

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 PISOS

UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Kevin Andre Navarro Untiveros

Gerald Ronaldo Luna Aro

ASESOR:

Christian Alberto Asmat Garaycochea


Lima, noviembre, 2024

INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO”**, de los autores **Kevin Andre Navarro Untiveros** y **Gerald Ronaldo Luna Aro**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 08/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, 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, 08 de noviembre del 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

RESUMEN

El producto final de la presente tesis es el diseño estructural de un edificio de 08 pisos con elementos pretensados. Para ello se realizaron la estructuración, análisis sísmico y diseño de elementos para la edificación ubicada en Lima-Miraflores. El área construida es de 619.90 m² cuyas alturas de entrepisos en el primer nivel es de 5 m, mientras que los pisos superiores son típicos de 3.5 m.

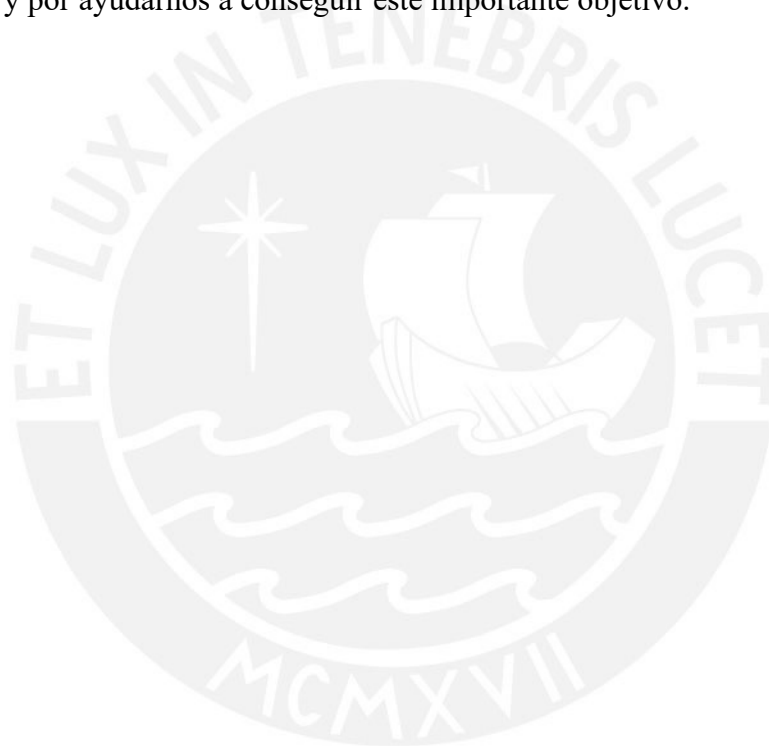
El proyecto arquitectónico se destina para el uso de oficinas con divisiones móviles para futuras remodelaciones en las plantas. Asimismo, en los bordes perímetros se aplicaron muros cortina de vidrio. Por otro lado, las exigencias de arquitectura para grandes luces con peraltes de viga menores, fueron resueltas aplicando vigas de concreto pretensado. El sistema estructural aplicado es de muros, ya que estos son los elementos que satisfacen en su mayoría las fuerzas sísmicas. Al aplicar vigas de concreto pretensado estos fueron unidos mediante conexiones no emulativas semirrígidas para conectares con los elementos verticales y formar una estructura continua. La conexión está compuesta por el acero superior embebida al elemento vertical, así como de la ménsula de concreto sobre la cual se apoya la viga.

Con respecto a la cimentación, se aplicaron cimentaciones aisladas para las columnas y placas, excepto para las placas del núcleo central, ya que esta es una platea con un detalle para el pit del ascensor. El modelado del edificio fue a través del programa SAP2000. Finalmente, la presente tesis sigue los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma Técnica E.020 Cargas, Norma Técnica E.030 Sismorresistente, Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones y la Norma E.060 Concreto Armado. Adicionalmente, se consultaron el American Society of Civil Engineers 7/16 para determinar el sistema estructura para muros de concreto armado especiales.

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres, sin ustedes nada de esto habría sido posible. Con su inquebrantable apoyo y sacrificio, nos permitieron alcanzar metas. Agradecidos por ser nuestra base, guías y ejemplo a seguir.

Al Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea, nuestro asesor, por su valiosa guía y acompañamiento durante todo este proceso. Su experiencia, compromiso y paciencia han sido esenciales en cada etapa. Agradecemos profundamente su aporte a nuestra formación y por ayudarnos a conseguir este importante objetivo.



INDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS	vv
LISTA DE TABLAS	viii
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Alcances	2
1.4 Metodología de diseño	3
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	4
2.1 Reglamento Nacional De Edificaciones.....	4
2.2 Consideración de diseño	4
2.2.1 Cargas.....	4
2.2.2 Diseño	5
2.2.3 Combinaciones de cargas.....	5
2.2.4 Factores de reducción de diseño	5
2.3 Elementos de concreto presforzado	6
2.3.1 Acero de presfuerzo	6
2.3.2 Comportamiento, estados limite y resistencia de elementos de concreto pretensado.	6
2.3.3 Procesos de fabricación.....	7
2.3.4 Proceso constructivo	8
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
3.1 Generalidades.....	11
3.2 Descripción arquitectónica.....	11
3.3 Tipificación de la estructura.....	13
3.4 Materiales.....	14
CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	15
4.1 Parámetros.....	15
4.2 Planteamiento estructural	16
4.3 Predimensionamiento.....	17
4.3.1 Losas	17
4.3.1 Vigas	18
4.3.2 Columnas	19
4.3.3 Placas	19
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO	20
5.1 Modelo estructural	20
5.1.1 Características del modelo	20
5.2 Parámetros sísmicos	22
5.2.1 Zonificación sísmica del Perú (Z):.....	22
5.2.2 Parámetros respecto al tipo de suelo y sitio (S, T _P , T _L):.....	23
5.2.3 Factor de categoría de las edificaciones y el factor de uso (u):	23
5.2.4 Factor de amplificación sísmica (c):	23
5.2.5 Factor de reducción para edificaciones (r):.....	24
5.2.6 Irregularidad estructural en altura (I _a)	25
5.2.7 Irregularidad estructural en planta (I _p)	26
5.3 Análisis modal.....	26

5.3.1	Modos de vibración.....	26
5.4	Análisis estático	27
5.5	Verificación del sistema estructural	28
5.6	Irregularidades.....	28
5.6.1	Irregularidad de piso blando	28
5.6.2	Irregularidad de piso débil	29
5.7	Control de desplazamientos y derivas.....	30
5.8	Fuerza cortante mínima.....	31
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		32
6.1	Diseño de losas.....	33
6.1.1	Diseño de placas alveolares	33
6.1.2	Diseño de losas macizas.....	35
6.2	Diseño de viga pretensada.....	41
6.2.1	Cargas.....	41
6.2.2	Esfuerzos en el elemento.....	43
6.2.3	Cálculo del esfuerzo en el cable de transferencia	46
6.2.4	Cálculo de deflexiones	47
6.2.5	Cálculo de resistencia a la flexión (sistema de cables adheridos).....	48
6.2.6	Cálculo de resistencia a cortante (método rápido).....	50
6.3	Diseño de viga de concreto armado	54
6.3.1	Metrado de cargas	54
6.3.2	Diseño por flexión.....	55
6.3.3	Verificación por cortante y capacidad	55
6.4	Diseño de columnas	58
6.4.1	Diseño por flexo-compresión.....	58
6.4.2	Diseño por cortante	61
6.5	Diseño de placas.....	64
6.5.1	Placa 02.....	64
6.5.2	Placa 03	70
6.6	Diseño de cimentaciones.....	74
6.6.1	Presión del suelo y dimensionamiento de zapatas.	75
6.6.2	Verificación por corte	76
6.6.3	Verificación por punzonamiento.....	77
CAPÍTULO 7: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES		96
7.1	Elemento de conexión para escalera	96
7.1.1	Metrado de cargas.....	96
7.1.2	Diseño de escalera	97
8.1	Comentarios	98
8.2	Conclusiones	99
BIBLIOGRAFÍA		101

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Conexiones no emulativas de concreto prefabricado con cargas sísmicas (Luis Bedriña, 2021)	7
Figura 2.2. Armado de Viga Jácena pretensada y estado final (Tecnyconta, n.d)	8
Figura 2.3. Vigas prefabricadas con conexión no emulativa semirrígida a columna (Rodríguez et al., 2013)	8
Figura 2.4. Montaje de vigas sobre las columnas con ménsulas conexión no emulativa semirrígida (Tecnyconta, n.d)	9
Figura 2.5. Ensamblado de losa alveolar con la viga pretensada (Tecnyconta, n.d).	9
Figura 2.6. Detalle de conexión viga-columna no emulativa semirrígida (Fuente propia)	10
Figura 2.7. Detalle de apoyo Placa alveolar sobre Jácenas JP y capa de compresión in situ (Iberian Precast)	10
Figura 3.1. Plano de edificación de la primera planta (Fuente propia)	12
Figura 3.2. Plano de edificación del piso típico (Fuente propia)	13
Figura 4.1. Estructuración del proyecto plano de planta típica (Fuente propia)	17
Figura 5.1. Modelado de la edificación en análisis – SAP2000 (Fuente propia)	20
Figura 5.2. Planta estructural de la edificación (Fuente propia)	21
Figura 5.3. Mapa de zonificación sísmica del Perú para obtener el factor Z (Norma E.030, 2018)	22
Figura 6.1. Plano de piso típico con sus respectivos elementos estructurales (Fuente propia)	32
Tabla 6.1 secciones para las placas alveolares (Concremax, n.d)	34
Figura 6.2. Losa alveolar en análisis L= 7.70 m (Fuente propia)	34
Figura 6.3. Ubicación de las losas macizas sobre el plano de techo piso típico (Fuente propia)	36
Figura 6.4. Modelado de cargas muertas sobre la losa maciza (Fuente propia)	37
Figura 6.5. Carga viga sobre la losa maciza (Fuente propia)	38
Figura 6.6. Diagrama de momento flector X-X de la losa maciza (Fuente propia)	38
Figura 6.7. Diagrama de momento flector Y-Y de la losa maciza (Fuente propia)	39
Figura 6.8. Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza (Fuente propia)	39
Figura 6.9. Selección de viga a diseñar. (Fuente propia)	42
Figura 6.10. Esfuerzos iniciales tensado más peso de la viga (Fuente propia)	44
Figura 6.11. Esfuerzos intermedios adicionales losa más capa de compresión (Fuente propia)	45
Figura 6.12. Esfuerzos finales adicionales carga viva más piso terminado (Fuente propia)	46
Figura 6.13. Apuntes del curso de Concreto Pretensado (Apuntes Morán, 2021)	49
Figura 6.14. Apuntes del curso de Concreto Pretensado (Apuntes Morán, 2021)	49
Figura 6.15. Detalle de la sección de viga 0.4x0.80 para 9.9m de luz (Fuente propia)	51
Figura 6.16. Fuerzas actuantes sobre la ménsula (Fuente propia)	51
Figura 6.17. Fuerzas cortantes sobre la ménsula (Fuente propia)	52
Figura 6.18. Longitud de apoyo de un elemento prefabricado (Fuente propia)	53
Figura 6.19. Referencia de la conexión viga columna mediante el braquete (Fuente propia)	54
Figura 6.20. Diagrama de momentos para cargas últimas de la viga (Fuente propia)	55
Figura 6.21. Diagrama de fuerzas cortantes de la viga para cargas últimas (Fuente propia)	56
Figura 6.22. Armado y secciones de la viga B-01	57
Figura 6.23. Sección transversal de la columna modelada (Fuente propia)	59
Figura 6.24. Diagrama de interacción en dirección XX - sismo XX. (Fuente propia)	60
Figura 6.25. Diagrama de interacción en dirección YY - sismo YY (Fuente propia)	60
Tabla 6.11. Fuerzas cortantes según su combinación para Sismos XX e YY (Fuente propia)	61

Figura 6.26. Fuerza cortante de diseño de columnas (E.050, 2018)	62
Tabla 6.12. Combinaciones de carga para sismo sin amplificar y amplificados x2.5 (Fuente propia)	62
Figura 6.27. Detalle de columna C-1 diseñada (Fuente propia)	64
Figura 6.28. Diagrama de interacción de la placa 02 dirección Y (Fuente propia)	67
Figura 6.29. Detalle de hacer para la placa 02 sección transversal (Fuente propia)	69
Figura 6.30 Diagramas de interacción dirección X sismo en X (Fuente propia)	72
Figura 6.31 Diagramas de interacción dirección Y con sismo en Y (Fuente propia)	72
Figura 6.32. Detalle de hacer para la placa 03 sección transversal (Fuente propia)	74
Figura 6.33. Plano estructural de la cimentación (Fuente propia)	75
Figura 6.34. Diseño por Flexión detalle (E.060, 2018)	76
Figura 6.35. Sección crítica para verificación por corte (E.060, 2018)	76
Figura 6.36. Sección columna viga (E.060, 2018)	77
Figura 6.37. Sección para la verificación por punzonamiento (Fuente propia)	80
Figura 6.38. Sección Z-01 para la columna C-1 (Fuente propia)	82
Figura 6.39. Sección Z-02 para la columna C-1 (Fuente propia)	86
Figura 6.40. Platea Z-03 (Fuente propia)	87
Figura 6.41. Platea Z-03 zona de punzonamiento marcado (Fuente propia)	91
Figura 6.42. Gráfico de área tributaria y sección crítica. (Fuente propia)	92
Figura 6.43. Gráfico de sección crítica para diseño por flexión (E.060, 2018)	93
Figura 6.44. Gráfico de sección crítica para diseño por flexión (Fuente propia)	95
Figura 7.1. Diagrama de momento flector para escalera (Fuente propia)	96
Figura 7.2. Diagrama de fuerzas cortantes para escalera (Fuente propia)	97

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Combinaciones de carga (RNE E.020, 2018)	5
Tabla 4.1 Características técnicas de las losas alveolares Concremax® y su selección (Concremax, n.d)	18
Tabla 4.2 Resumen de las áreas tributarias por pisos (Fuente propia)	19
Tabla 5.1. Resultados de las cargas obtenidas del programa (Fuente propia)	22
Tabla 5.2. Factor de suelo “S” (Norma E.030, 2018)	23
Tabla 5.3. Periodos “Tp” y “Tl” (Norma E.030, 2018)	23
Tabla 5.4. Valor del factor de amplificación según el periodo (Norma E.030, 2018)	23
Tabla 5.5 Sistemas estructurales –Norma E.030 (ASCE 7/16, 2016)	24
Tabla 5.6 Resumen de factores sísmicos para la edificación (Fuente propia)	25
Tabla 5.7. Resumen de valores obtenidos para los modos de vibración (Fuente propia)	26
Tabla 5.8. Valores para el análisis estático (Fuente propia)	27
Tabla 5.9. Valores de cortantes estáticos en las direcciones X e Y (Fuente propia)	28
Tabla 5.10. Corrección del coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas R (Fuente propia)	28
Tabla 5.11. Datos obtenidos de la combinación para obtener las derivas por piso (Fuente propia)	29
Tabla 5.12. Datos obtenidos de la combinación para obtener las derivas por pisos (Fuente propia)	30
Tabla 5.13. Resumen de valores de desplazamientos y derivas obtenidos (Fuente propia)	30
Tabla 5.14. Cortantes en la base en los ejes X e Y (Fuente propia)	31
Tabla 6.2. Selección del tipo de armado para la placa alveolar según su luz máxima y sobrecarga. (Concremax, n.d)	35
Tabla 6.3. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)	36
Tabla 6.4. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)	36
Tabla 6.5. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)	36
Tabla 6.6. Resultados de distribución de acero en dos direcciones para las losas macizas (Fuente propia)	40
Tabla 6.7. Metrado de cargas para la viga (Fuente propia)	54
Tabla 6.8. Diseño a flexión de la viga B-01 primer nivel (Fuente propia)	55
Tabla 6.9. Resumen de cargas aplicadas (Fuente propia)	59
Tabla 6.10. Valores generados por las combinaciones de cargas. (Fuente propia)	59
Tabla 6.13. Características de la Placa 02 (Fuente propia)	65
Tabla 6.14. Cargas aplicadas a la placa (Fuente propia)	65
Tabla 6.15. Combinación de cargas (Fuente propia)	65
Tabla 6.16. Datos de la columna para diseño por corte (Fuente propia)	66
Tabla 6.17. Datos de la cuantía vertical (Fuente propia)	66
Tabla 6.18. Longitudes en planta para los núcleos confinados (Fuente propia)	69
Tabla 6.19. Cargas aplicadas (Fuente propia)	70
Tabla 6.20. Combinaciones de carga (Fuente propia)	70
Tabla 6.21. Fuerzas aportantes del concreto (Fuente propia)	71
Tabla 6.22. Cuantías mínimas (Fuente propia)	71
Tabla 6.23. Cargas aplicadas cimentación (Fuente propia)	77
Tabla 6.24. Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)	78
Tabla 6.24. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)	78
Tabla 6.25. Esfuerzos últimos (Fuente propia)	79

Tabla 6.26. Datos para el cálculo de diseño (Fuente propia)	80
Tabla 6.27. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)	81
Tabla 6.28. Verificaciones por volteo (Fuente propia)	81
Tabla 6.29. Datos y resultados para el diseño por flexión (Fuente propia)	82
Tabla 6.30. Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)	83
Tabla 6.31. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)	83
Tabla 6.32. Esfuerzos últimos (Fuente propia)	84
Tabla 6.33. Datos para el cálculo de diseño (Fuente propia)	84
Tabla 6.34. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)	85
Tabla 6.35. Verificación por volteo (Fuente propia)	85
Tabla 6.36. Diseño por flexión (Fuente propia)	86
Tabla 6.37. Resumen de cargas de gravedad y sismo para PL-04 (Fuente propia)	87
Tabla 6.38. Resumen de cargas de gravedad y sismo para PL03 (Fuente propia)	87
Tabla 6.39. Datos para el diseño de la cimentación (Fuente propia)	88
Tabla 6.40. Datos a considerar para la platea (Fuente propia)	88
Tabla 6.41. Geometría de la zapata (Fuente propia)	88
Tabla 6.42. Fórmulas aplicadas (Fuente propia)	89
Tabla 6.43. Cargas aplicadas a la zapata. (Fuente propia)	89
Tabla 6.44. Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)	89
Tabla 6.45. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)	90
Tabla 6.46. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)	90
Tabla 6.47. Esfuerzos últimos. (Fuente propia)	91
Tabla 6.48. Valores obtenidos para el diseño. (Fuente propia)	91
Tabla 6.49. Verificación por corte (Fuente propia)	92
Tabla 6.50. Diseño por flexión (Fuente propia)	93
Tabla 6.51. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)	94
Tabla 6.52. Verificación por volteo (Fuente propia)	94
Tabla 7.1. Datos obtenidos para el diseño de escalera (Fuente propia)	97
Tabla 7.2. Resumen de distribución de acero para tramo descanso e inclinado. (Fuente propia)	97

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En las construcciones actuales, la aplicación de los elementos prefabricados en edificaciones se ha convertido en el más popular, debido a los beneficios que otorgan para optimizar la calidad de construcción y reducir el tiempo de proceso. Por otro lado, en la industria de los prefabricados el menos convencional es el concreto pretensado, a pesar de reducir los plazos de entrega del proyecto, ya que incrementan los rendimientos debido a su fácil instalación de elementos estructurales sobre la edificación; asimismo, disponer del pretensado permite resolver el problema de rajaduras ante las cargas de servicio y el poco alcance de la relación luz/peralte en el diseño, lo que demuestra que se superan los alcances del uso del concreto armado convencional; no obstante, este proceso constructivo requiere de equipo adecuado, mano de obra especializada, uso de concreto de alta resistencia, minucioso control y supervisión en su elaboración e instalación. Esto induce a un incremento en los costos a corto plazo, aunque al finalizar la obra se obtienen reducciones considerables en el coste final y un mejor resultado de calidad en todas sus etapas.

En esta tesis se ha buscado desarrollar el diseño estructural de un edificio de oficinas de 8 pisos, empleando elementos de concreto pretensado, mediante el uso del software SAP2000 y aplicando las normativas vigentes en el ámbito de la construcción.

1.1 Justificación

De acuerdo al continuo crecimiento del sector de la construcción en el Perú, más aún en la crisis de los últimos años, es frecuente tratar de optimizar el carácter de tiempo y economía en todo proyecto. Por esto, es factible que la industria de los prefabricados se convierta en la opción más viable y atractiva. El estudio de la viabilidad económica dependerá de la amplitud del proyecto y el tiempo de construcción. En esta industria uno de los más importantes en el Perú es el concreto pretensado, el cual permite resolver el problema de fisuras ante las cargas de servicio y el poco alcance de la relación luz/peralte. Por otro lado, este proceso constructivo requiere equipo adecuado, mano de obra especializada, uso de concreto de alta resistencia, minucioso control y supervisión.

Por consiguiente, en este proyecto se ha pretendido realizar el diseño estructural de una edificación de 8 pisos que cumplan con las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones, así como aumentar el alcance de la relación luz/peralte y reducir el problema de fisuras ante cargas de servicio.

1.2 Objetivos

Objetivo general:

Diseñar la estructura de un edificio destinado a oficinas ubicada en el distrito de San Isidro, Lima. Este se compone de 8 pisos sin sótanos y se usarán elementos de concreto armado, pretensados y prefabricados.

Objetivos específicos:

- Estructurar y predimensionar la edificación de acuerdo a las recomendaciones de las normativas vigentes y bibliografías consultadas.
- Identificar los elementos estructurales donde serán viables el uso de concreto pretensado.
- Obtener resultados del modelado de la estructura con el uso del software SAP2000 y evaluarlos con criterios ingenieriles para el diseño.
- Elaborar los planos estructurales con los resultados del diseño.
- Presentar la memoria de cálculo.

1.3 Alcances

La presente tesis se centrará en el diseño de un proyecto para oficinas, ubicada en el departamento de Lima-San Isidro en una zona altamente comercial. Se cuenta con un terreno de 1200 m², sobre el cual se construirá la edificación de 8 niveles con un área de construcción de 652.15 m², el área restante será usado como estacionamiento, por lo que no se contarán con sótanos. El primer nivel estará conformado por el hall de ingreso, recepciones, oficinas típicas, una cafetería, servicios higiénicos y ascensores, los cuales serán 4 debido a la alta demanda; por otro lado, los pisos superiores serán típicos y contarán con las mismas distribuciones: oficinas con distintos metrajés, zonas de recepción, servicios higiénicos, un closet para limpieza, y otro para sistemas eléctricos y mecánicos. Las alturas de entrepiso serán de 5 metros para el primer nivel y 4 metros para los superiores. Asimismo, las tuberías de instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas serán colocadas por debajo de las losas, las cuales serán soportadas por brazos de metal unidos con la losa. Las características principales de las edificaciones para oficinas es que exigen grandes luces entre columnas para lograr una óptima distribución de ambientes, por ello se aplicarán el uso de vigas y losas pretensadas para cumplir estas exigencias, así como, de acortar el plazo de ejecución y un ahorro de costo final considerable al finalizar el proyecto.

Por otro lado, se desarrollarán los diseños de cimentaciones, columnas, placas elaboradas con la aplicación de concreto armado, y para las vigas y losas se usará el sistema de concreto

pretensado, basándose en el RNE. En el proyecto no se considerará la mampostería en para el diseño; es decir, se podrán detallar los diseños de pórticos en la estructura y para las cimentaciones se usó una capacidad portante de 4 kg/cm^2 , suelo común en Lima. Esto con el fin de aportar en los diseños de estructuras en la capital.

1.4 Metodología de diseño

El edificio fue analizado y diseñado conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones y recomendaciones del ACI 318-19 y ASCE 7-16 para el diseño de los elementos de concreto pretensado y sus conexiones. Asimismo, el proceso de diseño de la edificación es el siguiente:

- La estructuración inició desde las exigencias de los planos de arquitectónicos, esto será detallado en el Capítulo 4 de Estructuración y Predimensionamiento.
- Para proporcionar rigidez lateral al edificio, se realizó la estructuración y predimensionamiento de elementos del edificio. Luego se realizó un análisis sísmico, donde se controla que las derivas obtenidas no superen las exigidas por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).
- De acuerdo a la Norma E.020 de Cargas se determinan para el diseño las muertas (CM), vivas (CV) y de sismos (CS).
- Estas cargas fueron asignadas al modelado pseudotridimensional de la estructura. De este modo, se corroboran los valores del análisis estático y dinámico obtenidos manualmente y con del software.
- Con los resultados del software SAP2000 se obtuvieron las cargas resultantes por elementos y su respuesta para diferentes combinaciones de cargas. Así, se diseñaron los elementos estructurales para finalmente elaborar los planos alcanzados, tras los análisis expuestos en el anexo de la tesis.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

La tesis presenta una edificación diseñada por las determinaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, así como del soporte del ACI 318-14 (ACI Committee 318, 2018) y recomendaciones del ASCE 7-16. A continuación,

2.1 Reglamento Nacional De Edificaciones.

Para el diseño de la edificación se aplicaron los siguientes reglamentos peruanos: E.020 Cargas (2006); E.030 Diseño Sismorresistente (2018); E.050, Suelos y Cimentaciones (2006); E.060 Concreto Armado (2009).

Por otro lado, las disposiciones del Capítulo de Concreto Prefabricado, del RNE E.060, no abarcan lo necesario para los diseños de pórticos y muros prefabricados, con sistemas sismorresistentes para edificaciones ubicadas en zonas altamente sísmicas. Esta normativa considera que estos sistemas constructivos prefabricados son construcciones no convencionales. Por ello, se optaron por complementar con las normativas internacionales y recomendaciones como la ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019) y PCI Design Handbook (Precast and Prestressed Concret, 7th edition).

2.2 Consideración de diseño

Las exigencias de diseño, para edificación con sus respectivos elementos de concreto armado, fueron dados por el Reglamento nacional de edificaciones vigente y serán expuestos en los siguientes puntos:

2.2.1 Cargas

En el RNE E.020 se especifican las cargas que se asignan a la edificación según el uso y materiales que opta el proyecto. Entre las cargas principales están las muertas (CM), vivas (CV) y producidas por el sismo (CS).

- Se define como cargas muertas a aquellas que permanecen a lo largo del tiempo y forman parte de la estructura, es decir el peso propio de cada elemento que conforma la estructura.
- Las cargas vivas o sobrecarga están conformadas por el peso que no está permanentemente en la estructura y se asigna de acuerdo al uso que se dé la zona. Tales como los tabiques móviles, los muebles, personas, computadoras, entre otros.
- La acción del sismo en la edificación genera las cargas de sismo.

2.2.2 Diseño

En la Norma E.060, proporcionan los parámetros para dar una ductilidad y resistencia apta en el edificio. El concreto armado fue diseñado por resistencia. Siendo estas la resistencia solicitada de cada elemento estructural (R_u), la cual debe ser menor a la resistencia nominal de las mismas (ϕR_n):

$$\phi R_n \geq C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n$$

- ϕR_n : Resistencia de Diseño
- ϕ : Factor de reducción, la cual varía de acuerdo al diseño.
- R_n : Resistencia nominal.
- S_n : Cargas de servicio.
- C_n : Factores de amplificación de carga.

2.2.3 Combinaciones de cargas

Según RNE E.060, se establecen combinaciones según las sollicitaciones de la estructura. En esta ocasión se omiten por nieve y viento, ya que Lima es una zona árida y la altura del edificio no es considerable. Por otro lado, debido a la actividad sísmica local se consideraron las cargas de sismos con sus respectivas combinaciones presentes en la siguiente tabla:

Tabla 2.1 Combinaciones de carga (RNE E.020, 2018)

1.4 CM + 1.7 CV	0.9 CM + SX
1.25 (CM + CV) + SX	0.9 CM - SX
1.25 (CM + CV) - SX	0.9 CM + SY
1.25 (CM + CV) + SY	0.9 CM - SY
1.25 (CM + CV) - SY	-

2.2.4 Factores de reducción de diseño

Estos factores nos permiten tener un diseño conservador y a consecuencia de esto reduce la resistencia nominal dependiendo el tipo de elemento. Según el RNE E.060, se observan los factores de reducción:

- Para la flexión pura un valor de 0.90.
- En flexo-compresión y tracción un valor de 0.90.
- Flexo-compresión y compresión para estribos se tiene un valor de 0.70.
- Corte y torsión con un valor de 0.85.
- Aplastamiento del concreto con un valor de 0.70.

2.3 Elementos de concreto presforzado

Al presentar el edificio elementos de concreto pretensado, en zonas sísmicas, fue necesario utilizar la normativa americana ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019) para su diseño. Asimismo, se aplicaron conceptos de conexiones no emulativas semirrígidas con desempeño sísmico, lo que permite que el edificio se comporte, similarmente, a una estructura de concreto monolítico en términos de rigidez y ductilidad.

Por ejemplo, en el sismo de Christchurch con 7.1 Mw, 2010 (Nueva Zelanda) gran parte de las edificaciones prefabricadas, debidamente construidas y diseñadas con el código moderno de Nueva Zelanda (Standards New Zealand 2006), no presentaron daños excesivos a pesar de que los edificios se ubicaban cerca de la zona con mayor intensidad. Esto se debe, en la mayoría de casos a la correcta aplicación de mecanismo de columna fuerte y viga débil, lo cual frecuente en el diseño sísmico por capacidad, sin efectos de piso blando ni fallas de la unión viga-columna. Del mismo modo, en el sismo de Ñuble con 8.8Mw, 2010 (Chile) los edificios de concreto pretensado obtuvieron un óptimo desempeño, aunque no fue lo mismo con las estructuras prefabricadas industriales. Esto debido, la baja ductilidad que presentaban y al escaso detallado de sus elementos, así como de contar con códigos obsoletos de construcción y diseño (Glosh and Cleland 2012).

Finalmente, para el diseño estas conexiones se aplicaron las recomendaciones del PCI DESIGN HANDBOOK (Precast and Prestressed Concret, 7th edition), y Design of Prestressed Concrete Structures 3Th Edition (T.Y. Lin & Ned H., 2017).

2.3.1 Acero de presfuerzo

Los aceros de presfuerzo empleados en el diseño de las vigas pretensadas fueron los torones de Gr-250, cuyos diámetros y cantidades fueron designados acorde a las cargas que soportan. Asimismo, este material cumple los requerimientos especiales para aceros de presfuerzo exigidos por las normas ASTM A421, ASTM 416 y ASTM 722.

2.3.2 Comportamiento, estados limite y resistencia de elementos de concreto pretensado.

La estructura está diseñada para resistir tanto su propio peso como las acciones externas, sin comprometer las funciones para las que fue construida. Para lograrlo, el proyecto contará con un sistema de muros de concreto armado especiales (ASCE 7/16, 2016), lo que brindará a la estructura rigidez óptima, resistencia al sismo y ductilidad (Task Group 6.1 & PCI, 2016). Esto se debe a que las conexiones simplemente apoyadas, entre columnas y

placas con vigas, generan deformaciones inelásticas, debido mayormente a la separación o aberturas de las superficies, rotaciones y deslizamiento de las mismas, ver Fig. 2.1. Por ello, las uniones serán conexiones no emulativas semirrígidas, lo que implica un complemento en el refuerzo de acero superior de la viga para conectar con los elementos verticales y posteriormente ser cubiertos por una capa de compresión. Todo lo expuesto con la finalidad de brindar a la edificación un desempeño “equivalente” al de una estructura de concreto monolítico, ver Fig.2.4.

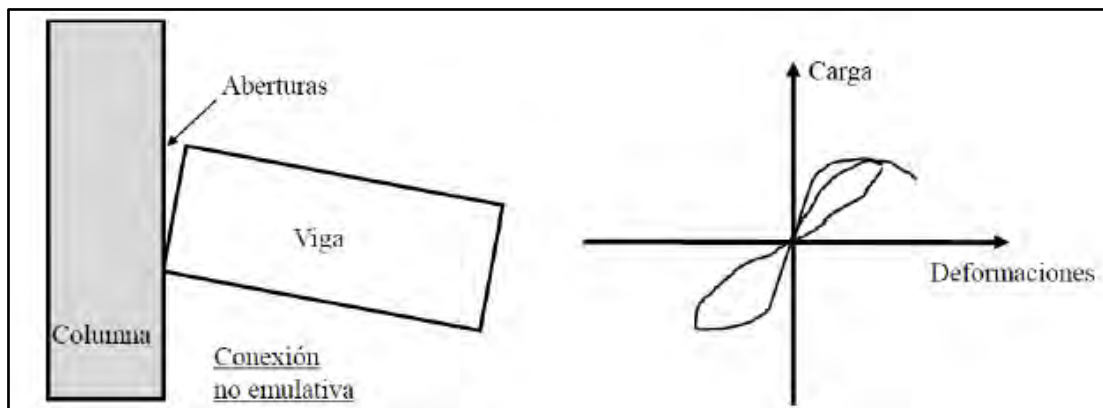


Figura 2.1. Conexiones no emulativas de concreto prefabricado con cargas sísmicas (Luis Bedriña, 2021)

2.3.3 Procesos de fabricación

Las vigas pretensadas serán de tipo Jácena de sección T invertida en la zona central, donde se apoyan por ambos lados las losas alveolares; mientras que la de tipo L, para la zona perimetral. Inicialmente se requiere concreto de alta resistencia 350 kg/cm^2 y acero Gr 250 para los torones.

En primer lugar, se realiza el armado de acero para la viga: estribos, aceros longitudinales y torones correctamente ubicados y fijados. Los torones se deben fijar con armaduras activas en los extremos y verificar que estén correctamente instalados, para evitar que se suelten en el proceso de pretensado, ver Fig. 2.2. Luego se usan las gatas hidráulicas para tensar los torones hasta llegar al esfuerzo y elongación requeridos por diseño. Se arma el encofrado de acuerdo a la forma requerida del tipo de viga. A continuación, se procede a vaciar el concreto hasta alcanzar la altura requerida por la viga, ya que se debe dejar espacio para los aceros de amarre que serán cubiertos posteriormente por la capa de compresión de la losa, ver Fig. 2.2. Continúa con el proceso de fraguado y luego el curado hasta obtener la resistencia requerida. Posteriormente, se cortan los extremos de las armaduras activas y se conserva la tensión inicial, debido a los torones adheridos al concreto, aunque con una

escasa pérdida de esfuerzo. Luego las vigas son almacenadas para su traslado y ensamblado en el edificio, donde finalmente, se realizará el vaciado de la capa compresión, ver Fig. 2.3.



Figura 2.2. Armado de Viga Jácena pretensada y estado final (Tecnyconta, n.d)

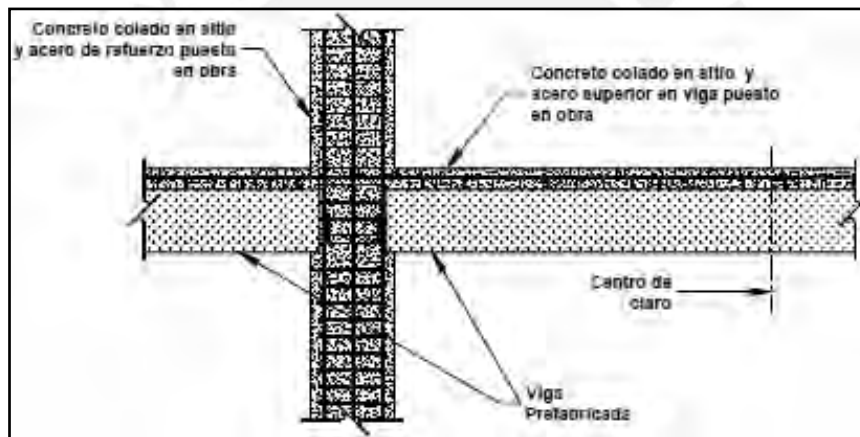


Figura 2.3. Vigas prefabricadas con conexión no emulativa semirrígida a columna (Rodríguez et al., 2013)

2.3.4 Proceso constructivo

Al obtener los elementos de zapatas, columnas y placas del primer nivel se procede al montaje de las vigas pretensadas. Estas serán izadas por grúas telescópicas para apoyarlas sobre las ménsulas de concreto de las columnas y placas, proceso realizado con supervisión constante de personal calificado, ver Fig. 2.4.

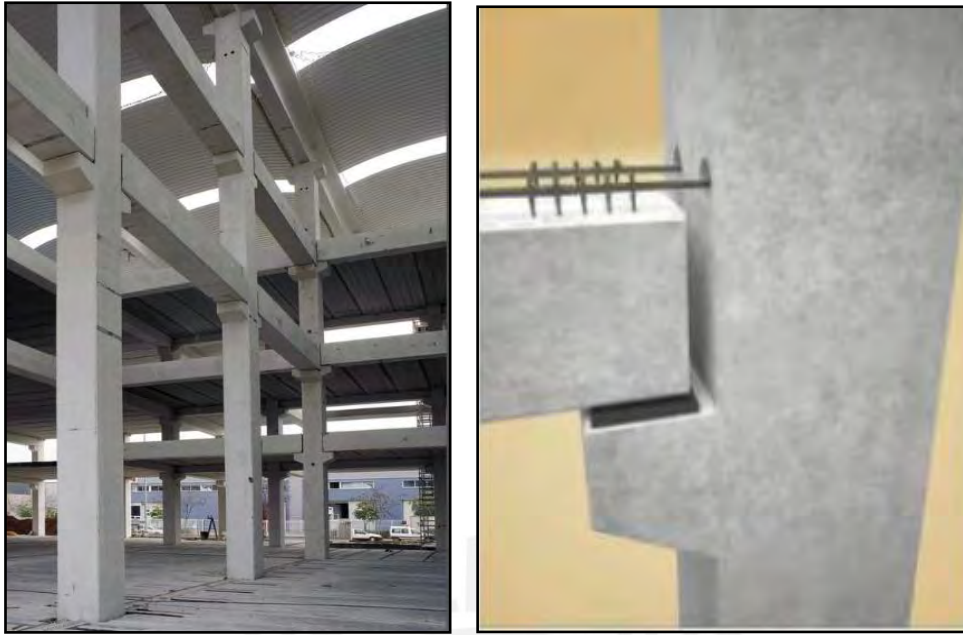


Figura 2.4. Montaje de vigas sobre las columnas con ménsulas conexión no emulativa semirrígida (Tecnyconta, n.d)

Al concluir, se repite el proceso de izado con grúas telescópicas para vigas y plataformas de elevación para las losas alveolares, ver Fig. 2.5. Luego, se arma el acero superior de la capa de compresión y se conectan mediante colectores a los estribos sobresalientes de la viga pretensada, ver Fig. 2.6. El proyecto requiere de vigas de concreto armado con vaciado in-situ en los ejes centrales del núcleo, por ello, estos se deben armar de forma sincrónica al de armado de vigas pretensadas. Entonces, se procede a vaciar la capa de compresión superior de la losa, ver Fig. 2.7. Luego, se arman los elementos verticales siguientes y se repite el proceso para los pisos superiores.

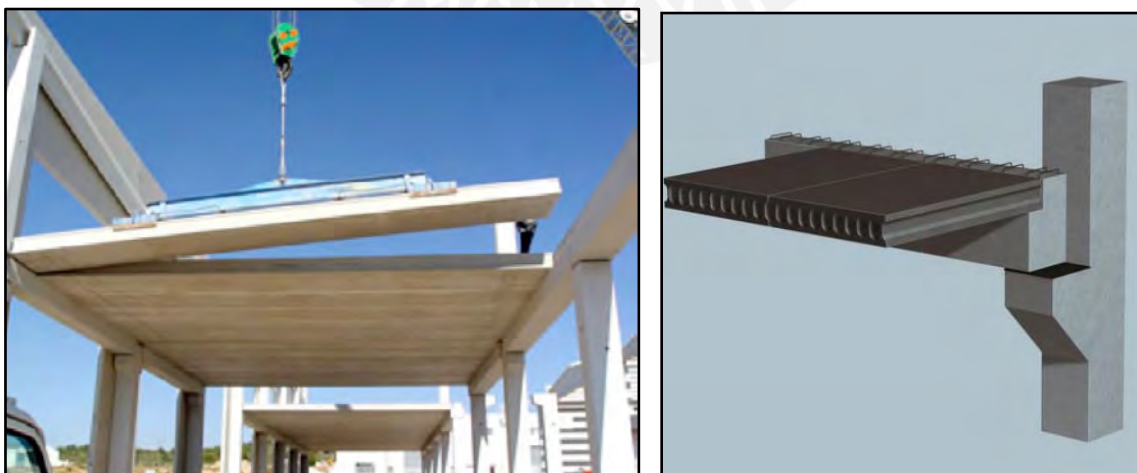


Figura 2.5. Ensamblado de losa alveolar con la viga pretensada (Tecnyconta, n.d).

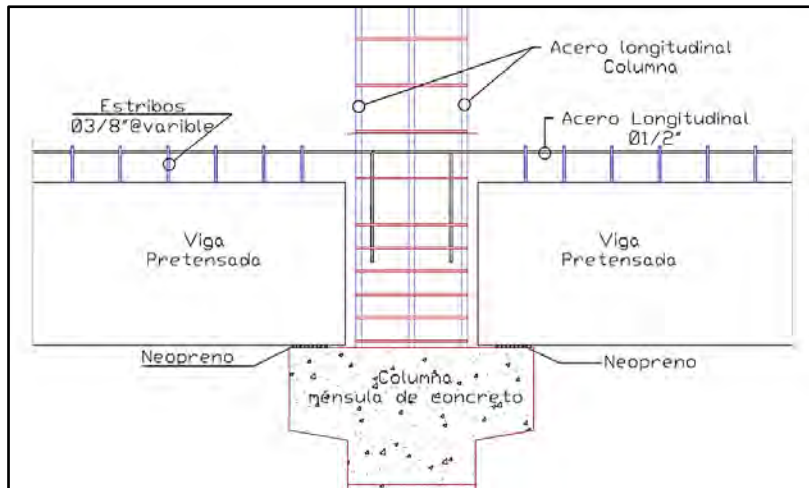


Figura 2.6. Detalle de conexión viga-columna no emulativa semirrígida (Fuente propia)

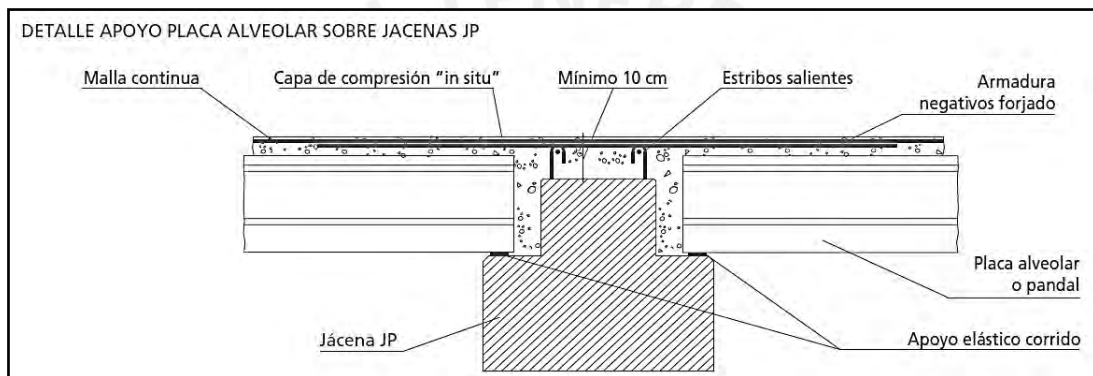


Figura 2.7. Detalle de apoyo Placa alveolar sobre Jácenas JP y capa de compresión in situ (Iberian Precast)

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La edificación cuenta con 8 niveles para oficinas y se ubica en la ciudad de Lima Metropolitana. Esta fue diseñada con elementos de concreto armado y sus características principales se desarrollan en los siguientes puntos:

3.1 Generalidades

El proyecto se localiza en el demarcación de San Isidro, en la intersección de la Av. Camino Real y la Av. Víctor Andrés Belaunde. El proyecto parte de una base propuesta de arquitectura y continúa con la estructuración, predimensionamiento, análisis estático y sísmico, diseño estructural y culmina con la obtención de planos estructurales. El edificio cuenta con un sistema de muros, lo que provee mayor rigidez para contrarrestar el efecto sísmico en la estructura.

3.2 Descripción arquitectónica

En la edificación el primer nivel tiene una altura de 5 m de, mientras que el resto de pisos típicos 4 m. Asimismo, la primera planta se destina como recepción y lobby, y en los entresijos la distribución de oficinas. Las longitudes perimetrales del terreno son 26 m (Norte-Sur) y 25 m (Este-Oeste). Todos los niveles constan de un área construida de 619.90 m² y se obtiene un acumulado de 4,959.20 m². Otra característica es que la edificación dispone de cuatro elevadores ubicados en la zona central para cumplir la demanda.

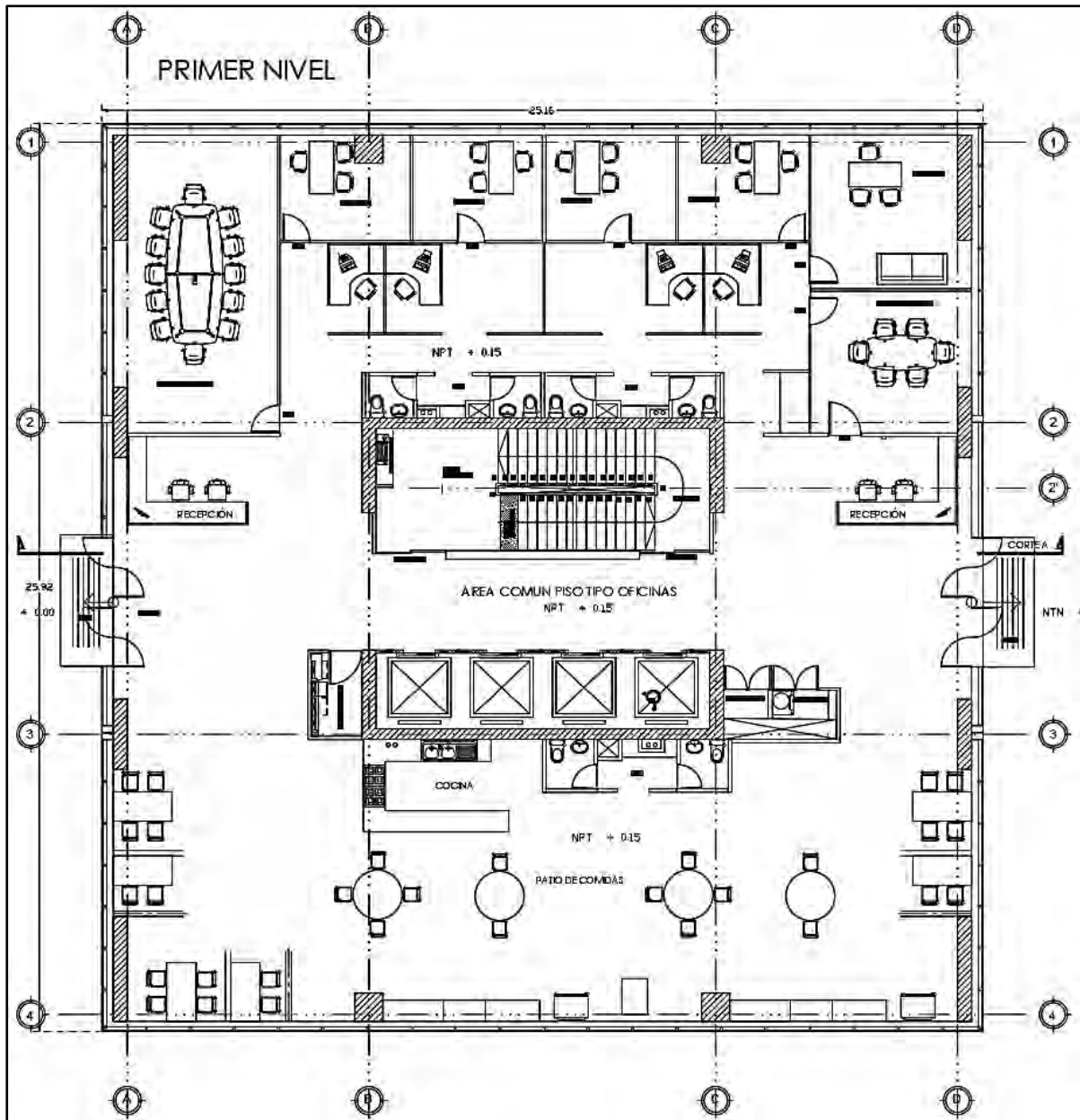


Figura 3.1. Plano de edificación de la primera planta (Fuente propia)

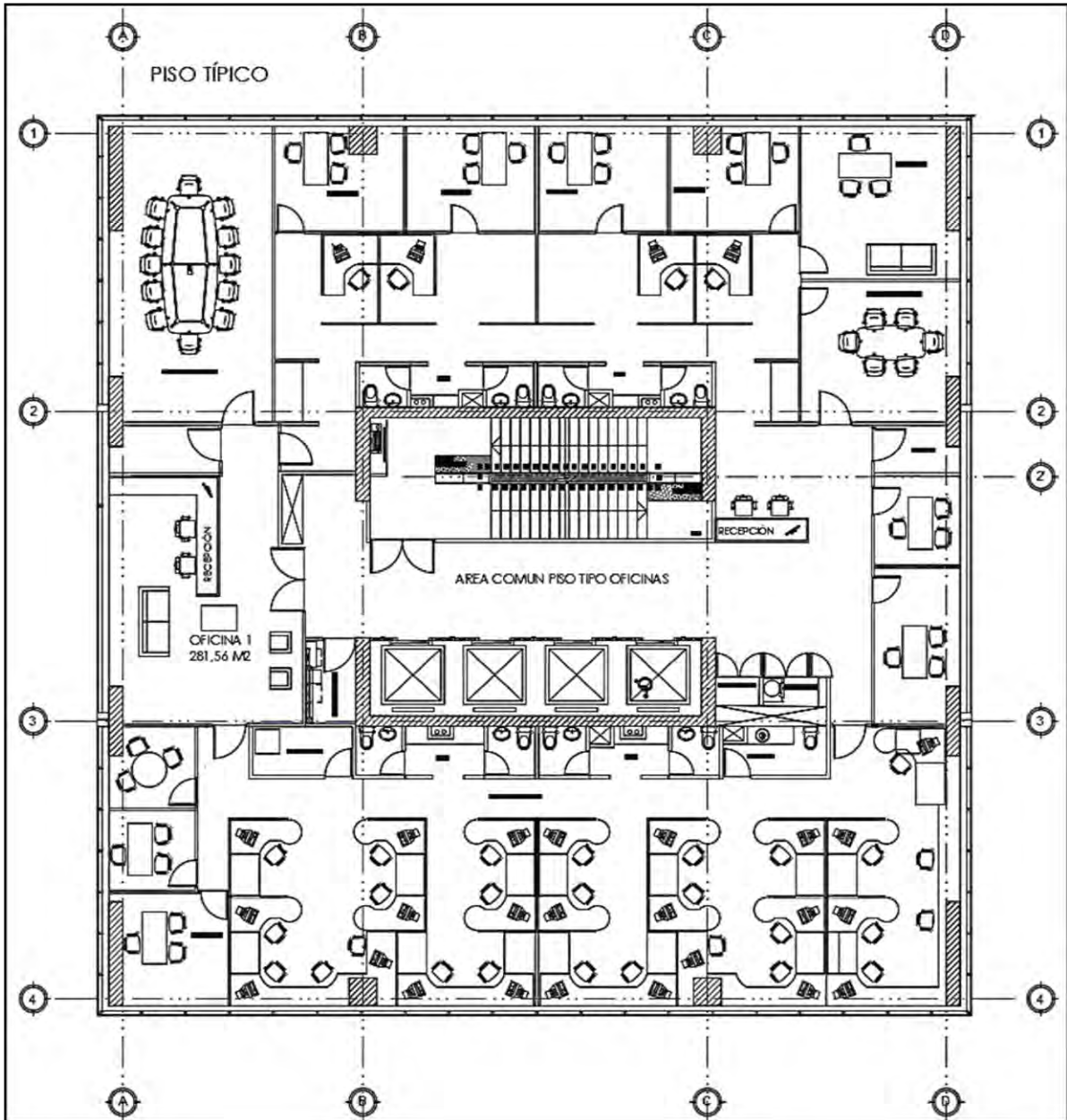


Figura 3.2. Plano de edificación del piso típico (Fuente propia)

3.3 Tipificación de la estructura

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, el Perú presenta 4 zonas sísmicas. Al ser la Zona 4 la que presenta mayor peligro sísmico, el proyecto a diseñar se ubica en esta región para así considerar un caso desfavorable.

La clasificación de construcción según la importancia estipulada en el capítulo 3.1 del NTE.030 pertenece al grupo B con un factor de uso de 1.0 debido a que es una edificación común de oficinas.

3.4 Materiales

Los elementos de concreto armado son los siguientes: Cimentación, vigas del núcleo, placas, columnas, capa de compresión y escaleras. Para ello, estos elementos tradicionales cuentan con una resistencia de concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. Asimismo, para el armado se usó el acero ASTM 615 de Gr. 60 con $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$, debido a su fácil acceso comercial.

Por otro lado, en la edificación se aplicaron elementos de concreto presforzados, tales como losas alveolares y vigas pretensadas. El primero fue elegido según las exigencias requeridas de la estructura del catálogo de la empresa Concremax. Para las vigas pretensadas se determinó la aplicación del concreto con resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y para los torones acero ASTM A416 de Gr. 250 de baja relajación, con sistema adherido. La cantidad torones se definen según las exigencias de carga que le corresponda al elemento.



CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Esta etapa es fundamental para asegurar la viabilidad y el rendimiento de la construcción en el diseño de la edificación. De este modo, esta fue realizada por recomendaciones de autores y exigencias del RNE vigente en conjunto.

4.1 Parámetros

Como se mencionó en el capítulo anterior la edificación se localiza en un lugar altamente sísmico. Por ello, este se debe diseñar para desempeñarse sin problemas por las solicitaciones de cargas. De este modo, se siguieron los lineamientos de la NTE E.030 y los puntos o criterios resaltantes del libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, (Blanco,1994).

- Simplicidad y simetría

El proyecto se caracteriza por su forma simétrica en sus dos direcciones de la planta, lo cual implica reducción de efectos torsionales y desplazamientos laterales. Por lo tanto, la simplicidad conlleva a una fácil solución de estructuración.

- Resistencia y ductilidad

Para una adecuada resistencia sísmica del sistema estructural, se determinarán las áreas de acero para que cada componente estructural cumpla con la deflexión de las cargas de servicio, siendo estas menores a los límites permisibles.

Se debe buscar un diseño dúctil, ya que ante un evento sísmico algunas secciones superarán su etapa elástica; de este modo, al identificar que las zonas más propensas se ubican en los nudos, se usarán las conexiones emulativas dúctiles columna-viga para mitigar las fallas en toda la estructura.

- Monolitismo

La característica del edificio es la aplicación de conexiones semirrígidas en columnas-vigas que permitirán formar una estructura monolítica; esto debido al vaciado de la capa de compresión sobre los elementos de unión y la losa alveolar de cada piso que conforme el edificio.

- Uniformidad y continuidad de la estructura

Tanto en planta como elevación se plantean uniformidad y continuidad de los elementos verticales y horizontales, de este modo se obtiene una rigidez constante y

se evitan concentración de esfuerzos que pueden generar irregularidades de piso blando.

- Rigidez lateral

Se estructuraron placas en el núcleo y los laterales del proyecto para que sumen en la rigidez lateral en ambas direcciones principales. Así, se evitan deformaciones importantes debido a las fuerzas laterales provocadas por los sismos.

- Diafragma rígido

En cada piso la estructura debe comportarse como uno solo cuando existan desplazamientos por fuerzas laterales, lo que genera el mismo desplazamiento en cada nivel. Para obtener óptimos resultados la planta presenta ductos en escasas zonas y existe simetría entre sus ubicaciones.

4.2 Planteamiento estructural

Según lo planteado sobre la simplicidad y simetría, para reducir la torsión se ubican el centro de gravedad en lo más cerca al de rigidez. Para ello, se colocaron placas en ambos sentidos en la zona central, donde se ubican ascensor y escalera. Esto con la finalidad de dotar a la edificación con rigidez mayor y así minimizar los desplazamientos relativos de los entrepisos. Asimismo, se consideraron que las losas presforzadas se ubiquen en el contorno del núcleo de placa y aplicar losas macizas en la zona de ascensores para aumentar la rigidez del diafragma.

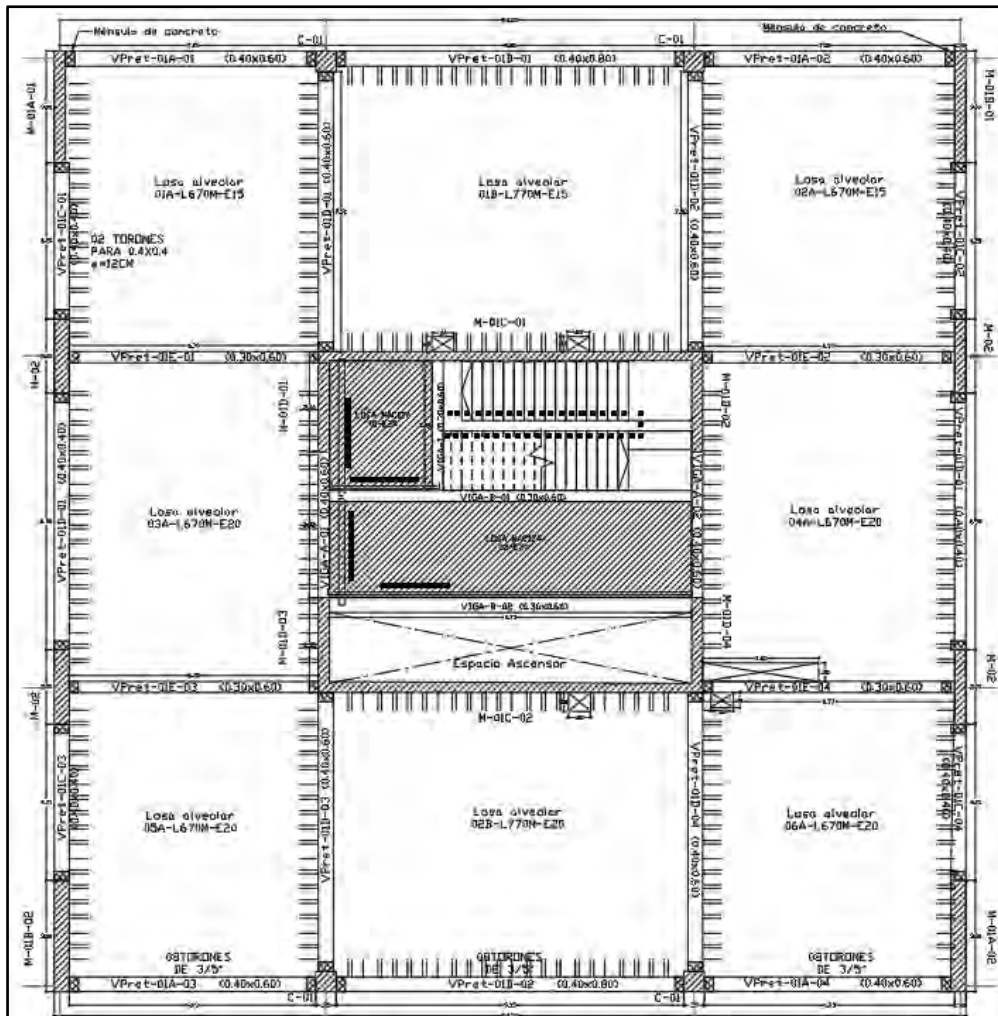


Figura 4.1. Estructuración del proyecto plano de planta típica (Fuente propia)

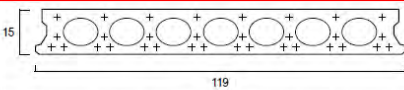
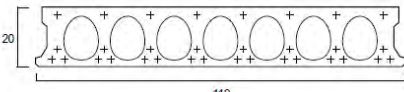
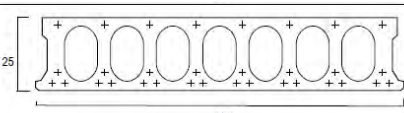
4.3 Predimensionamiento

El predimensionamiento es el proceso preliminar que se utiliza para estimar las dimensiones de los elementos estructurales en función de las cargas que deben soportar. Para el predimensionamiento de la viga pretensada se usaron las recomendaciones del PCI y para las losas alveolares el uso del catálogo de la empresa Concremax.

4.3.1 Losas

La losa pretensada presenta una luz máxima entre apoyos de 7.67 m. Para ello, se selecciona, de acuerdo a la Tabla 4.1, una losa alveolar de tipo FA15 T6, cuyo peso es de 237 kg/m^2 y espesor de 15 cm. Así estas piezas, a pesar de poseer una luz muy grande y un espesor delgado, pueden reducir las vibraciones indeseables, lo que generaría incomodidad o inseguridad en los usuarios. Los extremos de estas losas se apoyarán de forma simple en una dirección; de este modo se tendrá el comportamiento de una losa pretensada unidireccional.

Tabla 4.1 Características técnicas de las losas alveolares Concremax® y su selección (Concremax, n.d)

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS			
MATERIALES PARA SU FABRICACIÓN	<p>Concreto: Resistencia a la compresión $f_c=400 \text{ Kg/cm}^2$.</p> <p>Acero: Cordones y alambres de acero de alta resistencia $f_y=18,900 \text{ kg/cm}^2$ fabricados con acero Y1860 según Norma UNE 36094.</p>		
MEDIDAS	Piezas de ancho 1.20 m, espesores de 15, 20 y 25 cm, y longitud según sobrecarga de uso requerida.		
	PLACA ALVEOLAR	PESO Kg/m ²	
	FA 15	237	
	FA 20	264	
FA 25	330		

Por otro lado, la losa maciza, determinada en la zona del núcleo de placas, presenta mayor concentración de luz en el eje X. Por ello, en el lado corto se calcula el espesor mediante la siguiente fórmula recomendada, Blanco (1994): $espesor = luz\ losa / 30 = 250 / 30 = 8.3 \text{ cm}$, valor que será redondeada a 10 cm por temas de proceso constructivo.

4.3.2 Vigas

Para la viga tradicional se estimará una sección de inicio y luego se verificará tomando una relación luz peralte de 1/12 para el concreto armado. El proyecto tiene una luz máxima entre columnas de 9.90 metros, por lo que se recomienda optar por un ancho de viga entre $d/2$ y $d/3$, $b = 40 \text{ cm}$.

$$d = \frac{9\ 900 \text{ mm}}{12} = 825 \text{ mm, aproximadamente } 85 \text{ cm}$$

Para la viga pretensada se estimará una sección de inicio y luego se verificará tomando una relación luz peralte de 1/14, ya que las vigas estarán simplemente apoyadas.

$$d = \frac{9\ 900 \text{ mm}}{14} = 707 \text{ mm, aproximadamente } 70 \text{ cm}$$

Se recomienda optar por un ancho de viga en el rango de $d/2$ y $d/3$. Por ello, se optó por $b = 30 \text{ cm}$. De este modo, los anchos de viga de concreto armado y pretensado se uniformizan.

4.3.3 Columnas

Estos elementos estructurales funcionan principalmente bajo cargas de compresión, ya que los esfuerzos, debido a momentos flectores y de corte por sismo, son mínimos. Lo que se efectúa, debido a que se determinó una alta densidad de muros estructurales. Para este predimensionamiento se cuentan con las columnas del eje 1-B y central C-1.

$$\text{Área bruta} = \frac{P(\text{serv})}{0.45 \times f'c}, \text{ para cargas de servicio mayor a 200 ton}$$

$$\text{Área bruta} = \frac{P(\text{serv})}{0.35 \times f'c}, \text{ para cargas de servicio menores a 200 ton}$$

$$P(\text{servicio}) = N^{\circ} \text{Pisos} \times (A.\text{trib}) \times (\text{Carga unitaria asumida})$$

Tabla 4.2 Resumen de las áreas tributarias por pisos (Fuente propia)

Piso	Área trib. (m ²)	Peso	Peso
		(tn/m)	(tn)
8	37.6	1	37.6
7	37.6	1	37.6
6	37.6	1	37.6
5	37.6	1	37.6
4	37.6	1	37.6
3	37.6	1	37.6
2	37.6	1	37.6
1	37.6	1	37.6
		Suma	300.8

Reemplazando en la siguiente expresión:

$$\text{Area columna} = \frac{P \text{ en servicio}}{0.45 \times f'c} = \frac{300.8 \times 1000}{0.45 \times 210} = 3183 \text{ cm}^2$$

Según el predimensionamiento, aplicando columnas con dimensión 50x50 cm cumplirán; no obstante, se optó por columnas de 55x55 cm, debido a las cargas axiales elevadas que soportará el elemento estructural.

4.3.4 Placas

Las placas están destinadas a soportar las fuerzas cortantes generadas por las cargas sísmicas. Por ello, en los sentidos eje X e Y estas iniciarán con el espesor de 30 cm, respetando el ancho de los muros propuestos por arquitectura y también por ubicarse en la zona de ascensores y escaleras que conforma el núcleo en C.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

El presente capítulo inicia con el modelado de la estructura completa en el software SAP200. Donde se complementan los parámetros sísmicos y se elabora el tipo de espectro para obtener los periodos de vibración y desplazamientos relativos de entrepiso. Además, se adquieren los porcentajes de masas participativas en cada eje y la cortante basal correspondiente. Finalmente, se determinan las irregularidades en planta y altura para las respectivas correcciones de coeficiente y determinar si la estructuración y predimensionamiento fueron los adecuados.

5.1 Modelo estructural

El modelado de la edificación en análisis fue realizado conforme a lo requerido por el RNE E.30 Diseño Sismorresistente, el cual fue aplicado de manera adecuada en el software SAP2000 y se expondrá adelante.

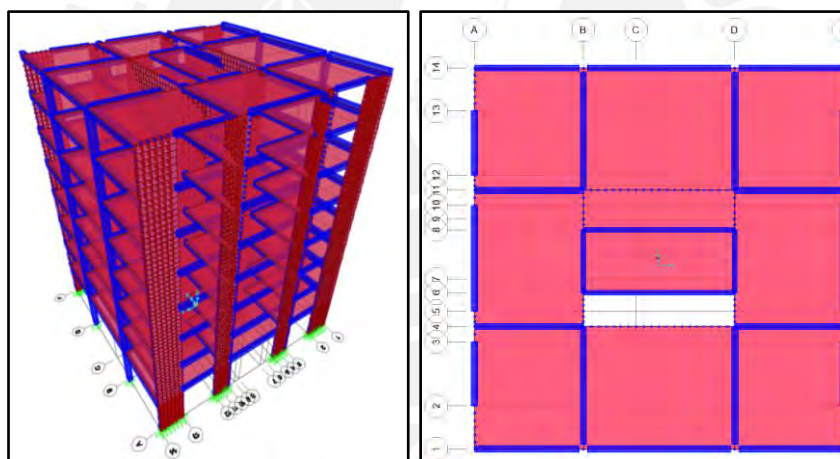


Figura 5.1. Modelado de la edificación en análisis – SAP2000 (Fuente propia)

5.1.1 Características del modelo

El modelado del proyecto partió del plano estructural tentativo y su proceso fue el siguiente:

- Se establecieron resistencias de 210 kg/cm^2 para el concreto armado y 350 kg/cm^2 para el pretensado.
- Las vigas se modelaron con el comando *realse* en los extremos y las columnas como elementos *frame*.
- Se cuenta con un solo espesor final de losa de 20 cm, esto debido a los beneficios de usar concreto pretensado y uniformizar la estructura. Estos elementos se modelaron

como *membrane*, lo que implica que no tiene capacidad de rigidez para flexión, ni esfuerzos fuera de su plano, así que solo transmiten cargas vivas.

- Los muros estructurales reciben cargas coplanares, por lo que se modelaron como elementos “frame” con brazos rígidos para obtener un análisis sísmico más exacto.
- Para determinar el peso de la estructura se consideraron los casos de CM y CV, de acuerdo a las directrices de la RNE E.020, los cuales se asignaron al modelado.
- En cada nivel se asignó un diafragma rígido, el cual permite representarlos de forma continua. Esto siempre y cuando se cumpla que las aberturas no superen el 50%, conforme a lo establecido en la RNE E.030.
- Para el análisis modal se designaron 3 grados de libertad por nivel, con el objetivo de representar los desplazamientos X e Y, y de rotación Z. Asimismo, con el cálculo se comprobó que el porcentaje acumulado de masa participativa fuera superior al 80%.
- En el modelado se asignaron las cortantes sísmicas en la base para las direcciones de análisis correspondientes, como determina el RNE E.030.

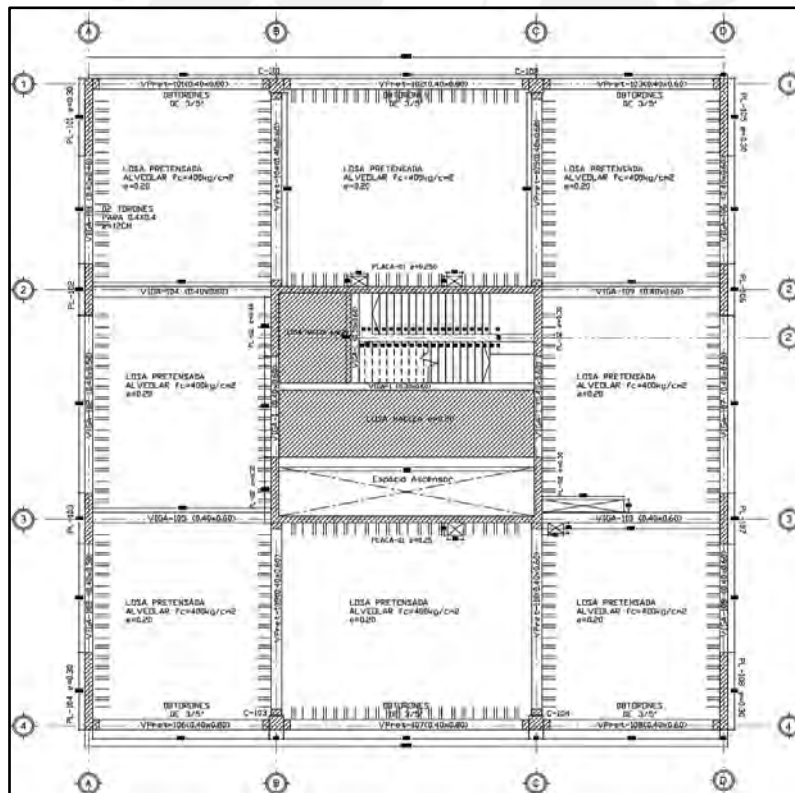


Figura 5.2. Planta estructural de la edificación (Fuente propia)

Tabla 5.1. Resultados de las cargas obtenidas del programa (Fuente propia)

CV=0.25 ton/m ²		Aligerado (ton)		Losa maciza (ton)		Peso	Peso/Área
Piso	Peso propio	CM	CV	CM	CV	Ton	Ton/m ²
1	299.76	170.64	281.28	21.43	14.78	565.85	0.91
2	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
3	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
4	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
5	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
6	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
7	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
8	256.08	170.64	281.28	21.43	14.78	522.16	0.84
TOTAL						4 221	

5.2 Parámetros sísmicos

Se establecieron los parámetros sísmicos para cada dirección conforme a la RNE E.030, los cuales se utilizaron para obtener el espectro del análisis sísmico.

5.2.1 Zonificación sísmica del Perú (Z):

Según el RNE E.030 (2018), el Perú presenta cuatro zonas sísmicas, ver figura 5.3. En particular, el proyecto a diseñar se ubica en la costa peruana, es decir Zona 4. Esta se caracteriza por ser de mayor peligro sísmico y se le asigna un coeficiente de $Z=0.45$.



Figura 5.3. Mapa de zonificación sísmica del Perú para obtener el factor Z (Norma E.030, 2018)

5.2.2 Parámetros respecto al tipo de suelo y sitio (S , T_P , T_L):

El terreno de construcción presenta un perfil de suelo muy rígido, lo cual permite definir el tipo S_1 . Asimismo, se considera una capacidad portante de 4 kg/cm^2 , valor común en la zona. De este modo, con estos datos se revisa la tabla 5.2 y se determina el factor $S = 1.00$.

Tabla 1.2. Factor de suelo "S" (Norma E.030, 2018)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Por otro lado, con la tabla 5.3 se obtienen los valores $T_P = 0.4$ y $T_L = 2.5$.

Tabla 5.3. Periodos " T_P " y " T_L " (Norma E.030, 2018)

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

5.2.3 Factor de categoría de las edificaciones y el factor de uso (u):

De acuerdo a la clasificación de construcción según la importancia, el edificio de oficinas pertenece al grupo C y se le asigna un factor de uso $U = 1.0$.

5.2.4 Factor de amplificación sísmica (c):

De acuerdo a los parámetros sísmicos establecidos, se calculan los periodos mediante el modelado del software y se obtienen los siguientes periodos $T_x = 0.49 \text{ seg.}$, $T_y = 1.4 \text{ seg.}$ Con estos valores se para calcular los coeficientes, según los parámetros de la tabla 5.4, y se obtienen $C_x = 2.04$ y $C_y = 0.71$.

Tabla 5.4. Valor del factor de amplificación según el periodo (Norma E.030, 2018)

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

5.2.5 Factor de reducción para edificaciones (R):

El sistema elegido para el edificio es de muros estructurales. Así, la norma E.030 Concreto Armado asigna un factor $R = 6$. No obstante, la edificación cuenta con elementos de concreto prefabricado resistentes ante fuerzas sísmicas, por lo que la normativa corrige a esta como una estructura no convencional. De este modo, se exceden las limitaciones de la norma peruana en lo que respecta al presforzado. Por ello, se revisó normativa ASCE 7/16 y se consideró que, para el nuevo sistema, se tienen los valores de factor de reducción pertenecientes a muros de concreto armado especiales. En consecuencia, la edificación al ubicarse en una zona altamente sísmica (designado zona F) y presentar una altura máxima de 33 m (considerado como 30.5 m por temas académicos), se determina, de la Tabla 5.5, el nuevo valor de coeficiente $R = 5$. En conclusión, para considerar los valores del factor de reducción del RNE E.030 y del ASCE 7/16, estos se promedian y se obtiene un nuevo valor de $R = 5.5$, el cual será designado en el proyecto.

Tabla 5.5 Sistemas estructurales –Norma E.030 (ASCE 7/16, 2016)

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas	R	Ω_0	Cd	Limitaciones de altura (m)				
				CDS				
				B	C	D	E	F
Muros de carga								
Muros de concreto armado especiales*	5	2.5	5	NL	NL	48.8	48.8	30.5
Muros prefabricados intermedios	4	2.5	4	NL	NL	12.2	12.2	12.2
Muros prefabricados ordinarios	3	2.5	3	NL	NP	NP	NP	NP
Sistema muro-pórtico								
Muros de concreto armado especiales*	6	2.5	5	NL	NL	48.8	48.8	30.5
Muros prefabricados intermedios	5	2.5	4.5	NL	NL	12.2	12.2	12.2
Muros prefabricados ordinarios	4	2.5	4	NL	NP	NP	NP	NP
Pórticos resistentes a momento								
Pórticos especiales de concreto armado*	8	3.0	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Pórticos ordinarios de concreto armado*	3	3.0	4.5	NL	NP	NP	NP	NP
Dual con sistemas de pórticos especiales**								
Muros de concreto armado especiales*	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Muros prefabricados ordinarios	6	2.5	5	NL	NL	NP	NP	NP
Dual con sistemas de pórticos intermedios de concreto in-situ**								
Muros de concreto armado especiales*	6.5	2.5	5	NL	NL	48.8	30.5	30.5
Muros prefabricados ordinarios	5.5	2.5	4.5	NL	NL	NP	NP	NP
Columnas cantiléver								
Pórticos especiales de concreto armado*	2.5	1.25	2.5	10.7	10.7	10.7	10.7	10.7
Pórticos ordinarios de concreto armado*	1	1.25	1	10.7	NP	NP	NP	NP

R = Coeficiente de modificación de respuesta
 Ω_0 = Factor de sobrerresistencia
Cd = Factor de amplificación de deriva
NL= No hay limitación
NP=No está permitido

Por último, de acuerdo con la RNE E.030, el valor de “R” final será la corrección por las irregularidades de altura y planta. El R_0 obtenido para las direcciones X e Y fue 5.5, valor que se multiplica por las correcciones.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R = 5.5 \times 1 \times 1 = 5.5$$

Después de obtener los factores sísmicos, se elaboró un resumen en la siguiente Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Resumen de factores sísmicos para la edificación (Fuente propia)

Factor Sísmico	Valor
Z	0.45
U	1
Cx	2.04
Cy	0.75
S	1
R	5.5

A partir de los factores sísmicos se obtienen los siguientes datos de coeficientes dinámicos, para las direcciones X e Y de la estructura:

$$S_{ax} = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R} * g = \frac{0.45 \times 1 \times 2.04 \times 1}{5.5} * g = 0.167g$$

$$S_{ay} = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R} * g = \frac{0.45 \times 1 \times 0.75 \times 1}{5.5} * g = 0.061g$$

5.2.6 Irregularidad estructural en altura (Ia)

Para identificarlo se revisaron los siguientes criterios del RNE E.030 (2018) y se aplica como coeficiente de reducción. Para ello, se revisaron los planos iniciales obtenidos de la estructuración del edificio y se evaluó lo siguiente:

- Irregularidad de piso blando (0.75)

Se refiere a las variaciones en la forma, disposición o configuración de los pisos de un edificio que pueden afectar su comportamiento ante cargas, especialmente durante eventos sísmicos. En este caso se mantiene continuidad en altura de todos los pisos y por lo tanto no se considera esta irregularidad.

- Irregularidad masa o peso (0.9)

Esta se efectúa si el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el adyacente. Al tener continuidad de elementos en la estructura esta no se identifica.

- Irregularidad geométrica vertical (0.9)

Se presenta si la dimensión en planta, sin contar voladizos, supera el 130% de la superficie del piso adyacente. Dado el diseño geométrico vertical continuo de la estructura esta, esta no se presenta.

5.2.7 Irregularidad estructural en planta (Ip)

Para identificar la irregularidad estructural en planta se revisaron los siguientes criterios para aplicar el coeficiente de reducción pertinente, RNE E.030 (2018).

- Irregularidad torsional (0.75)

Con los datos obtenidos de desplazamientos máximos en cada dirección de análisis, se comprueba que, al tratarse de un edificio común no hay la irregularidad torsional extrema.

- Irregularidad de discontinuidad de diafragma (0.85)

Si los diafragmas tienen aberturas cuya área en planta supera el 50% del área total del piso, esta se considera. De este modo, el área total por planta es de 610 m² mientras que el área de vacíos, 9.6 m². Evidentemente, las plantas al ser típicas no presentan esta discontinuidad.

5.3 Análisis modal

En esta parte se obtendrán los modos de vibración para corroborar que no excedan los límites establecidos de periodo y masa. Asimismo, se realizará el análisis estático para corroborar que los valores de cortantes basales no superen lo establecido inicialmente para el sisma de muros estructurales.

5.3.1 Modos de vibración

Se utilizaron tres modos de vibración por nivel: traslación X e Y, y para rotación. De este forma, se obtienen 24 modos para todo el edificio y se obtienen porcentajes de masa participativa que superan el 85% en todos los casos. A continuación, se muestran los valores de periodos y masas participativas principales:

Tabla 5.7. Resumen de valores obtenidos para los modos de vibración (Fuente propia)

Modo	Periodo (seg)	MP DX (%)	MP DY (%)	MP RZ (%)
1	1.32	0.0	66.0	0.0
2	0.83	0.0	0.0	0.0
3	0.49	66.8	0.0	0.0

Con estos datos se describe como la estructura oscila, mientras que las masas participativas cuantifican cuánta masa de la estructura participa. Así, estos tres primeros grados de libertad representan al primer piso y evidencian que la estructura presenta simetría por los

valores en X e Y. Asimismo, en la masa participativa acumulada se obtuvo un 95% para ambas direcciones de traslación y en rotación un 85%. Los valores principales de este último se obtuvieron a partir de los pisos superiores, lo cual es característica de los edificios por su altura.

5.4 Análisis estático

De acuerdo a la normativa del RNE E.030 en el artículo 28.1.2, es necesario la clasificación del edificio para su análisis estático. En este caso, el proyecto se ubica en la Zona 4 y es clasificada como regular con una altura superior a 30 m. Asimismo, se realizó el metrado manual y se obtuvo como resultado de peso propio del edificio 4 421 ton, valor similar al obtenido en el modelado. Con estos datos y los obtenidos del programa SAP200, se procede a calcular las cortantes estáticas en las direcciones X e Y.

Tabla 5.8. Valores para el análisis estático (Fuente propia)

Dirección X-X		Dirección Y-Y	
Tx(s)	0.49	Tx(s)	1.32
Tp	0.40	Tp	0.40
T _L	2.50	T _L	2.50
Z	0.45	Z	0.45
U	1.00	U	1.00
Cx	2.03	Cy	0.75
S	1.00	S	1.00
Cx/R > 0.11	5.50	Cy/R > 0.11	5.50
K	1.00	K	1.00
Z.U.C _x .S/R	0.167	Z.U.C _y .S/R	0.062

La fuerza cortante basal se calcula producto de la expresión anterior por el peso propio del edificio y se obtiene lo siguiente:

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

$$V_x = 0.167 \times 4\,245 \text{ ton}$$

$$V_y = 0.062 \times 4\,245 \text{ ton}$$

Tabla 5.9. Valores de cortantes estáticos en las direcciones X e Y (Fuente propia)

Cortantes estáticos en X e Y	
Vestático X	706.36 ton
Vestático Y	261.92 ton

5.5 Verificación del sistema estructural

Para comprobar que la estructura presenta sistema de muros estructurales es necesario que estos elementos soporten al menos el 70% de las fuerzas cortantes totales. Por ello, con el programa se obtiene el valor de fuerza cortante de todas las placas y se verifica el porcentaje de aporte.

Tabla 5.10. Corrección del coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas R (Fuente propia)

Corrección del R		
Sismo est. X	Vmuros	661.28
	Vest. X	706.36
	%	93.62
Sismo est. Y	Vmuros	253.96
	Vest. Y	261.92
	%	96.96

Se evidencia que los porcentajes de cortante que absorben las placas ante cargas superan ampliamente el 70% para ambas direcciones. Por ello, se confirma que el sistema estructural está conformado principalmente por muros.

5.6 Irregularidades

Se refieren a los aspectos geométricos o estructurales de un edificio que pueden incrementar la susceptibilidad ante fuerzas sísmicas. Así, se observa en los planos de arquitectura que el edificio se caracteriza por presentar simetría tanto en planta y altura. Sin embargo, se verificaron ciertas irregularidades que podrían presentarse, mediante cálculos acorde a lo establecido en la Norma E.030. De este modo, si estas se presentan se realizarán las correcciones en el coeficiente para el análisis sísmico.

5.6.1 Irregularidad rigidez o piso blando

Implica un análisis de rigidez lateral de cada piso para verificar que alguna sea menor significativamente a los pisos adyacentes. Así, “se considera piso blando cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o menor al 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores”

(RNE E.030,2018, p.17). De este modo, se calcula la rigidez lateral en cada piso y para cada dirección X e Y , luego se verifica que se cumplan los parámetros establecidos.

Tabla 5.11. Datos obtenidos de la combinación para obtener las derivas por piso (Fuente propia)

PISO BLANDO						
PISO	COMBINACIÓN	RX (tonf/m)	70%RX		80%RX	
PISO 8	RIGIDEZ EN X	36586	-	-	-	-
PISO 7	RIGIDEZ EN X	71026	25610	OK	-	-
PISO 6	RIGIDEZ EN X	101283	49719	OK	-	-
PISO 5	RIGIDEZ EN X	130823	70898	OK	55706	OK
PISO 4	RIGIDEZ EN X	164578	91576	OK	80835	OK
PISO 3	RIGIDEZ EN X	211345	115204	OK	105782	OK
PISO 2	RIGIDEZ EN X	292467	147942	OK	135132	OK
PISO 1	RIGIDEZ EN X	426075	204727	OK	178237	OK
PISO	COMBINACION	RY (tonf/m)	70%RY		80%RY	
PISO 8	RIGIDEZ EN Y	1329	-	-	-	-
PISO 7	RIGIDEZ EN Y	3019	930	OK	-	-
PISO 6	RIGIDEZ EN Y	5316	2113	OK	-	-
PISO 5	RIGIDEZ EN Y	8050	3721	OK	2577	OK
PISO 4	RIGIDEZ EN Y	13030	5635	OK	4369	OK
PISO 3	RIGIDEZ EN Y	19865	9121	OK	7039	OK
PISO 2	RIGIDEZ EN Y	40082	13905	OK	10919	OK
PISO 1	RIGIDEZ EN Y	79192	28057	OK	19460	OK

5.6.2 Irregularidad de piso débil

“Esta irregularidad se produce cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 80% de la rigidez lateral de un entrepiso superior” (Norma E.030, 2018, p. 17). Esto se puede deber a al diseño arquitectónico, cambios de uso de los espacios y materiales inadecuados. En este caso, el edificio presenta simetría y se usan todos los pisos superiores exclusivamente como oficinas. No obstante, se realizan los cálculos de resistencia lateral para verificar que se cumplan los valores.

Tabla 5.12. Datos obtenidos de la combinación para obtener las derivas por pisos (Fuente propia)

PISO DÉBIL				
PISO	COMBINACIÓN	DX (tonf/m)	80%DX	
PISO 8	RIGIDEZ EN X	36586		
PISO 7	RIGIDEZ EN X	71026	29269	OK
PISO 6	RIGIDEZ EN X	101283	56821	OK
PISO 5	RIGIDEZ EN X	130823	81026	OK
PISO 4	RIGIDEZ EN X	164578	104658	OK
PISO 3	RIGIDEZ EN X	211345	131662	OK
PISO 2	RIGIDEZ EN X	292467	169076	OK
PISO 1	RIGIDEZ EN X	426075	233974	OK
PISO	COMBINACIÓN	DY (tonf/m)	80%DY	
PISO 8	RIGIDEZ EN Y	1328.60		
PISO 7	RIGIDEZ EN Y	3019.09	1062.88	OK
PISO 6	RIGIDEZ EN Y	5316.03	2415.27	OK
PISO 5	RIGIDEZ EN Y	8050.34	4252.83	OK
PISO 4	RIGIDEZ EN Y	13029.61	6440.28	OK
PISO 3	RIGIDEZ EN Y	19864.67	10423.69	OK
PISO 2	RIGIDEZ EN Y	40081.53	15891.74	OK
PISO 1	RIGIDEZ EN Y	79192.02	32065.22	OK

5.7 Control de desplazamientos y derivas

Es fundamental controlar los desplazamientos y derivas en edificaciones ubicadas en regiones sísmicas, ya que así se garantiza la seguridad y funcionalidad de estas. Por ello, la norma E.030 indica que las derivas no deben superar al 7 ‰ en estructuras diseñadas en concreto armado y se relacionan con los desplazamientos laterales, y la rigidez del edificio. De este modo, con los cálculos realizados en el análisis estático se procede a calcular los desplazamientos laterales y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5.13. Resumen de valores de desplazamientos y derivas obtenidos (Fuente propia)

PISO	Hent. (m)	elástica		elástica		inelástica (‰)		DX	DY
		DespX	DespY	Deriva x-x	Derivay-y	Deriva x-x	Derivay-y		
8	4	0.0194	0.0396	0.7080	1.51	2.92	6.25	2.92	6.25
7	4	0.0165	0.0335	0.7293	1.53	3.01	6.29	3.01	6.29
6	4	0.0136	0.0274	0.7318	1.51	3.02	6.25	3.02	6.25
5	4	0.0107	0.0214	0.7085	1.46	2.92	6.04	2.92	6.04
4	4	0.0078	0.0155	0.6550	1.36	2.70	5.59	2.70	5.59
3	4	0.0052	0.0101	0.5663	1.17	2.34	4.82	2.34	4.82
2	4	0.0030	0.0054	0.4378	0.88	1.81	3.61	1.81	3.61
1	5	0.0012	0.0019	0.2408	0.38	0.99	1.57	0.99	1.57

Se observa que la máxima deriva obtenida es 6.25 ‰ en dirección Y, donde se evidencia menor presencia de placas en este sentido. Por ejemplo, la placa C en el núcleo de ascensores tiene mayor longitud en el eje X. Finalmente, ningún valor supera el 7 ‰ en ninguna dirección, lo cual refleja que los resultados son los óptimos.

5.8 Fuerza cortante mínima

La Norma E.030 del RNE establece que la fuerza cortante dinámica, en el primer nivel, no debe superar el 80% de la estática para estructuras regulares. En caso de no cumplirse, se debe ajustar la cortante para cumplir con el valor mínimo. De este modo, los valores obtenidos del análisis sísmico se compararon y se obtuvo la tabla 5.14. Así, se observa que en la dirección X se superó lo establecido, por lo que se ajustó la fuerza cortante dinámica con un factor calculado de 1.08. Con ello, se garantiza que la estructura tenga un nivel mínimo de resistencia al corte.

Tabla 5.14. Cortantes en la base en los ejes X e Y (Fuente propia)

Dirección	Eje X	Eje Y
Análisis estático (tonf)	701.7	262.1
Análisis dinámico (tonf)	524.0	228.7
Porcentaje	75%	87%
Factor de amplificación	1.08	1.00

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se diseñaron los elementos estructurales que conforman la estructura del edificio: columnas, placa, cimentaciones, losas macizas y alveolares, vigas de concreto armado y pretensadas (estas últimas con sus respectivas ménsulas de concreto). Para ello, se aplicaron las normativas del RNE E.060 Concreto Armado y ASCE 7/16 para el pretensado. A continuación, se presenta el plano estructural de la planta típica de la edificación.

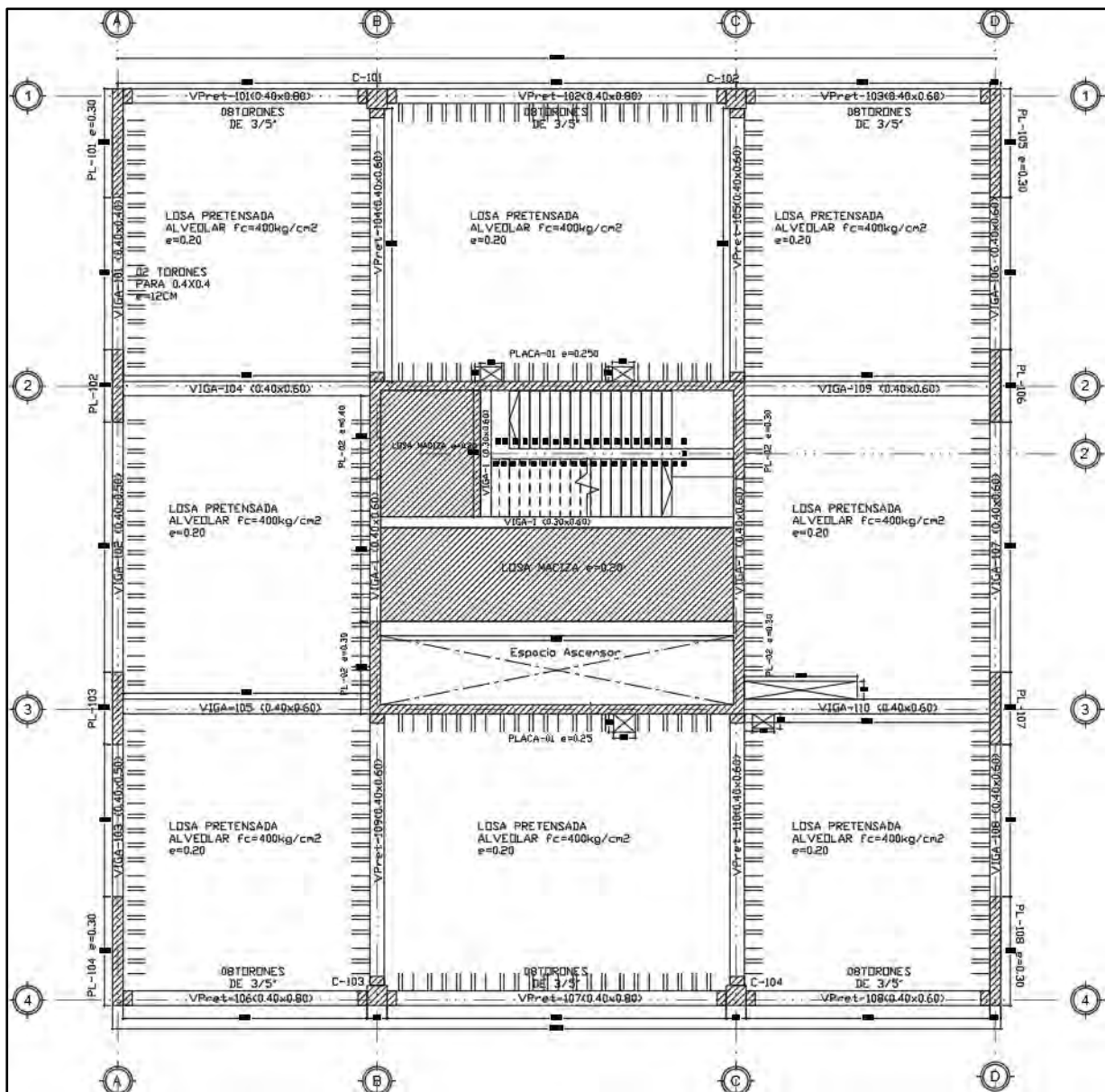


Figura 6.1. Plano de piso típico con sus respectivos elementos estructurales (Fuente propia)

6.1 Diseño de losas

Las losas están conformadas por macizas en el núcleo central y el resto por alveolares. Estos primeros fueron elegidos para darle rigidez central al edificio, y continuidad de vaciado entre las placas, losas y vigas de concreto armado. Por otro lado, losas alveolares prefabricadas se eligieron por su fácil instalación en el proyecto.

6.1.1 Diseño de placas alveolares

Para la selección de este elemento se recurren a las fichas técnicas de la empresa fabricante ConcreMax®, cuyo producto óptimo será elegido de acuerdo a las exigencias requeridas por las cargas. De esta manera, para ejemplificar se realizó el diseño del paño de losa alveolar ubicada en los ejes B y C, cuya luz es de 7.7 metros.

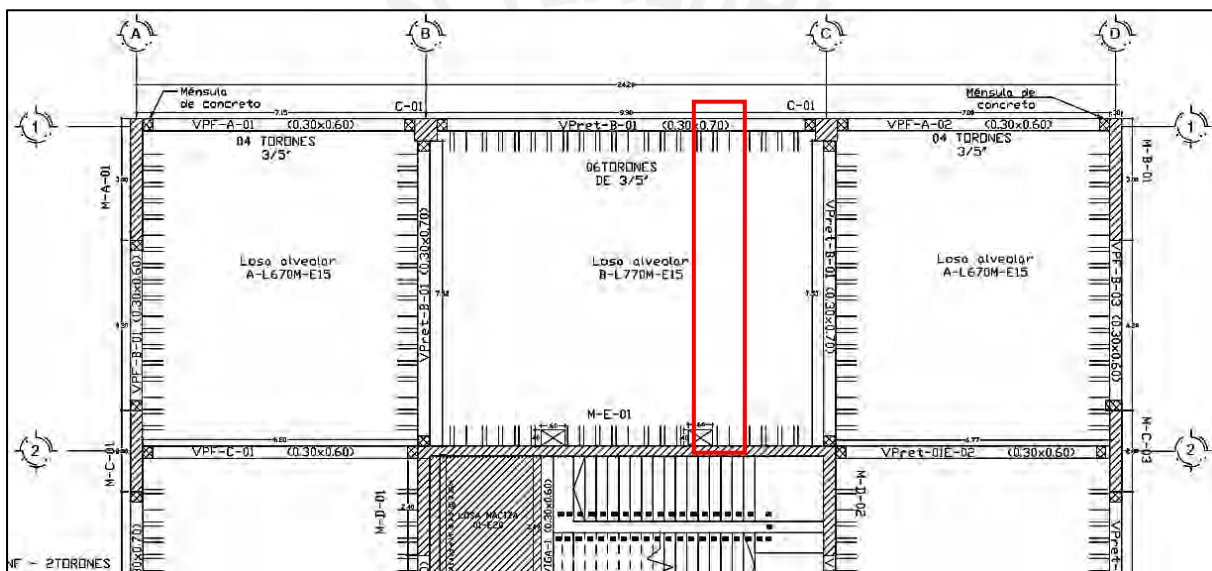


Figura 6.2. Plano de techo piso típico con el tramo crítico de losa alveolar a analizar $L=7.67\text{m}$ (Fuente propia)

- DISEÑO POR RESISTENCIA O FLEXIÓN

Previamente, con la ficha técnica se determinó el uso de placas alveolares con espesor de 15 cm del tipo FA15 con armado de T6. El cual, permite una luz de 7.75 m y una sobrecarga de 0.7 tonf/m^2 (datos que satisfacen la exigencia máxima del edificio). Asimismo, para uniformizar los espesores se consideró el uso de losas macizas de 20 cm. Estos elementos se diseñaron por resistencia y flexión con la siguiente condición: $\phi M_n \geq M_u$ en un ancho efectivo de 119 cm, de acuerdo al fabricante.

Tabla 6.1 secciones para las placas alveolares (Concremax, n.d)

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS		
MATERIALES PARA SU FABRICACIÓN	Concreto: Resistencia a la compresión $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$. Acero: Cordones y alambres de acero de alta resistencia $f'y=18,900 \text{ kg/cm}^2$ fabricados con acero Y1860 según Norma UNE 36094.	
	Piezas de ancho 1.20 m, espesores de 15, 20 y 25 cm, y longitud según sobrecarga de uso requerida.	
MEDIDAS	PLACA ALVEOLAR	PESO Kg/m ²
	FA 15	237
	FA 20	264
	FA 25	330

Para el modelado se consideró la losa alveolar como *frame* con apoyo simple (sobre vigas). Asimismo, las cargas muertas consideradas son de capa de compresión de 6 cm y piso terminado de 5 cm con 0.1 tonf/m^2 . Al ser un edificio de oficinas existirán cambios de distribución de ambientes por reformas, por ello se determinó una carga distribuida de tabiquería móvil sobre toda la losa, como carga viva de 1.20 tonf/m^2 . En este sentido, se obtiene el siguiente metrado de cargas para la placa alveolar:

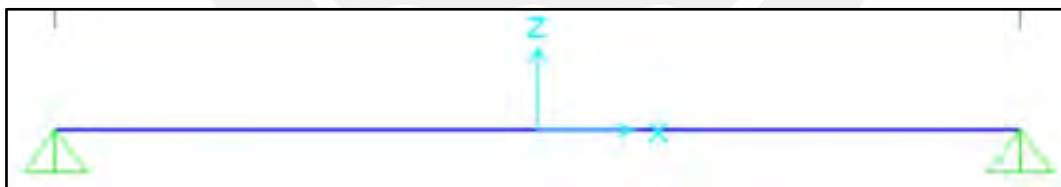


Figura 6.2. Losa alveolar en análisis $L=7.70 \text{ m}$ (Fuente propia)

- Carga muerta
 - $P_p = 0.237 \times 1.20 = 0.284 \text{ tn/m}$ peso propio de la losa alveolar.
 - $P_t = 0.1 \times 1.20 = 0.12 \text{ tn/m}$ piso terminado 5 cm
 - $P_c = 2.4 \times 0.06 \times 1.2 = 0.17 \text{ tn/m}$ capa de compresión 6 cm
$$CM = 0.577 \text{ tn/m}$$
- Carga viva
 - s/c (oficinas) $= 0.25 \times 1.20 = 0.30 \text{ tn/m}$
 - s/c (tabiquería móvil) $= 0.1 \times 1.20 = 0.12 \text{ tn/m}$

$$CV = 0.42 \text{ tn/m}$$

En el caso de las viguetas pretensadas se realizó un prediseño y verificación de cargas. Para ello, se usarán las cargas obtenidas de $CM = 0.29 \text{ ton/m}$ (sin considerar el peso propio de la losa alveolar) y $CV = 0.42 \text{ ton/m}$. De este modo, se obtiene una carga total de 710 kgf/m^2 , el cual se usará para determinar el tipo de armado final que cumpla el diseño.

Tabla 6.2.2 Selección del tipo de armado para la placa alveolar según su luz máxima y sobrecarga.
(Concremax, n.d)

MODELO	TIPO ARMADO	LUCES DE CÁLCULO MÁXIMAS (M)													
		C.C.= 5							C.C.= 10						
		SOBRECARGA (Kg./m ²)													
		300	400	500	600	700	800	900	1,000	1,250	1,500	1,750	2,000	2,500	3,000
FA 15	T1	6.55	6.45	6.12	5.77	5.47	5.22	4.99	4.80	4.39	4.52	4.25	4.02	3.66	3.38
	T2	7.50	7.40	7.00	6.60	6.26	5.96	5.71	5.49	5.02	5.18	4.87	4.61	4.19	3.82
	T3	7.80	7.70	7.52	7.08	6.72	6.41	6.13	5.89	5.40	5.64	5.30	5.02	4.45	3.79
	T4	8.60	8.45	8.05	7.63	7.24	6.90	6.60	6.34	5.81	6.14	5.77	5.46	4.55	3.88
	T5	9.25	8.70	8.25	7.90	7.55	7.32	7.00	6.73	6.16	6.54	6.15	5.62	4.65	3.97
	T6	9.50	8.95	8.50	8.10	7.75	7.45	7.05	7.00	6.48	6.89	6.40	5.74	4.75	4.05

	LIMITA FLEXIÓN
	LIMITA DEFLEXIÓN
	LÍMITE CORTANTE

De acuerdo a la ficha técnica, las exigencias de carga y luz previstos (7.7 metros y 700 kg/cm^2) se satisfacen con uso de la losa alveolar FA15-T6, el cual finalmente fue usado en el diseño de la estructura.

6.1.2 Diseño de losas macizas

Estas fueron designadas entre los ejes 2 y 3 del núcleo de placas para dar uniformidad de vaciado a las vigas de concreto armado (que sirven de apoyo) y rigidizar la zona. El análisis se realizó con el método de elementos finitos para cada paño de losa maciza.

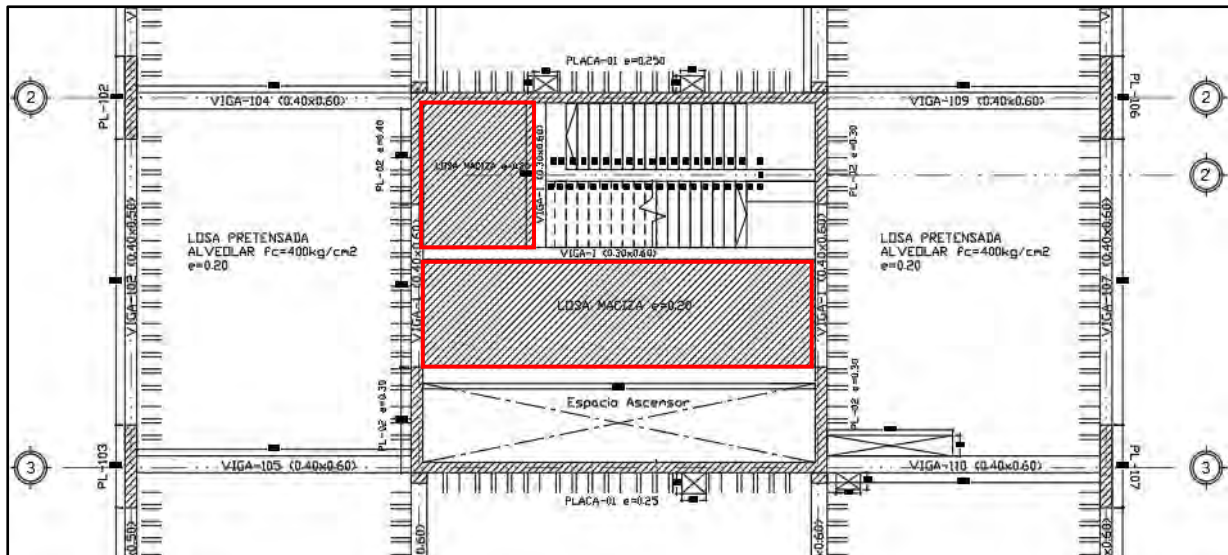


Figura 6.3. Ubicación de las losas macizas sobre el plano de techo piso típico (Fuente propia)

Estos elementos deben soportar cargas de flexión y corte (principalmente por el primero), por ello se realizó el siguiente metrado de diseño.

Tabla 6.3. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)

Carga muerta		
Peso propio	2.40 x 0.20	0.48 ton/m ²
Piso terminado	0.10 x 1.00	0.10 ton/m ²
Carga viva		
S/c corredores	0.40 x 1.00	0.40 ton/m ²
S/c tabiquería móvil	0.10 x 1.00	0.10 ton/m ²

- Diseño por resistencia o flexión

Se determinan el espesor de la losa y el acero de refuerzo necesario para satisfacer las cargas. Para ello, se inicia con un espesor de 20 cm de losa y las características expuestas en la siguiente tabla:

Tabla 6.4. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)

$b_w = 100 \text{ cm}$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$b_f = 20 \text{ cm}$	$\epsilon_{cu} = 0.003$
$d = 17 \text{ cm}$	Recubrimiento = 3 cm
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	-

Tabla 6.5. Metrado de cargas para las losas maciza (Fuente propia)

Ø Acero mínimo		
Positivo	$A_{smin+} = 0.0018 * b_w * h_f$	3.6 cm ² /m
Negativo	$A_{smin-} = 0.0018 * b_w * h_f$	-3.6 cm ² /m

Las losas macizas se diseñaron en el programa SAP 2000 con el método de elementos finitos. En este se aplicaron la carga última, producto de la carga viva y muerta, en el cual se obtuvieron resultados de momentos negativos en los bordes X-X e Y-Y.

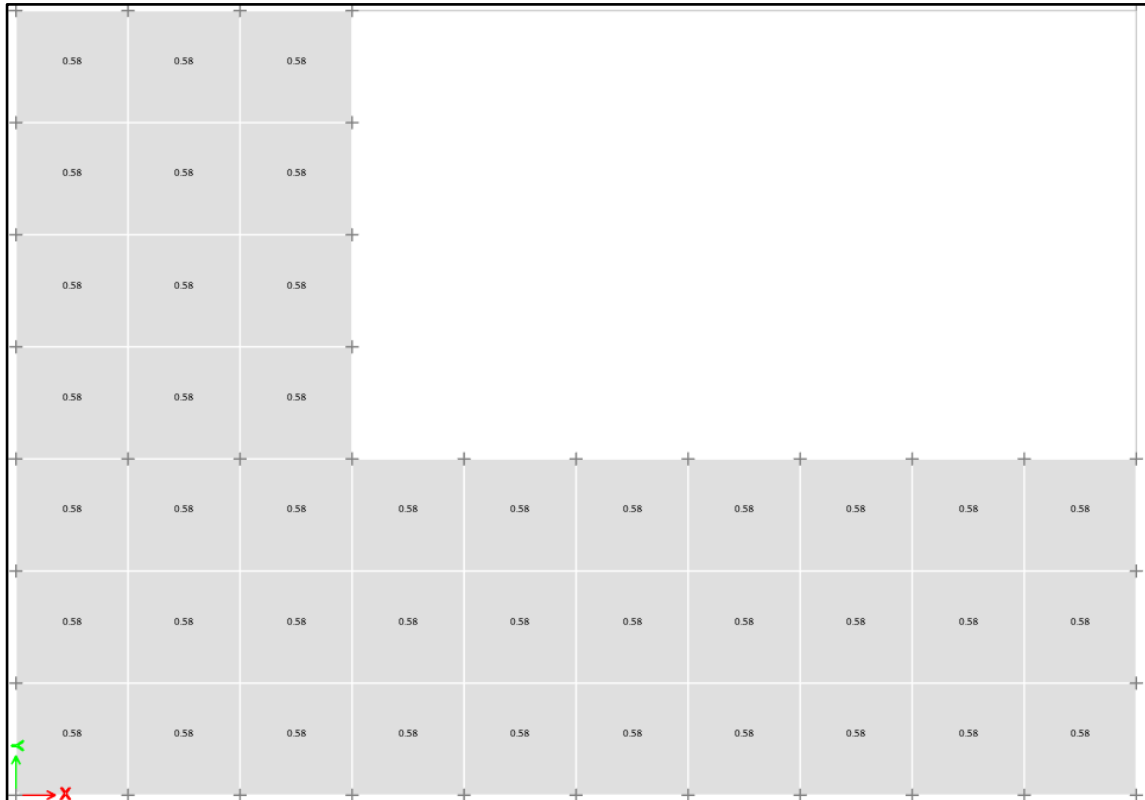


Figura 6.4. Modelado de cargas muertas sobre la losa maciza (Fuente propia)

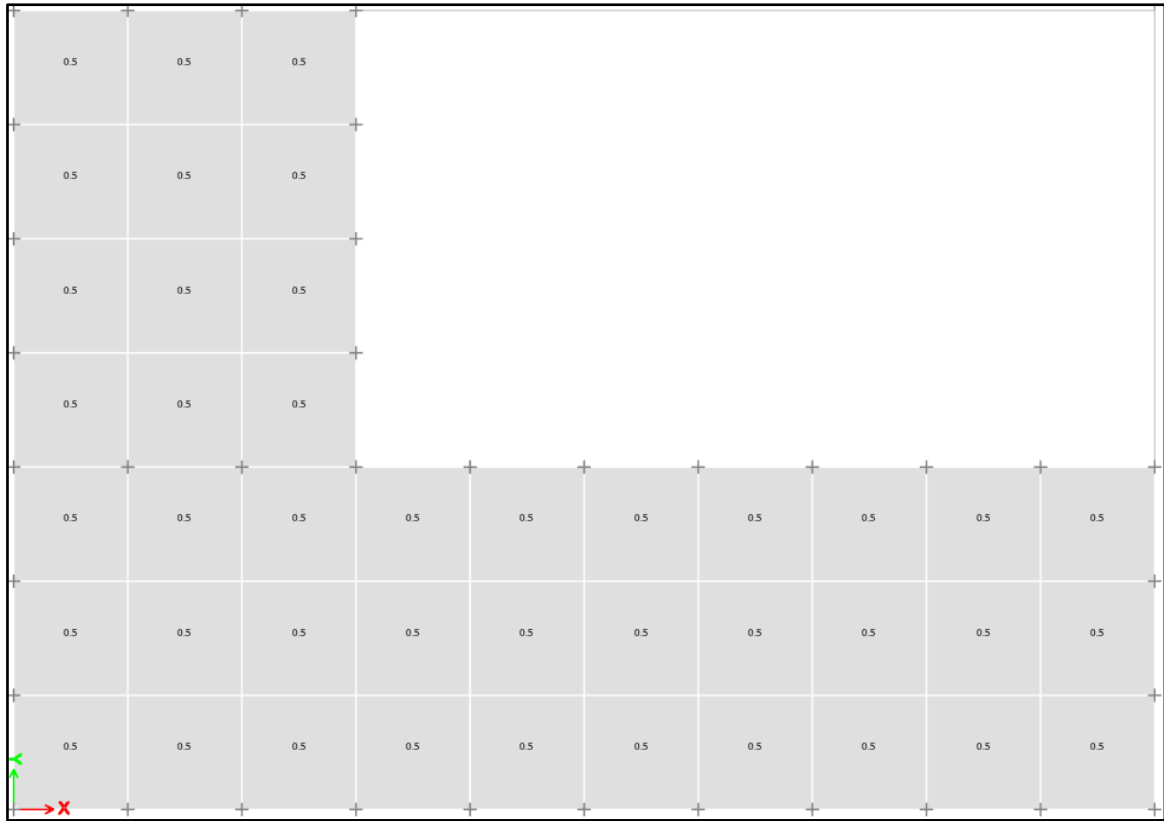


Figura 6.5. Carga viga sobre la losa maciza (Fuente propia)

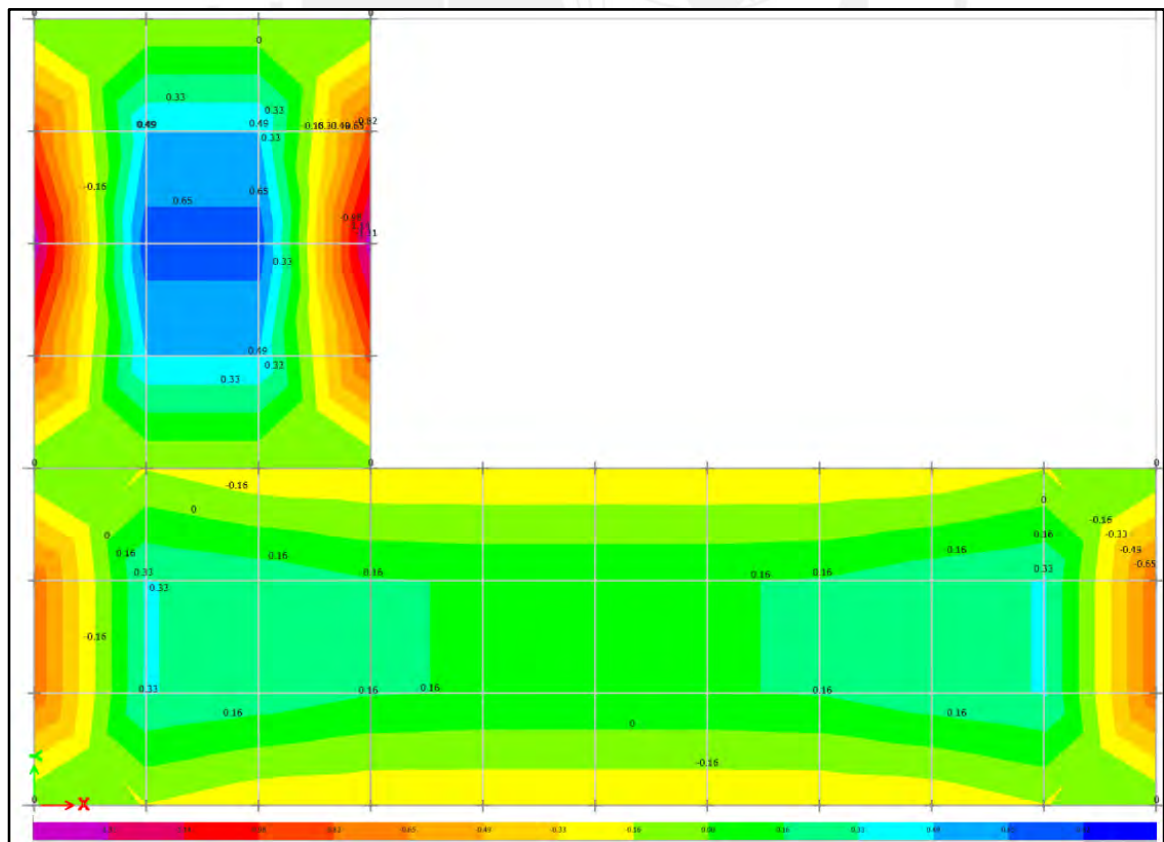


Figura 6.6. Diagrama de momento flector X-X de la losa maciza (Fuente propia)

Con los momentos obtenidos en cada dirección, se calculó el acero solicitado para cada paño de losa maciza. A continuación, se presenta un resumen de distribuciones de acero en la siguiente tabla 6.6.

Tabla 6.6. Resultados de distribución de acero en dos direcciones para las losas macizas (Fuente propia)

LOSA MACIZA						
Dirección x-x						
Mu + (tn.m)	bw (cm)	As _{min} (cm ²)	As requerido (cm ²)	Barras de acero	As instalado (cm ²)	Distribución de acero
				3/8"		
0.65	100	3.6	0.90	3	3.55	ø3/8"@.25 m
0.49			0.60	1	3.55	ø3/8"@.25 m
Mu - (tn/m)	bw (cm)	As _{min} (cm ²)	As requerido (cm ²)	Barras de acero	As instalado (cm ²)	Distribución de acero
				3/8"		
-1.31	100	3.6	1.70	3	3.55	ø3/8"@.25 m
-1.14			1.50	4	3.55	ø3/8"@.25 m
-0.98			1.30	2	3.55	ø3/8"@.25 m
-0.16			0.20	1	3.55	ø3/8"@.25 m

Dirección y-y						
Mu + (tn.m)	bw (cm)	As _{min} (cm ²)	As requerido (cm ²)	Barras de acero	As instalado (cm ²)	Distribución de acero
				3/8"		
0.65	100	3.6	1.02	3	3.55	ø3/8"@.25 m
0.49			0.77	1	3.55	ø3/8"@.25 m
Mu - (tn/m)	bw (cm)	As _{min} (cm ²)	As requerido (cm ²)	Barras de acero	As instalado (cm ²)	Distribución de acero
				3/8"		
-1.47	100	3.6	1.90	3	3.55	ø3/8"@.25 m
-1.31			1.70	3	3.55	ø3/8"@.25 m

Finalmente, en ambas direcciones se consideró que las distribuciones de aceros positivos y negativos sean de ø3/8"@.25 m en ambas direcciones.

- DISEÑO POR CORTANTE

Para elaborar este diseño se determinaron la fuerza cortante V_u (obtenido del modelado) y un peralte efectivo de la losa (17 cm del espesor total de la losa, debido al recubrimiento).

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \leq V_u \text{ (Conforme)}$$

Finalmente, con esta comprobación se concluyó que la losa maciza puede resistir esfuerzos cortantes sin necesidad de añadir refuerzos adicionales.

6.2 Diseño de viga pretensada

Este elemento estructural es elaborado en una fábrica con condiciones necesarias, para luego ser trasladado al lugar del proyecto. La viga pretensada se conecta a las columnas mediante braquetes de metal, por una conexión simplemente apoyada. Asimismo, esta forma parte de la edificación para simular un comportamiento monolítico, a través del vaciado superior de la capa de compresión sobre la losa (esto se conoce como conexión no emulativa semirrígida). Las ventajas del uso de estos elementos son reducir el costo de mano de obra y tiempo en la instalación, debido a sus características de ensamblado y traslado. A continuación, se describirá el proceso de diseño de la viga pretensada usada en el proyecto.

6.2.1 Cargas

Inicialmente, se determinan las distribuciones de cargas muertas y vivas sobre las losas, las cuales fueron transferidas a las vigas pretensadas. Para garantizar su funcionamiento, estas deben resistir los esfuerzos siguientes esfuerzos admisibles, establecidos por la Norma E.060.

- Por un lado, para el concreto se tiene una resistencia específica de 350 kg/cm^2 se determina que, inmediatamente después de la transferencia de fuerza del pretensado, la fibra extrema en compresión no debe superar el siguiente valor (previo a las pérdidas):

$$f_{c_{adm}} = 0.60 f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- La resistencia del concreto al momento del presforzado inicial es de 280 kg/cm^2 . Asimismo, la viga al contar con apoyos simples, se considera que la fibra extrema en tracción no debe superar el siguiente valor:

$$f_{t_{adm}} = -0.8 \sqrt{f'c_i} = -13.39 \text{ kg/cm}^2$$

- A continuación, luego de superar el esfuerzo de pérdidas de presforzado, en la viga se aplican las cargas de servicio. En esta ocasión, no se debe exceder el siguiente esfuerzo máximo para la fibra extrema en compresión.

$$f_c = 0.45 f'c = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

- Finalmente, sucede lo mismo para el esfuerzo máximo generado por el pretensado y las cargas totales en la fibra extrema en compresión.

$$f_c = 0.6 f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Por otro lado, para el acero se determinó usar el Gr. 250 cuyo esfuerzos admisibles son los siguientes:

$$f_{pu} = 250 \text{ ksi}$$

$$f_{py} = 0.9 f_{pu} = 225 \text{ ksi}$$

e. Fuerza generada por el gato hidráulico:

$$0.74 * f_{pu} = 12\ 950 \text{ kg/cm}^2$$

f. Inmediatamente después de la transferencia del pretensado:

$$0.82 * f_{py} = 12\ 915 \text{ kg/cm}^2$$

Con los esfuerzos admisibles determinados para el concreto y acero se diseñó como ejemplo la viga VPret-B-01 (0.30x0.70), la cual se ubica en los ejes B y C del plano estructural.

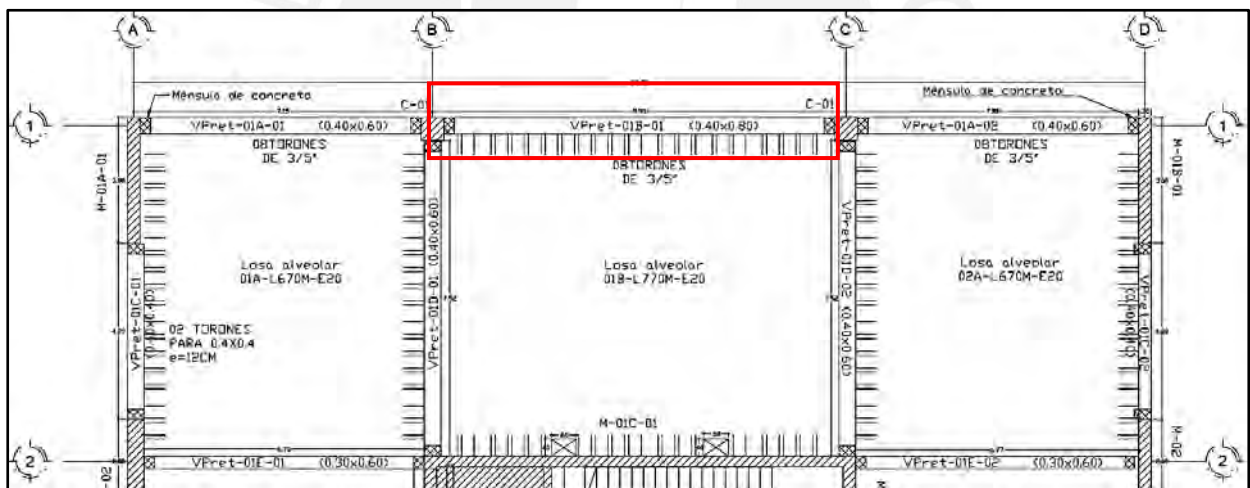


Figura 6.9. Selección de viga a diseñar. (Fuente propia)

- Datos del material:
 - Resistencia inicial del concreto: $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - Resistencia especificada a la compresión del concreto: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - Resistencia del acero de baja relajación: $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$
- Datos de la sección:

$$\text{Área: } A_c = b \cdot h = 2\ 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo de inercia: } I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = 857\ 500 \text{ cm}^4$$

- Análisis de carga: Se usará una viga de 0.30 x 0.70 m predimensionada inicialmente.

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.3 \times 0.7 \times 2400 = 504 \text{ kg/m}$$

$$\text{Losa alveolar} = \frac{7.55}{2} \times 237 = 895 \text{ kg/m}$$

$$\text{Piso terminado (5cm)} = \frac{7.70}{2} \times 120 = 385 \text{ kg/m}$$

$$\text{Capa de compresión (6cm)} = \frac{7.70}{2} \times 2400 \times 0.06 = 554 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga + tab.mov} = \frac{7.70}{2} \times (250 + 100) = 1348 \text{ kg/m}$$

6.2.2 Esfuerzos en el elemento

La viga pretensada se someterá a cargas y esfuerzos de condición inicial y final para determinar su resistencia de diseño. Se consideró que los torones se ubican a $e = 27 \text{ cm}$, medida respecto del centroide de la viga pretensada. De este modo, se calculan los esfuerzos iniciales, intermedios y finales para corroborar que no superan los esfuerzos admisibles de tracción y compresión.

- ETAPA INICIAL:

Se tensan los cables de la viga con una fuerza $P_i = 95 \text{ ton}$, el cual interactúa solamente con el peso propio de la viga. De este modo, para esta etapa se procede a montar la viga sobre la estructura y se obtienen los siguientes esfuerzos.

- Fuerza de pretensado inicial:

$$W_{pp-vigaPret} = 504 \text{ kg/m}$$

$$M_{pp-vigaPret} = \frac{1}{8} (W_{pp} \cdot L^2) = 6175 \text{ kg.m}$$

$$f_{cpti_{SUP}} = \frac{P_i}{A} - \frac{(P_i \cdot e) \cdot C_{sup}}{I} = -59.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cpti_{INF}} = \frac{P_i r}{A} + \frac{(P_i \cdot e) \cdot C_{sup}}{I} = 149.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c1_{SUP}} = \frac{(M_{pp}) \cdot C_{sup}}{I} = 25.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c1_{INF}} = -\frac{(M_{pp}) \cdot C_{sup}}{I} = -25.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{SUP}} = -59.5 + 25.2 = -34.3 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{t_{adm}} = -2\sqrt{f'ci} = -37.40 \text{ kg/cm}^2 ,$$

CUMPLE

$$f_{c_{INF}} = 149.9 - 25.2 = 124.7 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{c_{adm}} = 0.6f'ci = 210 \text{ kg/cm}^2 ,$$

CUMPLE

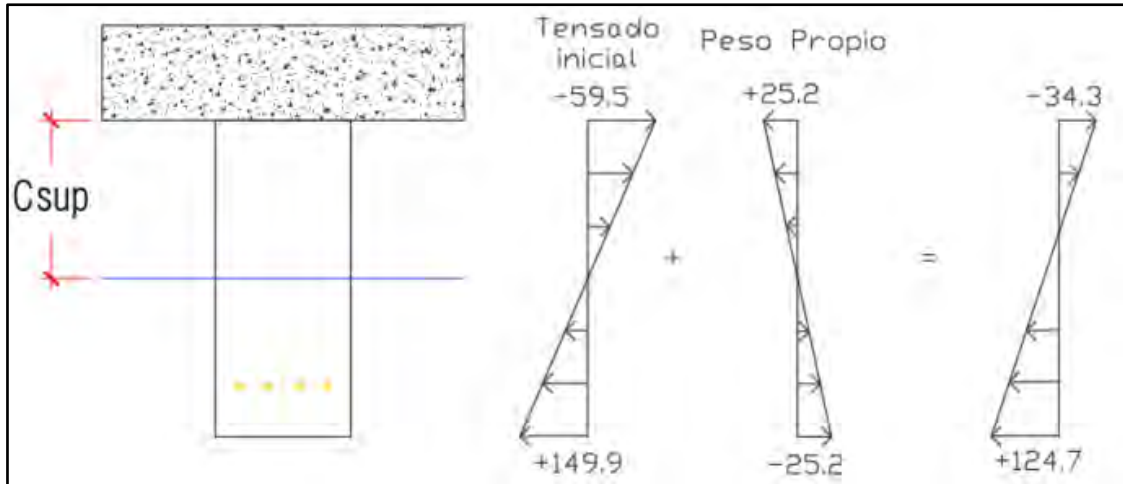


Figura 6.10. Esfuerzos iniciales tensado más peso de la viga (Fuente propia)

- ETAPA INTERMEDIA:

Se colocan las losas sobre la viga, luego se vacía la capa de compresión (no se consideró apuntalamiento). Asimismo, en el proceso se generó una pérdida del 15% de la tensión inicial de pretensado; por lo cual, se obtiene un valor de $Pir=80.75$ ton. De este modo, se calculan los esfuerzos inmediatamente después del vaciado respectivo de la capa de compresión.

$$W_{pp-losa+capa} = 1\,449 \text{ kg/m}$$

$$M_{pp-losa+capa} = \frac{1}{8}(W_{pp} \cdot L^2) = 17\,753 \text{ kg.m}$$

$$f_{cpti_{SUP}} = \frac{Pir}{A} - \frac{(Pir \cdot e) \cdot C_{sup}}{I} = -50.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cpti_{INF}} = \frac{Pir}{A} + \frac{(Pir \cdot e) \cdot C_{sup}}{I} = 127.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{SUP}} = \frac{(M_{pp}) \cdot C_{sup}}{I} = 72.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{INF}} = -\frac{(M_{pp}) \cdot C_{sup}}{I} = -72.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{SUP}} = -50.5 + 25.2 + 72.5 = 47.1 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{c_{adm}} = 0.6f'_{ci} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

$$f_{c_{INF}} = 127.4 - 25.2 - 72.5 = 29.8 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{c_{adm}} = 0.6f'_{ci} = 210 \text{ kg/cm}^2,$$

CUMPLE

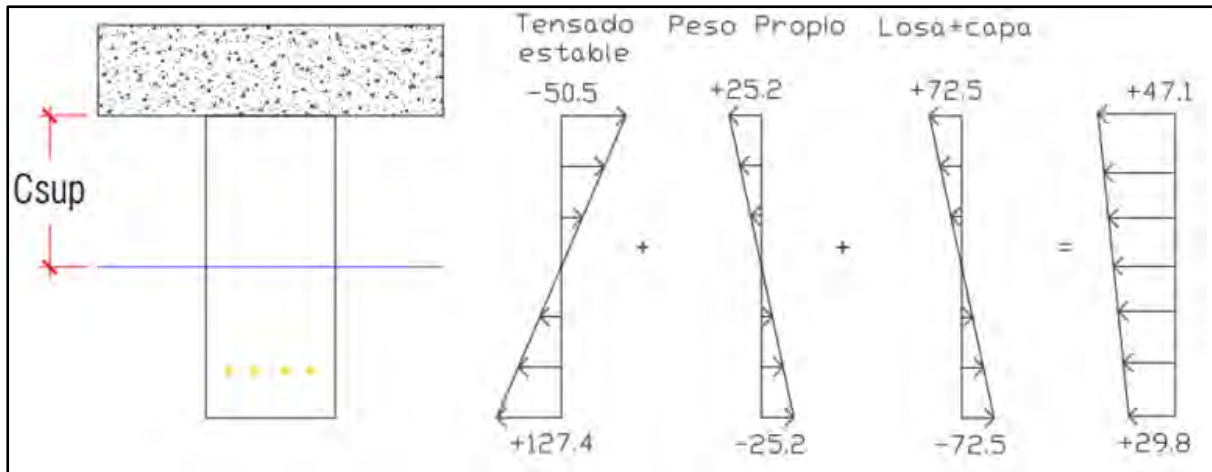


Figura 6.11. Esfuerzos intermedios adicionales losa más capa de compresión (Fuente propia)

- ETAPA DE SERVICIO

En esta fase, los esfuerzos de sobrecarga y piso terminado se dieron sobre la losa, la cual es resistida por la sección compuesta conformada por la viga, losa alveolar y capa de compresión. De este modo, se calculan los nuevos esfuerzos correspondiente a la sección transformada:

$$n = \frac{Ec(\text{viga pretensada})}{Ec(\text{capa compresión})} = \frac{15000\sqrt{350}}{15000\sqrt{210}} = 1.29$$

$$A_g = 70 \times 30 + (21)(7700 \times 1.29) = 14625 \text{ cm}^2$$

$$Y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 17 \text{ cm}$$

$$I_g = \sum I_o + A d y^2 = 2530000 \text{ cm}^4$$

$$e_t = d_p + h_{\text{capa}} - Y = 66 \text{ cm}$$

Las cargas y momentos de la sobrecarga más el piso terminado son los siguientes:

$$W_{S/C} = 1348 \text{ kg/m}$$

$$M_{S/C} = 16509 \text{ kg.m}$$

$$f_{c_{SUP}} = \frac{(M_{S/C}) \cdot Y}{I_g} = 11.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c(\text{sección del ala}) = \frac{(M_{S/C}) \cdot Y}{I_g} = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{INF}} = \frac{(M_{S/C}) \cdot (h_{\text{viga}} + h_{\text{capa}} - Y)}{I_g} = -48.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{PT} = 385 \text{ kg/m}$$

$$M_{PT} = 4\,717 \text{ kg.m}$$

$$f_{c_{SUP}} = \frac{(M_{PT}) \cdot Y}{I_g} = 3.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ (sección del ala)} = \frac{(M_{S/C}) \cdot Y}{I_g} = 0.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{INF}} = \frac{(M_{S/C}) \cdot (h_{viga} + h_{capa} - Y)}{I_g} = -13.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_{SUP}} = 47.1 + 2.6 + 0.7 = 50.4 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{c_{adm}} = 0.6f'_{ci} = 210 \text{ kg/cm}^2 ,$$

CUMPLE

$$f_{c_{INF}} = 29.8 - 48.3 - 13.8 = -32.3 \text{ kg/cm}^2 \leq f_{t_{adm}} = -2\sqrt{f'_{ci}} = -37.40 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

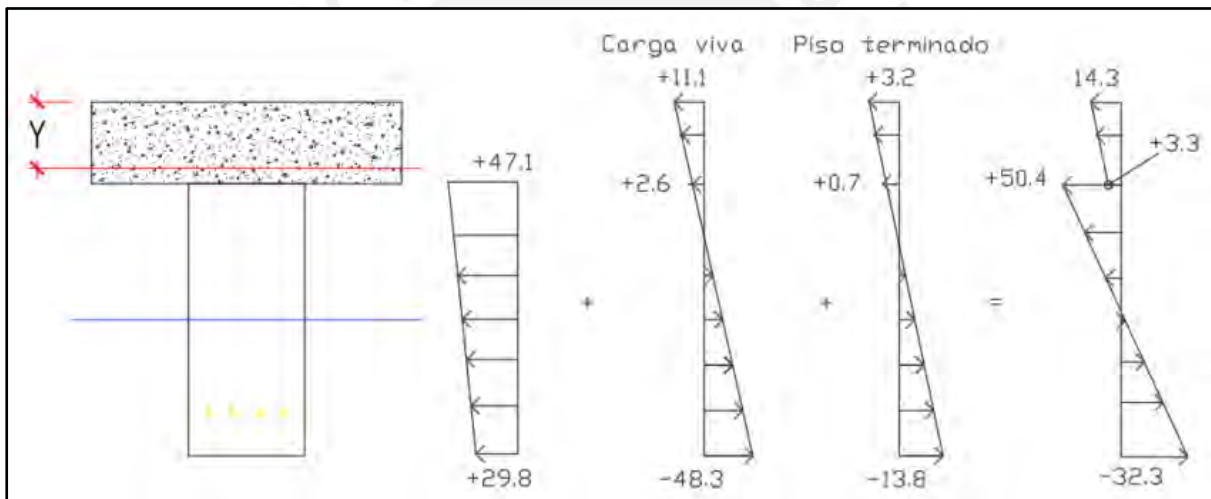


Figura 6.12. Esfuerzos finales adicionales carga viva más piso terminado (Fuente propia)

Como se observan en los gráficos, todos los esfuerzos superiores e inferiores no superan a los admisibles en el estado inicial, intermedio ni en el transitorio. Por ello, las condiciones planteadas para el diseño de la viga son los óptimos.

6.2.3 Cálculo del esfuerzo en el cable de transferencia

Inicialmente se escogieron 06 torones de diámetro 3/5", lo cual brinda un área de acero $A_{ps} = 8.40 \text{ cm}^2$. Asimismo, se asumieron la excentricidad inicial $ect = 27 \text{ cm}$ (altura desde el centroide de la viga hacia la ubicación de los torones), una fuerza de pretensado inicial de 95 ton y una pérdida de 15% respecto de este último.

Asimismo, el acero a usado es Gr-250 y se tienen los siguientes valores: $f_{pu} = 250 \text{ ksi} = 17\,500 \text{ kg/cm}^2$, $f_{py} = 225 \text{ ksi} = 15\,750 \text{ kg/cm}^2$. Se sabe que el esfuerzo a tracción en el acero no debe exceder a $0.82f_{py}$ ni $0.74f_{pu}$ expuestos en los apartados h. e i., E.060 (2018).

$$N_{i_{REAL}} = 80.75 \text{ tonf} \quad (\text{Pérdida del 15\%, según lo recomendable})$$

$$0.74f_{pu} = 0.74 \times 17\,500 = 12\,950 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.84f_{py} = 0.82 \times 15\,750 = 12\,915 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{psi} = \frac{95\,000}{8.40} = 11\,360 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 12\,915 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ CUMPLE}$$

Son óptimos la tensión inicial de los cables ya que no superan los esfuerzos admisibles para el acero de diseño.

6.2.4 Cálculo de deflexiones

Se tienen los siguientes datos para el acero Gr.250:

$$E_i = 15000 * \sqrt{f'_{ci}} = 251\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 15000 * \sqrt{f'_c} = 280\,620 \text{ kg/cm}^2$$

- ETAPA INICIAL:

$$\delta N_i = \frac{5}{48} \cdot P_i \cdot e \cdot \frac{L^2}{E_i \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot 95\,000 \cdot \frac{9.9^2}{251\,000 \cdot 857\,500} = 1.01 \text{ cm}$$

$$\delta w_1 = -\frac{5}{384} \cdot w_1 \cdot \frac{9.9^4}{251\,000 * 857\,500} = -0.69 \text{ cm}$$

$$\delta_{Total} = 1.01 - 0.69 = 0.32 \text{ cm}$$

- ETAPA DE SERVICIO 01 MES:

$$\delta N_i = 1.80 \times 1.01 = 1.81 \text{ cm}$$

$$\delta w_1 = -1.85 \times 1.01 = -1.28 \text{ cm}$$

Se definen las cargas aplicadas luego de la transferencia: Carga muerta w_{aD} y cargaviva w_{aL} .

$$\delta w_{aD} = -\frac{5}{384} \cdot w_{aD} \cdot \frac{L^2}{E_i * I} = -0.84 \text{ cm}$$

$$\delta w_{aL} = -\frac{5}{384} \cdot w_{aL} \cdot \frac{L^2}{E_i * I} = -0.24 \text{ cm}$$

$$\delta T_{Total} = 1.81 - 1.28 - 0.84 - 0.24 = -0.55 \text{ cm}$$

- ETAPA DE SERVICIO 05 AÑOS:

$$\delta Ni = 2.45 \times 1.01 = 2.47 \text{ cm}$$

$$\delta w1 = -2.70 \times 0.69 = -1.87 \text{ cm}$$

$$\delta waD = -3 \times 0.84 = -2.53 \text{ cm}$$

$$\delta waL = -0.24 \text{ cm}$$

$$\delta T_{Total} = 2.47 - 1.87 - 2.53 - 0.24 = -2.17 \text{ cm}$$

Esta deflexión calculada representa el $L/1430 = 0.001$, lo cual es mucho más pequeño que la proporción $L/360=2.75$. Por lo tanto, se concluye que se controla muy bien la deflexión.

6.2.5 Cálculo de resistencia a la flexión (sistema de cables adheridos)

Se tienen los siguientes datos de la viga pretensada: $A_{ps} = 13.94 \text{ cm}^2$, $b=40\text{cm}$, $d_p=64\text{cm}$, $f_{pu}=17\ 500 \text{ kg/cm}^2$. Asimismo, se asumen aceros longitudinales para la viga de 1/2" de diámetro.

$$Pp = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{8.36}{30 \times 62} = 0.004497$$

$$p = \frac{2 \times 2.5}{30 \times 65} = 0.001299$$

$$\left(Pp \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (p - p') \right) = 0.241 \geq 0.17, \text{ Cumple Norma E. 060, inciso 18.7.2}$$

$$\text{Como } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.9; \text{ entonces } Y_p = 0.28 \text{ y } B1=0.8$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{Y_p}{B1} \left(Pp \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (p - p') \right) \right) = 15\ 390 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular la ubicación del centro de compresiones ("Y_{cc}" medido desde el borde superior), se calculará la resultante de compresiones en función de "a".

$$C_c = (0.85 f'_c)(a \cdot b) = 8.93 a$$

$$T_{ps} = f_{ps} \cdot A_{ps} = 15\ 390 \times 8.36 = 128.7 \text{ ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s = 4\ 200 \times 2.50 = 10.6 \text{ ton}$$

$$C_c - T_{ps} - T_s = 0 \rightarrow a = 16 \text{ cm}$$

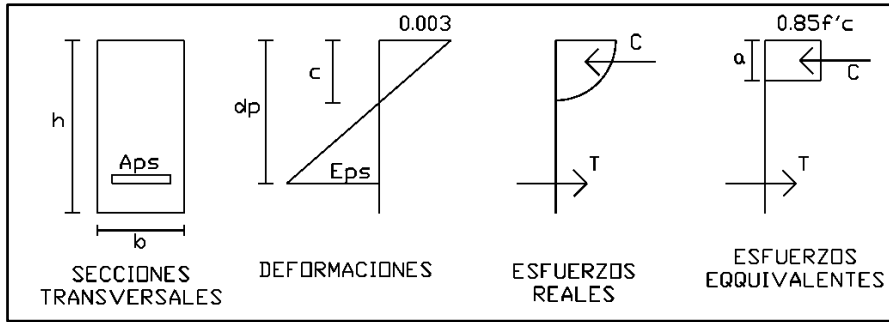


Figura 6.13. Apuntes del curso de Concreto Pretensado (Apuntes Morán, 2021)

$$c = \frac{a}{B1} = 20 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{80 - 28}{28} \right) = 0.008 > 0.003 \rightarrow \text{Cumple}$$

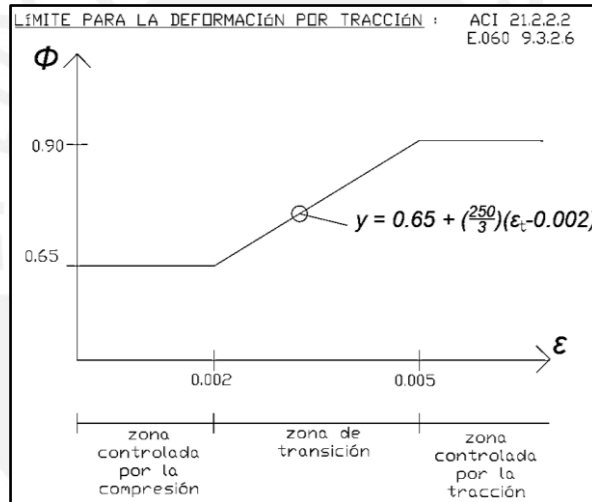


Figura 6.14. Apuntes del curso de Concreto Pretensado (Apuntes Morán, 2021)

$$\phi = 0.90$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi [Tps(dps - ycc) + Ts(d - ycc)] = 0.90 \left[128.7 \left(62 - \frac{16}{2} \right) + 10.6 \left(65 - \frac{16}{2} \right) \right] \\ &= 75.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

Verificación por capacidad del refuerzo según la norma ACI 9.2.1 y E.060 18.8.3

$$\frac{Mu}{Mcr} \geq 1.2$$

Se sabe que para determinar el Mcr se aplican las siguientes fórmulas

$$Fe = Pi \text{ real} = 80 \text{ 750 ton}$$

$$f_{cr} = 7.5\sqrt{f'c} = 37.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = f_{cr} \cdot \frac{I}{C_{inf}} + \frac{P}{A} \cdot \frac{I}{C_{inf}} + P \cdot e = 40.3 \text{ ton}$$

$$\emptyset M_n = 68.26 \geq 1.2M_{cr} = 48.4, \quad \text{CUMPLE}$$

$$M_u = 68.26 \text{ ton.m}$$

6.2.6 Cálculo de resistencia a cortante (método rápido)

$$0.16 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \leq V_c \leq 1.34 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$5.57 \text{ ton} \leq V_c \leq 46.63 \text{ ton}$$

$$V_c = (0.16\sqrt{f'c} + 48.9) \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \cdot bw \cdot d = 96.52 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces } V_c = 46.63 \text{ ton}$$

Mínimo (Flexo corte, Tracción diagonal)

$$V_c = \min(V_{ci}; V_{cw}) = 46.6 \text{ ton}$$

$$S_{max} = A_v \frac{f_y}{0.2\sqrt{f'c} \cdot bw} \leq A_v \frac{f_y}{3.5bw}$$

$$S_{max} = 26.6 \text{ cm} \leq 28.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d \frac{80}{f_{pu} \cdot A_{ps}} \sqrt{\frac{bw}{d}} = 70.3 \text{ cm}$$

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 73.1 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 18.5 \text{ tonf}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset(V_c + V_s) = 55.35 \text{ tonf}$$

$$V_u = 30.4 \text{ tonf}$$

$$\emptyset V_n > V_u \rightarrow \text{Cumple}$$

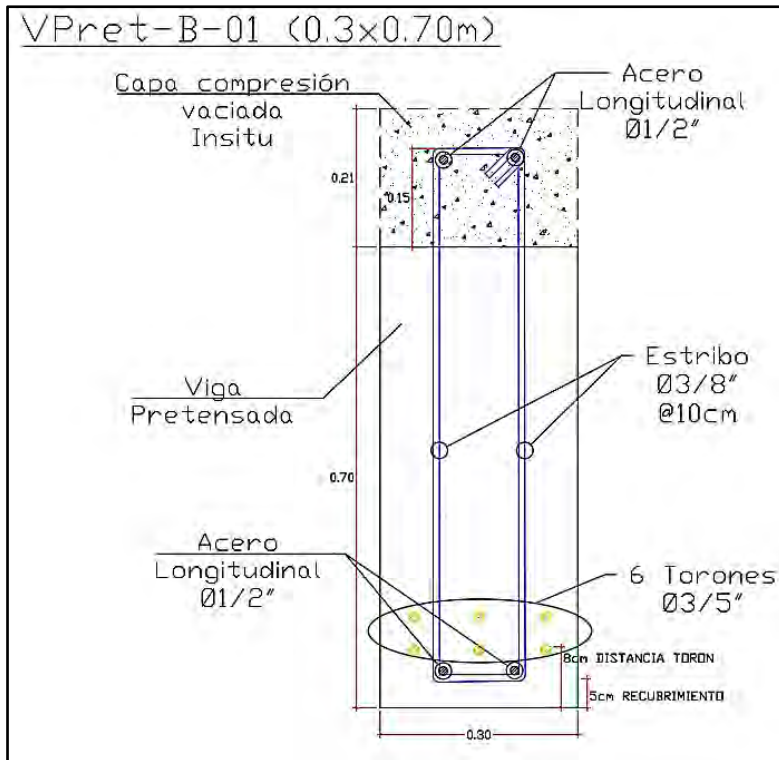


Figura 6.15. Detalle de la sección de viga 0.30x0.70 para 9.9m de luz (Fuente propia)

- Diseño de conexión: Ménsula y pin.

Para construcciones prefabricadas lo usual es apoyar las vigas sobre ménsulas que soportarán las cargas puntuales actuantes en las caras de las columnas. Estas se diseñan para la reacción vertical V_u y las fuerzas horizontales N_{uc} generadas por cambios de temperatura, flujo plástico y retracción de fraguado restringida. Para el análisis del nudo se tuvieron los siguientes datos: $D = 10.90$ tn, $L = 11.40$ tn, $b_w = 40$ cm, $h = 60$ cm, $a_v = 15$ cm, $r_1 = 3.5$ cm, $f'_c = 210$ kg/cm², $F_y = 4200$ kg/cm², $\phi = 0.75$ (esf. Cortante) y $\mu = 0.14$ (est. Monolítica).

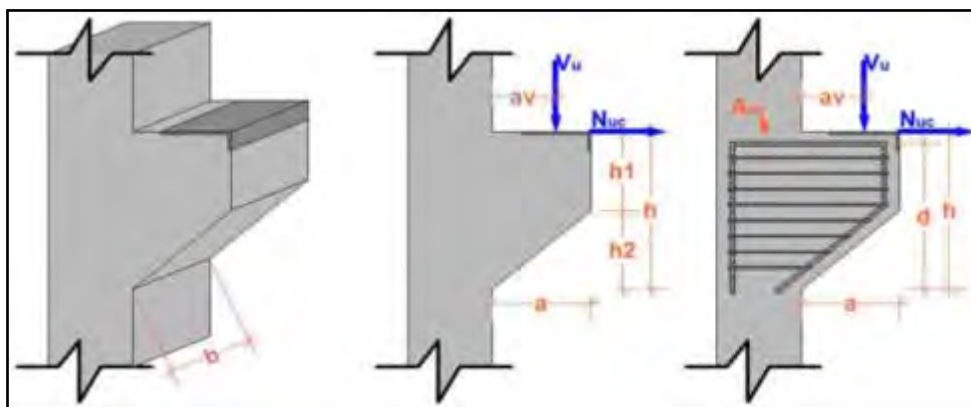


Figura 6.16. Fuerzas actuantes sobre la ménsula (Fuente propia)

La altura útil es $d = h - r1 = 36.50 \text{ cm}$, lo cual permite que $h1 \geq 0.5 * d = 23.70 \text{ cm}$. Por otro lado, se calculan las cargas de diseño $Vu = 1.2 * D + 1.6 * L = 31.32 \text{ tn}$ y se obtiene la carga última $Nuc = 20\% * Vu = 6.26 \text{ tn}$ Art 16.5.3.5.

Para la verificación de ménsula corta se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\frac{av}{d} = 0.41 < 1$$

- Verificación de Vu

$$Vu \leq \begin{cases} 0.2 * \emptyset f'c * bw * d = 45.99 \text{ tn} \\ (34 + 0.08 * f'c) * \emptyset * bw * d = 55.63 \text{ tn} \\ 110 * \emptyset * bw * d = 120.45 \text{ tn} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Cumple, no se exceden los} \\ \text{valores Art. 16.5.2.4} \end{array}$$

- Diseño a corte por fricción

$$Vu = (\emptyset * Avf * fy) * \mu$$

$$Avf = \frac{Vu}{\emptyset * fy * \mu} = 7.1 \text{ cm}^2$$

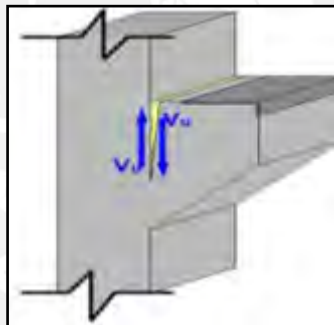


Figura 6.17. Fuerzas cortantes sobre la ménsula (Fuente propia)

- Diseño por flexión

$$Mu = Vu . av + Nuc(h - d) = 4.92 \text{ tn} \quad \text{Art. 16.5.3.1}$$

$$\mu u = \frac{Mu}{\emptyset . bw . d^2 . f'c} = 0.05859$$

$$ws1 = 0.85(1 - \sqrt{1 - 2\mu \cdot \frac{u}{0.85}}) = 0.06076$$

$$Af = ws1 * \frac{b . d . f'c}{fy} = 4.44 \text{ cm}^2$$

- Diseño para resistir Nuc (Tracción)

$$\emptyset \cdot An \cdot fy \geq Nuc$$

$$An = \frac{Nuc}{\emptyset \cdot fy} = 1.99 \text{ cm}^2 \text{ -- (Art. 16.5.4.3)}$$

Se tienen los resultados finales para la armadura principal de tracción según el Art. 16.5.5.1.

$$Asc \leq \left\{ \begin{array}{l} Af + An = 6.42 \text{ cm}^2 \\ \frac{2}{3} Avf + An = 6.72 \text{ cm}^2 \\ 0.04 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \cdot bw \cdot d = 2.90 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$Asc = 6.72 \text{ cm}^2$ necesaria
 $Asc \leq 7.92 \text{ cm}^2$ REAL 6 \emptyset 1/2

$rg = 2.5 \text{ cm}$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot rg - 2d \cdot b \cdot h - nbsc \cdot dbsc}{nbsc - 1} = 5.2 \text{ cm}$$

Para la armadura mínima se cumple lo siguiente:

$$\frac{Asc}{bw \cdot d} \geq 0.04 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \quad 0.0053 \geq 0.0020, \text{ Cumple}$$

- Detalle de armado

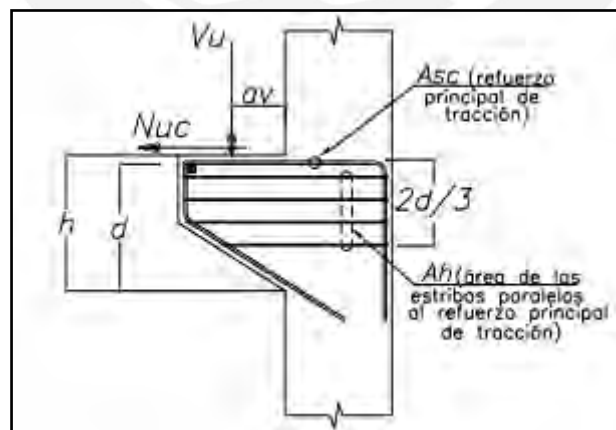


Figura 6.18. Longitud de apoyo de un elemento prefabricado (Fuente propia)

De este modo, se concluye con el diseño de la viga pretensada 01 (0.4x0.80 m) con su respectivo apoyo simple.

- Diseño de Pin

$$A_{pin} = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = 1.99 \text{ cm}^2 - \text{Usar } 1\emptyset 3/4''$$

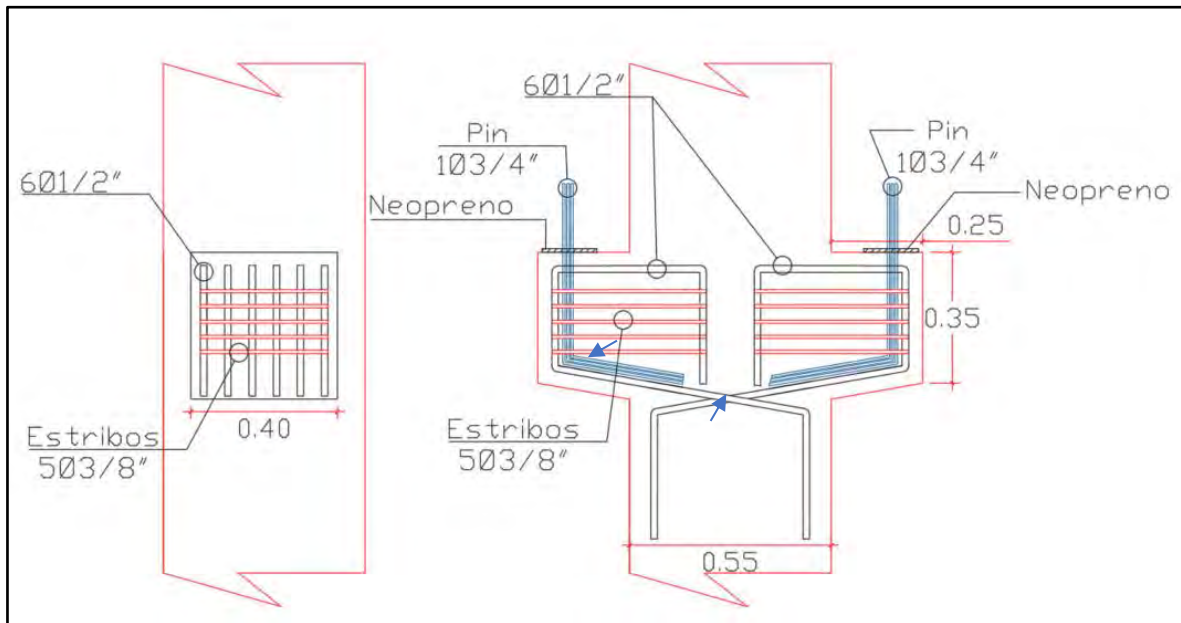


Figura 6.19. Referencia de la conexión viga columna mediante el braquete (Fuente propia)

6.3 Diseño de viga de concreto armado

Este elemento horizontal soporta cargas para transmitir las a las columnas y estas a la cimentación. Se usaron vigas de concreto armado para complementar a la losa maciza, de este modo, ambos generan rigidez y simulan monolitismo en el núcleo de placas tipo C. Asimismo, contribuyen con ductilidad frente a las solicitaciones sísmicas. Su diseño se realizó de la siguiente manera:

6.3.1 Metrado de cargas

Se inició con la determinación de cargas para el metrado. En este caso se realizó para la Viga-B-01 de dimensiones 0.30x0.60 m.

Tabla 6.7. Metrado de cargas para la viga (Fuente propia)

Elemento	W (ton/m)	M (ton.m)
Peso propio	0.432	5.08
Losa maciza	0.72	8.47
Piso terminado	0.18	2.12
Carga viva oficinas	0.84	9.88

Con estos datos se calcularon la carga uniforme, momento y cortante últimos, los cuales son respectivamente: CU=3.29 ton/m, MU=38.73 ton.m y VU=15.97 ton. Asimismo, las cargas sísmicas son mínimas por lo que no fueron considerados.

6.3.2 Diseño por flexión

Las vigas soportan las cargas calculadas anteriormente sin fallar por flexión ni deformarse excesivamente. Por lo tanto, su diseño debe asegurar que la falla sea dúctil y que presenten un comportamiento óptimo ante las fuerzas externas. De este modo, para asegurar lo anterior se realizaron los diagramas de momento 30 flector y se calculan los momentos últimos.

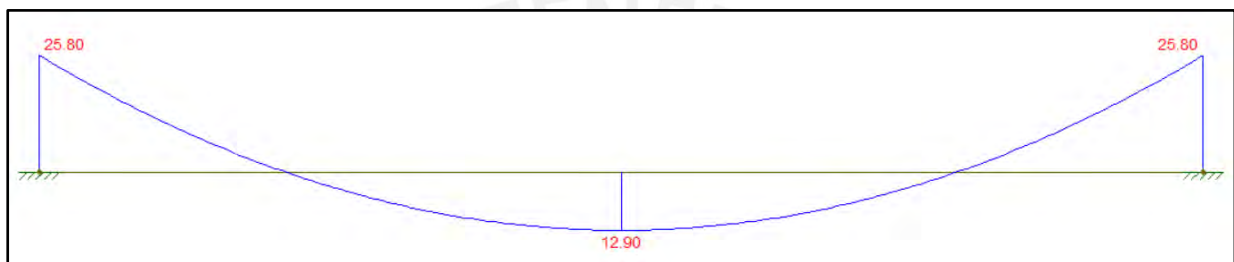


Figura 6.20. Diagrama de momentos para cargas últimas de la viga (Fuente propia)

Tabla 6.8. Diseño a flexión de la viga B-01 primer nivel (Fuente propia)

Mu (tn-m)	d efec. (cm)	As min. (cm ²)	Asb (cm ²)	As máx. (cm ²)	As req. (cm ²)	5/8"	3/4"	As inst. (cm ²)	Acero instalado
+ 25.80	54	6.13	16.15	17.76	7.92	6	2	15.83	6Ø5/8" + 2Ø3/4" corrido
-12.90	54	6.13	16.15	17.76	7.92	6	2	15.83	6Ø5/8" + 2Ø3/4" corrido
+ 25.80	54	6.13	16.15	17.76	7.92	6	2	15.83	6Ø5/8" + 2Ø3/4" corrido

6.3.3 Verificación por cortante y capacidad

Este se realizó para garantizar que la viga resista las fuerzas aplicadas sin fallar o sufrir deformaciones, para ello se usaron las cargas últimas de la envolvente obtenidas previamente. De esta forma, se calcula la resistencia al cortante del concreto para obtener el refuerzo transversal necesario de la viga:

$$V_c = 0.53\phi\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

La siguiente ecuación básica para el diseño por cortante es la siguiente:

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

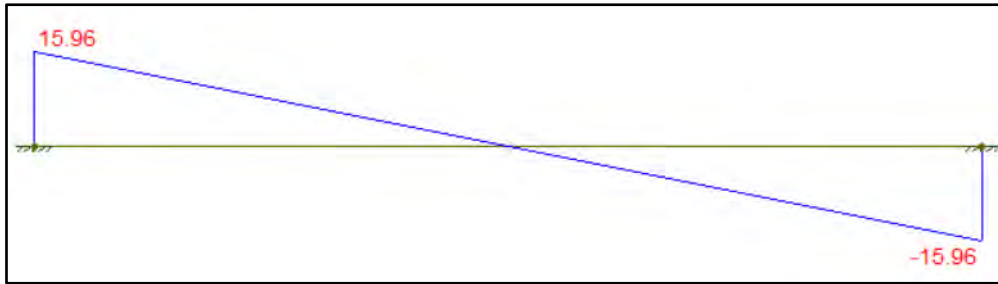


Figura 6.21. Diagrama de fuerzas cortantes de la viga para cargas últimas (Fuente propia)

El criterio para determinar la separación de estribos se rige por las siguientes condiciones representadas por las siguientes fórmulas:

$$\phi V_s = \frac{\phi(A_v \cdot f_y \cdot d)}{S}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \times \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d, \text{ entonces } S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

$$\text{Si } V_s > 1.10 \times \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d, \text{ entonces } S_{\text{máx}} = \frac{d}{4}$$

Finalmente, con los cálculos se obtiene que las barras de acero 3/8", para el estribado de la viga B-01, se satisfacen las cargas por corte. Este se distribuirá longitudinalmente como se detalla en el siguiente detalle de armado de viga

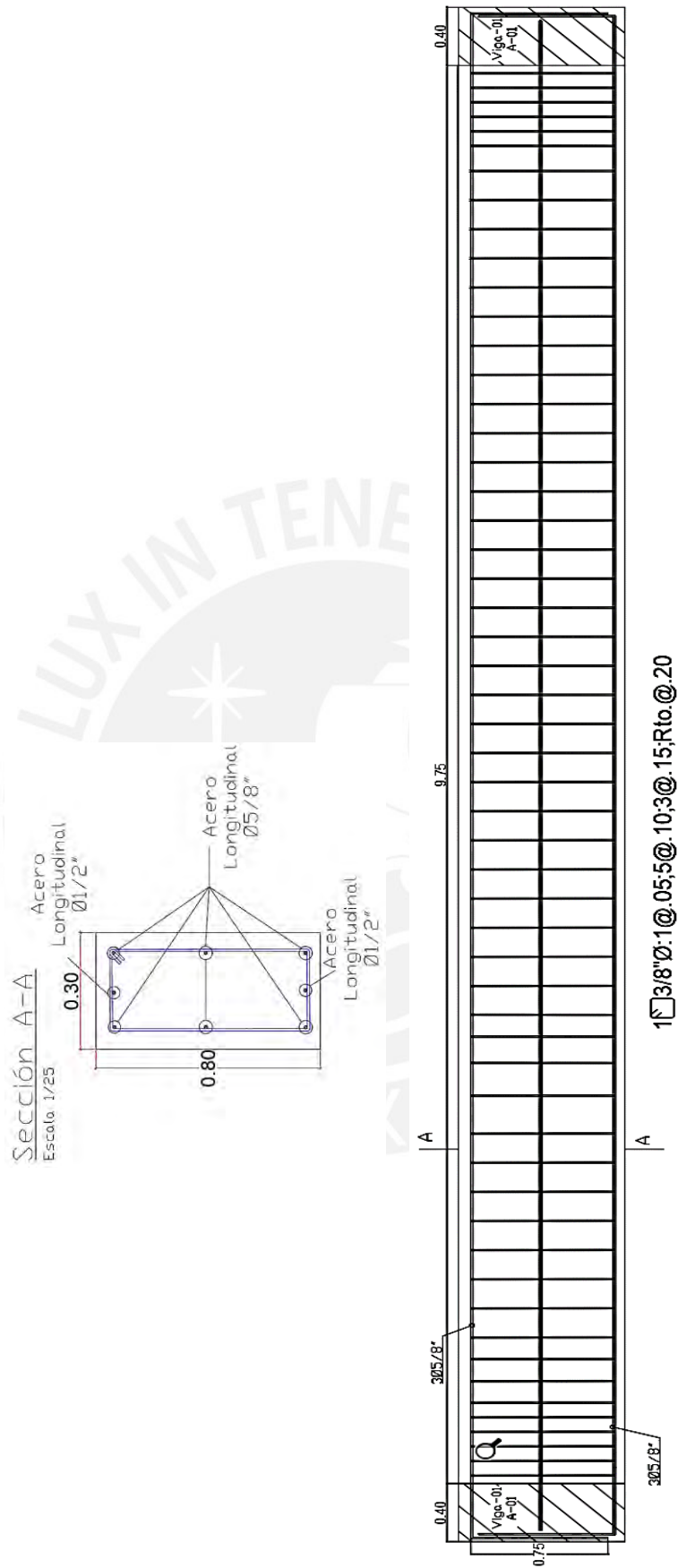


Figura 6.22. Armado y secciones de la viga B-01

6.4 Diseño de columnas

Se determinó que el edificio cuenta con un sistema de muros estructurales, lo cual indica que las columnas soportarán cargas gravitacionales principalmente. Asimismo, la estructura al ser simétrica tiene cuatro columnas que presentan cargas similares, por lo que se selecciona la que soporta mayor carga. Como ejemplo, se diseñó por flexo compresión y cortante la columna C-1 cuyas dimensiones son 0.55 x 0.55 m.

6.4.1 Diseño por flexo-compresión

El objetivo principal de este elemento vertical es soportar las fuerzas axiales provenientes de todos los niveles del edificio y resistir la flexión que se genera. Por ello, se usó el programa SAP2000 para generar el diagrama de interacción por flexo-compresión y evaluar el comportamiento de la sección con la cuantía mínima (establecida por el RNE E.060). De este modo, la columna cuenta con acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, cuantía mínima del 1% y máxima del 6%:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad , \text{ donde } \quad \rho \geq 1\% \text{ y } \rho \leq 6\%$$

Siendo el área total del acero A_{st} y área bruta de la sección A_g . Asimismo, para cada dirección analizada se realizaron los diagramas de interacción, con la finalidad de verificar que ninguna combinación de cargas exceda la curva de resistencia de la columna.

○ REFORZAMIENTO DE ACERO EN LA COLUMNA

Se cuenta con un área total de 3025 cm^2 de columna, así que para cada cuantía se tiene lo siguiente:

$$A_s = 1\% \text{ Área de columna} = 30.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\% \text{ Área de la columna} = 181.5 \text{ cm}^2$$

○ COMBINACIONES DE CARGA

Para asegurar la estructura bajo diversas combinaciones de carga, se obtienen los principales valores del modelado. De este forma, se verifica que ninguna combinación supere lo establecido por el diagrama de interacción.

Tabla 6.9. Resumen de cargas aplicadas (Fuente propia)

COMBO	P	VX	VY	MX	MY
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	178.49	0.02	0.07	0.00	-0.03
CV	86.70	0.00	0.00	0.00	-0.08
CSX	0.00	0.36	0.03	0.06	0.22
CSY	0.00	0.04	0.26	0.03	2.77

Tabla 6.10. Valores generados por las combinaciones de cargas. (Fuente propia)

Columna	COMBO	P tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Columna C-1 (0.55x0.55)	R: 1.4CM+1.7CV	191.91	-0.28	0.07	0.09	-0.46
	R: 0.9CM+CSX	335.53	0.87	0.12	0.30	3.02
	R: 0.9CM-CSX	349.96	-1.82	0.04	-0.15	-4.58
	R: 0.9CM+CSY	165.50	1.09	0.10	0.31	3.38
	R: 0.9CM-CSY	179.93	-1.60	0.02	-0.14	-4.22
	R: 1.25(CM+CV)+CSX	82.29	-0.10	0.00	-0.03	-0.16
	R: 1.25(CM+CV)-CSX	408.56	-0.56	0.09	0.08	-0.92
	R: 1.25(CM+CV)+CSY	335.53	0.87	0.12	0.30	3.02
R: 1.25(CM+CV)-CSY	349.96	-1.82	0.04	-0.15	-4.58	

Con los resultados obtenidos se realiza el diagrama de interacción en las direcciones X e Y de la columna. De este modo, la primera iteración se realizó con 16 varillas de 1" y se obtuvo una cuantía de acero de 2.7%. A continuación, se realiza la distribución de aceros para la columna y se muestran los gráficos del diagrama:

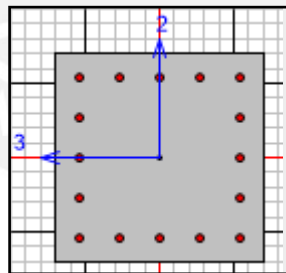


Figura 6.23. Sección transversal de la columna modelada (Fuente propia)

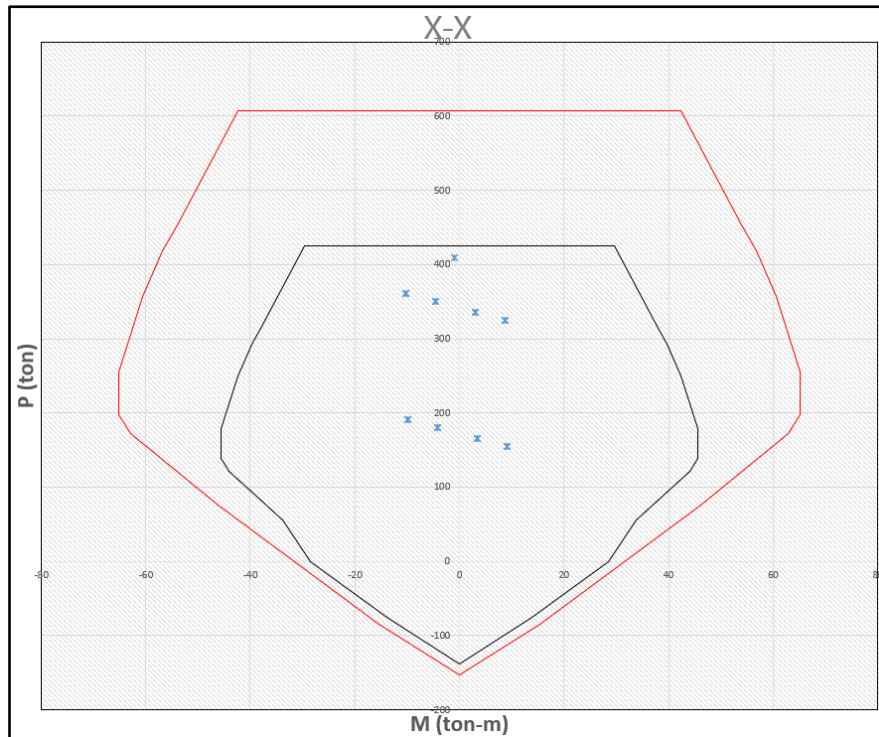


Figura 6.24. Diagrama de interacción en dirección XX - sismo XX. (Fuente propia)

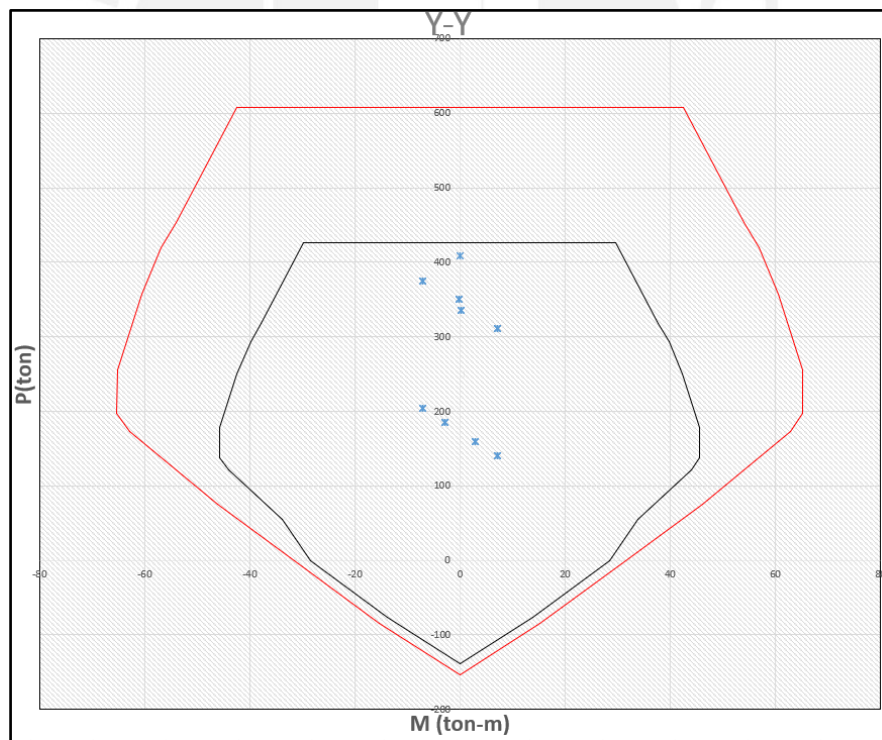


Figura 6.25. Diagrama de interacción en dirección YY - sismo YY (Fuente propia)

Finalmente, se observa que para la columna propuesta (16 Ø 1" con cuantía de 2.7%) ninguna combinación de carga supera la cuantía mínima en ambas direcciones. En consecuencia, esta fue elegida como la opción más óptima de diseño.

6.4.2 Diseño por cortante

La carga axial, en ocasiones, satisface la resistencia de corte para la columna. Para ello, se utilizan estribos con el menor diámetro para cumplir el acero mínimo establecido por la Norma. Sin embargo, se debió realizar el cálculo para para corroborar lo anterior. En esta ocasión, se tienen las expresiones de carga axial N_u y área bruta de la sección transversal para obtener la resistencia al corte del concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \left(1 + \frac{408.56}{140(55 \times 55)} \right) 55 \times 49 = 16.98 \text{ tonf}$$

Adicionalmente, del modelado se obtuvieron las fuerzas generadas por los sismos en las direcciones determinadas. Con ello, se realizan las combinaciones de carga necesarios para asegurar la estructura y se obtiene lo siguiente:

Tabla 6.11. Fuerzas cortantes según su combinación para Sismos XX e YY (Fuente propia)

		Pu	VX	VY	ΦV_{cX}	ΦV_{cY}
		tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
SISMOXX	R:1.4CM+1.7CV	408.56	-0.56	0.09	16.98	16.98
	R:0.9CM + CSXX	165.50	1.09	0.10	6.88	6.88
	R:0.9CM - CSXX	179.93	-1.60	0.02	7.48	7.48
	R:1.25(CM+CV)+CSXX	335.53	0.08	-0.36	13.95	13.95
	R:1.25(CM+CV)-CSXX	349.96	-0.59	0.24	14.55	14.55
SISMOYY	R:1.4CM+1.7CV	408.56	-0.56	0.09	16.98	16.98
	R:0.9CM + CSYY	159.91	0.08	0.36	6.65	6.65
	R:0.9CM -CSYY	185.52	-0.59	-0.24	7.71	7.71
	R:1.25(CM+CV)+CSYY	335.53	0.87	0.12	13.95	13.95
	R:1.25(CM+CV)-CSYY	349.96	-1.82	0.04	14.55	14.55

o Diseño por capacidad

Este diseño permite que las columnas tengan resistencia superior a la de otros elementos para disipar la energía de manera controlada. En este sentido, del diagrama de interacción, se obtuvo el momento nominal máximo de 156 ton.m correspondiente a la combinación 1.25 (CM+CV) + 2.5CSY.

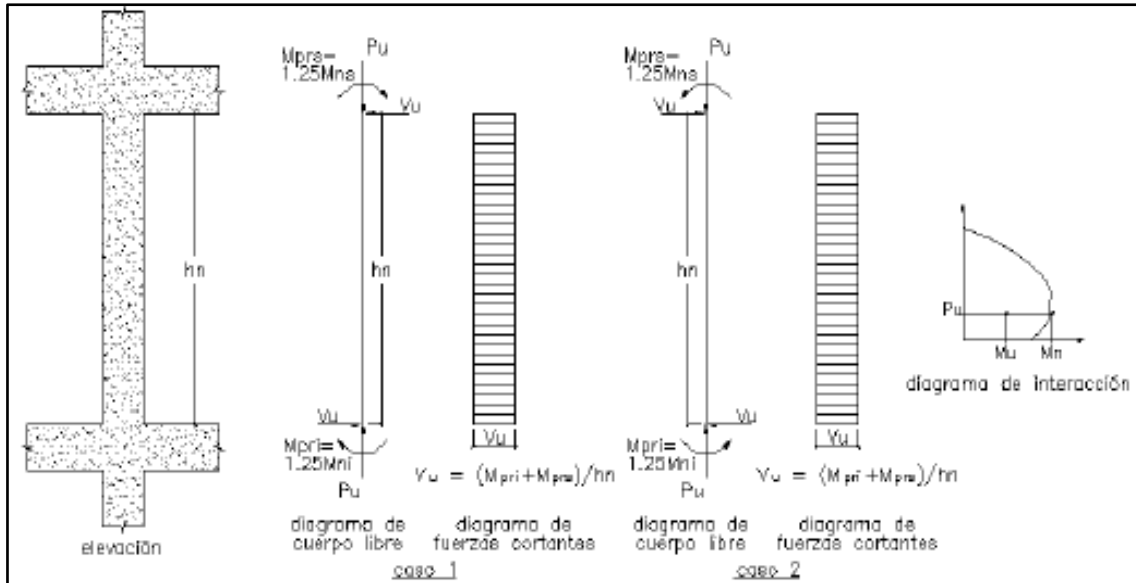


Figura 6.26. Fuerza cortante de diseño de columnas (E.050, 2018)

a. Se sabe que la cortante de diseño, será la mayor de los parámetros:

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{h_p}$$

Se tiene momentos de 65 ton-m.

$$V_u = \frac{65 + 65}{4.4} = 29.55 \text{ tonf}$$

b. Se verifica el cortante máximo sobre la columna amplificado por 2.5.

Tabla 6.12. Combinaciones de carga para sismo sin amplificar y amplificados x2.5 (Fuente propia)

	SISMOS SIN AMPLIFICAR			SISMOS AMPLIFICADOS 2.5	
	Pu tonf	VX tonf	VY tonf	VX tonf	VY tonf
R:1.4CM+1.7CV	408.56	-0.56	0.09	-0.56	0.09
R:0.9CM + CSXX	165.5	1.09	0.10	0.25	-0.03
R:0.9CM - CSXX	179.93	-1.6	0.02	-0.27	-0.08
R:1.25(CM+CV)+CSXX	335.53	0.08	-0.36	2.89	0.17
R:1.25(CM+CV)-CSXX	349.96	-0.59	0.24	-3.84	-0.01
R:0.9CM + CSYY	159.91	0.08	0.36	0.04	0.19
R:0.9CM -CSYY	185.52	-0.59	-0.24	-0.07	-0.30
R:1.25(CM+CV)+CSYY	335.53	0.87	0.12	0.36	0.84
R:1.25(CM+CV)-CSYY	349.96	-1.82	0.04	-1.31	-0.68

La Norma E.060 cap. 21.4.3, indica que la fuerza cortante no debe superar el mínimo valor obtenidos de los incisos (a) y (b). En este sentido, se calcula este con la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) b_w \cdot d = 18.32 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_c = 15.58 \text{ tonf}$$

Se observa que $\Phi V_c > V_u$, ya que el valor de (b) es inferior a la contribución de cortante del concreto. Por lo tanto, se colocarán estribos mínimos y la longitud de confinamiento mínima, conforme al RNE E.060, inciso 21.4.5.3. Este establece que el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no debe exceder siguientes condiciones: 8 veces el diámetro de barra del acero longitudinal menor, $8 \times 2.54 = 20.3$ cm; la mitad de sección transversal del elemento con mayor dimensión es $55/2 = 27.5$ cm; ni 10cm. Por ello, para esta zona de confinamiento el espaciamiento fue de 10 cm.

Por otro lado, la longitud de confinamiento se rige por el mayor de los siguientes valores: sexta parte de altura libre 85 cm; mayor dimensión de sección transversal 55 cm; 50 cm. De esta forma la longitud de confinamiento es 85 cm.

Asimismo, externo a la zona de confinamiento el espaciamiento será el menor de las siguientes condiciones: $16 d_b = 25.4$ cm; mínimo valor de longitud de la columna 55 cm; ni 30 cm. Así, se determinó que el espaciamiento de estribos externo a la zona de confinamiento es 30 cm.

Finalmente, con lo obtenido se realiza la distribución longitudinal y transversal para la columna representado por la siguiente imagen:


CUADRO DE COLUMNA		
TIPO		C-1
DIMENSION		 <p>Confinamiento en ambos extremos</p>
PISO 1-2	ACERO	16 Ø1"
PISO 3-4		4 Ø1" + 12 Ø3/4"
PISO 5-6		4 Ø3/4" + 12 Ø5/8"
PISO 6-7		16 Ø5/8"
ESTRIBOS		2 Ø 3/8" 1 @5cm, 9 @10cm Rto @25cm

Figura 6.27. Detalle de columna C-1 diseñada (Fuente propia)

6.5 Diseño de placas

El sistema conformado por muros estructurales indica que los principales elementos encargados de resistir las cargas sísmicas son las placas. Como ejemplo, se realizaron los diseños para las placas 02 (2.00x0.30 m) y la placa 03 tipo C, ya que estas son las más representativas.

6.5.1 Placa 02

La edificación se estructuró con cuatro de estos elementos para cubrir las cortantes en la dirección Y. Además, estas cuentan con las siguientes dimensiones y materiales presentes en la tabla siguiente:

Tabla 6.13. Características de la Placa 02 (Fuente propia)

Longitud de muro (L)	2.0 m
Ancho de muro (e)	0.3 m
F'c	210 kg/cm ²
Fy	4 200 kg/cm ²

- Verificación del espesor

La normativa indica que el espesor debe ser mayor 1/25 veces la altura de placa en el primer piso. Es decir, el espesor iniciará con 20 cm.

$$e > \frac{1}{25} \times 5 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

- Cargas

Se generaron las solicitaciones de carga con modelado del SAP2000 y se resumieron en la siguiente tabla:

Tabla 6.14.3 Cargas aplicadas a la placa (Fuente propia)

COMBO	P	VX	VY	MX	MY
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Carga Muerta	183.63	0.00	0.16	0.00	16.03
Carga Viva	75.74	0.00	0.00	0.00	7.23
Carga sismo X	5.25	0.51	2.15	2.44	15.77
Carga sismo Y	5.36	0.02	9.53	0.15	94.39

Es relevante mencionar que los muros estructurales resisten más del 30% de fuerza cortante en ambas direcciones. Asimismo, se realizan las combinaciones de cargas para corroborar que sean inferiores a los valores del diagrama de interacción.

Tabla 6.15.4 Combinación de cargas (Fuente propia)

PLACA	COMBINACION	P	VX	VY	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PL2	R: 1.4CM+1.7CV	385.84	0.00	0.21	0.00	34.74
PL2	R: 0.9CM+CSX	170.52	0.51	2.29	2.44	30.20
PL2	R: 0.9CM-CSX	160.01	-0.51	-2.01	-2.44	-1.34
PL2	R: 0.9CM+CSY	170.63	0.02	9.67	0.15	108.82
PL2	R: 0.9CM-CSY	159.91	-0.02	-9.39	-0.15	-79.97
PL2	R: 1.25(CM+CV)+CSX	329.47	0.51	2.34	2.44	44.85
PL2	R: 1.25(CM+CV)+CSY	329.47	0.51	2.34	2.44	44.85

En resumen, se observa que en la combinación 0.9CM + CSY se obtiene el mayor valor posible generado por el sismo $V_u = 9.70$ tonf. Este valor fue necesario para continuar con el diseño de placa.

a. Diseño por fuerza cortante

La Norma E.060 cap. 11.10.3 exige que se comparen la fuerza cortante última y el aporte del concreto, lo cual permite saber si es necesario el refuerzo por doble malla de acero.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot t \cdot d, \quad \text{cuando} \quad \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'c$$

$$V_c = 0, \quad \text{cuando} \quad \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f'c$$

Asimismo, se establecen límites para las resistencias de corte del concreto V_c y la nominal V_n con las siguientes expresiones:

$$V_c = \alpha c \sqrt{f'c} \cdot t \cdot d \quad \text{Donde, } \alpha c = 0.8; \text{ Si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \text{ y } \alpha c = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2$$

$$V_n = 2.6\sqrt{f'c} \cdot t \cdot d$$

La cuantía horizontal y vertical se rigen por las siguientes condiciones:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d}; \quad \rho_{hmin} = 0.002$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H}{L}\right)(\rho_h - 0.0025); \quad \rho_{vmin} = 0.0015$$

Se calcula el aporte del concreto con lo obtenido:

Tabla 6.16.5 Datos de la columna para diseño por corte (Fuente propia)

V_u	9.70	tonf
V_c	41.47	tonf
Ah	0.71	cm ²
N° malla	2	-
ϕV_n max	172.94	tonf
V_s	47.71	tonf

Tabla 6.17.6 Datos de la cuantía vertical (Fuente propia)

-	ρ horizontal	ρ vertical
Colocada	0.0021	0.0029
Mínima	0.0020	0.0015

Para satisfacer la demanda de cuantías mínimas, se instalaron refuerzos de acero horizontales $2\text{Ø}3/8'' @ 22.5 \text{ cm}$ equivalente a 0.0021 de cuantía y para verticales de $1/2'' @ 25 \text{ cm}$ con 0.0029.

b. Diseño por flexión – Diagrama de interacción

La Placa 02 se diseñó con un espesor $t = 0.30 \text{ m}$, altura $H = 33 \text{ m}$ y una longitud $L = 2 \text{ m}$. Para ello, se realizaron nueve combinaciones de carga en el modelado del edificio. En consecuencia, se obtuvo que los refuerzos de acero serán de $8 \text{ Ø}1''$ para los núcleos de 60 cm de longitud. A continuación, para este refuerzo se obtuvo el siguiente diagrama de interacción para el momento M_y (dirección de interés para la placa).

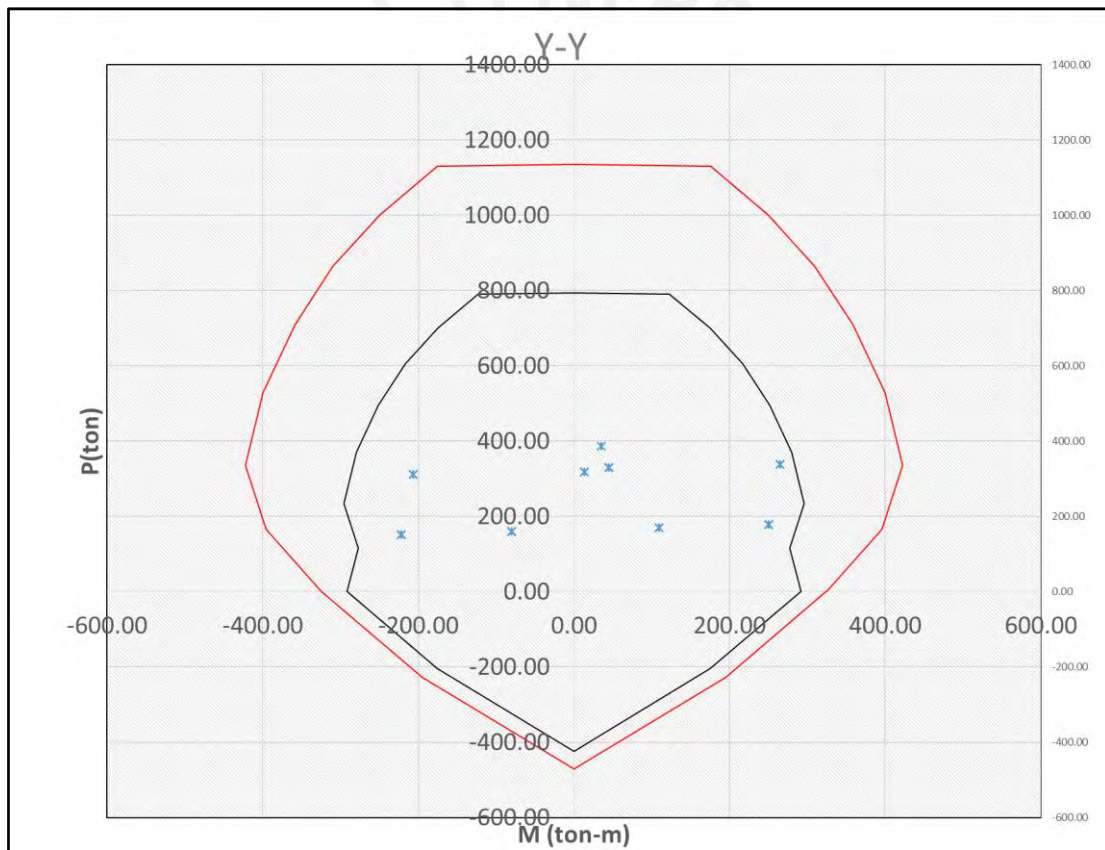


Figura 6.28. Diagrama de interacción de la placa 02 dirección Y (Fuente propia)

Según el diagrama de interacción, las solicitaciones de cargas se encuentran al interior. De este modo, se verificó que el diseño previsto fue el más óptimo para la Placa 02.

c. Diseño por capacidad

Es esencial para garantizar que la placa sea lo suficientemente resistente en zonas específicas, como la base del muro, para que otras secciones se mantengan en el rango

elástico. De esta forma, para comprobar la capacidad del elemento es necesario obtener la fuerza cortante V_{ua} y el momento flector M_{ua} actuantes de los resultados del modelado.

$$V_{ua} = 9.67 \text{ ton}, \quad M_{ua} = 108.82 \text{ ton-m}, \quad M_n = 422.26 \text{ ton-m}$$

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} = 9.67 \times \frac{422.3}{108.8} = 3.23 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 3.8 \text{ ton}$$

V_c , calculado anteriormente:

$$\phi V_c = 35.25 \text{ ton}$$

Asimismo, se verifica que las siguientes condiciones se cumplan $V_n < 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} = 257.74 \text{ ton}$ y $V_{ua} < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} = 26.76 \text{ ton}$. Con ello, se cumple que $\phi V_c < V_n$ entonces se asumieron las siguientes cuantías mínimas $p_h \text{ min} = 0.002$ y $p_v \text{ min} = 0.0015$.

- Espaciamiento de la cuantía horizontal:

$$A_{sh} = 30 \times 100 \times 0.002 = 6.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$S_h = \frac{0.71 \times 2}{6} = 25 \text{ cm}$$

- Espaciamiento de la cuantía vertical:

$$A_{sv} = 30 \times 100 \times 0.0015 = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$S_h = \frac{1.29 \times 2}{4.5} = 57 \text{ cm}$$

- Elementos de borde

Para la longitud de confinamiento se usó 60 cm. Según la normativa, es necesario confinar los elementos de borde cuando la profundidad del eje neutro supera la siguiente expresión.

$$c \geq \frac{l_m}{600 \frac{\delta u}{h_m}}$$

Donde l_m representa la longitud del muro en el plano horizontal, h_m la altura total del mismo y δu al desplazamiento lateral inelástico generado por el sismo en el punto más alto de h_m . En este sentido, se obtuvo que $C > 60 \text{ cm}$ y que el valor calculado para la profundidad del eje neutro del muro es 70 cm. Por lo tanto, para la placa es necesario confinar los elementos de borde.

Por otro lado, para calcular la longitud en planta de los núcleos confinados se tiene:

Tabla 6.18. Longitudes en planta para los núcleos confinados (Fuente propia)

Longitud en planta de los núcleos confinados:	
C-0.1Lm	50.00 cm
C/2	34.00 cm

Por ello, el núcleo de confinamiento será de 60 cm. Finalmente, con los datos obtenidos anteriormente se concluye con la siguiente distribución de aceros para la Placa 2.

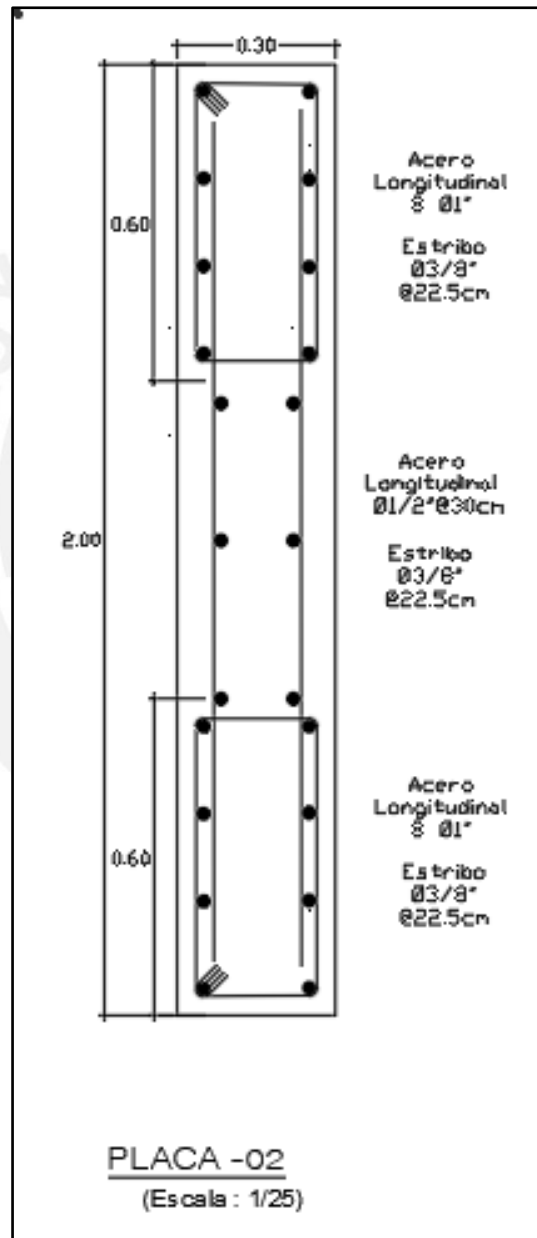


Figura 6.29. Detalle de hacer para la placa 02 sección transversal (Fuente propia)

6.5.2 Placa 03

La Placa 03 es de tipo C y forma parte del núcleo central. Esta se concentra en la dirección X, donde presenta la mayor longitud. A continuación, se exponen las características principales:

- Geometría y materiales de sección: ancho del muro = 30 cm, $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Verificación del espesor: según lo estipulado en la norma E.060, el espesor debe ser mayor que la 1/25 de la altura de la placa del primer piso.

$$e > \frac{1}{25} 5 = 20 \text{ cm}$$

- Cargas: Se generaron las solicitaciones de carga del modelo del SAP2000.

Tabla 6.19. Cargas aplicadas (Fuente propia)

COMBO	P tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Carga Muerta	906.72	0.00	4.97	-33.17	-3.84
Carga Viva	437.47	0.00	2.24	-12.93	-1.79
Carga sismo X	903.81	293.12	61.50	113.86	2053.25
Carga sismo Y	884.46	20.94	75.50	333.01	95.60

Tabla 6.20. Combinaciones de carga (Fuente propia)

PLACA	COMBINACION	P tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
PL3	R: 1.4CM+1.7CV	906.72	0.00	4.97	-33.17	-3.84
PL3	R: 0.9CM+CSX	1719.87	293.12	65.97	84.00	2049.79
PL3	R: 0.9CM-CSX	-87.76	-293.12	-57.02	-143.71	-2056.70
PL3	R: 0.9CM+CSY	1700.51	20.94	79.97	303.15	92.15
PL3	R: 0.9CM-CSY	-68.40	-20.94	-71.02	-362.86	-99.06
PL3	R: 1.25(CM+CV)+CSX	2584.06	293.12	70.52	56.23	2046.21
PL3	R: 1.25(CM+CV)+CSY	776.43	-293.12	-52.48	-171.49	-2060.29

a. Diseño por fuerza cortante (Dirección X-X)

La estructura de diseño y las condiciones exigidas por la normativa fueron las mismas que para la Placa 02.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot t \cdot d, \text{ cuando } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'c$$

$$V_c = 0, \text{ cuando } \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f'c$$

$$V_c = \alpha c \sqrt{f'c} \cdot t \cdot d \text{ Donde, } \alpha c = 0.8; \text{ Si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \text{ y } \alpha c = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2$$

$$V_n = 2.6\sqrt{f'c} \cdot t \cdot d$$

Para la cuantía horizontal y vertical se tienen las dos siguientes expresiones:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d} \quad , \quad \rho_{hmin} = 0.002$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H}{L}\right)(\rho_h - 0.0025) \quad , \quad \rho_{vmin} = 0.0015$$

Se calcula el aporte del concreto:

Tabla 6.21. Fuerzas aportantes del concreto (Fuente propia)

V _u	268.90	tonf
V _c	192.01	tonf
A _h	0.71	cm ²
N° malla	2	-
ØV _n max	172.94	tonf
V _s	53.68	tonf

Tabla 6.22. Cuantías mínimas (Fuente propia)

-	ρ horizontal	ρ vertical
Colocada	0.0033	0.0025
Mínima	0.0030	0.0025

Del mismo modo, para cumplir la demanda de cuantías mínimas, se instalaron refuerzos de acero horizontales 2Ø3/8" @ 22.5 cm equivalente a 0.0033 de cuantía y para verticales de 1/2" @ 25 cm con 0.0025.

b. Diseño por flexión – Diagrama de interacción

De la misma forma que el diseño anterior, la Placa 03 presenta un espesor $t = 0.30$ m, altura $H = 33$ m y una longitud $L = 2$ m. Asimismo, se realizaron las nueve combinaciones de carga en el modelado del edificio para ambas direcciones de interés X e Y. Luego realizaron sus respectivos los diagramas de interacción.

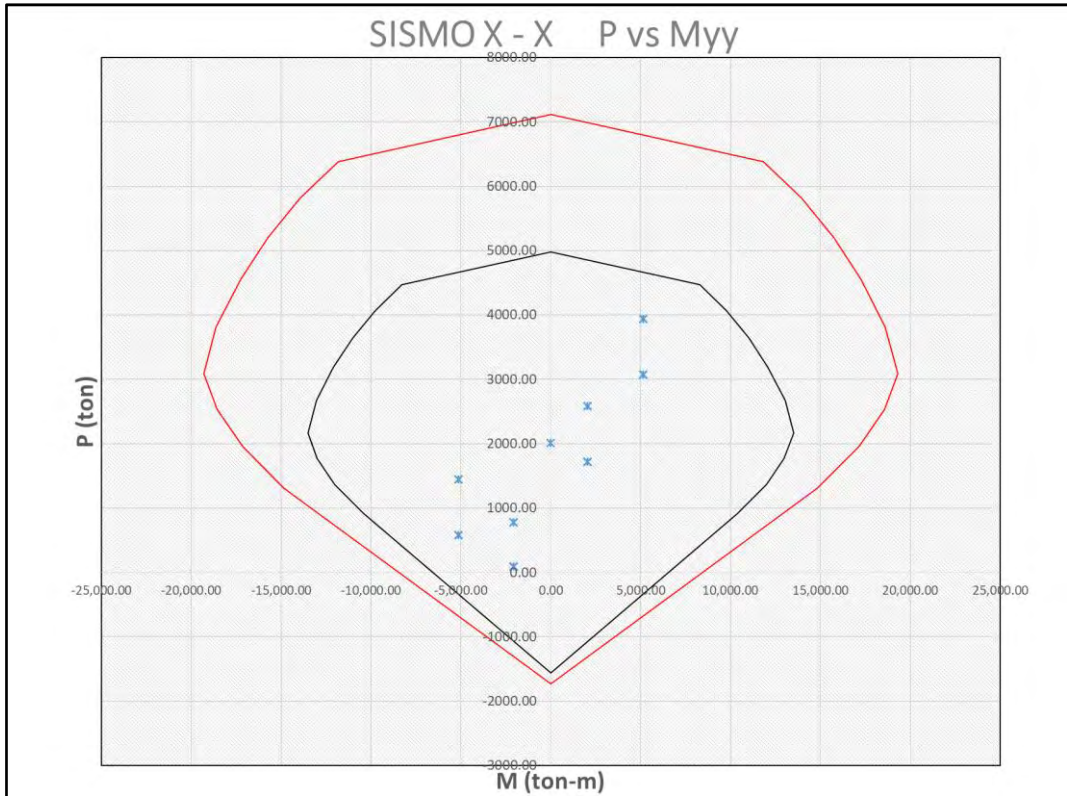


Figura 6.30 Diagramas de interacción dirección X sismo en X (Fuente propia)

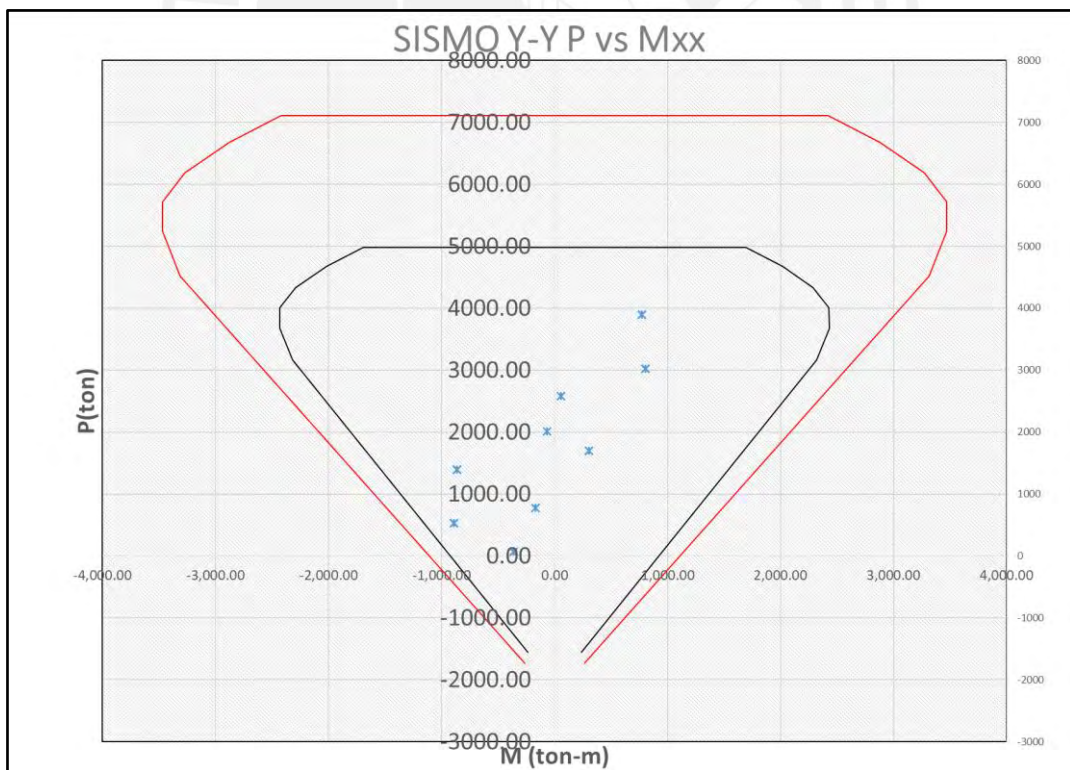


Figura 6.31 Diagramas de interacción dirección Y con sismo en Y (Fuente propia)

Según los diagramas de interacción, las solicitaciones de cargas se encuentran al interior. De este modo, se verificaron que el diseño previsto fue el más óptimo para la Placa 03.

c. Diseño por capacidad (Dirección X-X)

Para comprobar la capacidad del elemento es necesario obtener la fuerza cortante V_{ua} y el momento flector M_{ua} actuantes de los resultados del modelado.

$$V_{ua} = 268.93 \text{ ton}, \quad M_{ua} = 2\,049.60 \text{ ton-m}, \quad M_n = 18\,000 \text{ ton-m}$$

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}} = 2\,361.80 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 2\,778.60 \text{ ton}$$

V_c , calculado anteriormente:

$$\phi V_c = 163.21 \text{ ton}$$

Asimismo, se verifica que las siguientes condiciones se cumplan $V_n < 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} = 8\,155.70 \text{ ton}$ y $V_{ua} < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} = 846.90 \text{ ton}$. Con ello, se cumple que $\phi V_c < V_n$ entonces se asumieron las siguientes cuantías mínimas $\rho_{h \text{ min}} = 0.002$ y $\rho_{v \text{ min}} = 0.0015$.

- Espaciamiento de la cuantía horizontal:

$$A_{sh} = 30 \times 100 \times 0.0021 = 8.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_h = \frac{0.71 \times 2}{8.14} = 0.17 \text{ cm}$$

- Espaciamiento de la cuantía vertical:

$$A_{sv} = 25 \times 100 \times 0.0025 = 6.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_h = \frac{0.71 \times 2}{6.33} = 0.22 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el acero de refuerzo propuesto cumple las cuantías mínimas y con ello se realizó la siguiente distribución para la Placa 3.

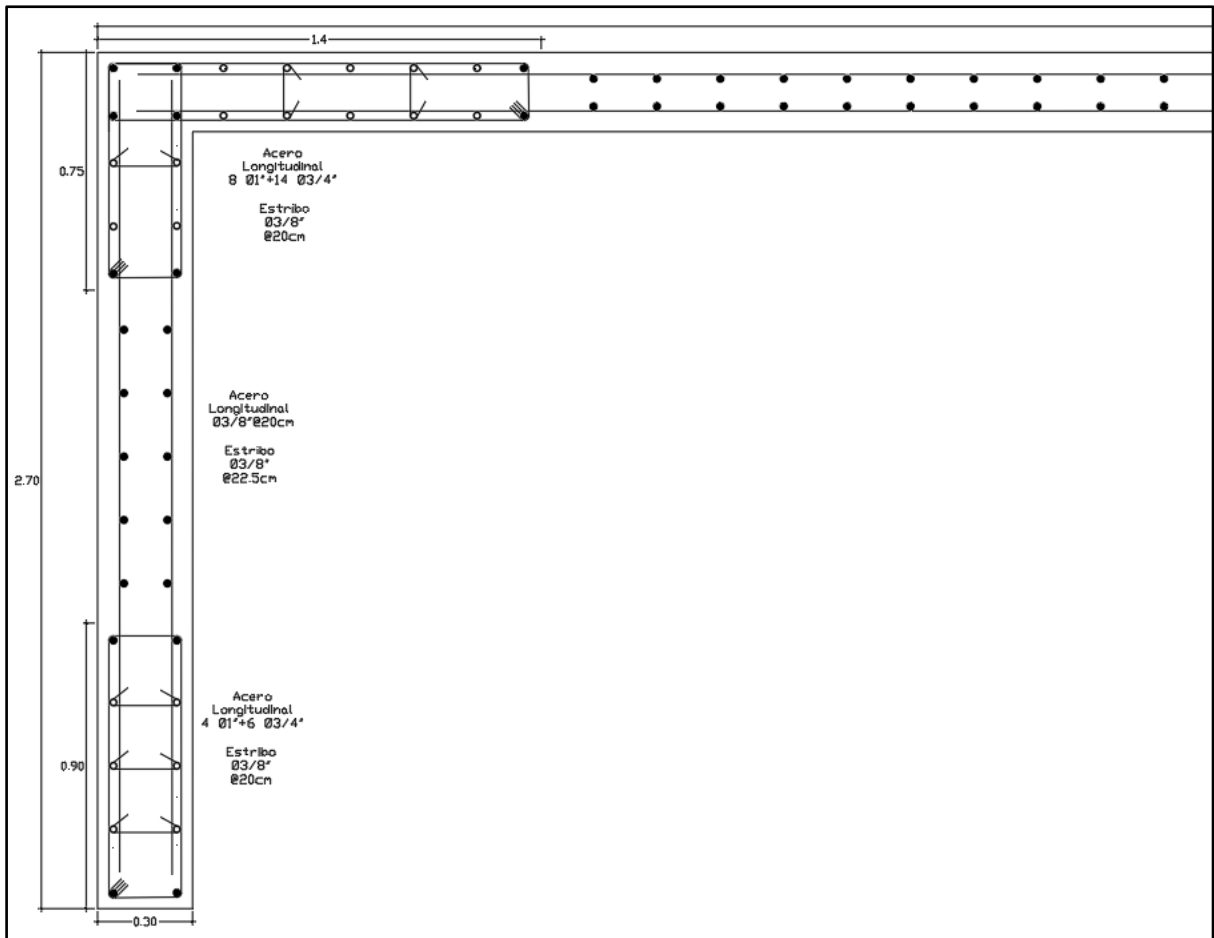


Figura 6.32. Detalle de hacer para la placa 03 sección transversal (Fuente propia)

6.6 Diseño de cimentaciones

La cimentación superficial es definida por zapatas no conectadas, las cuales soportan las cargas generadas por las columnas y placas que conforman el proyecto. Asimismo, se cuenta con un suelo de grava mal gradada GP con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 . Este se caracteriza por presentar baja cohesión y buen soporte de carga por su naturaleza granular. Con lo expuesto se procede a diseñar la cimentación cuyo plano es el siguiente:

Asimismo, es adiciona el 30% a la presión admisible, ya que se considera por el incremento de cargas temporales como el sismo o viento (establecido por la Norma E0.60 artículo 15.2.4).

$$\sigma_u = \frac{P_{ult}}{A} + \frac{M_u Y}{I} < 1.3 \sigma_{adm}$$

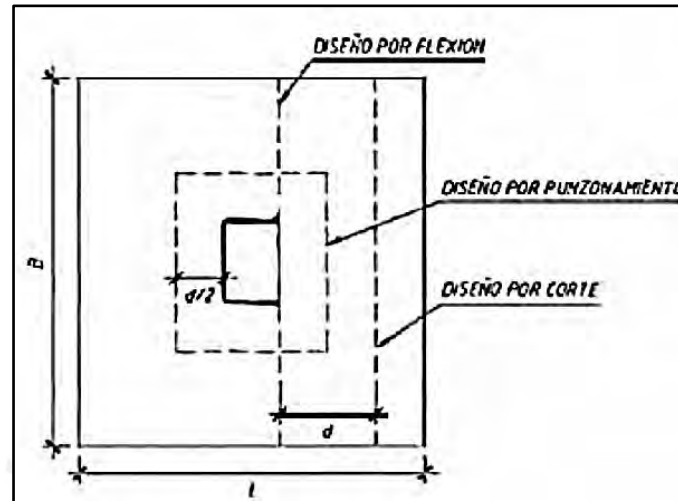


Figura 6.34. Diseño por Flexión detalle (E.060, 2018)

6.6.2 Verificación por corte

En la cimentación la fuerza cortante última es resistida únicamente por el concreto, la cual está relacionada con sus dimensiones, entre estos el peralte efectivo. Es recomendado que este último tenga el mismo valor que el peralte de la zapata disminuido en 10. Con ello, se inició el diseño por corte:

$$\phi V_c > \phi V_u$$

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

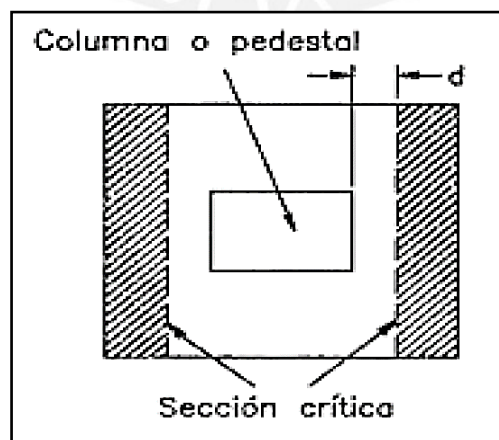


Figura 6.35. Sección crítica para verificación por corte (E.060, 2018)

6.6.3 Verificación por punzonamiento

El punzonamiento es una falla generada la carga concentrada de los elementos verticales sobre la cimentación, lo cual produce un esfuerzo de corte y crea una especie de “cono de perforación” alrededor de la columna o placa. Por ello, la normativa indica que se debe cumplir la condición $\phi Vc > \phi Vu$. Para calcular la resistencia del concreto a través de las siguientes expresiones, se tienen los siguientes datos: Perímetro de la zona crítica b_o , relación de las dimensiones de la columna β y α_s columna de borde.

$$\phi Vc1 = 0.85 \times 1.06 b_o \cdot d \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 \times 0.53 \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) \cdot b_o \cdot d \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 \times 0.27 \left(\alpha_s \cdot \frac{d}{b_o} + 2 \right) \cdot b_o \cdot d \sqrt{f'c}$$

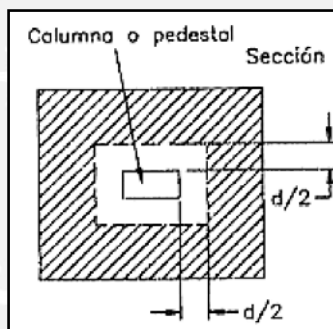


Figura 6.36. Sección columna viga (E.060, 2018)

- DISEÑO DE ZAPATA AISLADA PARA C-1 Y PLACA (PL-1 Y PL-2)

La columna C-01, ubicado en el eje 1-E de dimensiones 0.55 x 0.55 m, cuenta con las siguientes cargas:

Tabla 6.23.7 Cargas aplicadas cimentación (Fuente propia)

Cargas de Gravedad			
PD (ton)	178.49	PL (ton)	86.70
MDyy (ton)	0.03	MDxx (ton)	0.00
MLyy (ton)	0.08	MLxx (ton)	0.00

- Predimensionamiento

Las dimensiones de la zapata con las cargas de servicio, sin considerar el sismo, fueron usadas para el predimensionamiento .

$$A = (178.49 + 86.70) / (0.85 \times 40) = 7.8 \text{ m}^2$$

Entonces, se asumió que la zapata sea cuadrada de dimensión 2.75 m de lado (corresponde un volado de 1.15 m), 40 cm de peralte y se ubicará en el centroide de la columna.

- Verificación de esfuerzos en el terreno

En este caso, hallar los esfuerzos admisibles la capacidad portante es afectada por un coeficiente de factor de seguridad sin sismo $FS = 3$ y con sismo $FS = 2.5$; es decir para el primero se obtiene $St = 40 \text{ ton/m}^2$ y para el otro $St_{sismo} = \frac{3}{2.25} \cdot 40 = 48 \text{ ton/m}^2$. En tal forma, se calculan los esfuerzos generados por las cargas para cada caso:

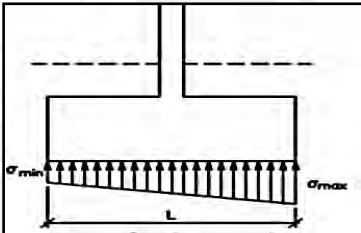
Sin sismo:

$$\sigma_x \text{ máx, mín} = \frac{P_D + P_L}{Azapata} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy}) * Lx/2}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y \text{ máx, mín} = \frac{P_D + P_L}{Azapata} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx}) * Ly/2}{I_{xx}}$$

Tabla 6.24. Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)

Verificación por gravedad		
σ_x	37.52	ton/m ²
σ_x	37.46	ton/m ²
σ_y	37.49	ton/m ²
σ_y	37.49	ton/m ²



Se observa de la tabla anterior que los esfuerzos sin sismo no sobrepasan el admisible del suelo.

Con sismo:

$$\sigma_x \text{ máx, mín}(sismo+) = \frac{P_D + P_L + P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} + MS_{xy}) * Lx/2}{I_{yy}}$$

$$\sigma_x \text{ máx, mín}(sismo-) = \frac{P_D + P_L - P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} - MS_{xy}) * Lx/2}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y \text{ máx, mín}(sismo+) = \frac{P_D + P_L + P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} + MS_{yx}) * Ly/2}{I_{xx}}$$

$$\sigma_y \text{ máx, mín}(sismo-) = \frac{P_D + P_L - P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} - MS_{yx}) * Ly/2}{I_{xx}}$$

Tabla 6.24. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)

Verificación por sismo		
σ_x sismo+	37.57	ton/m ²
σ_x sismo+	37.41	ton/m ²
σ_x sismo-	37.47	ton/m ²
σ_x sismo-	37.51	ton/m ²
σ_y sismo+	37.50	ton/m ²
σ_y sismo+	37.48	ton/m ²
σ_y sismo-	37.48	ton/m ²
σ_y sismo-	37.50	ton/m ²

De la misma forma, los valores de la tabla anterior no superan el esfuerzos admisible del suelo con sismo de 48 ton/m².

Por otro lado, para calcular los esfuerzos últimos se escogen los mayores valores obtenidos y se multiplican un factor de 1.5 sin sismo y 1.25 con sismo, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 6.25. Esfuerzos últimos (Fuente propia)

Cálculo del esfuerzo último kg/cm ²		
Gravedad	σ_{ux}	56.28
	σ_{uy}	56.28
Gravedad + sismo	σ_{ux}	46.97
	σ_{uy}	46.87
Reacción última	σ_{ux}	56.28
	σ_{uy}	56.28

o Verificación por punzonamiento

Para esto se tiene la siguiente figura que representa los datos necesarios para calcular:

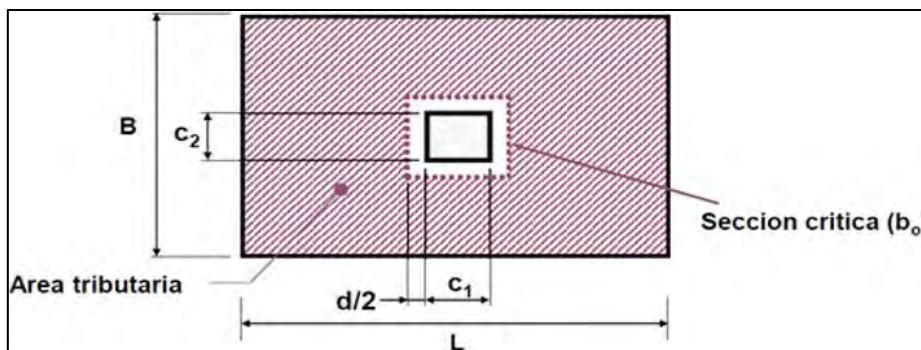


Figura 6.37. Sección para la verificación por punzonamiento (Fuente propia)

Se tiene una columna a de borde, es decir ubicada en los laterales por lo tanto $\alpha = 30$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$$

$$\alpha = \begin{cases} 40 \rightarrow \text{columna centrada} \\ 30 \rightarrow \text{columna de borde} \\ 20 \rightarrow \text{columna en esquina} \end{cases}$$

Tabla 6.26. Datos para el cálculo de diseño (Fuente propia)

$a = b = 0.55 + 0.65 = 1.2 \text{ m}$	$A_o = 3.06 \text{ m}^2$
$\beta = 1$	$A = 7 \text{ m}^2$
$d = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$	-

$$Vu = \sigma_u (A - A_o) = 253 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c1} = 0.85(1.06 \sqrt{210} \cdot b_o \cdot d) = 503 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) (0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) = 754 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) (0.27 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) = 558 \text{ tn}$$

Para la verificación se eligió la capacidad por cortante mínima de 503 ton. Este valor es mayor a V_u , lo que confirma que la zapata no fallará por punzonamiento.

- Verificación por corte:

Para la zapata se tiene volado de 1.15 m y se realiza el siguiente cálculo:

$$Vu = (L_{\text{volado}} - d) \cdot b \cdot \sigma_u = (1.15 - 0.5) \times 57.14 \times 1 = 34.3 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) = 0.85(0.53 \sqrt{210} \times 1.15 \times 1.0) = 35.9 \text{ tnf}$$

Se cumple que $\phi V_u > Vu$ por lo tanto la propuesta es óptima para el diseño.

- Verificación por deslizamiento

Se considera el 80% de la carga sísmica y el factor de seguridad 1.5 (según la norma E.030 artículo 46).

$$FS_{\text{deslizamiento}} = 1.5 < \frac{\text{Fuerza resistentes}}{\text{Fuerza actuantes}}$$

Asimismo, para la verificación es importante considerar que según el tipo de suelo del proyecto se obtuvo el ángulo de fricción μ de valor 0.5, de acuerdo al estudio de mecánico de suelo.

$$\text{Fuerza resistente} = \mu \cdot (Pd + Pl + 0.8 Psismo + Psuelo + Pzapata)$$

$$\text{Fuerza actuantes} = (Vd + Vl + 0.8 Vsismo)$$

Tabla 6.27. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)

Verificación por desplazamiento		
μ	0.5	-
F resistente	141.76	ton
F actuante X	0.38	ton
F actuante Y	0.10	ton
FSx	369.91	ton
FSy	1 419.03	ton
(*) Fs min	1.5	-
(*) Del EMS		

- Verificación por volteo

De la misma manera, se considerará el 80% de la carga sísmica, pero, el factor de seguridad, según la Norma E.030 es de 1.2.

$$FS_{\text{volteo}} = 1.2 < \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

$$\text{Momentos resistente} = 0.5 (Pd + Pl + 0.8 * Psismo + Psuelo + Pzapata) \cdot Lz$$

$$\text{Momentos actuantes} = Md + Ml + 0.8 Msismo + (Vd + Vl + 0.8 Vsismo) H$$

Tabla 6.28. Verificaciones por volteo (Fuente propia)

Verificación por volteo		
M resistente X	389.84	ton.m
M resistente Y	389.84	ton.m
M actuante X	0.19	ton.m
M actuante Y	0.26	ton.m
FSx	2 014.63	ton
FSy	1 482.29	ton
(*) Fs min	1.2	-
(*) Del EMS		

- Diseño por flexión: Se tiene la siguiente fórmula.

$$M_u = \frac{\sigma_u c^2}{2} \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh$$

$$M_u = 56.28 \times \frac{1.1^2}{2} = 34.05 \text{ tn.m}$$

Tabla 6.29. Datos y resultados para el diseño por flexión (Fuente propia)

Diseño por flexión		
b	1.00	m
h	0.65	m
d	0.55	m
As min	11.70	cm ²
Mu xx	34.05	ton.m
a	4.00	cm
As xx	17.00	cm ²
Mu yy	34.05	ton.m
a	4.00	cm
As yy	17.00	cm ²

Finalmente, para satisfacer la demanda de acero se distribuyen varillas de 3/4" @15 cm en ambas direcciones, los cuales forman parte de la siguiente sección de zapata:

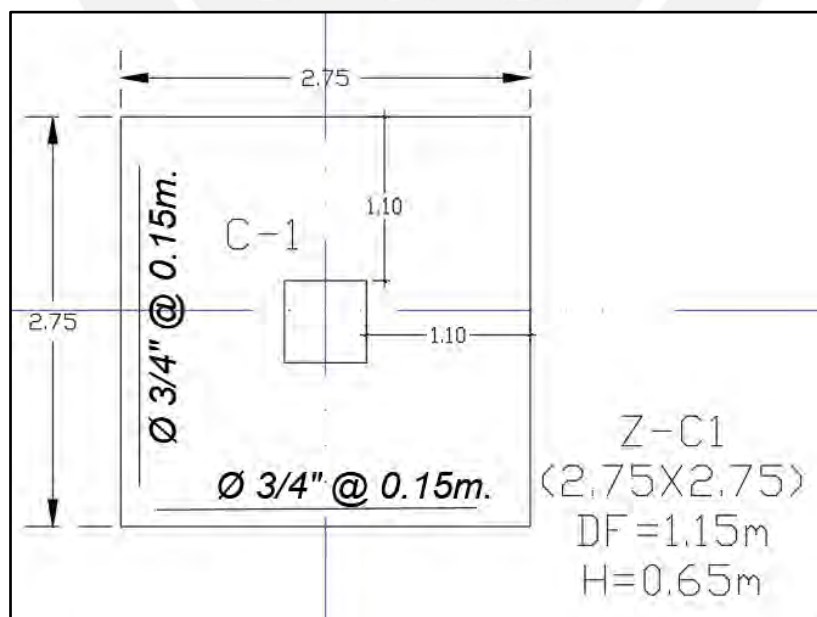


Figura 6.38. Sección Z-01 para la columna C-1 (Fuente propia)

El mismo proceso se realizó para la cimentación de la placa PL-02. Se procederá a mostrar solo la verificación del corte por punzonamiento

- DISEÑO ZAPATA Z-PL2 PARA PLACA PL-02 (2.50 x 4.00 m)
 - Verificación de esfuerzos en el terreno

Sin sismos:

Tabla 6.30. Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)

Verificación por gravedad		
σ_x	26.99	ton/m ²
σ_x	26.99	ton/m ²
σ_y	30.16	ton/m ²
σ_y	23.83	ton/m ²

Como se observa en la anterior tabla, los esfuerzos sin considerar sismo no sobrepasan el esfuerzo admisible del suelo (40kg/cm²)

Con sismos:

Tabla 6.31. Esfuerzos con sismo (Fuente propia)

Verificación por sismo		
σ_x sismo+	27.04	ton/m ²
σ_x sismo+	26.14	ton/m ²
σ_x sismo-	26.94	ton/m ²
σ_x sismo-	27.84	ton/m ²
σ_y sismo+	40.02	ton/m ²
σ_y sismo+	13.14	ton/m ²
σ_y sismo-	20.29	ton/m ²
σ_y sismo-	34.51	ton/m ²

Como se observa en la anterior tabla, los esfuerzos sin considerar sismo no sobrepasan el esfuerzo admisible del suelo por sismo 48 kg/cm².

Para calcular los esfuerzos últimos se escogen los mayores valores obtenidos y se multiplican un factor de 1.5 sin sismo, mientras que 1.25 con sismo, con lo cual se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 6.32. Esfuerzos últimos (Fuente propia)

Cálculo del esfuerzo último kg/cm ²		
Gravedad	σ_{ux}	45.23
	σ_{uy}	45.23
Gravedad + sismo	σ_{ux}	34.80
	σ_{uy}	50.03
Reacción última	σ_{ux}	45.23
	σ_{uy}	50.03

- o Verificación del corte por punzonamiento (h=0.65m)

Se tiene una columna a de borde, es decir ubicada en los laterales por lo tanto $\alpha=30$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$$

$$\alpha = \begin{cases} 40 \rightarrow \text{columna centrada} \\ 30 \rightarrow \text{columna de borde} \\ 20 \rightarrow \text{columna en esquina} \end{cases}$$

Tabla 6.33. Datos para el cálculo de diseño (Fuente propia)

$a = 0.3 + 0.6 = 0.90 \text{ m}$	$A_o = 4.34 \text{ m}^2$
$b = 2.0 + 0.6 = 2.60 \text{ m}$	$A = 9 \text{ m}^2$
$d = 0.6 - 0.1 = 0.5 \text{ m}$	$\beta = 2.89$

$$Vu = 59.4 (9.02 - 4.5) = 308 \text{ tn}$$

$$\phi Vc1 = 0.85 \times 1.06 \times 9 \times 0.55 \sqrt{210} = 588 \text{ tn}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 \times 0.53 \left(\frac{2}{4} + 1 \right) \times 9 \times 0.55 \sqrt{210} = 497 \text{ tn}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 \times 0.27 \left(30 * \frac{0.55}{9} + 2 \right) \times 9 \times 0.55 \sqrt{210} = 549 \text{ tn}$$

Para el diseño por punzonamiento se escoge la capacidad por cortante mínima 497 ton la cual es mayor a V_u . por lo tanto, se verifica que la zapata no tiene punzonamiento.

- o Verificación por corte.

El volado más largo es en el sentido Y el cual tiene 1.15 y en dirección X de 0.95.

$$Vu = (1.1 - 0.5) 50.03 \times 1 = 27.1 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 1.1 \times 1.0 = 32.6 \text{ tn}$$

Se cumple que $\phi Vu > Vu$, por lo tanto, la propuesta de diseño fue la óptima.

- o Verificaciones por deslizamiento: de la misma manera que la columna se determina lo siguiente.

Tabla 6.34. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)

Verificación por desplazamiento		
μ	0.5	
F resistente	139.56	ton
F actuante X	0.51	ton
F actuante Y	2.32	ton
FSx	273.71	
FSy	60.27	
(*) Fs min	1.5	
(*) Del EMS		

- o Verificación por volteo:

Tabla 6.35. Verificación por volteo (Fuente propia)

Verificación por volteo		
M resistente X	349.00	ton.m
M resistente Y	586.13	ton.m
M actuante X	99.02	ton.m
M actuante Y	3.07	ton.m
FSx	3.52	ton
FSy	190.62	ton
(*) Fs min	1.2	
(*) Del EMS		

- o Diseño por flexión: Se tiene la siguiente fórmula.

$$M_u = \frac{\sigma_u c^2}{2} \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$A_{s,\min} = 0.0018bh$$

$$Mu = 50.03 \times \frac{1.1^2}{2} = 27.37 \text{ tn.m}$$

Tabla 6.36. Diseño por flexión (Fuente propia)

Diseño por flexión		
b	1.00	m
h	0.6	m
d	0.5	m
As min	10.80	cm ²
Mu xx	27.37	ton.m
a	3.53	cm
As xx	15.01	cm ²
Mu yy	30.27	ton.m
a	3.92	cm
As yy	16.67	cm ²

Finalmente, para satisfacer la demanda de acero se distribuyen varillas de 3/4" @15 cm, el cual forma parte de la siguiente sección de zapata:

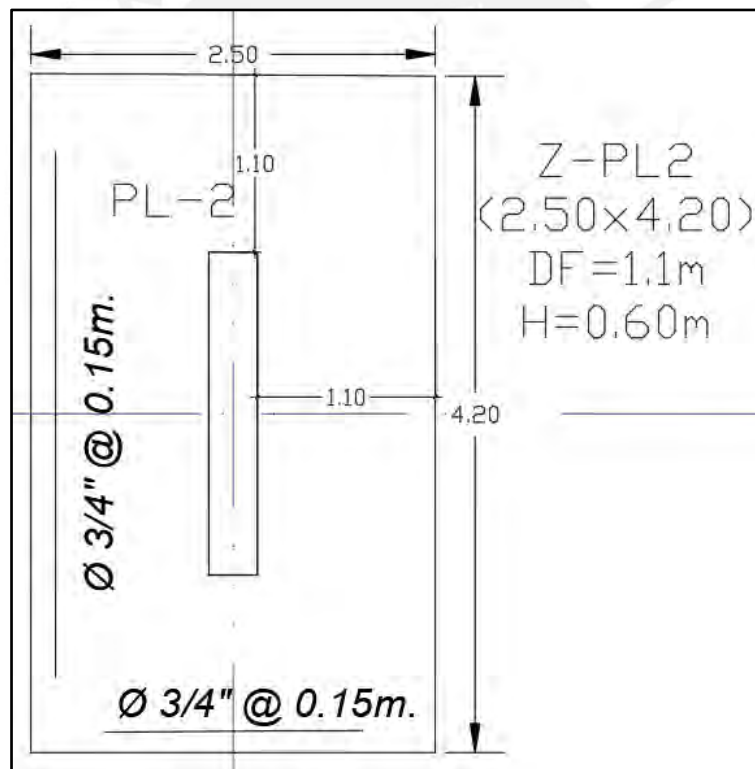


Figura 6.39. Sección Z-02 para la columna C-1 (Fuente propia)

- DISEÑO CIMENTACIÓN TIPO PLATEA Z-03 PARA LAS PLACAS PL-03 y PL – 04 (14.50 x 15.50 m)

Para una mejor distribución de esfuerzos en el suelo, se diseñará como zapata combinada, y, también, al diseñar las zapatas aisladas existe una superposición. Se trabajará con las

fuerzas y momentos obtenidos mediante el programa SAP2000, y se utilizara la teoría de Meyerhoff (si se obtiene presiones negativas y es necesaria una redistribución).

Primero, se debe comprobar que las presiones actuantes serán menores a la presión admisible, y del mismo modo, según el artículo 15.2.4 de la norma E.060, para verificaciones por sismo se incrementara la presión admisible a 1.3 veces el valor, debido a la probabilidad de ocurrencia y su corta duración.

En la siguiente tabla, se encuentra las cargas de gravedad y cargas de sismo extraídas del programa SAP2000.

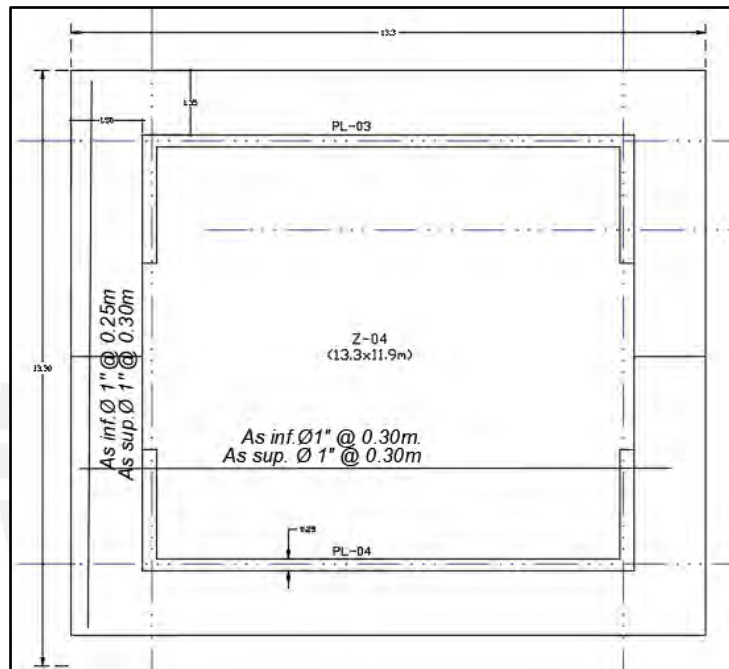


Figura 6.40. Platea Z-03 (Fuente propia)

Tabla 6.37. Resumen de cargas de gravedad y sismo para PL-04 (Fuente propia)

Cargas de la Placa PL-4

Cargas de Gravedad				Cargas de SISMO			
PD (ton)	766.61	PL (ton)	338.67	PSx (ton)	792.77	PSy (ton)	722.81
MDyy (ton)	-3.48	MDxx (ton)	-8.08	MSXyy (ton)	2097.87	MSYxx (ton)	257.31
MLyy (ton)	-1.54	MLxx (ton)	-2.13				

Tabla 6.38. Resumen de cargas de gravedad y sismo para PL03 (Fuente propia)

Cargas de la Placa PL-3

Cargas de Gravedad				Cargas de SISMO			
PD (ton)	906.72	PL (ton)	437.47	PSx (ton)	903.81	PSy (ton)	884.46
MDyy (ton)	-37.12	MDxx (ton)	0.12	MSXyy (ton)	2160.01	MSYxx (ton)	8.48
MLyy (ton)	-14.85	MLxx (ton)	0.12				

Se considera los siguientes datos para diseñar la cimentación:

Tabla 6.39. Datos para el diseño de la cimentación (Fuente propia)

F'c	210 kg/cm ²
fy	4 200 kg/cm ²
σ adm	40 ton/m ²
γsuelo	1.8 ton/m ²
H suelo sobre zapata	0.5 m

Inicialmente se asumirá un área que abarque todas las zapatas obtenidas de dicho análisis. Debido a que se conoce las fuerzas en cada elemento, y el centroide geométrico (CG) de la zapata combinada, se llevaran todas las cargas de los elementos al centro geométrico, por lo que se mostrara la geometría de dicha zapata y placas.

Tabla 6.40. Datos a considerar para la platea (Fuente propia)

Datos		
σadm	40	ton/m ²
γsuelo	1.8	ton/m ³
H suelo en zapata	0.5	m
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
σadm sismo	52	ton/m ²

Tabla 6.41. Geometría de la zapata (Fuente propia)

Geometría de la zapata		
A, Lx	13.30	m
B, Ly	11.90	m
Centroide Cx	6.65	m
Centroide Cy	5.95	m
Área zapata	158.27	m ²
Ixx	1 867.72	m ⁴
Iyy	2 333.03	m ⁴
dx1	-5.15	m
dx2	5.15	m
dx3	0.00	m
dx4	0.00	m
dx5	0.00	m
dy1	0.00	m
dy2	0.00	m
dy3	4.38	m
dy4	-4.38	m
dy5	0.00	m
Peralte zapata	0.85	m
Peso zapata	322.90	ton

Peso suelo sobre zapata	113.80	ton
-------------------------	--------	-----

Se llevo las cargas de las placas al centro geométrico de la zapata, utilizando las siguientes formulas:

Tabla 6.42. Fórmulas aplicadas (Fuente propia)

$PD = \sum PD_i$	$MD_{yy} = \sum MD_{yy} + \sum PD \cdot d_{xi}$
$PL = \sum PL_i$	$ML_{xx} = \sum ML_{xx} + \sum PL \cdot d_{yi}$
$PS_x = \sum PS_{xi}$	$ML_{yy} = \sum ML_{yy} + \sum PL \cdot d_{xi}$
$PS_y = \sum PS_{yi}$	$MSY_{xx} = \sum MSY_{xx} + \sum PSY \cdot d_{xi}$
$MD_{xx} = \sum MD_{xx} + \sum PD \cdot d_{yi}$	$MSX_{yy} = \sum MSX_{yy} + \sum PSY \cdot d_{yi}$

Tabla 6.43. Cargas aplicadas a la zapata. (Fuente propia)

Cargas en el C.G.			
P_D (ton)	1719.16	PL (ton)	628.38
MD_{YY} (ton.m)	-213.64	MD_{XX} (ton.m)	78.97
ML_{YY} (ton.m)	-18.30	ML_{XX} (ton.m)	-21.41
P_{SX} (ton)	0.67	P_{SY} (ton)	-2.93
MSX_{YY} (ton.m)	12867.65	MSY_{XX} (ton.m)	1248.09

- o Primera verificación (Momentos sin sismo)

$$P = P_D + P_{zapata} + P_{suelo}$$

$$\sigma_x \max/\min = \frac{P_{axial}}{B \times L} \pm 6 \times \frac{MD_{yy} + ML_{yy}}{B^2 \times L}$$

$$\sigma_y \max/\min = \frac{P_{axial}}{B \cdot L} \pm 6 \times \frac{MD_{xx} + ML_{xx}}{L^2 \cdot B}$$

Tabla 6.44 Esfuerzos sin sismo (Fuente propia)

Verificación por gravedad			
P (ton)		2 886.12	
Mxx (ton.m)	-184.91	σ_x (ton/m ²)	32.41
		σ_x (ton/m ²)	4.06
Myy (ton.m)	4 972.20	σ_y (ton/m ²)	17.65
		σ_y (ton/m ²)	18.82
σ actuantes < σ adm			

Como se observa de la anterior tabla, la presión obtenida es menor que la presión admisible (40 ton/m²), entonces, las dimensiones planteadas son correctas.

- o Segunda verificación (momentos con sismo)

$$\sigma_x \max/\min(S+) = \frac{P_{axial} + P_{sx}}{B \cdot L} \pm 6 \cdot \frac{MD_{yy} + ML_{yy} + MS_{Xyy}}{B^2 \cdot L}$$

$$\sigma_x \max/\min(S-) = \frac{P_{axial} - P_{sx}}{B \cdot L} \pm 6 \cdot \frac{MD_{yy} + ML_{yy} - MS_{Xyy}}{B^2 \cdot L}$$

$$\sigma_y \max/\min(S+) = \frac{P_{axial} + P_{sy}}{B \cdot L} \pm 6 \cdot \frac{MD_{xx} + ML_{xx} + MS_{Yxx}}{L^2 \cdot B}$$

$$\sigma_y \max/\min(S-) = \frac{P_{axial} - P_{sy}}{B \cdot L} \pm 6 \cdot \frac{MD_{xx} + ML_{xx} + MS_{Yxx}}{L^2 \cdot B}$$

Tabla 6.45 Esfuerzos con sismo (Fuente propia)

Verificación por sismo		
σ_x sismo+	51.78	ton/m ²
σ_x sismo+	2.47	ton/m ²
σ_x sismo-	13.04	ton/m ²
σ_x sismo-	4.66	ton/m ²
σ_y sismo+	30.94	ton/m ²
σ_y sismo+	16.45	ton/m ²
σ_y sismo-	4.36	ton/m ²
σ_y sismo-	21.20	ton/m ²

o Verificación por sismo – Meyerhoff

Tabla 6.46 Esfuerzos con sismo (Fuente propia)

ex+ (tn/m2)	1.94	
ex- (tn/m2)	1.05	
ey+ (tn/m2)	0.61	
ey- (tn/m2)	1.31	
σ_x sismo+ (tn/m2)	38.99	
σ_x sismo- (tn/m2)	10.51	
σ_y sismo+ (tn/m2)	26.38	
σ_y sismo- (tn/m2)	16.38	%Longitud apoyada
Lapoyado ex+ (m)	9.42	70.85% Lx
Lapoyado ex- (m)	11.20	84.21% Lx
Lapoyado ey+ (m)	10.69	89.81% Ly
Lapoyado ey- (m)	9.29	78.03% Lx
$\sigma_{actantes} < \sigma_{adm} \dots \checkmark$		

De la anterior tabla, se observa que la presión obtenida cumple siendo menor al esfuerzo admisible del suelo. De los resultados obtenidos, para ambas verificaciones, se obtendrá los esfuerzos últimos a usar, se consideró 1.25 y 1.5 para sismo y gravedad, respectivamente.

Tabla 6.47. Esfuerzos últimos. (Fuente propia)

Cálculo del esfuerzo último kg/cm^2		
Gravedad	σ_{ux}	48.61
	σ_{uy}	48.61
Gravedad + sismo	σ_{ux}	64.72
	σ_{uy}	38.67
Reacción última	σ_{ux}	64.72
	σ_{uy}	48.61

o Diseño por punzonamiento

Primero, será necesario ubicar la sección crítica de la zapata la cual es a $d/2$ de la cara y también calcular el valor d .

$$d = \text{Peralte} - 0.1 = 0.85\text{m}$$

$$Vu = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\phi Vc1 = 0.85 (1.06 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d)$$

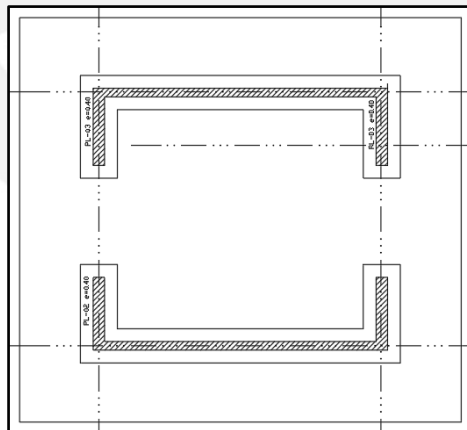


Figura 6.41. Placa Z-03 zona de punzonamiento marcado (Fuente propia)

Dando los siguientes resultados:

Tabla 6.48. Valores obtenidos para el diseño. (Fuente propia)

Placa	b_o (m)	A_o (m ²)	V_u (ton)	ϕV_c (ton)
PL-3	34.86	21.45	624.85	3413.68
PL-4	34.86	21.45	260.75	3413.68

Se cumple la condición $\phi V_c > V_u$, entonces la zapata no falla por punzonamiento.

o Diseño por cortante

De la misma manera que el diseño por punzonamiento, la resistencia del concreto deberá ser suficiente para cubrir lo solicitado por cortante, para que no sea necesario un refuerzo de acero. El aporte de concreto a la fuerza cortante se define con la siguiente formula:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d)$$

$$V_u = (L_{volado} - d) \cdot b \cdot \sigma_u$$

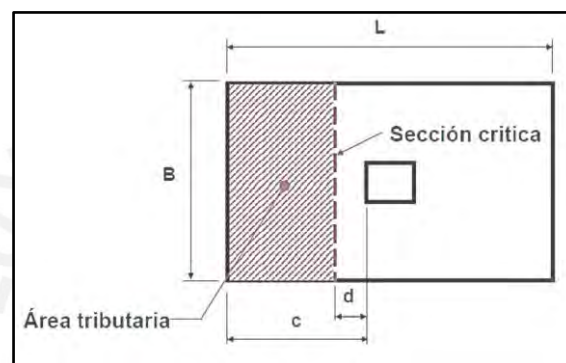


Figura 6.42. Gráfico de área tributaria y sección crítica. (Fuente propia)

Se realizó una verificación para las direcciones X e Y.

Tabla 6.49. Verificación por corte (Fuente propia)

Verificación por cortante	
Volado Y(m)	1.35
Lx (m)	13.3
Vu x(ton)	516.5
ϕV_c (ton)	651.2
Cumple, $\phi V_c > V_u x$	
Volado X(m)	1.5
Ly (m)	11.9
Vu y(ton)	577.6
ϕV_c (ton)	582.7
Cumple, $\phi V_c > V_u y$	

o Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizará con la finalidad de calcular el refuerzo necesario para resistir las sollicitaciones de las cargas. Por ello, se utilizará el momento máximo y se comprobará el acero mínimo con las siguientes expresiones:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot C^2}{2} < \phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 b \cdot h$$

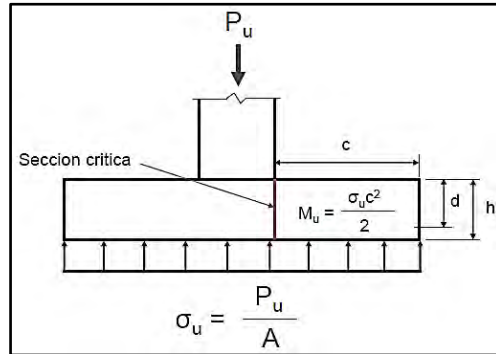


Figura 6.43. Gráfico de sección crítica para diseño por flexión (E.060, 2018)

Parámetros considerados para el diseño:

Tabla 6.50. Diseño por flexión (Fuente propia)

Diseño por flexión		
b	1.00	m
h	0.80	m
d	0.70	m
As min	14.4	cm ²
Mu xx	72.81	ton.m
a	6.81	cm
As xx	28.92	cm ²
Mu yy	44.30	ton.m
a	4.06	cm
As yy	17.24	cm ²

Por lo tanto, se colocó una malla de 1" con un espaciamiento de 17.5 cm en el sentido X y un espaciamiento de 27.5 cm en el sentido Y.

o Verificación por deslizamiento

Para esta verificación, se considera el 80% de la carga sísmica, y el factor de seguridad según la norma E.030 artículo 46 será 1.5.

$$FS \text{ deslizamiento} = 1.5 < \frac{\text{Fuerza resistentes}}{\text{Fuerza actuantes}}$$

También, es importante considerar que, para el tipo de suelo en el proyecto según el Estudio de Mecánica de Suelo, el ángulo de fricción $u = 0.5$.

$$\text{Fuerza resistente} = u (Pd + Pl + 0.8 Psismo + Psuelo + Pzapata)$$

$$\text{Fuerza actuantes} = (Vd + Vl + 0.8 Vsismo)$$

Tabla 6.51. Verificación por deslizamiento (Fuente propia)

Verificación por desplazamiento		
μ	0.5	
F resistente	2 617.68	ton
F actuante X	61.51	ton
F actuante Y	124.30	ton
FSx	42.55	ton
FSy	21.66	ton
(*) Fs min	1.5	
(*) Del EMS		

o Verificación por volteo

De la misma manera, se considerará el 80% de la carga sísmica, pero, el factor de seguridad, según la Norma E.030 es de 1.2.

$$\text{FS volteo} = 1.2 < \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

$$\text{Momentos resistente} = 0.5 (Pd + Pl + 0.8 Psismo + Psuelo + Pzapata) \cdot Lz$$

$$\text{Momentos actuantes} = Md + Ml + 0.8 Msismo + (Vd + Vl + 0.8 Vsismo) \cdot H$$

Tabla 6.528. Verificación por volteo (Fuente propia)

Verificación por volteo		
M resistente X	31 150.43	ton.m
M resistente Y	34 815. 19	ton.m
M actuante X	1 500.04	ton.m
M actuante Y	2 748.27	ton.m
FSx	20.77	ton
FSy	12.68	ton
(*) Fs min	1.2	
(*) Del EMS		

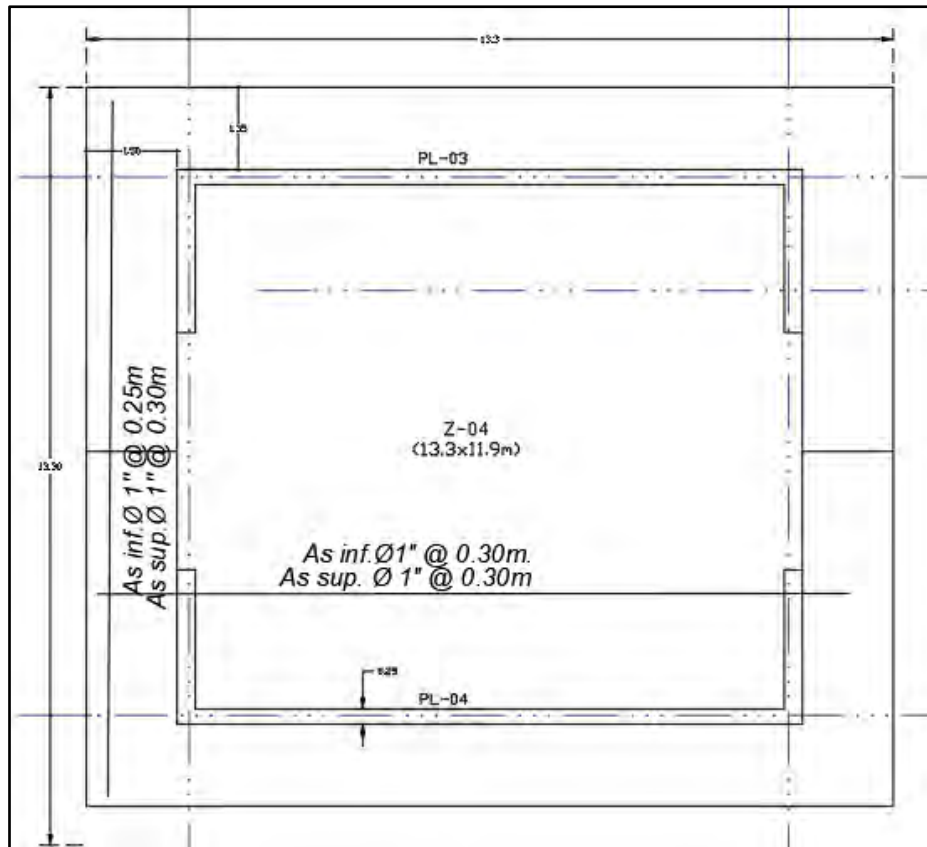


Figura 6.44. Gráfico de sección crítica para diseño por flexión (Fuente propia)

CAPÍTULO 7: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

Para el presente capítulo se consideraron la escalera vaciada in situ según recomendaciones de la ASCE y a continuación el proceso de diseño:

7.1 Elemento de conexión para escalera

Se consideró que la escalera sea pretensada, pero no es recomendable para edificaciones sismorresistentes- Por ello, se optó por el vaciado in situ el cual estará conformado por la garganta, paso, contrapaso y un descanso de losa maciza.

7.1.1 Metrado de cargas

Este se conectará sobre las vigas para darle monolitismo a toda la estructura.

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{CP}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P} \right)^2} \right]; \text{ Donde CP: contrapaso, P: paso y t: espesor de la garganta.}$$

$$W_{pp} = 2.4 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right] = 0.649 \text{ ton/m}^2$$

Según la Norma E.020, la sobrecarga para las escaleras es de 0.40 ton/m² y para el piso terminado de 5 cm 0.10 ton/m². Donde se obtiene CS = CM + CV = 1.15 ton/m² y un CU = 1.4CM + 1.7CV = 1.73 ton/m². Por otro lado, en la zona de la losa maciza se obtiene CM = (2.4 x 0.2) + 0.1 = 0.58 ton/m y la carga viva de 0.40 ton/m². Finalmente, se tiene una carga última de 1.49 ton/m. Con estos valores se obtiene un diagrama de momento flector siguiente:

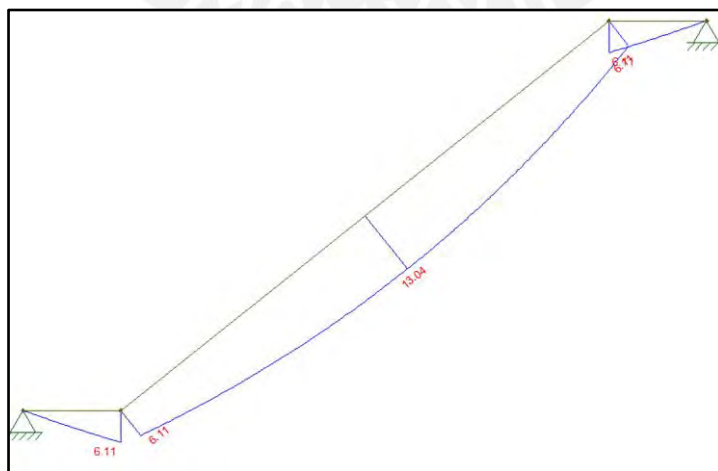


Figura 7.1. Diagrama de momento flector para escalera (Fuente propia)

7.1.2 Diseño de escalera

Se consideró el tramo inclinado como una losa maciza de 0.15 m de espesor, mientras que los descansos de un espesor de 0.20 m. Con ello se obtiene para el análisis por flexión la siguiente tabla:

Tabla 7.19. Datos obtenidos para el diseño de escalera (Fuente propia)

Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As req.(cm ²)
6.11	12	0.86	4.87
13.04	17	0.86	6.21

Los momentos últimos obtenidos fueron para la sección longitudinal, mientras que para el acero transversal se usaron acero mínimo.

Tabla 7.210. Resumen de distribución de acero para tramo descanso e inclinado. (Fuente propia)

Tramo	Acero longitudinal	Acero Transversal
Inclinado	1Ø1/2" @0.20 m	1Ø3/8" @0.20 m
Descanso	1Ø3/8" @0.15 m	1Ø3/8" @0.20 m

- Verificación por corte

$$\phi V_c \text{ Inclinado} = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 9.05 \text{ ton})$$

$$\phi V_c \text{ descanso} = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 12.80 \text{ ton})$$

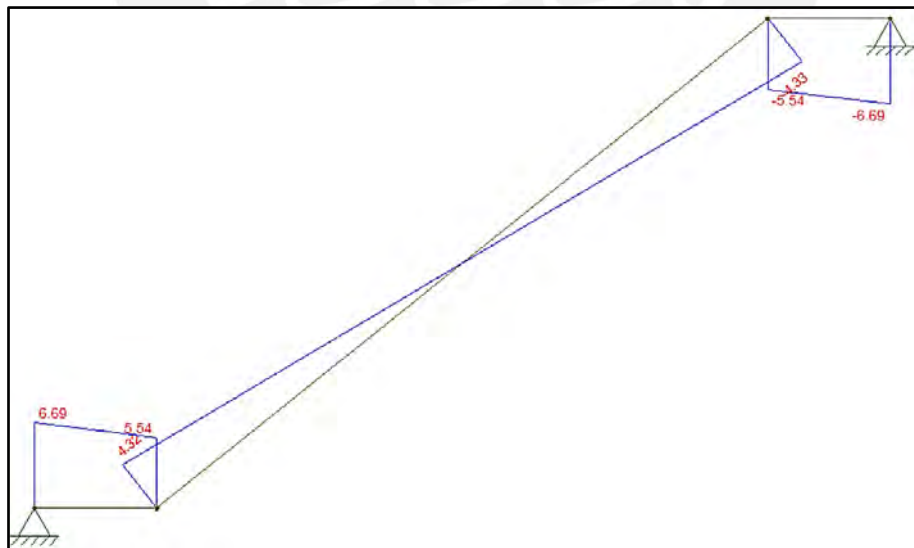


Figura 7.2. Diagrama de fuerzas cortantes para escalera (Fuente propia)

De acuerdo a lo calculado se tiene un V_u inclinado = 4.33 ton, mientras que para el V_u descanso = 6.69 ton. Por ello, se cumple la relación $\phi V_c > V_u$.

CAPÍTULO 8: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

8.1 Comentarios

- **Arquitectura:**
 - El proyecto al contar con un área extenso de terreno, se benefició en los siguientes aspectos: se consideró el estacionamiento y cisterna en la zona externa del casco del edificio, lo cual facilitó en una estructuración simétrica conveniente; así como de obtener ejes con distancias repetitivas, los cuales favorecen en la prefabricación de los elementos.
 - Asimismo, la edificación presenta simetría en el plano tanto en planta como altura. Esto favoreció para que el análisis sísmico no sea complejo y se logren aplicar elementos de concreto pretensado.
 - En base al proyecto arquitectónico se priorizó no alterar el plano original al realizar la estructuración y predimensionamiento, tanto en planta como altura.
- **Descripción del proyecto**
 - Se aplicó el sistema de muros de concreto armado especiales, con una estructuración basada en un núcleo de placas y elementos de gravedad perimetrales. Esto permite que el núcleo abarque la principal acción sísmica, mientras que las columnas reciben cargas por gravedad. De este modo, se obtuvo una estructuración y predimensionamiento de elementos favorables para la aplicación de elementos pretensados y prefabricados.
 - Por otro lado, se optó por el uso de vigas pretensadas para satisfacer las luces y esbeltez de los elementos que requiere el proyecto. Esto se logró mediante conexiones no emulativas semirrígidas entre elementos viga-columna o placa.
- **Análisis estructural**
 - Se inició el análisis considerando un ratio de peso por nivel de 1 ton/m^2 , el cual se verificó con los resultados obtenidos que abarcan entre 0.8 a 0.99 ton/m^2 . Estos valores se deben a que se usaron losas alveolares y vigas pretensadas, cuyas dimensiones redujeron considerablemente el peso por metro cuadrado en la edificación.
 - Para el edificio de oficinas se planteó colocar cargas vivas de tabiquería móvil en toda el área de servicio, debido a los posibles cambios de distribución de áreas que requiera el edificio. Esto contribuyó para aligerar el peso por m^2 de los niveles. Asimismo, no se utilizó tabiquería como muro perimetral, sino la instalación de vidrio templado. En consecuencia, estas aplicaciones aligeraron el edificio, puesto que se esperaba obtener un peso elevado. Esto debido a que se tienen vigas con luces y peraltes grandes, así como de una altura de entrepisos de más de 3.5 metros.
 - Dentro del análisis modal, no hubo observaciones negativas de torsión, ya que ninguno de los 2 modos predominantes se relacionó con el sentido rotacional. Del mismo modo,

se verificaron que las derivas no excedan la fracción de la altura de entrepisos estipulado en la norma, cuyo valor es 0.007 para edificios de concreto armado. Adicionalmente, se obtuvieron óptimos periodos fundamentales dinámicos en ambos ejes: Y igual a 1.32 seg. y X, 0.49 seg. Finalmente, todos estos datos obtenidos son reflejados en la correcta distribución simétrica y concentración de placas en el sentido X e Y.

- Diseño estructural
 - Columnas y placas: Al tener vigas que son simplemente apoyas con conexiones no emulativas las columnas se comportan como si fueran elementos en volado.
 - Cimentación: se hizo un bosquejo preliminar en base a zapatas aisladas. Esto se verificó y no posee ningún tipo de falla de punzonamiento, deslizamiento, ni volteo.

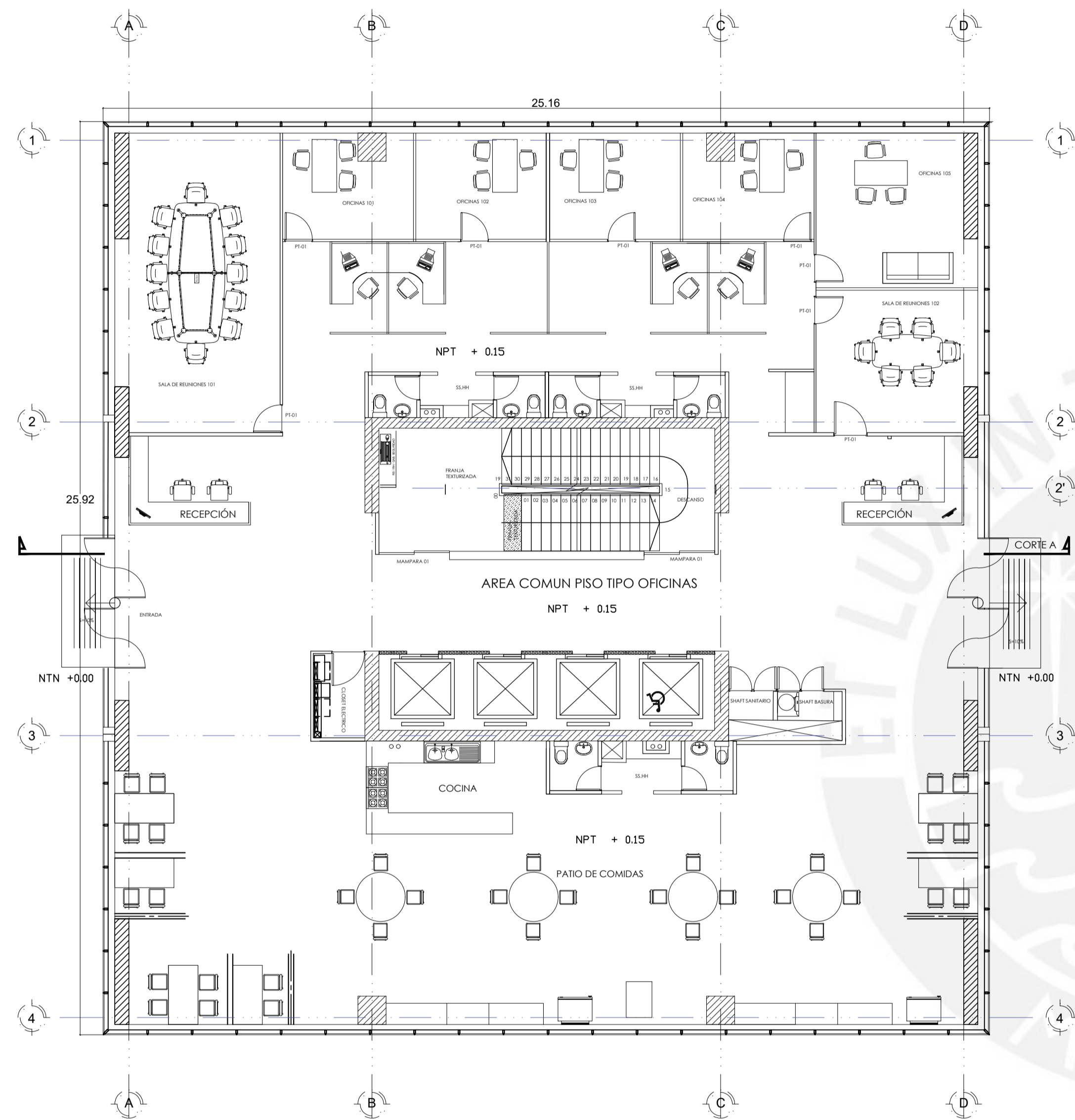
8.2 Conclusiones

- La edificación cuenta con luces hasta de 9.2 m y altura de entrepisos típicos de 3.5 m. Por ello, se aplicaron las vigas pretensadas que contribuyeron en la reducción del peso total sobre la estructura, evidentemente, por su disminución de dimensiones en ancho y peralte. Por otro lado, estas van apoyadas a los elementos verticales, lo cual compromete a una edificación sismorresistente. Por este motivo, se optaron por conexiones no emulativas semirrígidas que aportaron un equivalente al diafragma de cada nivel, esto mediante la capa de compresión y aceros superiores de la viga. Por último, al necesitar losas que satisfagan luces entre vigas de hasta 7.8 m, se optó por usar losas alveolares, a pesar de que esto incrementa el peso total de la edificación. De este modo, el diseño final trató de equilibrar el peso de los elementos con las cargas que se aplican a la edificación para obtener un ratio eficiente.
- Al presentar un sistema de muros estructurales con conexiones no emulativas semirrígidas, es decir que las uniones fueron mediante vigas pretensadas simplemente apoyadas, se consideró que el sistema es no convencional. Esto debido a que escapa de las menciones de la norma peruana respecto al presforzado. De este modo, se siguió las indicaciones de los documentos del ASCE 7/16, en consecuencia, se obtuvo como resultado final un factor de reducción conservador de $R=5.5$.
- Para el diseño de columnas se consideró solo la compresión, debido a que su momento flector eran pequeños. Esto se debe por que el efecto de momento flector es mucho menor en las columnas que en los muros. Estas últimas toman la mayor parte de la acción sísmica, con más del 90% de la cortante.

- Se realizó las verificaciones del análisis sísmico modal. Como resultado se obtuvieron periodos y derivas admisibles en el ámbito ingenieril y normativo.
- Se realizaron los cálculos manuales para comprobar los resultados obtenidos a partir del programa SAP2000. Esto con el objetivo de asegurar de que los resultados obtenidos sean adecuados y correctos para el desarrollo de la presente tesis.
- Las losas alveolares prefabricadas al ser simplemente apoyadas sobre las vigas, no aportaban monolitismo a la estructura en conjunto. Por ello, fue imprescindible que la capa de compresión superior brinde un equivalente a este y se obtenga un mejor comportamiento del edificio ante las cargas exigidas. Asimismo, esto se complementó mediante las conexiones entre las vigas con columnas o placas, mediante el acero superior del primero.
- Para el proceso constructivo se consideró que la cimentación y elementos verticales sean vaciados insitu, mientras que los horizontales son prefabricados y pretensados. Esto permite que mientras se avanzan los trabajos de elementos verticales, se pueden preparar las vigas pretensadas y losas para luego ser colocadas por grúas. En consecuencia, se optimiza el flujo de trabajo y pérdidas de materiales. Por otro lado, debido a que las vigas en el núcleo de placas soportan cargas sísmicas, se optó por vaciarlas insitu y conseguir unificación entre elementos. Finalmente, para formar el diafragma de cada piso se vacía toda la capa de compresión como un solo elemento.
- La viga pretensada con mayor exigencia de carga es de 0.30 x 0.70 m, cuya fuerza de tensión inicial fue de 95 ton. Esto permitió satisfacer las cargas y brindar una luz de 9.90 m. Asimismo, la viga cuenta con armado convencional de estribos y distribución de aceros longitudinales de cuantía mínima, ya que los 06 torones del pretensado abarcan la deflexión. Por otro lado, las conexiones no emulativas semirrígidas, permiten satisfacer los momentos negativos generados entre la viga y elementos verticales. Esto se debe a que el acero superior de la viga conecta con los nudos.

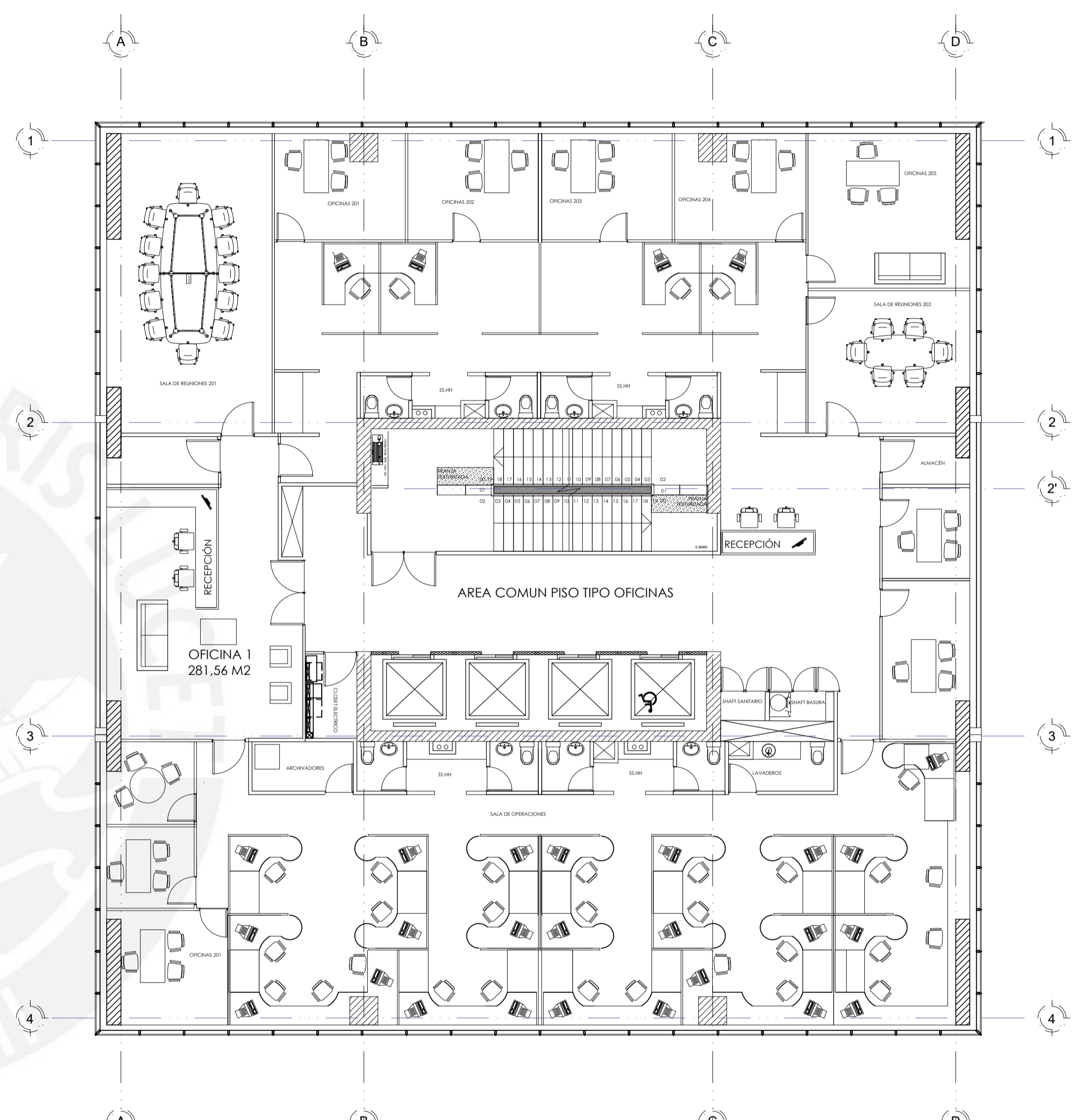
BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 318. (2019). *Code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary of code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Asmat, C.A. (2022). *Análisis de elementos presforzados*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP.
- Beer and Johnston Jr. (1994). *Mecánica de Materiales*. Mc Graw Hill
- Blasco, A. B., & Colegio de Ingenieros del Perú. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Comité Técnico de Norma E.020. (2020). *Norma E.020 Cargas*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Comité Técnico de Norma E.030. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Comité Técnico de Norma E.050. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Comité Técnico de Norma E.060. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Concremax. (n.d) *Prelosas pretensadas*. Consultado el 20 de octubre de 2022.
<https://www.concremax.com.pe/pretensados/prelosas-pretensadas/>
- Joint ACI-ASCE Commite 550. (2009). *Guide to Emulating Cast-in-Place Detailing for Seismic Design of Precast Concrete Structures (ACI 550.1R-09)*. American Concrete Institute.
- Joint ACI-ASCE Committee 550. (2013). *Design Guide for Connections in Precast Jointed Systems (ACI 550.2R-13)*. American Concrete Institute.
- Morán, L. (2021). *Apuntes del curso Concreto Pretensado*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP.
- Ottazzi, G. (2019). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP.
- PCI Industry Handbook Committee. (2010). *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete. (7ma ed.)*. Precast/Prestressed Concrete Institute.
- SENCICO (2021). *Recomendaciones Técnicas para el Diseño de Estructuras Emulativas de Concreto Prefabricado para Edificios en Zonas Sísmicas*. Elaborado por Luis Bedriñana Mera.
- Tecnyconta. (n.d) *Jácnas prefabricadas jr*. Consultado el 02 de febrero de 2023.
<https://www.tecnyconta.es/jacenas-hormigon-prefabricadas/jacena-jr/>
- T.Y.Lin & Ned H.Burns. (2017). *Design of Prestressed Concrete Structures. Third Edition*.




Plano de arquitectura primer nivel

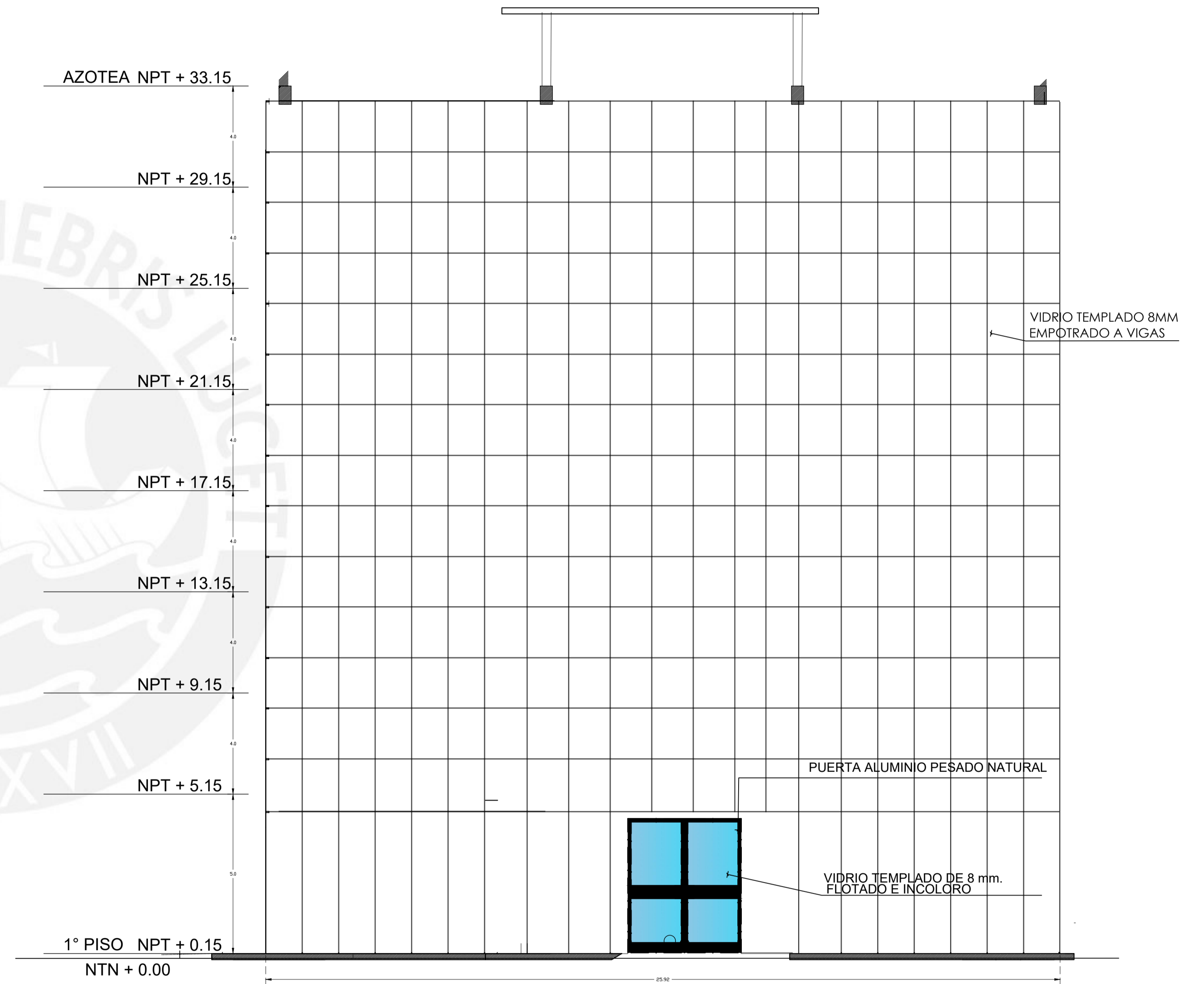
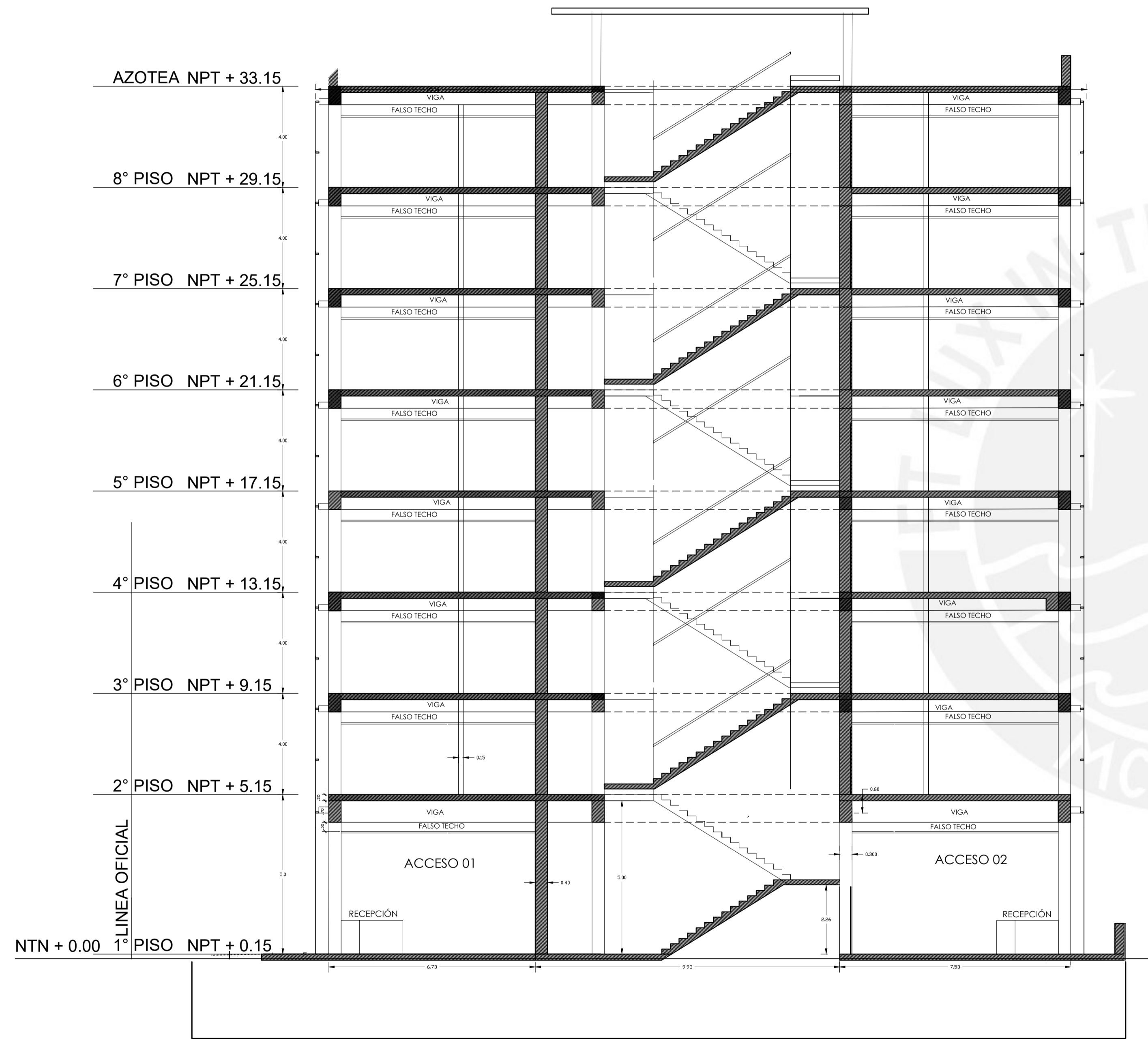
Escala 1/100



Plano arquitectura piso típico

Escala 1/100

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE PLANTA ARQUITECTURA		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MURD ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNIVEROS, KEVIN ANDRE 20155259 LUÑA ARO, GERALD RONALDO 20155259	LAMINA: A-01 TOTAL: 1/11	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023	
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDOCHEA	DIBUJO: NUKA LAGR		

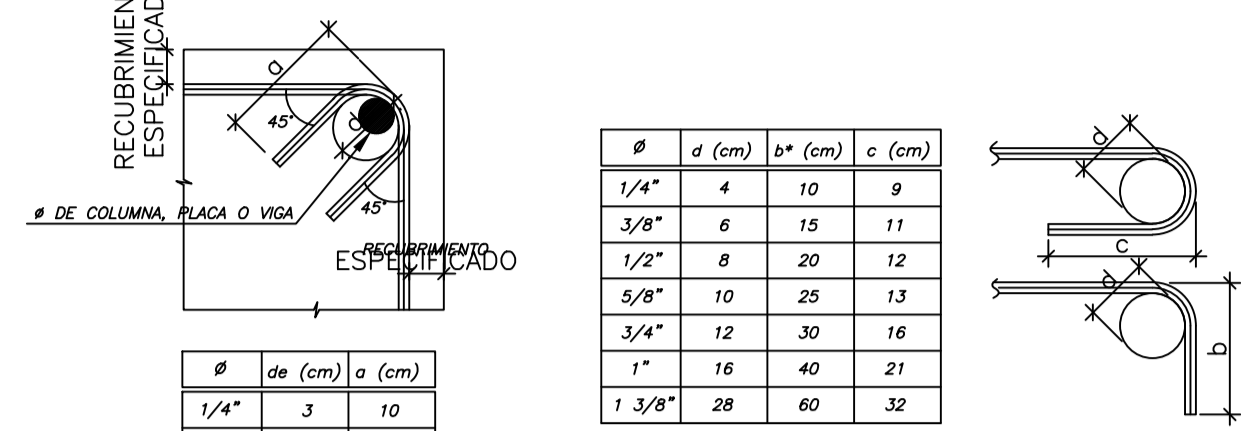


CORTE A-A
Escala 1/100

Fachada del edificio
Escala 1/100

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE: CORTES Y FACHADA ARQUITECTURA		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MUROS ESPECIALES		LAMINA: A-02 TOTAL: 2/11
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNTIVEROS, KEVIN ANDRE 20155259 LUNA ARD, GERALD RONALDO 20155259	FECHA: AGO-2023	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDCHEA	ESCALA: 1:50	BIBUJO: NUKA LAGR

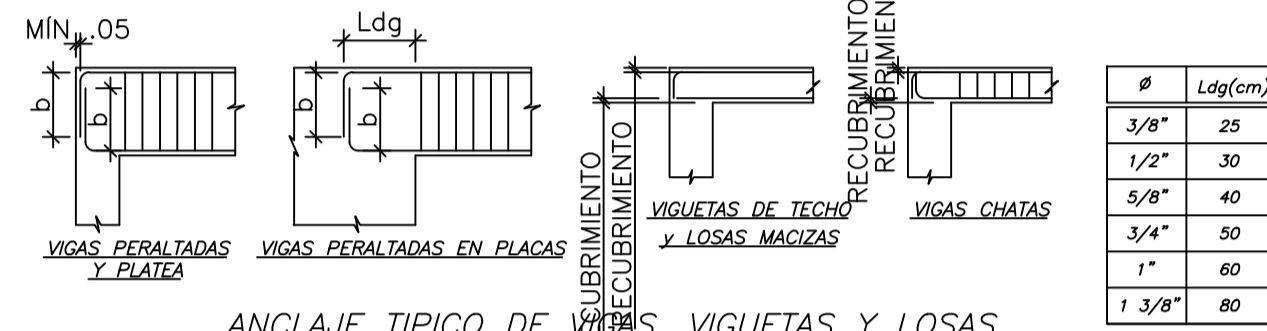
DETALLES DE REFUERZO (GANCHOS, ESTRIBOS, ANCLAJES)



Ø	a (cm)	b* (cm)	c (cm)
1/4"	4	10	9
3/8"	6	15	11
1/2"	8	20	12
5/8"	10	25	13
3/4"	12	30	16
1"	16	40	21
1 3/8"	28	60	32

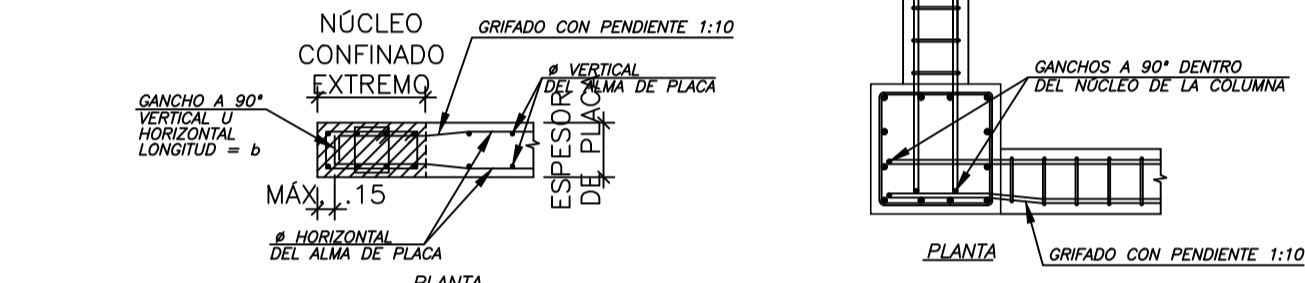
DOBLADO GANCHOS A 90° Y 180°
*SALVO SE INDIQUE UNA LONGITUD MAYOR EN LOS PLANOS.

DOBLADO DE ESTRIBOS



ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS, VIGUETAS Y LOSAS

NOTA: b = LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)

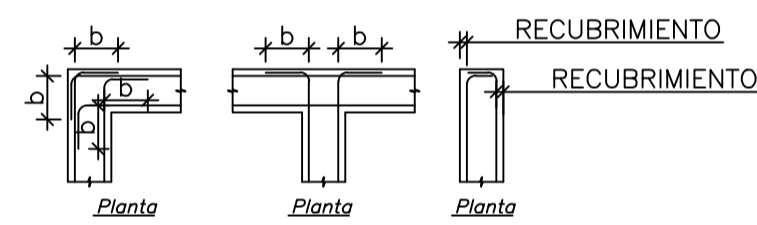


DESARROLLO Ø HORIZONTAL DE PLACA DENTRO DEL NÚCLEO CONFINADO

ANCLAJE DE VIGAS EN COLUMNAS

ESPECIFICACIONES PARA PAQUETES DE 2 VARILLAS DE REFUERZO

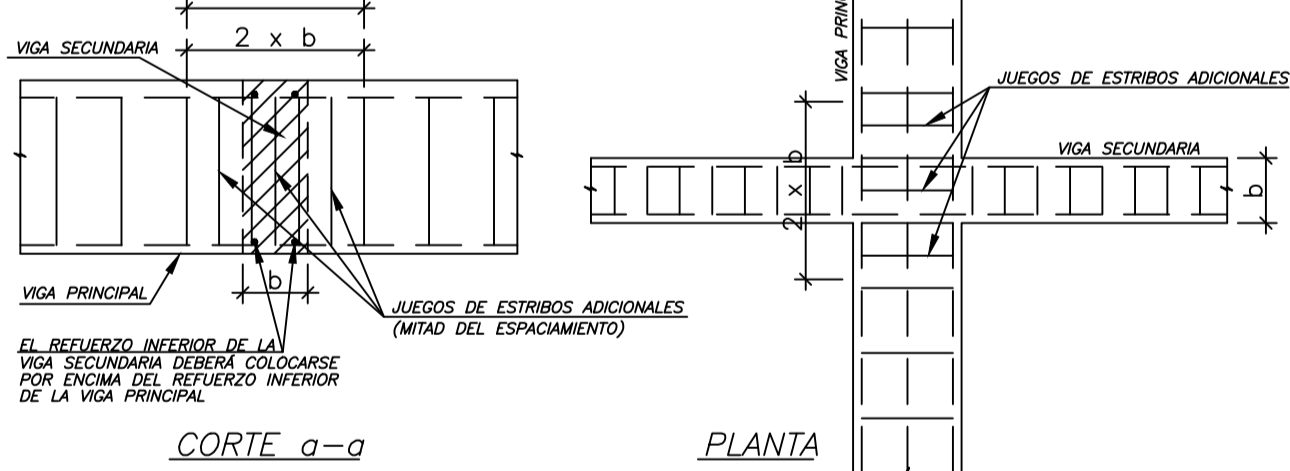
- DEBE DE CUMPLIRSE LO SIGUIENTE:
1. ENSAMBLAR LOS PAQUETES ANTES DEL MONTAJE.
2. AMARRAR LAS BARRAS QUE FORMAN EL PAQUETE CON ALAMBRE #16 CADA 20 cm.
3. EFECTUAR LOS EMPALMES POR MEDIO DE UNA BARRA DE TRASLAPÉ EN CADA UNIÓN SEGUN DETALLE.
- 4.- TERMINAR LAS BARRAS DE UN PAQUETE EN PUNTOS DISTINTOS AJEJADOS MÍNIMO 40 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA DE REFUERZO, DE TAL MANERA QUE NUNCA EXISTAN DOS EMPALMES CERCANOS.



DETALLE DE REFUERZO HORIZONTAL EN ENCINTOS DE MUROS

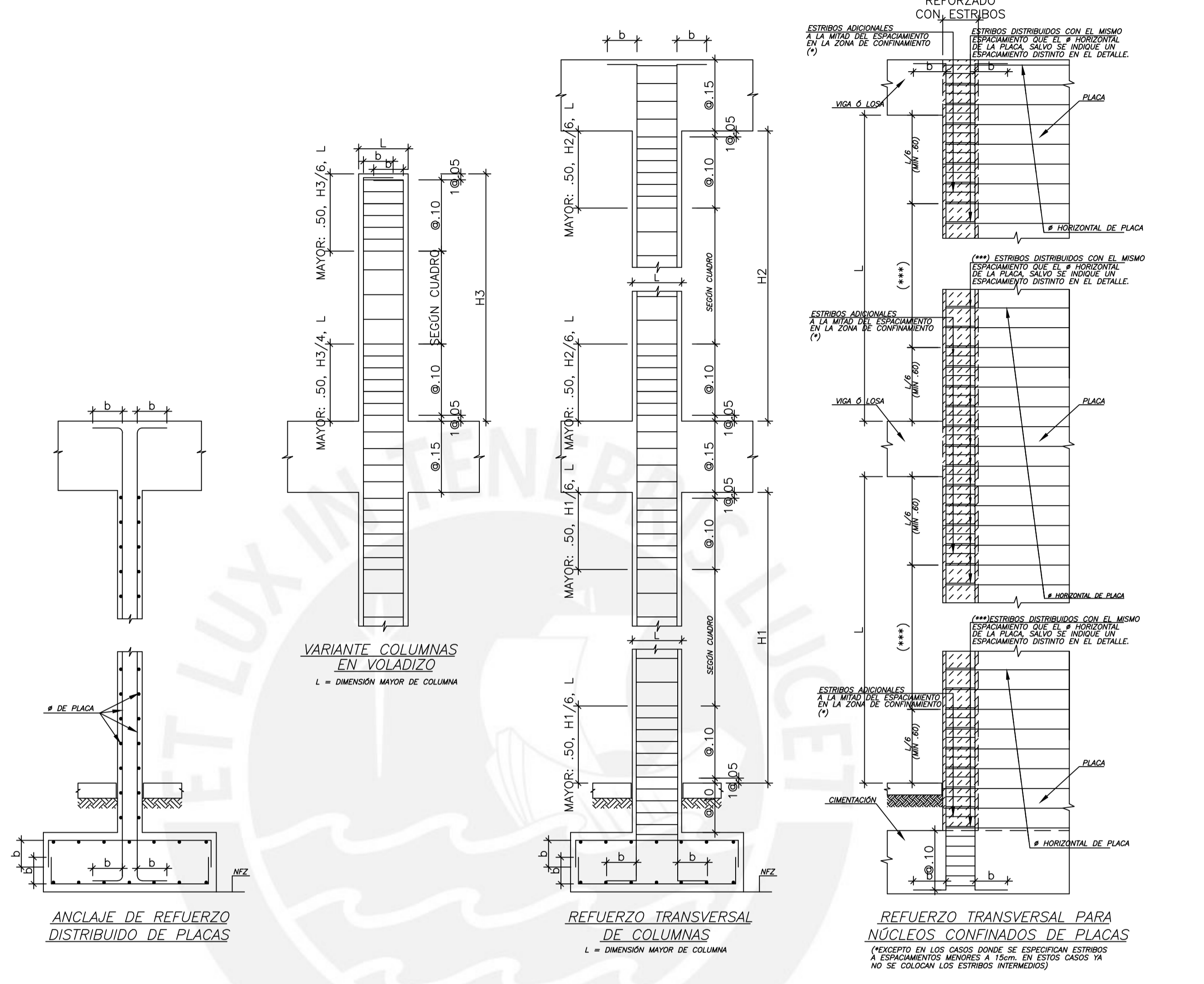
NOTA: b = LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)

SE DEBERÁN COLOCAR JUEGOS DE ESTRIBOS ADICIONALES INTERCADAOS CON LOS ESTRIBOS DISTRIBUIDOS DE LA VIGA PRINCIPAL EN ESTA ZONA, SALVO SE INDIQUE UN REFUERZO ESPECIAL EN LAS ELEVACIONES DE VIGAS



DETALLE DE REFUERZO TÍPICO PARA VIGAS QUE RECIBEN OTRAS VIGAS

DETALLE DE REFUERZO DE COLUMNAS Y PLACAS



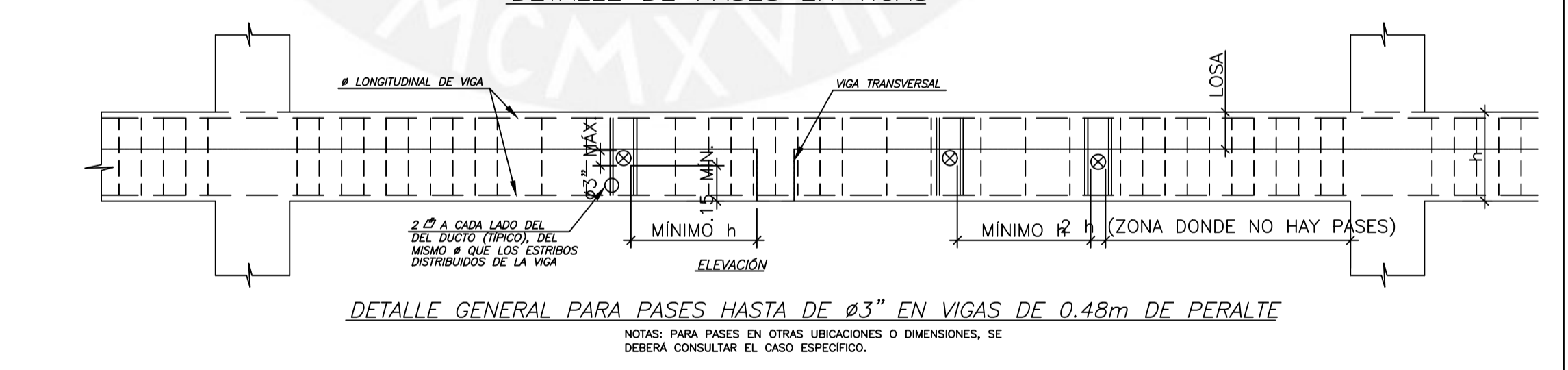
VARIANTE COLUMNAS EN VOLADIZO
L = DIMENSIÓN MAYOR DE COLUMNA

ANCLAJE DE REFUERZO DISTRIBUIDO DE PLACAS

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS
L = DIMENSIÓN MAYOR DE COLUMNA

REFUERZO TRANSVERSAL PARA NÚCLEOS CONFINADOS DE PLACAS
(*EXCEPTO EN LOS CASOS DONDE SE ESPECIFICAN ESTRIBOS A ESPACIAMIENTOS MENORES A 15cm. EN ESTOS CASOS YA NO SE COLOCAN LOS ESTRIBOS INTERMEDIOS)

DETALLE DE PASES EN VIGAS

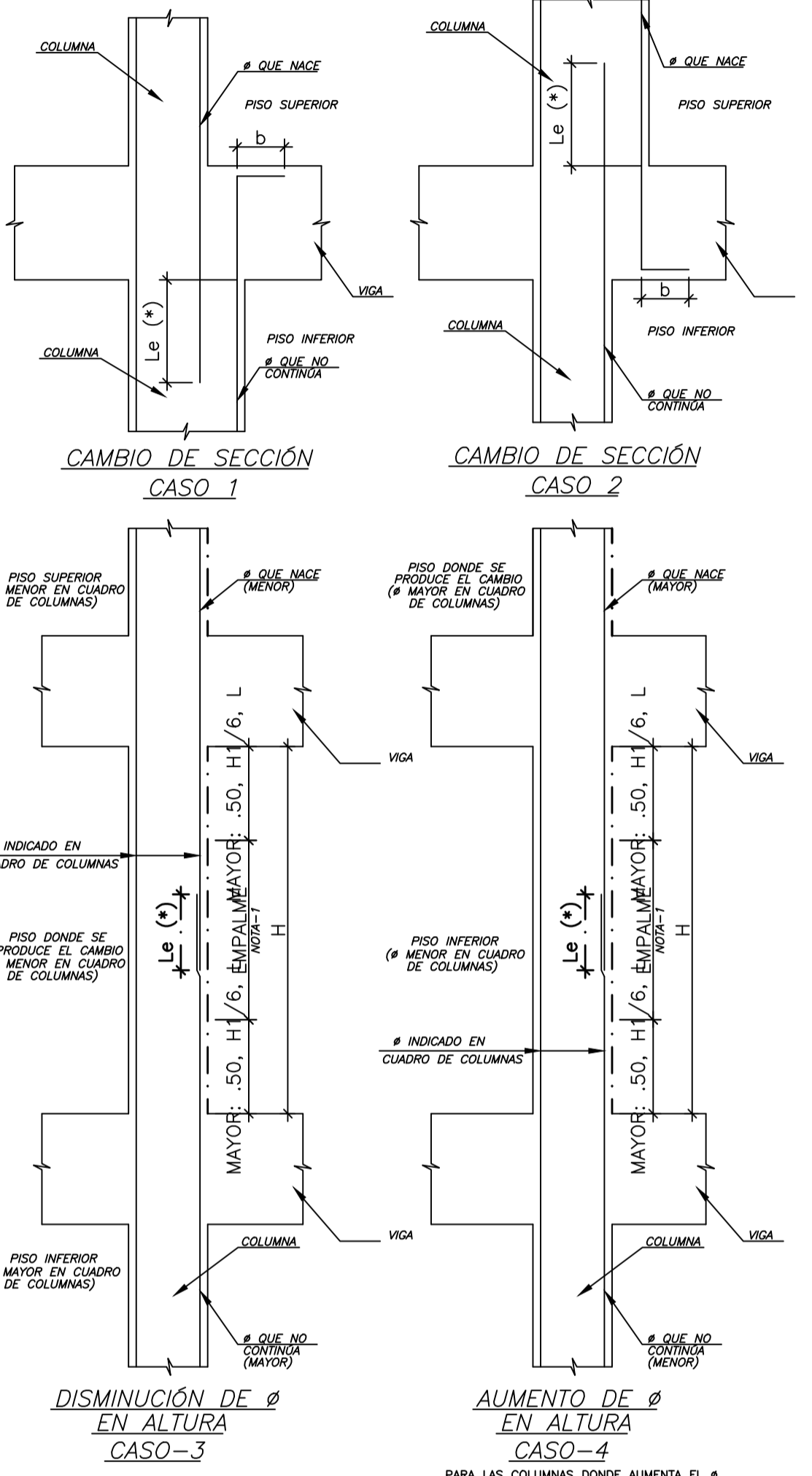


DETALLE GENERAL PARA PASES HASTA DE Ø3" EN VIGAS DE 0.48m DE PERALTE

NOTAS: PARA PASES EN OTRAS UBICACIONES O DIMENSIONES, SE DEBERÁ CONSULTAR EL CASO ESPECÍFICO.

DETALLE DE CAMBIOS DE SECCIÓN Y DE REFUERZO EN COLUMNAS

NOTA: SÓLO SE MUESTRAN REFUERZOS VERTICALES PARA VISUALIZAR EL DETALLE DE ANCLAJES DE LOS REFUERZOS QUE NACEN Y NO CONTINGAN DEBIDO A CAMBIOS DE SECCIÓN EN LAS COLUMNAS.
(*1) VER LONGITUD L_e EN CUADRO DE EMPALMES, CUANDO SE TRASLAPEN DOS VARILLAS DE DISTINTO DIÁMETRO, SE USARÁ LA LONGITUD DE EMPALME CORRESPONDIENTE AL # MAYOR.
NOTA-1: EN CASO NO SE EMPALME EN LA ZONA INDICADA Y/O SE EMPALME MAS DEL 50% DEL ACERO, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD L_e EN UN 30%

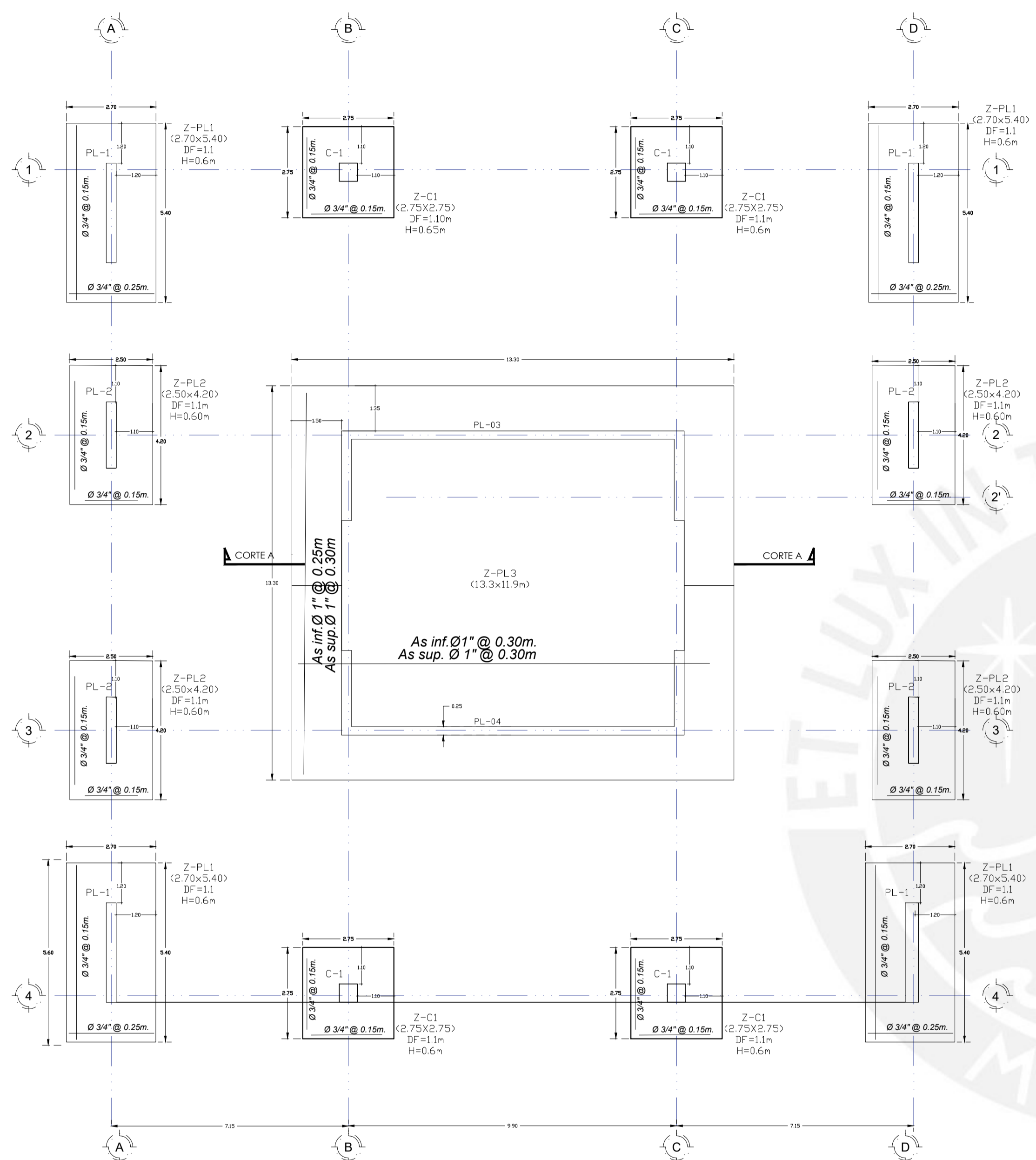


DISMINUCIÓN DE EN ALTURA CASO-3

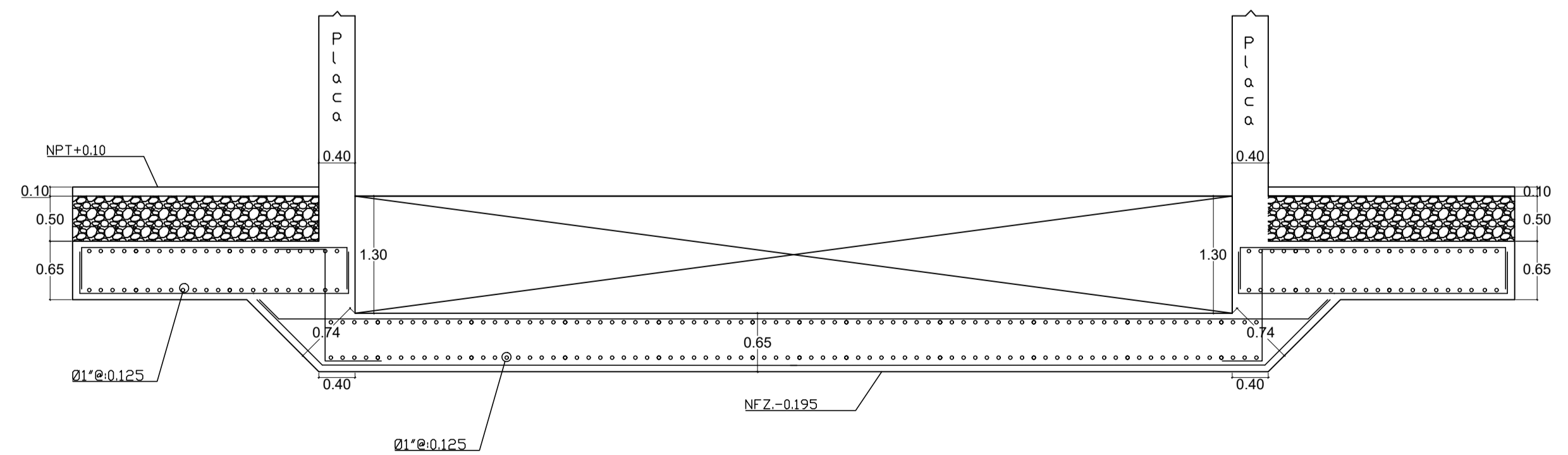
AUMENTO DE EN ALTURA CASO-4

PARA LAS COLUMNAS DONDE AUMENTA EL # VERTICAL EN UN PISO CON RESPECTO AL PISO INFERIOR, EL EMPALME DE ACEROS DE DISTINTO DIÁMETRO SE REALIZARÁ EN EL NIVEL INMEDIATO INFERIOR.

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE: DETALLES DE ESTRUCTURA		
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MUROS ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: Pontificia Universidad Católica del Perú	ALUMNOS: NAVARRO UNIVEROS, KEVIN ANDRE	2015259	LÍNEA: E-01
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	LUNA ARD, GERALD RONALDO	2015259	TOTAL: 3/11
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDOCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023	DIBUJO: NUKA LAGR



Cimentación
Escala 1/100

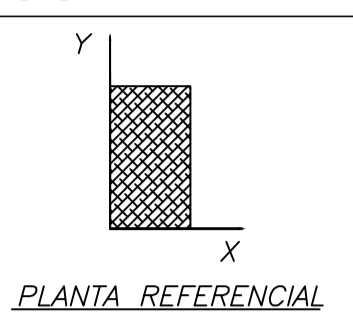


Corte A-A Plata de cimentación
Escala 1/50

PARÁMETROS SÍSMICOS

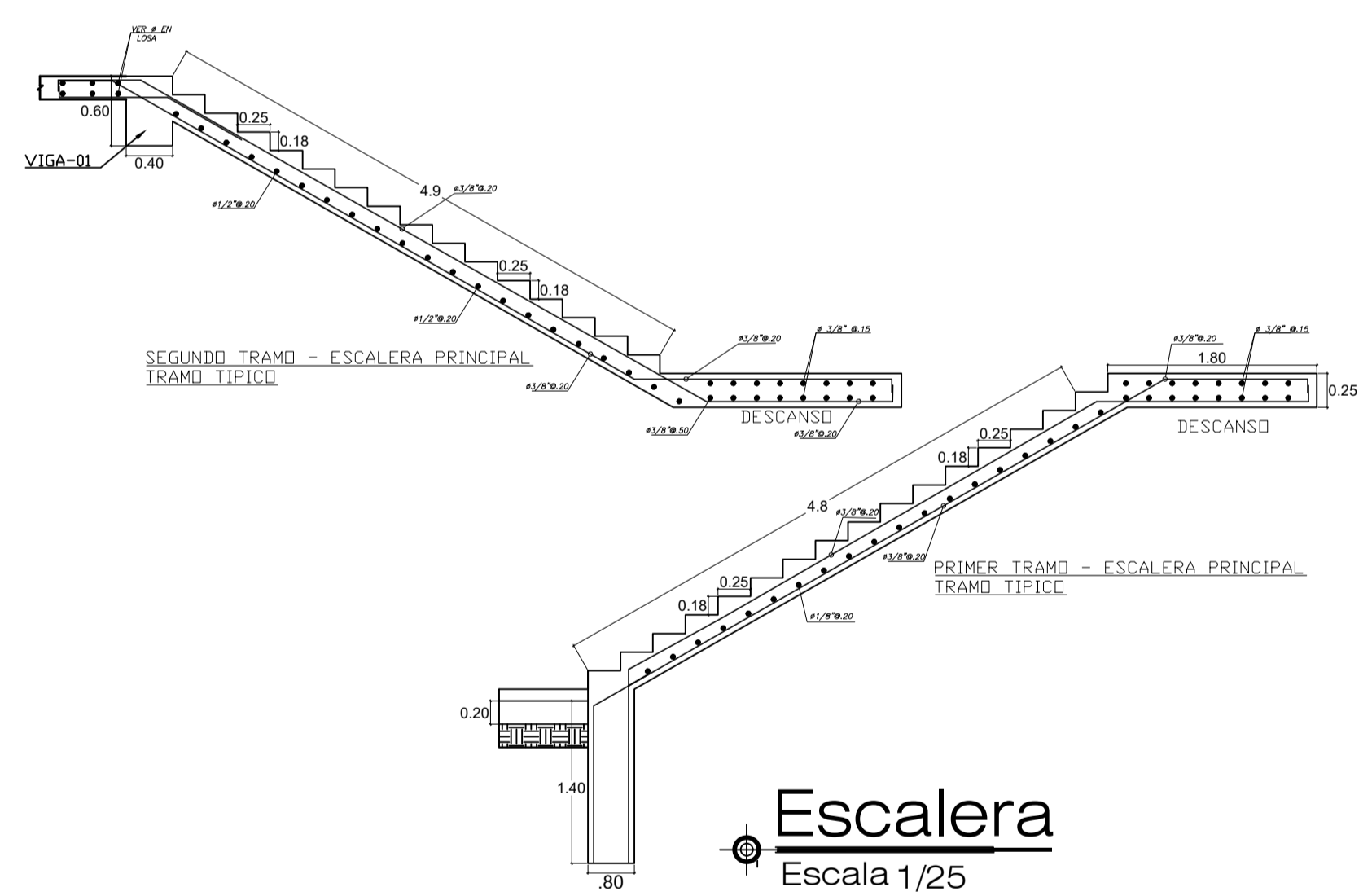
$$V_x/y = \frac{Z U S C P}{R}$$

FACTOR DE ZONA (ZONA 4) $Z = 0.45$
 FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) $U = 1.00$
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1) $S = 1.00$
 PERIODO DE SUELO (TIPO S1) $T_p = 0.40$ $T_I = 2.50$
 FACTOR DE IRREGULARIDAD
 $I_a = 1.00$ (No presenta)
 $I_p = 1.00$ (No presenta)
 FACTOR DE REDUCCION
 $R_x = 5.50$ (Sistema Muros de concreto armado especiales, ASCE 7/16)
 $R_y = 5.50$ (Sistema Muros de concreto armado especiales, ASCE 7/16)
 ORDENADA ESPECTRAL $C = 2.50(T_p/T)$



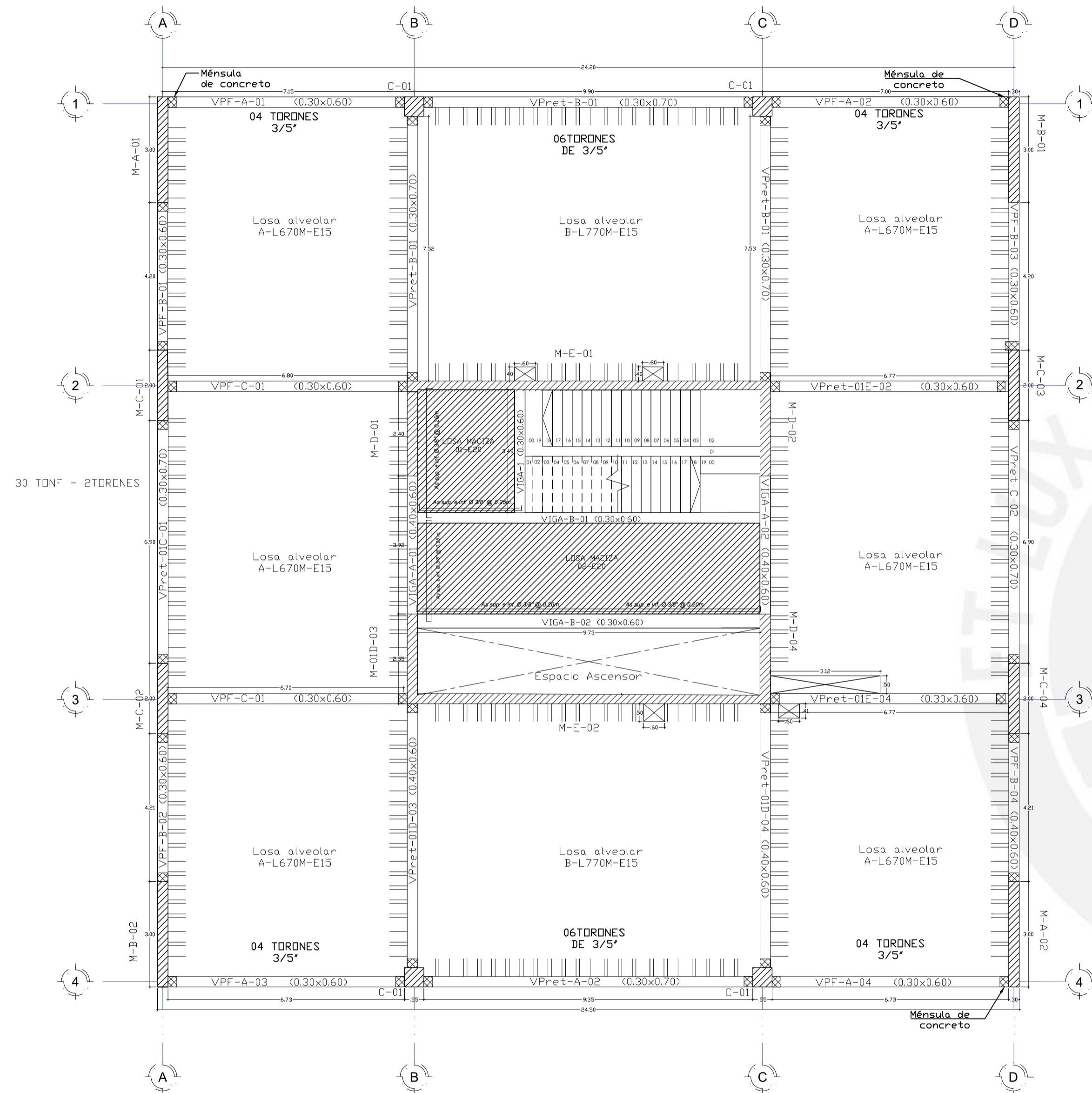
CUADRO DE ZAPATAS

TIPO	DIMENSIONES			CANTIDAD	FIERRO
	A	B	H		
Z-C1	2.75	2.75	0.60	04 Unid.	$\phi 3/4'' @ .15$
Z-PL1	2.70	5.40	0.60	04 Unid.	$\phi 3/4'' @ .15$ $\phi 3/4'' @ .25$
Z-PL2	2.50	4.20	0.60	04 Unid.	$\phi 3/4'' @ .15$
Z-PL3	13.30	13.30	0.60	01 Unid.	Asup $\phi 1'' @ .30$ Asinf $\phi 1'' @ .25$
Z-PL4					



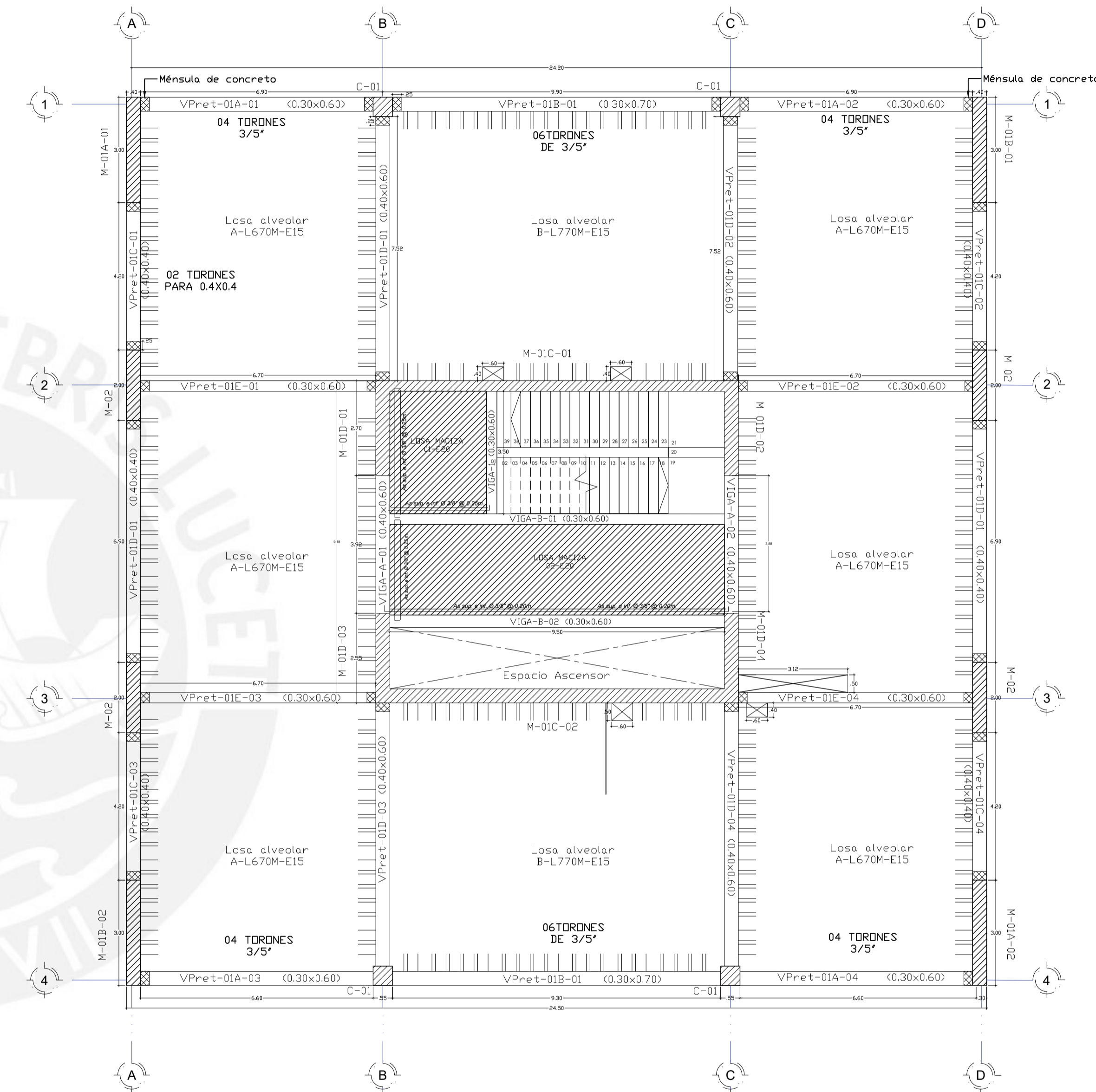
Escalera
Escala 1/25

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE INFORMACION SISMICA		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MURDS ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNIVERDOS, KEVIN ANDRE LUNA ARD, GERALD RONALDO	20155259 20155259	LAMINA: E-02 <small>TOTAL: 4/11</small>
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023	DIBUJO: NUKA LAGR
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDOCHEA			



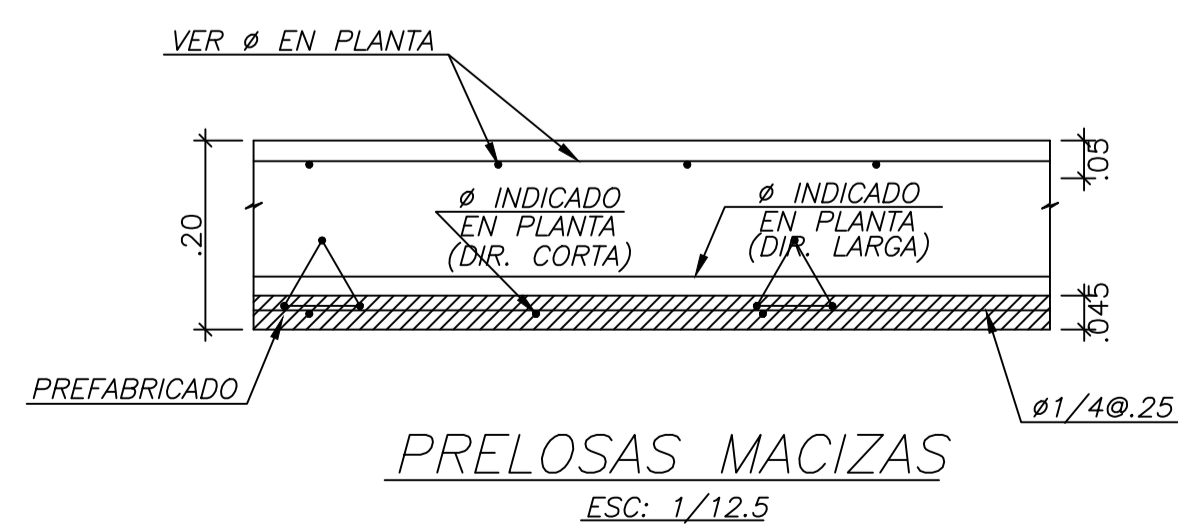
Plano encofrado del primer nivel

Escala 1/100

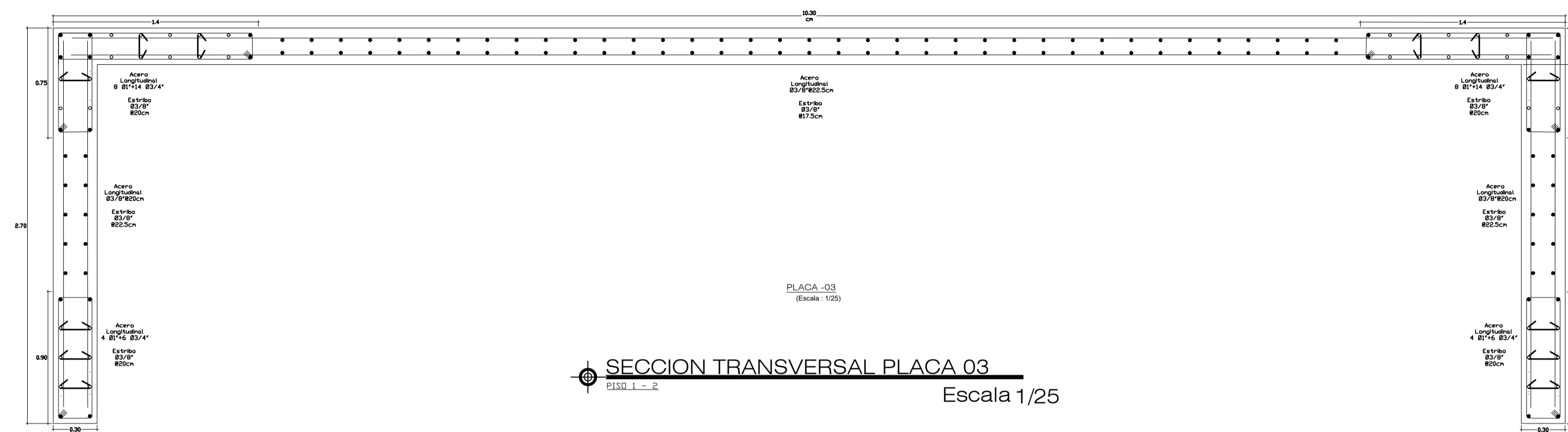


Plano encofrado de piso típico

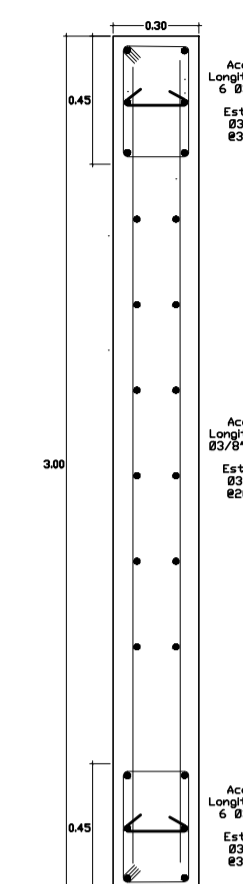
Escala 1/100



		PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO	
		PLANO DE ENCOFRADO DE NIVELES	
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		ALUMNOS: NAVARRO UNTIVEROS, KEVIN ANDRE	20155259
FACULTAD CIENCIAS E INGENIERIA		LUNA ARD, GERALD RONALDO	20155259
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA		ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023
		SISTEMA: MUROS ESPECIALES	
		LÁMINA: E-03	
		TOTAL: 5/11	
		BIBUJO: NUKA LAGR	



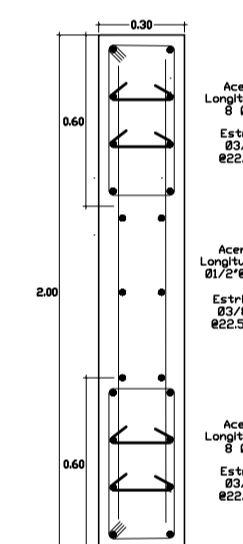
SECCION TRANSVERSAL PLACA 03
Escala 1/25



PLACA -01
(Escala: 1/25)

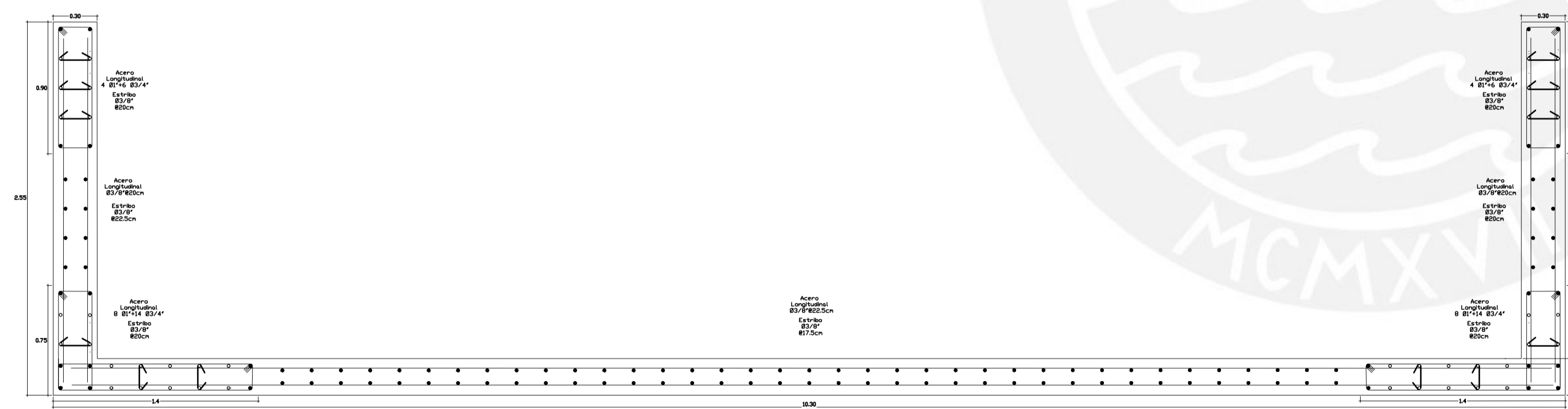
CUADRO DE COLUMNA	
TIPO	C - 1
DIMENSION	
PISO 1-2	16 #1"
PISO 3-4	4 #1" + 12 #3/4"
PISO 5-6	4 #3/4" + 12 #5/8"
PISO 6-7	16 #5/8"
ESTRUBOS	2 # 3/8" 1 #5cm, 9 #10cm Rto #25cm

SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 1
Escala 1/25



PLACA -02
(Escala: 1/25)

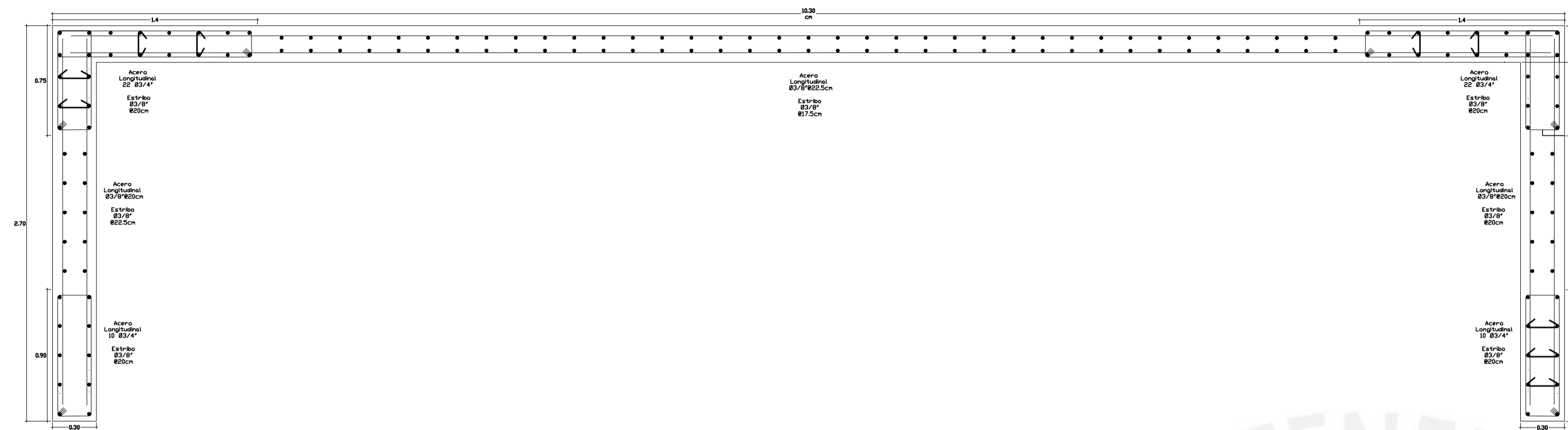
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 2
Escala 1/25



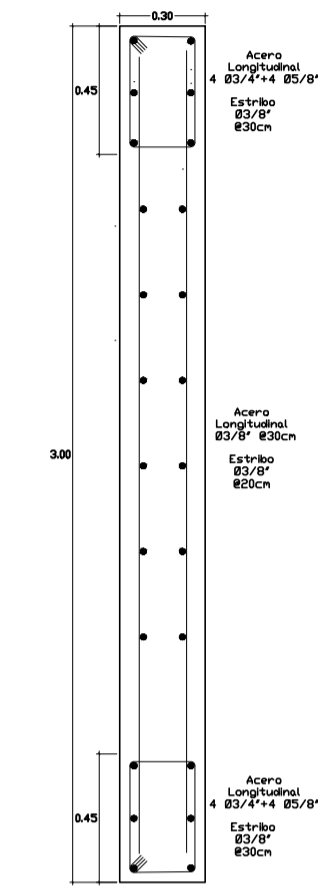
SECCION TRANSVERSAL PLACA 04
Escala 1/25



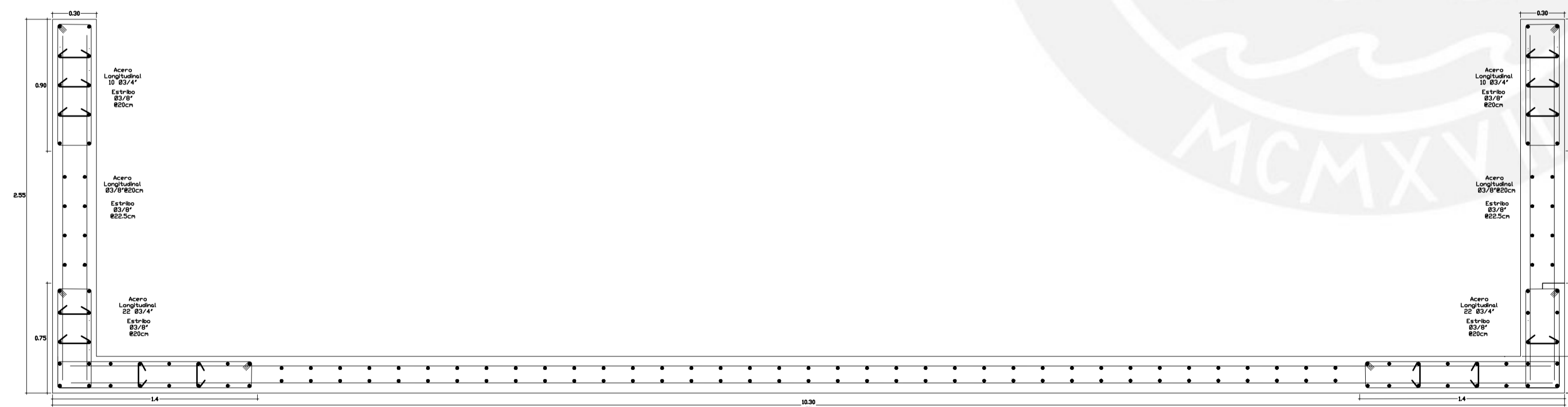
	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE INFORMACION SISMICA		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MURD ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNIVEROS, KEVIN ANDRE LUNA ARD, GERALD RONALDO	20155259 20155259	LAMINA: E-04 TOTAL: 6/11
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023
		DIBUJO: NUKA LAGR	



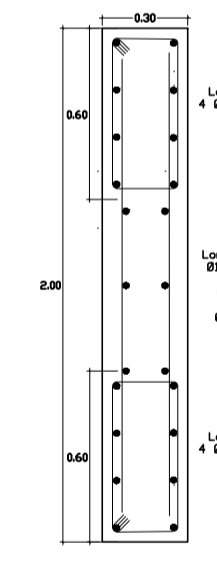
SECCION TRANSVERSAL PLACA 03
Escala 1/25



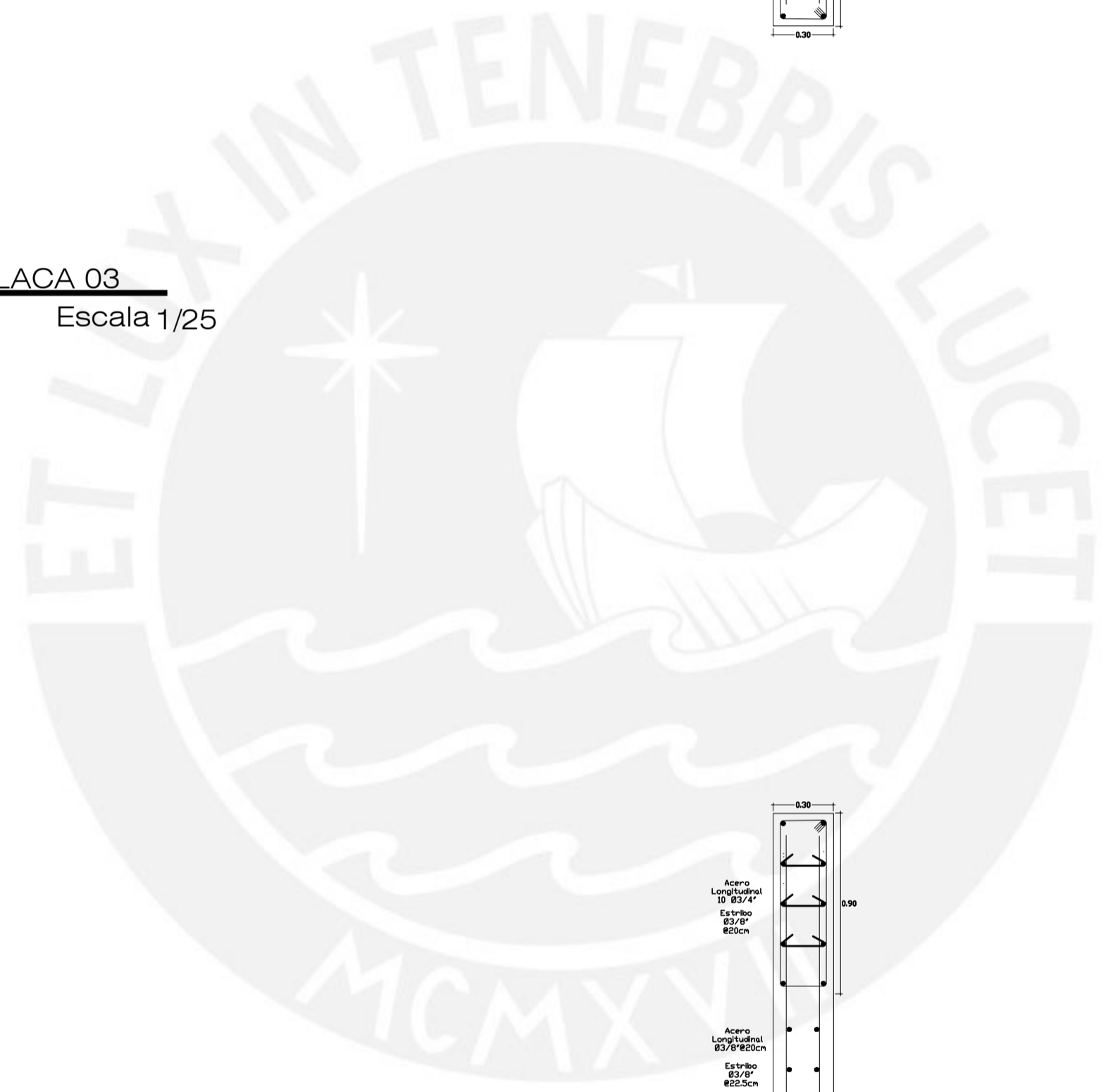
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 1
Escala 1/25



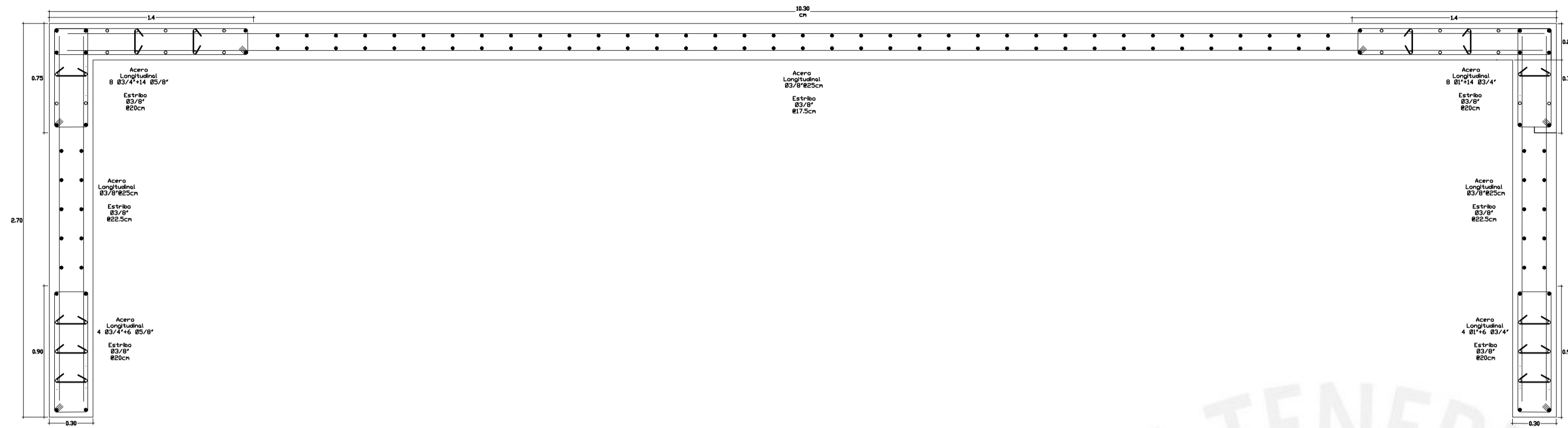
SECCION TRANSVERSAL PLACA 04
Escala 1/25



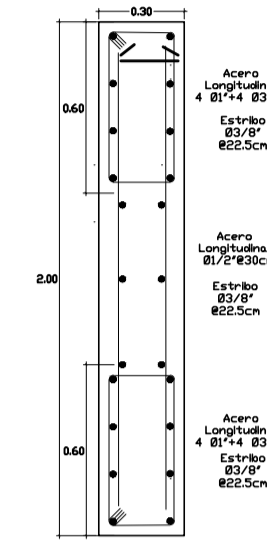
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 2
Escala 1/25



	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE COLUMNAS Y PLACAS		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MUROS ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNTIVEROS, KEVIN ANDRE 20155259 LUÑA ARO, GERALD RONALDO 20155259	LAMINA: E-05 TOTAL: 7/11	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023	DIBUJO: NUKA LAGR
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDOCHEA			

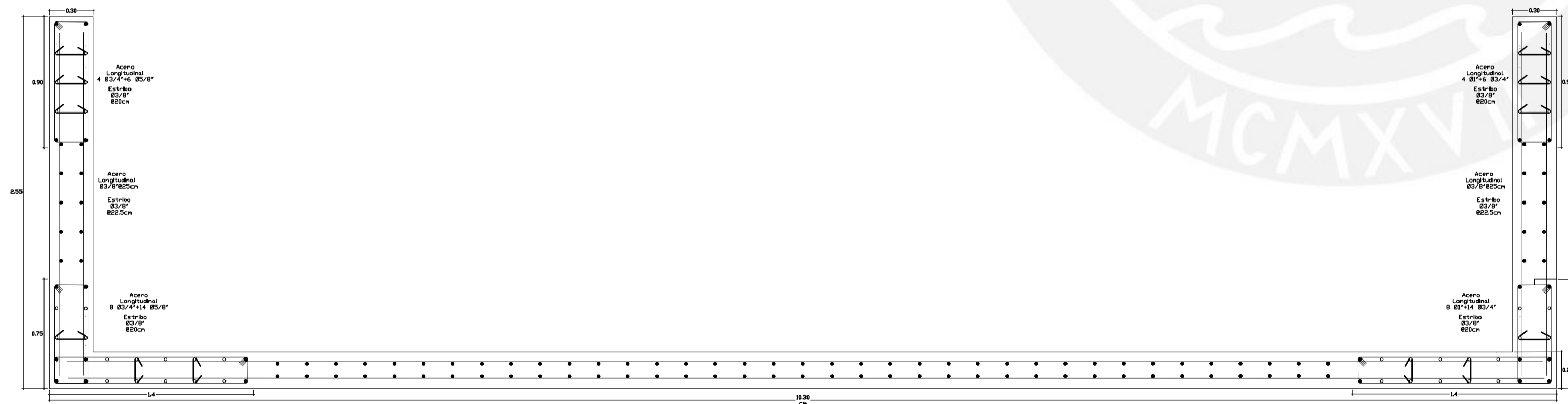


SECCION TRANSVERSAL PLACA 03
PISO 5 - 6
Escala 1/25

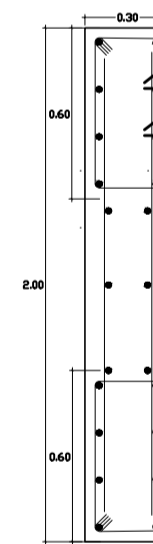


PLACA -02
(Escala: 1/25)

SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 2
PISO 3 - 4
Escala 1/25

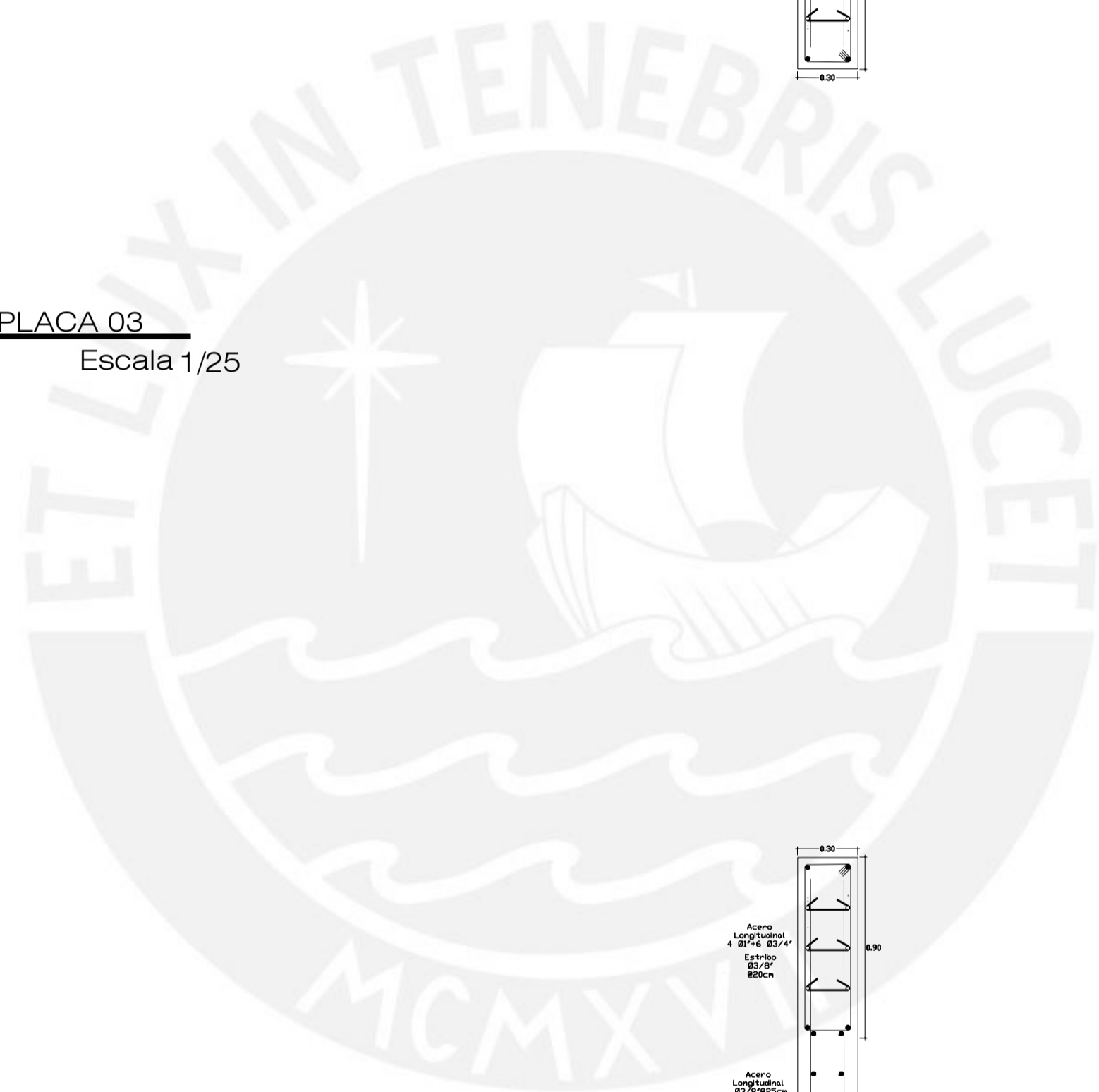


SECCION TRANSVERSAL PLACA 04
PISO 5 - 6
Escala 1/25

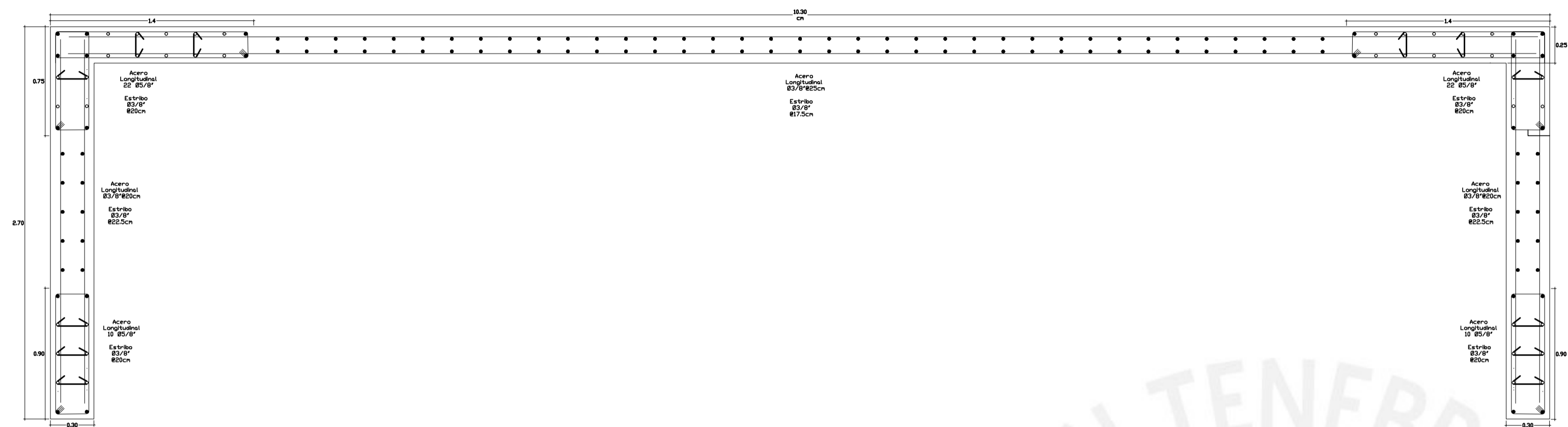


PLACA -02
(Escala: 1/25)

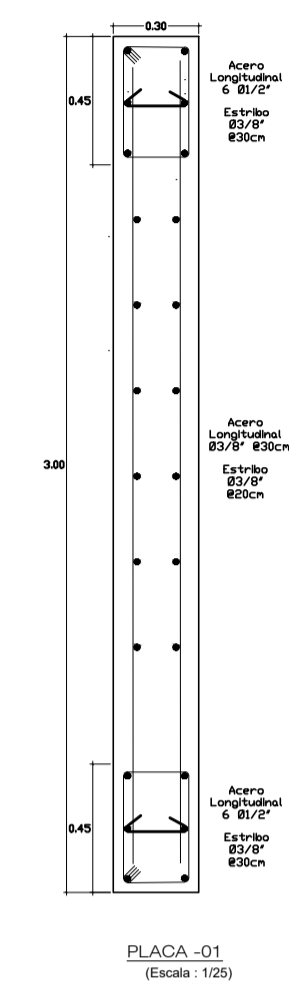
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 2
PISO 5 - 6
Escala 1/25



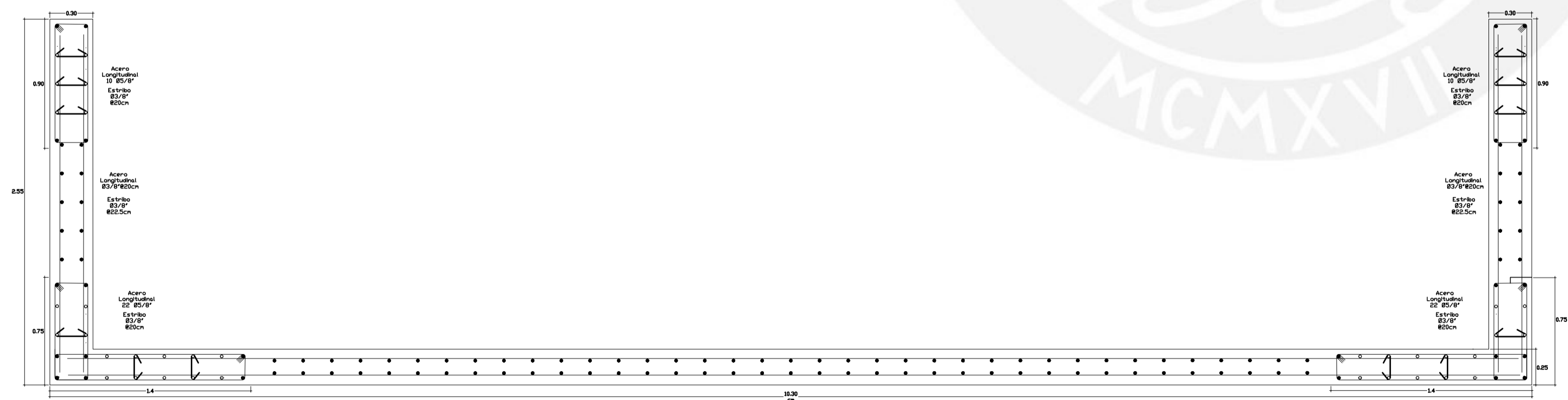
	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE COLUMNAS Y PLACAS		
UBICACION SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA MURD ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNIVERDOS, KEVIN ANDRE 20155259 LUNA ARO, GERALD RONALDO 20155259	LAMINA: E-06 TOTAL: 8/11	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023
		DIBUJO: NUKA LAGR	



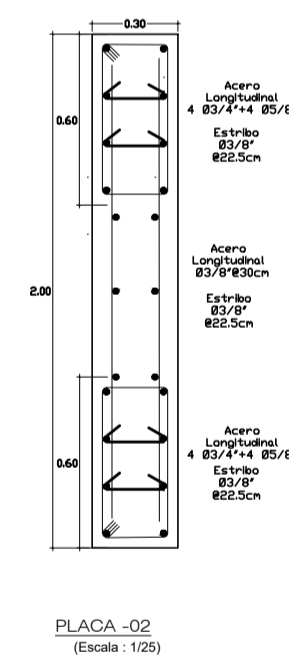
SECCION TRANSVERSAL PLACA 03
Escala 1/25



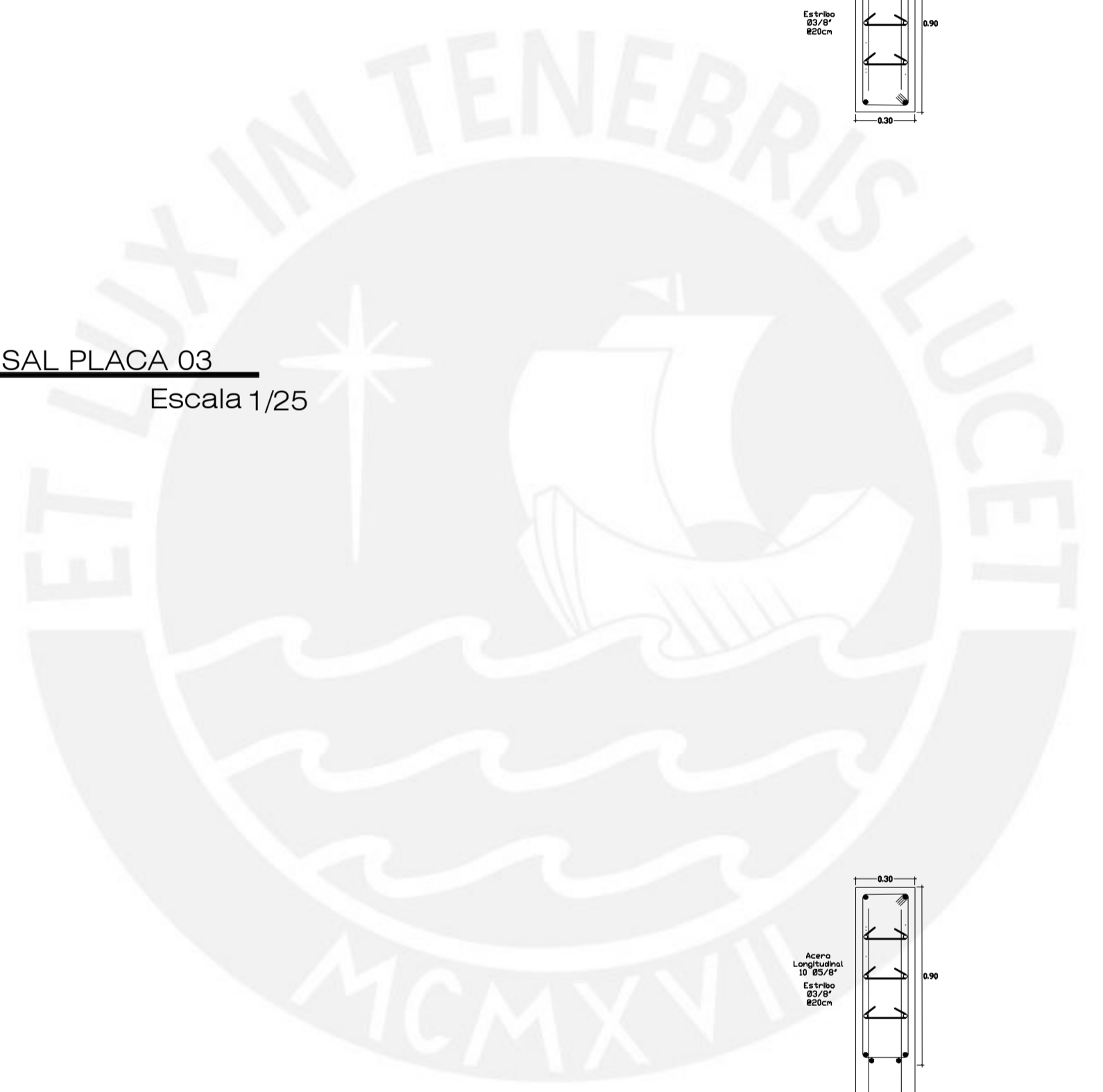
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 1
Escala 1/25



SECCION TRANSVERSAL PLACA 04
Escala 1/25



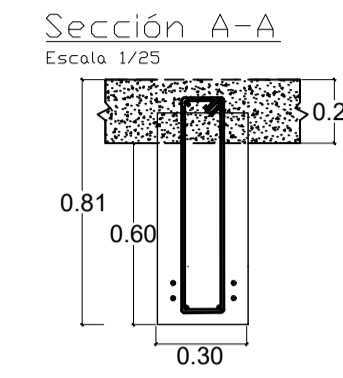
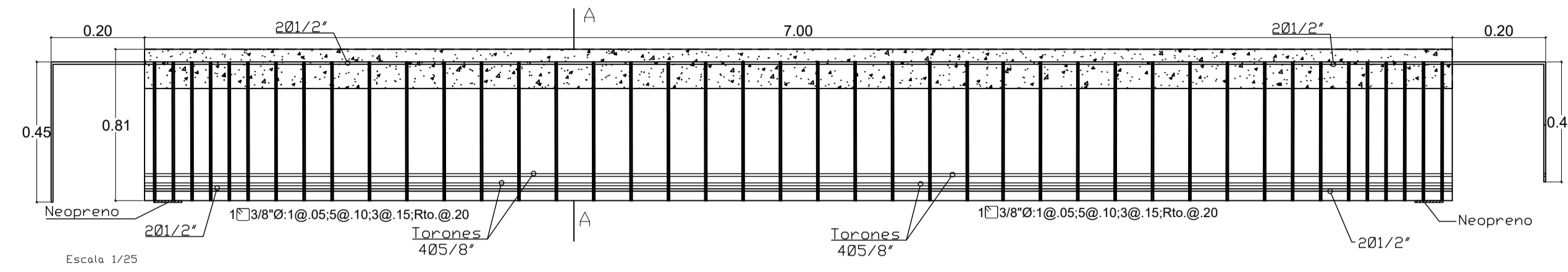
SECCION TRANSVERSAL PLACA PL - 2
Escala 1/25



	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE COLUMNAS Y PLACAS		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MUROS ESPECIALES		
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNIVEROS, KEVIN ANDRE 20155259 LUNA ARD, GERALD RONALDO 20155259	LAMINA: E-07 TOTAL: 9/11	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023
		DIBUJO: NUKA LAGR	

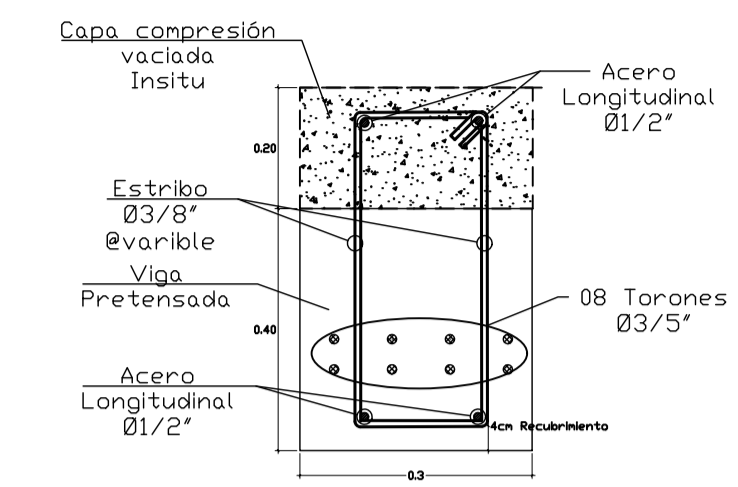
DETALLE LONGITUDINAL
DE VIGAS PRETENSADAS

VPret-01-A-01 (0.3x0.60m) VPret-01-A-03 (0.3x0.60m)
VPret-01-A-02 (0.3x0.60m) VPret-01-A-04 (0.3x0.60m)

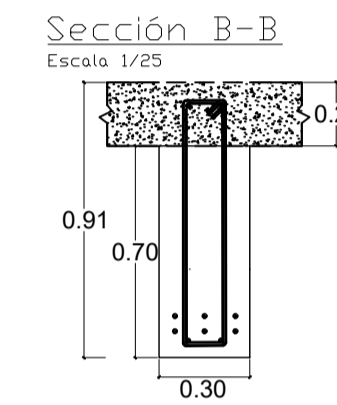
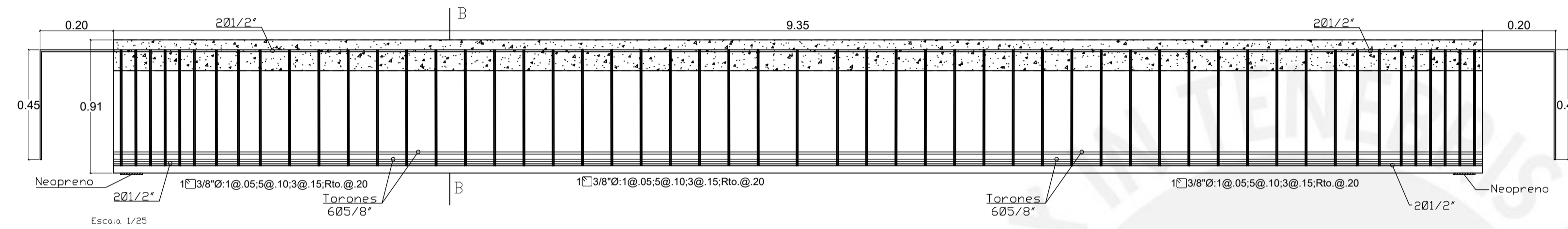


DETALLE TRANSVERSAL
DE VIGAS PRETENSADAS

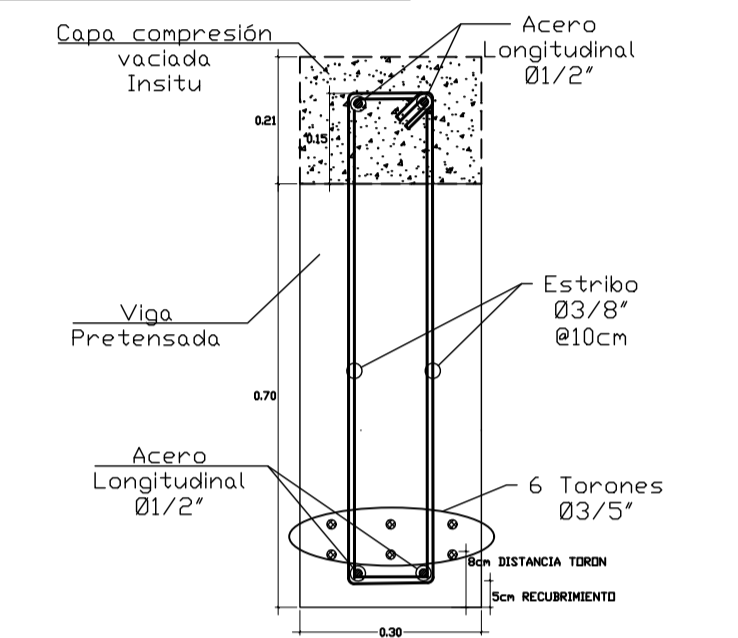
VPret-A-01 (0.4x0.60m)



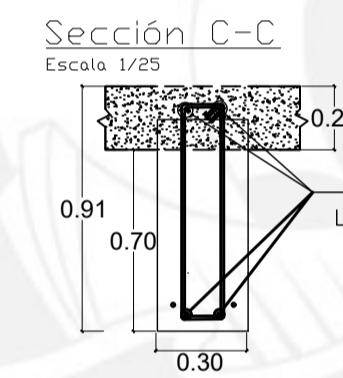
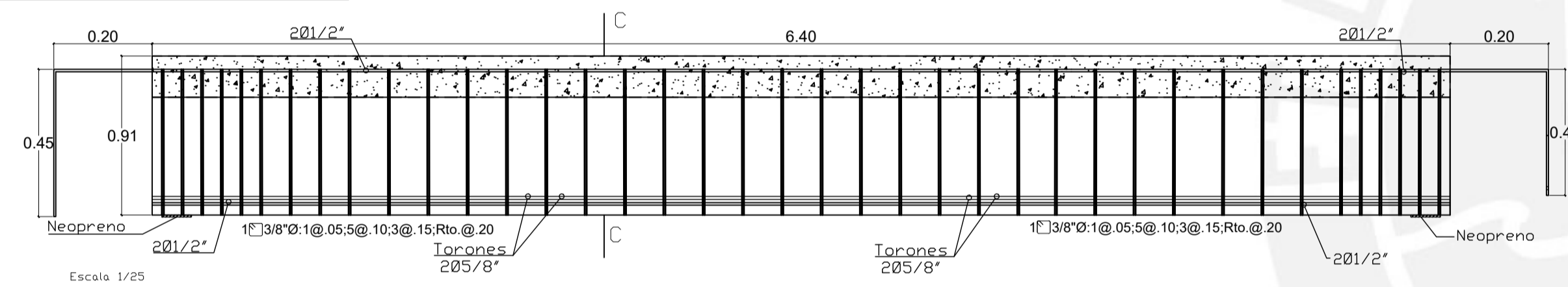
VPret-01-B-01 (0.3x0.70m)
VPret-01-B-02 (0.3x0.70m)



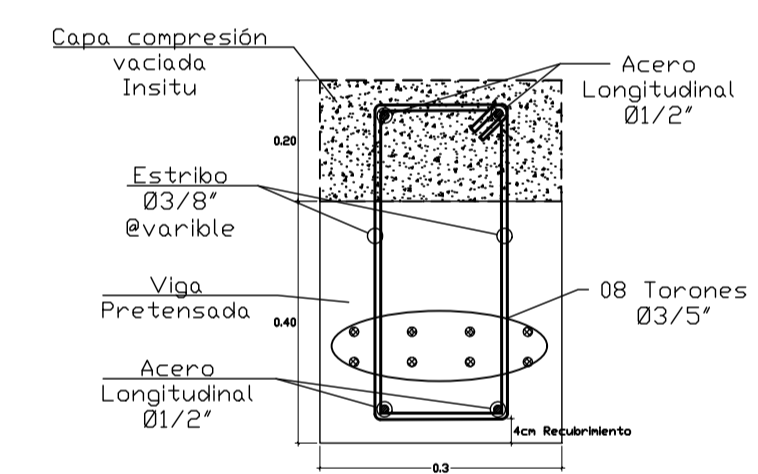
VPret-B-01 (0.3x0.70m)



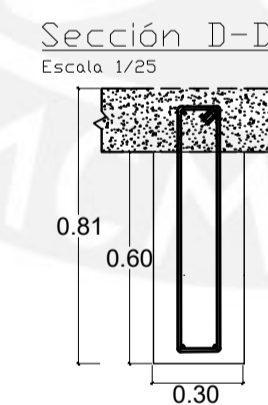
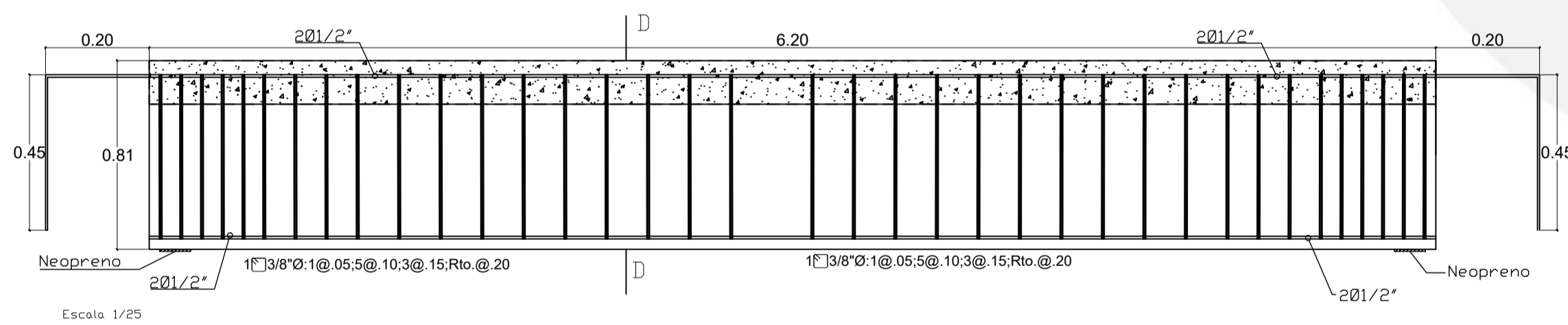
VPret-01-C-01 (0.3x0.70m)
VPret-01-C-02 (0.3x0.70m)



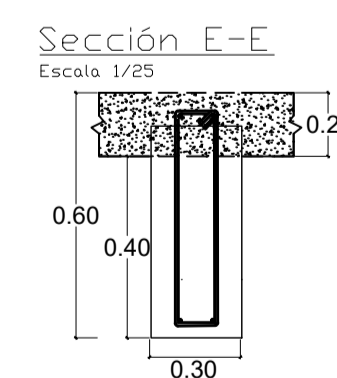
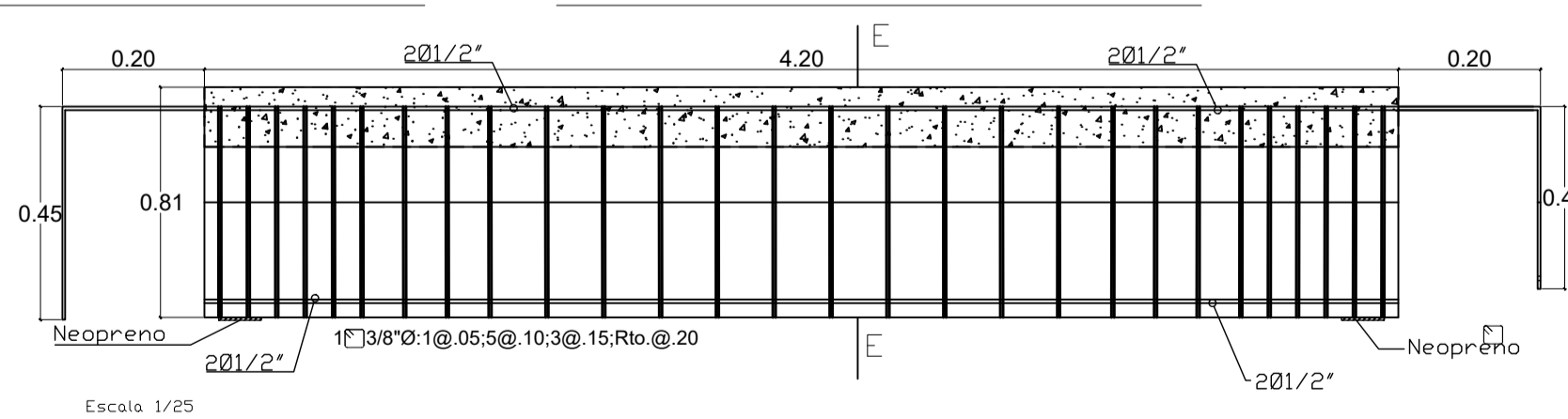
VPret-C-01 (0.3x0.60 m)



VPF-01-A-01 (0.3x0.60m)
VPF-01-A-01 (0.3x0.60m)



VPF-01-B-01 (0.3x0.60m) VPF-01-B-03 (0.3x0.60m)
VPF-01-B-02 (0.3x0.60m) VPF-01-B-04 (0.3x0.60m)



Diámetro	Id	Id (*) Normación Barra Sup.
3/8"	30	40
1/2"	35	50
5/8"	50	60
3/4"	55	70
1"	90	115

(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARRILLAS DE FIERRO CORRUGADAS		
Sección Crítica	G (cm)	Ldb (cm)
1/4"	10	15
3/8"	12	20
1/2"	15	28
5/8"	20	35
3/4"	25	40

NOTA:
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNAS Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALZARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO ANTERIOR

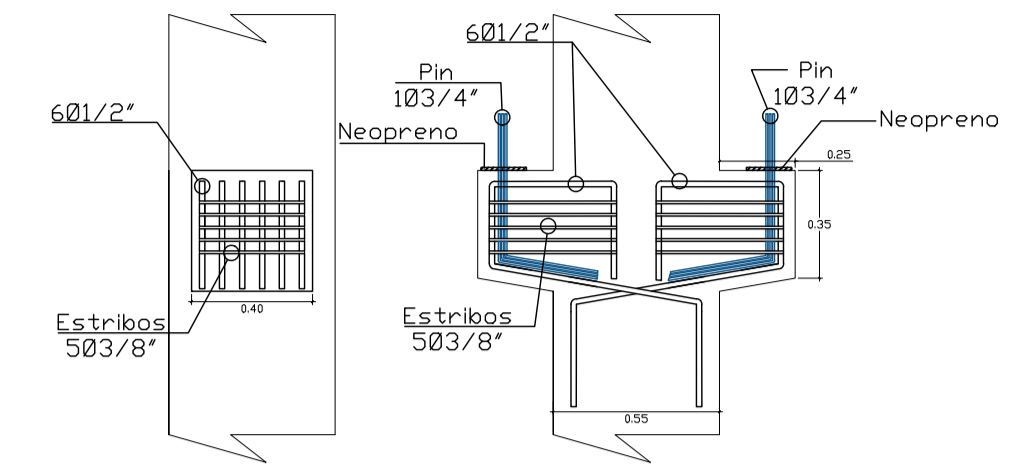
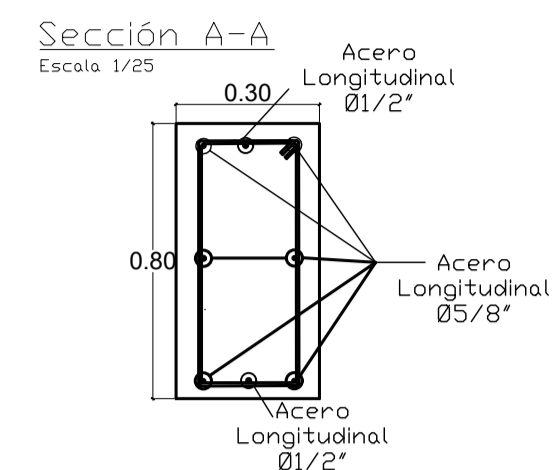
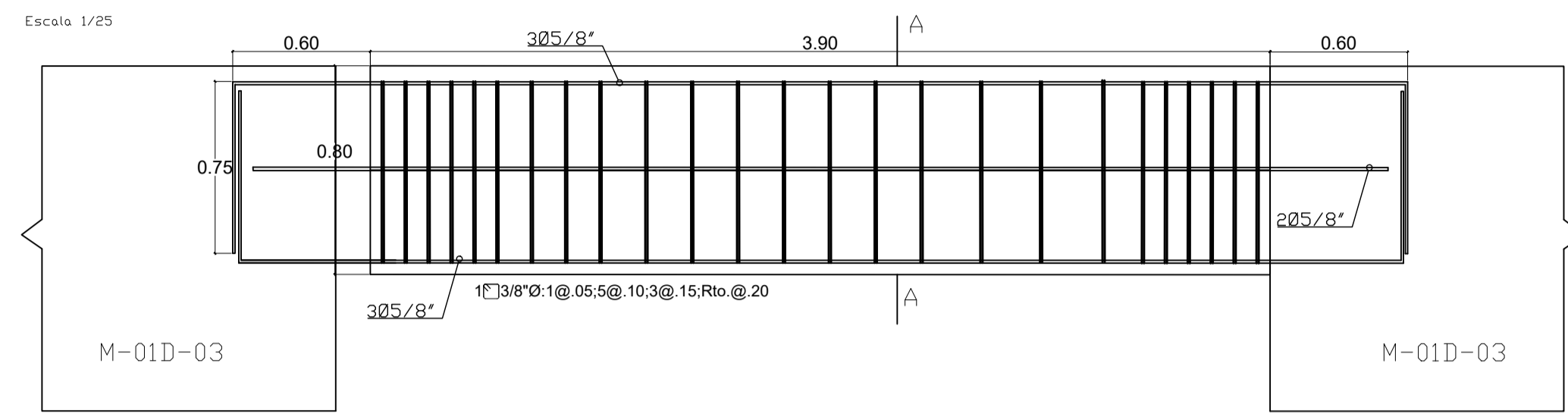
LONGITUDES DE ANCLAJE
DIMENSIONES MÍNIMAS EN VIGAS
ESC:1/25

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE INFORMACION SISMICA		
UBICACION: SAN ISIDRO-LIMA-LIMA	SISTEMA: MUROS ESPECIALES		LAMINA: E-08 TOTAL: 10/10
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNTIVEROS, KEVIN ANDRE	20155259	
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	LUNA ARD, GERALD RONALDO	20155259	
ASESOR: ING. CHRISTIAN ASHAT GARAYCOCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023	
		BIBUJO: NUKA LAGR	

DETALLE LONGITUDINAL
DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO

Viga-01-A-01 (0.3x0.80m)

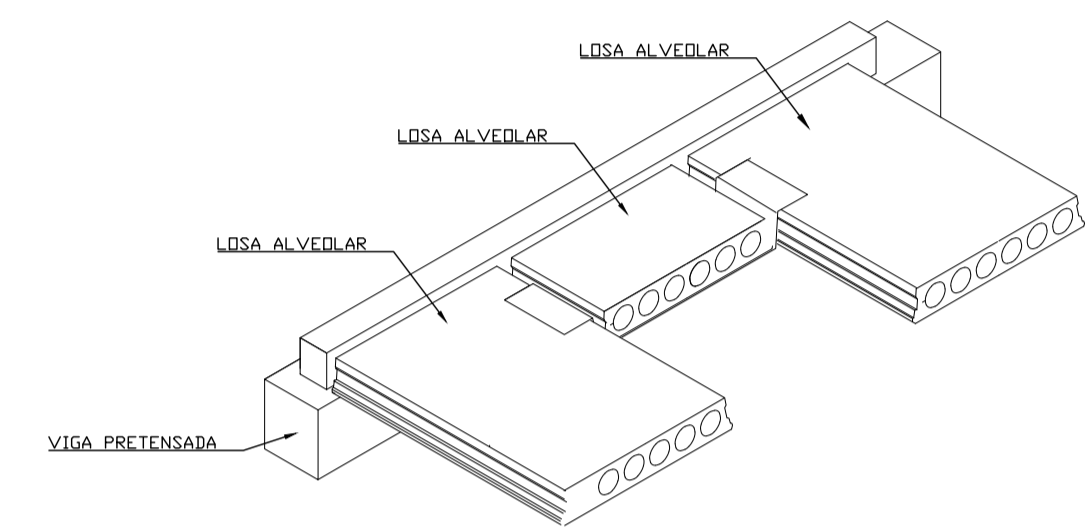
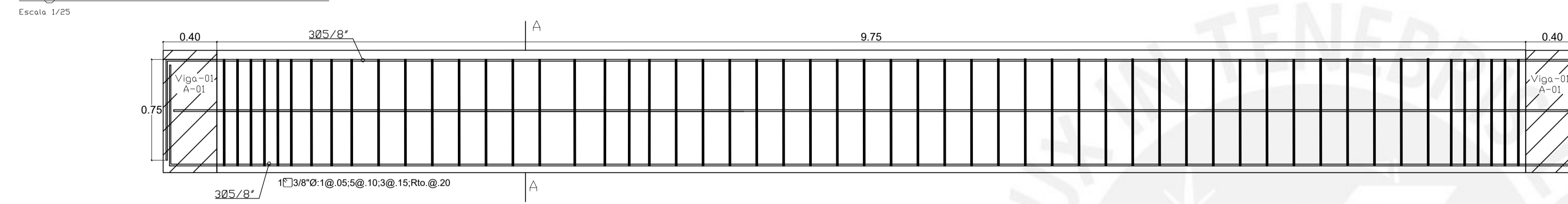
Viga-01-A-02 (0.3x0.80m)



DETALLE MÉNSULA DE CONCRETO
Escala 1/25

Viga-01-B-01 (0.3x0.80m)

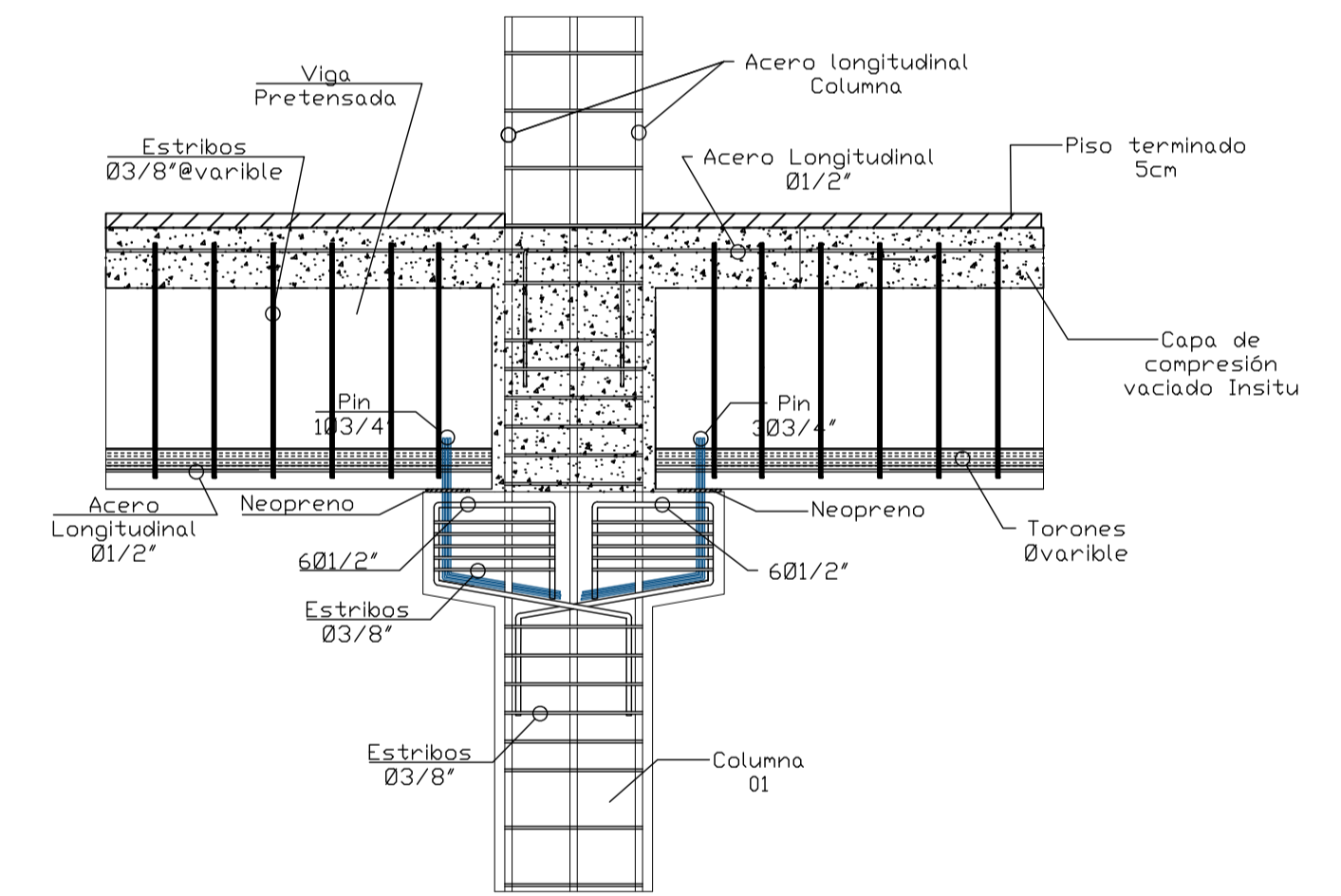
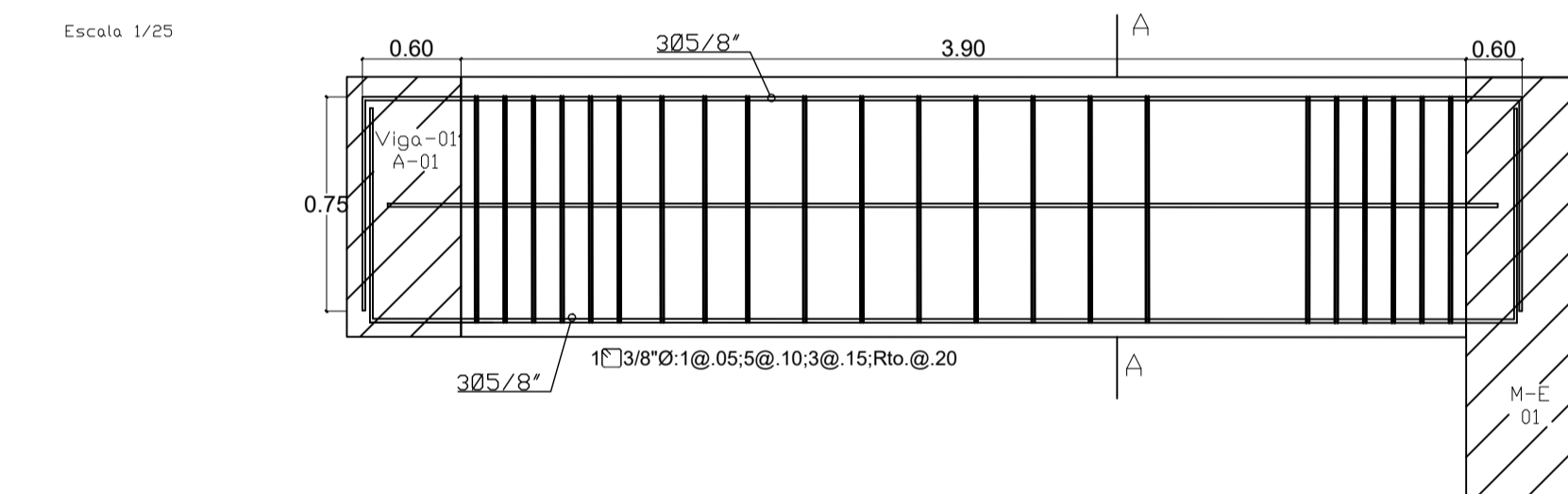
Viga-01-B-02 (0.3x0.80m)



REFERENCIA DE APOYO LOSA SOBRE VIGA
Escala 1/25

Viga-01-C-01 (0.3x0.80m)

Viga-01-C-02 (0.3x0.80m)



DETALLE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA
Escala 1/25

	PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE 8 PISOS UTILIZANDO CONCRETO PRETENSADO		
	PLANO DE INFORMACION SISMICA		
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ALUMNOS: NAVARRO UNTIVEROS, KEVIN ANDRE 20155259 LUNA ARD, GERALD RONALDO 20155259	SISTEMA: MUROS ESPECIALES	LAMINA: E-09
FACULTAD: CIENCIAS E INGENIERIA	ASESOR: ING. CHRISTIAN ASMAT GARAYDCHEA	ESCALA: 1:50	FECHA: AGO-2023
		BIBUJD NUKA L.A.G.R.	TOTAL: 11/11