:

- Las vigas deben de considerar refuerzo continuo tanto en su cara superior como inferior con 2 barras corridas como mínimo; así mismo, el área de acero colocado debe ser mayor que la cantidad de acero mínimo para el control de fisuración, además de evitar colocar acero mayor al máximo indicado en la norma con la finalidad de evitar falla frágil en el elemento.

- No se deben realizar traslapes de empalmes en zonas donde la longitud sea el doble del peralte del elemento medidas desde las caras de los nudos. Así mismo, los empalmes soldados deberán ejecutarse de acuerdo con lo estipulado en el artículo 12.14.3.4.
- Por último, la resistencia a momentos positivos en las caras de los nudos deberá ser mayor al tercio del valor de la resistencia de los momentos negativos de la misma sección. Además, tanto las resistencias a momento positivo como negativo de cualquier sección del elemento a lo largo de su longitud deben de superar la cuarta parte del valor de la máxima resistencia en la cara de cualquiera de los nudos.

6.2. Diseño por cortante

Se determinará la cortante última (V_u) a partir de las combinaciones de carga descritas en el acápite 1.5. Además, el aporte a cortante por parte del concreto está dado por la siguiente expresión:

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

La Norma E.060 Concreto Armado en su artículo 11.5.7 menciona que si la fuerza cortante V_u calculada a una distancia “d” de la cara de la columna de apoyo para la viga excede a ϕV_c , se requerirá refuerzo transversal cuya resistencia al corte viene dada por:

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

De esta manera deberá cumplirse: $\phi V_n \geq V_u$; donde: $V_n = V_c + V_s$

Además, para el cálculo del espaciamiento entre estribos se tiene:

$$s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s}$$

Asimismo, el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060 Concreto Armado indica que en ningún caso se debe considerar V_s mayor a $2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$, lo cual es una limitación que propone la norma para controlar las fallas por cargas de servicio. Por otro lado, la norma también establece que la resistencia máxima instalada en total (ϕV_n) debe de ser menor a $\phi * 2.6 * \sqrt{f'c} * b_w * d$. Si por

algún motivo el valor de V_s es mayor al especificado por norma, deberá de aumentarse el ancho de la viga o aumentar el valor de f'_c .

Los límites de espaciamiento que establece la Norma E.060 Concreto Armado se detallan a continuación:

- Montaje: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$
- Mínimo $(\frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot b_w \cdot \sqrt{f'_c}}, \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w})$: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u < \phi V_c$
- Mínimo $(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm})$: $V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
- Mínimo $(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm})$: $V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$

Además, el capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado brinda algunas consideraciones especiales de distribución mínima de estribos para sistema estructural de muros estructurales, los cuales son:

- Se deberá colocar estribos mínimos de confinamiento a ambos extremos de la viga en una zona de confinamiento cuya longitud es igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento. Además, el capítulo 7 de la norma indica los diámetros mínimos de estribos a usar y se presentan en la siguiente tabla:

As longitudinal	Diámetro del
hasta 5/8"	mínimo 8 mm
de 5/8" a 1"	mínimo 3/8"
mayores a 1"	mínimo 1/2"

Tabla 33. Diámetro mínimo de estribos según diámetro de acero longitudinal

- El primer estribo debe disponerse a una distancia máxima a la cara de la columna de 10 cm.
- El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento debe de ser el menor de los siguientes criterios:

- (a) La cuarta parte del peralte efectivo ($d/4$), pero no necesariamente debe ser un espaciamiento menor a 15 cm.

- (b) Diez veces el diámetro del acero longitudinal de menor diámetro
 - (c) 24 veces el diámetro de acero del estribo
 - (d) 30 cm
- Además, se debe cumplir que en todo el largo de la viga el máximo espaciado no deberá ser mayor que la mitad del peralte efectivo del elemento.
 - Finalmente, para el diseño por cortante, la Norma E.060 Concreto Armado en su artículo 21.4.3 establece que la fuerza cortante última (V_u) que resista efectos sísmicos, no debe ser menor que el valor obtenido de:
 - Cortante máxima obtenida de las combinaciones de diseño mencionadas en el acápite 1.5 con un factor de amplificación para las cargas sísmicas de 2.5.
 - La suma de la cortante asociada a momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático asociado a las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

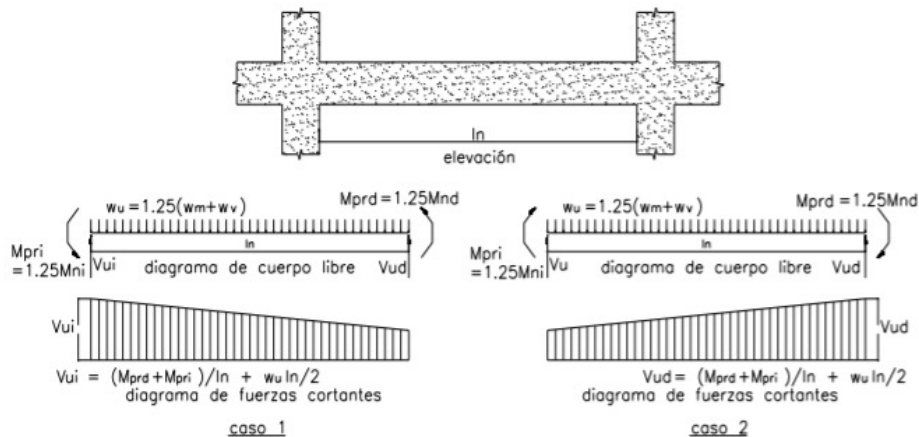


Figura N° 30. Disposición para el cálculo de la cortante por capacidad. Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado" (2009)

6.3. Corte de refuerzo y gancho estándar

La longitud de anclaje utilizado para un bastón deberá de ser como mínimo la longitud de desarrollo en tracción de acuerdo al diámetro de la varilla utilizada. En la siguiente tabla se

presenta las longitudes de anclaje en tracción para una resistencia del concreto ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$) de las varillas nacionales comerciales:

	db	Área	Ld (barras inferiores)	Ld (barras superiores)
8mm	0.8	0.5	28	36
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	1.99	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
7/8"	2.22	3.87	98	127
1"	2.54	5.1	112	145
1 3/8"	3.58	10.06	157	205

Tabla 34. Longitudes de anclaje a tracción para acero de refuerzo en concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Además, se tomó en consideración las recomendaciones mencionadas en el libro “Apuntes del Curso Concreto Armado I” (Ottazzi, 2015).

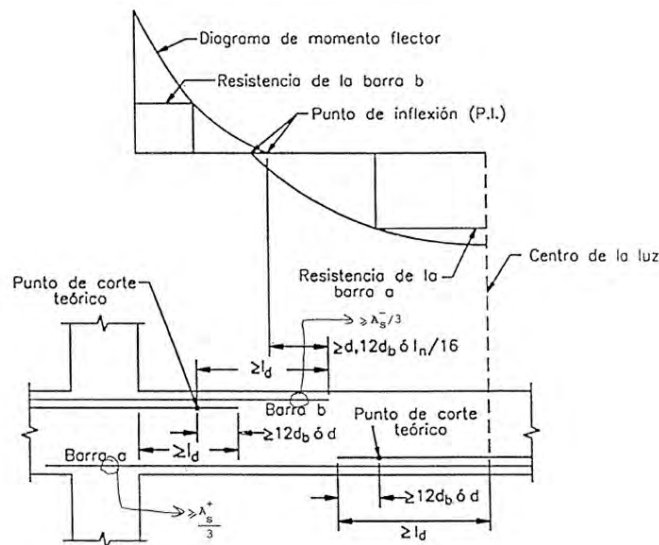


Figura N° 31. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo.
Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado I (Ottazzi, 2015)

Por otro lado, para condiciones en la que no se cuente con suficiente espacio en el elemento para anclar las varillas, se deberá de considerar el uso de ganchos estándar que deberán de tener las longitudes presentadas en la Tabla N°34 para un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

	db	Área	Lext=12db
8mm	0.8	0.5	9.6
3/8"	0.95	0.71	11.4
1/2"	1.27	1.29	15.24
5/8"	1.59	1.99	19.08
3/4"	1.91	2.84	22.92
7/8"	2.22	3.87	26.64
1"	2.54	5.1	30.48
1 3/8"	3.58	10.06	42.96

Tabla 35. Longitudes de gancho para acero de refuerzo en concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

6.4. Corte de fisuraciones

Se realiza el mismo procedimiento que el mencionado en el acápite 5.1.4 para el control de fisuraciones en el diseño de losas aligeradas

6.5. Control de deflexiones

Se realiza el mismo procedimiento que el mencionado en el acápite 5.1.5 para el control de fisuraciones en el diseño de losas aligeradas

6.6. Ejemplo de diseño de viga VP-01 (0.25x0.50)

Como ejemplo de análisis se tomará la viga VP-01 (0.25x0.55) ubicada en el eje 1-1, que se presenta en la siguiente figura:

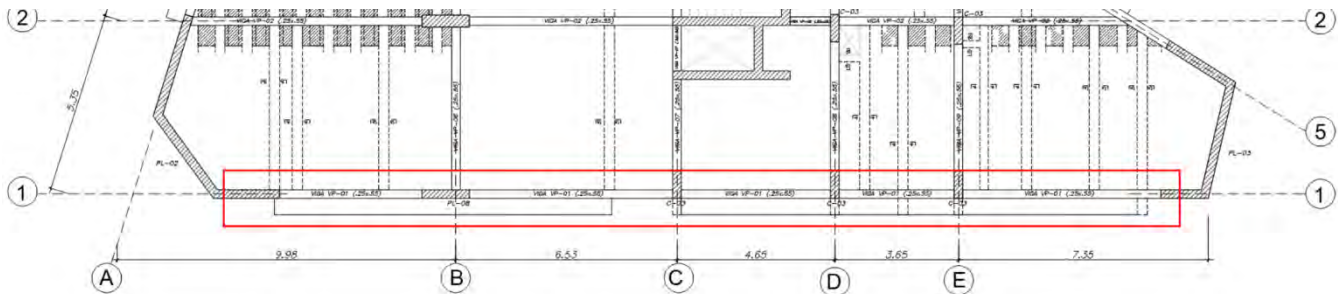


Figura N° 32. Ubicación de viga peraltada VP-01 (0.25x0.55)

6.6.1. Análisis estructural

El metrado de cargas de gravedad de la viga VP-01 se presentó en el acápite 3.3, a partir del cual se obtuvo el diagrama de momentos últimos por gravedad (Figura N°10). Por otro lado, a

continuación, se presenta el diagrama de momentos últimos obtenido a partir del modelo tridimensional:

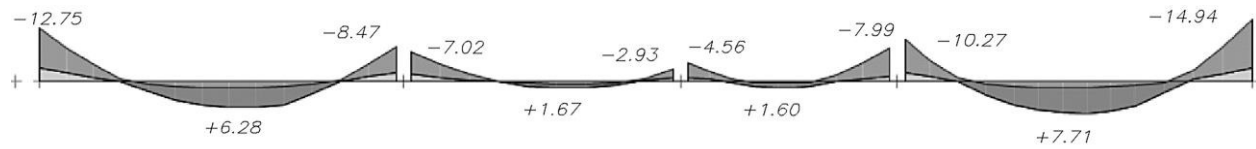


Figura N° 33. Diagrama de momentos últimos por cargas de gravedad para viga VP-01 (ton.m)

Tal como se puede apreciar en la Figura N°33, los resultados obtenidos son similares a los de la Figura N°10, ya que para la elaboración del modelo tridimensional se consideró las cargas de las losas directamente sobre las vigas mediante un metrado manual y no se tomó en cuenta la distribución de fuerzas que realiza el programa mediante el modelado de áreas “Shell” o “Membrane”. A continuación, se presentan los diagramas de momentos y cortante últimos obtenidos a partir de la envolvente de las combinaciones de cargas definidas según la Norma E.060:

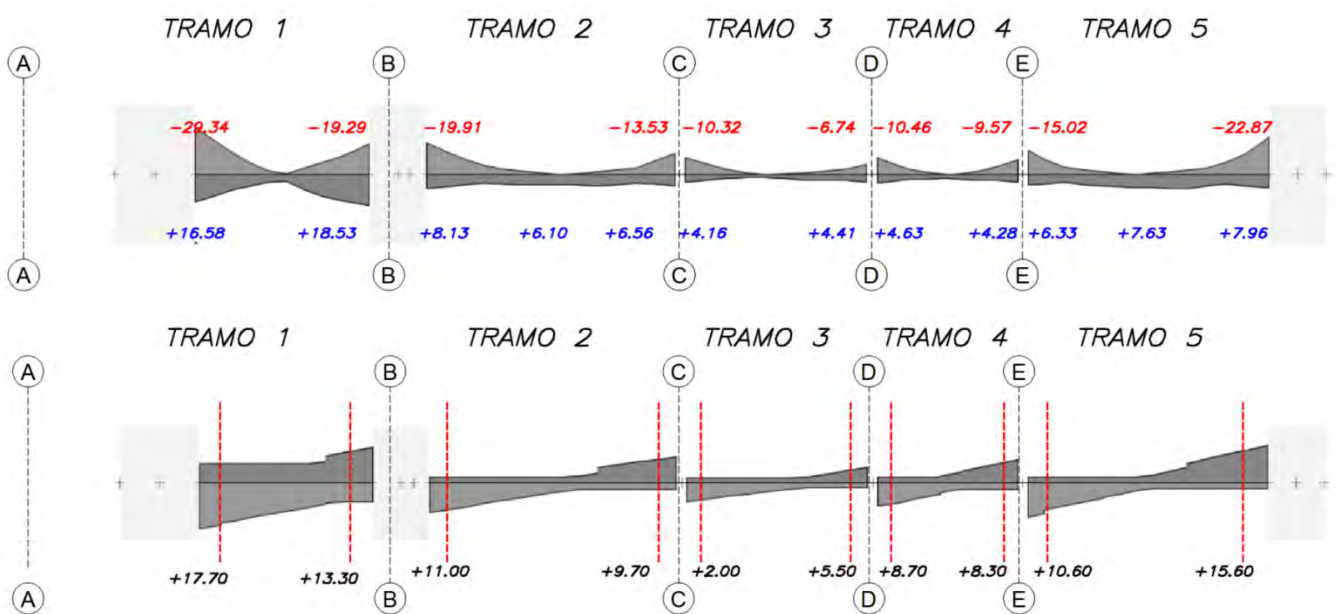


Figura N° 34. Diagramas de momentos y cortantes últimos para viga peraltada VP-01 (ton.m y ton)

6.6.2. Diseño por flexión

Para iniciar con el diseño por flexión se calcula las cantidades de acero máxima y mínima, tal como se presenta a continuación:

$$As_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 49 = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 * \frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * 25 * 49 * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 19.52 \text{ cm}^2$$

Cabe mencionar que, debido a los altos momentos analizados en otras vigas existentes en la edificación, el cálculo de acero máximo presentado se obtiene sin considerar el aporte del acero en compresión de la sección, por lo que el acero máximo podría incrementarse considerablemente de acuerdo a la cantidad de acero en compresión colocado.

A continuación, se presenta el resumen de diseño por flexión de la viga VP-01:

Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4			Tramo 5		
	1A	1AB	1B	1B	1B-C	1C	1C	1C-D	1D	1D	1D-E	1E	1E		
Mu (-) ton-m	29.34	0.00	19.29	19.91	0.00	13.53	10.32	0.00	6.74	10.46	0.00	9.57	15.02	0.00	22.87
Mu (+) ton-m	16.58	0.00	18.53	8.13	6.10	6.56	4.16	0.00	4.41	4.63	0.00	4.28	6.33	7.63	7.96
As total req (-)	20.88	2.96	11.74	12.17	2.96	7.90	5.91	2.96	3.78	5.99	2.96	5.45	8.86	2.96	14.32
As total req (+)	9.89	2.96	11.21	4.59	3.40	3.67	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	3.54	4.30	4.49
As corrido (-)	2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"		
As corrido (+)	2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"		
Bastones negativos	2Ø1"+2Ø3/4"		2Ø3/4"	2Ø3/4"+1Ø5/8"		1Ø3/4"							1Ø3/4"	3Ø3/4"	
Bastones positivos	2Ø3/4"		2Ø3/4"												
As total colocado (-)	21.56	5.68	11.36	13.35	5.68	8.52	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	8.52	5.68	14.20
As total colocado (+)	11.36	5.68	11.36	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68
φ Mn instalado (-)	30.03	9.95	18.75	21.56	9.95	14.49	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	14.49	9.95	22.71
φ Mn instalado (+)	18.75	9.95	18.75	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95
φ Mn > Mu? (-)	Cumple			Cumple			Cumple			Cumple			Cumple		
φ Mu > Mu? (+)	Cumple			Cumple			Cumple			Cumple			Cumple		

Tabla 36. Diseño por flexión de viga VP-01

Como se muestra en la Tabla 36, se cumple para cada tramo que $\phi Mn > Mu$. Además, se verifica que las cantidades de acero instalado son menores a las cantidades máximas calculadas, de esta manera se garantiza que no existen secciones sobre reforzadas que podrían presentar falla frágil.

6.6.3. Diseño por corte

El diagrama envolvente de fuerzas cortantes últimas se presentó en la Figura N°34; sin embargo, debido a su importancia ante demanda sísmica, la Norma E.060 Concreto Armado establece el desarrollo del diseño por capacidad, a partir del cual se tienen que calcular dos valores de cortantes últimas de diseño, que se resumen en la siguiente tabla:

Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4			Tramo 5	
ln	3.30			4.00			3.65			2.58			5.75	
Ejes	1A	1AB	1B	1B	1BC	1C	1C	1CD	1D	1D	1DE	1E		
Mn (-)	33.37		20.83	20.83		16.10	16.10		11.05	11.05		11.05	25.24	
Mn (+)		20.83	20.83	20.83		11.05	11.05		11.05	11.05		11.05		11.05
Cálculo de cortante por capacidad														
1. Vu envolvente (ton)	17.69	13.30		11.00	9.70		2.00	5.50		8.70	8.30		10.60	15.60
-Va.1 = (Mni+Mnd)/ln (ton)	16.42	12.62		7.97	9.23		7.44	6.06		8.57	8.57		3.84	6.31
-Va.2 = V(1.25CM+1.25CV) (ton)	9.00	9.70		10.20	10.50		5.50	6.40		7.10	7.40		14.40	13.90
2. Va = Va.1+Va.2 (ton)	25.42	22.32		18.17	19.73		12.94	12.46		15.67	15.97		18.24	20.21
3. Vb= V(Envolv. 2.5CS) (ton)	29.50	25.11		14.40	13.70		9.80	8.40		12.60	12.20		16.50	19.40
Vd capacidad (ton)	25.42	22.32		14.40	13.70		9.80	8.40		12.60	12.20		16.50	19.40

Tabla 37. Cálculo de cortante por capacidad para los tramos de la viga VP-01

A manera de ejemplo se detallarán los resultados obtenidos para el “Tramo 1” de la Tabla 37:

- Para el cálculo de Va. 1, cortante asociada al desarrollo de los momentos nominales, según la disposición planteada de varillas de refuerzo por diseño a flexión, se cuenta con:

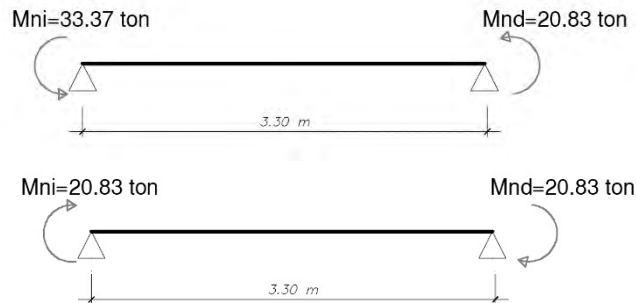


Figura N° 35. Momentos nominales según armado de viga VP-01 para sentido horario (arriba) y antihorario (abajo)

Con dichos valores de momento nominal y la longitud libre del tramo analizado se obtiene la cortante Va.1:

$$Va.1 (izq.) = \frac{33.37+20.83}{3.30} = 16.42 \text{ ton.m} ; Va.1 (der.) = \frac{20.83+20.83}{3.30} = 12.62 \text{ ton.m}$$

- El cálculo de $Va.2$ se obtiene a partir del metrado de cargas de gravedad descrito en el acápite 3.2, obteniendo la cortante a partir del análisis de las cargas de servicio amplificadas con un factor 1.25.
- Los valores obtenidos para $V(b)$ son resultado de la envolvente de las combinaciones de cargas indicadas en la Norma E.060 Concreto Armado, pero con un factor de amplificación igual a 2.5 para las cargas sísmicas. De esta manera, se obtiene los siguientes valores de fuerza cortante en el tramo 1 a una distancia “d” de la cara de la columna.



Figura N° 36. Cortantes debido a combinaciones con factor de amplificación sísmica igual a 2.5

- Finalmente se obtuvo la cortante de diseño por capacidad, el cual no debe ser mayor al menor valor de ambas cortantes obtenidas.

Determinadas las cortantes de diseño por capacidad para el tramo 1 de la viga VP-01, se procede con el cálculo para determinar el espaciamiento requerido por capacidad, que se realizará a manera de ejemplo para la sección izquierda del primer tramo, tal como se muestra a continuación:

Se obtiene el aporte del concreto: $\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 49 = 8.00 \text{ ton}$

Se comprueba $\phi Vc < Vu$, entonces será necesario estribos que deberán aportar: $Vs = \frac{25.42}{0.85} - 8.00 = 20.50 \text{ ton}$

Se verifica el valor límite del aporte del acero: $Vs \text{ lim} = 2.1 * \sqrt{210} * 25 * 49 = 37.28 \text{ ton}$

Tomando en consideración estribos de $\phi 3/8"$, se calcula el espaciamiento $s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{20500} = 14.25$

De esta manera se propone un espaciamiento máximo de 12.5 cm para la zona en la que se requiera.

Por otro lado, la Norma E.060 Concreto Armado en el capítulo 21 solicita una distribución mínima de estribos para vigas sísmicas, como la que estamos analizando. De esta manera, se obtienen los parámetros solicitados por la norma:

- Longitud de la zona de confinamiento: $L_o = 2 * 55 = 110 \text{ cm}$

- El espaciamiento de estribos será el menor valor de:

(a) $\text{Máx}(\frac{d}{4}; 15\text{cm}) = 15.00 \text{ cm}$

(b) $10 * d_{bl} = 10 * 1.91 = 19.10 \text{ cm}$

(c) $24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$

(d) 30 cm

- Fuera de la zona de confinamiento: $s_{max} = 0.5 * 49 = 24.5 \text{ cm}$

Finalmente, la distribución de estribos para la viga analizada VP-01 es la siguiente:
 $1@5; 9@12.5; rto@20 \text{ c/e}$

6.6.4. Control de fisuraciones

Se verifica el control de fisuraciones de la viga en análisis VP-01 bajo condiciones de servicio. A continuación, se presenta el diagrama de momentos obtenidos bajo cargas de servicio:

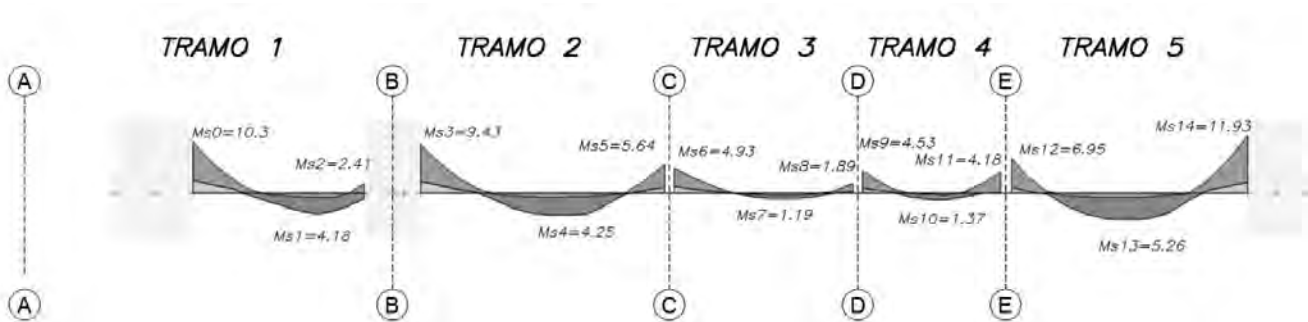


Figura N° 37. Diagrama de momentos de servicio para tramos de la viga VP-01 (ton.m)

Se verifica el cumplimiento del parámetro límite “Z” para los tramos más cargados la viga VP-01 (tramo 1 y tramo 5). La tabla presentada a continuación resume los cálculos obtenidos:

Parámetro	Ms0	Ms1	Ms2	Ms12	Ms13	Ms14
Signo	-	+	+	-	+	-
Ms (ton.m)	10.30	4.18	2.41	6.95	5.25	11.93
b (cm)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
h (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00
d (cm)	46.56	49.10	49.10	49.10	49.10	49.10
As (cm ²)	21.56	5.68	5.97	8.52	5.68	14.20
ys (cm)	6.12	5.91	5.91	5.91	5.91	5.91
N barras	6.00	2.00	5.00	3.00	2.00	5.00
fs (kg/cm ²)	1140.07	1665.34	913.52	1845.96	2091.64	1901.20
Act (cm ²)	50.99	147.63	59.05	98.42	147.63	59.05
dc (cm)	5.91	5.91	5.91	5.91	5.91	5.91
Z (kg/cm ²)	7641	15909	6430	15405	19981	13382
Cumple?	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 38. Verificación de parámetro "Z" para secciones críticas de carga

Se logra verificar que todos los parámetros "Z" calculados para las secciones más críticas cumplen satisfactoriamente, ya que los valores obtenidos son menores a 26000 kg/cm^2 .

6.6.5. Control de deflexiones

Tal como indica la tabla 9.1 de la Norma E.060 Concreto Armado, se verifica el cumplimiento de los peraltes mínimos en las vigas para no verificar deflexiones. Los resultados para todos los tramos se resumen en la siguiente tabla:

Tramo	Peralte (cm)	Longitud (cm)	Condición	Verificar	Peralte mín. para no verificar deflexiones	Requiere verificación ?
Tramo 1	55	420	Ambos continuos	l/21	20.00	No
Tramo 2	55	600	Ambos continuos	l/21	28.57	No
Tramo 3	55	440	Ambos continuos	l/21	20.95	No
Tramo 4	55	340	Ambos continuos	l/21	16.19	No
Tramo 5	55	584	Ambos continuos	l/21	27.81	No

Tabla 39. Verificación de peraltes mínimos para no calcular deflexiones en VP-01

Tal como se presentó en la Tabla 39, el peralte escogido para el entramado de vigas VP-01 es mayor al mínimo indicado en la norma, de esta manera se concluye que se puede obviar dicha verificación y se garantiza su cumplimiento. A pesar de ello, se realizará la verificación de deflexiones según la metodología aplicada en la sección 5.1.4. para el tramo más cargado (Tramo 5):

TRAMO 5

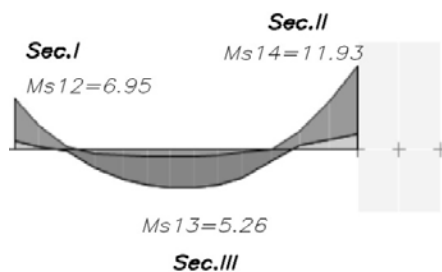


Figura N° 38. Momentos de servicio de tramo 5 de viga VP-01

Se calcula la inercia efectiva del tramo según la cantidad de acero por flexión dispuesto:

Parámetros	Sección(I)	Sección (III)	Sección (II)
As. Superior (cm²)	8.52	5.68	14.2
As. Inferior (cm²)	5.68	5.68	5.68
Ig (cm⁴)	346614.58	366614.58	346614.58
Icr- (cm⁴)	124746.28	-	186273.99
Icr+ (cm⁴)	-	86603.55	-
Iei (cm⁴)	124746.28	86603.55	186273.99
Ie promedio (cm⁴)	121056.84		

Tabla 40. Inercia efectiva promedio de tramo 5 de viga VP-01

Las deflexiones se presentan a continuación:

Tipo	Deflexiones inmediatas	Deflexiones diferidas
Δ-CM (cm)	0.378	0.60
Δ-CV (cm)	0.077	0.12
30% Δ-CV (cm)	0.023	0.04

Tabla 41. Resumen de deflexiones de tramo 5 de viga VP-01

Se verifica que la deflexión obtenida es menor al valor límite, tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{\text{límite}} = \frac{584}{480} = 1.22\text{cm} \quad ; \quad \Delta dCM + \Delta iCV = 0.60 + 0.08 = 0.68\text{cm}$$

Entonces: $\Delta_{\text{límite}} < \Delta dCM + \Delta iCV$

6.7. Ejemplo de diseño de viga VP-06 (0.25x0.55)

Se presenta el procedimiento de la viga VP-06 ubicada en el eje B, que se presenta a continuación:

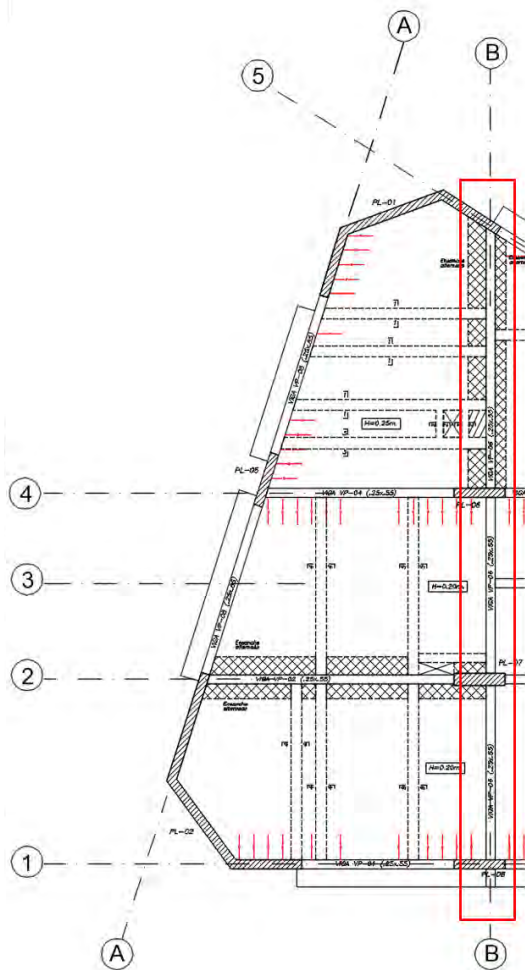
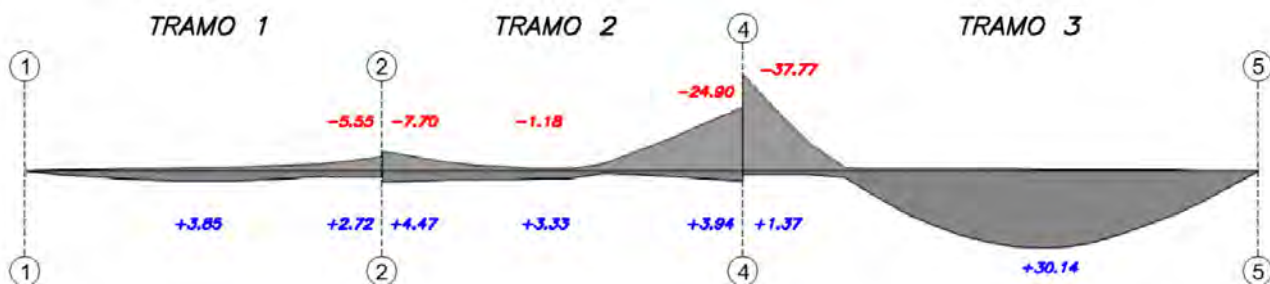


Figura N° 39. Ubicación de viga peraltada VP-06

- Análisis Estructural

Se presentan los diagramas de momentos y cortante últimos obtenidos a partir de la envolvente de las combinaciones de cargas definidas según la Norma E.060 Concreto Armado:



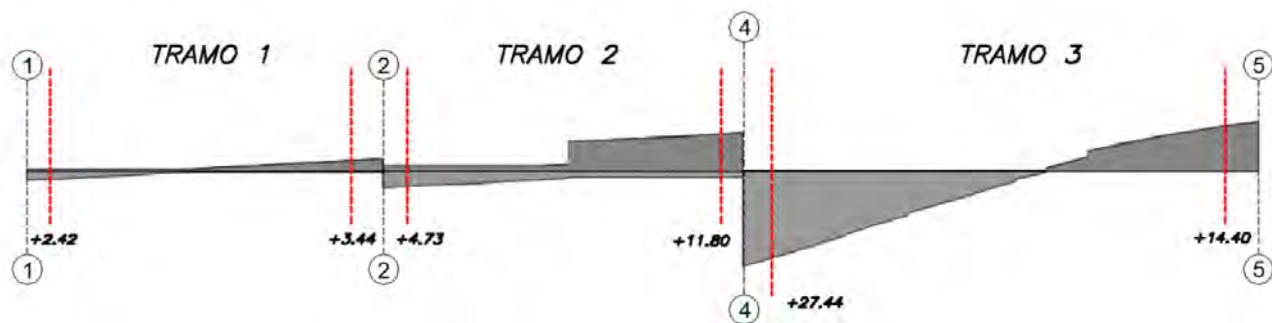


Figura N° 40. Diagrama de momentos y cortantes últimas para viga VP-06 (ton.m)

- Diseño por flexión

Se resume el diseño a flexión de la viga VP-06 en la siguiente tabla:

Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
Ejes	B1	B12	B2	B2	B24	B4	B4	B45	B5
Mu (-) ton-m	0.00	0.00	5.55	7.70	1.18	24.90	37.77	0.00	0.00
Mu (+) ton-m	0.00	3.85	2.72	4.47	3.33	3.94	1.37	30.14	0.00
As total req (-)	2.96	2.96	3.09	4.34	2.96	15.86	27.83	2.96	2.96
As total req (+)	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	20.19	2.96
As corrido (-)		2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"	
As corrido (+)		2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"			2 Ø 3/4"	
Bastones negativos					2Ø1"		3Ø1"+2Ø1"		
Bastones positivos							+1Ø1"		+3Ø1"
As total colocado (-)	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	15.88	31.18	5.68	5.68
As total colocado (+)	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	10.78	20.98	5.68
φ Mn instalado (-)	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	24.93	40.46	9.95	9.95
φ Mn instalado (+)	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	17.90	31.03	9.95
φ Mn > Mu? (-)	Cumple			Cumple			Cumple		
φ Mn > Mu? (+)	Cumple			Cumple			Cumple		

Tabla 42. Diseño por flexión para la viga VP-06

- Diseño por cortante

El diagrama envolvente de fuerzas cortantes últimas se presentó en la Figura N°40, sin embargo, debido las demandas sísmicas asociadas a las vigas en análisis, la norma establece el desarrollo de un diseño por capacidad, a partir de la cual se tienen que calcular dos valores de cortantes últimas de diseño, que se resumen en la siguiente tabla:

Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
ln	4.80			4.85			7.11		
Ejes	B1	B12	B2	B2	B24	B4	B4	B45	B5
Mn (-)	0.00		11.05	11.05	27.70		27.70		0.00
Mn (+)	0.00		11.05	11.05	11.05		11.05		0.00
Cálculo de cortante por capacidad									
Vu envolvente (ton)	2.42	3.44	4.73	11.80	27.44	14.40			
-Va.1 = (Mni+Mnd)/ln (ton)	2.30	2.30	4.56	7.99	3.90	1.55			
-Va.2 = V(1.25CM+1.25CV) (ton)	2.40	2.40	7.30	7.30	19.60	19.60			
Va = Va.1+Va.2 (ton)	6.70	6.60	3.50	4.50	3.70	3.80			
Vb= V(Envolv. 2.5CS) (ton)	3.13	4.14	6.92	14.25	27.44	14.40			
Vd capacidad (ton)	3.13	4.14	4.73	11.80	27.44	14.40			

Tabla 43. Cálculo de cortante de diseño por capacidad para la viga VP-06

A partir de las cortantes de diseño obtenidas para cada tramo se calcula el espaciamiento dentro y fuera de la zona de confinamiento:

Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
V diseño (ton*m)	4.14			11.80			27.44		
ϕ Vc (ton*m)	8.00			8.00			8.00		
Vs (ton)	0.00			4.47			22.87		
So (cm)	0.00			65.32			12.78		
Consideraciones sísmica (Cap.21) - Espaciamiento en zona de confinamiento									
Lo (cm)	110.00			110.00			110.00		
Sa (cm)	15.00			15.00			15.00		
Sb (cm)	19.10			19.10			19.10		
Sc (cm)	22.80			22.80			22.80		
Sd (cm)	30.00			30.00			30.00		
S en Lo (cm)	15.00			15.00			12.78		
Armado final de la viga									
Tramos	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
	Extremo	Lo	Central	Extremo	Lo	Central	Extremo	Lo	Central
Armado	Ø3/8";1@5+7@15+Resto@20			Ø3/8";1@5+7@15+Resto@20			Ø3/8";1@5+9@12.5+Resto@20		

Tabla 44. Cálculos para el armado final por cortante de la viga VP-06

- Control de fisuraciones

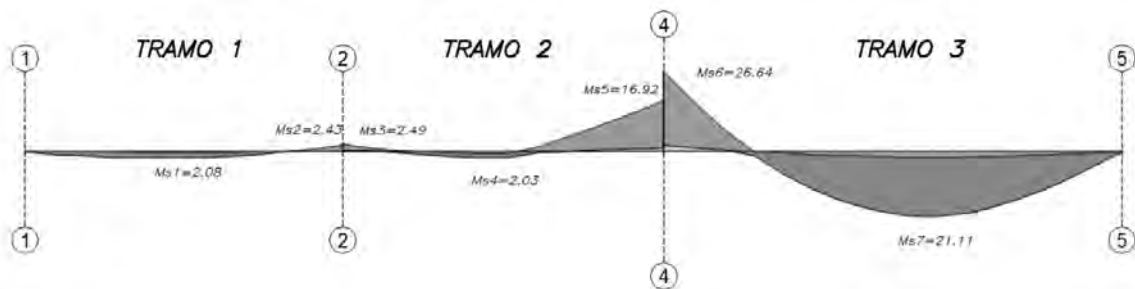


Figura N° 41. Diagrama de momentos de servicio para viga VP-06

A partir de lo obtenido, se realiza el análisis para la verificación del parámetro “Z”, que se resumen en la siguiente tabla:

Parámetro	Ms6	Ms7
Signo	-	+
Ms (ton.m)	26.64	21.11
b (cm)	25.00	25.00
h (cm)	55.00	55.00
d (cm)	46.24	46.24
As (cm ²)	31.18	20.98
ys (cm)	8.66	8.79
N barras	7.00	5.00
fs (kg/cm ²)	2053.04	2417.81
Act (cm ²)	61.82	87.86
dc (cm)	5.91	5.91
Z (kg/cm ²)	14673	19428
Cumple?	Cumple	Cumple

Tabla 45. Verificación de parámetro "Z" para secciones críticas de la viga VP-06

- Control de deflexiones

Tal como indica la tabla 9.1 de la Norma E.060 Concreto Armado, se verifica el cumplimiento de los peraltes mínimos en las vigas para no verificar deflexiones. Los resultados para todos los tramos se resumen en la siguiente tabla:

Tramo	Peralte (cm)	Longitud (cm)	Condición	Verificar	Peralte mín. para no verificar deflexiones	Requiere verificación ?
Tramo 1	55	480	Un extremo continuo	l/18.5	25.95	No
Tramo 2	55	485	Ambos continuos	l/21	23.10	No
Tramo 3	55	711	Un extremo conitnuo	l/18.5	38.43	No

Tabla 46. Verificación de peraltes mínimos para no calcular deflexiones en VP-06

Una primera verificación de deflexiones en el tramo 3 de la viga VP-06, por ser la más cargada, brindó como resultado el uso de mayor cantidad de acero en compresión para buscar disminuir la cantidad de deflexión diferida. A continuación, se presentan los resultados obtenidos con la nueva disposición de aceros en la viga:

Parámetros	Sección(I)	Sección (III)	Sección (II)
As. Superior (cm ²)	31.18	15.88	15.88
As. Inferior (cm ²)	15.88	26.08	15.88
Ig (cm ⁴)	346614.58	346614.58	346614.58
Icr- (cm ⁴)	361813.29	-	219272.86
Icr+ (cm ⁴)	-	318987.87	-
Iei (cm ⁴)	361813.29	318987.87	346614.58
Ie promedio (cm ⁴)	333263.01		

Tabla 47. Inercia efectiva promedio de tramo 3 de viga VP-06

Las deflexiones obtenidas se resumen en la siguiente tabla:

Tipo	Deflexiones inmediatas	Deflexiones diferidas
Δ -CM (cm)	1.227	1.34
Δ -CV (cm)	0.113	0.12
30% Δ -CV (cm)	0.034	0.04

Tabla 48. Resumen de deflexiones para tramo 3 de viga VP-06

Se verifica que la deflexión obtenida es menor al valor límite, tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{\text{límite}} = \frac{711}{480} = 1.48\text{cm} \quad ; \quad \Delta dCM + \Delta iCV = 1.34 + 0.113 = 1.45\text{cm}$$

Entonces: $\Delta_{\text{límite}} < \Delta dCM + \Delta iCV$. ¡Cumple!

6.8. Esquema final

A continuación, se presenta el diseño dispuesto para viga VP-01 y VP-06:

- VIGA VP-01 (0.25X0.55)

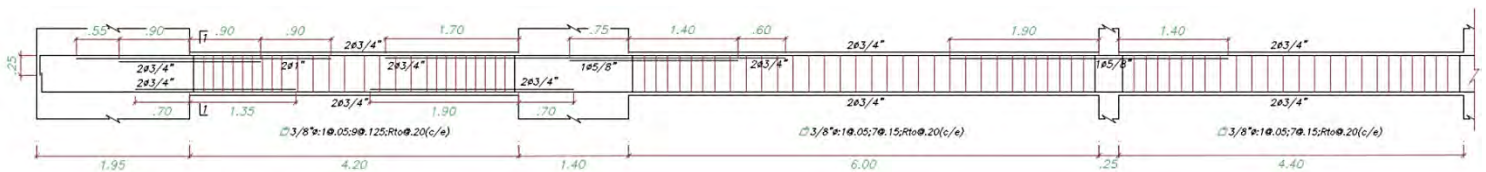


Figura N° 42. Diseño Final Viga VP-01 (Sección I)

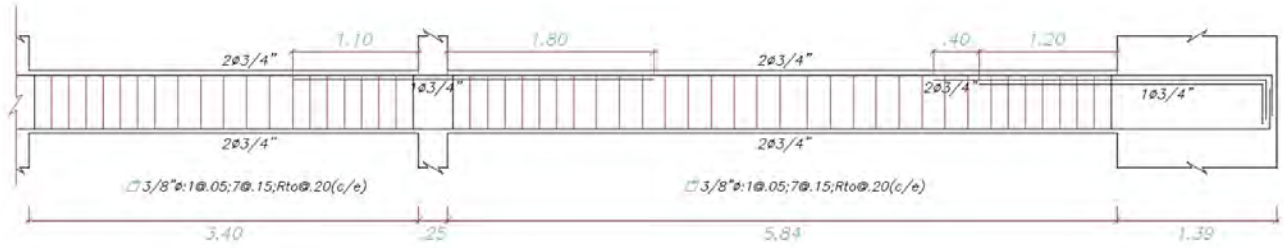


Figura N° 43. Diseño viga VP-01 (Sección II)

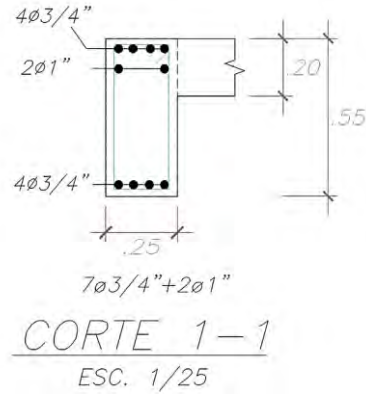


Figura N° 44. Detalle Corte 1-1 de Viga VP-01

- VIGA VP-06 (.25X.55)

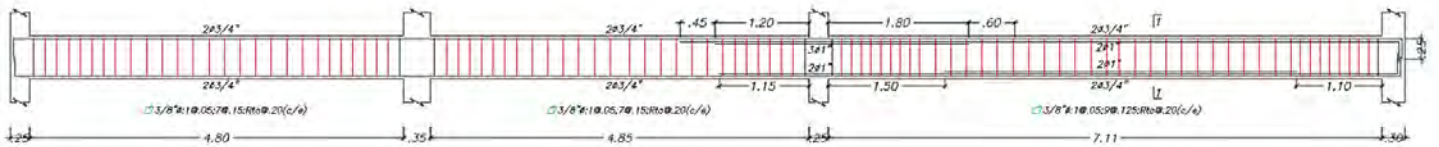


Figura N° 45. Diseño de viga VP-06

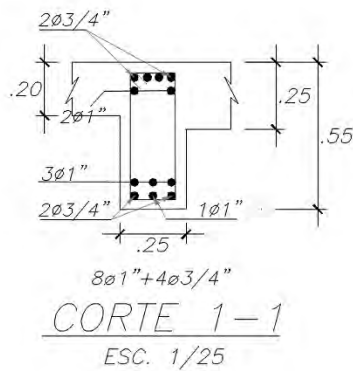


Figura N° 46. Detalle Corte 1-1 de Viga VP-06

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales verticales que soportan cargas de gravedad y sísmicas, por lo que deberán de ser diseñadas considerando flexocompresión y corte.

7.1. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión consiste en obtener una curva de capacidad de resistencia a partir de un armado de una sección de columna, considerando algunos requerimientos mínimos planteados por la Norma E.060 Concreto Armado que se detallarán en un siguiente acápite, y realizar la verificación para un conjunto de puntos que corresponden a las combinaciones (M_u, P_u) obtenidas a partir de las demandas últimas provenientes de la suma de cargas de gravedad y sísmicas consideradas. Tras realizar la verificación y comprobar que, efectivamente, los puntos se ubican dentro del diagrama de capacidad minorado según los factores establecidos por la Norma E.060 Concreto Armado, se certifica que la sección adoptada es la óptima para resistir cargas por flexocompresión.

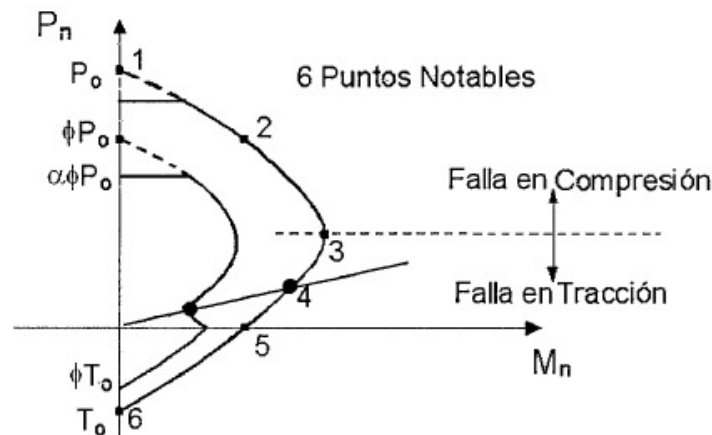


Figura N° 47. Diagrama de iteración para diseño por flexocompresión

7.2. Diseño por corte

Tal como las vigas, las columnas requerirán estribos para poder resistir las fuerzas cortantes. Para elementos sometidos a compresión, el aporte del concreto a la resistencia por corte es el siguiente:

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

Donde: Nu es la carga axial en la columna y A_g es la sección bruta transversal de la columna

Además, según el diseño por resistencia debe de cumplirse:

$$\phi V_n > V_u ; \text{ donde: } V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Entonces: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Además, el espaciamiento de los estribos se calcula como se muestra a continuación:

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

Por otro lado, según las disposiciones sísmicas planteada por la Norma E.060 Concreto Armado en su capítulo 21, la fuerza cortante de diseño para columnas (V_u) que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido en los siguientes casos:

- La cortante asociada con los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, que estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

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

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño (mencionadas en el acápite 1.5) con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

7.3. Consideraciones sísmicas para el armado de las columnas

Entre otros requerimientos mínimos solicitados en el capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado, se tienen los siguientes:

Se considera una cuantía mínima de 1%. No es necesario confinar todas las barras verticales, si las barras verticales están separadas menos de 15 cm. Además, se debe considerar que el espaciamiento entre ramas de estribos o grapas suplementarias debe ser menor a 35 cm.

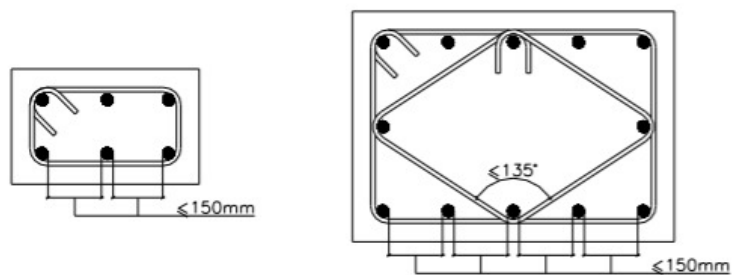


Figura N° 48. Separación máxima de barras sin apoyo lateral

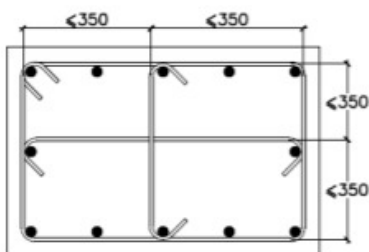


Figura N° 49. Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal

Asimismo, en cuanto a los espaciamientos de los estribos de columnas se debe considerar que, al ser las columnas elementos con baja posibilidad de entrar al rango inelástico, se tendrán dos zonas de análisis:

- (a) Zona de confinamiento en la parte superior como en la parte inferior medida desde la cara del nudo (L_o), a la cual debe de proporcionarse un espaciamiento (S_o):

La longitud “ L_o ” no será menor que el mayor valor de:

- (a) Una sexta parte de la luz libre del elemento
- (b) Mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- (c) 50 cm

El espaciamiento “ S_o ” no debe ser mayor que el menor valor de:

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- (b) Mitad de la menor dimensión de la sección transversal
- (c) 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento “Lo”, el espaciamiento no será mayor de:

- (a) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- (b) 48 veces el diámetro del estribo considerado
- (c) Menor dimensión de la sección transversal del elemento
- (d) 30 cm
- (e) Requerida por cortante por capacidad

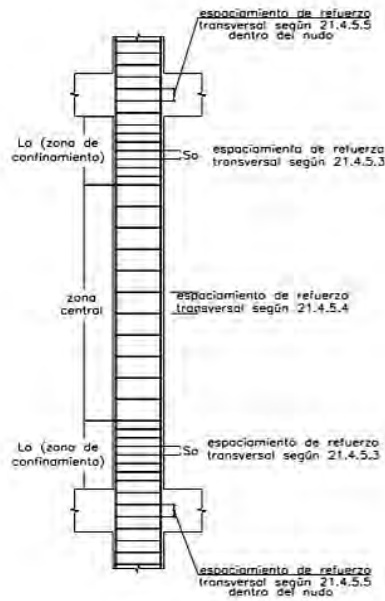


Figura N° 50. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en las columnas.

7.4. Comentarios de secuencia constructiva y verificación del modelo

En el acápite 3.4 se determinó, a partir de un metrado de cargas manual, que la fuerza axial máxima dada por la combinación última de cargas de gravedad es 593.98 ton en el elemento vertical más cargado, ubicado entre los ejes 2-B. A continuación, se muestra la fuerza axial máxima extraída del modelo computacional, la cual es prácticamente el mismo valor obtenido a partir de un metrado de cargas manual, según la Figura N°12. Esto indica que el modelo matemático está considerando de manera correcta la transferencia de cargas, así como la secuencia constructiva.

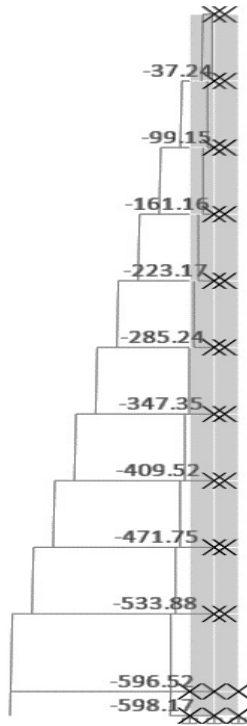


Figura N° 51. Diagrama de carga última de gravedad para columna analizada

7.5. Ejemplo de diseño de columna

7.5.1. Diseño por flexocompresión

Se considera una resistencia del concreto para elementos verticales de 280 kg/cm^2 desde la cara superior de la zapata hasta el tercer piso, y una resistencia de 210 kg/cm^2 para los pisos superiores al tercer nivel. Se realizará el diseño de las columnas críticas, las cuales tendrán una cuantía mínima y son las ubicadas entre los ejes 1-C, 2-E y 5-D, denominadas en este capítulo como C-01', C-01'' y C-01''', respectivamente, con los siguientes ejes locales.

C-01' (ejes 1-C)	C-01'' (ejes 2-E)	C-01''' (ejes 5-D)
<p>12ϕ5/8"</p>	<p>12ϕ5/8"</p>	<p>12ϕ5/8"</p>

Figura N° 52. Definición de cuantías iniciales para columnas críticas C-01', C-01'', C-01'''

COLUMNA	Caso de carga	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
C-01': Desde Cara sup. De zapata hasta Piso 3	Carga viva	-17.99	0.12	0.23	0.27	0.14
	Carga muerta	-87.32	0.70	0.77	1.19	0.50
	Sismo XX	20.56	2.83	1.94	2.52	3.31
	Sismo YY	37.59	0.56	3.05	5.08	0.65
	Sismo X'X'	31.05	3.02	2.66	4.19	3.52
	Sismo Y''Y''	42.12	1.57	3.50	5.65	1.84
C-01': Desde Piso 4 hasta Azotea	Carga viva	-13.21	0.04	0.32	0.34	0.05
	Carga muerta	-67.64	0.68	0.95	1.22	0.49
	Sismo XX	16.03	3.31	2.10	2.40	3.65
	Sismo YY	30.06	0.66	3.50	4.58	0.73
	Sismo X'X'	24.63	3.51	2.99	3.80	3.87
	Sismo Y''Y''	33.58	1.86	3.97	5.12	2.05
C-01'': Piso 1	Carga viva	-31.79	-0.07	0.04	0.08	-0.11
	Carga muerta	-175.20	-0.42	0.28	0.49	-0.61
	Sismo XX	14.81	0.46	0.37	1.33	0.95
	Sismo YY	7.27	0.13	1.83	6.04	0.24
	Sismo X'X'	14.73	0.50	1.39	4.61	1.04
	Sismo Y''Y''	11.76	0.25	1.90	6.29	0.52
C-01''': Desde Piso 2 hasta Piso 3	Carga viva	-27.89	-0.35	0.19	0.25	-0.40
	Carga muerta	-155.39	-1.19	0.93	1.07	-1.07
	Sismo XX	13.92	2.23	0.94	1.57	2.64
	Sismo YY	6.75	0.66	4.34	6.82	0.76
	Sismo X'X'	13.84	2.44	3.34	5.24	2.88
	Sismo Y''Y''	10.98	1.25	4.51	7.08	1.47
C-01''': Desde Piso 4 hasta Azotea	Carga viva	-20.73	-0.34	0.24	0.27	-0.38
	Carga muerta	-119.80	-1.24	1.05	1.10	-1.12
	Sismo XX	10.55	2.52	1.05	1.38	2.81
	Sismo YY	5.34	0.74	4.84	6.15	0.81
	Sismo X'X'	10.50	2.74	3.74	4.73	3.05
	Sismo Y''Y''	8.50	1.41	5.01	6.38	1.57
C-01''': Desde Cara sup. De zapata hasta Piso 3	Carga viva	-16.20	-0.51	0.05	0.05	-0.70
	Carga muerta	-89.81	-1.79	0.32	0.18	-2.24
	Sismo XX	8.60	4.81	0.05	0.20	7.10
	Sismo YY	6.93	4.14	0.03	0.17	5.97
	Sismo X'X'	9.07	6.51	0.05	0.21	9.53
	Sismo Y''Y''	9.25	4.32	0.05	0.22	6.26
C-01''': Desde Piso 4 hasta Azotea	Carga viva	-12.27	-0.57	0.04	0.04	-0.67
	Carga muerta	-69.10	-2.03	0.34	0.23	-2.27
	Sismo XX	6.84	5.17	0.06	0.13	6.23
	Sismo YY	5.84	4.61	0.06	0.14	5.53
	Sismo X'X'	7.29	7.07	0.06	0.15	8.50
	Sismo Y''Y''	7.64	4.77	0.07	0.17	5.73

Tabla 49. Demandas obtenidas para las columnas analizadas

Se ejemplificará a la columna C-01'' – Piso 1. A partir de las demandas de la Tabla 49, se obtienen las siguientes combinaciones de diseño:

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO			SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	299.32	0.83	-1.05	U1=1.4CM+1.7CV	299.32	0.83	-1.05
U2=1.25(CM+CV)+SX	273.55	2.04	0.05	U2=1.25(CM+CV)+SY	266.01	6.75	-0.66
U3=1.25(CM+CV)-SX	243.92	-0.61	-1.86	U3=1.25(CM+CV)-SY	251.46	-5.32	-1.15
U4=0.9CM+SX	172.49	1.77	0.40	U4=0.9CM+SY	164.95	6.48	-0.31
U5=0.9CM-SX	142.87	-0.89	-1.51	U5=0.9CM-SY	150.41	-5.60	-0.80
SISMO X'X'	COMBINACIONES DE DISEÑO			SISMO Y''Y''	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	299.32	0.83	-1.05	U1=1.4CM+1.7CV	299.32	0.83	-1.05
U2=1.25(CM+CV)+SX	273.46	5.33	0.13	U2=1.25(CM+CV)+SY''	270.49	7.00	-0.38
U3=1.25(CM+CV)-SX	244.01	-3.90	-1.94	U3=1.25(CM+CV)-SY''	246.98	-5.57	-1.43
U4=0.9CM+SX	172.41	5.06	0.49	U4=0.9CM+SY''	169.44	6.73	-0.03
U5=0.9CM-SX	142.95	-4.17	-1.59	U5=0.9CM-SY''	145.92	-5.84	-1.08

Tabla 50. Combinaciones de diseño para columna C-01'', Piso 1

Las combinaciones al ser realizadas para cada dirección de análisis tendrán la siguiente leyenda:

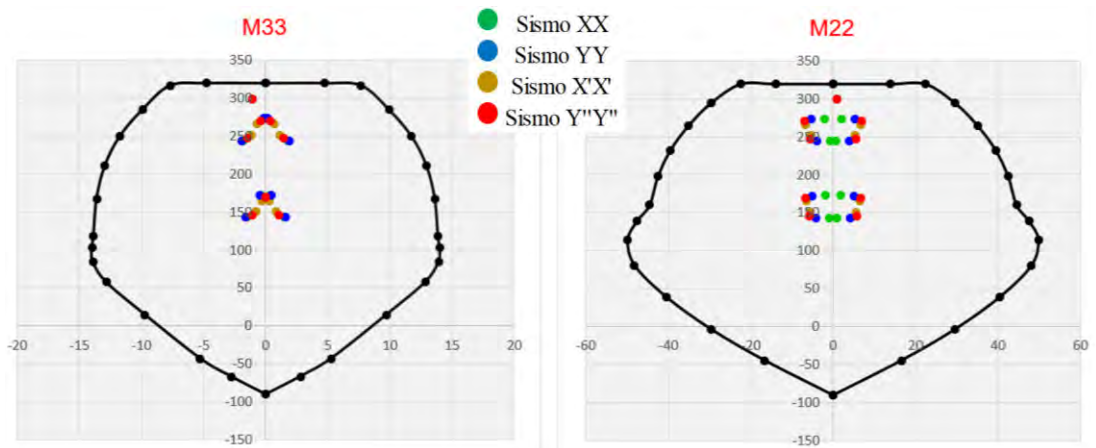


Figura N° 53. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 1

Se realiza el mismo procedimiento para los otros casos, en los que se obtienen los siguientes resultados:

C-01'' Caso crítico entre Piso 2 – 3:

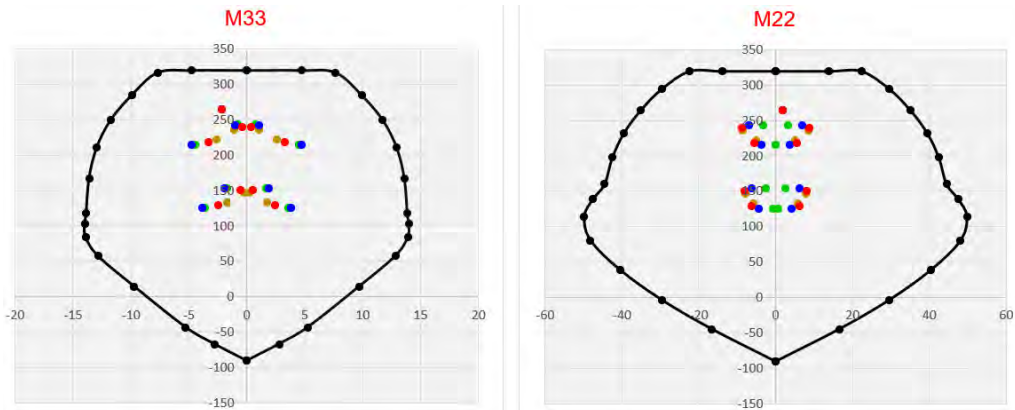


Figura N° 54. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 2 y 3

C-01'' Caso crítico entre Piso 4 – Azotea:

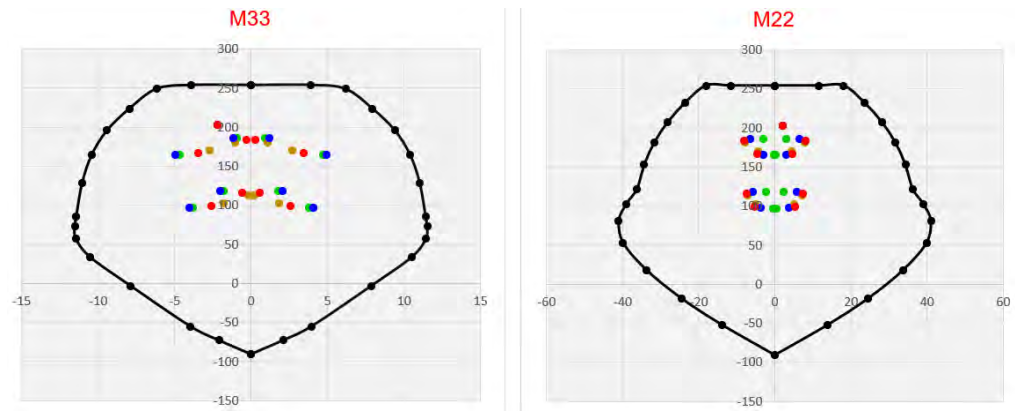


Figura N° 55. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 4

C-01' Caso crítico entre Piso 1 – 3:

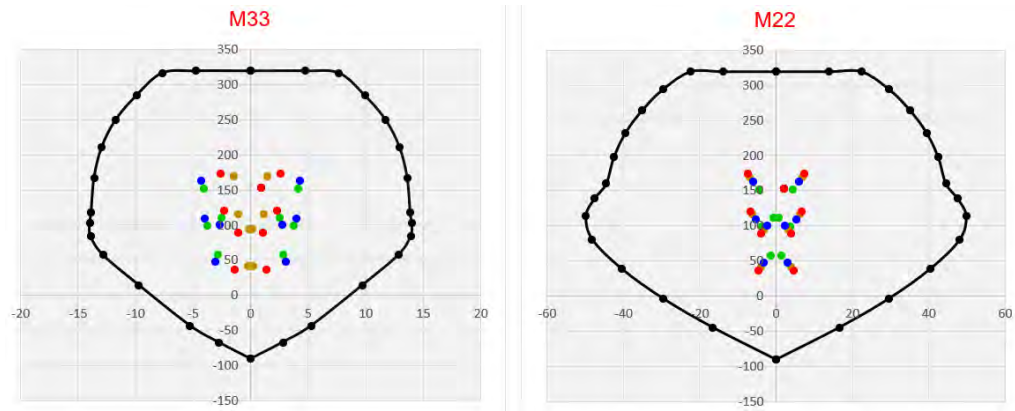


Figura N° 56. Verificación por flexocompresión para columna C-01', Piso 1 a 3

C-01' Caso crítico entre Piso 4 – Azotea:

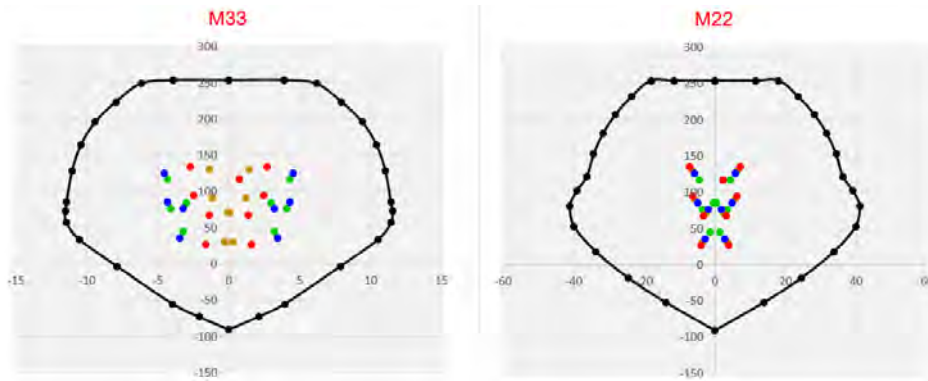


Figura N° 57. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 4

C-01''' Caso crítico entre Piso 1 – 3:

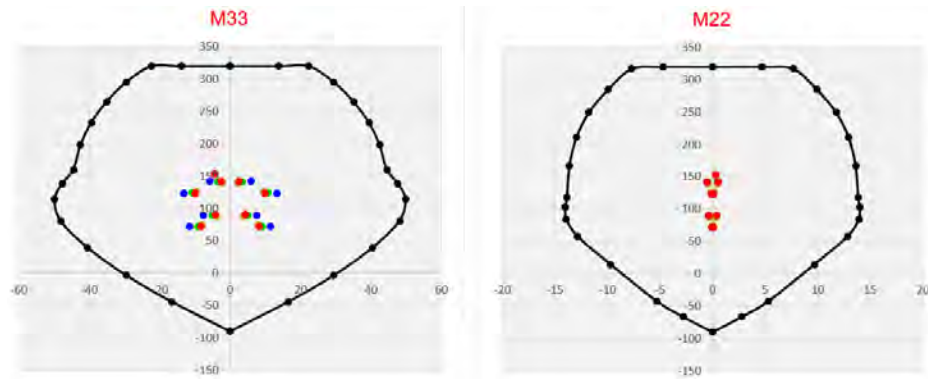


Figura N° 58. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 1 a 3

C-01''' Caso crítico entre Piso 4 – Azotea:

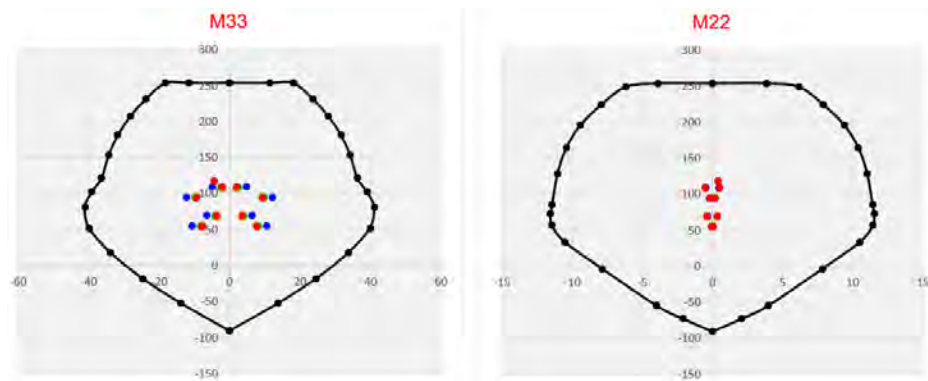


Figura N° 59. Verificación por flexocompresión para columna C-01'', Piso 4

Considerando que la columna C-01'' es la columna central más crítica, se puede apreciar que, en el primer piso la combinación última por cargas de gravedad está cercana al límite del diagrama de interacción. Sin embargo, en el segundo piso, los momentos últimos aumentan, esto ocurre debido a que el primer entrepiso tiene mayor altura, y por tanto las columnas son menos rígidas, por lo que la cortante sísmica en dicho entrepiso será tomada en mayor porcentaje por las placas, es por esa razón que se consideró necesario analizar el primer y segundo entrepiso a pesar de tener la misma resistencia de concreto. Para los pisos superiores, en los que la resistencia de concreto disminuye de 280 kg/cm² a 210 kg/cm² cumplen con la demanda, por lo que el diseño por flexocompresión de la columna C-01'' se considera satisfactorio.

Por otro lado, la columna C-01', al pertenecer a un pórtico con presencia de placas en su dirección más corta, las combinaciones de diseño para M22 se encuentran más cercanas al diagrama de interacción, esto ocurre por tener un brazo de palanca considerablemente menor, caso contrario a la columna C-01'', la cual tiene su longitud mayor en dirección del pórtico con presencia de placas. De igual manera, para ambos casos, las combinaciones de diseño se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que el diseño por flexocompresión es válido.

7.5.2. Diseño por corte

Se ejemplificará el entrepiso crítico de la columna C-01'', columna adyacente a una placa, por lo que será el caso crítico. Para hallar $Vu1$ se amplificará la demanda sísmica con un factor de 2.5.

SISMO XX	V22 amp. (ton)	V33 amp. (ton)	SISMO YY	V22 amp. (ton)	V33 amp. (ton)
U1=1.4CM+1.7CV	-3.82	0.54	U1=1.4CM+1.7CV	-3.82	0.54
U2=1.25(CM+CV)+2.5SX	9.68	0.61	U2=1.25(CM+CV)+2.5SY	8.27	0.61
U3=1.25(CM+CV)-2.5SX	-16.19	0.32	U3=1.25(CM+CV)-2.5SY	-14.78	0.33
U4=0.9CM+2.5SX	11.11	0.45	U4=0.9CM+2.5SY	9.70	0.44
U5=0.9CM-2.5SX	-14.76	0.16	U5=0.9CM-2.5SY	-13.35	0.17
SISMO XX'	V22 amp. (ton)	V33 amp. (ton)	SISMO Y''Y''	V22 amp. (ton)	V33 amp. (ton)
U1=1.4CM+1.7CV	-3.82	0.54	U1=1.4CM+1.7CV	-3.82	0.54
U2=1.25(CM+CV)+2.5SX	14.42	0.63	U2=1.25(CM+CV)+2.5SY''	8.68	0.65
U3=1.25(CM+CV)-2.5SX	-20.93	0.31	U3=1.25(CM+CV)-2.5SY''	-15.19	0.29
U4=0.9CM+2.5SX	15.85	0.46	U4=0.9CM+2.5SY''	10.11	0.48
U5=0.9CM-2.5SX	-19.50	0.14	U5=0.9CM-2.5SY''	-13.76	0.13

Tabla 51. Combinaciones de diseño para columna C-01''

Por otro lado, la cortante $Vu2$ estará asociado al diagrama nominal.

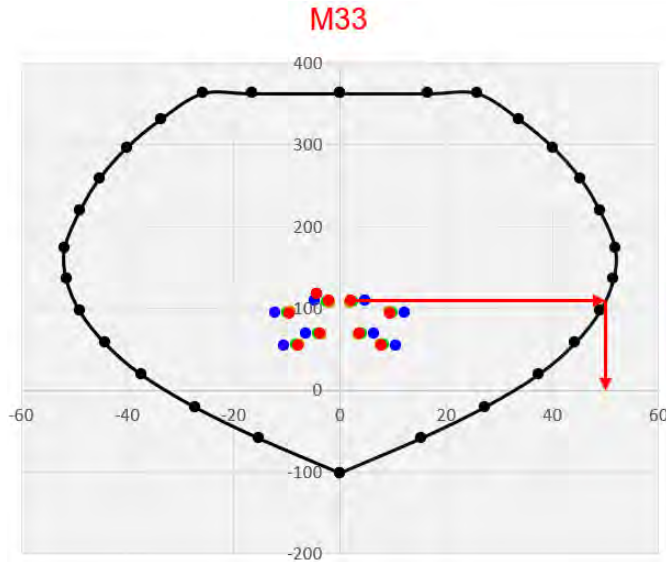


Figura N° 60. Cálculo de momento nominal asociado a P_u

$$Vu2 = \frac{50 + 50}{2.20} = 45.45 \text{ ton}$$

La cortante última será la menor entre $Vu1$ y $Vu2$, por lo que $Vu = 20.93 \text{ ton}$.

Con los parámetros de diseño: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$, se obtiene:

$$Vc = 14.21 \text{ ton}; Vs = 10.41 \text{ ton}; s = 42.39 \text{ cm}$$

El espaciamiento del refuerzo transversal, según cálculo, es mayor a lo estipulado por la Norma E.060 Concreto Armado, por lo que la distribución final estará regida por el capítulo 21 de la misma, para un sistema estructural de muros estructurales. En ese sentido, la zona de confinamiento estará delimitada según las siguientes expresiones:

$$Lo = \text{máx} (Lo1, Lo2, Lo3)$$

$$Lo1 = \frac{hn}{6} = 67 \text{ cm}; Lo2 = L_{\text{max}} (\text{col}) = 80 \text{ cm}; Lo3 = 50 \text{ cm} \rightarrow Lo = 80 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento estará dado por:

$$So = \text{mín} (So1, So2, So3)$$

$$So1 = \frac{L_{\text{mín}} (\text{col})}{2} = 12.5 \text{ cm}; So2 = 8db_l = 12.7 \text{ cm}; So3 = 10 \text{ cm}$$

Finalmente, el espaciamiento en la zona central estará dada por:

$$S_c = \text{mín} (S_{c1}, S_{c2}, S_{c3}, S_{c4})$$

$$S_{c1} = 48db \ t = 45 \text{ cm} ; S_{c2} = 16db \ l = 25.4 \text{ cm} ; S_{c3} = L_{\text{mín}} (\text{col}) = 25 \text{ cm} ; S_{c4} = 30 \text{ cm}$$

Se muestra el detalle final de la columna, considerando que se instalan dos estribos con el objetivo de cumplir con la separación máxima entre ramas.

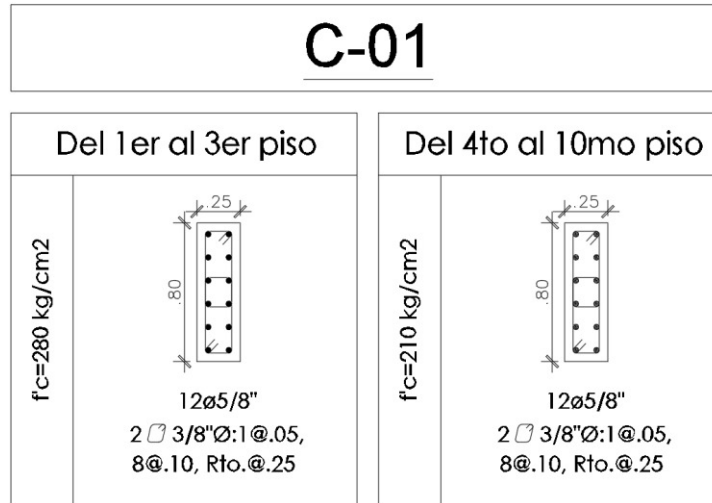


Figura N° 61. Esquema de diseño final para columna C-01

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1. Diseño por flexocompresión

Se realizará el mismo procedimiento que el descrito para columnas en la sección 7.1. Adicionalmente a ello, se establece la evaluación para la necesidad del uso de bordes confinados mediante el cálculo del eje neutro "C" de la sección de la placa:

$$c \geq c_{lim} = \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta\delta u}{hm}} \quad y \quad \frac{\Delta\delta u}{hm} \geq 0.005$$

Donde: "lm" es la longitud total del muro, " $\Delta\delta u$ " es el desplazamiento lateral inelástico debido al sismo de diseño en el punto más alto del muro y "hm" es la altura total de muro. Dicha desigualdad establece que en caso en el que "c" resulte mayor que "clímite" será necesario la inclusión de un núcleo de confinamiento. Por otro lado, en caso sea necesario el borde de confinamiento, la Norma E.060 Concreto Armado también establece la altura hasta la cual es necesario disponer de este elemento de confinamiento y sus dimensiones.

$$H_{confinamiento} \geq \max(lm, 0.25Mu/Vu)$$

$$Long. \text{ borde confinado} \geq \max(c - 0.1 * lm, c/2)$$

Otras disposiciones para el diseño de los bordes confinados son:

- El elemento de confinamiento debe extenderse 30 cm dentro del alma del ala en compresión para secciones con alas.
- El espaciamiento máximo de los estribos en los núcleos confinados será:

$$s_{m\acute{a}x} = \min(10 * db_l; \min(b, h); 25cm)$$

- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe anclarse dentro del núcleo confinado y debe tener un gancho estándar según el diámetro del refuerzo.

8.2. Diseño por cortante

Desarrollado el armado por flexocompresión, restaría determinar la cantidad de acero horizontal y vertical en el alma del muro. El capítulo 11.10 de la Norma E.060 Concreto Armado brinda el procedimiento y recomendaciones para el cálculo de las cuantías en el alma.

El aporte del concreto al corte se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde: "b" es el espesor de la placa, "d" es la longitud efectiva y "α" depende de la relación de esbeltez de la placa, tal como se presenta en la siguiente figura:

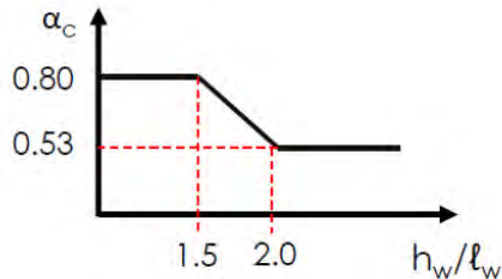


Figura N° 62. Diagrama de variación de alpha según la relación de esbeltez de la placa

Por otro lado, el capítulo 11 de la Norma E.060 Concreto Armado establece valores de cuantía mínima según la demanda:

$$\text{Si: } Vu < 0.27 \times \sqrt{f'c} \times Acw \rightarrow \rho_{v_{min}} = 0.0015 \text{ y } \rho_{h_{min}} = 0.0020$$

Sin embargo, si la demanda por corte Vu es mayor a la resistencia del concreto ϕV_c se requerirá aporte del acero, la cual es definida mediante la siguiente fórmula: $V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$

Se determina la cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{Acw \times f_y}, \text{ donde:}$$

$$\rho_{h_{min}} = 0.0025 \text{ y } \rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) \times (\rho_h - 0.0025)$$

Además: $s_{m\acute{a}x} = \text{mín}(3e, 40cm)$

Finalmente, se verifica la cantidad de aporte máximo de la sección y el acero:

$$V_n \text{ max} = 2.60 * \sqrt{f'c} * Acw \text{ y } V_s \text{ max} = 2.10 * \sqrt{f'c} * Acw$$

- **Diseño por capacidad:**

La Norma E.060 Concreto Armado menciona en su artículo 21.9.5.3 que la cortante de diseño deberá ser ajustada mediante la siguiente fórmula:

$$Vu \geq Vua * \left(\frac{Mn}{Mua}\right)$$

Donde: "Vua" es la cortante amplificada proveniente del análisis, "Mua" es la cortante amplificada proveniente del análisis, "Mn" es el momento nominal resistente y tomará un valor máximo de R.

El diseño por capacidad se realizará en una altura medida desde la base equivalente a la longitud del muro (lm), Mu/4Vu o la altura de los dos primeros niveles, la que sea mayor.

8.3. Ejemplo de diseño de placa

8.3.1. Análisis estructural para placas analizadas

Como se mencionó con anterioridad, se tomó en cuenta 4 direcciones de análisis (X, X', Y, Y''), por lo que para la evaluación y diseño estructural se tomará la mayor demanda de las combinaciones de diseño a partir de estas 4 direcciones.

- PL-04

La siguiente tabla muestra las demandas obtenidas en la placa PL-04 para el primer piso:

Caso de Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Viva	-94.45	1.15	-0.15	20.92	-38.94
Muerta	-586.58	8.31	-0.90	136.99	-186.75
SismoXX	79.43	118.21	23.63	526.46	1246.71
SismoYY	20.21	22.75	112.32	1933.78	235.42
SismoX'X'	85.67	126.68	86.75	1510.58	1305.94
SismoY''Y''	44.07	62.80	118.33	2043.92	691.37

Tabla 52. Resumen cargas de análisis de la PL-04 (Piso 01)

A partir de las demandas en la placa PL-04, se calcula las combinaciones de diseño para cada dirección de análisis:

Sismo XX	Combinaciones de Diseño			Sismo YY	Combinaciones de Diseño		
	P (ton)	V2 (ton)	M3 (ton.m)		P (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	981.78	13.59	-327.64	U1=1.4CM+1.7CV	981.78	-1.51	227.34
U2=1.25(CM+CV)+SX	930.72	130.03	964.60	U2=1.25(CM+CV)+SY	871.50	111.01	2131.16
U3=1.25(CM+CV)-SX	771.87	-106.38	-1528.82	U3=1.25(CM+CV)-SY	831.08	-113.63	-1736.39
U4=0.9CM+SX	607.35	125.69	1078.63	U4=0.9CM+SY	548.14	111.52	2057.07
U5=0.9CM-SX	448.50	-110.72	-1414.78	U5=0.9CM-SY	507.72	-113.13	-1810.49
Sismo X'X'	Combinaciones de Diseño			Sismo Y'Y'	Combinaciones de Diseño		
	P (ton)	V2 (ton)	M3 (ton.m)		P (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	981.78	13.59	-327.64	U1=1.4CM+1.7CV	981.78	-1.51	227.34
U2=1.25(CM+CV)+SX'	936.96	138.50	1023.83	U2=1.25(CM+CV)+SY'	895.36	117.01	2241.30
U3=1.25(CM+CV)-SX'	765.63	-114.85	-1588.04	U3=1.25(CM+CV)-SY'	807.23	-119.64	-1846.54
U4=0.9CM+SX'	613.59	134.16	1137.86	U4=0.9CM+SY'	571.99	117.52	2167.21
U5=0.9CM-SX'	442.26	-119.19	-1474.01	U5=0.9CM-SY'	483.86	-119.13	-1920.63

Tabla 53. Resumen de cargas de diseño para placa PL-04 (Piso 01)

- **PL-03**

La siguiente tabla muestra las demandas obtenidas en la placa PL-03 para el primer piso:

Caso de Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Viva	-48.75	0.02	-1.01	6.93	9.42
Muerta	-317.09	-0.95	-10.19	24.69	15.28
SismoXX	37.63	29.53	22.32	175.66	430.46
SismoYY	14.92	95.59	22.08	257.56	1250.55
SismoX'X'	43.16	67.27	32.16	297.96	891.43
SismoY''Y''	22.56	100.49	22.56	254.25	1311.19

Tabla 54. Resumen de cargas de análisis de la PL-03 (Piso 01)

Sismo XX	Combinaciones de Diseño			Sismo YY	Combinaciones de Diseño		
	P (ton)	V2 (ton)	M3 (ton.m)		P (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	981.78	13.59	-327.64	U1=1.4CM+1.7CV	981.78	-1.51	227.34
U2=1.25(CM+CV)+SX	930.72	130.03	964.60	U2=1.25(CM+CV)+SY	871.50	111.01	2131.16
U3=1.25(CM+CV)-SX	771.87	-106.38	-1528.82	U3=1.25(CM+CV)-SY	831.08	-113.63	-1736.39
U4=0.9CM+SX	607.35	125.69	1078.63	U4=0.9CM+SY	548.14	111.52	2057.07
U5=0.9CM-SX	448.50	-110.72	-1414.78	U5=0.9CM-SY	507.72	-113.13	-1810.49
Sismo X'X'	Combinaciones de Diseño			Sismo Y'Y'	Combinaciones de Diseño		
	P (ton)	V2 (ton)	M3 (ton.m)		P (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	981.78	13.59	-327.64	U1=1.4CM+1.7CV	981.78	-1.51	227.34
U2=1.25(CM+CV)+SX'	936.96	138.50	1023.83	U2=1.25(CM+CV)+SY'	895.36	117.01	2241.30
U3=1.25(CM+CV)-SX'	765.63	-114.85	-1588.04	U3=1.25(CM+CV)-SY'	807.23	-119.64	-1846.54
U4=0.9CM+SX'	613.59	134.16	1137.86	U4=0.9CM+SY'	571.99	117.52	2167.21
U5=0.9CM-SX'	442.26	-119.19	-1474.01	U5=0.9CM-SY'	483.86	-119.13	-1920.63

Tabla 55. Resumen de cargas de diseño para placa PL-03 (Piso 01)

8.3.2. Diseño por flexocompresión de placas analizadas

- PL-04

A partir de las combinaciones de diseño presentadas en la Tabla 53, se propone una distribución de acero preliminar para obtener el diagrama de interacción con ayuda del programa Etabs y verificar el diseño por flexocompresión. La propuesta inicial consideró bordes de confinamiento conformados por un número de varillas de 5/8" que garanticen el cumplimiento de la cuantía mínima (1%) en ambas direcciones, que serán verificadas mediante el cálculo del eje neutro "c" y cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal en el alma.

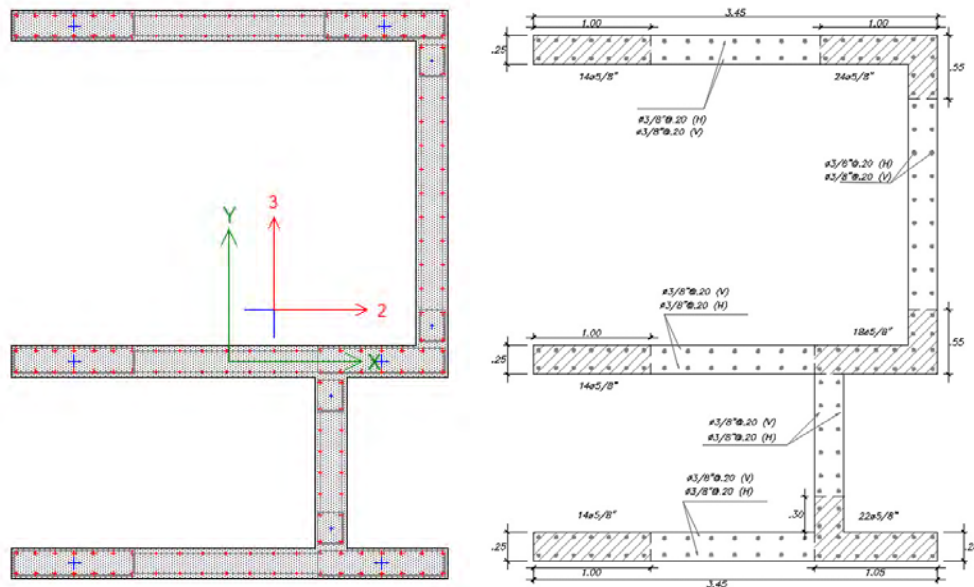


Figura N° 63. Disposición de refuerzo para placa PL-04

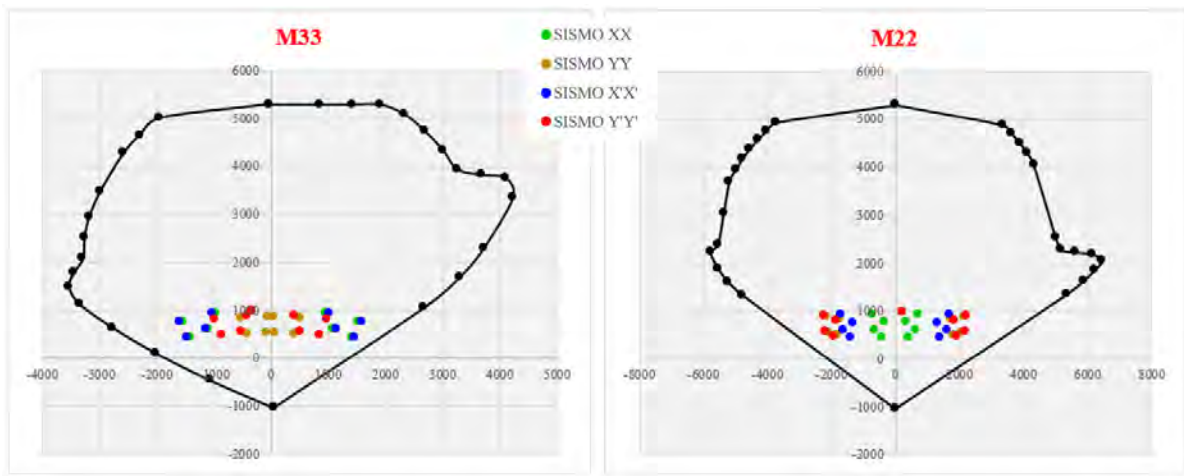


Figura N° 64. Verificación por flexocompresión para placa PL-04

Se verifica la necesidad de núcleos confinados según el criterio presentado en el capítulo 21.9.7.4 de la Norma E.060 Concreto Armado. Será necesario calcular la posición del eje neutro en cada dirección de la sección de la placa para poder comparar con el valor de “C límite”, que será obtenido a partir del programa SAP2000. Cabe resaltar que, en caso no sea necesario, de igual manera se optará por incluir bordes de confinamiento para poder garantizar la ductilidad del elemento.

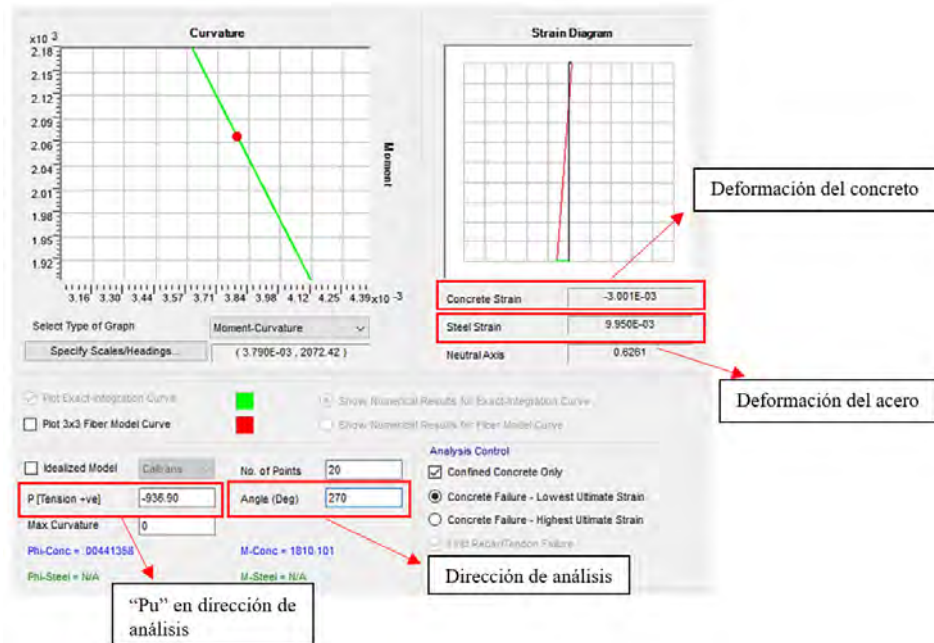


Figura N° 65. Cálculo del eje neutro “C” mediante programa SAP2000

Los resultados obtenidos para cada dirección y la comparativa realizada se resume en la siguiente tabla:

Dirección 2-2				Dirección 3-3			
Pu (ton)		936.9		Pu (ton)		807.3	
90°	→	270°	←	0°	↓	180°	↑
ϵ_s	Eje neutro "c"	ϵ_s	Eje neutro "c"	ϵ_s	Eje neutro "c"	ϵ_s	Eje neutro "c"
0.00474	133.72	0.00995	79.92	0.0332	37.29	0.00677	138.18
Eje Neutro "C" (cm)		79.92		Eje Neutro "C" (cm)		138.18	
δ (cm)		9.38		δ (cm)		8.34	
lm (m)		3.45		lm (m)		4.5	
hm (m)		30.25		hm (m)		30.25	
C límite (cm)		115		C límite (cm)		150	
Requiere borde confinado?		No requiere		Requiere borde confinado?		Sí requiere	

Tabla 56. Evaluación de requerimiento de borde confinado en dirección 2-2 y 3-3

Finalmente se procede a calcular la longitud del elemento de borde en dirección 2-2 en ambos extremos:

$$\text{Long. borde confinado} \geq \text{máx}(133.72 - 0.1 \times 345, 133.72/2)$$

$$\text{Long. borde confinado} \geq 99.22 \text{ cm}$$

Cabe resaltar que en dirección 3-3 los resultados indican que no se requiere borde de confinamiento, sin embargo, se dispuso igualmente hasta extenderse 30 cm dentro del ala en compresión.

Por otro lado, la norma indica la altura hasta la cual debe extenderse el refuerzo de los bordes de confinamiento y la separación máxima entre los estribos en el borde confinado:

$$H_{\text{confinamiento}} \geq \text{máx}(3.45, 0.25 \times 1023.83/138.50)$$

$$H_{\text{confinamiento}} \geq 3.45 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = \text{mín}(10 * 1.59; \text{mín}(25, 110); 25 \text{ cm})$$

$$s_{\text{máx}} = 15.9 \text{ cm}$$

- **PL-03**

Asimismo, se realiza un armado preliminar para la placa PL-03 y se comprueba por flexocompresión a partir de las combinaciones de carga presentada en la Tabla 55:

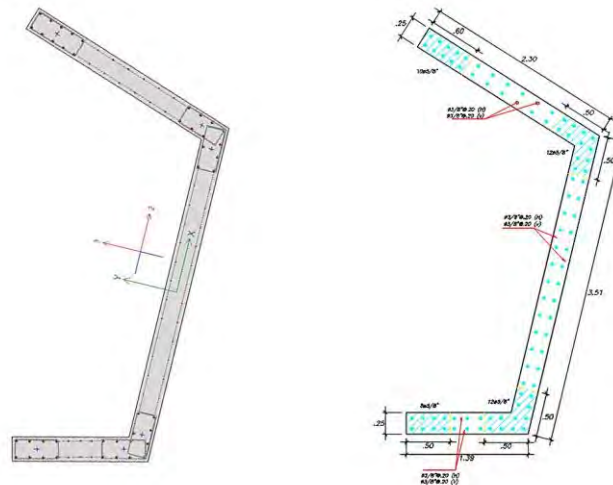


Figura N° 66. Disposición de refuerzo para placa PL-03

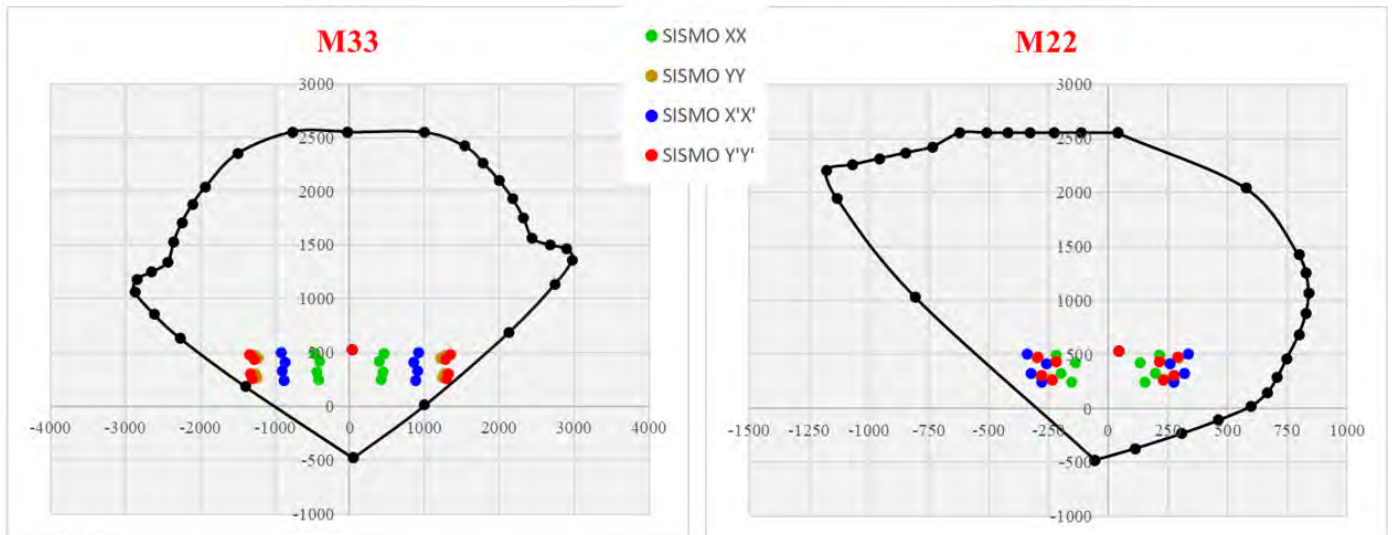


Figura N° 67. Verificación por flexo compresión para placa PL-03

8.3.3. Diseño por corte para placas analizadas

Para el diseño por corte se realizó un análisis de las mayores cortantes (V_u) obtenidas en conjunto con las demandas de momento (M_u) y carga axial (P_u) asociadas entre cada una de las direcciones de análisis (X, X', Y, Y''). De esa manera se obtuvo las cargas últimas de diseño para cada piso, tal como se presenta a continuación:

Nivel	DIRECCION 2-2			DIRECCIÓN 3-3		
	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)
Piso 1	936.96	138.50	1023.83	807.23	119.64	1846.54
Piso 2	837.10	125.24	593.58	715.81	131.04	1431.42
Piso 3	747.71	112.02	417.86	638.72	127.27	1168.47
Piso 4	657.29	103.85	287.95	561.20	120.01	921.16
Piso 5	564.97	93.73	194.43	482.88	108.59	697.52
Piso 6	471.63	84.08	135.14	404.13	96.27	504.38
Piso 7	378.25	76.44	101.45	325.38	82.31	340.23
Piso 8	285.66	65.90	81.28	247.06	66.63	206.58
Piso 9	194.59	52.40	70.18	169.65	49.01	106.20
Piso 10	105.60	45.99	81.36	93.73	21.53	45.84

Tabla 57. Tabla resumen de cortantes de diseño para cada piso de placa PL-04

Nivel	DIRECCION 2-2			DIRECCIÓN 3-3		
	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)
Piso 1	434.75	101.66	1280.32	414.15	46.16	258.44
Piso 2	382.94	85.59	892.43	363.50	43.39	148.30
Piso 3	339.30	73.07	697.23	321.65	42.41	113.46
Piso 4	295.69	64.15	538.88	279.96	41.64	86.05
Piso 5	252.08	55.04	405.85	238.47	39.79	62.89
Piso 6	233.13	47.60	318.31	197.17	40.04	47.74
Piso 7	162.87	40.34	200.03	153.90	36.92	34.30
Piso 8	119.38	32.31	124.83	112.79	35.31	25.77
Piso 9	75.95	22.37	71.58	71.68	32.52	20.52
Piso 10	32.70	16.06	44.67	30.75	20.36	19.03

Tabla 58. Tabla resumen de cortantes de diseño para cada piso de placa PL-03

- **PL-04**

Para el diseño por corte de la placa PL-04 se considerará la longitud total del muro como la suma de las ramas en cada dirección, en ese sentido, la longitud para el análisis en dirección 2-2 será igual a 10.35 m, mientras que para la dirección 3-3 será igual a 4.50 m. En ambos casos el espesor es de 0.25 m. Por otro lado, se debe tomar en cuenta que los 3 primeros pisos fueron proyectados con el uso de $f'c$ igual a 280 kg/cm^2 y el resto de pisos con $f'c$ igual a 210 kg/cm^2 .

Tras un previo análisis para limitar el uso del diseño por capacidad, se concluyó que este se realizará en los dos primeros pisos. Para ello se deberá obtener el momento nominal resistente asociado a la carga axial (Pu) de diseño para los estos primeros pisos, tal como se muestra a continuación para la dirección de análisis 2-2:

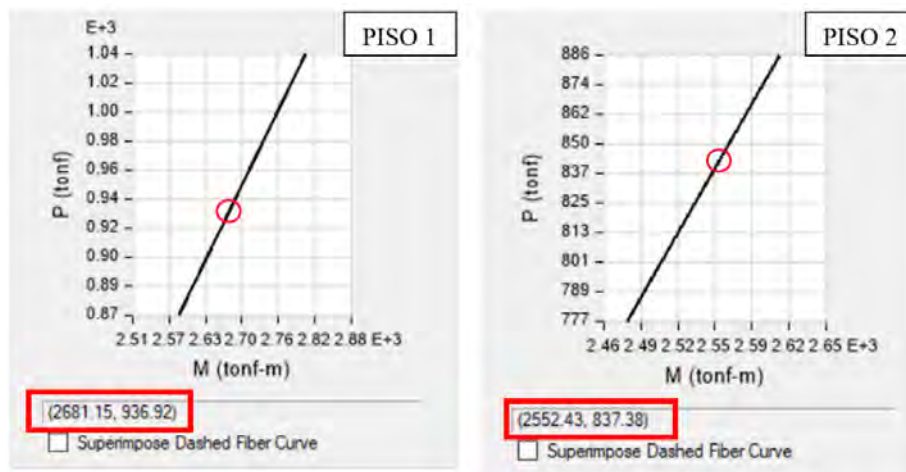


Figura N° 68. Cálculo de Momento Nominal Resistente para diseño por capacidad (Dirección 2-2)

El cálculo de la cortante de diseño por capacidad en los dos primeros pisos se resume en la siguiente tabla:

Nivel	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vud (ton)
Piso 1	936.96	138.50	1023.83	2687.00	2.62	363.49
Piso 2	837.10	125.24	593.58	2541.00	4.28	536.12

Tabla 59. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 2-2)

Nivel	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vud (ton)
Piso 1	807.23	119.64	1846.54	4100.00	2.22	265.64
Piso 2	715.81	131.04	1431.42	3800.00	2.65	347.87

Tabla 60. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 3-3)

Finalmente, se cuenta con todas las cortantes de diseño en cada uno de los pisos y se procede con el cálculo del aporte del concreto para determinar la cantidad de acero de refuerzo que debe incluirse en el alma de la placa para cada dirección de análisis:

Nivel	hm/lm	α	Vud (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ph final	Armado	pv final	Armado
Piso 1	8.10	0.53	363.49	183.58	244.06	0.0028	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 2	7.17	0.53	536.12	183.58	447.15	0.0051	$\emptyset 1/2''@20\text{cm}$	0.0026	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 3	6.38	0.53	112.02	183.58	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 4	5.58	0.53	103.85	158.98	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 5	4.78	0.53	93.73	158.98	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 6	3.99	0.53	84.08	158.98	0.00	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 7	3.19	0.53	76.44	158.98	0.00	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 8	2.39	0.53	65.90	158.98	0.00	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$
Piso 9	1.59	0.75	52.40	224.72	0.00	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$
Piso 10	0.80	0.80	45.99	239.98	0.00	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0019	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$

Tabla 61. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-04 en dirección 2-2

Nivel	hm/lm	α	Vud (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ph final	Armado	pv final	Armado
Piso 1	6.21	0.53	265.64	99.77	212.74	0.0056	$\emptyset 1/2''@15\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 2	5.50	0.53	329.56	99.77	287.94	0.0076	$\emptyset 1/2''@12.5\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 3	4.89	0.53	127.27	99.77	49.95	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 4	4.28	0.53	120.01	86.40	54.79	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 5	3.67	0.53	108.59	86.40	41.34	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 6	3.06	0.53	96.27	86.40	26.85	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 7	2.44	0.53	82.31	86.40	10.43	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 8	1.83	0.62	66.63	101.08	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 9	1.22	0.80	49.01	130.42	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 10	0.61	0.80	21.53	130.42	0.00	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$

Tabla 62. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-04 en dirección 3-3

Tal como se aprecia en las Tablas 61 y 62, los valores de esbeltez (hm/lm) van disminuyendo conforme vamos subiendo en el número de piso de análisis, esto a la vez conlleva en un incremento del valor α que ocasiona que el aporte del concreto sea mayor en los pisos superiores.

Asimismo, se verifica con la cantidad final de acero colocado, los valores máximos de aporte de la sección (V_n max) y el acero (V_s max):

Nivel	Dirección 2-2				Dirección 3-3			
	Vs final (ton)	Vs max (ton)	Vn final (ton)	Vnmax (ton)	Vs final (ton)	Vs max (ton)	Vn (ton)	Vnmax (ton)
Piso 1	246.91	727.39	363.49	729.22	212.74	317.01	312.51	729.22
Piso 2	448.61	727.39	536.12	729.22	287.94	317.01	387.71	729.22
Piso 3	246.91	727.39	340.79	729.22	94.50	317.01	194.27	729.22
Piso 4	246.91	629.94	319.88	678.61	94.50	274.54	180.90	678.61
Piso 5	246.91	629.94	319.88	678.61	94.50	274.54	180.90	678.61
Piso 6	246.91	629.94	319.88	678.61	94.50	274.54	180.90	678.61
Piso 7	246.91	629.94	282.94	678.61	94.50	274.54	180.90	678.61
Piso 8	173.88	629.94	282.94	678.61	94.50	274.54	195.58	678.61
Piso 9	173.88	629.94	338.81	806.79	94.50	274.54	224.92	806.79
Piso 10	173.88	629.94	351.78	833.74	75.60	274.54	206.02	833.74

Tabla 63. Verificación de los valores límites de aporte de la sección y el acero para dirección 2-2 y 3-3 para placa PL-04

Finalmente se realiza el detalle de la placa PL-04:

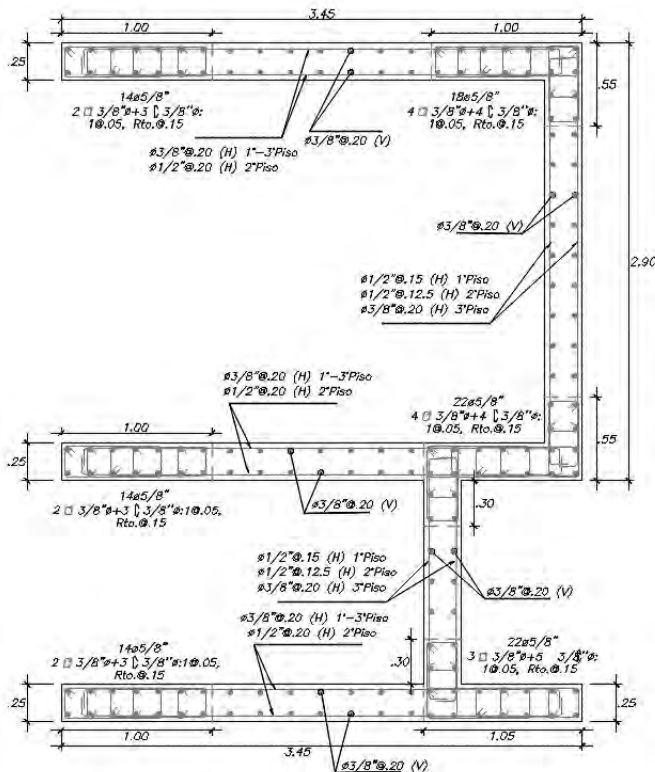


Figura N° 69. Diseño de placa PL-04 del piso 01 al piso 03

- **PL-03**

El diseño de la placa PL-03 en la dirección 2-2 considerará el total de la longitud de la rama en esa dirección, la cual es igual a 3.51 m. Por otro lado, para la dirección 3-3 se puede observar en la Figura N°66 que la dirección del eje local 3-3, a partir de dónde se obtienen las demandas en el programa Etabs, no es la misma que las direcciones de las ramas de la placa, por lo que se consideró calcular la longitud en esta dirección como la componente de las reales longitudes de ambas ramas de la placa PL-03, de esta manera la longitud en la dirección 3-3 es igual a 3.49 m. En ambos casos el espesor es de 0.25 m. Por otro lado, se debe tomar en cuenta que los 3 primeros pisos fueron proyectados con el uso de $f'c$ igual a 280 kg/cm² y el resto de pisos con $f'c$ igual a 210 kg/cm²

Tras un previo análisis para limitar el uso del diseño por capacidad, se concluyó que este se realizará en los dos primeros pisos. Para el cálculo del diseño por capacidad se utilizó el mismo procedimiento que el realizado para la PL-04 y los resultados se resumen en la siguiente tabla:

Nivel	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vud (ton)
Piso 1	434.75	101.66	1280.32	1881.00	1.47	149.35
Piso 2	382.94	85.59	892.43	1680.00	1.88	161.13

Tabla 64. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 2-2)

Nivel	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vud (ton)
Piso 1	414.15	46.16	258.44	955.00	3.70	170.57
Piso 2	363.50	43.39	148.30	925.00	5.40	234.31

Tabla 65. Cálculo de la cortante por capacidad en los dos primeros pisos (Dirección 3-3)

Finalmente, se cuenta con todas las cortantes de diseño en cada uno de los pisos y se procede con el cálculo del aporte del concreto para determinar la cantidad de acero de refuerzo que debe incluirse en el alma de la placa para cada dirección de análisis:

Nivel	hm/lm	α	Vud (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ph final	Armado	ρ_v final	Armado
Piso 1	7.96	0.53	149.35	62.26	113.45	0.0038	$\emptyset 1/2''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 2	7.05	0.53	161.13	62.26	127.31	0.0043	$\emptyset 1/2''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 3	6.27	0.53	73.07	62.26	23.71	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 4	5.48	0.53	64.15	53.92	21.55	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 5	4.70	0.53	55.04	53.92	10.84	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 6	3.92	0.53	47.60	53.92	2.09	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 7	3.13	0.53	40.34	53.92	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 8	2.35	0.53	32.31	53.92	0.00	0.0025	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$
Piso 9	1.57	0.76	22.37	77.71	0.00	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$
Piso 10	0.78	0.80	16.06	81.38	0.00	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 8\text{mm}@20\text{cm}$

Tabla 67. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-03 en dirección 2-2

Nivel	hm/lm	α	Vud (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ph final	Armado	ρ_v final	Armado
Piso 1	8.01	0.53	170.57	61.90	138.77	0.0047	$\emptyset 1/2''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 2	7.09	0.53	234.31	61.90	213.75	0.0068	$\emptyset 1/2''@15\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 3	6.30	0.53	42.41	61.90	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 4	5.52	0.53	41.64	53.61	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 5	4.73	0.53	39.79	53.61	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 6	3.94	0.53	40.04	53.61	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 7	3.15	0.53	36.92	53.61	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 8	2.36	0.53	35.31	53.61	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 9	1.58	0.76	32.52	76.77	0.00	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0025	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$
Piso 10	0.79	0.80	20.36	80.92	0.00	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$	0.0020	$\emptyset 3/8''@20\text{cm}$

Tabla 66. Diseño por corte para cada piso de la placa PL-03 en dirección 3-3

Asimismo, se verifica con la cantidad final de acero colocado, los valores máximos de aporte de la sección ($V_n \text{ max}$) y el acero ($V_s \text{ max}$):

Nivel	Dirección 2-2				Dirección 3-3			
	V_s final (ton)	V_s max (ton)	V_n final (ton)	$V_n \text{ max}$ (ton)	V_s final (ton)	V_s max (ton)	V_n (ton)	$V_n \text{ max}$ (ton)
Piso 1	152.14	246.68	214.39	305.41	151.27	245.86	213.17	303.67
Piso 2	152.14	246.68	214.39	305.41	201.69	245.86	263.60	303.67
Piso 3	83.73	246.68	145.99	305.41	83.26	245.86	136.87	303.67
Piso 4	83.73	213.63	137.65	264.50	83.26	212.92	136.87	262.99
Piso 5	83.73	213.63	137.65	264.50	83.26	212.92	136.87	262.99
Piso 6	83.73	213.63	137.65	264.50	83.26	212.92	136.87	262.99
Piso 7	83.73	213.63	137.65	264.50	83.26	212.92	136.87	262.99
Piso 8	58.97	213.63	112.88	264.50	83.26	212.92	160.03	262.99
Piso 9	58.97	213.63	136.67	264.50	83.26	212.92	164.18	262.99
Piso 10	58.97	213.63	140.35	264.50	83.26	212.92	83.26	262.99

Tabla 68. Verificación de los valores límites de aporte de la sección y el acero para dirección 2-2 y 3-3 para placa PL-03

Finalmente se realiza el detalle de la placa PL-03:

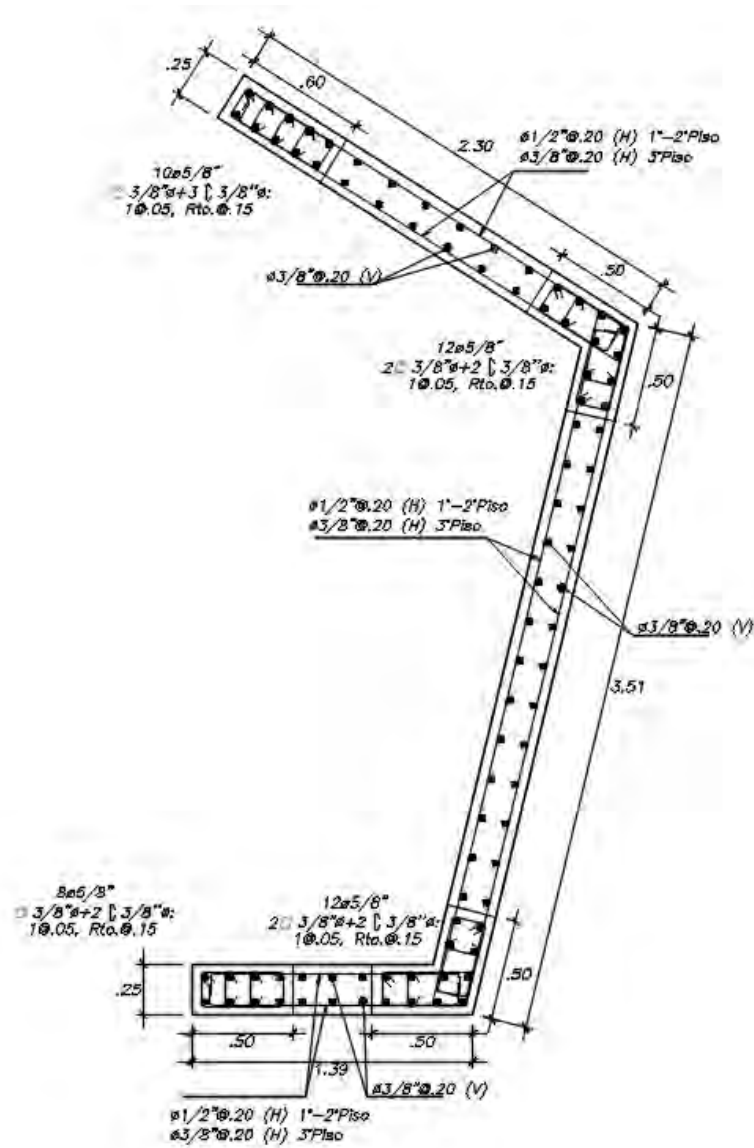


Figura N° 70. Diseño de placa PL-03 del piso 01 al piso 03

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las columnas y placas transmiten todas las fuerzas de gravedad y producidas por el sismo hacia el suelo, a través de la cimentación, por lo que se requiere un adecuado diseño y dimensionamiento de estos elementos para una adecuada transferencia de cargas y poder garantizar que el suelo de desplante reciba menos cargas que la admisible.

Para el cálculo de las cimentaciones en primer lugar se debe tener los siguientes datos del EMS, que reflejen las características y consideraciones para el diseño de las cimentaciones:

- Capacidad admisible del suelo para zapatas aisladas y combinada: 3.00 kg/cm^2
- Profundidad de cimentación: 2.00 m
- Peso específico del suelo: 1.7 g/cm^3
- Coeficiente de Balasto: 6.00 kg/cm^3

9.1. Propuesta de la cimentación

Debido a la complejidad del proyecto, se toma por conveniente utilizar un software que utilice el método de elementos finitos con un ancho de malla máximo de 40cm . De esta manera se obtendrán las máximas presiones en el suelo, así como la demanda por cortante en una y dos direcciones y por flexión, para lo cual se consideran las franjas de diseño longitudinales y transversales, tal como se aprecia en la Figura N°71:

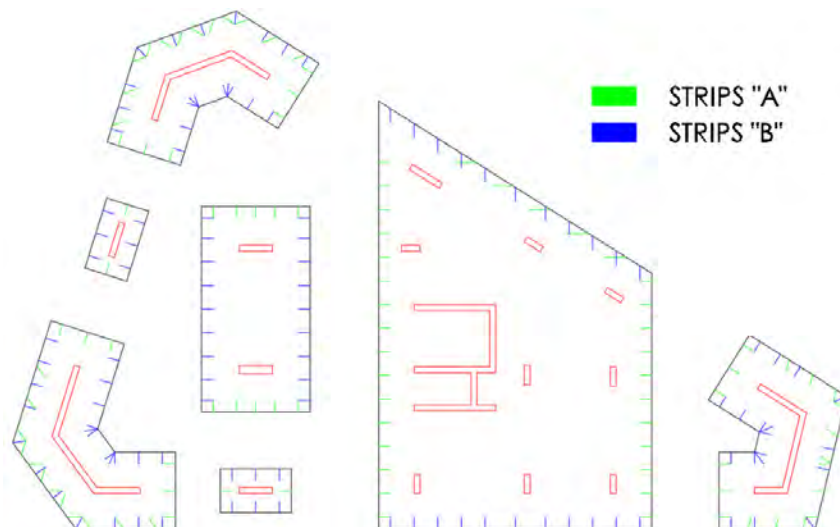


Figura N° 71. Disposición de franjas de diseño según propuesta de cimentación

El modelo matemático se realizó en el software SAFE v2016. De manera análoga a la superestructura, para incluir todas las direcciones de análisis fue necesario preparar tres modelos SAFE: Sistema XY (que considera el sismo en dirección X e Y), el sistema X'Y' (que considera el sismo en dirección X') y el sistema X''Y'' (que considera el sismo en dirección Y''). La fuerza sísmica se exportó a partir del análisis dinámico amplificado aplicado como fuerza sísmica estática, para obtener el comportamiento real de la cimentación (signos correctos).

Para las placas esquineras, al tener una gran demanda sísmica, se toma por conveniente controlar los esfuerzos con vigas de cimentación, para lo cual se considera el criterio de predimensionamiento del peralte como luz libre dividido entre 7.5, mientras que para el ancho se considerará 5 cm mayor al ancho del elemento vertical. En ese sentido, las vigas de cimentación tendrán dimensiones de 0.30m x 1.00m.

9.2. Verificación de corte por punzonamiento

Se verificará que el aporte únicamente del concreto, ya que la zapata no lleva refuerzo por corte, sea el necesario para resistir las fuerzas cortantes que se producen en la zapata a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

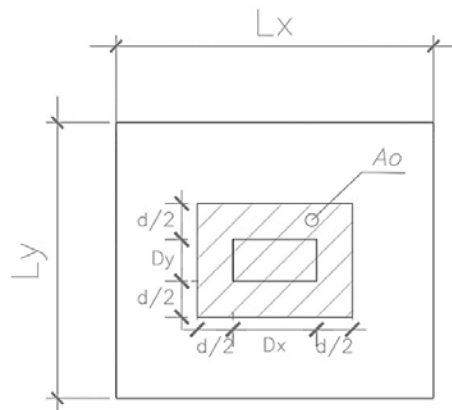


Figura N° 72. Verificación de fuerza cortante en dos direcciones

Con los datos anteriormente calculados se procede a verificar por punzonamiento, para lo cual se utilizan las siguientes expresiones:

$$A_0 = (D_x + d) \times (D_y + d) ; b_0 = 4d + 2(D_x + D_y)$$

Donde:

- A_o es el área de la zapata menos el área de la sección crítica
- b_o : perímetro de la sección crítica
- D_x, D_y : las dimensiones de la columna
- d : peralte efectivo de la cimentación (h-10)

Luego, se halla V_u mediante la siguiente expresión: $V_u = \sigma_u (A - A_o)$

Asimismo, la cortante resistente V_c deberá ser el menor de los siguientes valores:

$$\phi V_{c1} = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d) ; \phi V_{c2} = 0.85 * (1 + \frac{2}{\beta})(0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * (2 + \frac{\alpha d}{b_o})(0.27 * \sqrt{f'c} * b_o * d)$$

Donde:

- β es la relación de lados de la zapata; β =lado mayor/lado menor
- α : depende de la ubicación de la columna → interiores=40, laterales=30, esquinera=20

9.3. Verificación por corte

La verificación se realiza a una distancia “d” de la cara de la columna, tal como se aprecia en la siguiente figura:

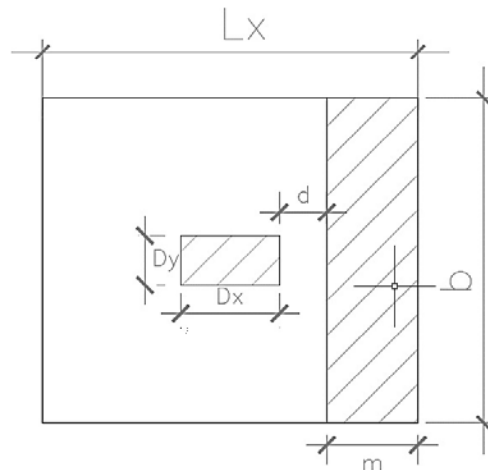


Figura N° 73. Verificación de fuerza cortante en una dirección

Para la verificación por corte se realiza mediante las siguientes expresiones:

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

$$V_u = m * b * \sigma_u$$

Donde:

- σ_u : esfuerzo último sobre el terreno
- m : longitud del volado de la cimentación

9.4. Diseño por flexión

Una vez realizada las verificaciones por punzonamiento y por cortante, se procede a calcular el acero para resistir los momentos de flexión, mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{1}{2} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 f' c b}} \right) \right)}$$

Además, Mu se obtiene de la siguiente manera:

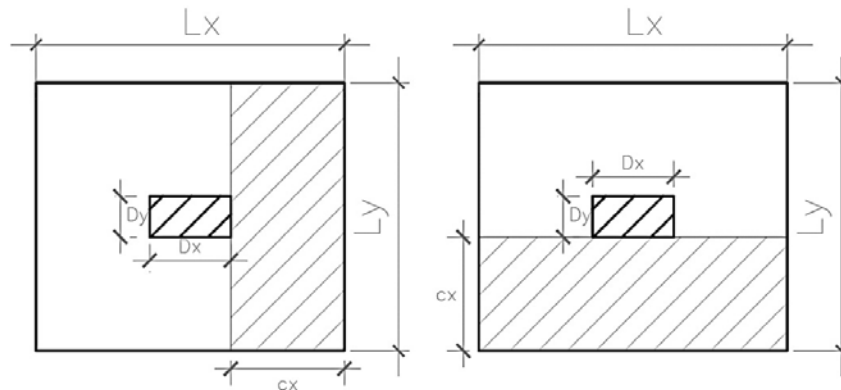


Figura N° 74. Diseño por flexión

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u \cdot L_y \cdot cx^2}{2} \quad ; \quad M_{uy} = \frac{\sigma_u \cdot L_x \cdot cy^2}{2}$$

Cabe resaltar que, de calcularse la cantidad de acero por metro de ancho, Lx y Ly se consideran como 1 m. Además, tomar en cuenta la cantidad de acero mínimo indicado según norma: $\rho = 0.0018$ y $\rho = 0.0012$ para la malla en tracción.

9.5. Verificación de esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles deben ser menores que la capacidad portante. En caso que una de las combinaciones considere demanda sísmica, se podrá considerar que la capacidad portante se puede amplificar por 1.3.

$$P1 = CM + CV \leq \sigma = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

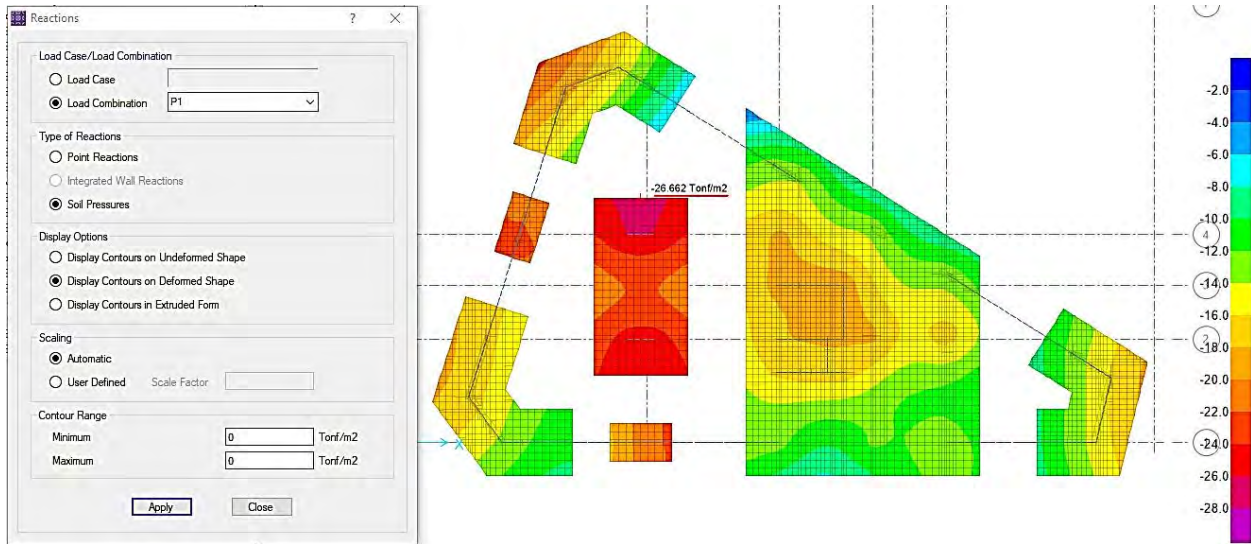


Figura N° 75. Verificación de esfuerzos admisibles por cargas de gravedad

$$P2 = CM + CV + 0.8 CSX \leq 1.3 \sigma = 3.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$P3 = CM + CV - 0.8 CSX \leq 1.3 \sigma = 3.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$P4 = CM + CV + 0.8 CSY \leq 1.3 \sigma = 3.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$P5 = CM + CV - 0.8 CSY \leq 1.3 \sigma = 3.90 \text{ kg/cm}^2$$

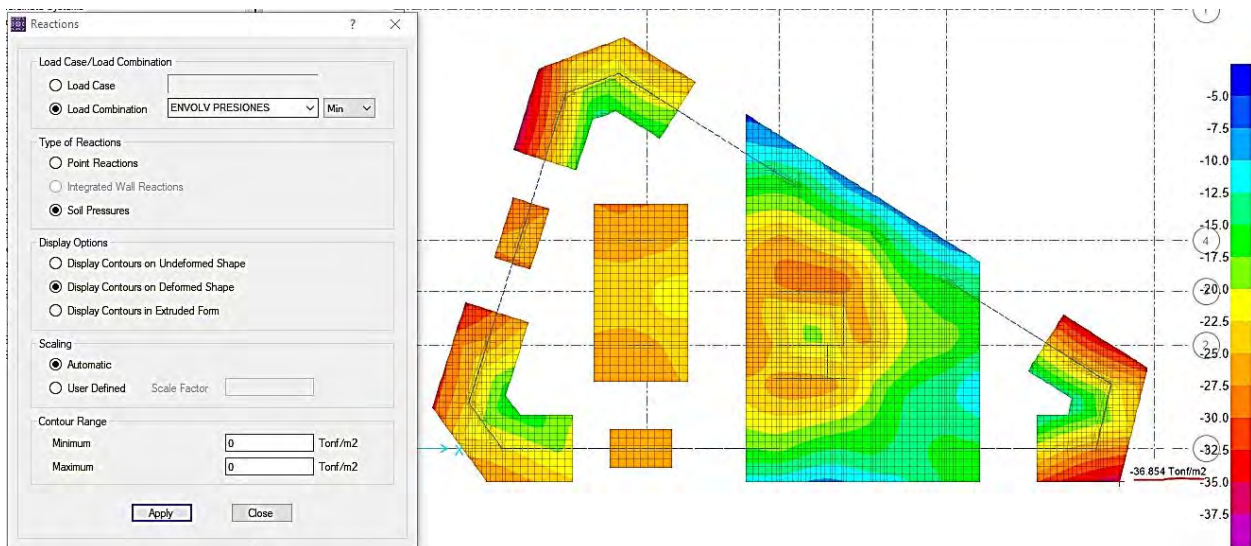


Figura N° 76. Verificación de esfuerzos admisibles por cargas de gravedad y sísmicas

En ningún caso se permitirá que se presenten tracciones, por lo que será necesario considerar la no linealidad como comportamiento real de la cimentación.

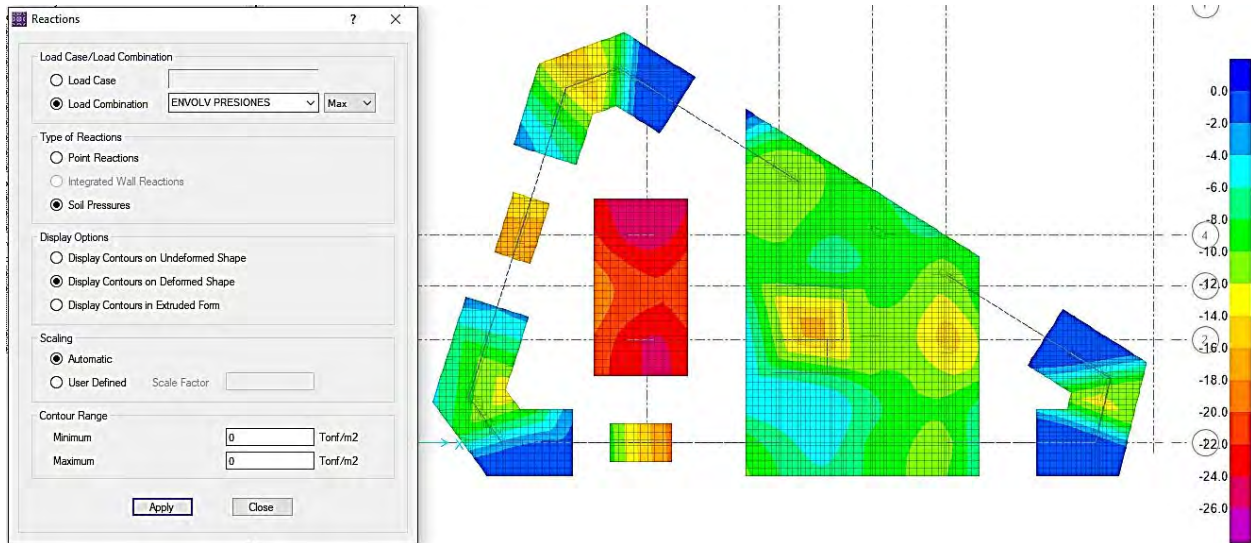


Figura N° 77. Verificación de esfuerzos admisibles a compresión

9.6. Ejemplo de cálculo de zapata de placa esquinera

Se considerará como ejemplo el diseño de la zapata correspondiente a la placa PL03, con un peralte efectivo de 0.80m y resistencia del concreto $f'_c=210\text{kg/cm}^2$. Se muestra el esquema del planteamiento con el cual se realizará el diseño del elemento.



Figura N° 78. Propuesta de cimentación para la placa PL03

9.6.1. Diseño por punzonamiento

Los parámetros para el diseño son los siguientes:

$$A = 31.93 \text{ m}^2 ; A_o = 8.00 \text{ m}^2 ; b_o = 17.35 \text{ m} ; \alpha = 40 ; \beta = \frac{an}{bn} = \frac{4.78}{2.19} = 2.18$$

La cortante última por punzonamiento se hallará a partir del esfuerzo último obtenido de la envolvente de combinaciones de diseño:

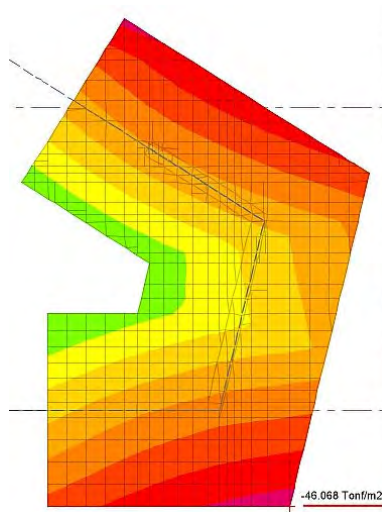


Figura N° 79. Distribución de esfuerzos últimos en cimentación para la placa PL03

Nótese que si al máximo valor del esfuerzo admisible de la Figura N°76 se amplifica por un factor de 1.25 se obtendría $\sigma'_u = 1.25 \times 36.85 = 46.06 \text{ ton/m}^2$, resultado prácticamente igual al obtenido a partir del modelo matemático. El factor de 1.25 se utiliza para estimar esfuerzos últimos en cimentaciones en las que la demanda sísmica es más crítica que la demanda por cargas de gravedad. En ese sentido, se obtiene la cortante última por punzonamiento.

$$V_u = 46.07 \times (31.93 - 8.00) = 1102.46 \text{ ton}$$

Por otro lado, se obtiene la resistencia a cortante por punzonamiento que aporta el peralte de la zapata:

$$\phi V_c = \text{mín} (1812.27 \text{ ton} ; 1737.46 \text{ ton} ; 1774.63 \text{ ton})$$

$$\phi V_c = 1737.46 \text{ ton}$$

Nótese que la sección crítica para punzonamiento se ilustró de manera conservadora, aun así, la resistencia del elemento se encuentra con holgura, esto debido a que el elemento tiene una amplia

área en planta, por lo que la verificación por punzonamiento se tornará más relevante, por ejemplo, en la zapata combinada para las placas PL-06 y PL-07.

9.6.2. Diseño por cortante

Se realiza la verificación por metro de ancho para las direcciones longitudinales y transversales. En primer lugar, se obtiene la cortante última a una distancia “d” de la cara del apoyo, considerando empotramiento al elemento vertical en todas sus direcciones:

$$V_u = (1.50 - 0.80) \times 1.00 \times 46.07 = 32.25 \text{ ton}$$

La resistencia que aporta el concreto se define según:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 80 = 52.23 \text{ ton}$$

Por otro lado, el modelo matemático permite obtener la demanda última por cortante, según las franjas de diseño longitudinales o transversales, para lo cual se considera una distribución no uniforme del esfuerzo último, así como la continuidad de la franja a lo largo de una dirección de análisis.

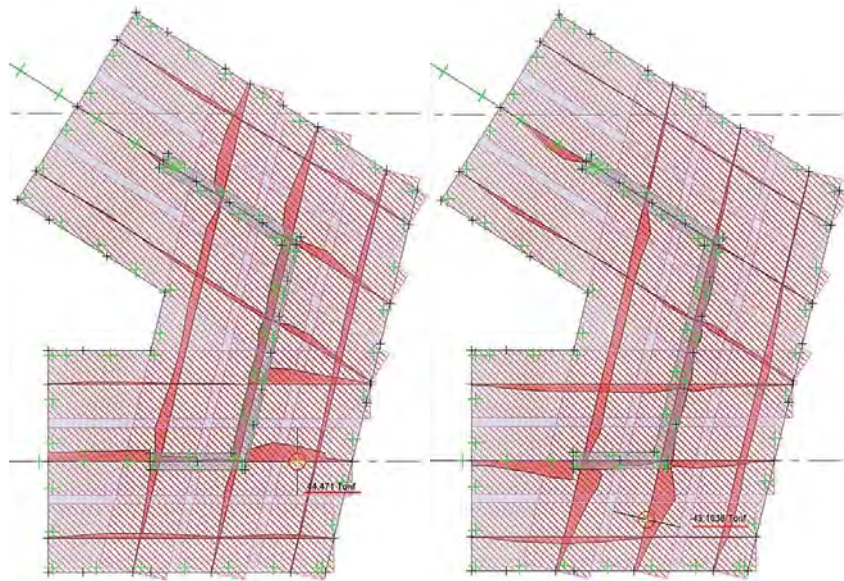


Figura N° 80. Fuerzas cortantes últimas a una distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseños longitudinales, en cimentación para la placa PL03

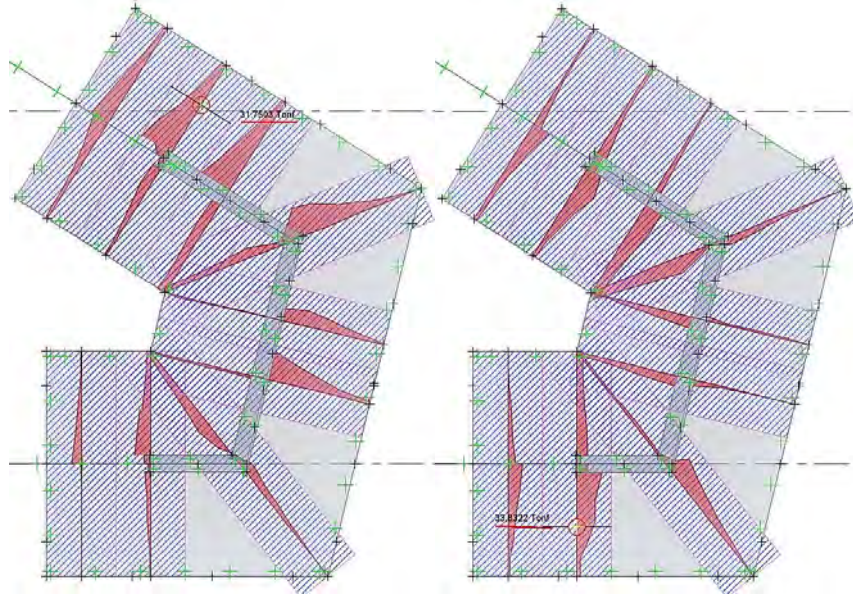


Figura N° 81. Fuerzas cortantes últimas a una distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseño transversales, en cimentación para la placa PL03

Strip (Franja de diseño)	Vu + (tonf)	Vu - (tonf)
LONGITUDINAL "A"	44.47	43.1
TRANSVERSAL "B"	31.75	33.83

Tabla 69. Tabla resumen de demandas por corte para zapata aislada

La resistencia del elemento es siempre mayor a la demanda, por lo que se da por satisfactorio el diseño por cortante.

9.6.3. Diseño por flexión

Considerando el diseño para un ancho de un metro, el acero mínimo para las mallas en tracción corresponde a $A_{smin} = 0.0012 \times b \times h = 10.80 \text{ cm}^2$, por lo que se escoge el refuerzo de $\emptyset 3/4" @ 25 \text{ cm}$. Por otro lado, para cumplir con el refuerzo mínimo por temperatura, se instalará en la capa que no trabaja a tracción el refuerzo restante para cumplir $A_{stemp} = 0.0018 \times b \times h = 16.20 \text{ cm}^2$, por lo que se escoge el refuerzo de $\emptyset 1/2" @ 25 \text{ cm}$. Debido a que la configuración en planta es compleja, realizar una simplificación al considerar empotramiento de cada volado contemplaría un error, puesto que hay franjas continuas con más de un apoyo, por lo que se realizará el diseño, a partir de la demanda de cada franja de diseño.

El momento último crítico para la dirección longitudinal, se encuentra ubicado en la parte inferior, correspondiente a la ubicación del esfuerzo último máximo, el cual se aprecia en la Figura N°76, asociado a la combinación de diseño 9 (0.9CM – CSY).

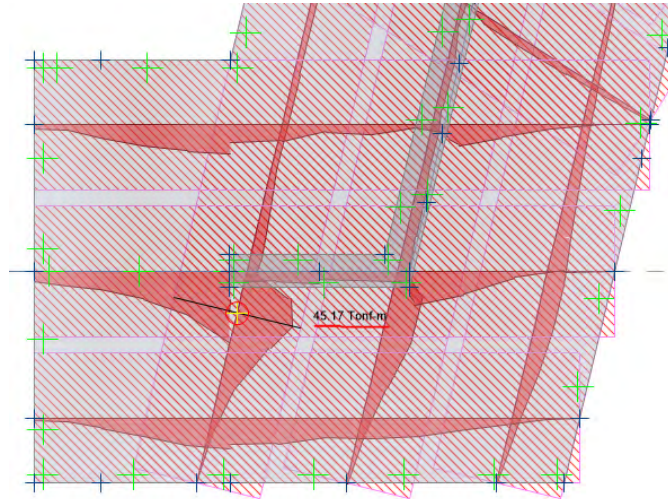


Figura N° 82. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño longitudinales, en cimentación para la placa PL03

Para el momento $M_u = 45.17 \text{ ton.m}$ se requiere un $A_s = 15.28 \text{ cm}^2$, por lo que se añadirán bastones de $\varnothing 1/2'' @ 25 \text{ cm}$ en la zona requerida.

Por otro lado, para la dirección transversal, el momento último crítico corresponde a la combinación de diseño 4 (1.25CM + 1.25CV + CSY)

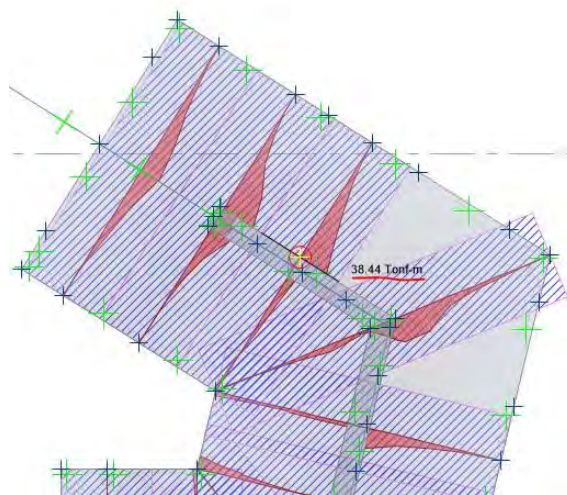


Figura N° 83. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño transversales, en cimentación para la placa PL-03

De manera análoga a la dirección longitudinal, se optará por instalar bastones de $\varnothing 1/2'' @ 25\text{ cm}$. Finalmente se muestra el detalle final de la zapata Z-03, para la dirección longitudinal y transversal.

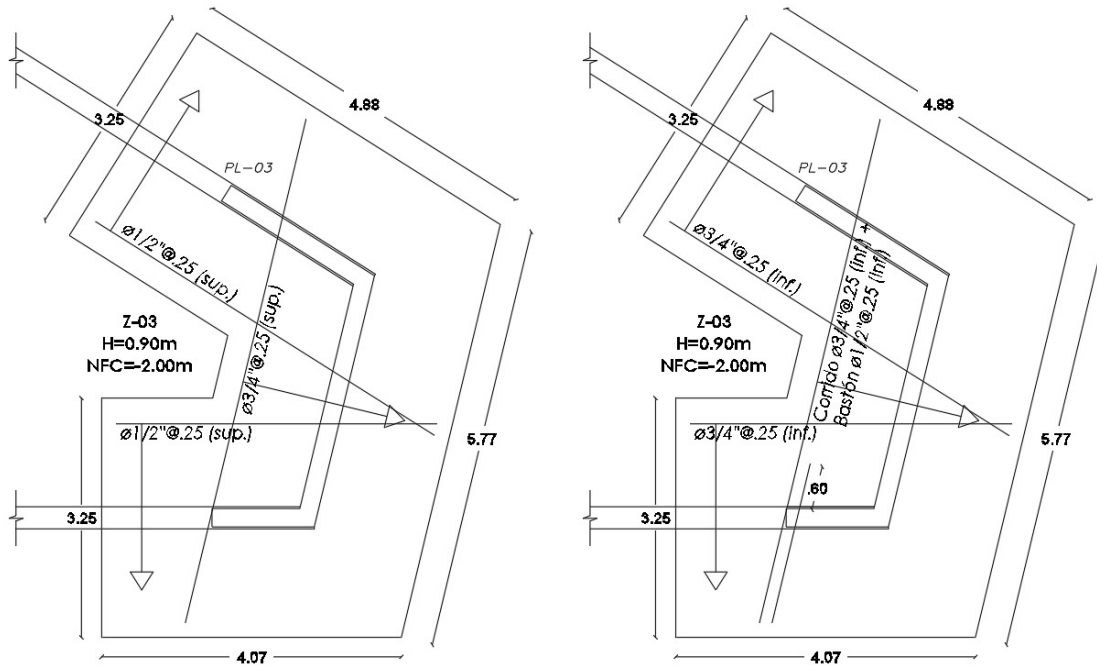


Figura N° 84. Disposición final de refuerzo longitudinal en zapata Z-03

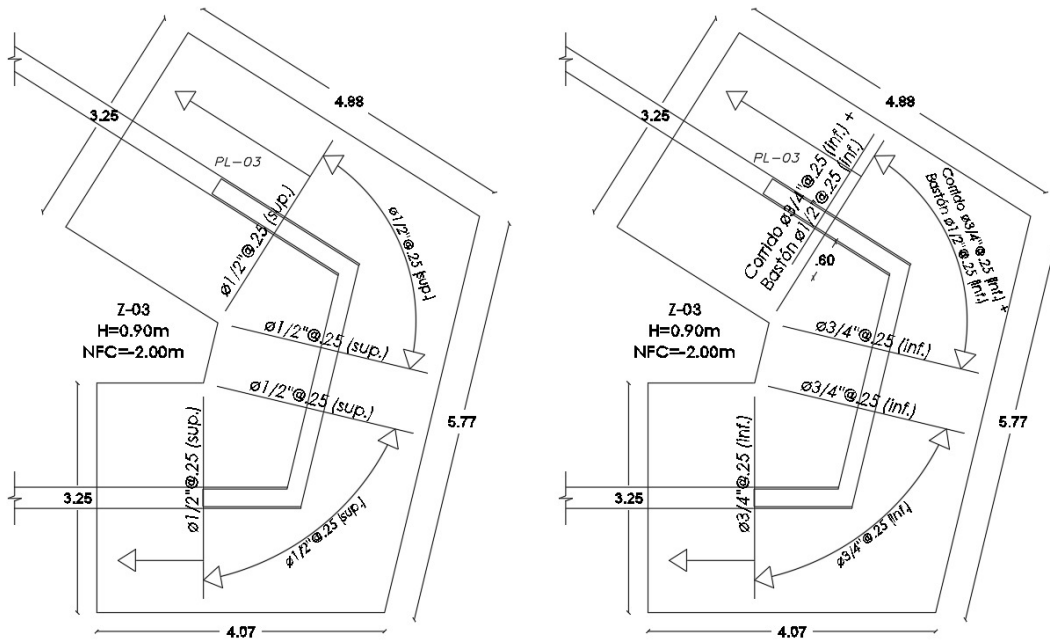


Figura N° 85. Disposición final de refuerzo transversal en zapata Z-03

9.7. Ejemplo de cálculo de zapata combinada

Se considerará como ejemplo el diseño de la zapata combinada correspondiente a las placas PL-06 y PL-07, ubicada en el eje B.

9.7.1. Diseño por punzonamiento

Los parámetros para el diseño son los siguientes:

$$A_o = 3.00 \text{ m}^2 ; b_o = 7.30 \text{ m} ; \alpha = 40 ; \beta = \frac{an}{bn} = \frac{1.4}{0.25} = 5.60$$

La cortante última por punzonamiento se hallará con la demanda última por franjas de diseño (franjas de 1m de ancho) multiplicado por el ancho de la sección de punzonamiento.

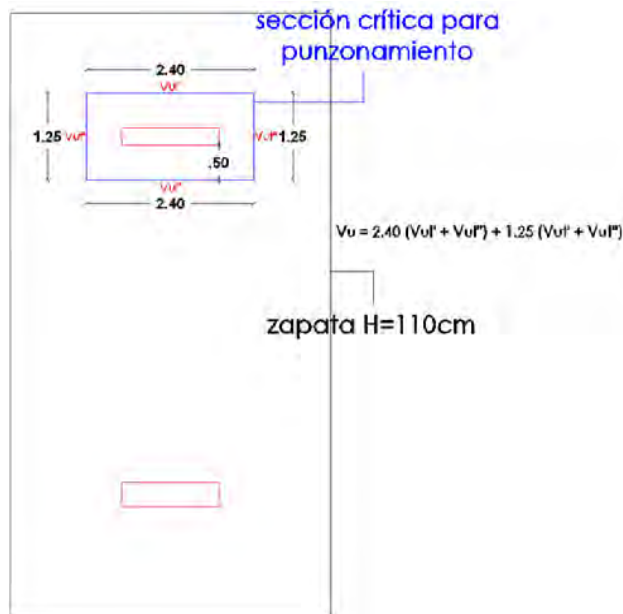


Figura N° 86. Propuesta de cimentación para las placas PL06 y PL07

$$V'_{ul} \approx V''_{ul} = 89.00 \text{ ton} ; V'_{ut} \approx V''_{ut} = 51.00 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.40 \times (2 \times 89.00) + 1.25 \times (2 \times 51.00) = 554.70 \text{ ton}$$

Otra manera de obtener la cortante última por punzonamiento podría ser a partir del esfuerzo último de la zapata.

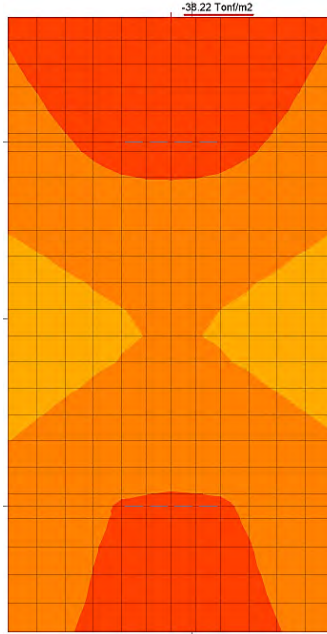


Figura N° 87. Distribución de esfuerzos últimos en cimentación para las placas PL06 y PL07

Nótese que si al máximo valor del esfuerzo admisible de la Figura N°75 se amplifica por un factor de 1.50 se obtendría $\sigma'_u = 1.25 \times 26.66 = 38.49 \text{ ton}/\text{m}^2$, resultado prácticamente igual al obtenido a partir del modelo matemático ($38.22 \text{ ton}/\text{m}^2$). El factor de 1.50 se utiliza para estimar esfuerzos últimos en cimentaciones en las que las cargas de gravedad son más críticas que la demanda sísmica, esto al tener una gran área tributaria (elementos verticales centrales).

Por otro lado, se obtiene la resistencia a cortante por punzonamiento que aporta el peralte de la zapata:

$$\phi V_c = \text{mín} (953.14 \text{ ton} ; 646.77 \text{ ton} ; 1815.87 \text{ ton})$$

$$\phi V_c = 646.77 \text{ ton}$$

Tal como se comentó en el acápite 9.6.1 la verificación por punzonamiento del elemento es más relevante en esta zapata combinada, debido a que el elemento vertical tiene menores dimensiones y una de las direcciones considerablemente mayor a la otra.

9.7.2. Diseño por cortante

Se muestran las demandas más críticas por cortante para las direcciones longitudinal y transversal, considerando un metro de ancho, a una distancia “d” de la cara del apoyo.

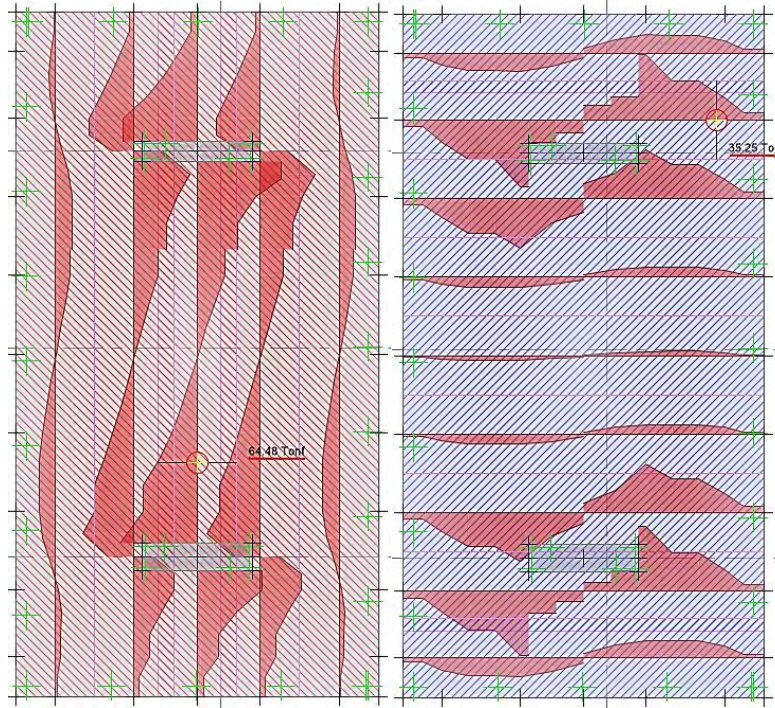


Figura N° 88. Fuerzas cortantes últimas a distancia "d" del elemento vertical, correspondientes a franjas de diseño longitudinales y transversales, en cimentación para las placas PL06 y PL07

Strip (Franja de diseño)	Vu (tonf)
LONGITUDINAL "A"	64.48
TRANSVERSAL "B"	35.25

Tabla 70. Tabla resumen de demandas por corte para zapata combinada

La resistencia que aporta el concreto se define según:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

La resistencia del elemento es mayor a la demanda, por lo que se da por satisfactorio el diseño por cortante.

9.7.3. Diseño por flexión

Considerando el diseño para un ancho de un metro, el acero mínimo para las mallas en tracción corresponde a $A_{smin} = 13.20 \text{ cm}^2$, por lo que se escoge el refuerzo de $\phi 3/4" @ 20 \text{ cm}$. Por otro lado, para cumplir con el refuerzo mínimo por temperatura, se instalará en la capa que no trabaja a tracción el refuerzo restante para cumplir $A_{stemp} = 0.0018 \times b \times h = 19.80 \text{ cm}^2$, por lo que se escoge el refuerzo de $\phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$. Se muestran las demandas más críticas por flexión para las direcciones longitudinal y transversal.

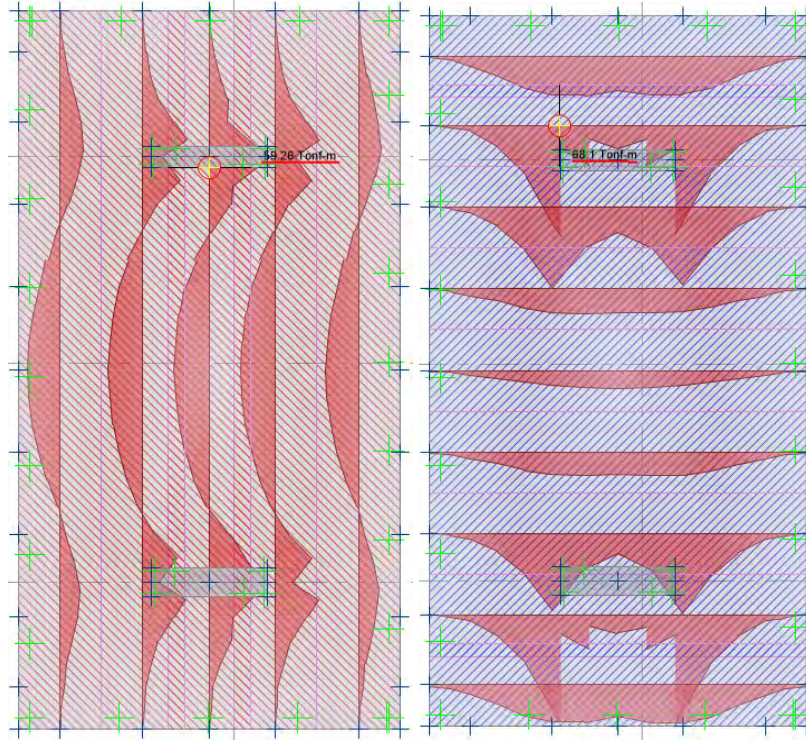


Figura N° 89. Momentos flectores últimos, correspondientes a franjas de diseño longitudinales y transversales, en cimentación para las placas PL06 y PL07

Strip (Franja de diseño)	Mu + (ton.m)	As + req (cm2)	Mu - (ton.m)	As - req (cm2)
LONGITUDINAL "A"	59.26	15.98	43.49	11.67
TRANSVERSAL "B"	68.10	18.41	-	-

Tabla 71. Tabla resumen para diseño por flexión

Para la dirección longitudinal, se instalarán bastones positivos de $\varnothing 1/2'' @ 20 \text{ cm}$, mientras que no será necesario añadir bastones negativos, puesto que el acero instalado ($A_s \text{ min}$) cubre con la demanda.

Para la dirección transversal, se instalarán bastones positivos de $\varnothing 1/2'' @ 20 \text{ cm}$ en las zonas de mayor esfuerzo.

Finalmente se muestra el detalle final de la zapata Z-06, para la dirección longitudinal y transversal.

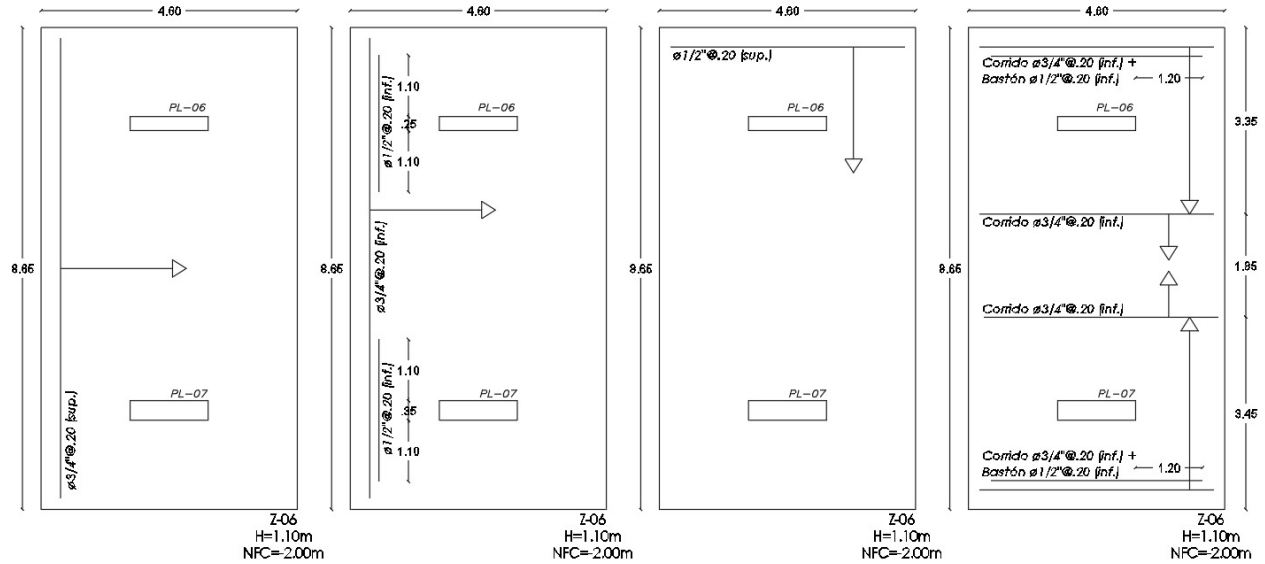


Figura N° 90. Disposición final de refuerzo transversal en zapata Z-06.

9.8. Comentarios de la losa de cimentación

El espesor mínimo de la losa estará definido según la longitud de desarrollo que debe tener el refuerzo que proviene del elemento vertical.

$$d_{min} = \frac{0.075 \times f_y \times d_b}{\sqrt{f'c}} > 0.0044 \times f_y \times d_b$$

$$d_{min} = \frac{0.075 \times 4200 \times 1.91}{\sqrt{210}} = 41.51 \text{ cm} > 0.0044 \times 4200 \times 1.91 = 35.30 \text{ cm}$$

$$H_{min} = d_{min} + 10 \approx 60 \text{ cm}$$

Por otro lado, las columnas centrales y la placa del ascensor, al tener una mayor demanda, requerirán un peralte mayor, por lo que se opta por un espesor de 100 cm. La variación de peraltes se puede apreciar en el corte esquemático A-A.

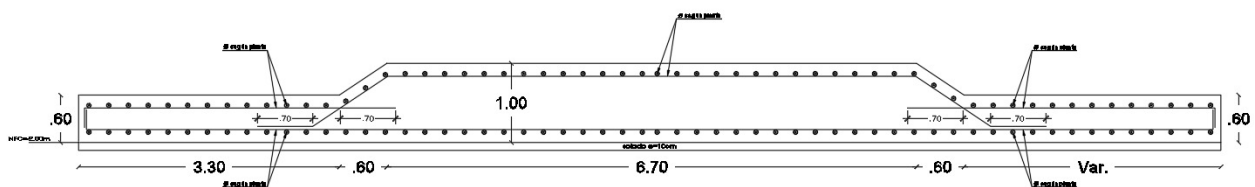


Figura N° 91. Corte esquemático A-A, correspondiente a la losa de cimentación

A partir de las franjas de diseño de un metro de ancho, se determina la demanda por fuerza cortante y se compara con su resistencia, con el objetivo de validar los peraltes considerados.

Espesor	Strip (Franja de diseño)	Vu (tonf)	ϕVc (tonf)
100 cm	LONGITUDINAL "A"	48.44	58.76
	TRANSVERSAL "B"	54.73	
60 cm	LONGITUDINAL "A"	29.18	32.64
	TRANSVERSAL "B"	26.59	

Tabla 72. Verificación de cortante en una dirección en losa de cimentación.

9.9. Diseño de vigas de cimentación

Se ejemplificará la viga de cimentación más crítica, la cual es la VC-01 con una resistencia del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. El diseño es similar al capítulo 6, el cual se realizará a partir de la demanda por cortante y flexión. Al tener vigas muy rígidas, estas consideran grandes demandas, por lo que se planteó refuerzo corrido $3\phi 1''$ para la capa superior e inferior; asimismo, los estribos serán $\phi 1/2''$.

9.9.1. Diseño por flexión

En las zonas de mayores momentos, se instalarán bastones. A continuación, se muestra la demanda máxima por flexión, así como el acero requerido.

TRAMO	Mu + (ton.m)	As + req (cm2)	Mu - (ton.m)	As - req (cm2)
1	39.23	12.18	90.31	30.64
2	61.95	19.94	40.03	12.44

Tabla 73. Diseño por flexión de viga de cimentación VC-01

En la capa superior del primer tramo se instalarán 3 bastones $\phi 1''$, mientras que en la capa inferior del segundo tramo se instalará 1 bastón $\phi 1''$.

9.9.2. Diseño por cortante

Se muestra la demanda máxima por fuerza cortante.

TRAMO	Vu (tonf)
1	66.64
2	36.52

Tabla 74. Máximas demanda de fuerza cortante en viga de cimentación VC-01

La resistencia que aporta el concreto se define según:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 90 = 17.63 \text{ ton}$$

Para el primer tramo, se tiene $V_s = 57.66 \text{ ton}$, lo que corresponde una separación de estribos de 15 cm. Por otro lado, en el segundo tramo se tiene $V_s = 22.23 \text{ ton}$, lo cual implica una separación de 40 cm, sin embargo, se considerará el mínimo exigido de 30 cm. Nótese que en todos los casos $V_u < V_{u_{max}} = 0.85 \times (V_c + 2.1 \times f'c^{0.5} \times b \times d) = 87.47 \text{ ton}$.

El detalle del desarrollo de las vigas de cimentación se apreciará de mejor manera en los planos de cimentaciones E-02, E-03, E-04 y E-05.

CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Realizar un análisis de cargas de gravedad previo a la realización del modelo matemático es una manera sencilla de comprobar que las secciones adoptadas en el predimensionamiento son adecuadas. Además, se comprobó la convergencia de los resultados obtenidos mediante modelos isostático (análisis de cargas de gravedad) con los obtenidos mediante el modelo matemático tridimensional.
- Realizar un análisis sísmico considerando cada una de las direcciones de los ejes no ortogonales de la estructura fue de gran importancia, puesto que las mayores demandas sísmicas en los elementos estructurales se presentaron según la coincidencia de su orientación con la del sismo de diseño.
- El uso del software durante el análisis sísmico se limita a brindar resultados obtenidos estrictamente a direcciones alineadas a los ejes globales, por lo que fue necesario realizar dos modelos matemáticos adicionales con ejes globales coincidentes con los ejes no ortogonales, con el objetivo de obtener parámetros relevantes en todas las direcciones de análisis.
- La distribución de cargas de las losas irregulares en el software utilizado evidenció un inconveniente, por lo que se consideró realizar un metrado de cargas manual. De esta manera se distribuyó de manera detallada cada una de las cargas provenientes de las losas hacia las vigas, columnas y placas.
- La regularidad torsional está completamente relacionada con la coincidencia de la ubicación del centro de masa con el centro de rigidez, asimismo a la longitud del diafragma en las direcciones transversales a las de análisis. En tal sentido, la estructuración de las esquinas se torna crítica, por lo que aprovechar los ochavos exigidos por los parámetros urbanos como muros estructurales permitió controlar la torsión sin tener inconvenientes con la especialidad de arquitectura.
- Al tener una dirección de análisis cuya masa participativa para cierto modo no es predominante respecto a su dirección transversal, genera que la fuerza estática (valor necesario para obtener un factor de amplificación de diseño) pueda encontrarse entre dos

valores distintos. Ante ello, se tomó una decisión conservadora y se optó por considerar la fuerza cortante estática obtenida en la dirección X'; sin embargo, a juicio del especialista este valor se podría reducir, considerando que los mayores esfuerzos sísmicos se encuentran en la dirección coincidente con la dirección del pórtico. Por otro lado, esta baja participación modal en el sistema X'Y' refuerza la necesidad de realizar la comprobación de la asunción de considerar diafragmas rígidos en la edificación, la cual se verifica a partir de un procedimiento internacional descrito en el Anexo N°04 del documento.

- Se evidenció durante la verificación de elementos horizontales (losas y vigas) que las consideraciones para el predimensionamiento no consideran necesariamente la presencia de gran cantidad de tabiquería, ya que el diseño por flexión considerado inicialmente fue modificado para cumplir con las exigencias normativas para el control de deflexiones.
- La Norma E.060 Concreto Armado sobreestima las deflexiones obtenidas debido a las cargas de servicio al considerar una sección completamente fisurada para cuando el momento actuante sea mayor al momento crítico. Por otro lado, la Norma ACI plantea una metodología para calcular la inercia efectiva de la sección según la relación entre el momento actuante y momento de agrietamiento.
- Si bien el aporte del acero en comprensión para incrementar la resistencia es muy bajo, su aporte si permite incrementar considerablemente la cantidad de acero máximo en tracción para secciones altamente demandadas.
- Se optó por considerar columnas de dimensiones iguales con el objetivo de facilitar el proceso constructivo, puesto que permite la reutilización del encofrado en diversos sectores del proyecto. Por esta razón, las columnas con un área tributaria considerablemente menor a las centrales o aquellas que no forman pórticos importantes con presencia de placas contemplan una mayor holgura que las descritas en el capítulo 7.
- Para optimizar el diseño final de las placas se analizó la verificación por flexocompresión en cada uno de los pisos. De esa manera se fue reduciendo la cantidad de acero necesario en los núcleos de confinamiento y la cantidad de acero vertical y horizontal distribuido en el alma.
- Se optó por considerar una disposición de refuerzo longitudinal y radial en las cimentaciones irregulares, como la de las placas esquineras, esto debido a que se pueden

presentar esfuerzos positivos o negativos, mayores o menores, dependiendo de la ubicación y sentido de las franjas de diseño.

- Es importante brindar los detalles y especificaciones de cada uno de los elementos para poder facilitar el trabajo de ejecución del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

BLANCO BLASCO, A. (1995). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

EDIFICACIONES, R. N. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2015). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

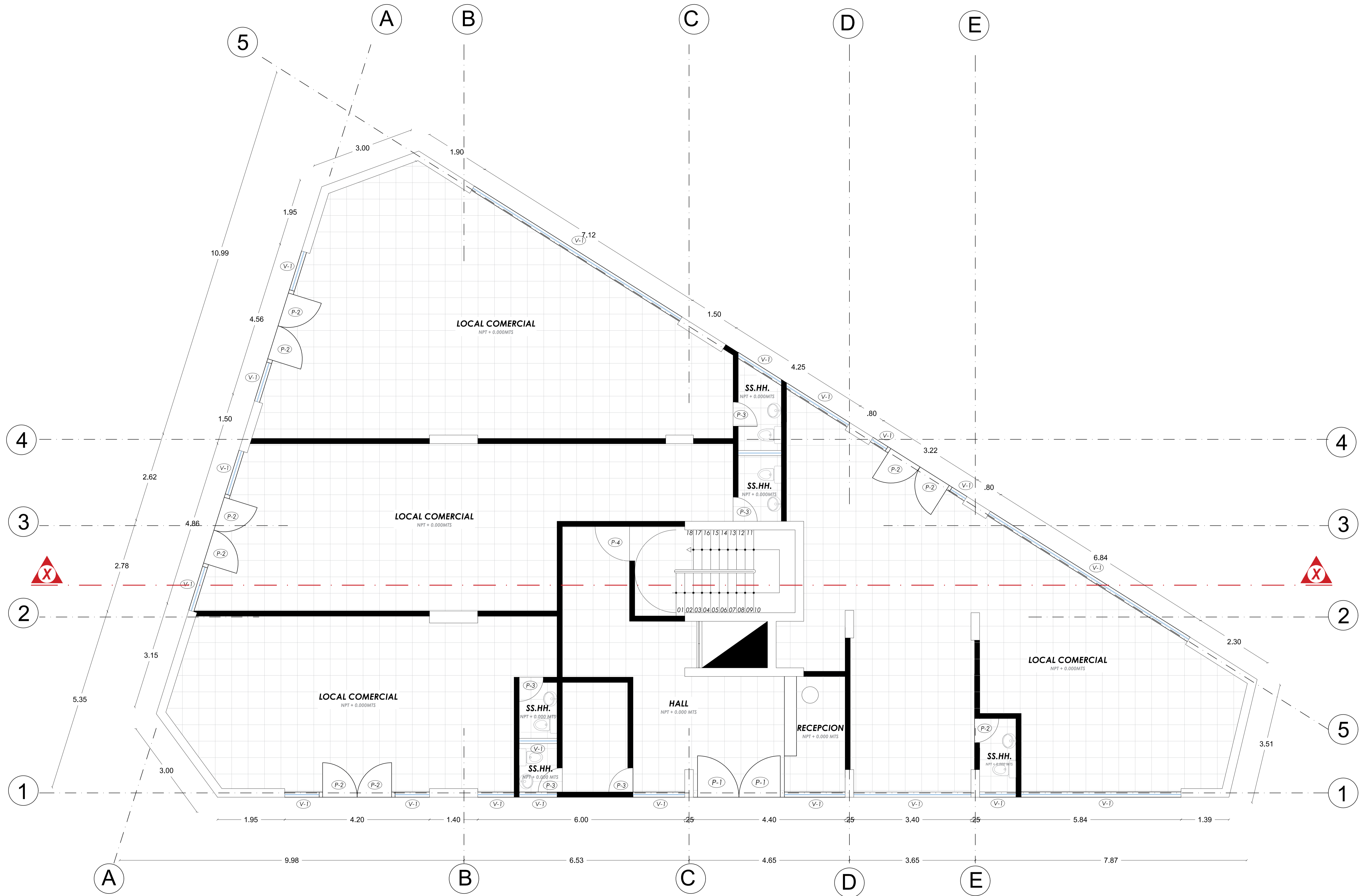
EDIFICACIONES, R. N. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

OTTAZI PASINO, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (Decimoquinta edición). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (2017). *ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: ASCE

ANEXO N°01

Planos de Arquitectura



PRIMER NIVEL
 ESC 1/50

Diseño:	MDC	Proyecto:	"VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
Dibujo:	MDC	Plano:	PLANTA PRIMER NIVEL		
Revisión:	R00	Dpto:	Junin	Provincia:	Huancayo
				Distrito:	Huancayo

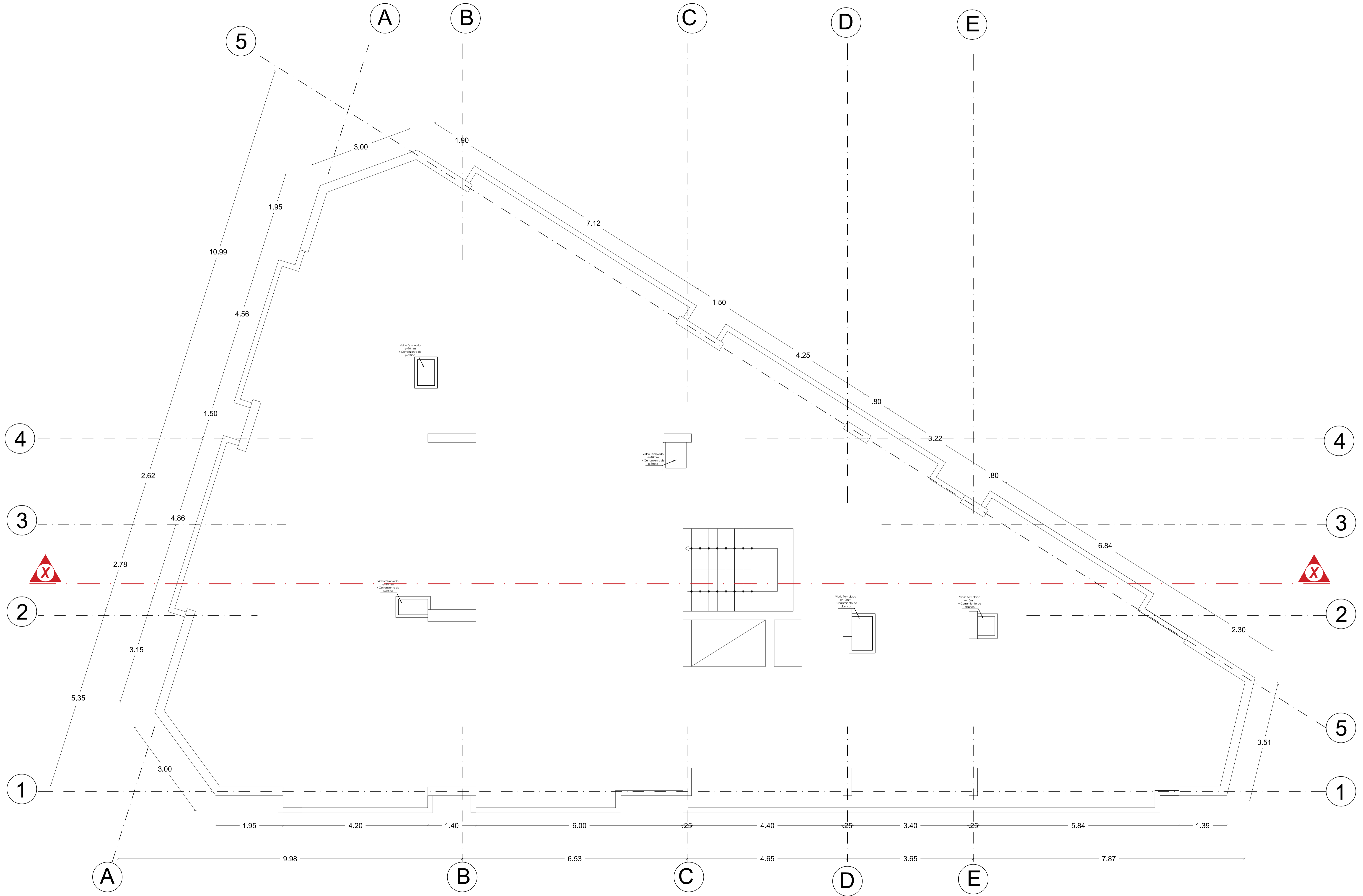
A-01



2DO - 10MO NIVEL
 ESC 1/50

Diseño:	MDC	Proyecto:	"VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
Dibujo:	MDC	Plano:	PLANTA PISO TIPICO		
Revisión:	R00	Dpto:	Junin	Provincia:	Huancayo
				Distrito:	Huancayo

A-02



AZOTEA
ESC 1/50

Diseño:	MDC	Proyecto:	"VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
Dibujo:	MDC	Plano:	PLANTA AZOTEA		
Revisión:	R00	Dpto:	Junin	Provincia:	Huancayo
				Distrito:	Huancayo

A-03

ANEXO N°02

Planos de Estructuras

ESPECIFICACIONES DE CONCRETO

COLOCACIÓN

EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O DESPLAZAMIENTO.

LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REVERZO.

NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.

NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECÍFICAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.

TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEDIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO.

CURADO

A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO).

ENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, AJUSTES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGÚN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN SER SUFICIENTEMENTE HERMÉTICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO.

LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRISTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICIÓN Y FORMA.

LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUÍDAS. EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA VELOCIDAD Y LOS MÉTODOS DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO; TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN, INCLUYENDO LAS DE IMPACTO;
- LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CASCARAS, LOSAS PLEGADAS, DOMOS, CONCRETO ARQUITECTÓNICO U OTROS TIPOS DE ELEMENTOS.

DESENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN RETIRARSE CON LA AUTORIZACIÓN PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TIEMPOS DE DESENCOFRADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DÍAS
- ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS (DEJANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS)
- FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS

NOTA: ESTOS PERÍODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

A- MATERIALES:

CONCRETO ARMADO
 $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ Muros, Placas, Columnas (Nivel 01 al Nivel 03)
 $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Muros, Placas, Columnas (Resto)
 $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Zapatas, Vigas, Losas
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ Acero Corrugado.
 CEMENTO PORTLAND TIPO I

B- NORMAS Y REGLAMENTOS:

NORMAS E-020, E-030, E-050, E-060 Y E-070 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES DEL PERU Y REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL ACI 318S-14

C- SOBRECARGAS:

INDICADAS EN PLANTA

D- RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:

ZAPATAS 7.50 cms.
 PLACAS Y MUROS 3.00 cms.
 PLACAS Y MUROS ($e < 17$) 2.50 cms.
 COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS 4.00 cms.
 COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS ($e < 17$) 3.00 cms.
 VIGAS CHATAS 2.00 cms.
 LOSAS ALIGERADAS Y SOLIDA 2.00 cms.
 COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO 2.00 cms.
 MUROS DE CISTERNA Y T. ELEVADO 5.00 cms.
 -CARA EN CONTACTO CON AGUA 5.00 cms
 -CARA SECA 4.00 cms

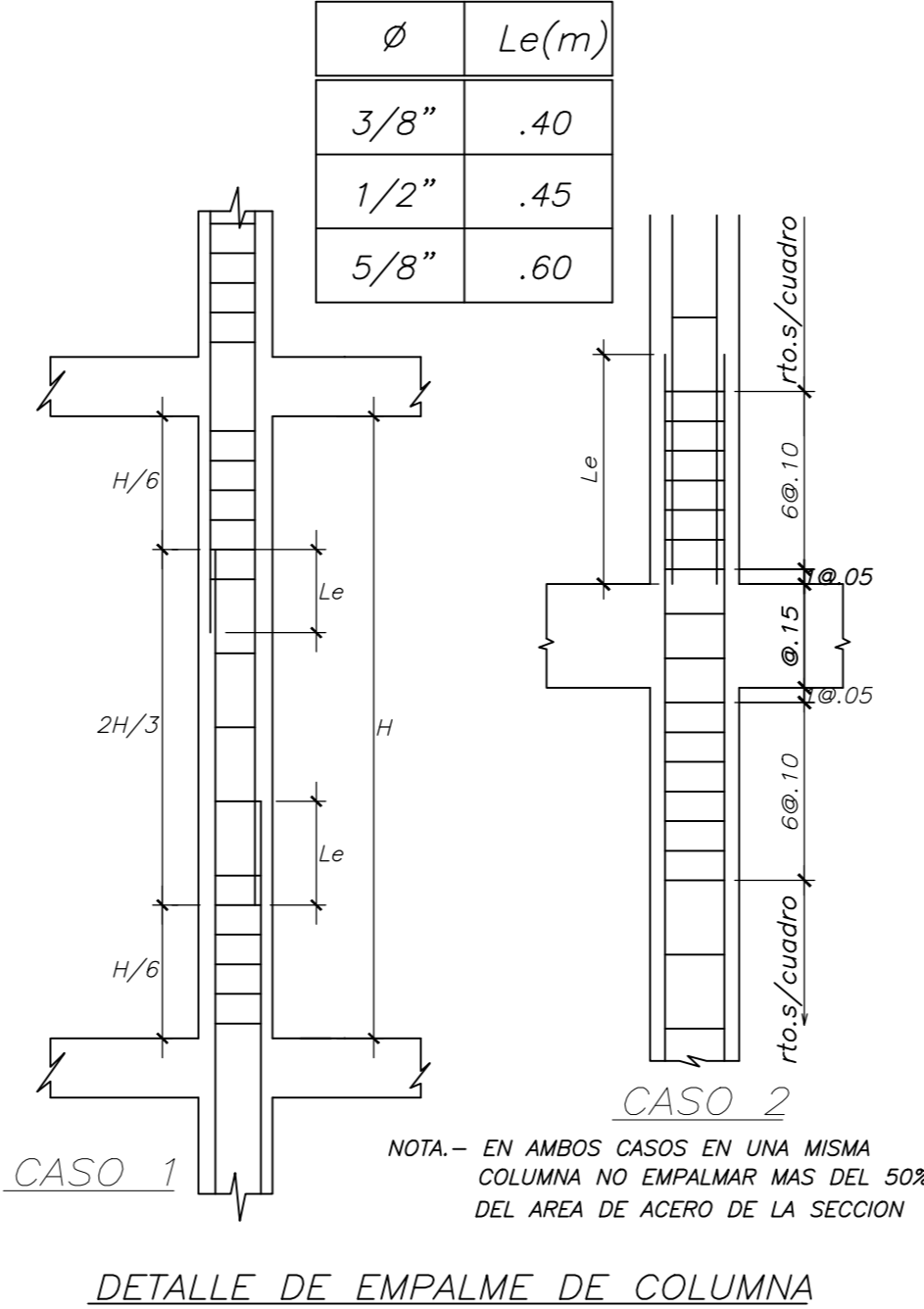
E- PARAMETROS SISMICOS:

$V \times I = Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P$
 FACTOR DE ZONA (ZONA 4) $Z = 0.35$
 FACTOR DE CATEGORÍA (CAT. C) $U = 1.0$
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1) $S = 1.00$
 PERÍODO DE SUELO (TIPO S1) $T_p = 0.40 \text{ seg}$, $T_L = 2.50 \text{ seg}$
 IRREGULARIDADES
 $I_p = 1.00$ (No hay irregularidad en altura)
 $I_p = 0.90$ (Sistemas no paralelos)
 FACTOR DE REDUCCIÓN
 $R_x = 6.0 \text{ m/s}^2 = 5.40$ (Muros Estructurales)
 $R_y = 6.0 \text{ m/s}^2 = 5.40$ (Muros Estructurales)
 DIRECCIÓN XX
 PERÍODO FUNDAMENTAL $T_x = 0.80 \text{ seg}$.
 ORDENADA ESPECTRAL $C_x = 1.25$
 CORTANTE DE DISEÑO $V_{xd} = 282.79 \text{ t}$
 DIRECCIÓN YY
 PERÍODO FUNDAMENTAL $T_y = 0.69 \text{ seg}$.
 ORDENADA ESPECTRAL $C_y = 1.45$
 CORTANTE DE DISEÑO $V_{yd} = 327.82 \text{ t}$

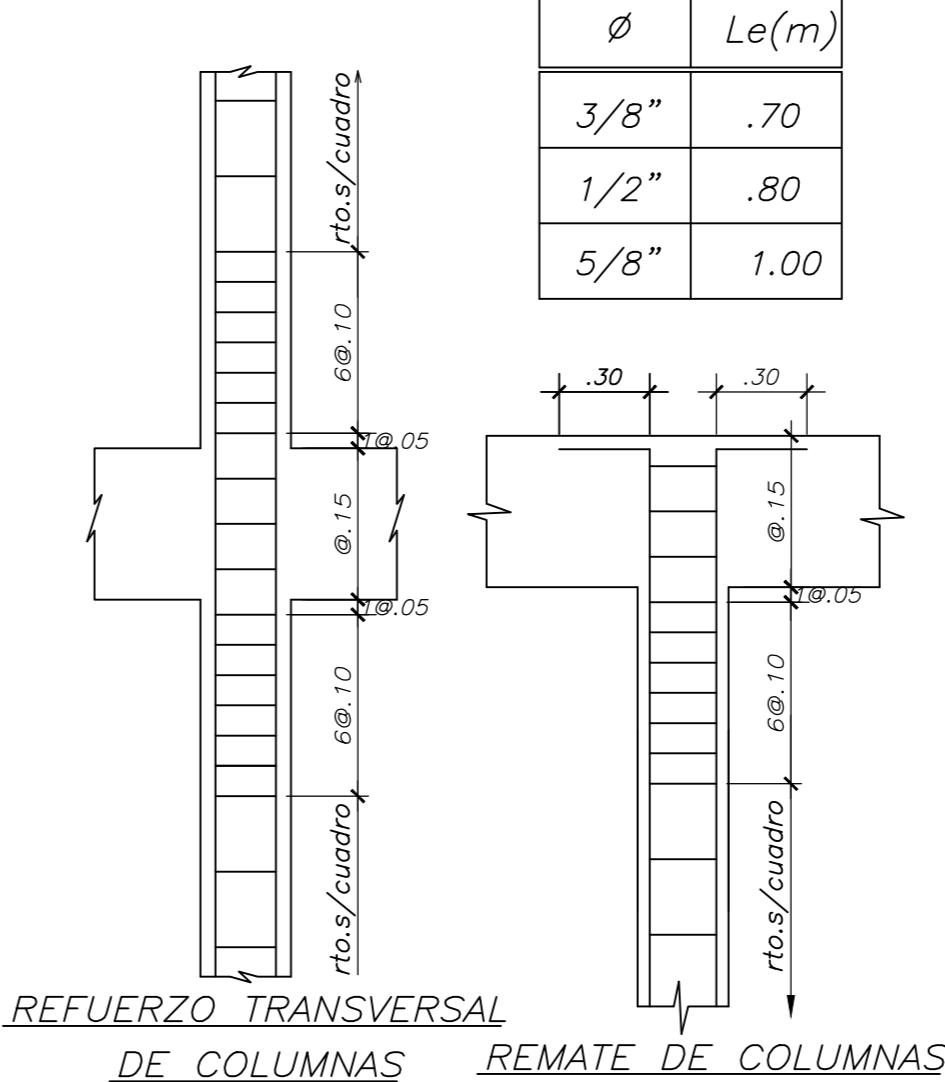
F- DISTORSIÓN DE ENTREPISO:

DIRECCIÓN XX
 $\Delta_{inelástico} = 0.0037 < 0.007$
 DIRECCIÓN YY
 $\Delta_{inelástico} = 0.0032 < 0.007$

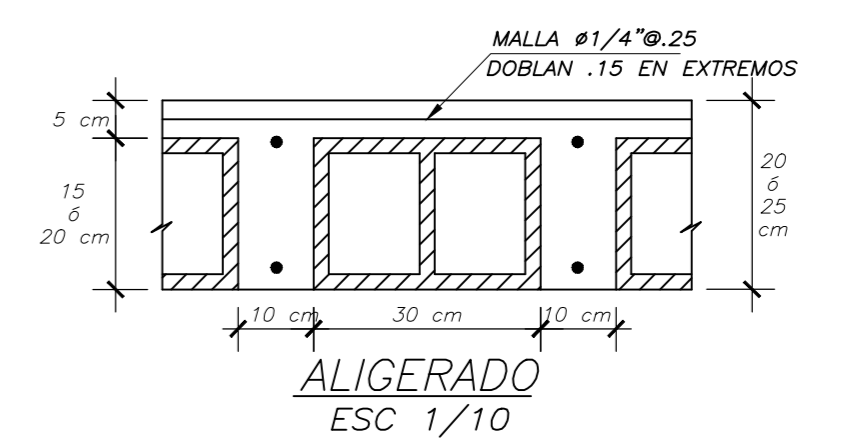
LISTA DE PLANOS	
Nº LAMINA	DESCRIPCIÓN
E-01	DETALLES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
E-02	CIMENTACIÓN I
E-03	CIMENTACIÓN II
E-04	CIMENTACIÓN III
E-05	CIMENTACIÓN IV
E-06	ENCOFRADO PISO TÍPICO (1er al 9no piso)
E-07	ENCOFRADO 10mo piso
E-08	VIGAS I
E-09	VIGAS II
E-10	ELEMENTOS VERTICALES I
E-11	ELEMENTOS VERTICALES II



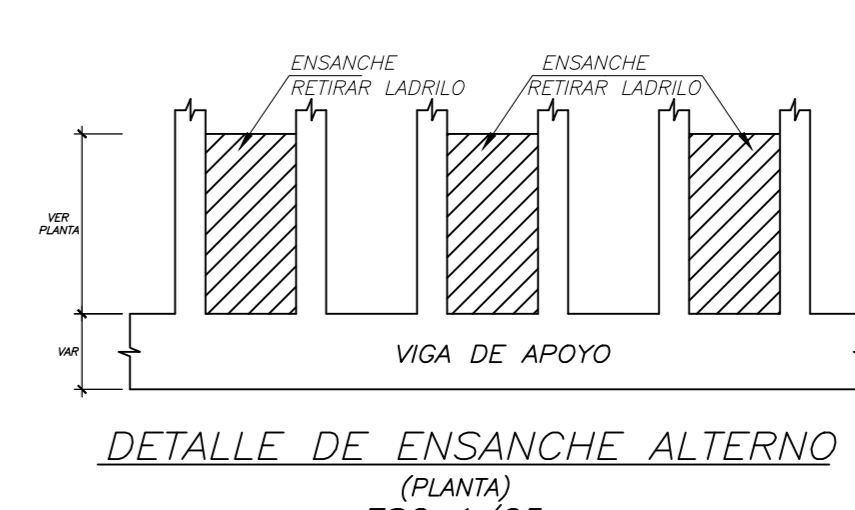
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA



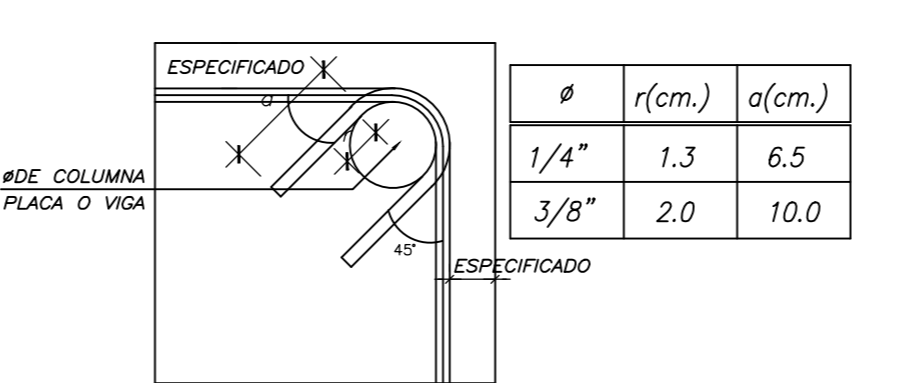
REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS REMATE DE COLUMNAS



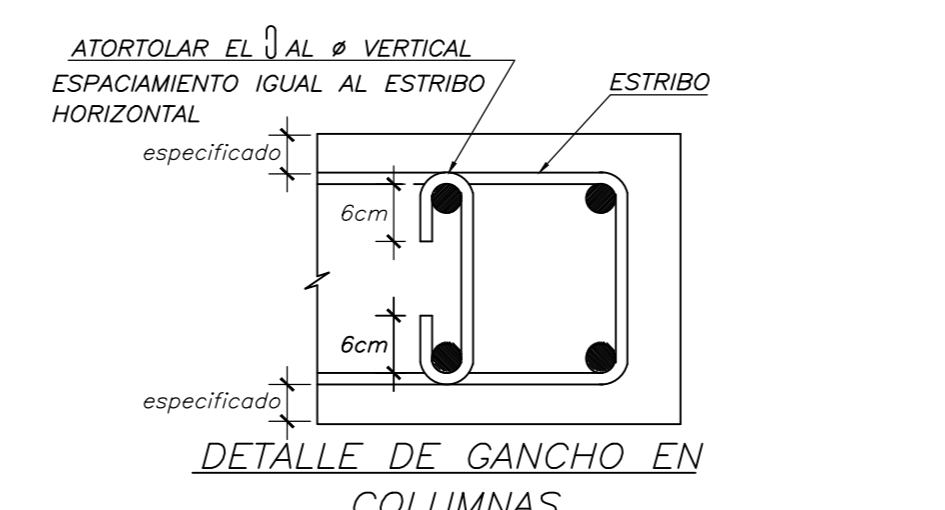
ALIGERADO ESC 1/10



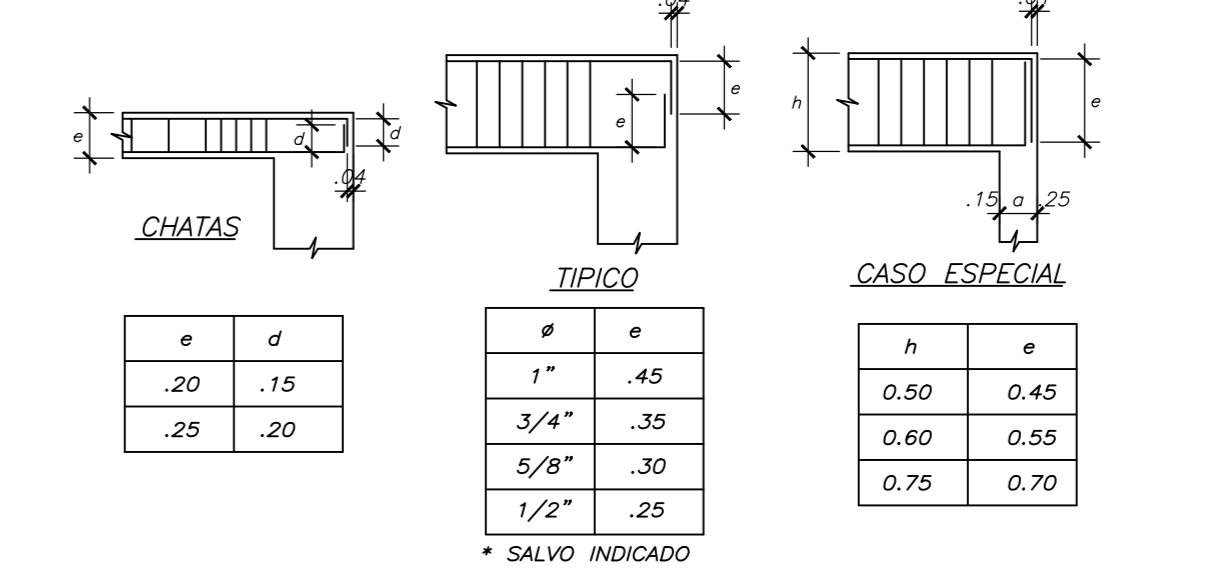
DETALLE DE ENSANCHE ALTERNO (PLANTA) ESC 1/25



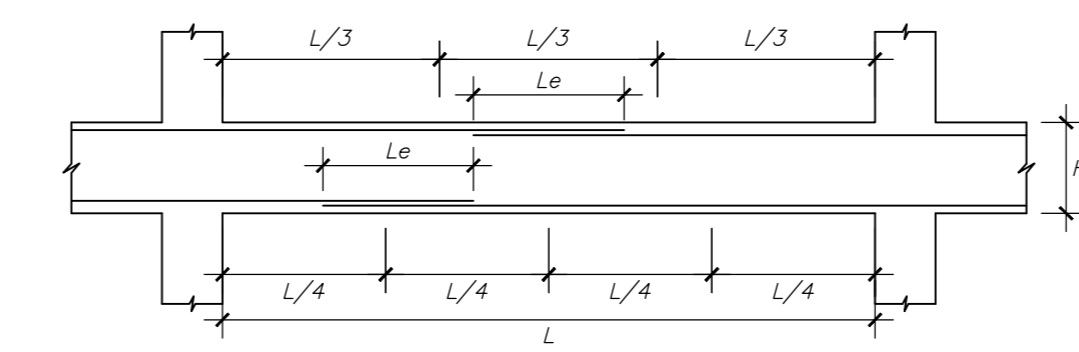
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS



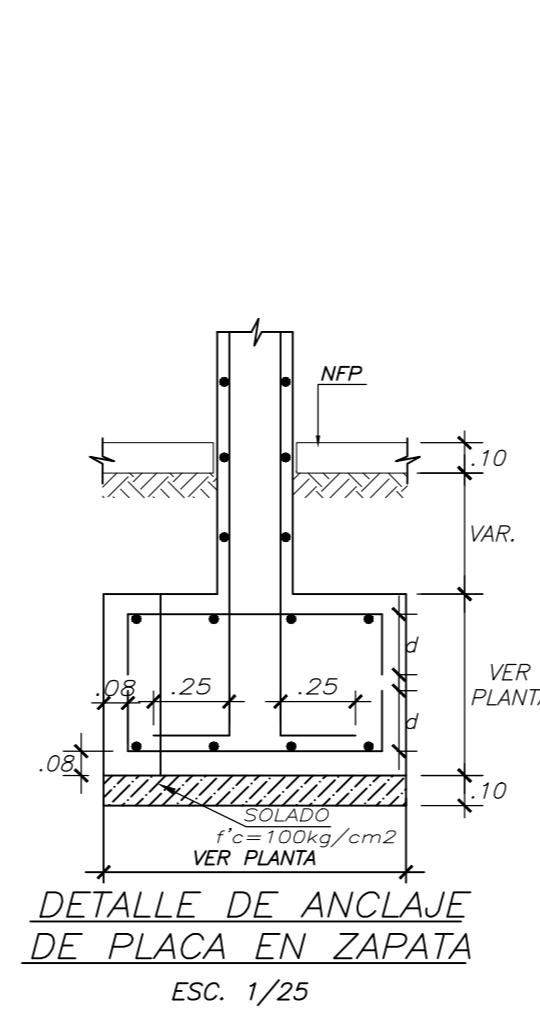
DETALLE DE ANCLAJE



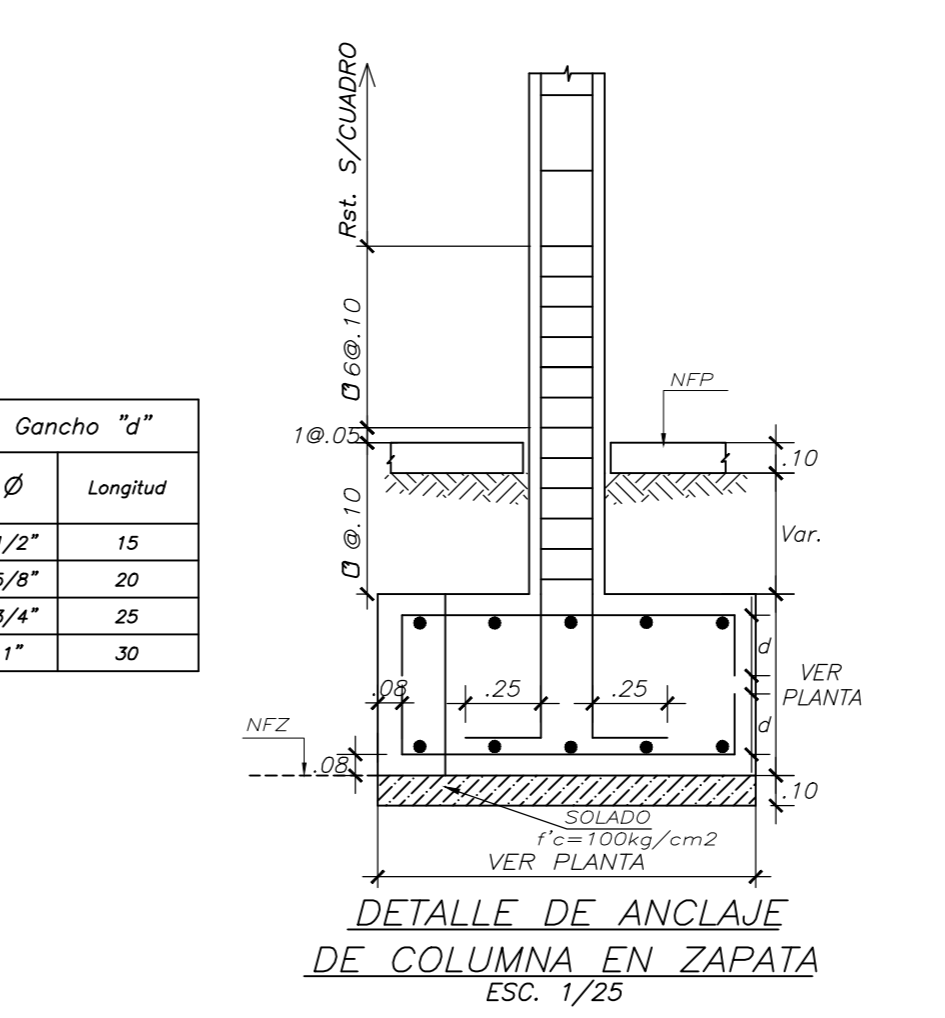
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "L _e " (cm)		
phi	BARRES SUPERIORES	OTROS BARRES
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	80	65
1"	160	115
1 1/8"	200	200

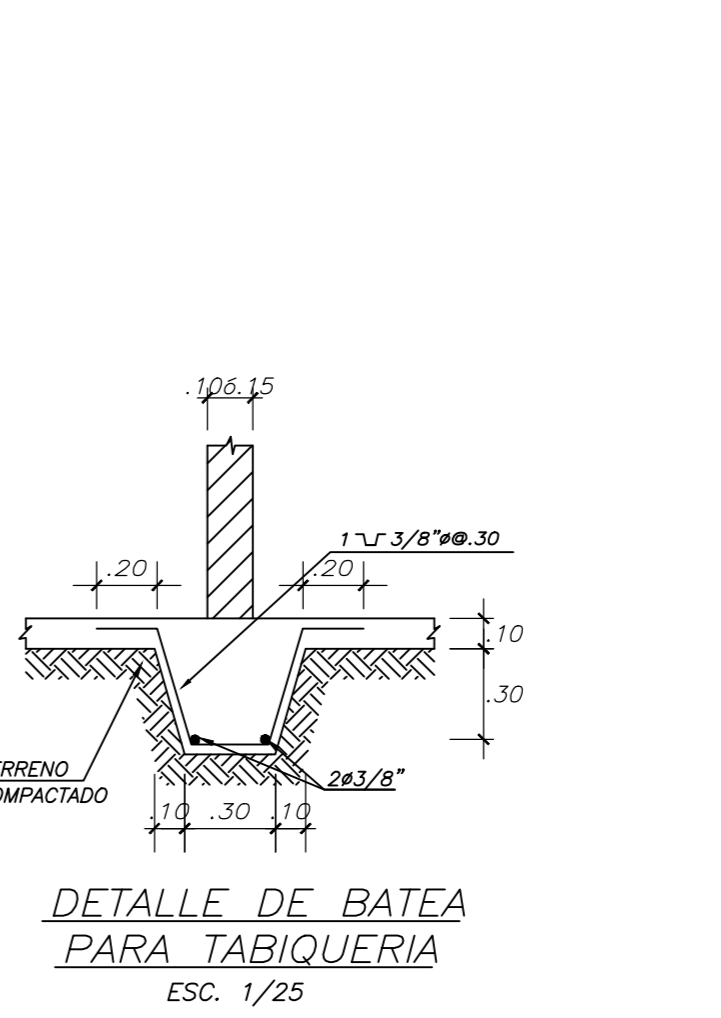
NOTA: (1) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (2) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, CON LOS PERCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (3) PARA ALIGERADOS Y LOSAS CHATAS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS.



DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA ESC. 1/25

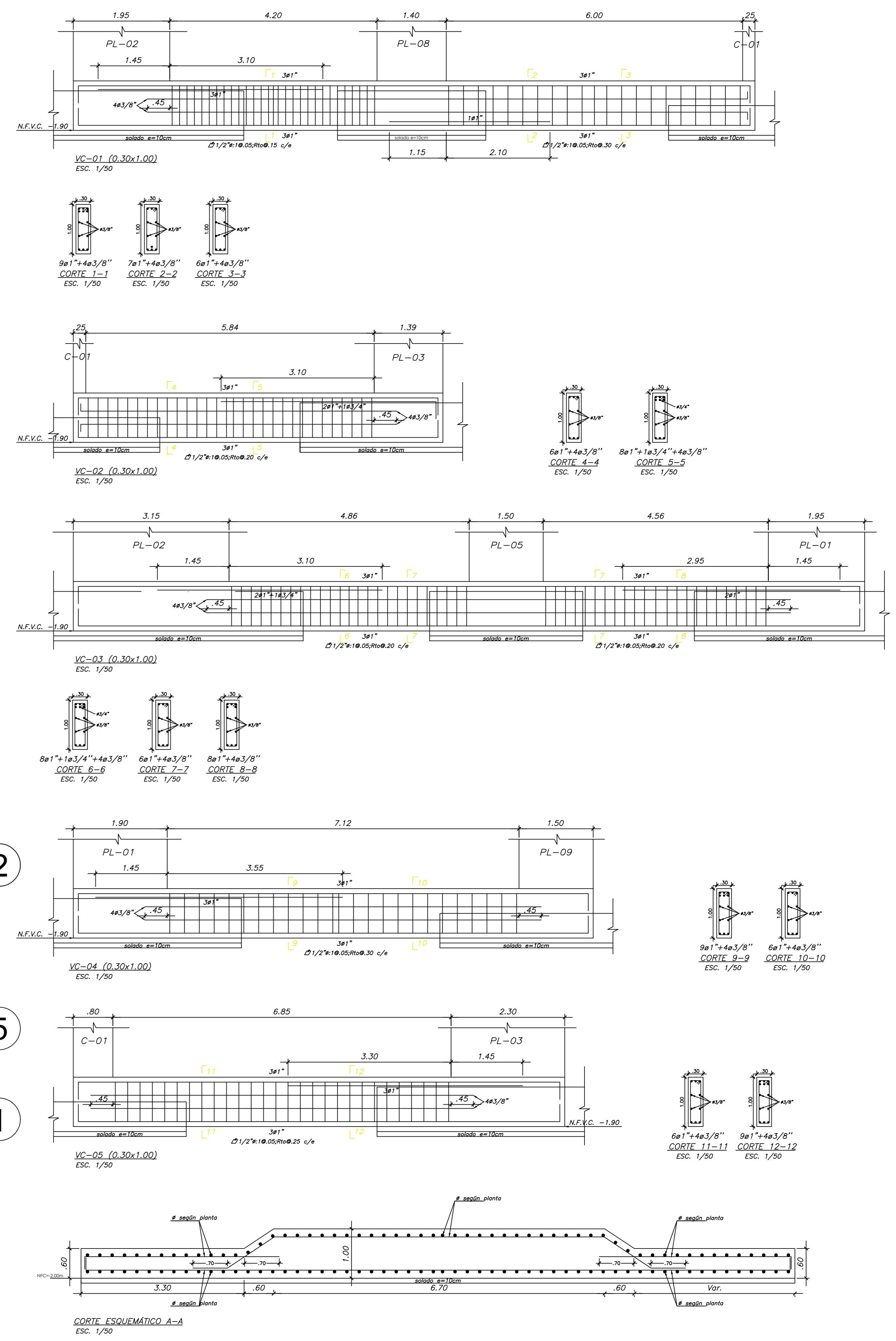
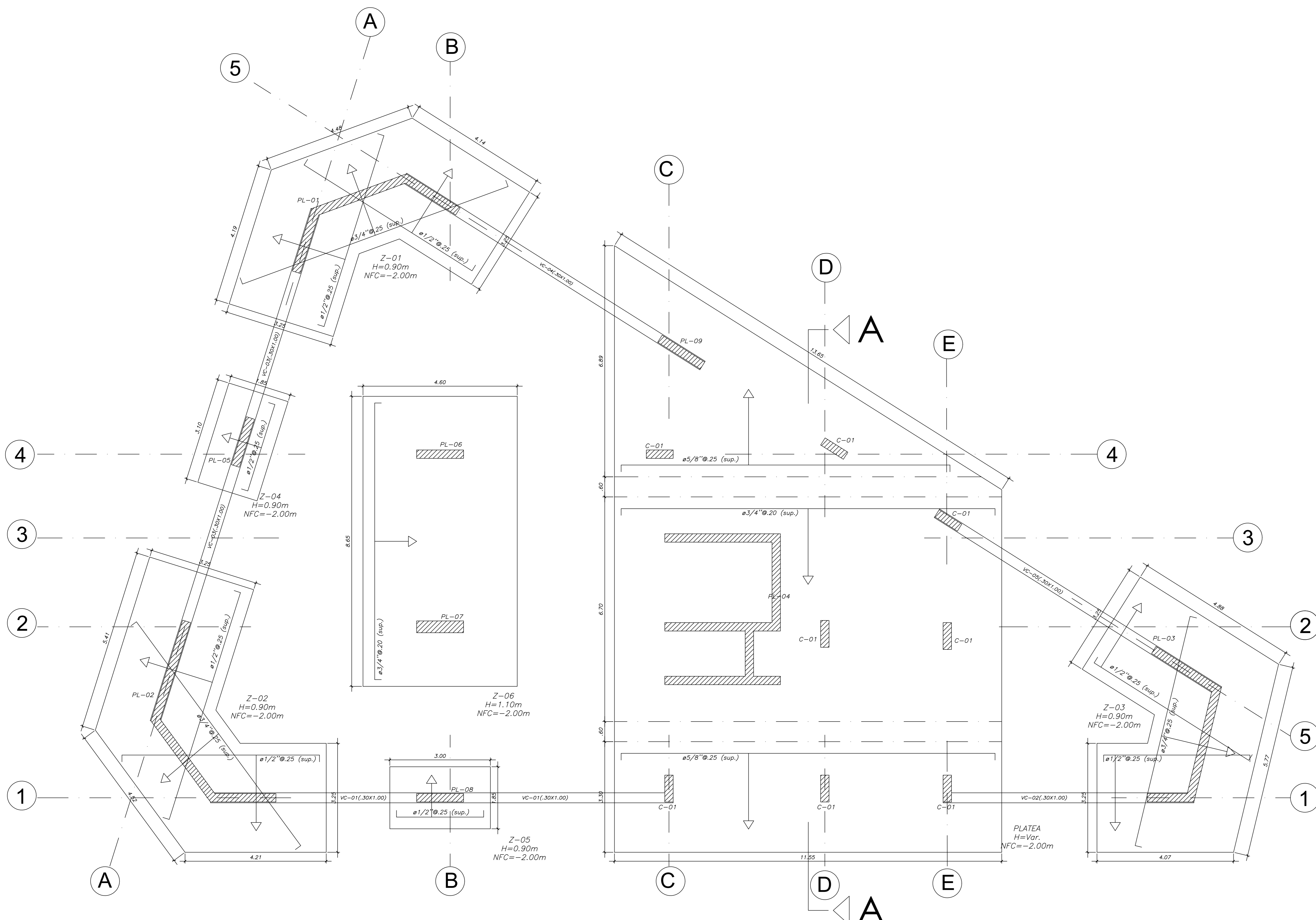


DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA ESC. 1/25



DETALLE DE BATEA PARA TABIQUERIA ESC. 1/25

PLANO: DETALLES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-01
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: Agosto-2022	



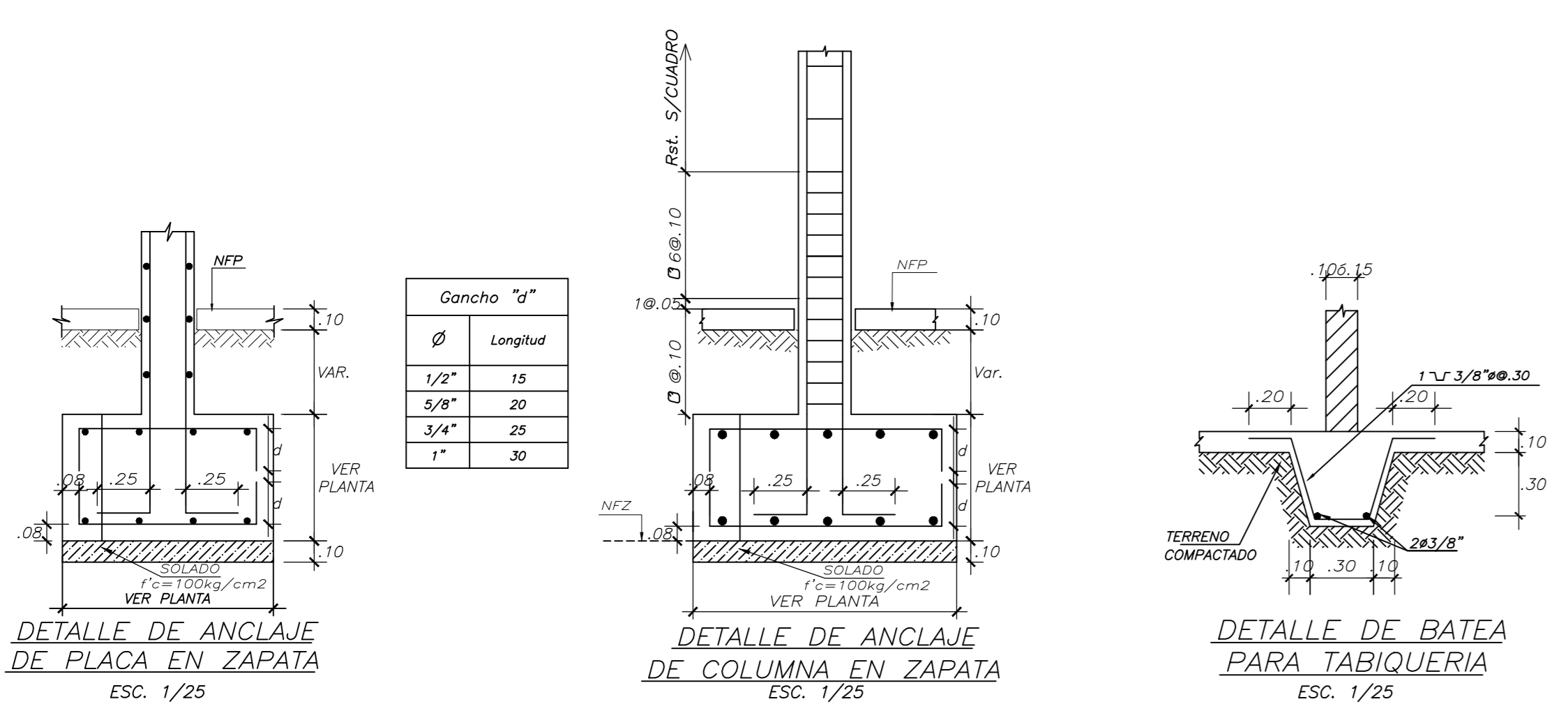
CIMENTACION: DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL SUPERIOR
ESC. 1/50

LEYENDA

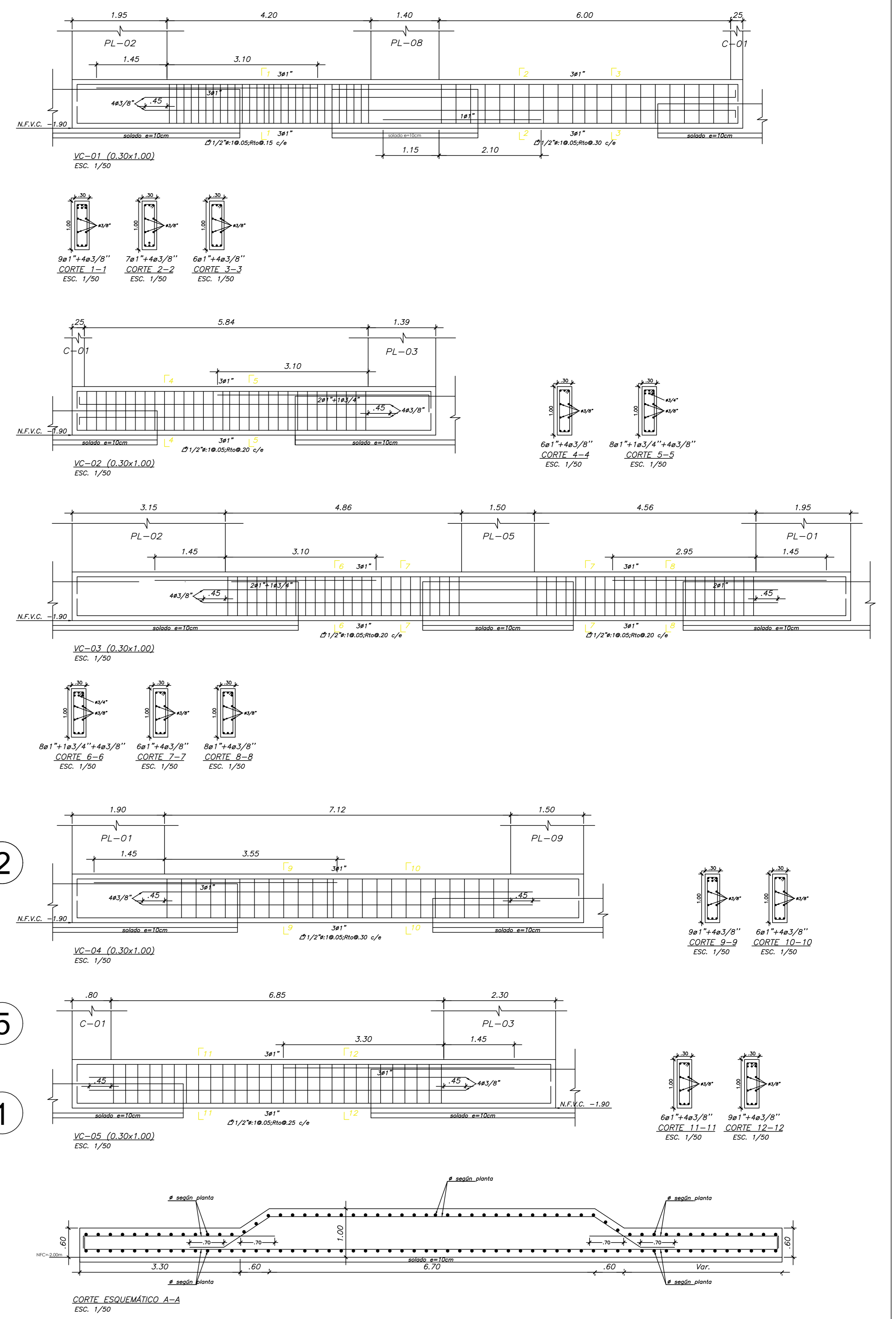
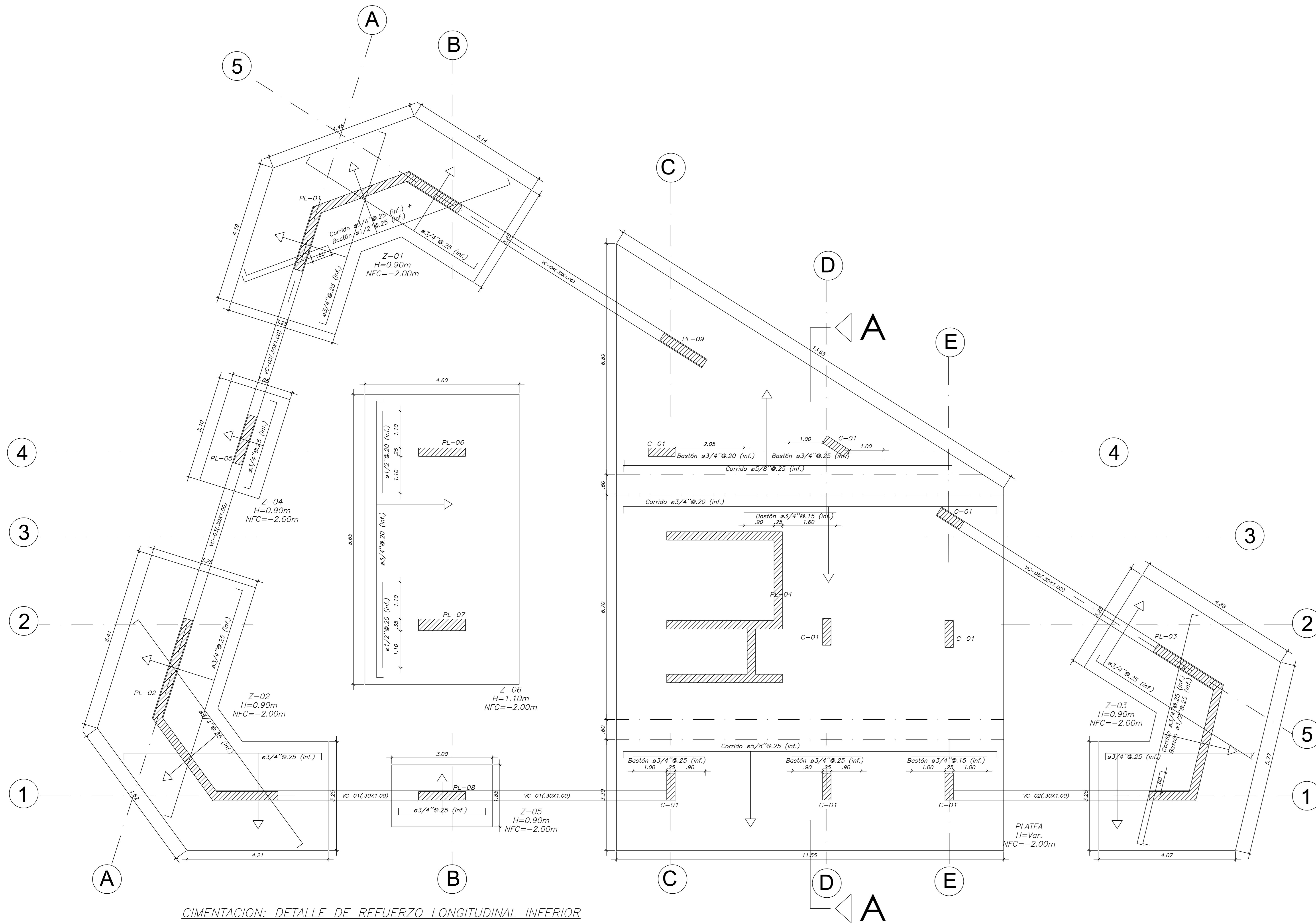
- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFVC. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava Mal Gradada con arena (GP)
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: -2.00 m
 PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA: 3.00 kg/cm²
 TIPO DE SUELO SEGUN NORMA DISEÑO SIMORRESISTENTE:
 TIPO S1, FACTOR DE SUELO = 1.0, T_p=0.40 seg, T_i=2.00 seg.



PLANO: CIMENTACION I		PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"	
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas		RESPONSABLE: Marcelo Diaz Cobefo	
DEPARTAMENTO: Junin	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-02
REVISION: R00	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



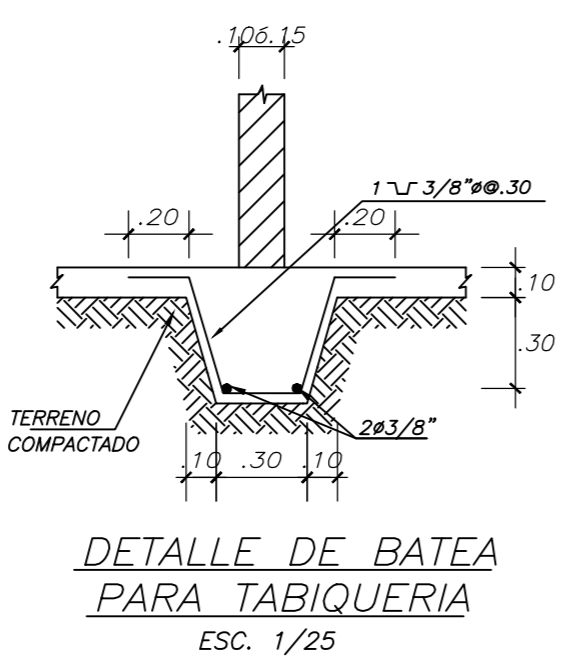
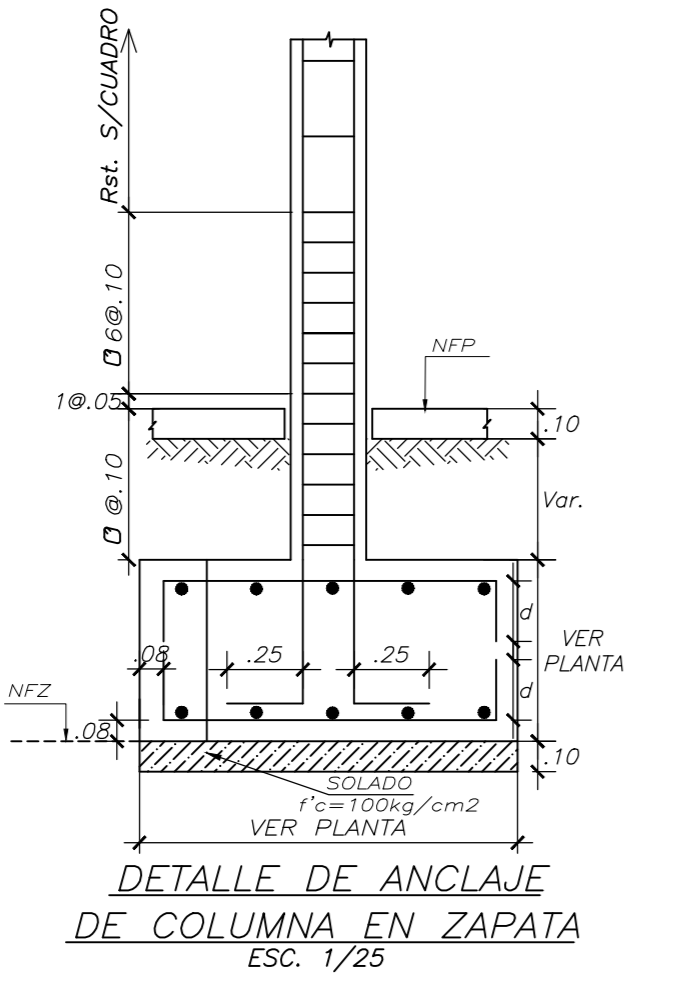
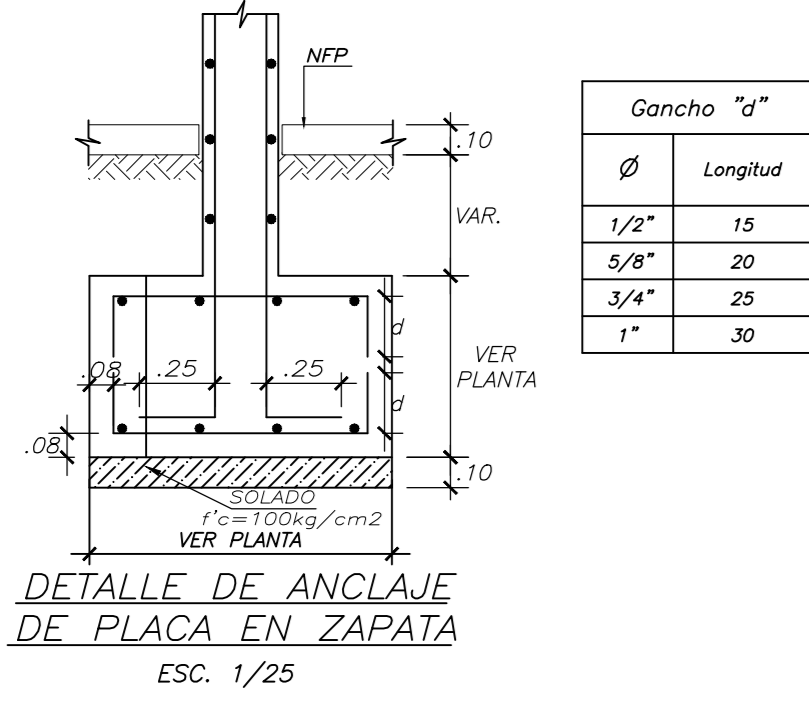
CIMENTACION: DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL INFERIOR
ESC. 1/50

LEYENDA

- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFVC. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION

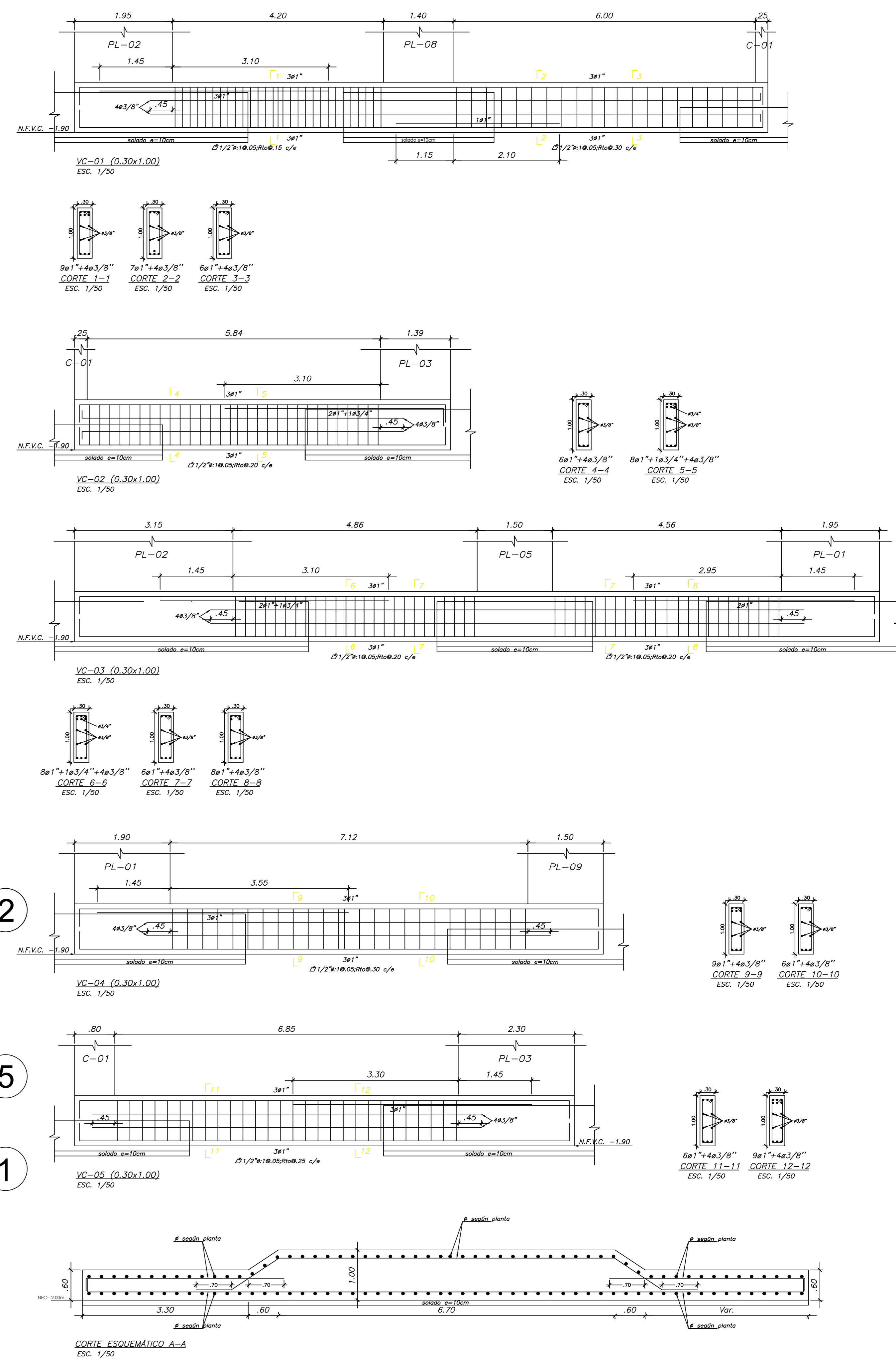
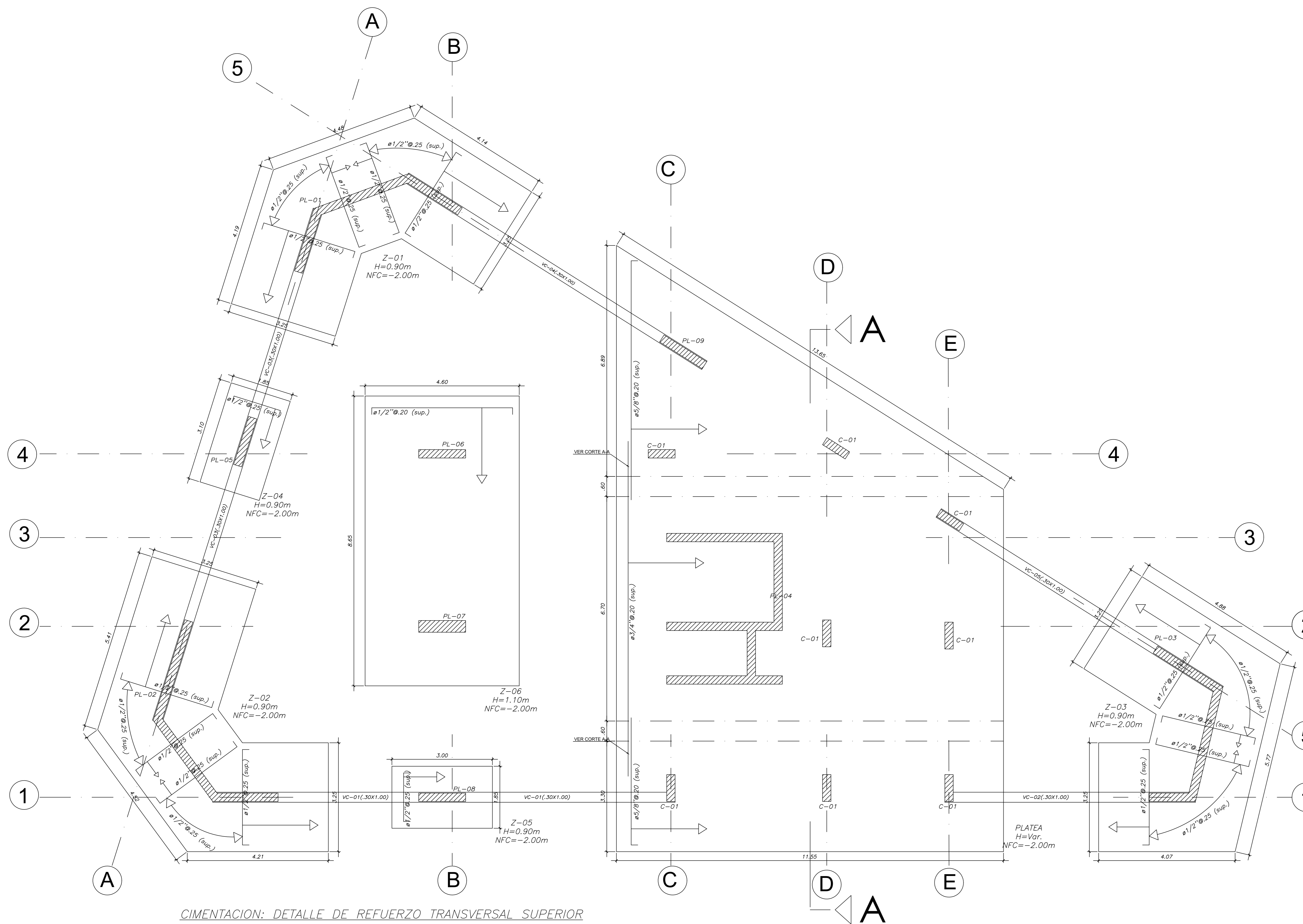
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION : Grava Mal Gradada con arena (GP)
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION : -2.00 m
 PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA : 3.00 kg/cm2
 TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE :



PLANO:	CIMENTACION II	PROYECTO:	"VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE:	Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE:	Marcelo Diaz Cobefo		
DEPARTAMENTO:	Junin	PROVINCIA:	Huancayo	DISTRITO:	Huancayo
REVISION:	ROO	ESCALA:	Indicada	FECHA:	08/2022
					E-03





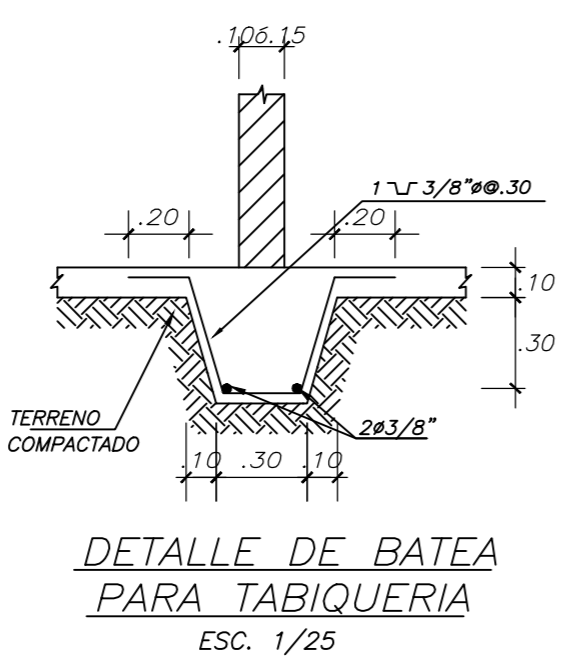
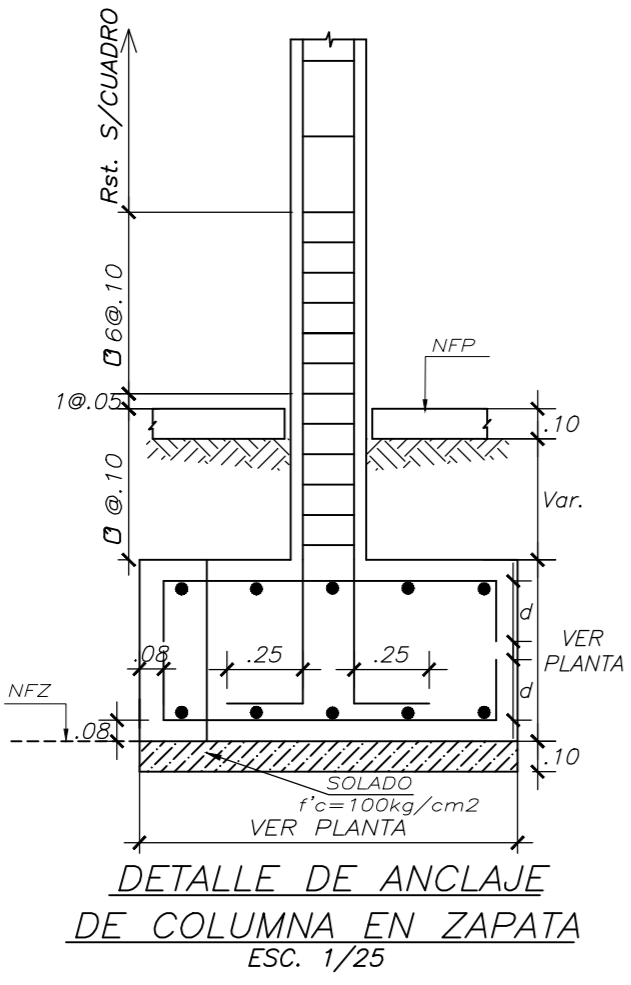
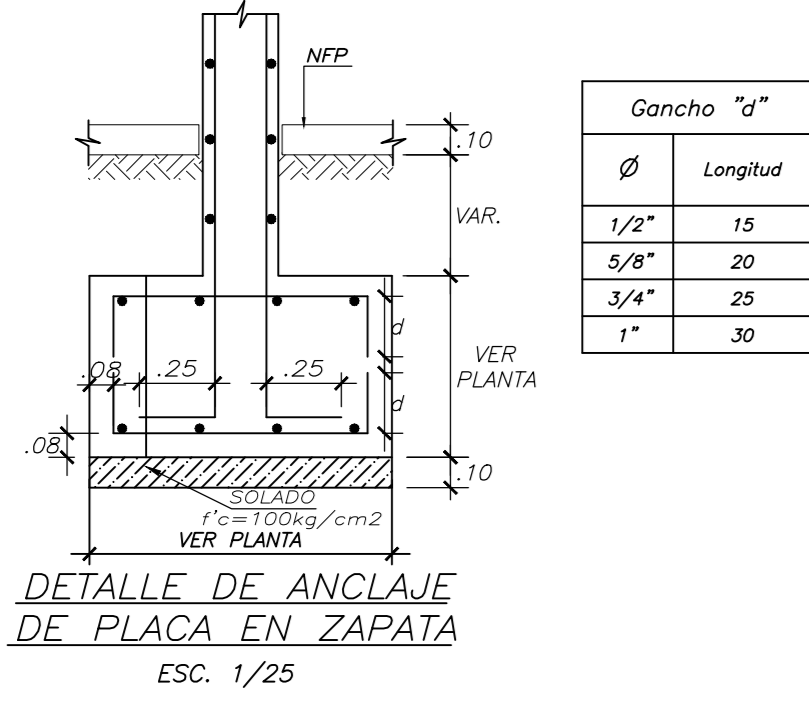
CIMENTACION: DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL SUPERIOR
ESC. 1/50

LEYENDA

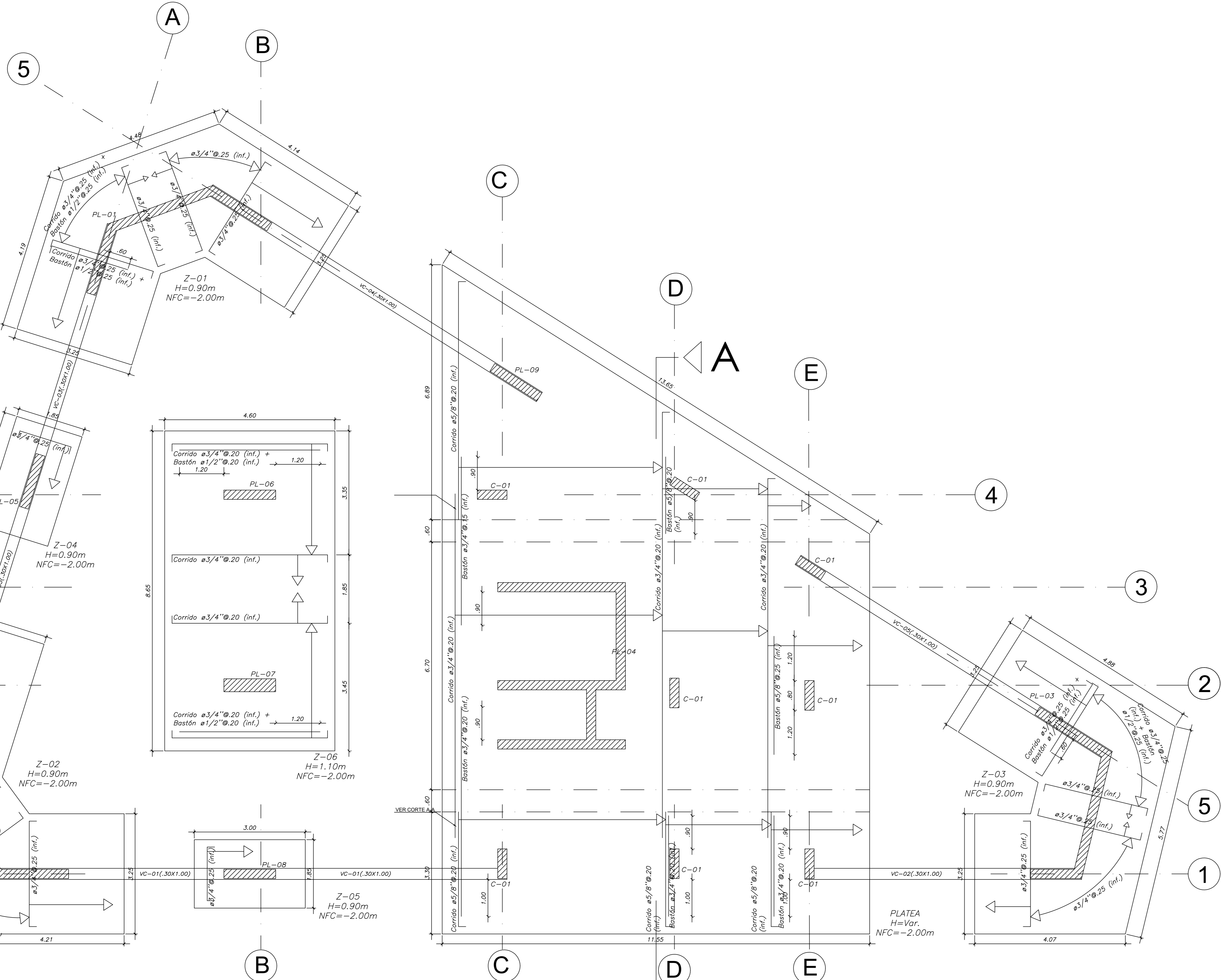
- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFVC. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

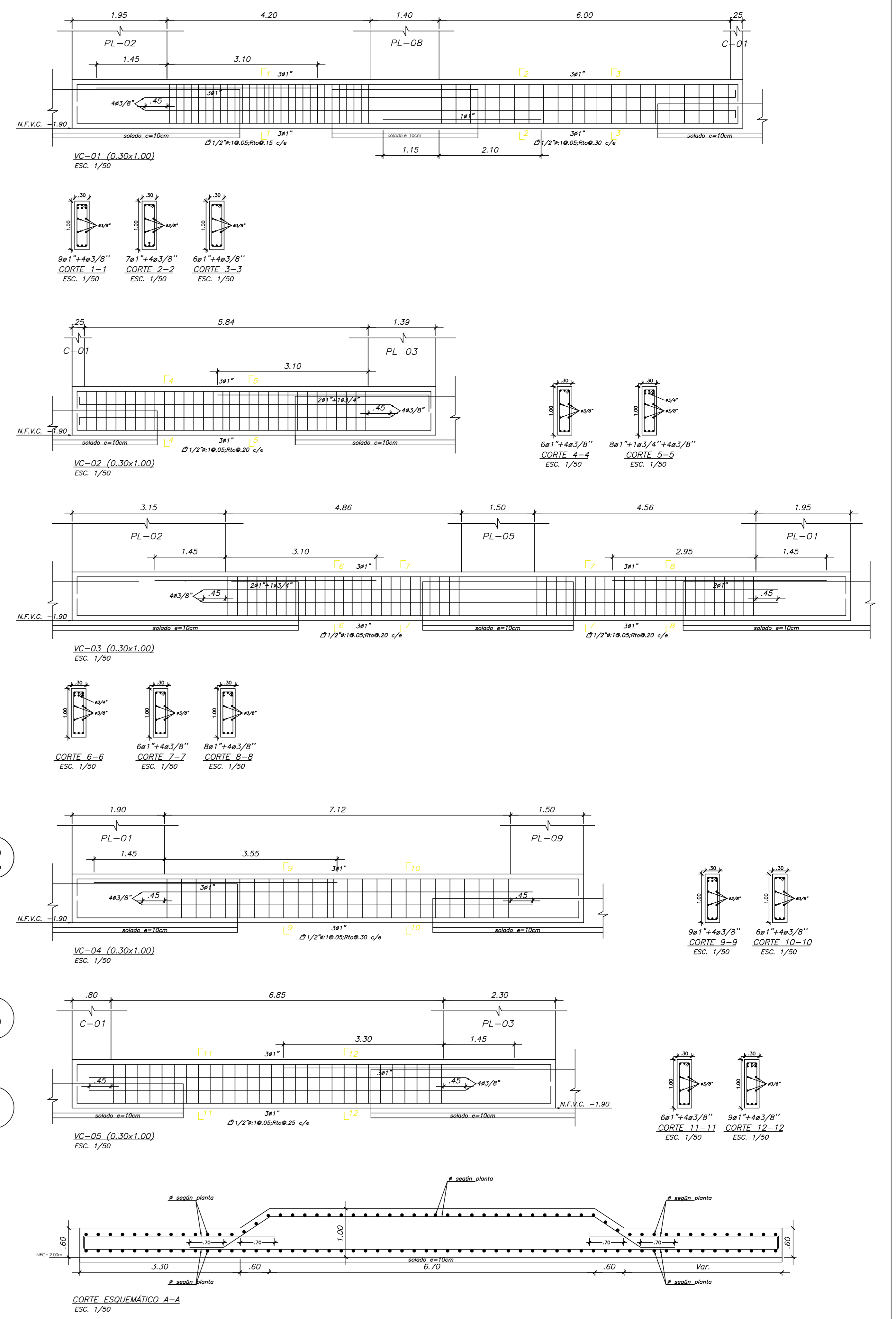
TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava Mal Gradada con arena (GP)
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: -2.00 m
 PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA: 3.00 kg/cm²
 TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE:



PLANO: CIMENTACION III	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Diaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junin	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-04
REVISION: R00	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



CIMENTACION: DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL INFERIOR
ESC. 1/50

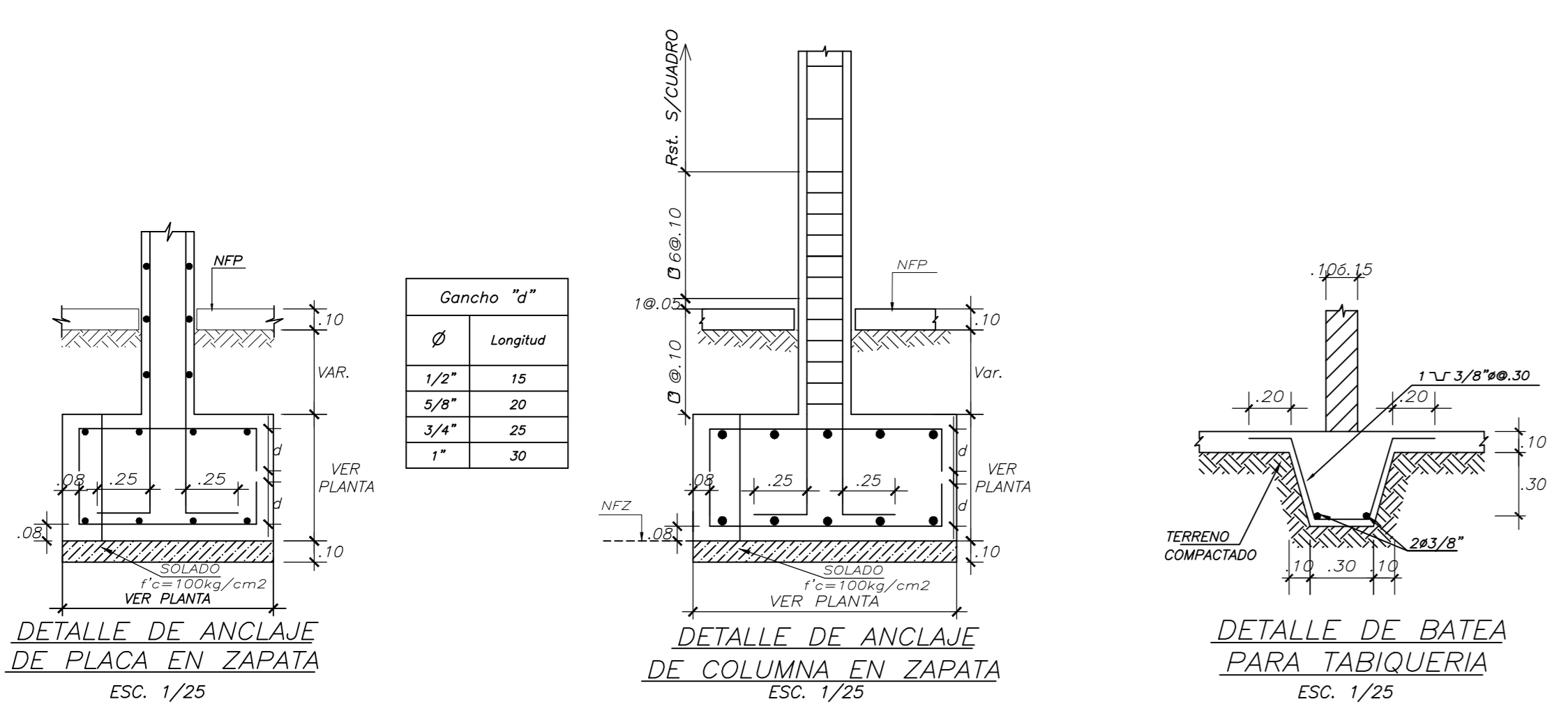


LEYENDA

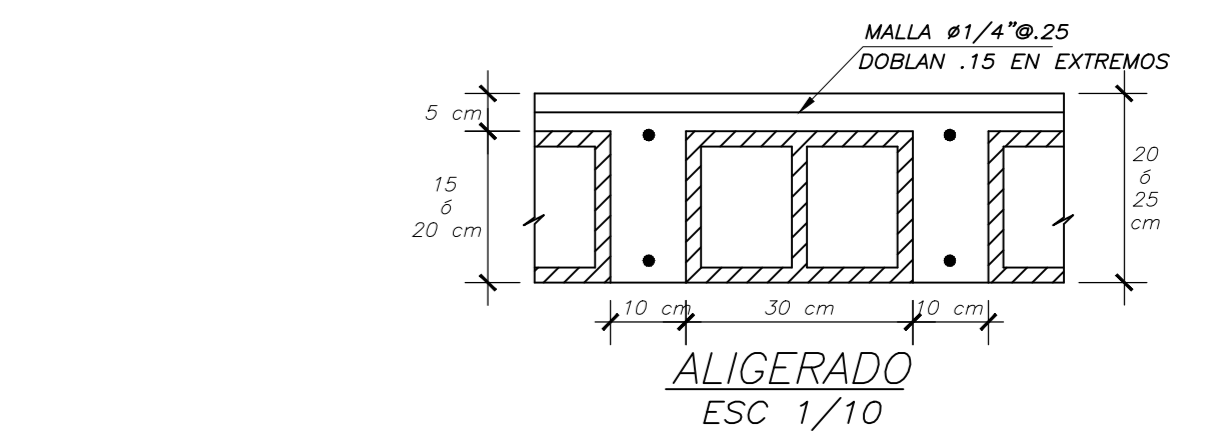
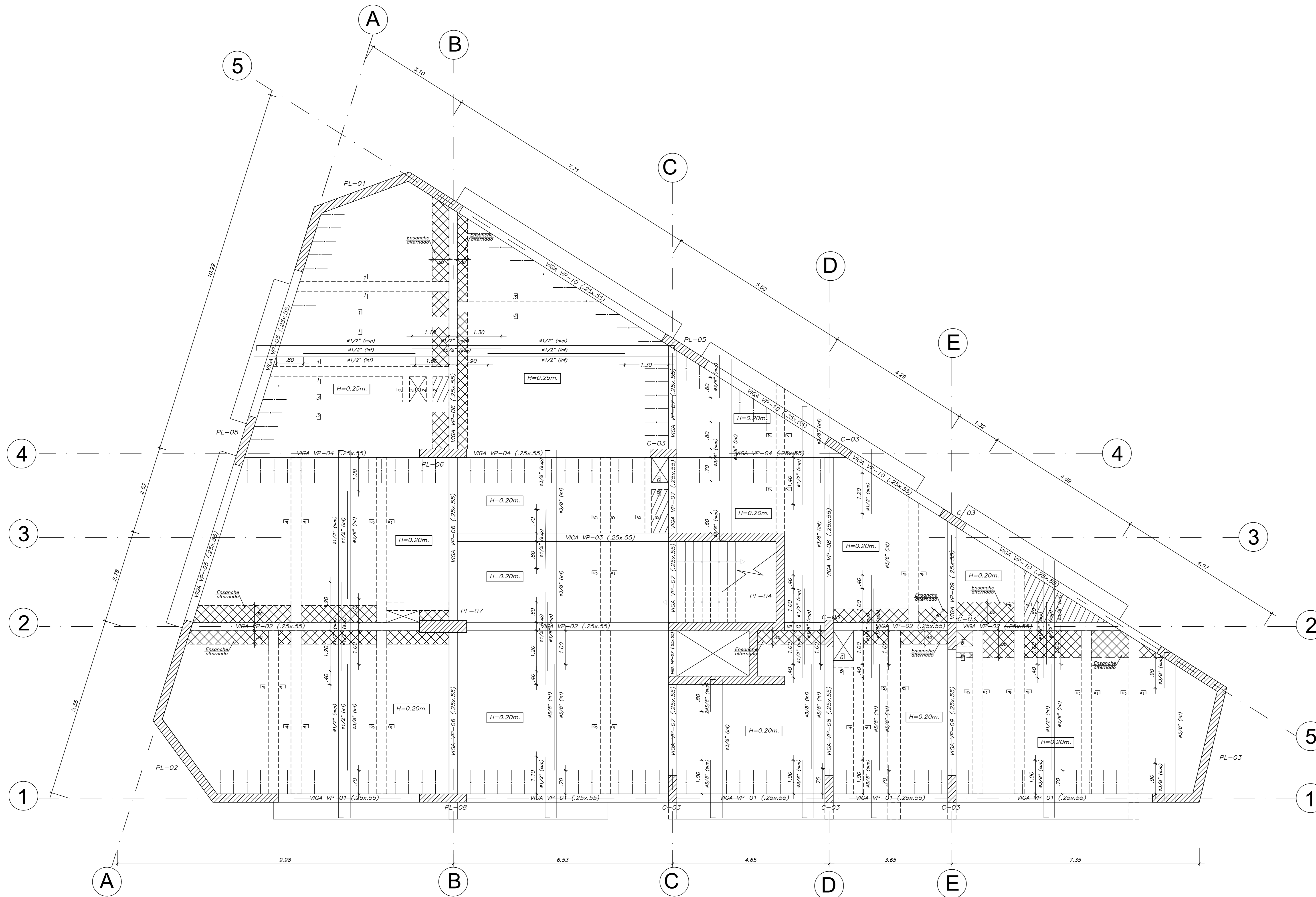
- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFVC. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACIÓN

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava Mal Gradada con arena (GP)
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: -2.00 m
 PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA: 3.00 kg/cm²
 TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE:



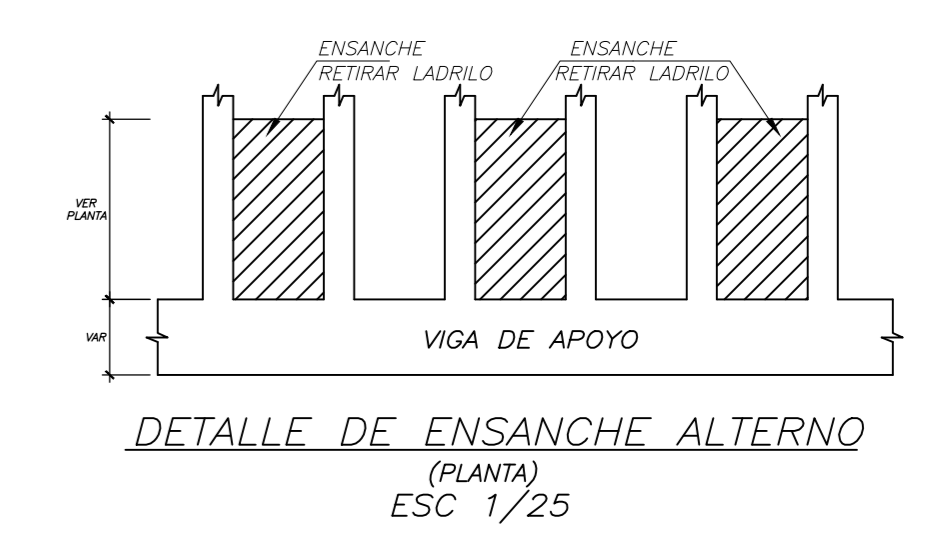
PLANO: CIMENTACIÓN IV	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-05
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



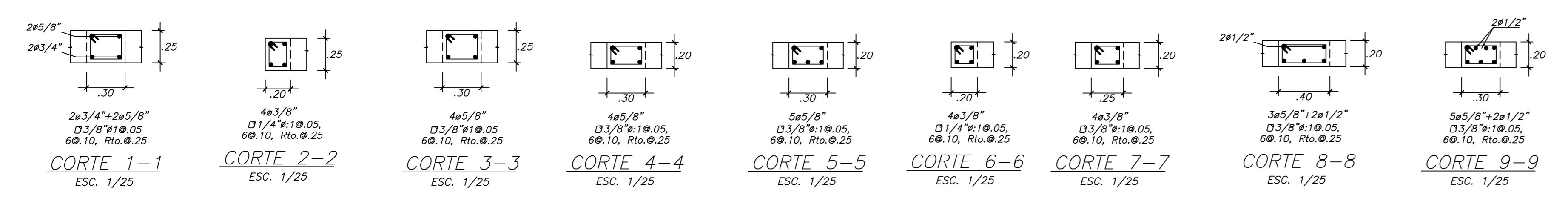
DETALLE DE ANCLAJE

CHATAS		TÍPICO		CASO ESPECIAL	
#	Ø	#	Ø	h	e
.20	.15	1"	.45	0.50	0.45
.25	.20	3/4"	.35	0.60	0.55
		5/8"	.30	0.75	0.70
		1/2"	.25		

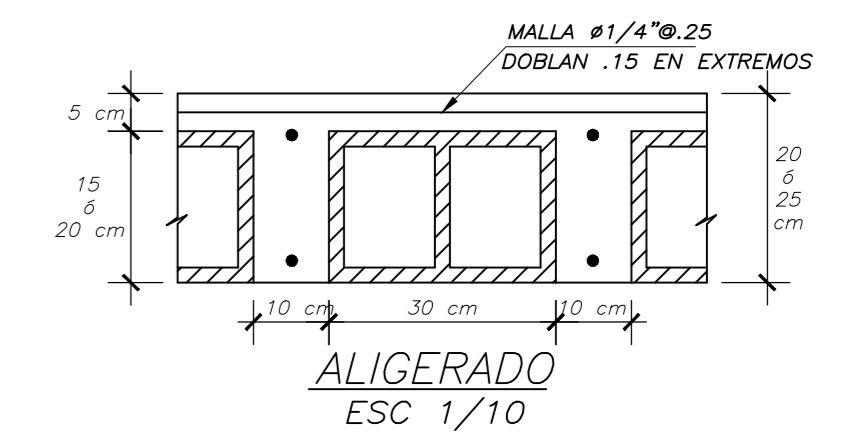
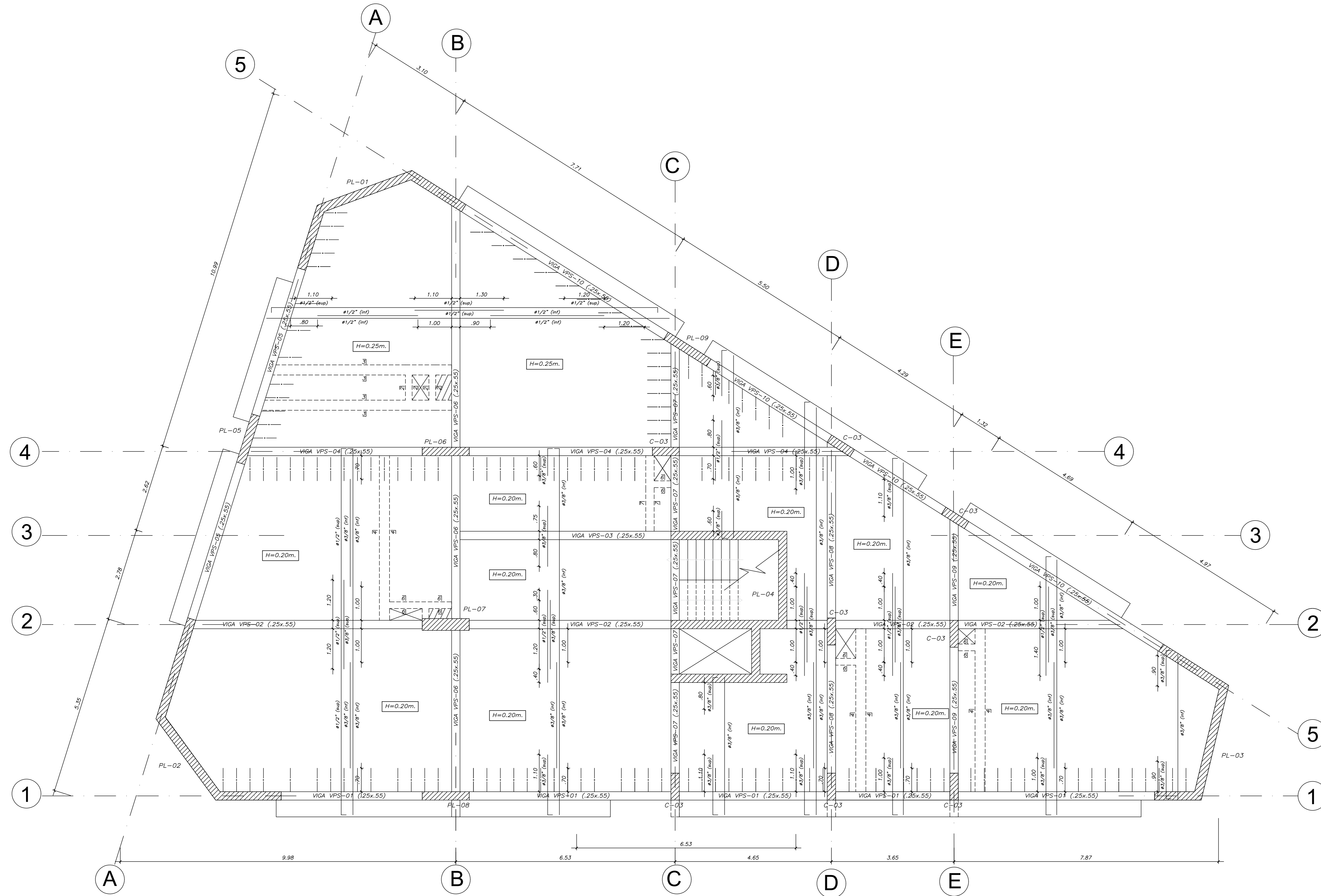
* SALVO INDICADO



ENCOFRADO TECHO PISO TÍPICO
 ALIGERADO H=0.25, S/C=200 Kg/m²
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 ESC. 1/50



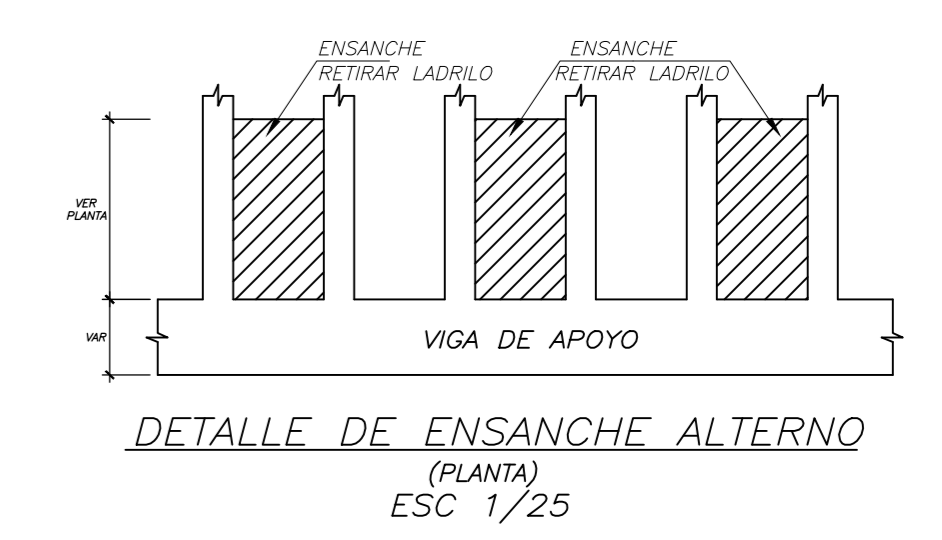
PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO (1er al 9no piso)		PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"	
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas		RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo	
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-06
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



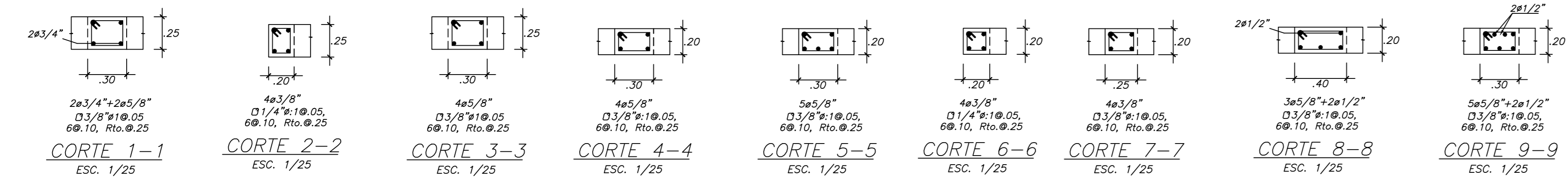
DETALLE DE ANCLAJE

CHATAS		TÍPICO		CASO ESPECIAL	
e	d	e	d	h	e
.20	.15	1"	.45	0.50	0.45
.25	.20	3/4"	.35	0.60	0.55
		5/8"	.30	0.75	0.70
		1/2"	.25		

* SALVO INDICADO

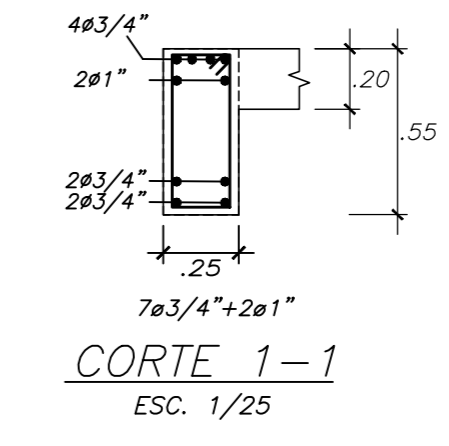
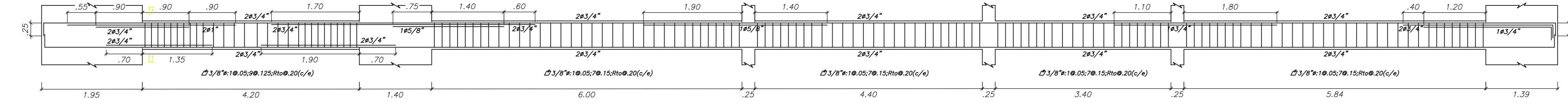


ENCOFRADO 10mo PISO (N.F.P. +27.90)
 ALIGERADO H=0.25, S/C=200 Kg/m²
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 ESC. 1/50

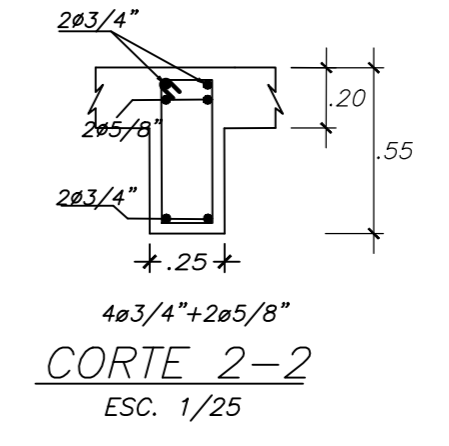
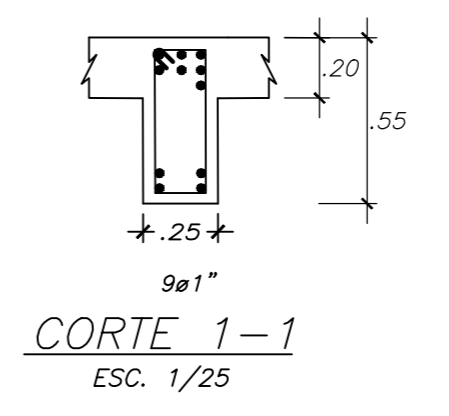
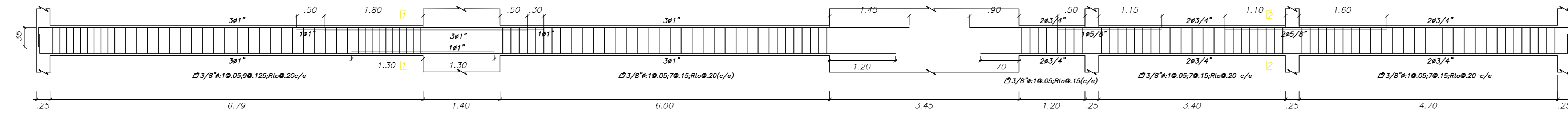


PLANO: ENCOFRADO 10mo piso		PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"	
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas		RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo	
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-07
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	

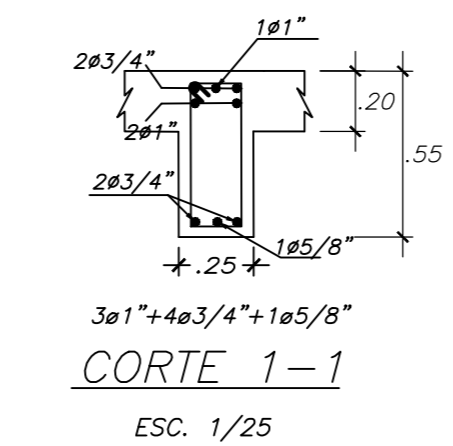
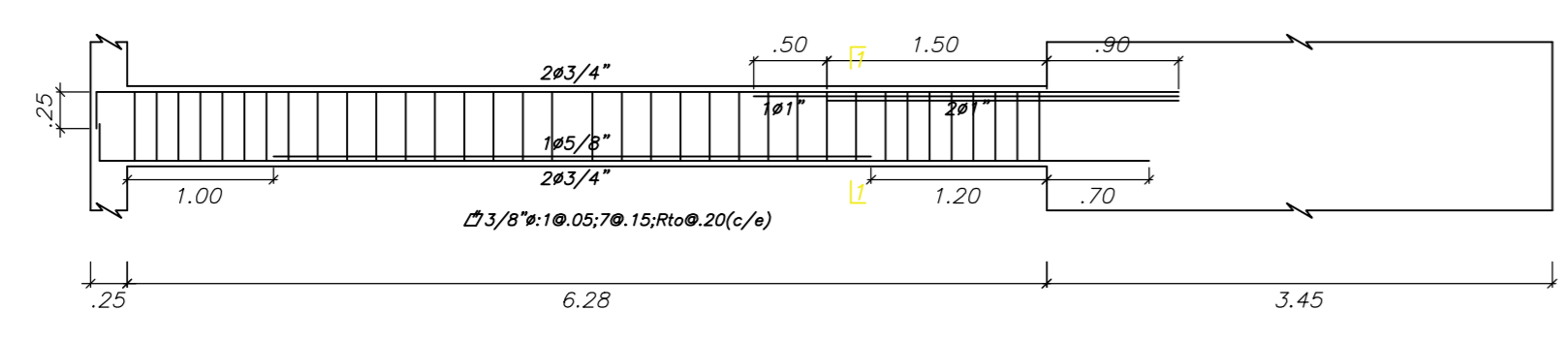
VIGA VP-01 (.25x.55)
ESC. 1/50



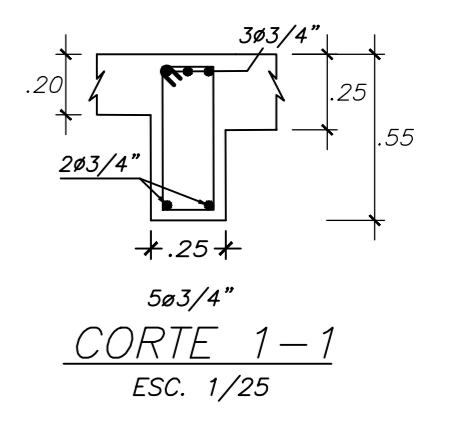
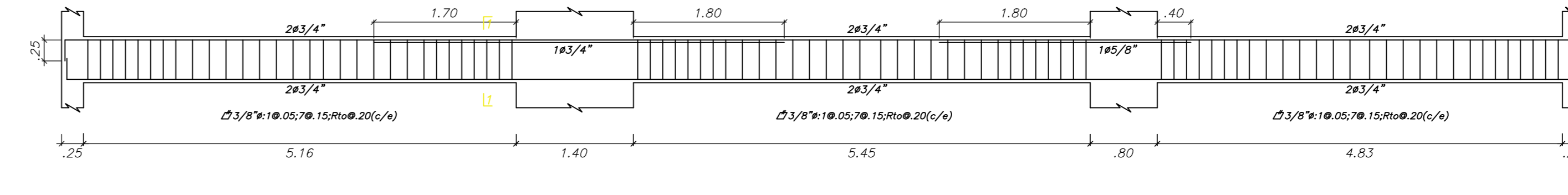
VIGA VP-02 (.25x.55)
ESC. 1/50



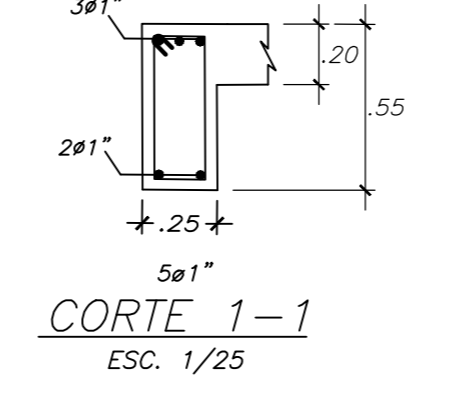
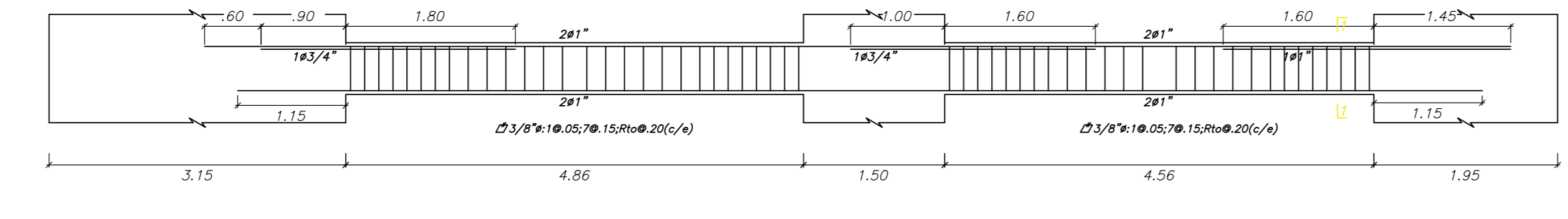
VIGA VP-03 (.25x.55)
ESC. 1/50



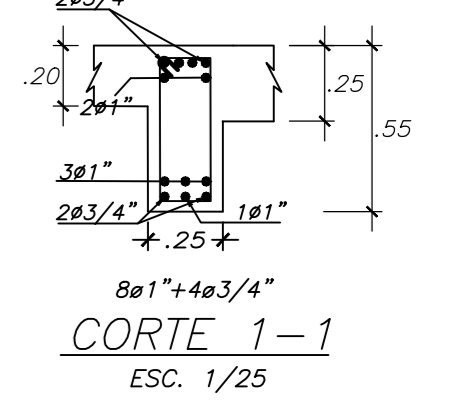
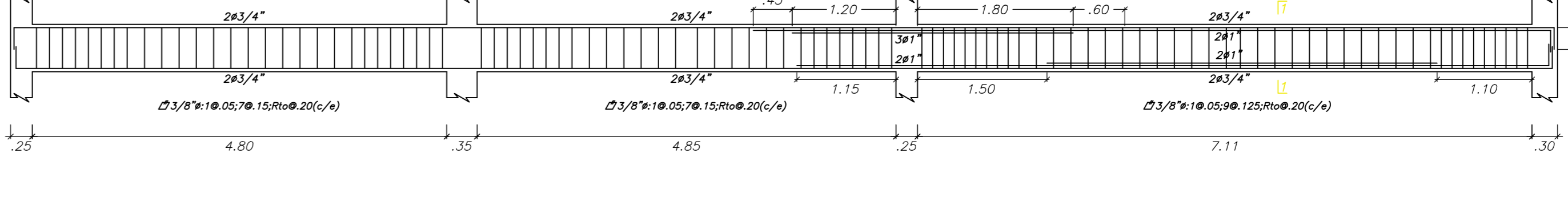
VIGA VP-04 (.25x.55)
ESC. 1/50



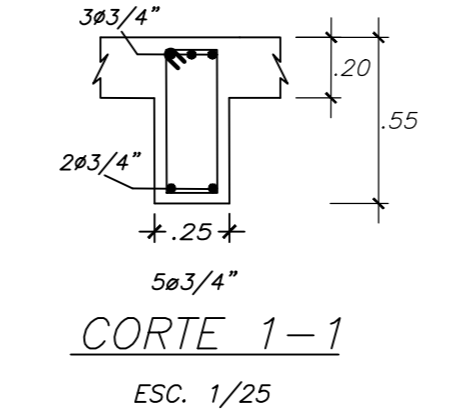
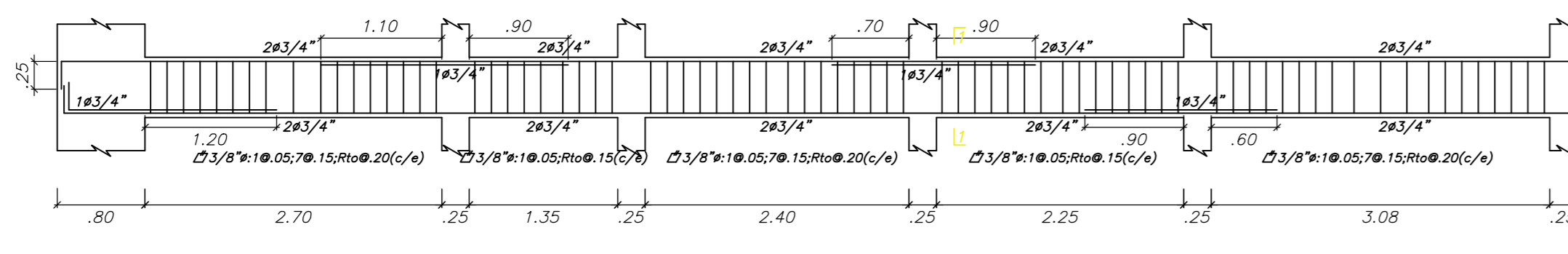
VIGA VP-05 (.25x.55)
ESC. 1/50



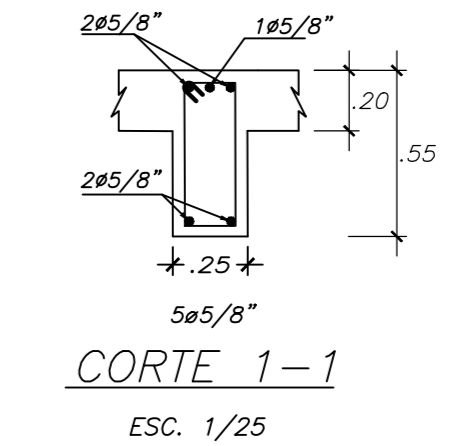
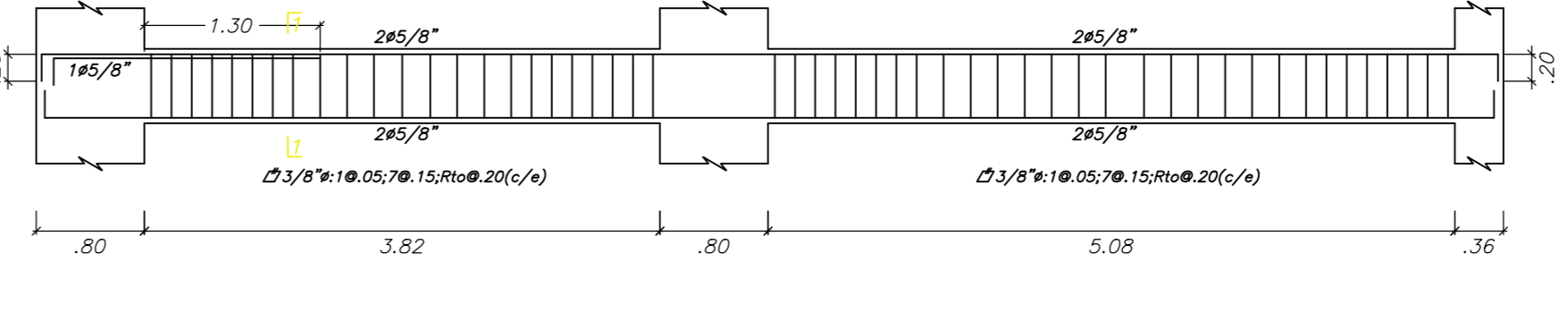
VIGA VP-06 (.25x.55)
ESC. 1/50



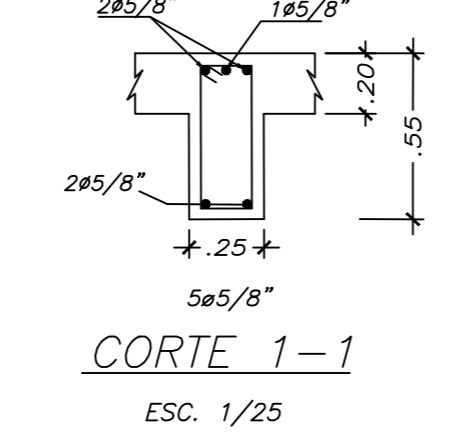
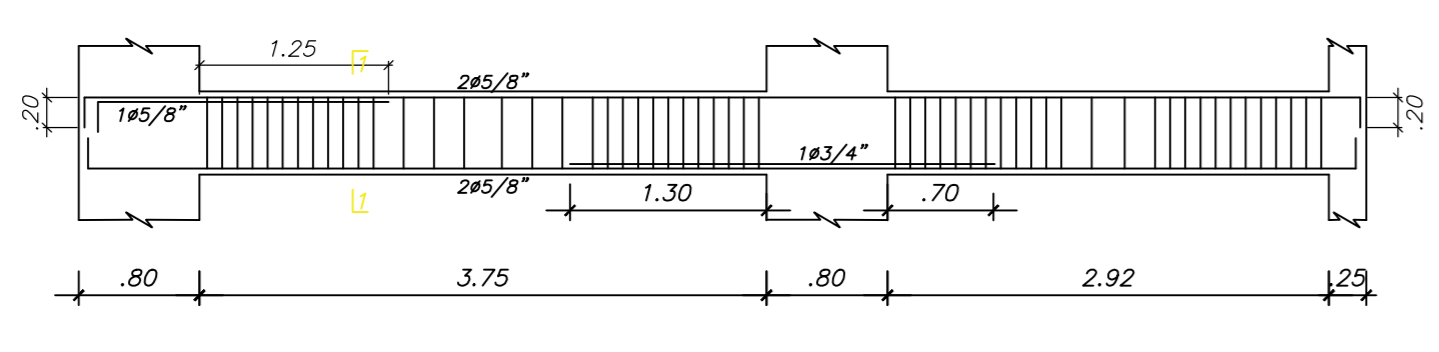
VIGA VP-07 (.25x.55)
ESC. 1/50



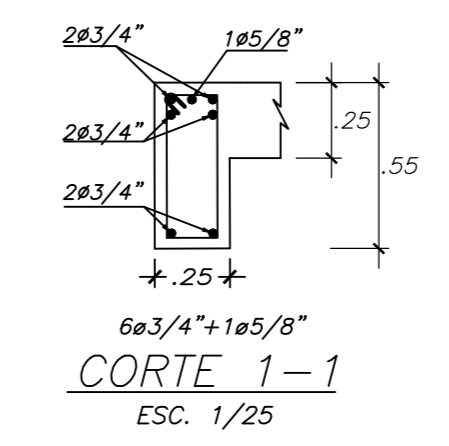
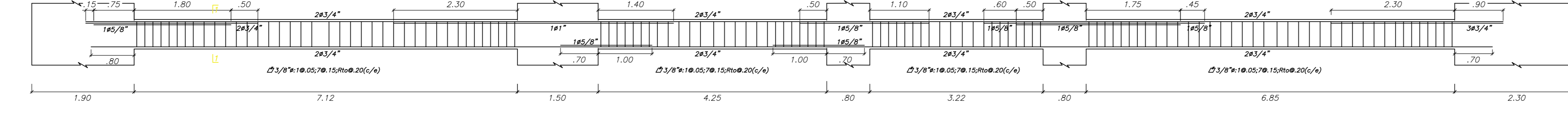
VIGA VP-08 (.25x.55)
ESC. 1/50



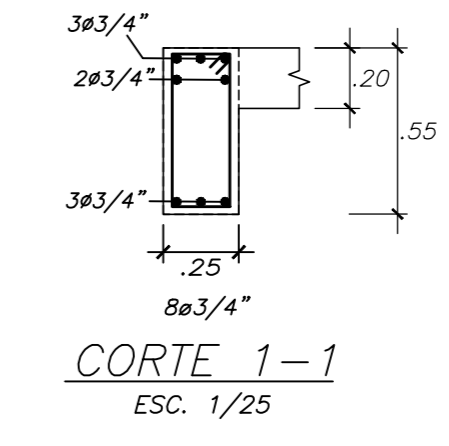
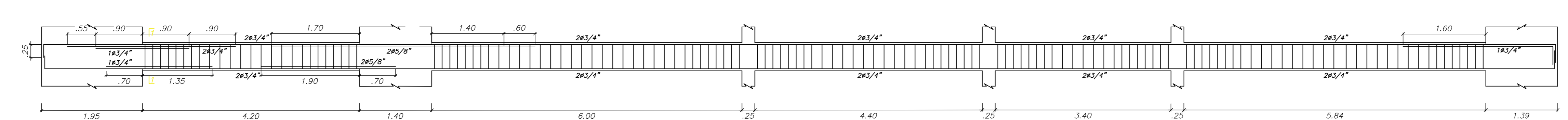
VIGA VP-09 (.25x.55)
ESC. 1/50



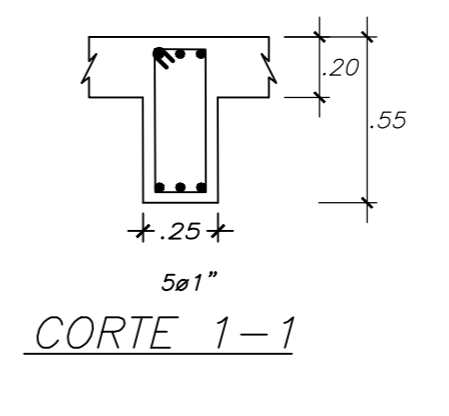
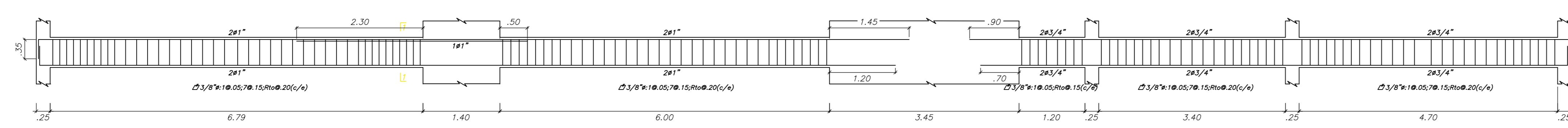
VIGA VP-10 (.25x.55)
ESC. 1/50



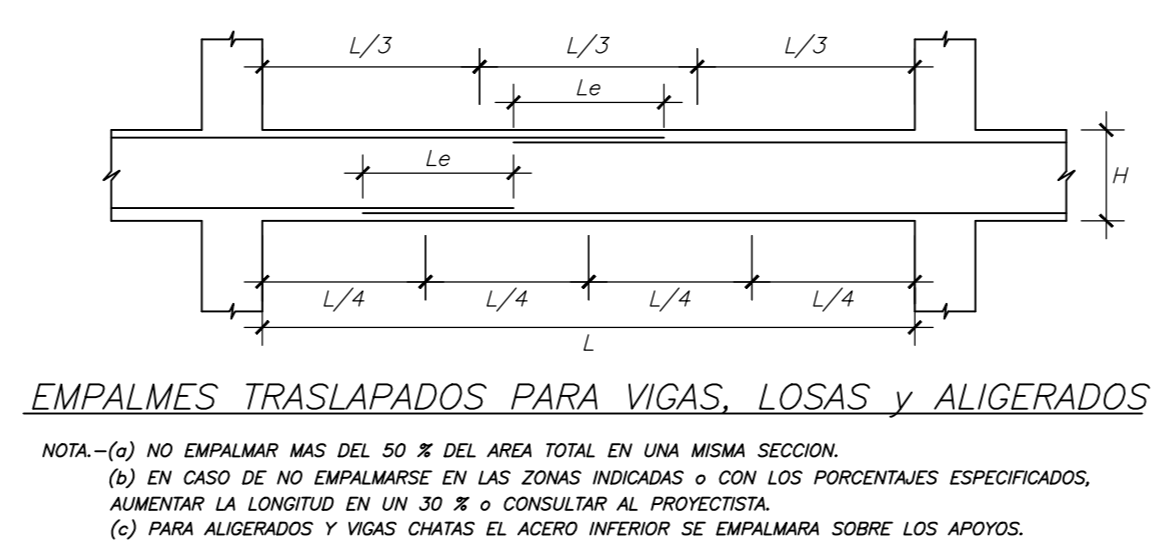
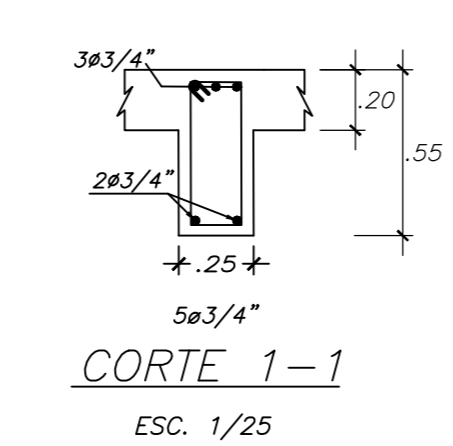
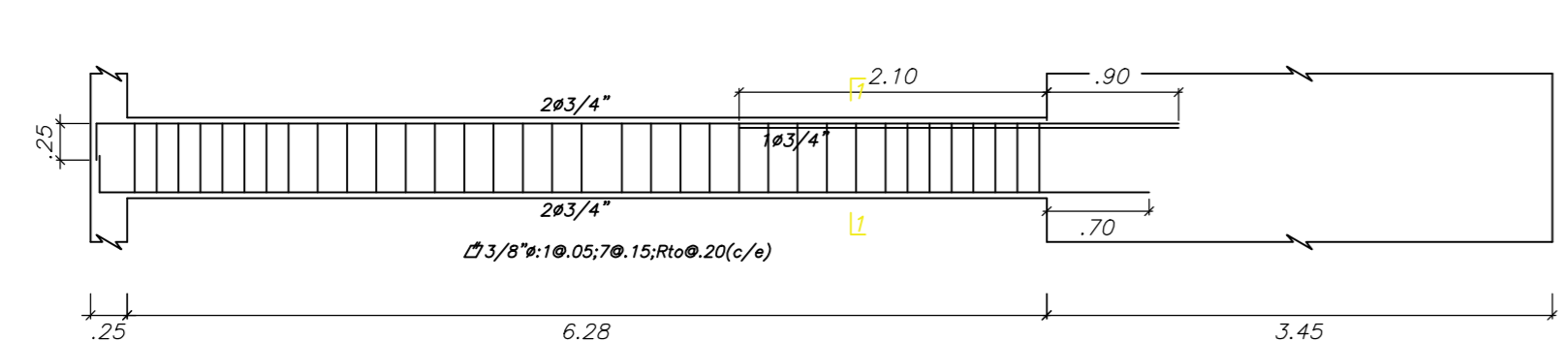
VIGA VPS-01 (.25x.55)
ESC. 1/50



VIGA VPS-02 (.25x.55)
ESC. 1/50



VIGA VPS-03 (.25x.55)
ESC. 1/50



LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "L" (cm)		
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	90	65
1"	100	115
1 1/8"	120	130

NOTAS:
 1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE JUNTAS O HERRAJES DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE BARRAS ES CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".
 2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TIPO-2 EN ADECUADAS OPORTUNIDADES.
 3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN ADMINISTRAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPADO EN UN DISEÑO.

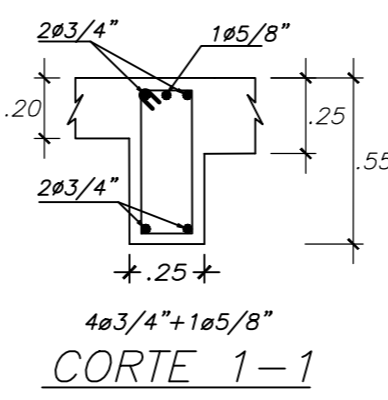
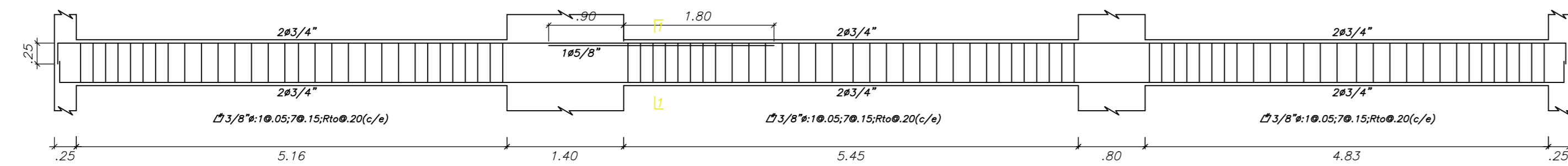
ESPECIFICADO	#	a (cm)	a (cm)
1/4"	1.3	6.5	
3/8"	2.0	10.0	

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

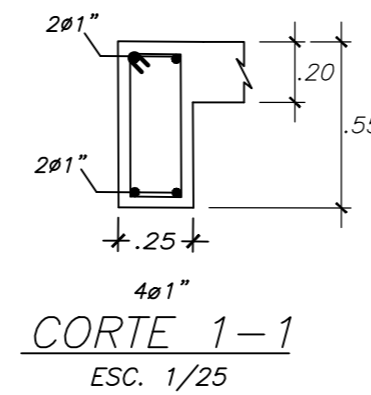
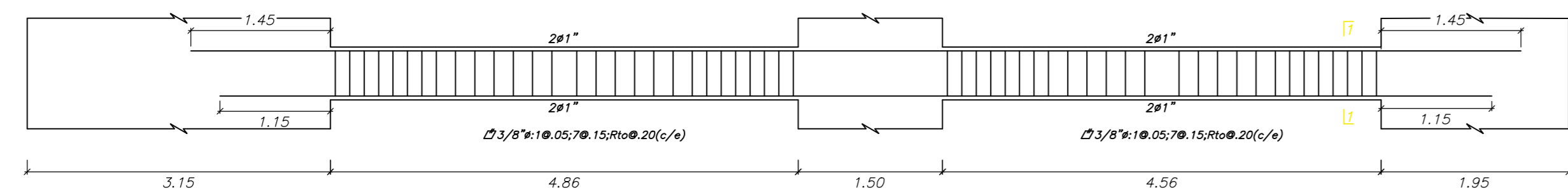
PLANO: VIGAS I	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Diaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-08
REVISIÓN: ROD	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



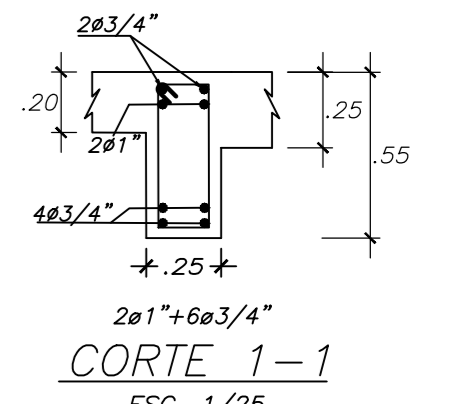
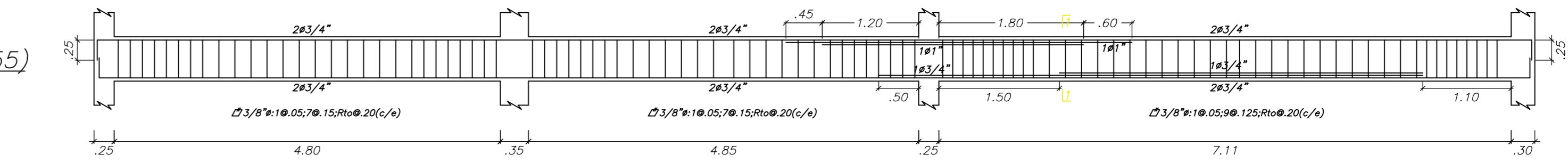
VIGA VPS-04 (.25x.55)
ESC. 1/50



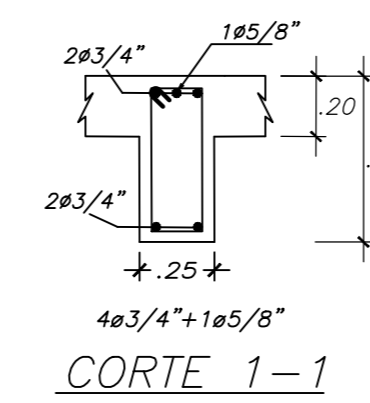
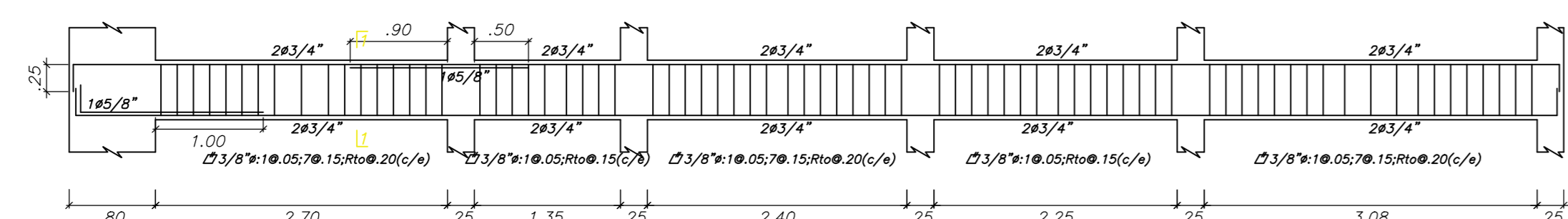
VIGA VPS-05 (.25x.55)
ESC. 1/50



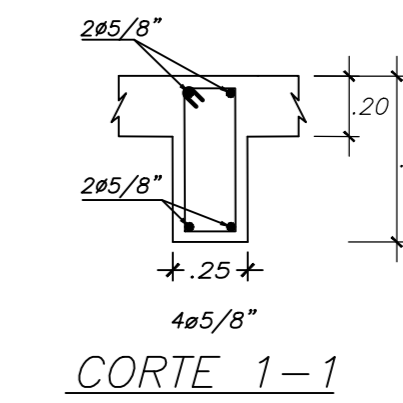
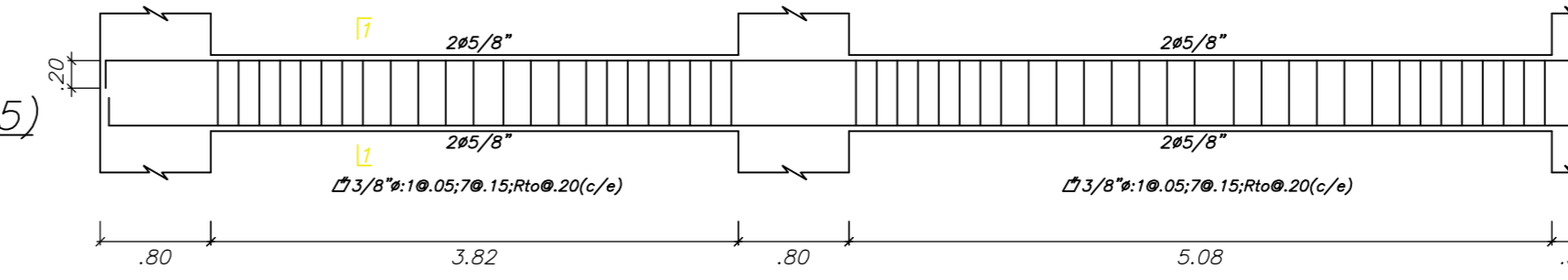
VIGA VPS-06 (.25x.55)
ESC. 1/50



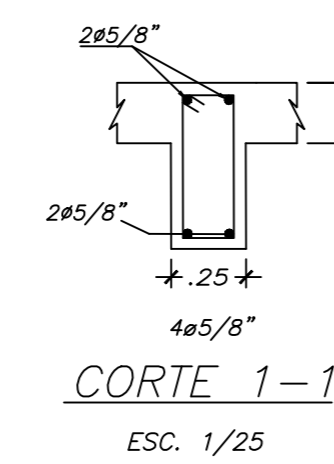
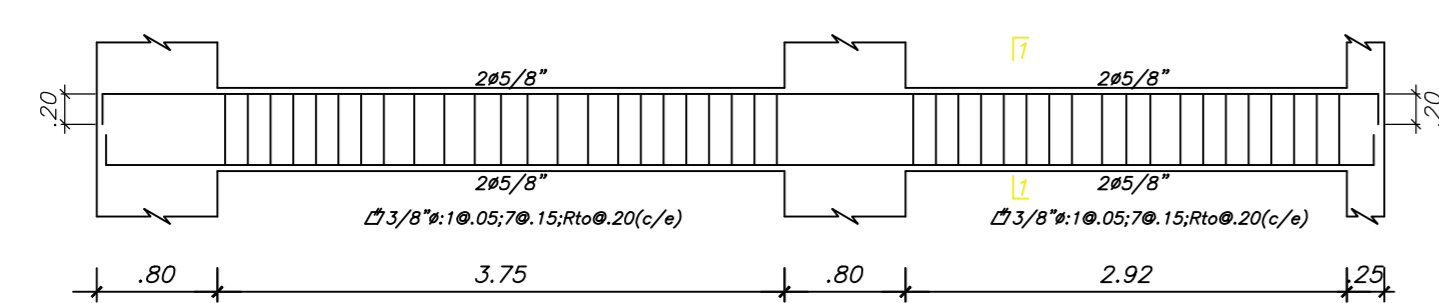
VIGA VPS-07 (.25x.55)
ESC. 1/50



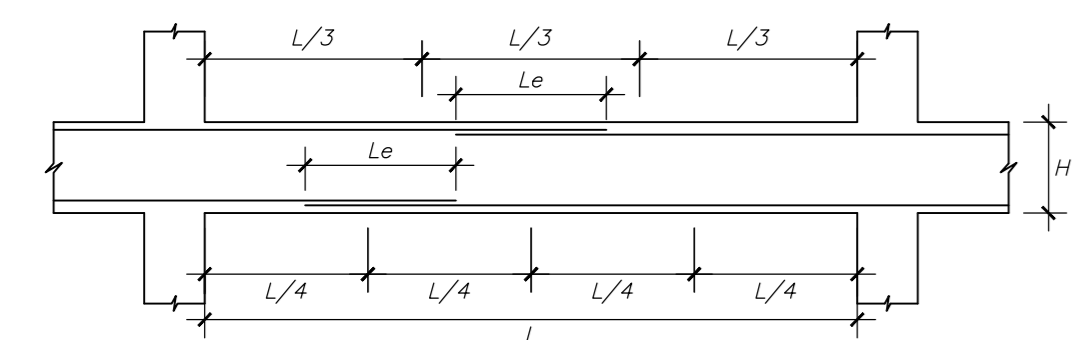
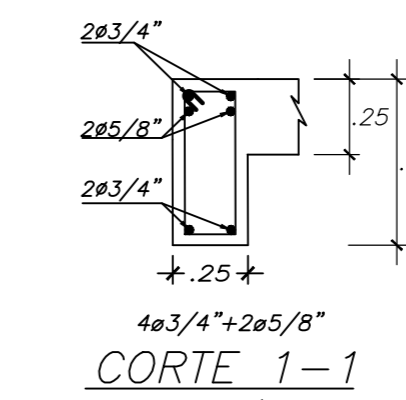
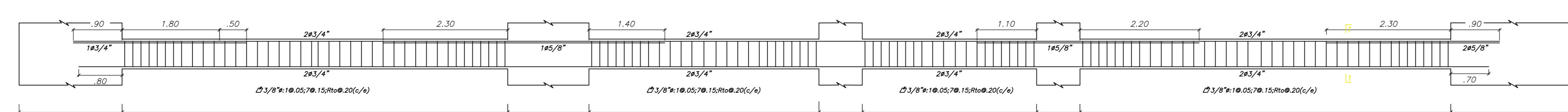
VIGA VPS-08 (.25x.55)
ESC. 1/50



VIGA VPS-09 (.25x.55)
ESC. 1/50

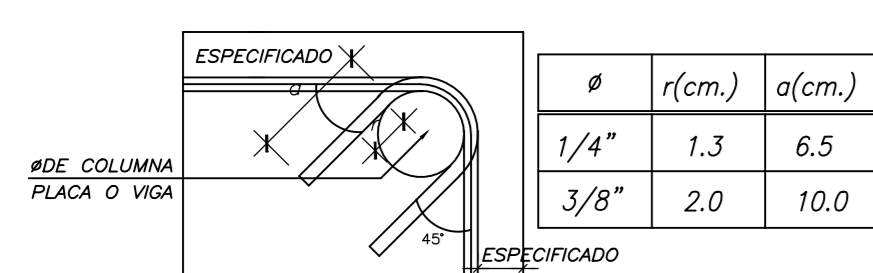


VIGA VPS-10 (.25x.55)
ESC. 1/50

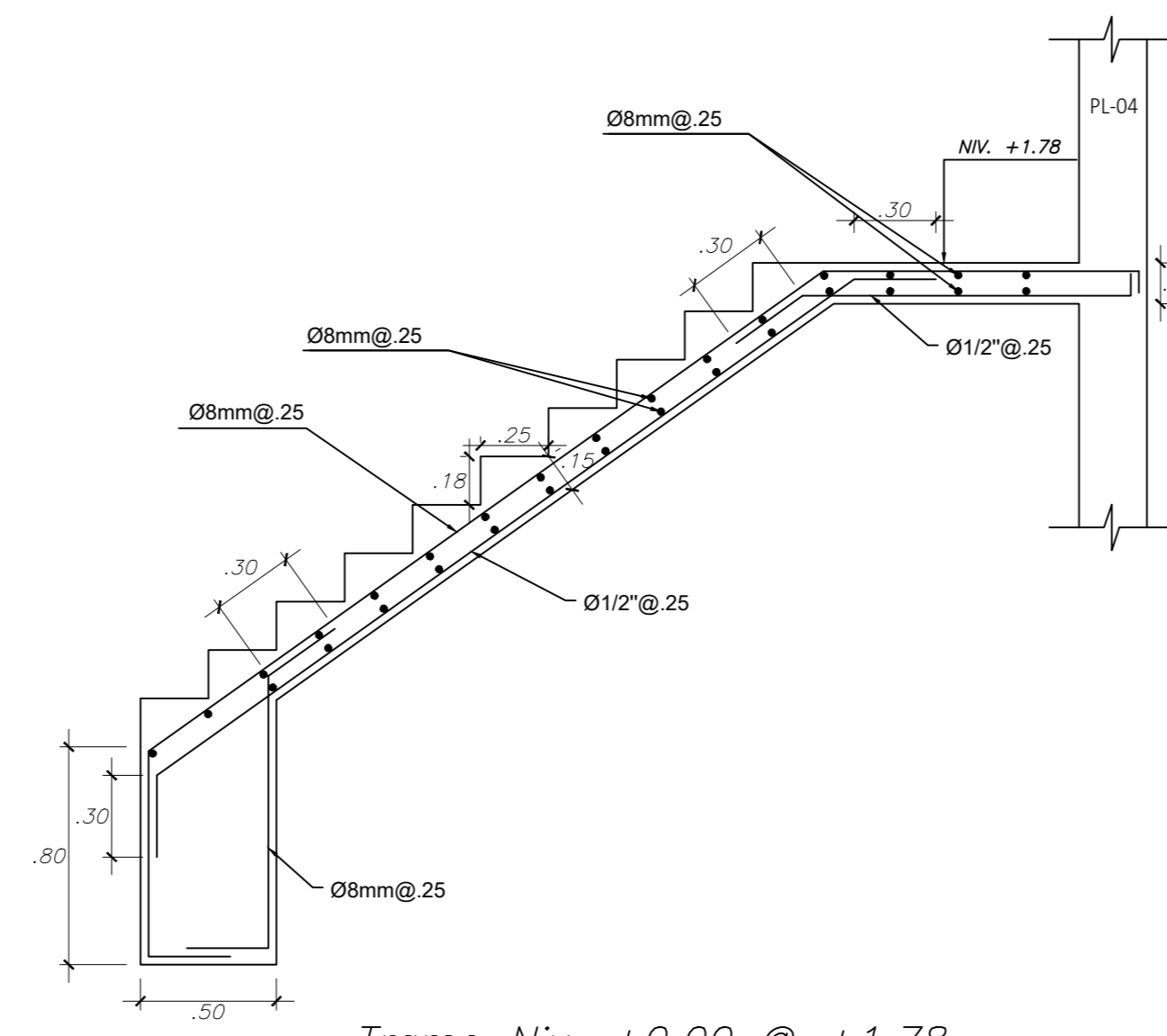


LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "L _e " (cm)		
Ø	OTRAS BARRAS	NOTAS:
1/4"	40	1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE DOWN O MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO BARRAS SUPERIORES. EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO OTRAS BARRAS.
3/8"	45	2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS.
1/2"	60	3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL SOLE DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN ALMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPADO EN UN 50%.
5/8"	75	
3/4"	90	
1"	100	
1 1/8"	115	
1 3/8"	130	

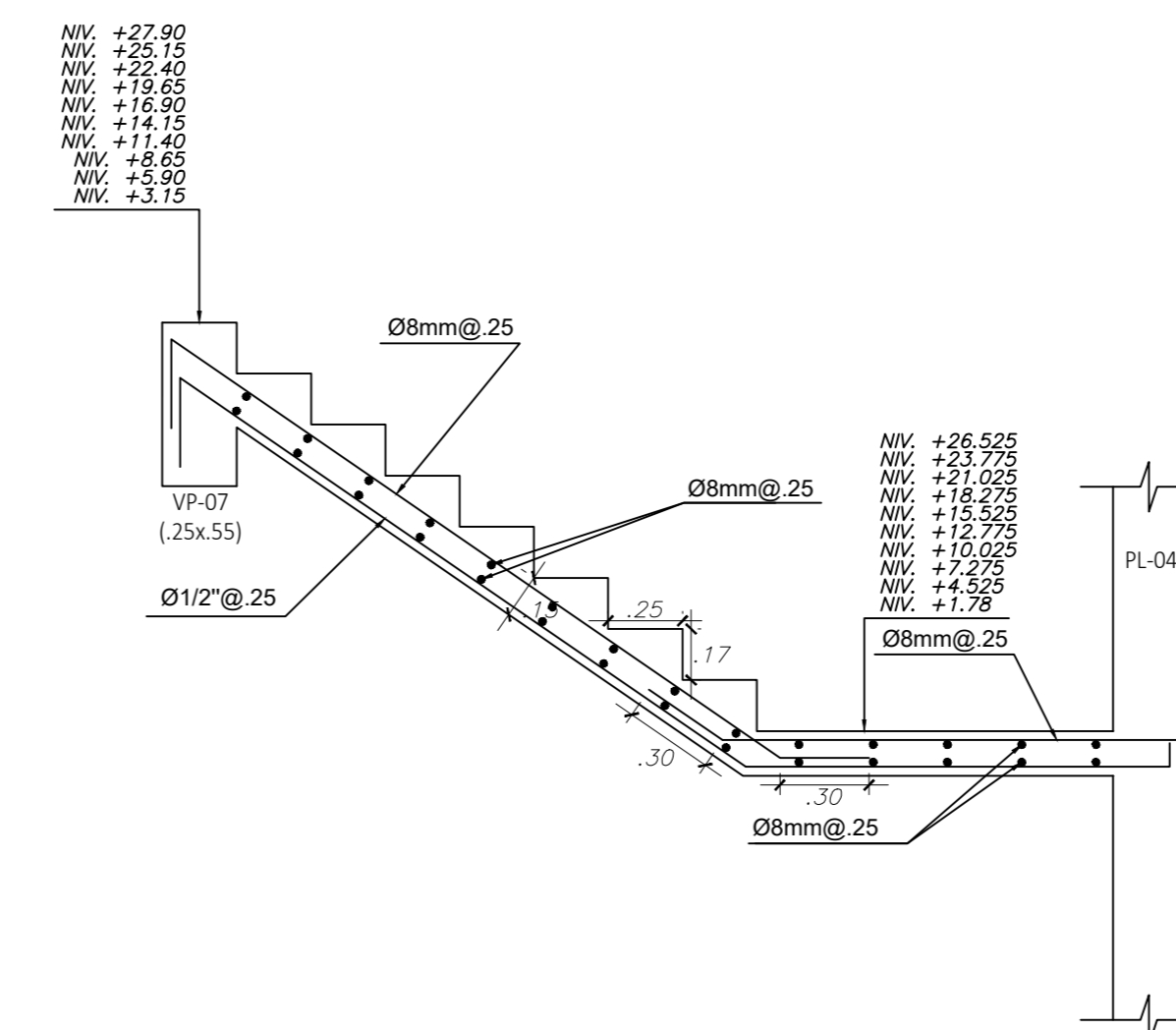
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
 NOTA: (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 50% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOIOS.



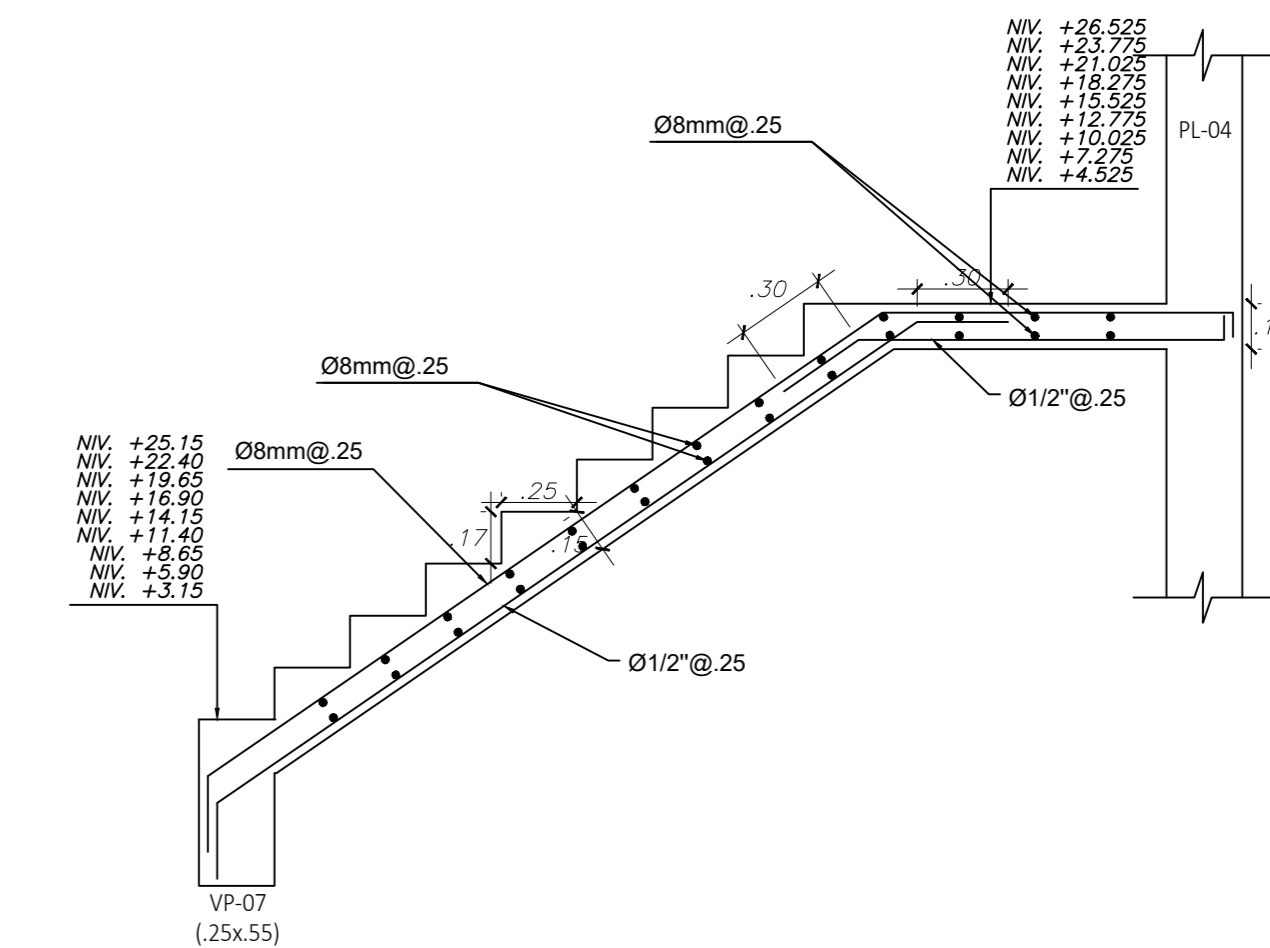
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



Tramo Niv. +0.00 @ +1.78
 ESCALERA
 ESC. 1/25



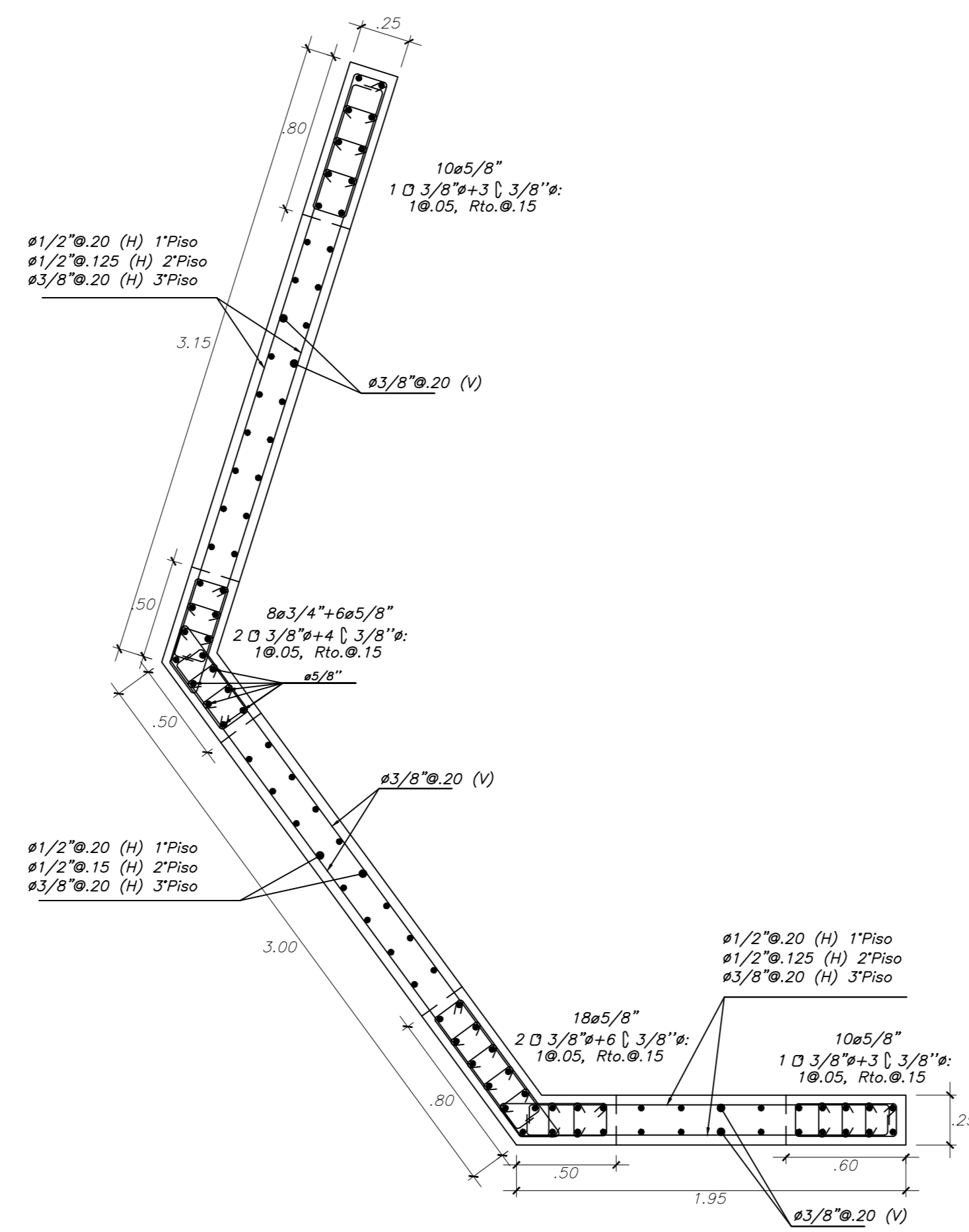
Tramo Niv. +26.525 @ +27.90
 Tramo Niv. +23.775 @ +25.15
 Tramo Niv. +21.025 @ +22.40
 Tramo Niv. +18.275 @ +19.65
 Tramo Niv. +15.525 @ +16.90
 Tramo Niv. +12.775 @ +14.15
 Tramo Niv. +10.025 @ +11.40
 Tramo Niv. +7.275 @ +8.65
 Tramo Niv. +4.525 @ +5.90
 Tramo Niv. +1.78 @ +3.15
 ESCALERA
 ESC. 1/25



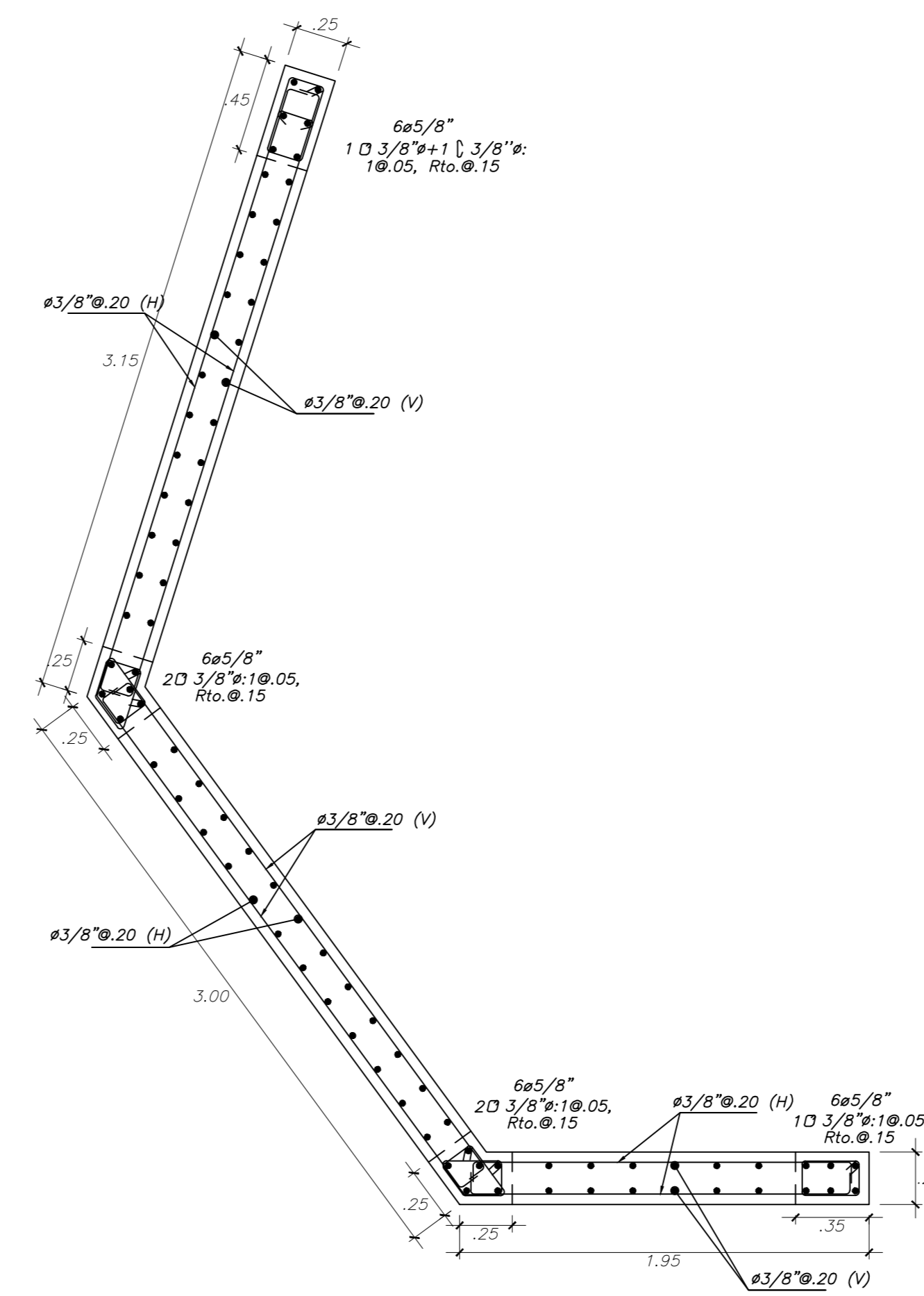
Tramo Niv. +25.15 @ +26.525
 Tramo Niv. +22.40 @ +23.775
 Tramo Niv. +19.65 @ +21.025
 Tramo Niv. +16.90 @ +18.275
 Tramo Niv. +14.15 @ +15.525
 Tramo Niv. +11.40 @ +12.775
 Tramo Niv. +8.65 @ +10.025
 Tramo Niv. +5.90 @ +7.275
 Tramo Niv. +3.15 @ +4.525
 ESCALERA
 ESC. 1/25

PLANO: VIGAS II		PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas		RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo		
	DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-09
	REVISIÓN: R00	ESCALA: Indicado	FECHA: 08/2022	

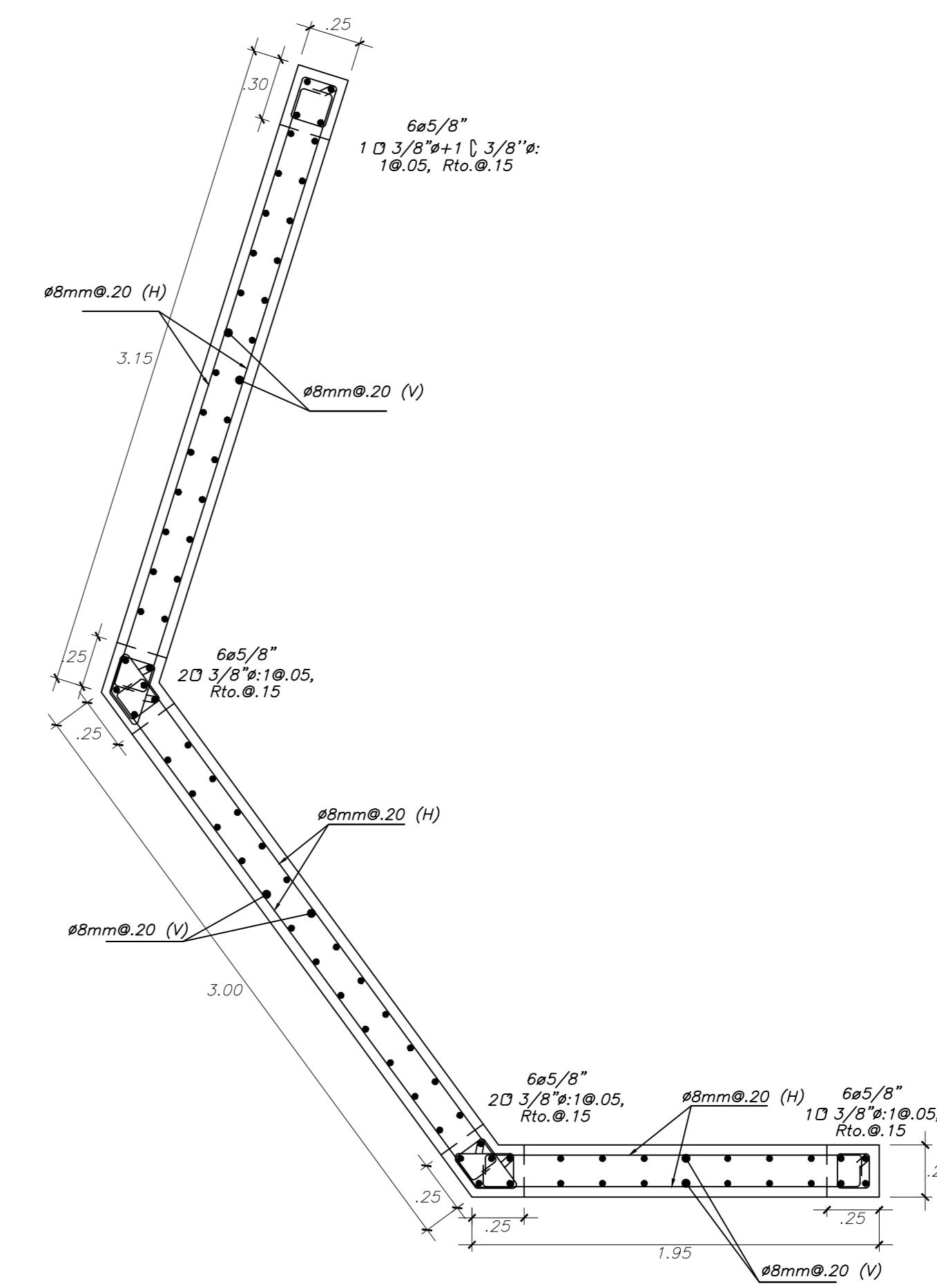
COLUMNA PISO		C-01 (ESC. 1/25)	
1er. PISO al 3er. PISO	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$		12ø5/8" 2Ø 3/8"Ø:1@.05, 8@.10, Rto.@.25
4to. PISO al 10mo. PISO	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$		12ø5/8" 2Ø 3/8"Ø:1@.05, 8@.10, Rto.@.25



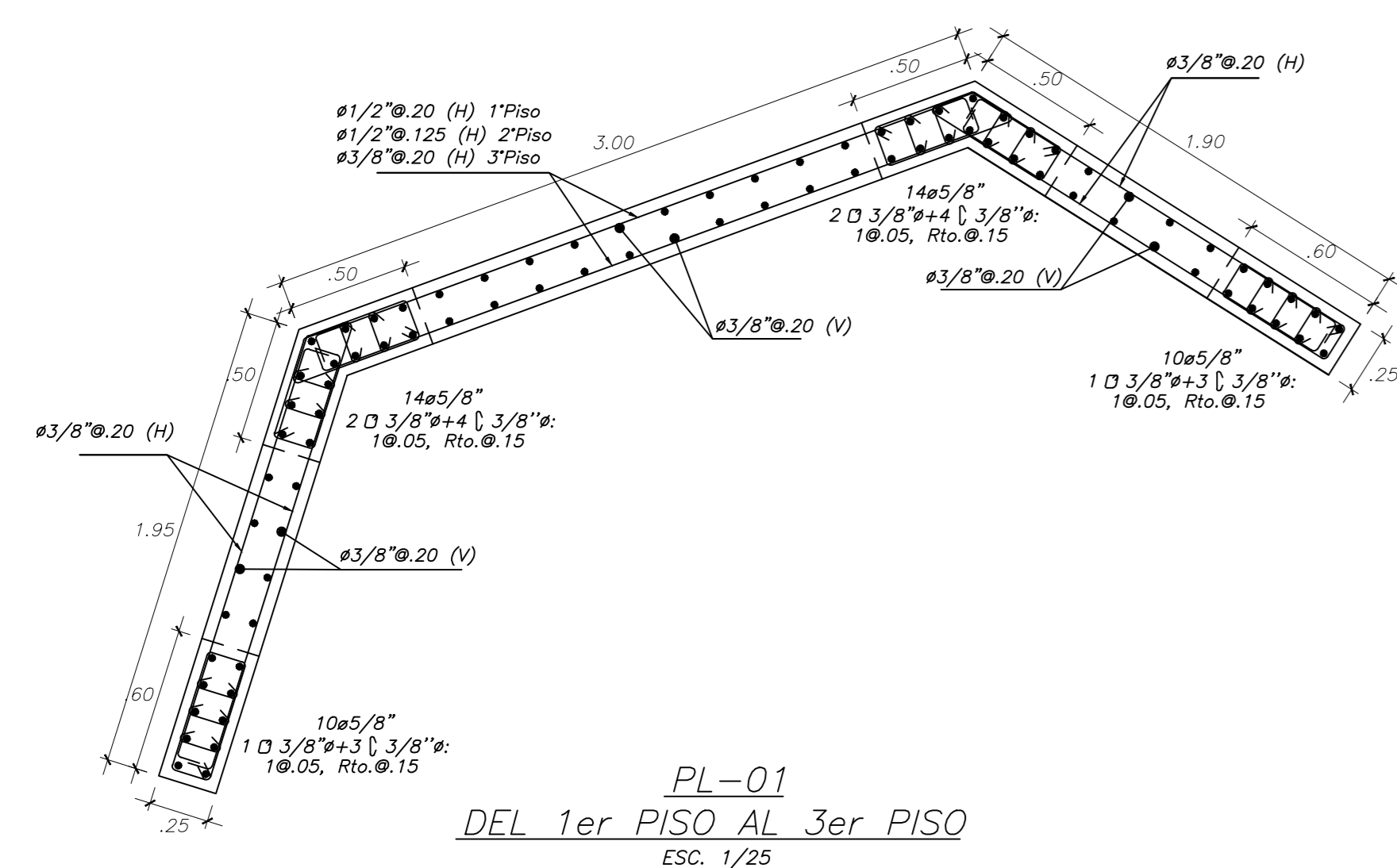
PL-02
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25



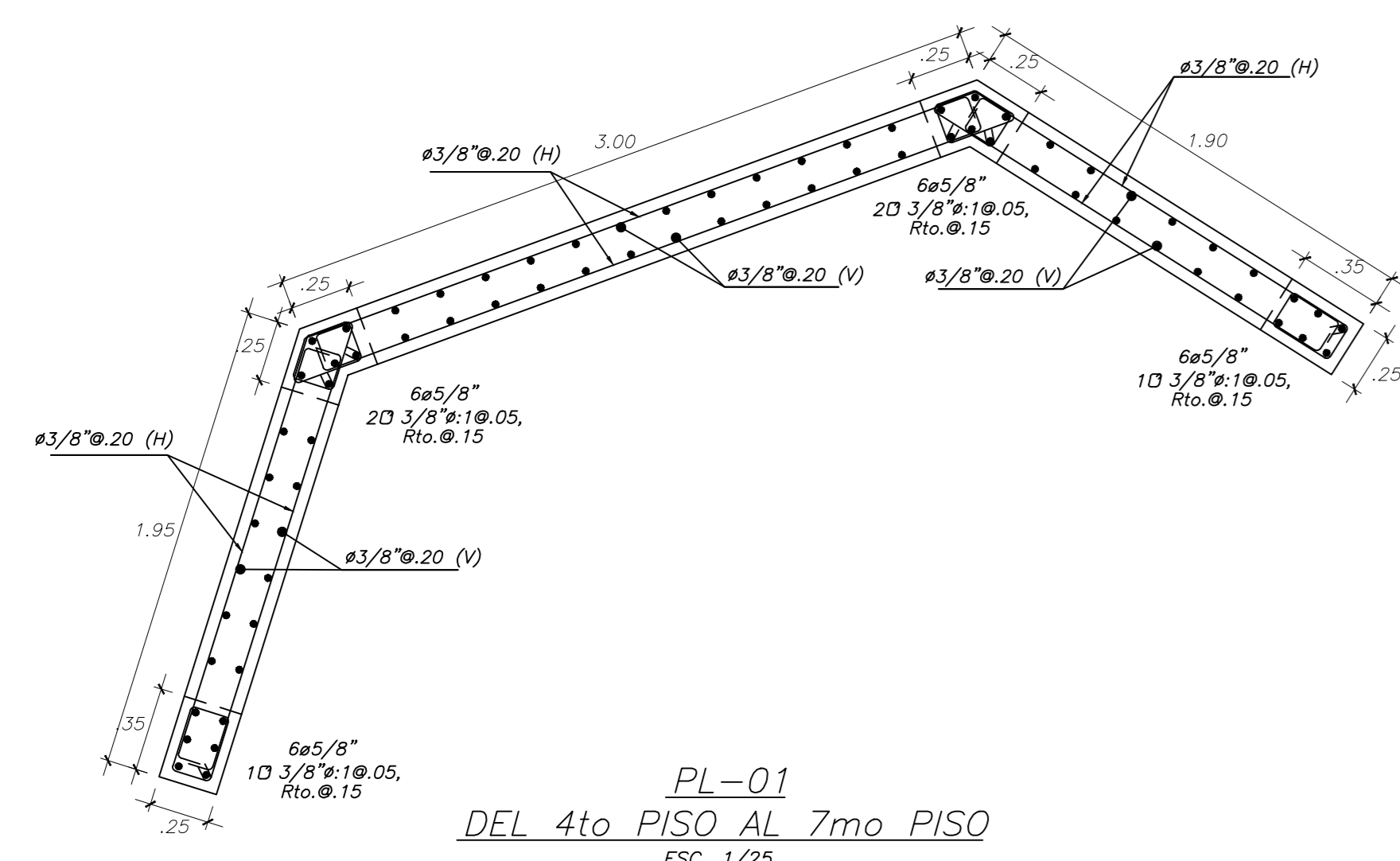
PL-02
DEL 4to PISO AL 8vo PISO
ESC. 1/25



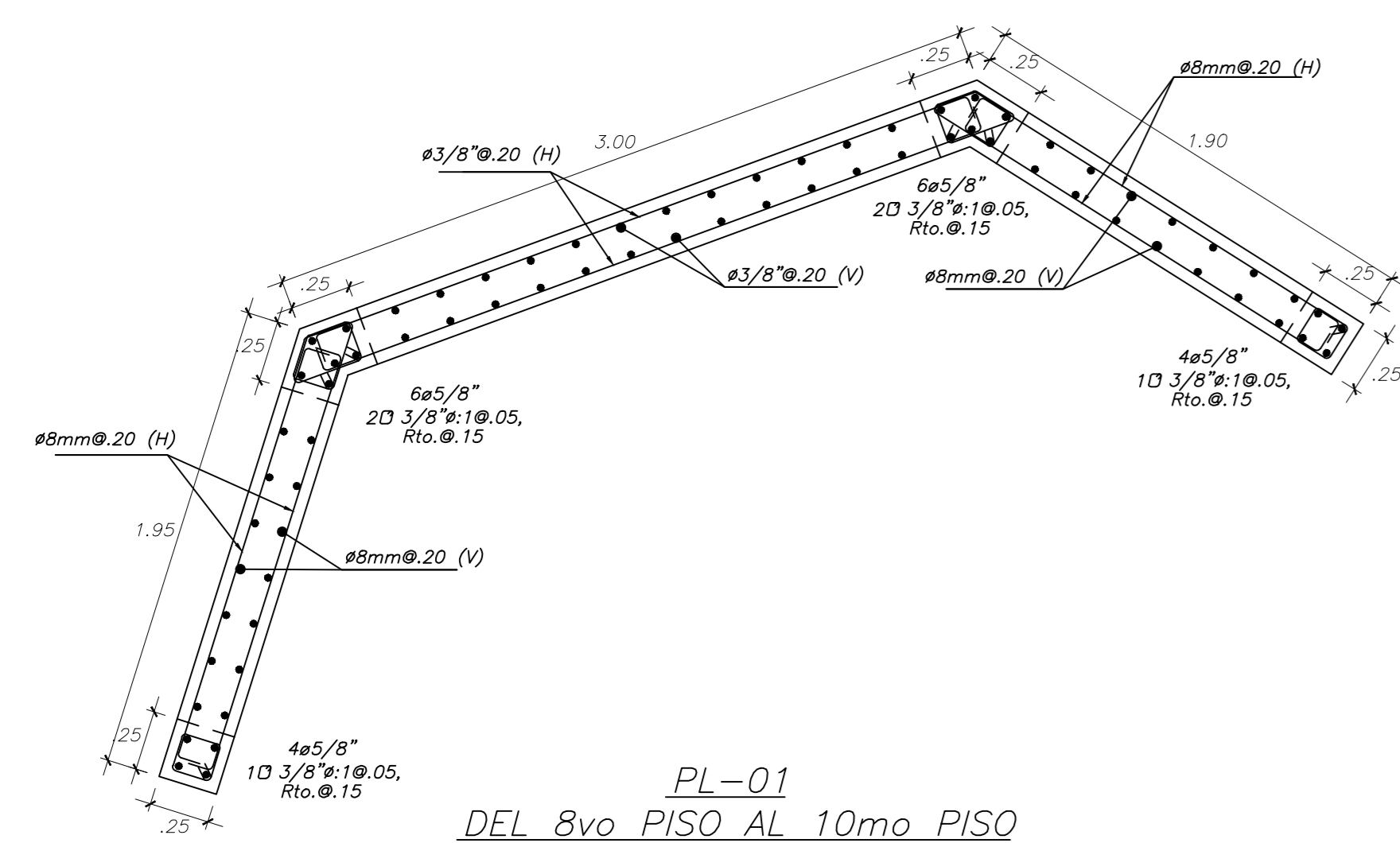
PL-02
DEL 8vo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



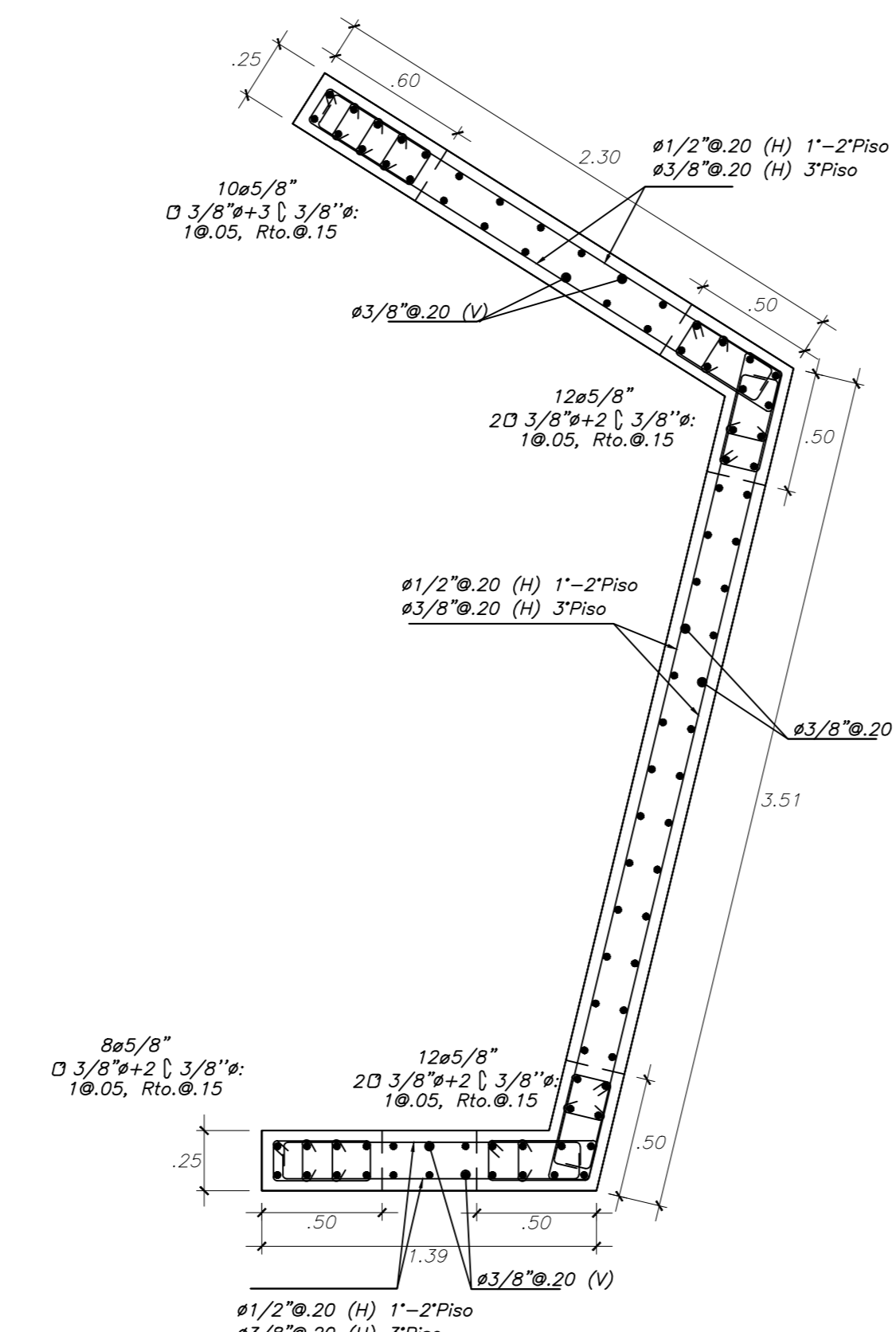
PL-01
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25



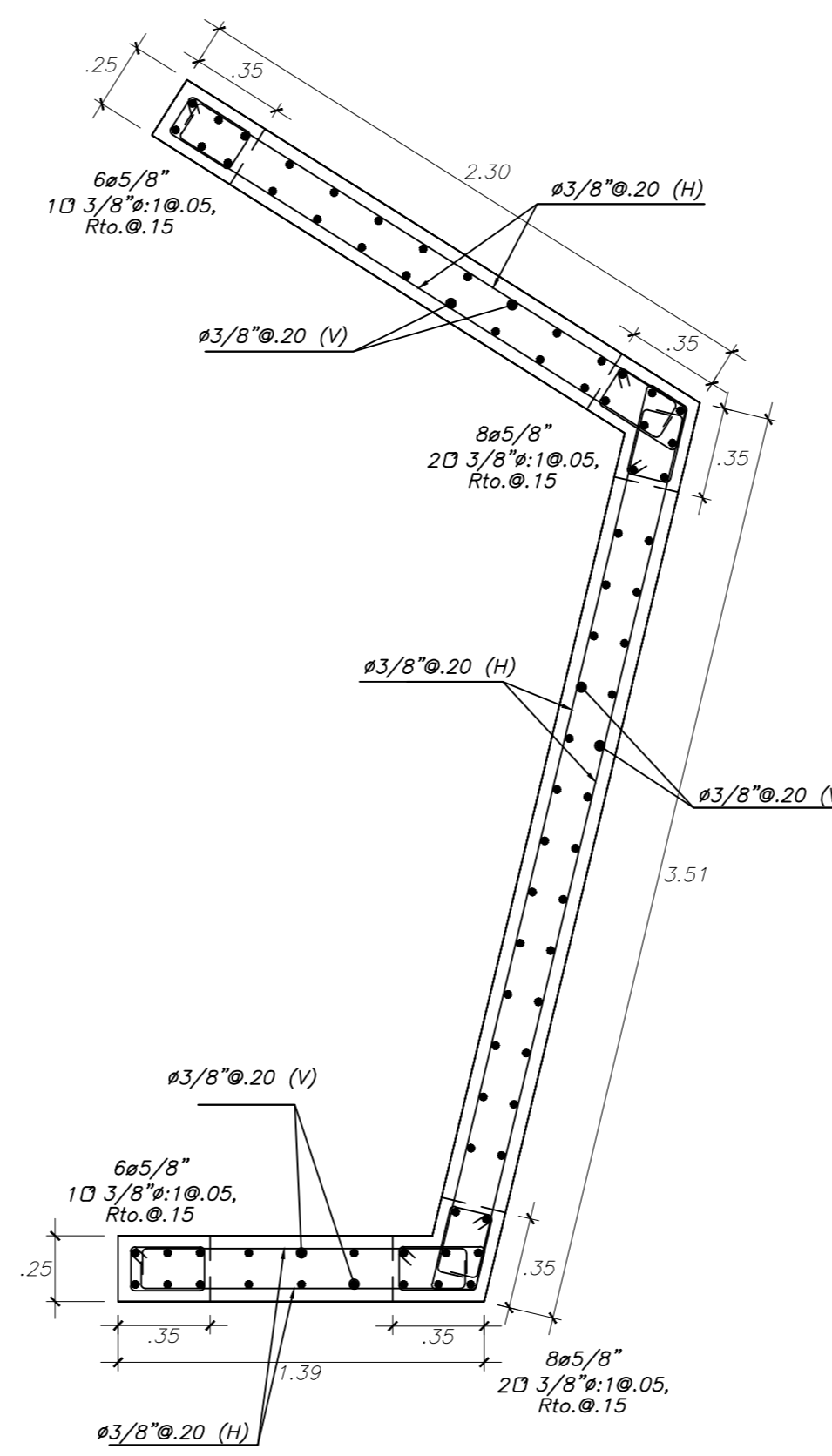
PL-01
DEL 4to PISO AL 7mo PISO
ESC. 1/25



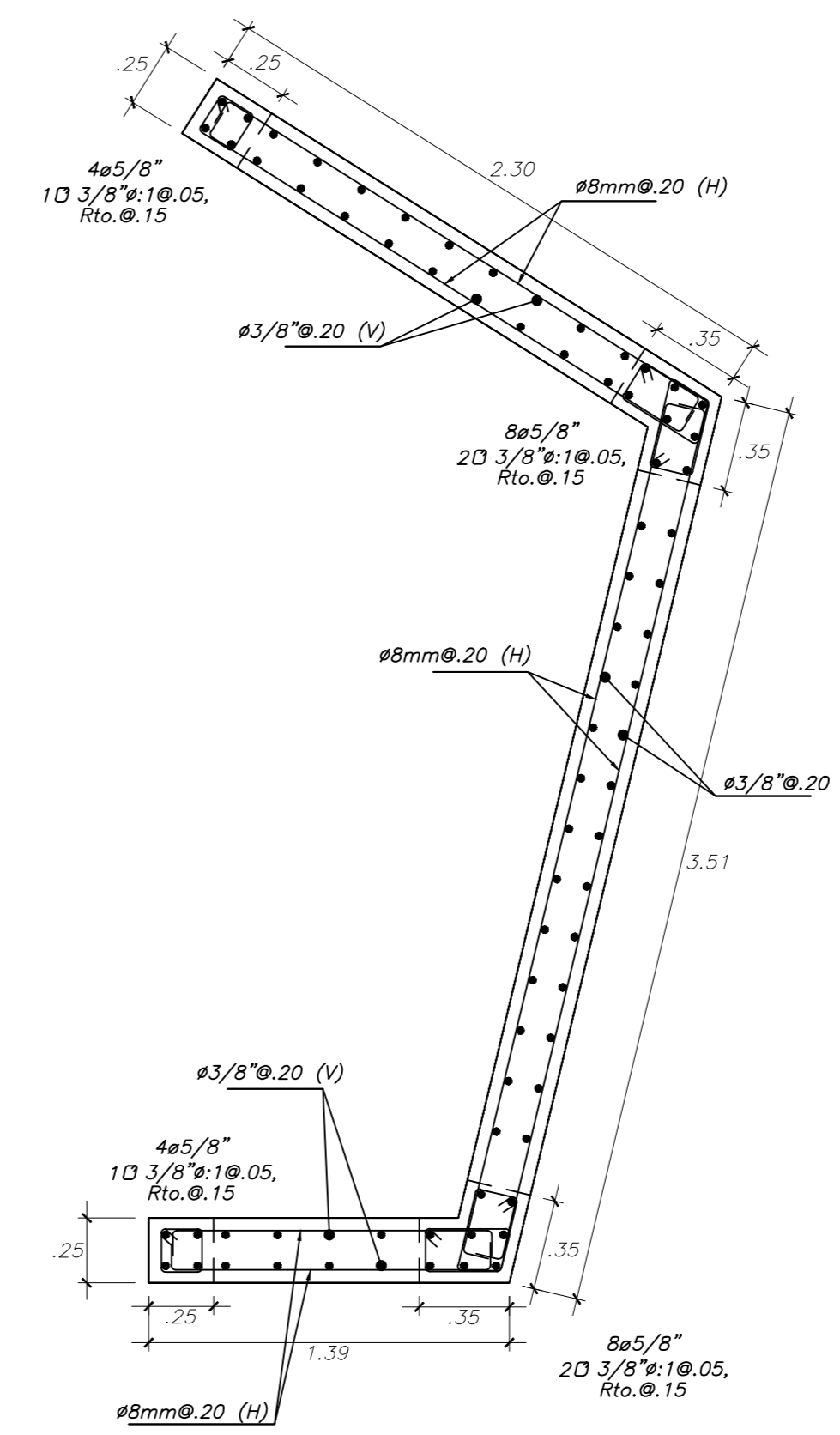
PL-01
DEL 8vo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



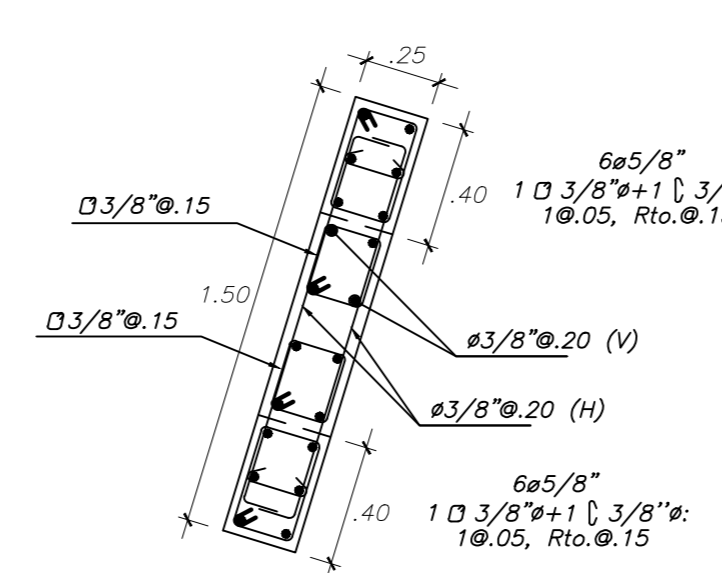
PL-03
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25



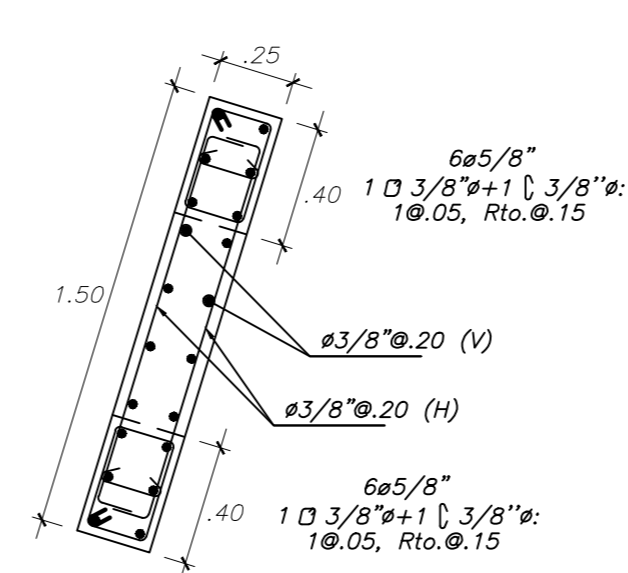
PL-03
DEL 4to PISO AL 7mo PISO
ESC. 1/25



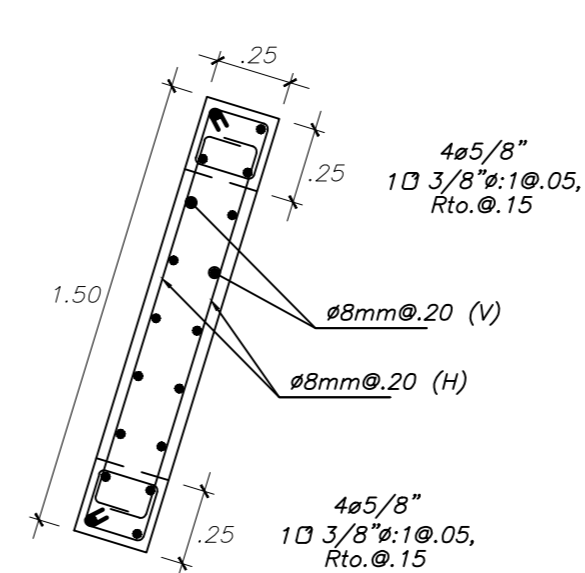
PL-03
DEL 8vo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



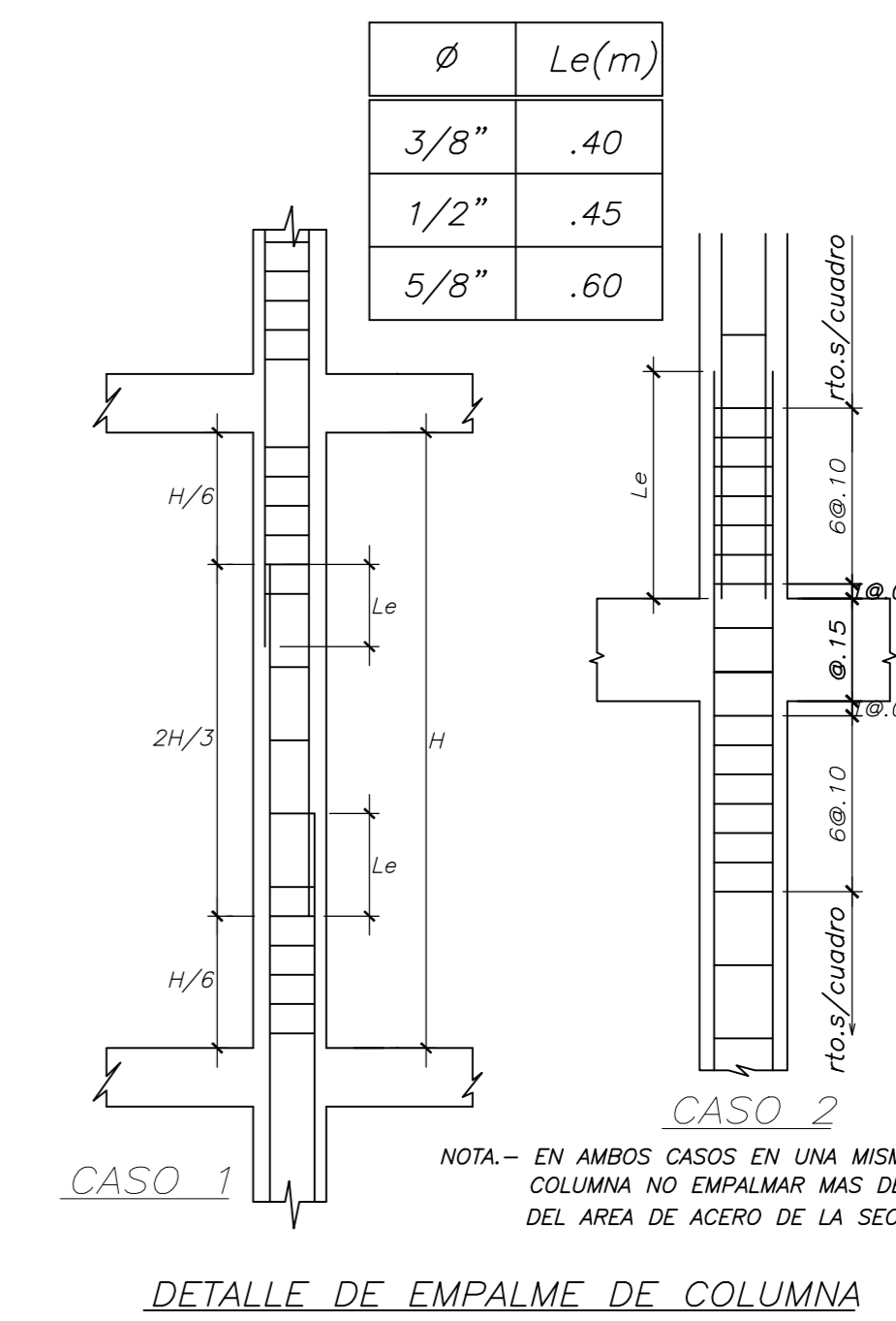
PL-05
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25



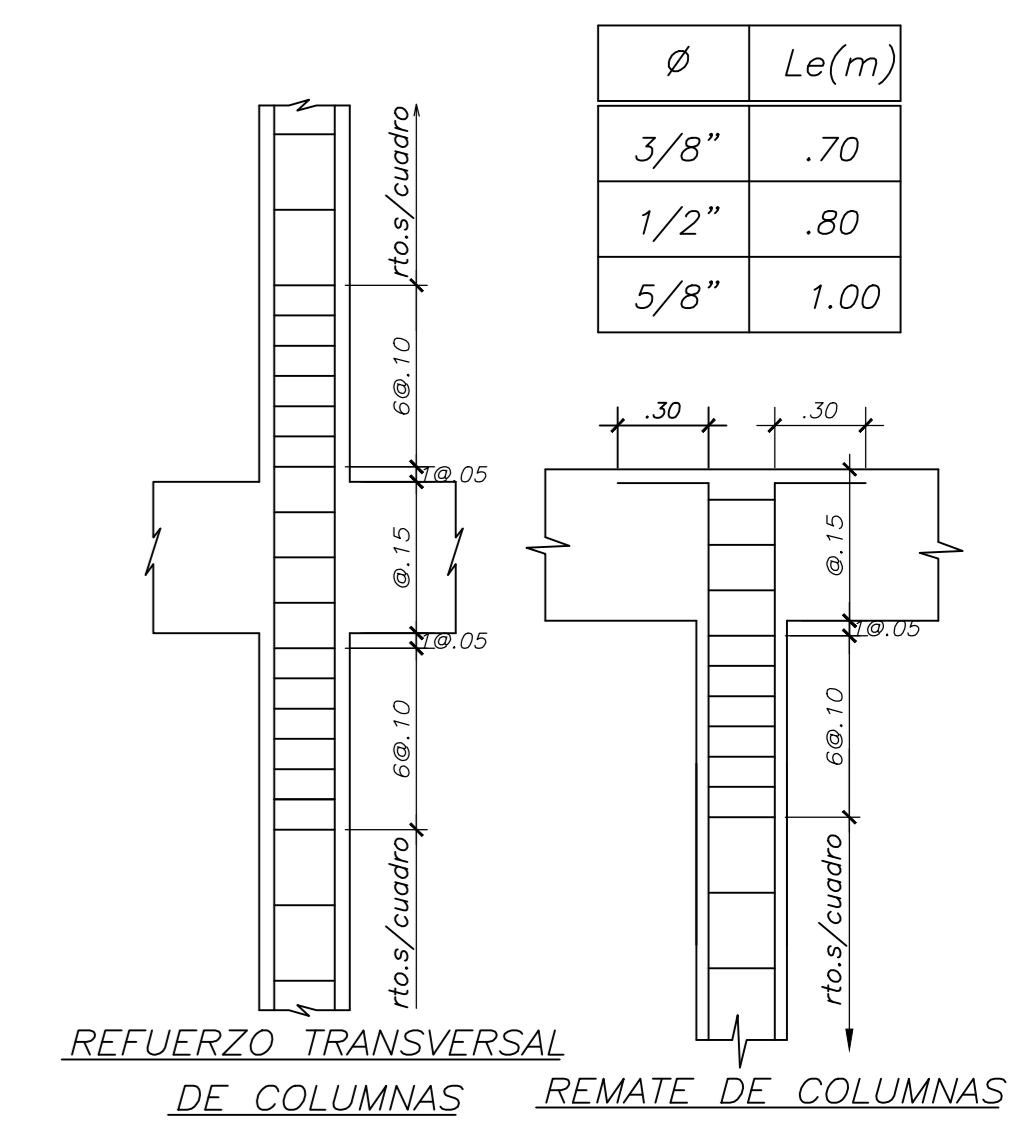
PL-05
DEL 4to PISO AL 6to PISO
ESC. 1/25



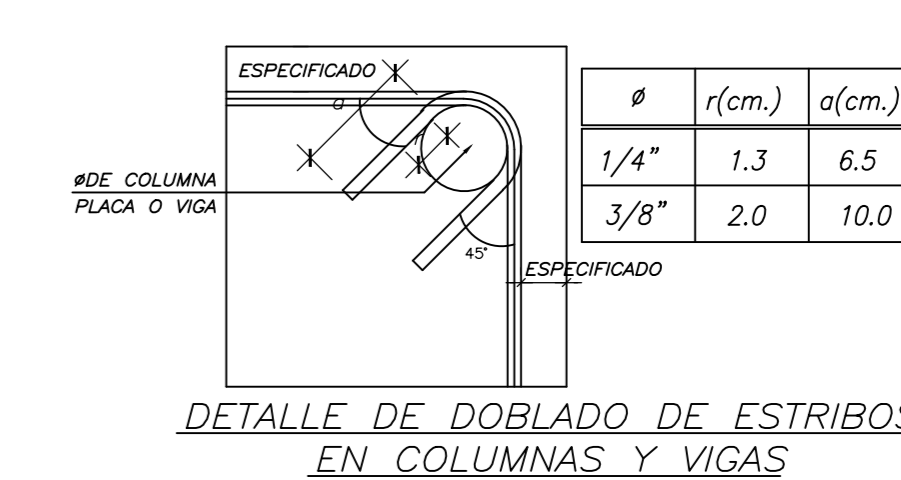
PL-05
DEL 7mo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



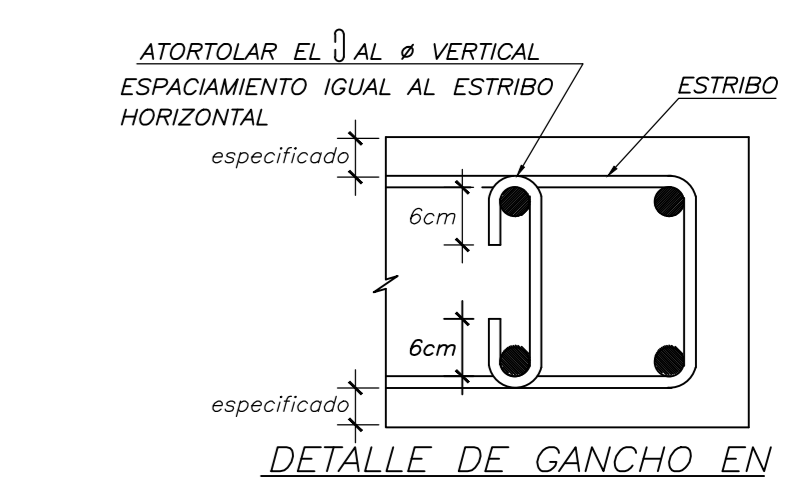
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA



REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS REMATE DE COLUMNAS

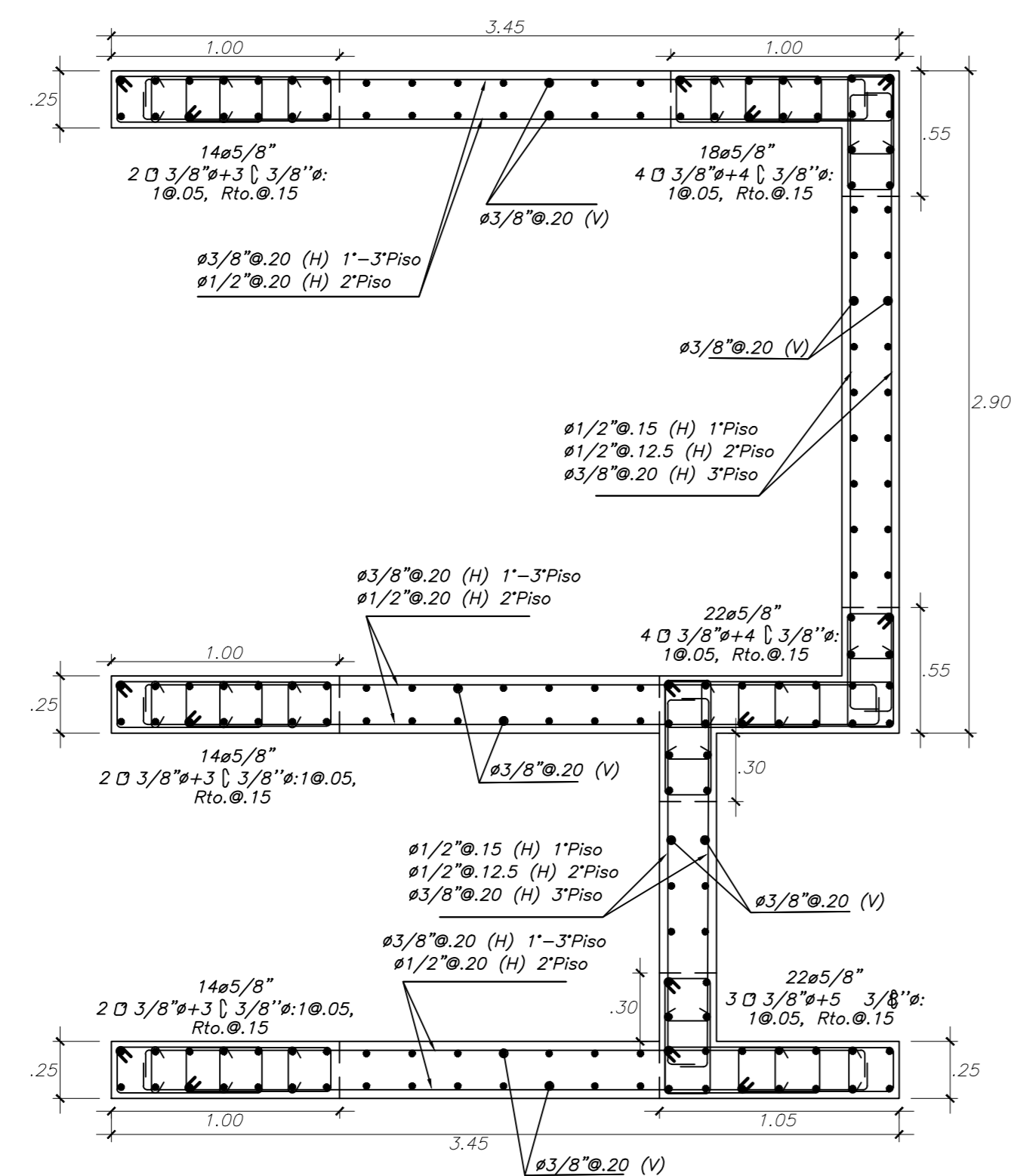


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIPOS EN COLUMNAS Y VIGAS

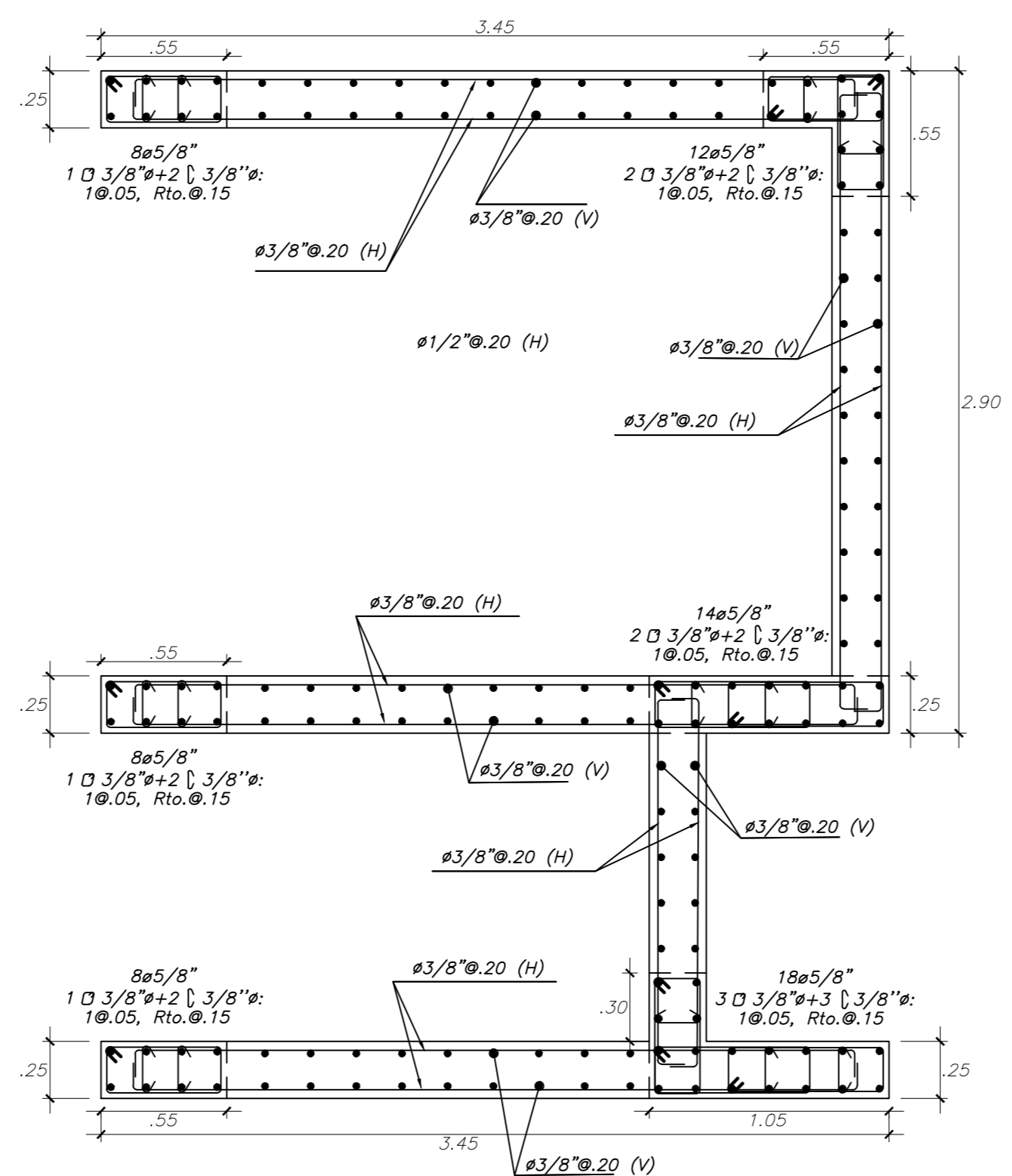


DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS

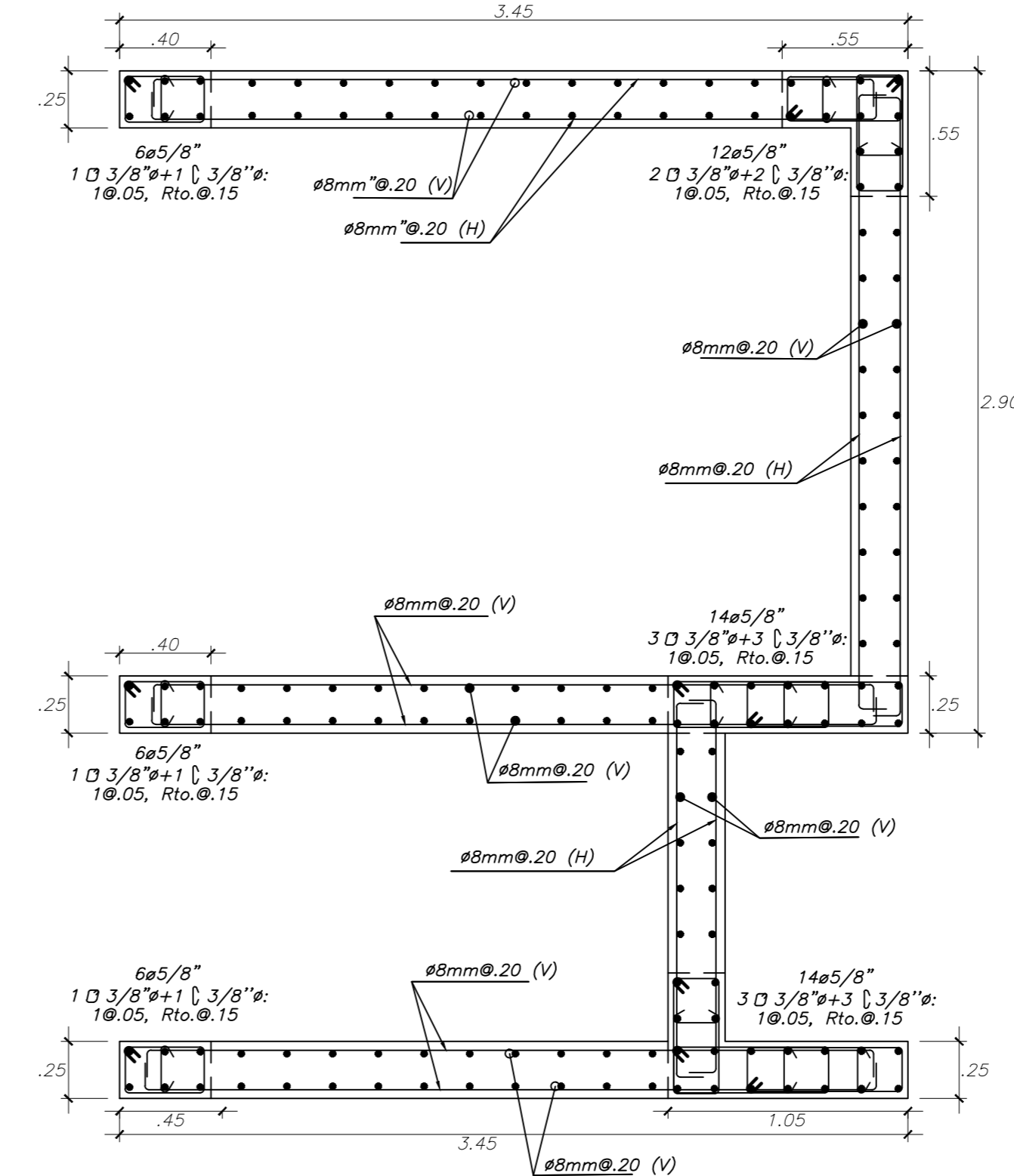
PLANO: ELEMENTOS VERTICALES I	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Diaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-10
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	



PL-04
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25

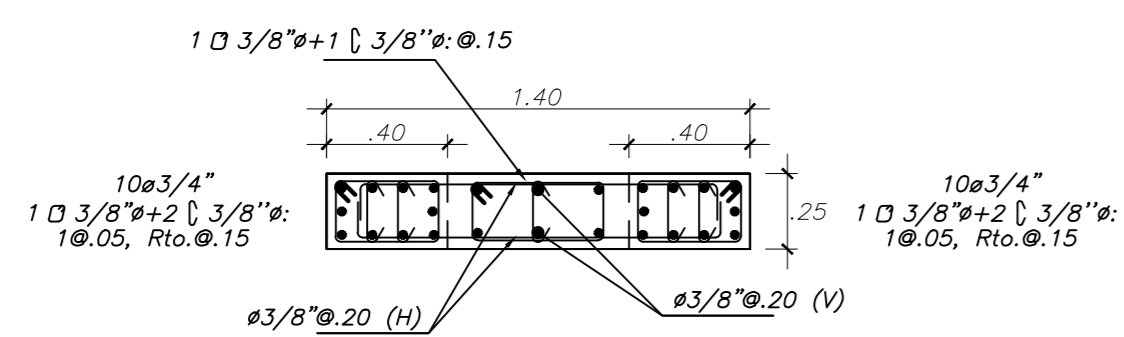


PL-04
DEL 4to PISO AL 7to PISO
ESC. 1/25

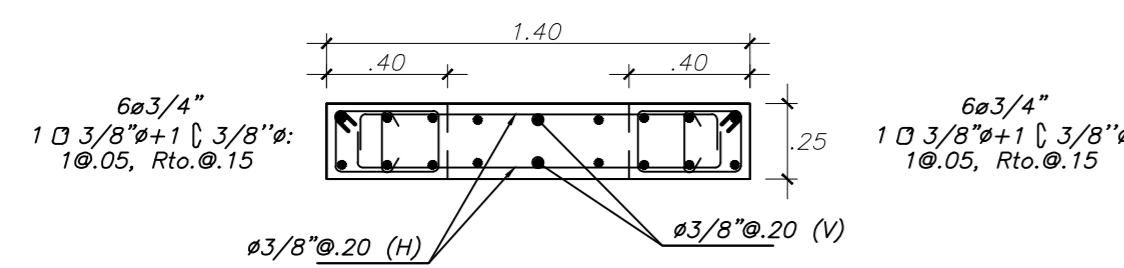


PL-04
DEL 8vo PISO A Techo ascensor
ESC. 1/25

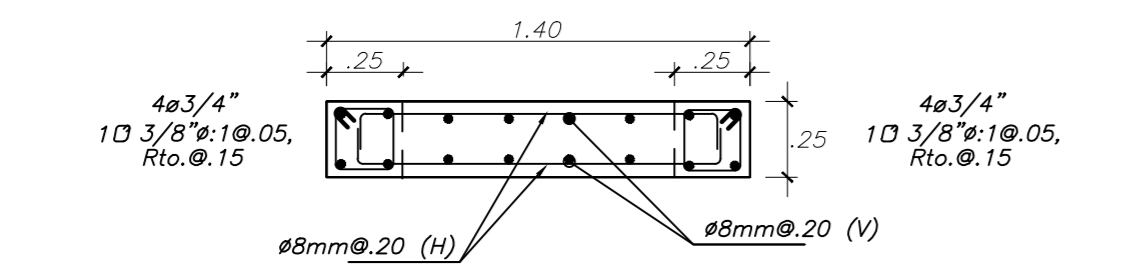
PL-06
DEL 1er PISO AL 3er PISO
ESC. 1/25



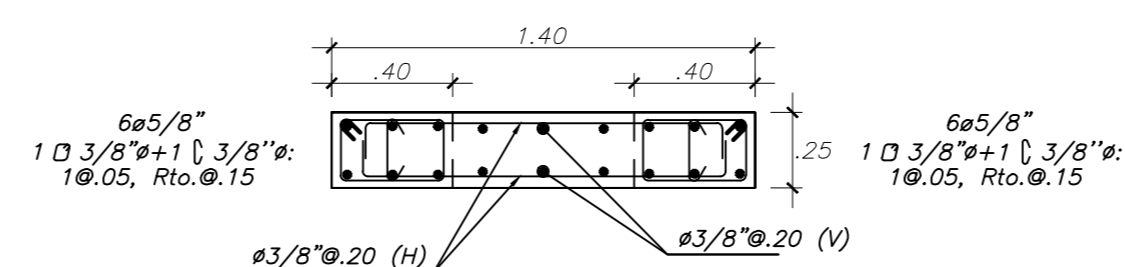
PL-06
DEL 4to PISO AL 6to PISO
ESC. 1/25



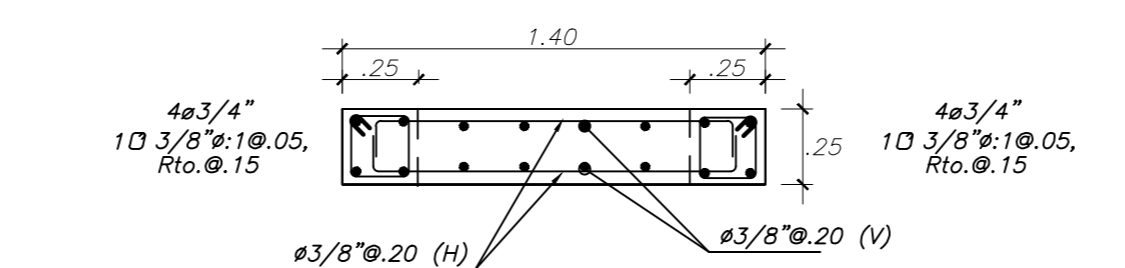
PL-06
DEL 7mo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



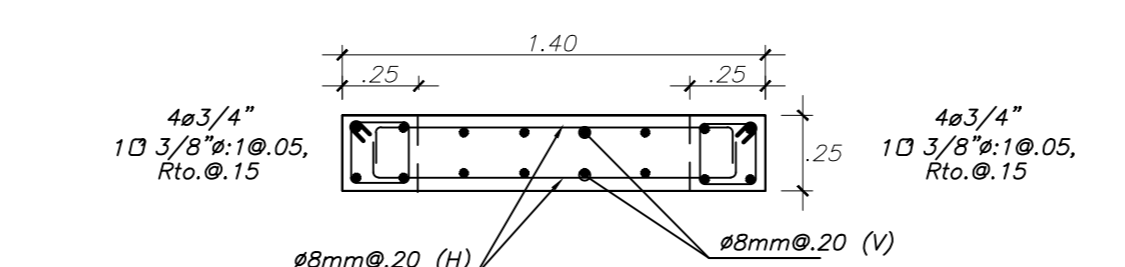
PL-08
DEL 1er PISO AL 3ro PISO
ESC. 1/25



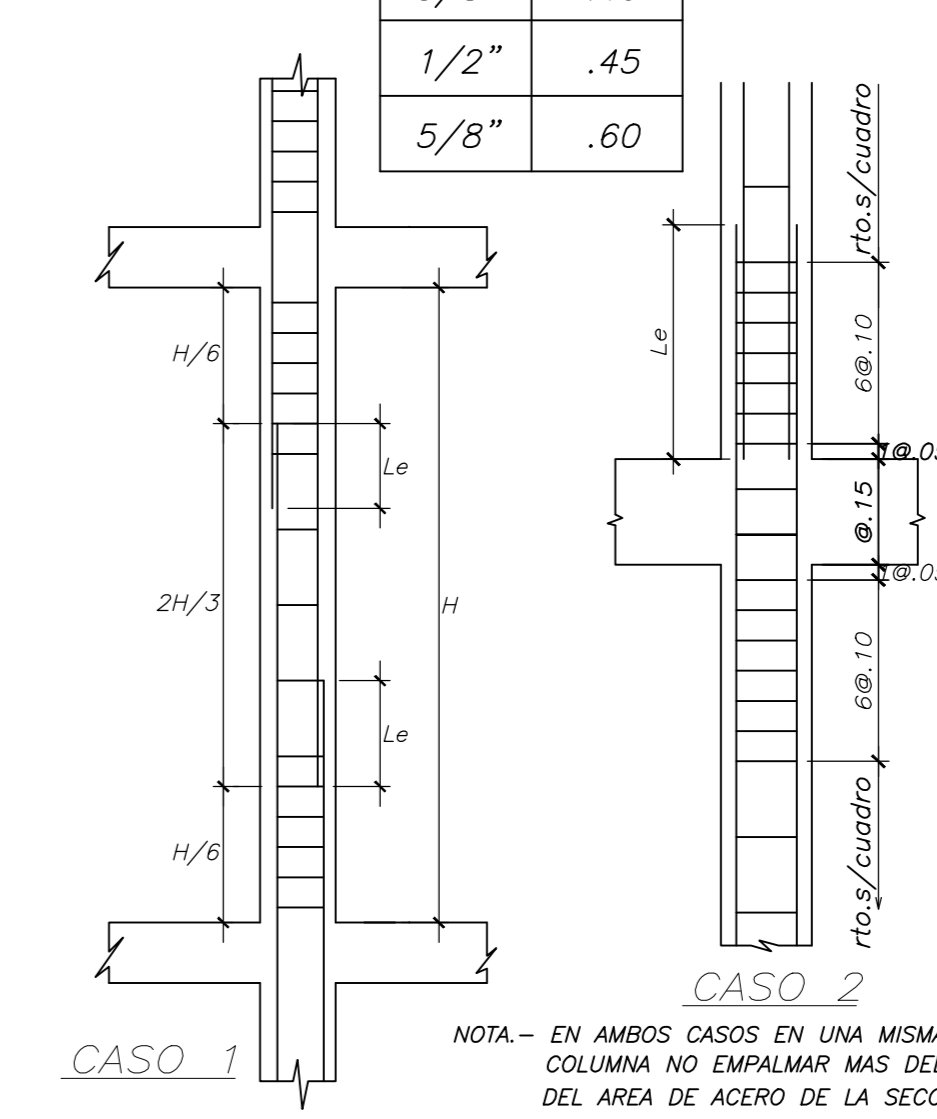
PL-08
DEL 4to PISO AL 6to PISO
ESC. 1/25



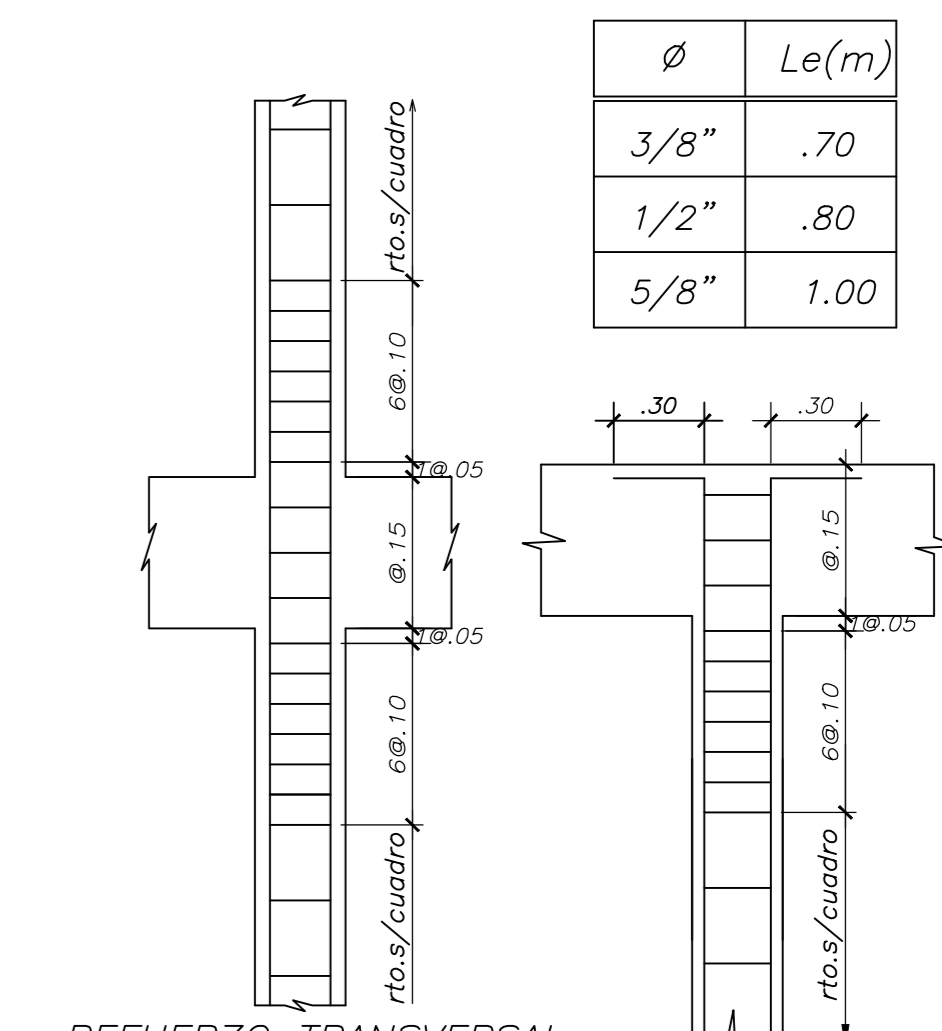
PL-08
DEL 7mo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



Ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60



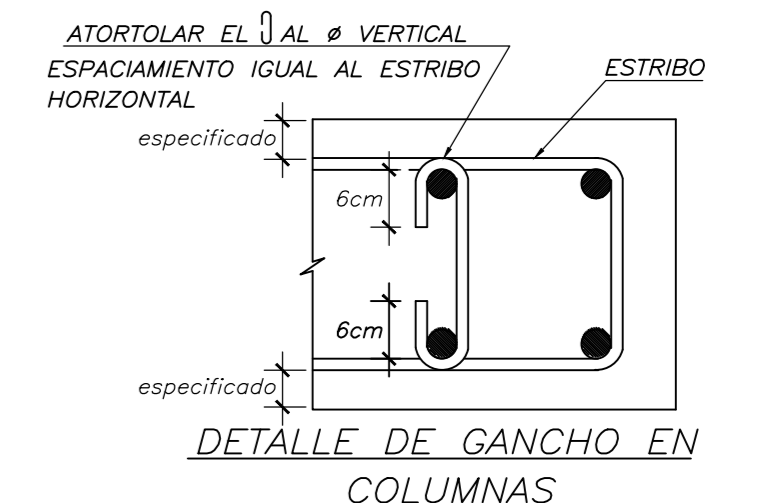
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA



REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS REMATE DE COLUMNAS

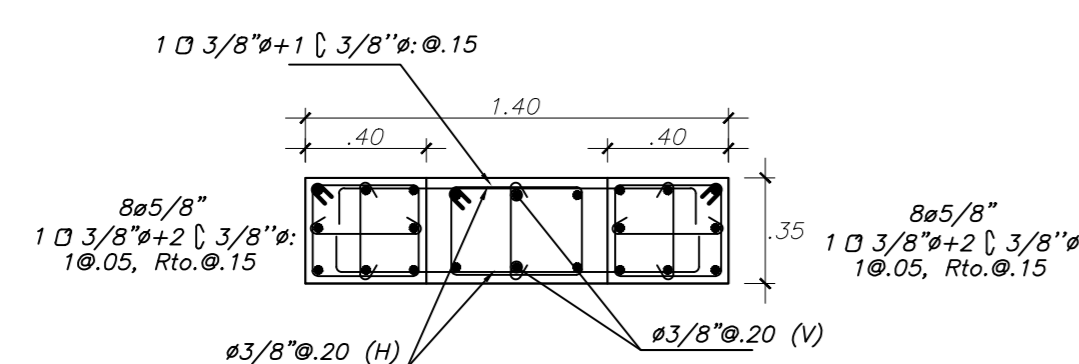
ESPECIFICADO X	#	r(cm)	a(cm)
1/4"	1.3	6.5	
3/8"	2.0	10.0	

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIOS EN COLUMNAS Y VIGAS

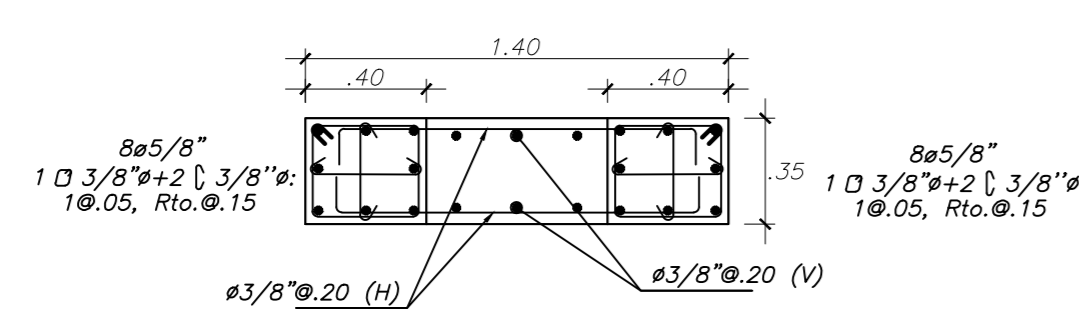


DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS

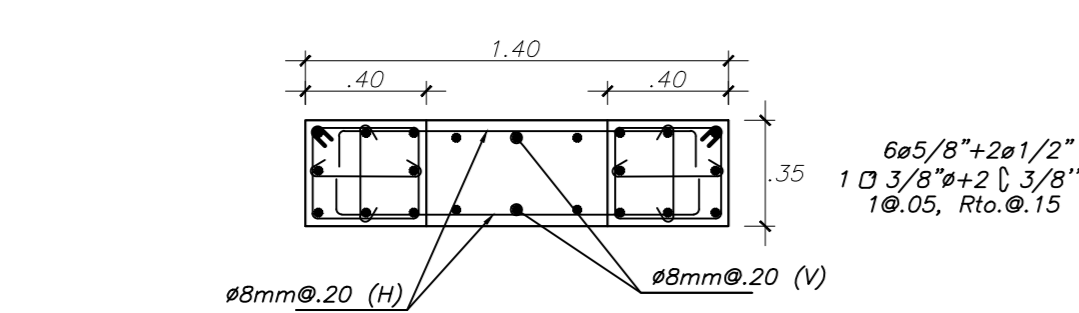
PL-07
DEL 1er PISO AL 3ro PISO
ESC. 1/25



PL-07
DEL 4to PISO AL 7mo PISO
ESC. 1/25



PL-07
DEL 8vo PISO AL 10mo PISO
ESC. 1/25



PLANO: ELEMENTOS VERTICALES II	PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR ALTO LA MERCED"		
RESPONSABLE: Gerardo Lira Vargas	RESPONSABLE: Marcelo Díaz Cobefo		
DEPARTAMENTO: Junín	PROVINCIA: Huancayo	DISTRITO: Huancayo	PROYECTO: E-11
REVISIÓN: ROO	ESCALA: Indicada	FECHA: 08/2022	

ANEXO N°03:

METRADO DE CARGAS

ITEM	CARGA
PESO ALIGERADO H=20CM	300 KG/M2
PESO ALIGERADO H=25CM	350 KG/M2
PESO PISO TERMINADO	100 KG/M2
S/C VIVIENDA	200 KG/M2

ITEM	CARGA
S/C TECHO	100 KG/M2
DENSIDAD DE CONC. ARM.	2400 KG/M3
DENSIDAD DE TABIQUERÍA	1350 KG/M3
DENSIDAD DE MAMPARA	20 KG/M2

VIGAS DE PISO TÍPICO:

VIGA PERALTADA EN EJE 1	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	879	0.00	1.00	879	0.00	0.67	639	0.00	0.72	879	0.00	1.00	879	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2				729	0.67	1.00	879	0.72	1.00						
PESO PISO TERMINADO 1	293	0.00	1.00	293	0.00	0.67	213	0.00	0.72	293	0.00	1.00	293	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2				243	0.67	1.00	293	0.72	1.00						
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	51	0.00	0.74	51	0.00	1.00	51	0.00	1.00	51	0.00	0.45	516	0.00	0.09
TABIQUE DISTRIBUIDO 2	232	0.00	0.74				163	0.72	1.00	516	0.45	1.00	51	0.09	0.56
TABIQUE DISTRIBUIDO 3	516	0.74	1.00							163	0.00	1.00	516	0.56	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 4	120	0.74	1.00										275	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 5													163	0.00	1.00
CARGA PUNTUAL 1	158	0.12		158	0.67					158	0.24		158	0.09	
CARGA PUNTUAL 2	635	0.12		387	0.67					113	0.24		310	0.09	
CARGA PUNTUAL 3	158	0.73		1252	0.67					310	0.45		878	0.09	
CARGA PUNTUAL 4	387	0.73								413	0.45		19	0.09	
CARGA PUNTUAL 5	1177	0.73								158	0.59		158	0.33	
CARGA PUNTUAL 6										113	0.59		113	0.33	
CARGA PUNTUAL 7													158	0.67	
CARGA PUNTUAL 8													310	0.67	
CARGA PUNTUAL 9													878	0.67	
CARGA PUNTUAL 10													152	0.90	
CARGA PUNTUAL 11													1580	0.90	
S/C DISTRIBUIDO 1	586	0.00	1.00	586	0.00	0.67	426	0.00	0.72	586	0.00	1.00	586	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2				486	0.67	1.00	586	0.72	1.00						

VIGA PERALTADA EN EJE 2	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	1464	0.26	1.00	1089	0.00	1.00	1464	0.00	1.00	729	0.00	1.00	729	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2	0	0.00								735	0.00		426	0.00	
	1464		0.26							426		1.00	0		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	488	0.26	1.00	363	0.00	1.00	488	0.00	1.00	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2	0	0.00								245	0.00		142	0.00	
	488		0.26							142		1.00	0		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	402	0.00	0.49	275	0.00	0.69	355	0.00	1.00	355	0.00	1.00	355	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 2	142	0.30	0.48				135	0.00	1.00	516	0.00	1.00	243	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 3	285	0.49	0.88				516	0.00	1.00				516	0.00	0.40
TABIQUE DISTRIBUIDO 4	397	0.88	1.00												
TABIQUE DISTRIBUIDO 5	383	0.26	1.00												
TABIQUE DISTRIBUIDO 6	516	0.39	1.00												
TABIQUE DISTRIBUIDO 7	0	0.00								401	0.00				
	383		0.26							332		0.87			
CARGA PUNTUAL 1	390	0.33		131	0.69					131	0.24		131	0.14	
CARGA PUNTUAL 2	131	0.39		1252	0.69					638	0.24		258	0.14	
CARGA PUNTUAL 3	84	0.39								41	0.45		291	0.14	
CARGA PUNTUAL 4	131	0.49								131	0.59		131	0.40	
CARGA PUNTUAL 5	1200	0.49								638	0.59		638	0.40	
CARGA PUNTUAL 6	131	0.88								98	0.69		131	0.79	
CARGA PUNTUAL 7	711	0.88								413	0.69		258	0.79	
CARGA PUNTUAL 8	544	0.49											429	0.40	
S/C DISTRIBUIDO 1	976	0.26	1.00	726	0.00	1.00	976	0.00	1.00	486	0.00	1.00	486	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2	0	0.00								490	0.00		284	0.00	
	976		0.26							284		1.00	0		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 3	TRAMO 1		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	699	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 1	233	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	243	0.00	0.70
TABIQUE DISTRIBUIDO 2	294	0.65	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 3	516	0.00	1.00
CARGA PUNTUAL 1	165	0.65	
CARGA PUNTUAL 2	165	0.89	
S/C DISTRIBUIDO 1	466	0.00	1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 4	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	735	0.00	1.00	339	0.00	1.00	339	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2							390	0.00	
							0		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	245	0.00	1.00	113	0.00	1.00	113	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2							130	0.00	
							0		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	135	0.00	1.00	225	0.62	1.00	225	0.00	0.48

TABIQUE DISTRIBUIDO 2	516	0.00	1.00	516	0.62	1.00	383	0.69	1.00
CARGA PUNTUAL 1	76	0.31		454	0.62		186	0.48	
CARGA PUNTUAL 2				454	0.89		454	0.69	
CARGA PUNTUAL 3							256	0.69	
S/C DISTRIBUIDO 1	490	0.00	1.00	226	0.00	1.00	226	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2							260	0.00	
							0		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 5	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	150	0.00	1.00	150	0.00	1.00	150	0.00	0.65	150	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2										693	0.80	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 3	0	0.00		307	0.00		660	0.00		360	0.00	
	566		1.00	0		1.00	381		1.00	0		0.80
PESO PISO TERMINADO 1	50	0.00	1.00	50	0.00	1.00	50	0.00	0.65	50	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2										231	0.80	1.00
PESO PISO TERMINADO 3	0	0.00		102	0.00		220	0.00		120	0.00	
	162		1.00	0		1.00	127		1.00	0		0.80
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	51	0.00	1.00	51	0.00	1.00	51	0.00	0.65	51	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 2	275	0.26					98	0.00				
	105		0.74							156		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 3	275	0.66										
	186		1.00									
TABIQUE DISTRIBUIDO 4							446	0.65	1.00			
CARGA PUNTUAL 1	454	0.26		253	0.60		454	0.65		454	0.32	
CARGA PUNTUAL 2	454	0.66		454	0.60		98	0.65		429	0.32	
CARGA PUNTUAL 3	167	0.74					829	0.65		125	0.87	
CARGA PUNTUAL 4	172	0.74								1193	0.87	
S/C DISTRIBUIDO 1	100	0.00	1.00	100	0.00	1.00	100	0.00	1.00	100	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2	0	0.00								462	0.80	1.00
S/C DISTRIBUIDO 3	0	0.00		205	0.00		440	0.00		240	0.00	
	323		1.00	0		1.00	254		1.00	0		0.80

VIGA PERALTADA EN EJE A	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	150	0.00	1.00	150	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2	0	0.00		955	0.00	
	208		1.00	725		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	50	0.00	1.00	50	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2	0	0.00		273	0.00	
	69		1.00	207		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	51	0.00	1.00	51	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 2	155	0.27		194	0.00	
	40		1.00	260		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 3				111	0.10	
				127		0.63
CARGA PUNTUAL 1	408	0.27		136	0.09	
CARGA PUNTUAL 2				198	0.30	
CARGA PUNTUAL 3				1090	0.30	
CARGA PUNTUAL 4				398	0.30	
CARGA PUNTUAL 5				82	0.65	
CARGA PUNTUAL 6				168	0.89	
CARGA PUNTUAL 7				1157	0.89	
CARGA PUNTUAL 8				258	0.89	
S/C DISTRIBUIDO 1	100	0.00	1.00	100	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2	0	0.00		546	0.00	
	139		1.00	414		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE B	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1							1099	0.00	0.43
PESO LOSA ALIGERADA 2							1099	0.43	
							0		1.00
PESO LOSA ALIGERADA 3							1047	0.00	
							655		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	314	0.00	0.43
PESO PISO TERMINADO 2							314	0.43	
							0		1.00
PESO PISO TERMINADO 3							299	0.00	
							187		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	516	0.00	0.75	516	0.00	1.00	178	0.00	0.43
TABIQUE DISTRIBUIDO 2							311	0.00	
							213		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 3							408	0.00	
							342		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 4							168	0.43	
							0		0.59
TABIQUE DISTRIBUIDO 5							320	0.59	
							0		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 6							516	0.00	0.67
CARGA PUNTUAL 1							469	0.20	
CARGA PUNTUAL 2							198	0.32	
CARGA PUNTUAL 3							413	0.32	
CARGA PUNTUAL 4							527	0.53	
CARGA PUNTUAL 5							659	0.59	
CARGA PUNTUAL 6							169	0.67	
CARGA PUNTUAL 7							1162	0.67	
CARGA PUNTUAL 8							150	0.95	
S/C DISTRIBUIDO 1	60	0.00	1.00	60	0.00	1.00	314	0.00	0.43

S/C DISTRIBUIDO 2							314	0.43	
							0		1.00
S/C DISTRIBUIDO 3							299	0.00	
							187		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE C	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1													1099	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	210	0.00	1.00	30	0.00	1.00	314	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	516	0.00	1.00							516	0.47	1.00	337	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 2													516	0.00	1.00
PESO ESCALERA							648	0.00	1.00						
S/C DISTRIBUIDO 1	60	0.00	1.00	60	0.00	1.00	420	0.00	1.00	60	0.00	1.00	628	0.00	1.00

VIGA PERALTADA EN EJE D	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	516	0.69	0.88	516	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	60	0.00	1.00	60	0.00	1.00

VIGA PERALTADA EN EJE E	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	60	0.00	1.00	60	0.00	1.00

VIGAS DE AZOTEA:

VIGA PERALTADA EN EJE 1	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	729	0.00	1.00	729	0.00	1.00	489	0.00	0.72	729	0.00	1.00	729	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2							729	0.72	1.00						
PESO PISO TERMINADO 1	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00	163	0.00	0.72	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2							243	0.72	1.00						
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00	163	0.00	0.72	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2							243	0.72	1.00						

VIGA PERALTADA EN EJE 2	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	1464	0.26	1.00	1089	0.00	1.00	1464	0.00	1.00	729	0.00	1.00	729	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2	0	0.00								735	0.00		426	0.00	
	1464		0.26							426		1.00	0		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	488	0.26	1.00	363	0.00	1.00	488	0.00	1.00	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2	0	0.00								245	0.00		142	0.00	
	488		0.26							142		1.00	0		1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	488	0.26	1.00	363	0.00	1.00	488	0.00	1.00	243	0.00	1.00	243	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2	0	0.00								245	0.00		142	0.00	
	488		0.26							142		1.00	0		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 3	TRAMO 1		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	699	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 1	233	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	233	0.00	1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 4	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	735	0.00	1.00	339	0.00	1.00	339	0.00	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2							390	0.00	
							0		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	245	0.00	1.00	113	0.00	1.00	113	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 2							130	0.00	
							0		1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	245	0.00	1.00	113	0.00	1.00	113	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2							130	0.00	
							0		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE 5	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1				307	0.00		660	0.00		586	0.80	1.00
PESO LOSA ALIGERADA 2	0	0.00		0		1.00	381			360	0.00	
	566		1.00						1.00	0		0.80
PESO PISO TERMINADO 1										195	0.80	1.00
PESO PISO TERMINADO 2	0	0.00		102	0.00		220	0.00		120	0.00	
	162		1.00	0		1.00	127		1.00	0		0.80
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00	203	1.00		203	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1										195	0.80	1.00
S/C DISTRIBUIDO 2	0	0.00		102	0.00		220	0.00		120	0.00	
	162		1.00	0		1.00	127		1.00	0		0.80

VIGA PERALTADA EN EJE A	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1	0	0.00		955	0.00	
	208		1.00	725		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	0	0.00		273	0.00	
	69		1.00	207		1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1	203	0.00	1.00	203	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	0	0.00		273	0.00	
	69		1.00	207		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE B	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1							1099	0.00	0.43
PESO LOSA ALIGERADA 2							1099	0.43	
							0		1.00
PESO LOSA ALIGERADA 3							1047	0.00	
							655		1.00
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	314	0.00	0.43
PESO PISO TERMINADO 2							314	0.43	
							0		1.00
PESO PISO TERMINADO 3							299	0.00	
							187		1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	314	0.00	0.43
S/C DISTRIBUIDO 2							314	0.43	
							0		1.00

S/C DISTRIBUIDO 3							299	0.00	
							187		1.00

VIGA PERALTADA EN EJE C	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j		i	j		i	j		i	j
PESO LOSA ALIGERADA 1													1099	0.00	1.00
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	210	0.00	0.50	30	0.00	1.00	314	0.00	1.00
TABIQUE DISTRIBUIDO 1							203	0.50	1.00						
PESO ESCALERA							648	0.00	0.50						
S/C DISTRIBUIDO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00	210	0.00	0.50	30	0.00	1.00	314	0.00	1.00

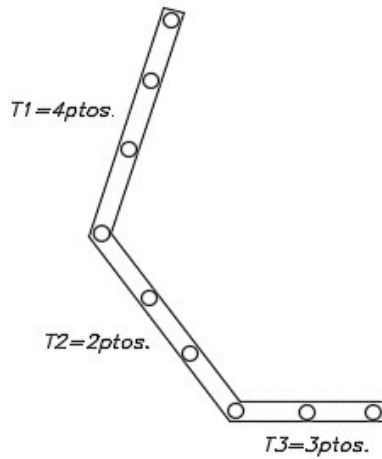
VIGA PERALTADA EN EJE D	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00

VIGA PERALTADA EN EJE E	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa		Carga (kg/ml ó kg)	Posición relativa	
		i	j		i	j
PESO PISO TERMINADO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00
S/C DISTRIBUIDO 1	30	0.00	1.00	30	0.00	1.00

PLACAS DE PISO TÍPICO:

A partir de una discretización de los muros estructurales, se asigna la carga puntual correspondiente por punto.

EJES A-1



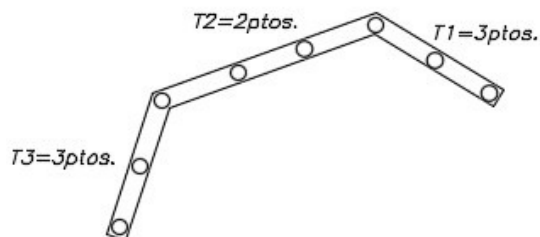
TRAMOS 2 Y 3 (5 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
2280	760	1331
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		874
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
1520		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		304

EJES A-4



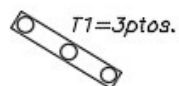
TRAMO 1 (4 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
923	264	98
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		321
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
527		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		132

EJES A-5



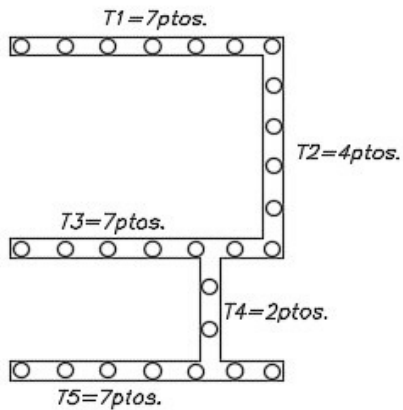
TRAMOS 2 Y 3 (5 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
1855	530	269
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		531
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
1060		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		212

EJES C-5



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
324	108	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		144
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
216		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		72

EJES C-2

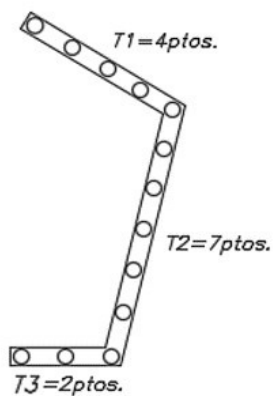


TRAMO 1 (7 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
1085	362	940
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		341
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
723		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		103

TRAMO 2 (4 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
ESCALERA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
648	210	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		214
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
420		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		105

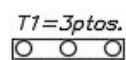
TRAMO 5 (7 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
1565	522	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		298
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
1043		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		149

EJES 1-5



TRAMOS 1 Y 3 (6 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
1698	566	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		377
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
1132		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		189

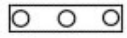
EJES B-4



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
647	216	119
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		327
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
431		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		144

EJES B-2

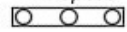
T1=3ptos.



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1656	552	903
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		1037
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
1104		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		368

EJES B-1

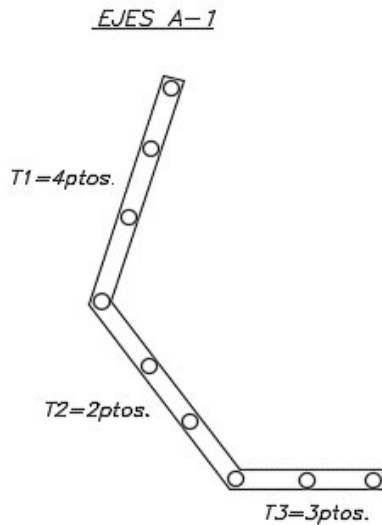
T1=3ptos.



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1001	334	140
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		491
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
667		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		222

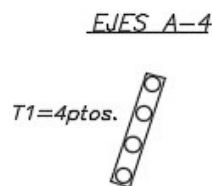
PLACAS DE AZOTEA:

A partir de una discretización de los muros estructurales, se asigna la carga puntual correspondiente por punto.

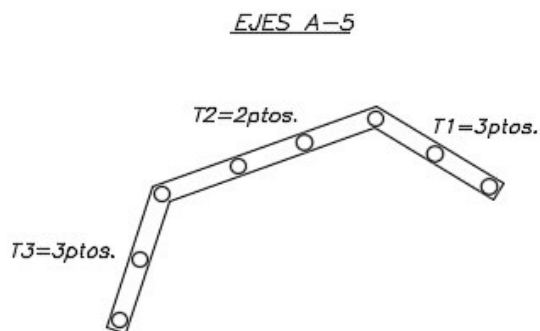


TRAMOS 2 Y 3 (5 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
2280	760	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		608
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
760		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		152

TRAMOS 1, 2 Y 3 (9 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	PARAPETO
-	-	1582
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		176
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
-		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		0



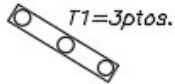
TRAMO 1 (4 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	PARAPETO
923	264	304
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		373
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
264		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		66



TRAMOS 2 Y 3 (5 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABIQUERÍA
1855	530	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		477
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
530		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		106

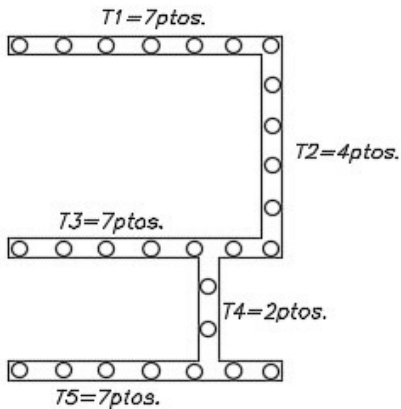
TRAMOS 1, 2 Y 3 (8 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	PARAPETO
-	-	1330
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		166
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
-		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		0

EJES C-5



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	PARAPETO
324	108	304
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		245
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
108		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		36

EJES C-2



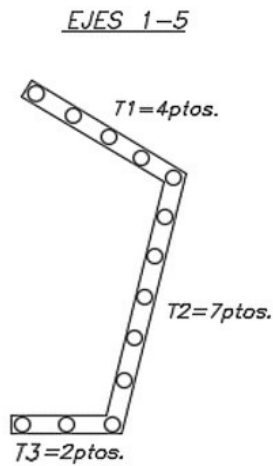
TRAMO 1 (7 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1085	362	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		207
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
362		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		52

TRAMO 2 (4 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
ESCALERA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
648	210	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		214
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
210		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		52

TRAMO 5 (7 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1565	522	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		298
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
522		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		75

TRAMO 1, 2 Y 3 (18 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
2124	708	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		157
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
-		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		0

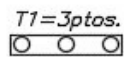
TRAMO 3, 4 Y 5 (12 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	CARGA DE IZAJE
1445	301	1000
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		229
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA ASCENSOR		
1505		
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		125



TRAMOS 1 Y 3 (6 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1698	566	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		377
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
		566
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		94

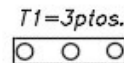
TRAMOS 1, 2 Y 3 (13 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
-	-	1385
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		107
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
		-
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		0

EJES B-4



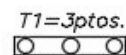
TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
647	216	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		287
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
		216
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		72

EJES B-2



TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	TABICUERÍA
1656	552	-
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		736
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
		552
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		184

EJES B-1

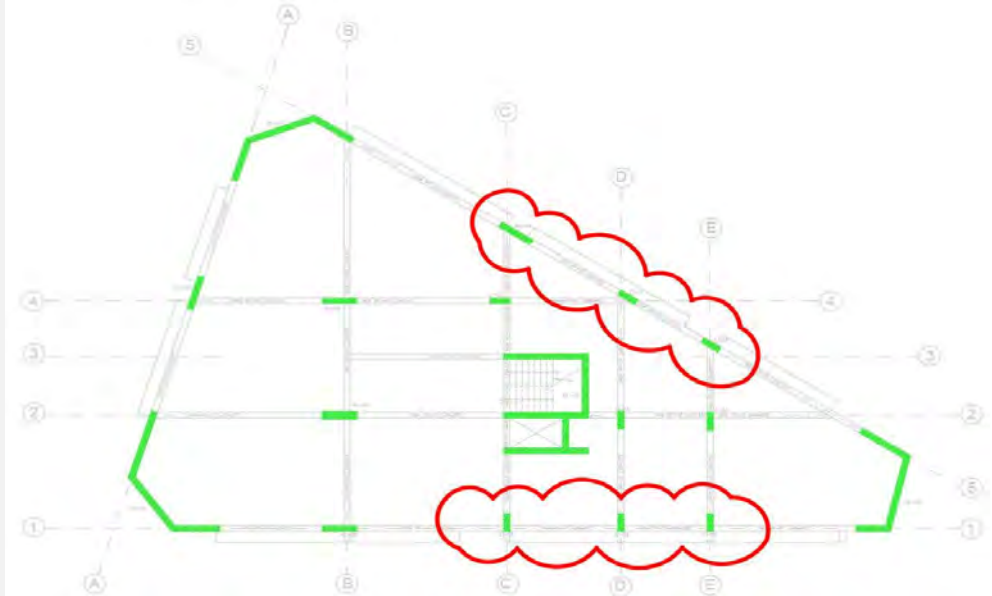


TRAMO 1 (3 PTOS.)		
CARGA MUERTA (KG)		
LOSA	PISO TERMINADO	PARAPETO
1001	334	284
CARGA MUERTA POR PUNTO (KG):		539
CARGA VIVA (KG)		
SOBRECARGA		
		334
CARGA VIVA POR PUNTO (KG):		111

ANEXO N°04

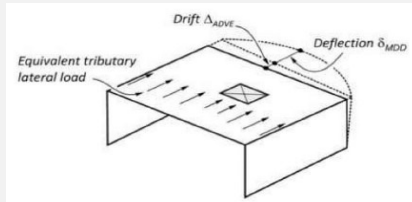
COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS DE DIAFRAGMA RÍGIDO

El hecho de contar con una edificación irregular en planta, requiere realizar ciertas comprobaciones adicionales de las hipótesis consideradas. En este caso, la configuración escogida de los muros estructurales establecidos en las esquinas, pero sin considerar estos elementos a lo largo de los ejes perimetrales genera la duda de si el diafragma es rígido o es flexible. Se muestra la planta y las columnas perimetrales en los ejes críticos, los cuales estarían sujetos a esta verificación de diafragma rígido.



El ASCE 7-16 brinda un procedimiento para la verificación de esta hipótesis. Un diafragma rígido es aquel que transmite movimientos de un cuerpo rígido sin deformarse axialmente ante cargas contenidas en su plano. Un diafragma flexible se flexiona ante dichas cargas, provocando una pérdida de la compatibilidad de desplazamientos laterales. Un diafragma podrá considerarse rígido en caso que la siguiente relación se cumpla:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} < 2$$



En ese sentido, la deflexión máxima horizontal deberá tomarse a partir del modelo considerado con diafragmas semi-rígidos.

A continuación, se detalla para cada dirección de análisis, el valor de la deflexión máxima del diafragma, así como el promedio de derivas para cada techo, expresados en metros.

	DIRECCIÓN X'X' (EJE 5)			DIRECCIÓN Y''Y'' (EJE A)			DIRECCIÓN XX (EJE 1)		
	δ_{MDD}	Δ_{ADVE}	Relación	δ_{MDD}	Δ_{ADVE}	Relación	δ_{MDD}	Δ_{ADVE}	Relación
Techo 10	0.126	0.095	1.32	0.071	0.081	0.87	0.095	0.072	1.33
Techo 09	0.119	0.088	1.35	0.065	0.073	0.89	0.091	0.066	1.36
Techo 08	0.110	0.080	1.37	0.058	0.065	0.89	0.084	0.060	1.40
Techo 07	0.098	0.070	1.41	0.050	0.056	0.89	0.076	0.053	1.44
Techo 06	0.085	0.059	1.44	0.042	0.047	0.88	0.066	0.045	1.48
Techo 05	0.071	0.049	1.47	0.033	0.038	0.87	0.056	0.037	1.49
Techo 04	0.057	0.038	1.50	0.025	0.029	0.86	0.044	0.030	1.50
Techo 03	0.041	0.027	1.52	0.017	0.020	0.85	0.032	0.022	1.47
Techo 02	0.027	0.018	1.53	0.010	0.013	0.82	0.021	0.015	1.42
Techo 01	0.013	0.009	1.50	0.006	0.006	0.93	0.011	0.008	1.38

Los resultados son los esperados, se cuenta con una relación más cercana a 2 en los Ejes 1 y 5, pues estos consideran una mayor longitud en la que no se cuenta con muros estructurales de gran longitud. Por otro lado, el Eje A considera una menor longitud, formando pórticos con gran presencia de muros estructurales. Finalmente, validamos la hipótesis del diafragma rígido, sumado a que se considera los 5 cm de espesor de losa superior en los aligerados y de su continuidad en la planta (aberturas menores al 50% del área bruta del diafragma, generando regularidad en planta por continuidad del diafragma).