

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN CONCRETO**

**ARMADO DE 7 PISOS EN EL DISTRITO DE PUEBLO LIBRE**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTORA:**

Zinthia Vanessa Aquino Quispe

**ASESOR:**

Alvaro Cesar Rubiños Montenegro


Lima, Setiembre del 2024

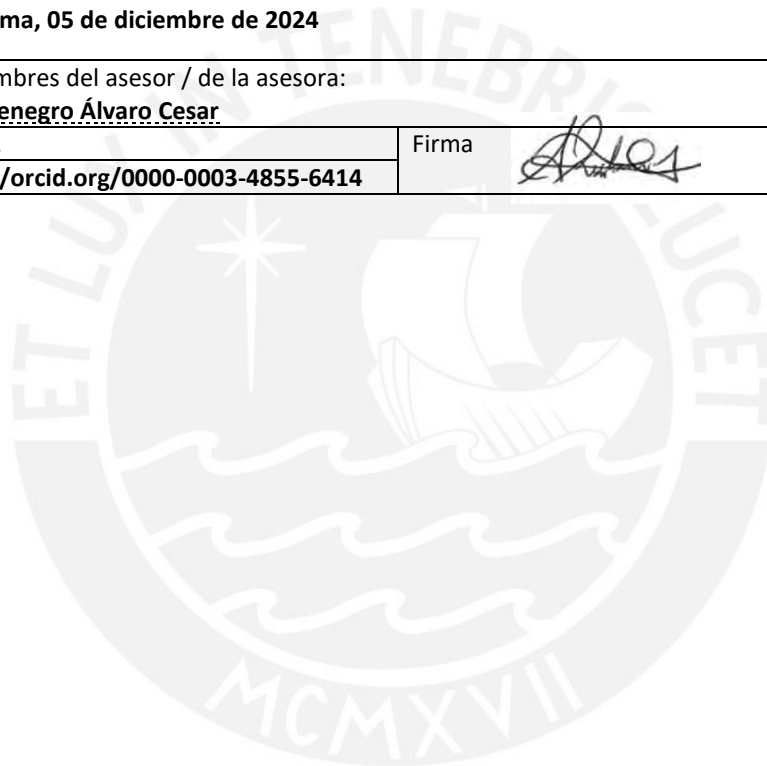
### Informe de Similitud

Yo, **Álvaro Cesar Rubiños Montenegro**, docente de la Facultad de **Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN EL DISTRITO DE PUEBLO LIBRE**, del autor **Zinthia Vanessa Aquino Quispe**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **22%**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el **05/12/2024**.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: **Lima, 05 de diciembre de 2024**

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <b>Rubiños Montenegro Álvaro Cesar</b>	
DNI: <b>42786242</b>	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0003-4855-6414">https://orcid.org/0000-0003-4855-6414</a>	



## RESUMEN

El proyecto de tesis expone el diseño estructural de una edificación de 7 pisos, ubicada en el distrito de Pueblo Libre, en la ciudad de Lima. El área del lote del edificio es de 256.5 m<sup>2</sup> y cada piso tiene 180 m<sup>2</sup> de espacio techado. Dispone de 2 departamentos en cada planta, para un total de 14 departamentos, además de zonas comunes en la azotea.

La estructuración se compone de pórticos y muros de concreto armado, así como por losas macizas y aligeradas para el sistema de techado. Las cuales son inicialmente predimensionados bajo criterios recomendados y se considera cargas actuantes según lo establecido en la norma E.020 Cargas y el software ETABS para evaluar la respuesta sísmica de acuerdo con la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. El diseño de los elementos estructurales sigue las disposiciones de la norma E.060 de Concreto Armado, con el propósito de asegurar un adecuado desempeño ante sismos, considerando que el Perú está situado en una región de alta actividad sísmica.

La cimentación se apoya sobre un terreno con una resistencia de 4 kg/cm<sup>2</sup> y está constituida por cimientos corridos, zapatas aisladas y combinadas que son interconectadas por vigas de cimentación. Estas son diseñadas y analizadas en el software SAFE, mediante esfuerzos admisibles. Además, se analiza y diseña los elementos no estructurales como son las vigas chatas, las escaleras, bajo cargas de gravedad y la tabiquería, está última siguiendo las disposiciones de la norma E.070 Albañilería.

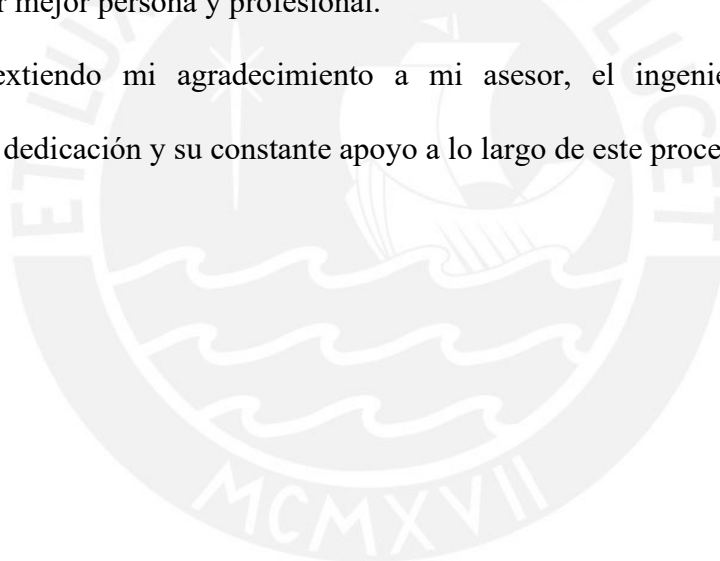
Finalmente, este proyecto de tesis expone de manera detallada los procedimientos para el diseño de cada componente estructural y la elaboración de los planos correspondientes que serán utilizados durante su ejecución. Todo el proceso se ajusta a las directrices establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

## AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a mi adorada madre, por sus enseñanzas, respaldo inquebrantable y su amor constante. Por ser mi inspiración día a día y motivarme a dar lo mejor de mí en cada momento. A mi padre, quien, aunque ya no está en vida, continúa siendo mi mayor fuente de fortaleza, su amor y sabiduría siguen guiando mi camino.

A mis queridos hermanos, por estar siempre a mi lado, motivándome y brindándome momentos inolvidables. Gracias por ser mis mejores amigos y por recordarme la importancia de perseguir y alcanzar nuestras metas. Este trabajo es un reflejo del esfuerzo y los principios que me transmitieron para ser mejor persona y profesional.

Finalmente, extendo mi agradecimiento a mi asesor, el ingeniero Álvaro Rubiños Montenegro, por su dedicación y su constante apoyo a lo largo de este proceso.



## ÍNDICE DE CONTENIDO

1	Introducción.....	1
1.1	Descripción del Proyecto .....	1
1.2	Objetivos del Proyecto .....	3
1.2.1	Objetivo General.....	3
1.2.2	Objetivos Específicos.....	3
1.3	Metodología del proyecto.....	3
1.4	Especificaciones Técnicas del Proyecto.....	4
1.4.1	Normas empleadas .....	4
1.4.2	Metodología de Diseño .....	4
1.4.3	Cargas consideradas en el diseño.....	6
1.4.4	Propiedades mecánicas de materiales empleados .....	6
2	Estructuración y Predimensionamiento .....	7
2.1	Estructuración.....	7
2.2	Predimensionamiento .....	8
2.2.1	Predimensionamiento de losas aligeradas.....	8
2.2.2	Predimensionamiento de losa maciza .....	9
2.2.3	Predimensionamiento de vigas peraltadas .....	10
2.2.4	Predimensionamiento de columnas.....	10
2.2.5	Predimensionamiento de Placas.....	11
3	Análisis Sísmico .....	13
3.1	Descripción General.....	13
3.2	Parámetros Sísmicos .....	13
3.2.1	Factor de zonificación (Z).....	13
3.2.2	Parámetros de Sitio (S, T <sub>P</sub> , T <sub>L</sub> ) .....	14
3.2.3	Factor de amplificación sísmica (C).....	15
3.2.4	Factor de uso (U) y categorización .....	16
3.2.5	Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R <sub>o</sub> ) ...	16
3.2.6	Factor de regularidad en altura y planta (I <sub>a</sub> y I <sub>p</sub> ).....	17
3.3	Análisis estructural.....	17
3.3.1	Peso de la edificación.....	18
3.4	Análisis Modal .....	19
3.4.1	Análisis a traslación pura XZ y YZ .....	20
3.5	Análisis de irregularidad en altura y planta.....	21

3.5.1	Análisis de irregularidad en altura (Ia) .....	21
3.5.2	Análisis de irregularidad en planta (Ip) .....	22
3.6	Desplazamiento estructural .....	23
3.7	Análisis Estático .....	25
3.7.1	Cortante basal estática.....	25
3.8	Análisis Dinámico .....	26
3.8.1	Cortante basal dinámico.....	27
3.9	Control de límites de distorsión (derivadas).....	29
3.10	Separación de edificios y límites de propiedad.....	30
4	Diseño de Losas Aligeradas .....	31
4.1.1	Análisis estructural de losa aligerada.....	31
4.1.2	Diseño por momentos a flexión .....	31
4.1.3	Diseño por requerimiento de corte.....	33
4.1.4	Acero de temperatura.....	34
4.1.5	Control de deflexiones .....	34
4.1.6	Corte de refuerzo.....	35
4.1.7	Diseño de vigueta -VIG 1 .....	35
5	Diseño de Losa maciza .....	44
5.1	Análisis estructural.....	44
5.2	Diseño de losa por momentos a flexión de losa maciza.....	44
5.2.1	Diseño de losa por requerimiento de fuerza cortante.....	45
5.2.2	Diseño de interacción de losas macizas y aligeradas.....	45
6	Diseño de Vigas Peraltadas .....	48
6.1	Análisis estructural.....	48
6.2	Diseño de viga por flexión .....	48
6.3	Diseño de Viga por requerimiento de fuerza cortante.....	49
6.4	Diseño por criterio de capacidad.....	51
6.5	Control de deflexiones en vigas .....	52
6.6	Control de la fisuración en vigas.....	52
6.7	Detalle de corte de refuerzo en vigas .....	53
6.8	Diseño de viga peraltada V-2.....	54
7	Diseño de Columnas .....	63
7.1	Análisis estructural.....	63
7.2	Diseño por esfuerzos de flexocompresión .....	63

7.3	Diseño por requerimiento de corte y capacidad .....	64
7.4	Diseño de columna C-1 .....	67
8	Diseño de Placas .....	74
8.1	Análisis estructural .....	74
8.2	Diseño a flexocompresión .....	74
8.2.1	Cálculo de la dimensión elemento de borde .....	74
8.3	Diseño por corte y criterio de capacidad .....	76
8.4	Diseño de placa PL-2 .....	77
9	Diseño de Cimentaciones .....	85
9.1	Análisis estructural .....	85
9.2	Predimensionamiento de zapatas .....	85
9.3	Verificación de corte por punzonamiento .....	88
9.4	Verificación por requerimiento de corte .....	89
9.5	Diseño por resistencia a los momentos de flexión .....	90
9.6	Diseño de zapata aislada C-3 .....	91
9.7	Diseño de zapata combinada .....	95
9.8	Diseño de viga de cimentación .....	104
10	Diseño de Elementos Adicionales .....	108
10.1	Diseño de viga chata .....	108
10.1.1	Diseño de viga chata EJE C .....	108
10.2	Diseño de escaleras .....	110
10.2.1	Análisis estructural .....	111
10.2.2	Diseño por momentos a flexión .....	112
10.2.3	Diseño por fuerzas cortantes .....	113
10.3	Diseño de tabiquería .....	115
10.3.1	Tabiques interiores .....	117
10.3.2	Tabiques perimetrales .....	119
11	Comentarios y conclusiones .....	121
11.1	Comentarios .....	121
11.2	Conclusiones .....	122
	Bibliografía .....	125

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de Reducción de resistencia ( $\phi$ ).....	5
Tabla 2 Peraltes recomendados en losas aligeras según la dimensión de luz.....	8
Tabla 3 Peraltes recomendados en losas aligeras según la dimensión de luz.....	9
Tabla 4 Factor de Suelo, según zona y perfil de suelos.....	15
Tabla 5 Periodos TP y TL, según el tipo de perfil de suelo correspondiente.....	15
Tabla 6 Sistemas estructurales de una edificación y factor ( $R_o$ ).....	16
Tabla 7 Peso y masa de la estructura.....	19
Tabla 8 Periodos y masas participativas de la estructura por cada modo.....	19
Tabla 9 Análisis traslacional pura XZ.....	20
Tabla 10 Análisis traslacional pura YZ.....	21
Tabla 11 Análisis de irregularidad por torsión en dirección X - X.....	24
Tabla 12 Análisis de irregularidad por torsión en dirección Y - Y.....	24
Tabla 13 Determinación de la cortante basal estático.....	26
Tabla 14 Porcentaje de la Cortante basal en la edificación.....	27
Tabla 15 Determinación del factor de amplificación de cargas.....	28
Tabla 16 Determinación del porcentaje de la cortante basal que corresponde a las placas.....	28
Tabla 17 Límites de distorsión de la edificación.....	29
Tabla 18 Valores de área acero para una vigueta típica de 20 cm.....	33
Tabla 19 Peralte mínimo de losas que no requieren cálculo de deflexiones.....	34
Tabla 20 Metrado de cargas de servicio y cargas ultima en vigueta VIG 1.....	36
Tabla 21 Metrado de carga de losa maciza entre eje 3 y 4.....	37
Tabla 22 Metrado de cargas de losa entre el eje 2 y 3.....	37
Tabla 23 Diseño por flexión de las viguetas típicas para momentos positivos.....	38
Tabla 24 Diseño por flexión de las viguetas típicas para momentos negativos.....	39
Tabla 25 Diseño por flexión de sección de losa maciza con ancho de 40 cm.....	40
Tabla 26 Metrado de cargas de gravedad losa aligerada en Kg/cm.....	42
Tabla 27 Metrado de cargas para losa maciza dentro del eje D y E.....	45
Tabla 28 Diseño por momentos a flexión en losa maciza seleccionada.....	47
Tabla 29 Longitud de anclaje en tracción y anclaje con gancho estándar.....	54
Tabla 30 Dimensiones para los tres tramos de viga V-2.....	56
Tabla 31 Diseño por flexión para momentos positivos y negativos en los tres tramos de viga V-2.....	56
Tabla 32 Comparación del con el $\phi V_c$ y $V_u$ , para cada tramo de la viga V-2.....	58
Tabla 33 Cálculo de $V_a$ del tramo 2 de la viga V-02.....	59
Tabla 34 Determinación de espacimientos en los tramos de la viga V-2.....	60
Tabla 35 Determinación de la distribución de estribos en la Viga V-2.....	60
Tabla 36 Cálculo del parámetro Z, para evaluación y control de fisuración.....	62
Tabla 37 Cargas que actúan en la columna C-1.....	68
Tabla 38 Combinación de cargas ultimas en XX en columna C-1.....	68
Tabla 39 Combinación de cargas ultimas en YY en columna C-1.....	69
Tabla 40 Cálculo de cortante por criterio de capacidad en ambas direcciones.....	71
Tabla 41 Determinación del aporte de los estribos y el espaciamiento entre ellos.....	72
Tabla 42 Cargas accionantes en la placa PL-2 del primer piso.....	78
Tabla 43 Combinación de cargas ultimas en placa PL-2 en XX.....	78

Tabla 44	Combinación de cargas ultimas en placa PL-2 en YY. ....	78
Tabla 45	Detalle de las cargas accionantes en la columna C-3. ....	91
Tabla 46	Resumen de las cargas actuantes por gravedad y por sismo en ambas direcciones. ....	91
Tabla 47	Cálculo de acero requerido en zapata. ....	94
Tabla 48	Cargas accionantes en las placas PL-7 Y PL-8.....	95
Tabla 49	Cargas accionantes de gravedad y sismo en ambas direcciones.....	96
Tabla 50	Geometría de la zapata combinada. ....	97
Tabla 51	Cargas actuantes trasladados al centro de gravedad de la zapata combinada.....	97
Tabla 52	Cálculo de refuerzo en zapata combinada. ....	103
Tabla 53	Cálculo de refuerzo para viga de cimentación VC-03.....	105
Tabla 54	Diseño por fuerzas cortantes en la viga de cimentación VC-03.....	106
Tabla 55	Detalle de metrado de cargas actuantes en viga chata. ....	108
Tabla 56	Detalle del diseño por momentos a flexión para viga chata. ....	110
Tabla 57	Metrado de cargas para tramos de escalera. ....	111
Tabla 58	Diseño por momentos a flexión de tramo de escalera analizada. ....	113
Tabla 59	Detalles de los valores de C1, según Tabla N°12 de la norma E.030.....	115
Tabla 60	Cálculo del esfuerzo de tracción tabique interno.....	117
Tabla 61	Cálculo del esfuerzo de tracción de cerco perimétrico.....	119



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista de planta arquitectónica- típica. ....	2
Figura 2. Vista de elevación de edificación .....	2
Figura 3. Planta de estructuración típica .....	12
Figura 4. Clasificación de zonas sísmicas en el Perú.....	14
Figura 5. Modelo estructural 3-D.....	18
Figura 6. Detalle de irregularidad en esquina entrante- planta típica. ....	22
Figura 7. Factor de amplificación vs periodo. ....	27
Figura 8. Sección típica de losa aligerada de 20 cm de peralte .....	31
Figura 9. Esquema de diagrama de bloque equivalente de compresiones .....	32
Figura 10. Tramo de vigueta VIG 1 a diseñar .....	36
Figura 11. Distribución de cargas últimas actuantes en sección de losa maciza .....	38
Figura 12. Momentos flectores por cargas últimas en vigueta VIG 1 (tn.m) .....	38
Figura 13. Fuerzas cortantes en vigueta VIG 1 (tn).....	40
Figura 14. Esquema final de la vigueta VIG 1 del tramo 1 y tramo 2 .....	43
Figura 15. Sección típica de vigueta $h=20\text{cm}$ .....	43
Figura 16. Momentos flectores en losa maciza en la dirección X-X en tn/m.....	46
Figura 17. Momentos flectores en losa maciza en la dirección Y-Y en tn/m.....	46
Figura 18. Fuerzas cortantes en losa maciza en la dirección X-X en tn .....	47
Figura 19. Requerimiento de los estribos en las vigas peraltadas.....	51
Figura 20. Nueva fuerza cortante para diseño por criterio de capacidad.....	52
Figura 21. Consideraciones para tomar en cuenta en el corte de acero en vigas .....	53
Figura 22. Ubicación en planta de viga peraltada V-02.....	54
Figura 23. Momentos flectores de viga peraltada V-2 (tn.m).....	55
Figura 24. Fuerzas cortantes en los tres tramos de la viga peraltada V-2 (tn).....	58
Figura 25. Detalle de corte de refuerzo corrido y bastones .....	61
Figura 26. Momentos flectores por cargas de servicio de viga V-2 (tn.m) .....	61
Figura 27. Esquema final de armadura de Viga V-2 (0.25x 0.55) del 1° al 4° piso .....	62
Figura 28. Puntos notables para la construcción del diagrama de interacción .....	64
Figura 29. Fuerza cortante por criterio de capacidad para columnas. ....	65
Figura 30. Detalle de los requerimientos de estribos para columnas.....	66
Figura 31. Ubicación en planta de la columna C-1 .....	67
Figura 32. Diagrama de interacción en sentido $M_{3-3}$ para C-1 con cuantía 1.33% .....	69
Figura 33. Diagrama de interacción en la dirección $M_{3-3}$ de la columna C-1 .....	70
Figura 34. Diagrama de interacción en la dirección $M_{2-2}$ de la columna C-1 .....	70
Figura 35. Determinación de Momento nominal máximo.....	71
Figura 36. Armado final de columna C-1 en los 7 pisos .....	73
Figura 37. Ubicación de la placa PL-1 en planta. ....	77
Figura 38. Dimensiones y armadura en los núcleos en la placa PL-2 .....	80
Figura 39. Esquema del diagrama en dirección $M_{3-3}$ de la PL-2.....	81
Figura 40. Esquema del diagrama en dirección en dirección $M_{2-2}$ e la placa PL-2 .....	81
Figura 41. Armado final de las placas PL-1 y PL-2 del 1° y 2° piso.....	84
Figura 42. Distribución de esfuerzos constantes según Meyerhof .....	87
Figura 43. Área tributaria y sección crítica para verificación por punzonamiento .....	88

Figura 44. Área tributaria y sección crítica para verificación por fuerzas de corte .....	89
Figura 45. Cálculo del momento último por flexión.....	90
Figura 46. Armadura final de zapata aislada correspondiente a la columna C-3 .....	95
Figura 47. Centro de gravedad de zapata combinada .....	96
Figura 48. Sección crítica de placa PL-7 .....	99
Figura 49. Fuerzas cortantes en la zapata combinada en la dirección X (tn).....	101
Figura 50. Fuerzas cortantes en zapata combinada en la dirección Y (tn) .....	102
Figura 51. Momentos positivos y negativos de zapata combinada en la dirección X (tn.m) .....	102
Figura 52. Momentos positivos y negativos de zapata combinada en la dirección Y (tn.m) .....	103
Figura 53. Armadura final de zapata combinada correspondiente a las placas PL-7 y PL-8 .....	104
Figura 54. Ubicación de la viga de cimentación VC-03 (0.25 x 1.00) .....	104
Figura 55. Momentos flectores en viga cimentación VC-03 (tn.m) .....	105
Figura 56. Fuerzas cortantes en la viga de cimentación VC-03 (tn).....	106
Figura 57. Esquema de distribución de la armadura en viga de cimentación VC-03.....	107
Figura 58. Ubicación en planta de viga chata a diseñar.....	108
Figura 59. Análisis bajo cargas de gravedad en viga chata .....	109
Figura 60. Esquema de la armadura final de viga chata. ....	110
Figura 61. Cargas actuantes en tramo 2 de escalera. ....	112
Figura 62. Momentos flectores en tramo de escalera analizada (tn.m) .....	112
Figura 63. Fuerzas cortantes en tramo de escalera analizada (tn). ....	113
Figura 64. Detalle de distribución de armadura del según tramo típico de escalera. ....	114
Figura 65. Distribución de carga en los elementos en arriostres .....	118
Figura 66. Momentos flector (tn.m) y diagrama de fuerza cortante en elementos de arriostres(tn) .....	118
Figura 67. Detalle de cerco perimétrico.....	120

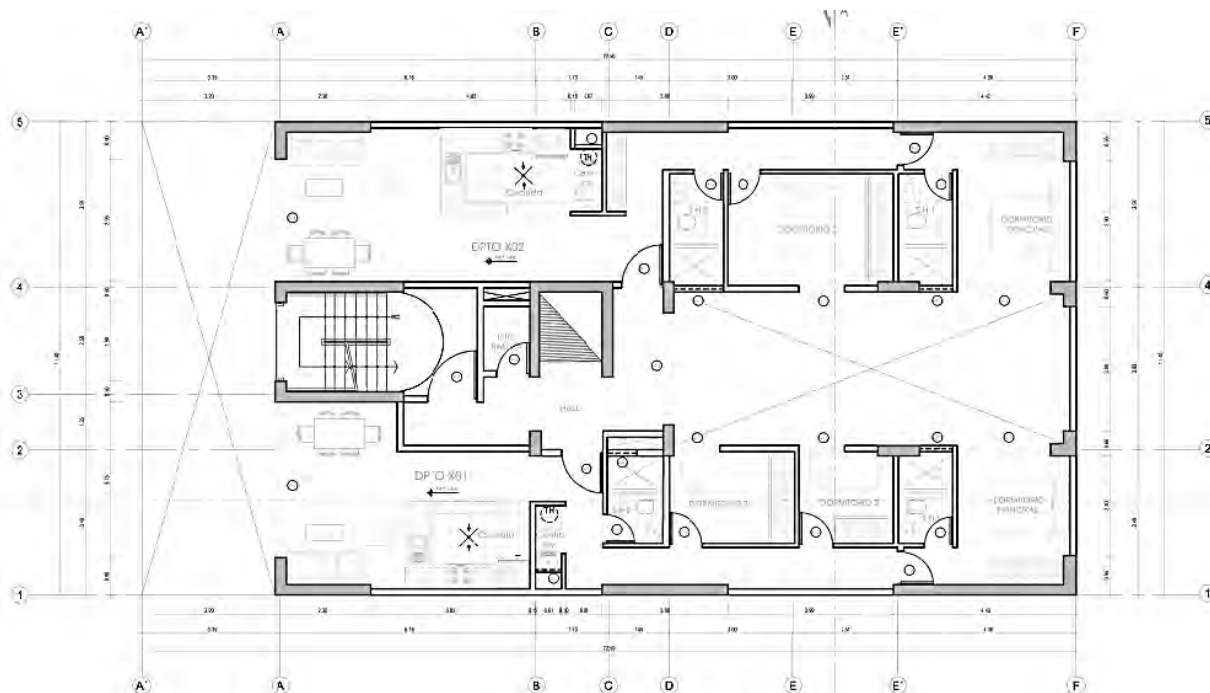
## 1 Introducción

### 1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto está ubicado en el distrito de Pueblo Libre, el área del lote del edificio es de 256.5 m<sup>2</sup>, de los cuales 180 m<sup>2</sup> son techados y está destinado a un edificio multifamiliar de 7 pisos. El terreno limita por tres de sus frentes con edificaciones vecinas, cuenta con 14 departamentos, distribuidos por 2 departamentos por nivel y 2.7m de altura de entrepiso. Los departamentos tienen áreas que varían entre de los 68m<sup>2</sup> hasta los 83 m<sup>2</sup>. Los del primer nivel cuentan con terrazas y en la azotea cuenta con áreas comunes como, zona de parrillas y zona de juegos. Para mayor detalle, se presenta los planos representativos de distribución y elevación del edificio en las Figuras 1 y 2.

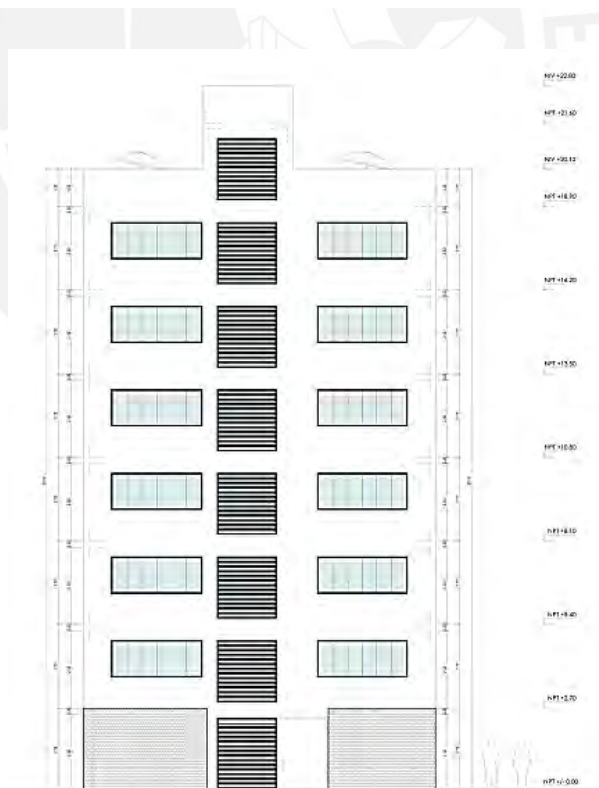
El estudio y diseño de la edificación están en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), principalmente a las normas E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 Concreto Armado. La estructura se desarrolla a los requisitos arquitectónicos y compuesta por pórticos y placas de hormigón armado, así como por losas macizas y aligeradas para el sistema de techado

La cimentación se apoya sobre un terreno con una resistencia de 4 kg/cm, que corresponde a un suelo denso de buena calidad <sup>2</sup> y está constituida por cimientos corridos, zapatas aisladas y combinadas que son interconectadas por vigas de cimentación. Las cuales son diseñadas según las solicitudes de la norma E.050 Suelos y cimentaciones.



*Figura 1. Vista de planta arquitectónica- típica.*

Elaboración propia



*Figura 2. Vista de elevación de edificación*

Elaboración propia

## **1.2 Objetivos del Proyecto**

### **1.2.1 Objetivo General**

Analizar y diseñar estructuralmente un proyecto multifamiliar de 7 pisos, situado en el distrito de Pueblo Libre, garantizando su seguridad y funcionalidad conforme a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Realizar el predimensionamiento de los principales elementos estructurales.
- Analizar la estructura bajo cargas de gravedad y sísmicas.
- Diseñar los componentes estructurales como losas, vigas, columnas, placas y escalera.
- Diseñar los elementos que corresponderán a la cimentación de la edificación.
- Diseñar la tabiquería interna y cerco perimétrico de la edificación.
- Desarrollar los planos completos a utilizar en la ejecución de la obra.

## **1.3 Metodología del proyecto**

Para el desarrollo del presente proyecto de tesis se iniciará con el predimensionamiento de los elementos estructurales principales y su estructuración, con base a los planos arquitectónicos y los criterios recomendados en el libro del ingeniero Antonio Blanco Blasco (Blanco, 1994). A partir de estos predimensionamiento, se procederá a metrar y considerar las cargas de acuerdo con la norma E.020 Cargas. Posteriormente, se realizará el análisis por cargas de gravedad y sísmicas, se determinarán los parámetros sísmicos (Z, U, C, S, R), para la amplificación de cargas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) y el análisis tanto estático como dinámico, conforme a los conocimientos adquiridos en el curso de Ingeniería antisísmica (Muñoz, 2015), cumpliéndolas directrices de la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Con las cargas accionantes o aplicadas a la estructura se llevará a cabo el diseño de los componentes estructurales, según los criterios aprendidos en los cursos de Concreto Armado 1 (Ottazzi, 2016) y Concreto Armado 2 (Higashi, 2019), en conformidad a la norma E.060 Concreto Armado. Los cimientos se realizarán de acuerdo con la norma E0.50 Suelos y Cimentaciones y bajo el enfoque de esfuerzos admisibles.

Asimismo, los componentes no estructurales, como las vigas chatas y escalera serán diseñadas bajo cargas de gravedad y mientras la tabiquería de la edificación se diseñará según la norma E.070 Albañilería. Finalmente, se elaborarán los planos estructurales de la edificación para su correcta ejecución en obra.

## **1.4 Especificaciones Técnicas del Proyecto**

### **1.4.1 Normas empleadas**

El proyecto se desarrolló de acuerdo a las solicitudes del Reglamento Nacional de Edificaciones, cumpliendo las siguientes normas a lo largo del proceso de diseño y análisis de los componentes estructurales de la edificación:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.050 Cimentación
- E.060 Concreto Armado.
- E.070 Albañilería

### **1.4.2 Metodología de Diseño**

Se usará como método el diseño por Resistencia, el cual requiere que los componentes estructurales presenten una resistencia de diseño adecuada ( $\phi R_n$ ) la cual sea mayor o igual a las

resistencias ultimas ( $R_u$ ), determinadas para las cargas amplificadas y factores de reducción ( $\phi$ ) según las solicitaciones. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009).

$$\text{Resistencia de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencia requerida } (R_u)$$

Para el cálculo de ( $\phi R_n$ ) se debe afectar a la resistencia nominal por factores de reducción detallados en la Tabla 1, los cuales varían según las solicitaciones que se presentan en cada elemento estructural.

Tabla 1

*Factores de Reducción de resistencia ( $\phi$ ).*

Solicitación	Factor de Reducción $\phi$
Flexión	0.9
Tracción y flexión	0.9
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión (estribos)	0.7

*Nota.* Tomado de “NTP E0.60 Concreto Armado”, ,2009.

Por otro lado, la Resistencia requerida ( $R_u$ ) se calculó según combinaciones de cargas actuantes afectadas por factores de amplificación, estas cargas se definen como: Carga muerta ( $CM$ ), carga viva ( $CV$ ) y la carga de sismo ( $CS$ ).

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9 (CM) \pm CS$$

La Carga muerta ( $CM$ ) se define como al peso propio., peso de los materiales, tabiques y otros elementos considerados como estructura. La carga viva ( $CV$ ), como el peso movable de la edificación como los habitantes, equipos, muebles y materiales. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006), por último, se considera Cargas de Sismo ( $CS$ ) a las cargas que se generar en la estructura por presencia de eventos sísmicos.

### 1.4.3 Cargas consideradas en el diseño

Esta estructura se diseñó para resistir las cargas muertas (*CM*) y cargas vivas (*CV*) que le correspondan según las directrices en la norma técnica peruana E.020 Cargas, además de las cargas sísmicas (*CS*) las cuales han sido determinadas según a la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Se detallan especificaciones para cálculo de las cargas muertas y cargas vivas respectivamente:

Cargas según el peso específico:

- Concreto Armado: 2400kg/m<sup>3</sup>
- Piso terminado: 100 kg/m<sup>3</sup>
- Albañilería: 1800 kg/m<sup>3</sup>

Cargas según su uso:

- Viviendas: 200 kg/m<sup>2</sup>
- Corredores y escalera: 400 kg/m<sup>2</sup>
- Baños: 200 kg/m<sup>2</sup>
- Azotea: 100 kg/m<sup>2</sup>

### 1.4.4 Propiedades mecánicas de materiales empleados

La estructura es principalmente de concreto armado, por ello se detalla las principales propiedades mecánicas del concreto y del refuerzo (acero de grado 60). En el desarrollo se utilizó las siguientes propiedades de los materiales mencionados:

- Resistencia específica a la compresión:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria máxima:  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de rigidez al esfuerzo cortante:  $G = E_c / 2.3$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Límite de Fluencia:  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

## 2 Estructuración y Predimensionamiento

### 2.1 Estructuración

Proceso de diseño de sus componentes estructurales. A medida que la estructura se vuelve más compleja, se dificulta la anticipación de su comportamiento durante un sismo. (Blanco, 1994). Esto se debe a que una mayor simplicidad permite un análisis más efectivo y confiable. Se considera los siguientes criterios:

- **Simetría y simplicidad**  
Una idealización más exacta de la realidad es posible gracias a la simplicidad sugerida de la estructura. La noción es que el centro de gravedad debe estar lo más cerca posible del centro de gravedad para evitar torsiones en la planta, ya que la simetría en un edificio ayuda a prevenir los efectos de torsión.
- **Resistencia y ductilidad**  
Para garantizar la estabilidad del edificio y de todos sus componentes, las estructuras deben ofrecer suficiente resistencia sísmica en ambas direcciones. Esto incluye la correcta transferencia de cargas entre los componentes. Además, el diseño estructural debe contemplar que las fallas se produzcan por fluencia del refuerzo en lugar de por compresión del hormigón, para preservar la integridad de la estructura.
- **Hiperestaticidad y monolitismo**  
Una estructura hiperestática es capaz de disipar de manera más eficiente las energías sísmicas gracias a que se forman las rótulas plásticas.
- **Uniformidad y continuidad**  
Para minimizar las variaciones de rigidez y evita la concentración de esfuerzos, la estructura debe mantener la uniformidad en altura y planta.
- **Rigidez Lateral**  
Las estructuras necesitan un aporte de rigidez en ambas direcciones para prevenir deformaciones y evitar daños significativos en los elementos no estructurales.

- Diafragma Rígido

Se considera la hipótesis de que existe una losa rígida cuya superficie facilita la distribución de las fuerzas horizontales a los elementos verticales, asegurando así una deformación uniforme

## 2.2 Predimensionamiento

El Predimensionamiento permite determinar las dimensiones iniciales de cada elemento estructural, los cuales cumplen con ciertos criterios y son de guía para las dimensiones finales de estos elementos. Los criterios de predimensionamiento derivan del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” y la norma E.060 Concreto Armado.

### 2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

Se predimensiona las losas aligeradas según la siguiente tabla, que relaciona las luces máximas y para una sobrecarga menor a 300 kg/m<sup>2</sup>.

Tabla 2

*Peraltes recomendados en losas aligeras según la dimensión de luz.*

“L” Luz de viga (m)	Peralte (cm)
$L \leq 4$	17
$4 \leq L \leq 5.5$	20
$5 \leq L \leq 6.5$	25
$6 \leq L \leq 7.5$	30

*Nota.* Blanco, 1994.

Las zonas correspondientes a diseñar una losa aligera en la edificación, cuentan con luces no mayores a 5 m por lo cual se eligió un espesor de 20 cm. Los valores de peraltes y luces de la Tabla 2, están sujetas a sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup>.

## 2.2.2 Predimensionamiento de losa maciza

Las losas macizas serán dimensionadas según los siguientes criterios:

- Primer criterio, según la dimensión de las luces, estas medidas son aproximadamente 5 cm menos al peralte que correspondería a una losa aligerada.

Tabla 3

*Peraltes recomendados en losas aligeras según la dimensión de luz.*

“L” Luz de viga (m)	Peralte (cm)
$L \leq 4$	12
$L \leq 5.5$	15
$L \leq 6.5$	20
$L \leq 7.5$	25

*Fuente:* Blanco, 1994.

Se considera la luz máxima de 5.84 m, la cual le corresponde un peralte de losa maciza de 20 cm.

- Segundo Criterio, el peralte como fracción de luz libre “L”

$$h = \frac{L}{40} = 16.4 \text{ cm}$$

Como expresa la formula anterior, se remplace el valor de luz máxima en la edificación es la cual es 5.84 m. Por uniformidad y continuidad de todas las losas, tanto aligeradas como macizas se eligió usar una losa maciza de 20 cm de peralte.

### 2.2.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas

El predimensionamiento de las vigas peraltadas siguen los siguientes criterios:

Según fracción de luz libre, el peralte de la viga debe estar dentro del rango  $h = \frac{L}{10}$  y  $h = \frac{L}{12}$ , remplazando valores los resultaron fueron peraltes ente 0.5 a 0.55 m. Otro criterio que se consideró fue arquitectónico, el cual requiere una altura libre no menor a 2.10 m y 0.05 m de falso piso. La altura de entre piso del proyecto es 2.70 m, por ello se permite un peralte máximo de 0.55 m.

Por otro lado, la dimensión del ancho de la viga se encuentra en el rango de 0.3 h a 0.5h y según la norma E. 060 Concreto Armado, el mínimo a considerar en vigas sísmicas es de 0.25 cm. En consecuencia, a los criterios mencionados se eligió vigas típicas de 0.25 x 0.50 m.

### 2.2.4 Predimensionamiento de columnas

En el caso de esta estructura, en el que los muros cortantes rigen principalmente la rigidez lateral y la resistencia en ambas direcciones. Se utiliza el siguiente criterio para predimensionar las columnas:

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

$$A_g = \frac{P \text{ servicio}}{0.45f'c} = \frac{13.76 \times 7 \times 1 \times 10^3}{0.45 \times 210} = 1019.26 \text{ cm}^2$$

Tomando en cuenta el criterio anterior y la arquitectura se han considerado inicialmente columnas de 0.30m x 0.60m.

### 2.2.5 Predimensionamiento de Placas

Se propuso que las fuerzas cortantes generados por el sismo son resistidos exclusivamente por las placas. Por lo tanto, se utilizarán las siguientes ecuaciones para realizar un cálculo aproximado de la cortante basal y el área de corte.

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

$$Acw = A_{placa} = \frac{V}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c}}$$

Donde:

P es el peso estimado de la edificación.

Se asumió inicialmente, valores para los parámetros sísmicos. Z=0.45, U=1, C=2.5, S=1, R=6 y una carga existente de 1 ton por cada metro cuadrado y 7 pisos

$$A_{placa} = \frac{Z.U.C.S*7*220}{R*0.85*0.53*\sqrt{210}} = 4.44 \text{ m}^2$$

Se consideró Inicialmente muros de 0.25 cm de espesor y longitudes que sumen aproximadamente 17 m en cada dirección.

Finalmente, con el predimensionamiento de cada componente estructural, se generó el primer modelo con el apoyo de software ETABS V.20.0.0, en el cual se verificó los desplazamientos, derivas, irregularidades, porcentajes de masa participativa en los modos. Sin embargo, estos fueron modificándose reiteradas veces, por los requerimientos de deriva y presencia de irregularidades como la torsión hasta llegar al diseño final, el cual cumpla con las directrices de la norma E.30 y cada elemento pueda ser diseñados bajos la normas E.060.

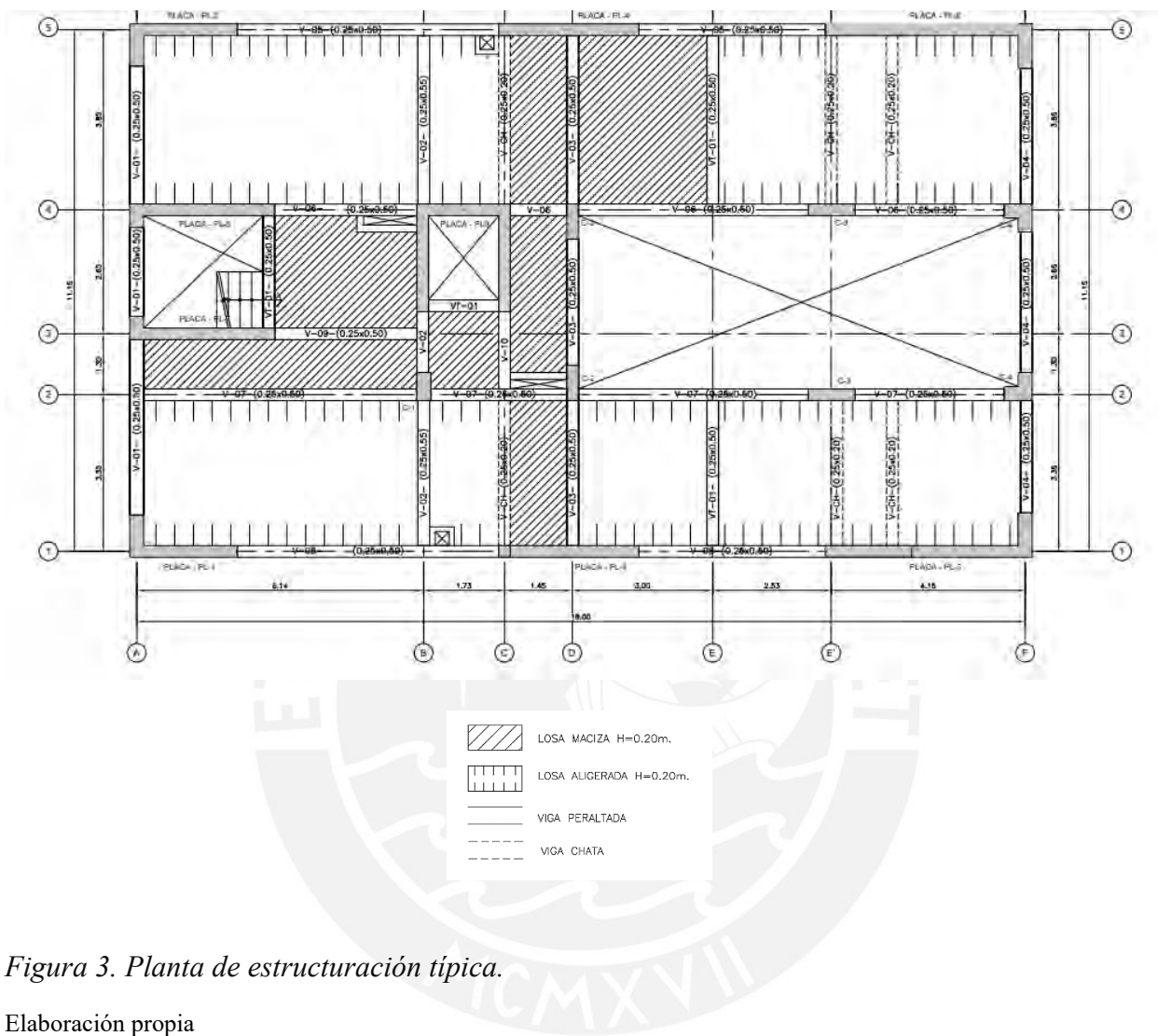


Figura 3. Planta de estructuración típica.

Elaboración propia

### 3 Análisis Sísmico

#### 3.1 Descripción General

Las edificaciones que se encuentran en el Perú requiere un análisis sísmico, ya que el país está situado en un sector de alto peligro sísmico por esta razón, las estructuras son analizadas a solicitaciones sísmicas, que cumplan los requerimientos y especificaciones detalladas en la norma E.030 Diseño Sismorresistente, con el objetivo de cumplir los principios de dicha norma las cuales son evitar que la estructura colapse y que soporte sismos moderados , además que las estructuras esenciales en una sociedad permanezcan operativas ( Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

#### 3.2 Parámetros Sísmicos

Los valores de los parámetros sísmicos, que alteran el rango de aceleraciones aplicadas a un edificio, son definidos por la ubicación del edificio, el tipo de suelo, el uso, la estructuración y el periodo de vibración. Se detalla las definiciones y valores de estos factores correspondientes a la edificación del presente proyecto.

##### 3.2.1 Factor de zonificación (Z)

La norma E. 030 Diseño Sismorresistente clasifica el territorio peruano en diferentes zonas, en función de los diferentes eventos sísmicos ocurridos a lo largo de los años y de los movimientos máximos del terreno alcanzados. En la Figura 4, se muestra esta división mencionada, la cual está conformada por cuatro zonas las cuales están relacionadas con un factor de zona “Z”, definida como la aceleración máxima horizontal con 10 % de probabilidad de ser superada en 50 años.

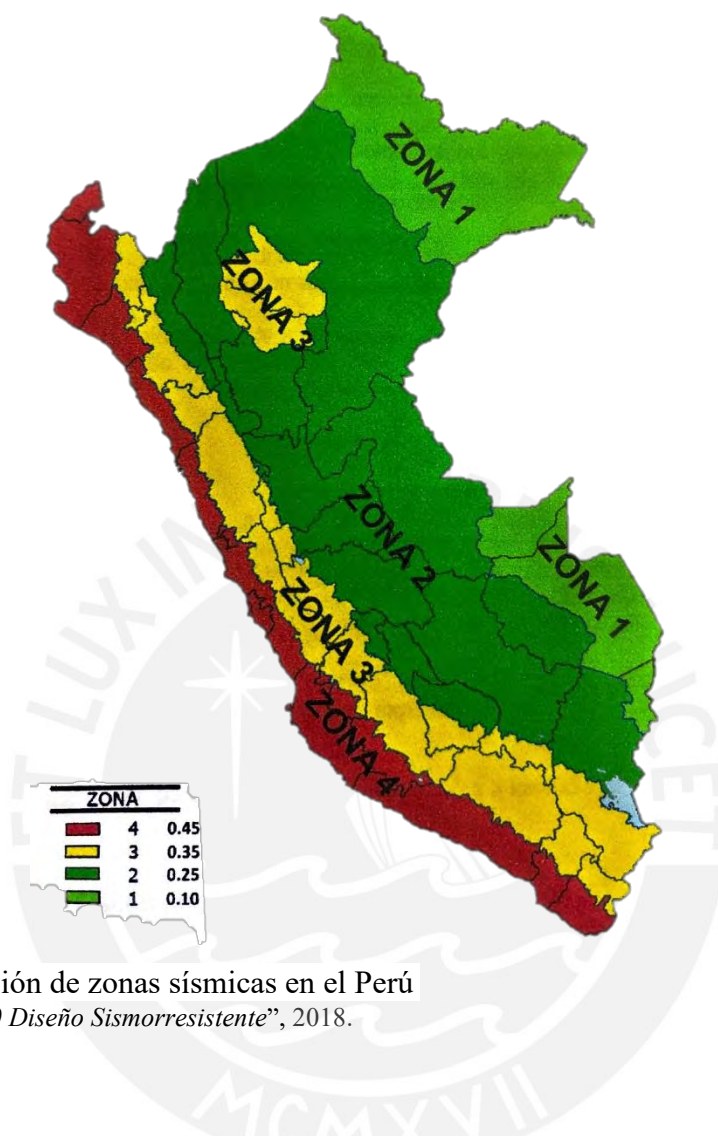


Figura 4. Clasificación de zonas sísmicas en el Perú  
Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018.

De acuerdo con la zonificación del territorio peruano se asignó la zona 4 al presente proyecto ya que se sitúa en el distrito de Pueblo libre en la ciudad de Lima.

### 3.2.2 Parámetros de Sitio ( $S$ , $T_P$ , $T_L$ )

La implicancia de este factor, es que las fuerzas producidas por los sismos pueden ser amplificadas o reducidas según el perfil del suelo, además del sector o zona donde se encuentra situada la edificación, determinan los factores “ $S$ ”, “ $T_P$ ” y “ $T_L$ ”, los cuales están detallados en la Tabla 4 y Tabla 5.

Tabla 4

*Factor de Suelo, según zona y perfil de suelos.*

<b>Factor de suelo "S"</b>				
Suelo Zona	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018.

La edificación del proyecto está situado en el distrito de pueblo libre el cual se definió con un perfil de suelo de tipo S<sub>1</sub>, suelo muy rígido, por ello el factor “S” es el valor de 1.

### 3.2.3 Factor de amplificación sísmica (C)

La aceleración del suelo respecto al periodo básico de la estructura determina el valor del factor “C”, que se define como la amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo. Los valores de los periodos “T<sub>p</sub>” y “T<sub>L</sub>” basados en el perfil del suelo se muestran en la Tabla 5. Los valores de “C”, que se determinan según la relación de los periodos mencionados y el periodo fundamental de la estructura «T».

Tabla 5

*Periodos TP y TL, según el tipo de perfil de suelo correspondiente.*

<b>Periodos “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>”</b>				
Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub>	0.3	0.4	0.6	1
T <sub>L</sub>	3	2.5	2	1.6

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018.

$$\begin{aligned}
 T < T_p &\rightarrow C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L &\rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L &\rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

### 3.2.4 Factor de uso (U) y categorización

Con base a la norma E.030, las estructuras deben ser categorizada según la importancia de uso de dicha edificación, esta importancia se ve reflejado por un factor de uso “U”. El presente proyecto es una edificación multifamiliar el cual esta categorizada como edificación común y con un factor “U” de 1.

### 3.2.5 Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (Ro)

Los materiales usados en la edificación son medio importante en la clasificación del sistema estructural y son evaluados en dos direcciones. Según la NTP E.030 Diseño Sismorresistente, se identifican los sistemas estructurales de concreto armado acuerdo con la Tabla 6.

Tabla 6

*Sistemas estructurales de una edificación y factor (Ro).*

Sistema Estructural de edificación	Coeficiente Básico de Reducción (Ro)
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

*Nota.* Tomado de “NTP E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018.

La norma E.060, describe detalladamente en el capítulo 21, como clasificar estos sistemas de estructurales. Para considerar un sistema de Muros, la resistencia principal proviene de los muros, al menos el 80% de la cortante basal es absorbido por los muros y para considera un sistema

dual los pórticos deben de absorber por lo menos el 25% de la cortante. Este último sistema se subdivide en dos; dual tipo 1 y dual tipo 2, el primero se da cuando la resistencia de los muros es igual o mayor 60 % de la cortante basal y el segundo cuando la resistencia de los muros es inferior al 60%. En el proyecto se determinó que en el horizontal X-X es un sistema de Muros ( $R_o=6$ ); sin embargo, en la dirección vertical Y-Y se comporta como un sistema dual de tipo 1 ( $R_o=7$ ). Los cálculos de esta determinación serán revisados en el ítem de cortante basal.

### 3.2.6 Factor de regularidad en altura y planta ( $I_a$ y $I_p$ )

La regularidad estructural es clasificada por regular e irregular en altura y en planta, si una edificación es regular los factores  $I_a$  y  $I_p$  tienen el valor de 1; sin embargo, si la edificación es irregular los valores de estos factores varían de 0.5 a 0.9, dependiendo de la sollicitación que deba cumplir detalladas en el capítulo 3 de la norma E.030, estos factores influyen en la reducción del valor de “ $R_o$ ”, como se muestra en la siguiente expresión:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

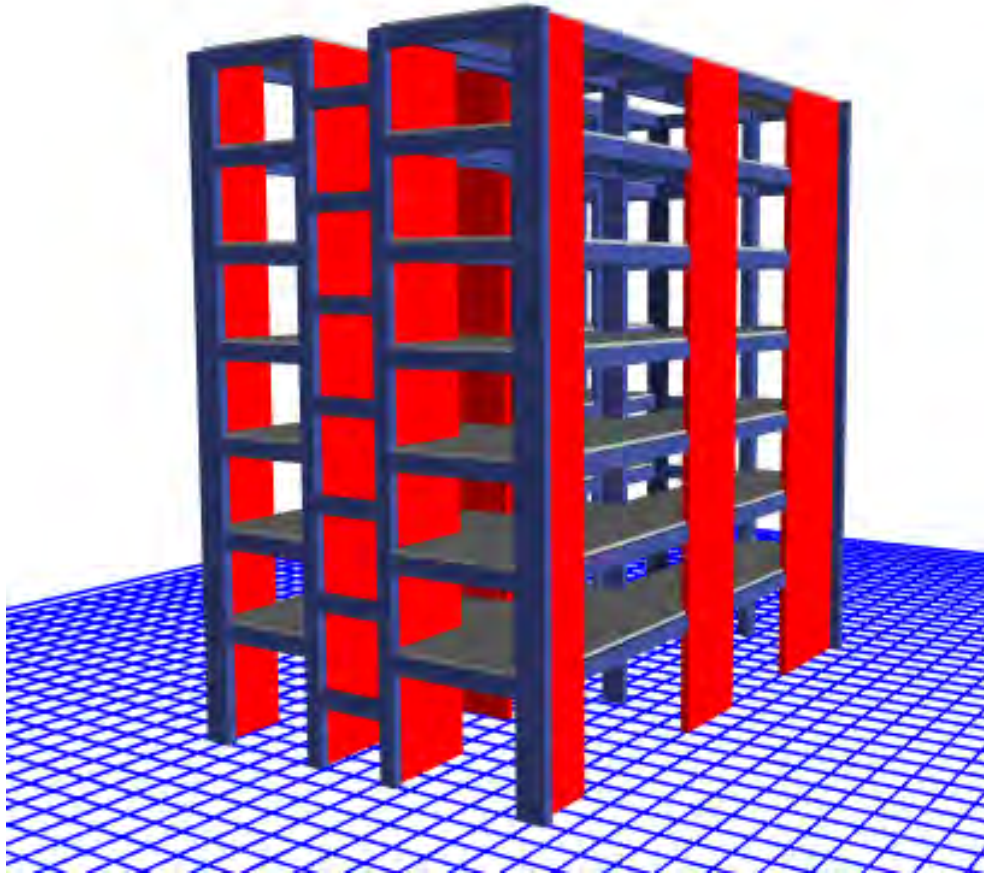
Donde:

$R$  = Factor de reducción final  
 $R_o$  = Coeficiente básico de reducción  
 $I_a$  = Factor de irregularidad en altura  
 $I_p$  = Factor de irregularidad en planta

### 3.3 Análisis estructural

Se desarrollo un análisis computacional con apoyo del software ETABS v20.0.0, En el cual se definió los materiales y los elementos estructurales como vigas, columnas y muros. Las cargas se determinaron siguiendo la norma E.020 Cargas, distribuyéndolas en cada nivel con tres grados de libertad, además de rotulas plásticas en las vigas que no presentan suficiente longitud de

desarrollo para resistir esfuerzos de flexión y los elementos verticales se modelaron como empotrados en la base, dado que el suelo se clasifica como rígido tipo S1.



*Figura 5. Modelo estructural 3-D*

*Obtenido del software Etabs v 20.0.0.*

### **3.3.1 Peso de la edificación**

De acuerdo con la norma E.030, el peso del edificio se determina sumando la carga permanente y una proporción de la carga viva correspondiente. Dicho proporción o porcentaje se determina según la categoría de la edificación, el proyecto pertenece a la categoría C (edificación común), por lo que consideró un 25% de la carga viva.

Tabla 7

*Peso y masa de la estructura.*

	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (ton)	Área (m <sup>2</sup> )	Peso/Área (ton/m <sup>2</sup> )
Piso 1	26.63	261.24	220.00	1.19
Piso 2	25.44	249.54	220.00	1.13
Piso 3	25.44	249.54	220.00	1.13
Piso 4	25.44	249.54	220.00	1.13
Piso 5	25.44	249.54	220.00	1.13
Piso 6	25.44	249.54	220.00	1.13
Piso 7	17.16	168.29	220.00	0.76
<b>Total</b>	<b>170.97</b>	<b>1677.25</b>	<b>1540.00</b>	

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

### 3.4 Análisis Modal

Se considero tres grados de libertad por cada piso, considerando en total 21 modos. La Tabla 8, detalla los valores de los periodos y masas participativas, luego de haber realizado iteraciones para lograr una modelación adecuada.

Tabla 8

*Periodos y masas participativas de la estructura por cada modo.*

Modo	T (s)	% Masa participativa en eje X	% Masa participativa en eje Y	% Masa participativa acumulada en eje X	% Masa participativa acumulada en eje Y
1	0.64	0%	77%	0%	77%
2	0.40	6%	0%	6%	77%
3	0.36	67%	0%	72%	77%
4	0.17	0%	15%	72%	91%
5	0.10	0%	0%	72%	91%
6	0.08	18%	0%	91%	91%
7	0.08	0%	5%	91%	97%
8	0.05	0%	2%	91%	98%
9	0.04	0%	0%	91%	99%
10	0.04	6%	0%	96%	99%

11	0.03	0%	1%	96%	100%
12	0.03	0%	0%	96%	100%
13	0.03	0%	0%	96%	100%
14	0.02	0%	0%	97%	100%
15	0.02	2%	0%	99%	100%
16	0.02	0%	0%	99%	100%
17	0.02	0%	0%	99%	100%
18	0.02	1%	0%	100%	100%
19	0.01	0%	0%	100%	100%
20	0.01	0%	0%	100%	100%
21	0.01	0%	0%	100%	100%

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Como muestra la tabla anterior, los primeros modos son los que presentan mayor masa participativa. En la dirección Y-Y, el modo 1 presenta 77% de la masa participativa, con un periodo de 0.64 s y en la dirección X-X el modo 3 cuenta con una masa participativa del 67% y un periodo de 0.36 s. Estos resultados muestran que la estructura es mucho más rígida en el eje X-X por ello el periodo en esa dirección es menor.

### 3.4.1 Análisis a traslación pura XZ y YZ

El análisis de traslación pura se realizó con la finalidad de obtener el periodo de la estructura en la dirección X-X y Y-Y. En las cuales, la estructura se analizó en plano XZ para obtener el periodo en la dirección X-X y se analizó en el plano YZ para obtener el periodo en la dirección Y-Y. En la Tabla 9 y Tabla 10, se detalla los valores de los periodos para cada dirección.

Tabla 9

*Análisis traslacional pura XZ.*

Caso	Modo	T (s)	UX
Modal	1	0.363	0.721
MODAL X+	1	0.363	0.721
MODAL X-	1	0.363	0.721
MODAL Y+	1	0.363	0.721
MODAL Y-	1	0.363	0.721

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 10

*Análisis traslacional pura YZ.*

Caso	Modo	T (s)	UX
Modal	1	0.624	0.769
MODAL X+	1	0.624	0.769
MODAL X-	1	0.624	0.769
MODAL Y+	1	0.624	0.769
MODAL Y-	1	0.624	0.769

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Del análisis en ambas direcciones se puede afirmar que ambos periodos están definidos por masas participativas mayor al 70%, y existe una diferencia mínima del análisis modal con tres grados de libertad, ya que en el traslacional no se considera la torsión, además se puede observar que la edificación no está siendo afectada por esta irregularidad. Finalmente se consideró 0.363 s al periodo en X-X y 0.624 s en la dirección Y-Y.

### 3.5 Análisis de irregularidad en altura y planta

#### 3.5.1 Análisis de irregularidad en altura (Ia)

- **Irregularidad de rigidez por piso blando**

En la edificación los elementos verticales son continuos y la altura de entrepiso es constante en todos los niveles, la rigidez en altura no varía. Por tanto, no le corresponde esta irregularidad.

- **Irregularidad de masa o peso**

La edificación está conformada por plantas típicos, donde el peso no varía en los niveles, por tanto, no le corresponde esta irregularidad.

- **Irregularidad geométrica vertical**

La edificación posee una geometría vertical constante, por tanto, no le corresponde esta irregularidad.

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

La edificación no presenta desalineamiento vertical, por ello no hay cambios en su orientación.

En conclusión, se determinó que la edificación no cuenta con irregularidad en altura, puesto que está conformado por elementos verticales constantes y pisos típicos, por tanto, el valor de “Ia” es 1.

### 3.5.2 Análisis de irregularidad en planta (Ip)

- **Irregularidad por esquinas entrantes**

La edificación si presenta esta irregularidad puesto que ambas direcciones presentan una esquina entrante donde la dimensión supera el 20%.de la longitud total en cada dirección.

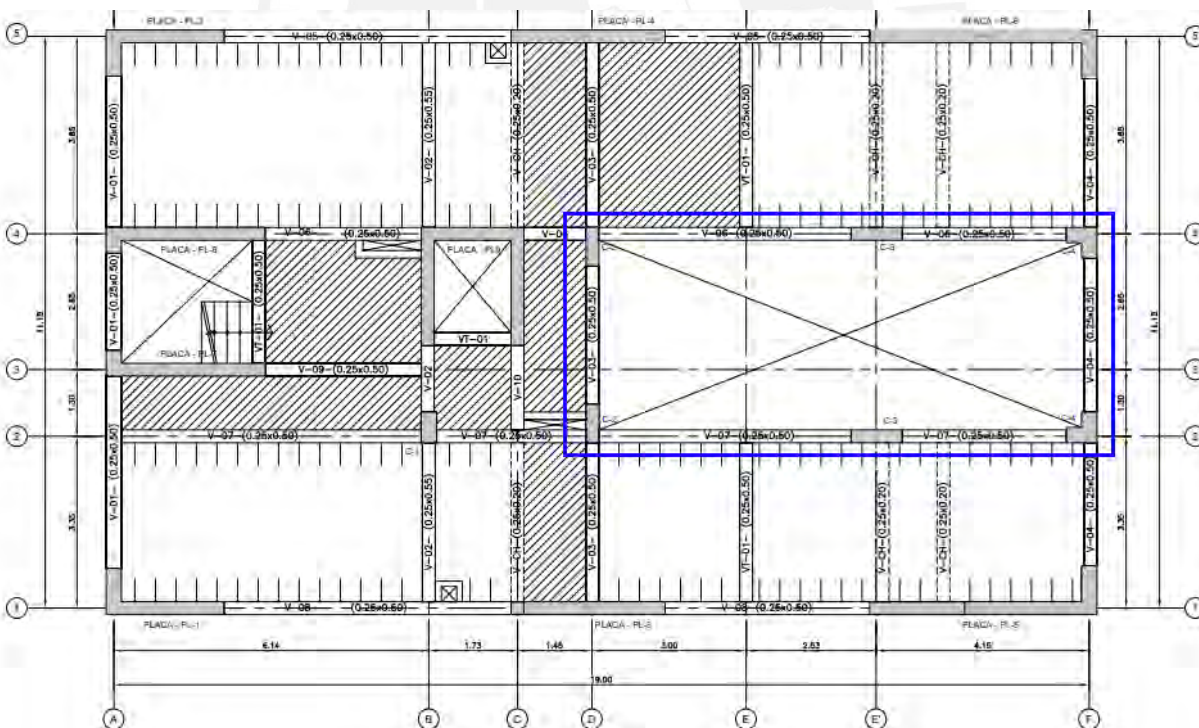


Figura 6. Detalle de irregularidad en esquina entrante- planta típica.

Elaboración propia

En el eje X-X, la longitud total es 19.90 m y la longitud de esquina es 9.86 m, la cual representa el 49 % del total de la longitud en esta dirección. En la dirección Y-Y, la longitud total es 11.40 m y la longitud de esquina es 3.93 m, el cual representa el 34.5% del total de la longitud en esta dirección. Por tanto, el valor de “Ip” por la presencia de esta irregularidad es 0.9.

- **Discontinuidad de diafragma**

La edificación presenta una abertura de 34.3 m<sup>2</sup> y el diafragma es de 220 m<sup>2</sup>, el cual solo representa el 15%. Por otro lado, en la dirección X-X la sección transversal es el 51% del área total en esa dirección. Por tanto, no la edificación no presenta esta irregularidad.

### **3.6 Desplazamiento estructural**

En el análisis sísmico las estructuras tienen un desplazamiento lateral, los cuales se calcularon multiplicando 0.75 al factor R para el caso de estructuras regulares y se multiplica por 0.85 al factor R para las estructuras irregulares. Por otro lado, se verificó la irregularidad por torsión, el cual se da cuando la deriva, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, es superior a 1.2 veces al desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso. Estos desplazamientos son calculados considerando una excentricidad accidental del 5 %, con apoyo del software Etabs se determinó la relación de derivas, en cada dirección, la cual definió como “ratio” tal como se muestra en la Tabla 11 y Tabla 12.

Tabla 11

*Análisis de irregularidad por torsión en dirección X - X.*

Nivel	Caso excentricidad	Dirección	Max deriva (m)	Prom deriva (m)	Ratio
Piso 1	Dx+	X	0.0075	0.0073	1.035
Piso 1	Dx-	X	0.0070	0.0066	1.061
Piso 2	Dx+	X	0.0079	0.0076	1.037
Piso 2	Dx-	X	0.0074	0.0069	1.065
Piso 3	Dx+	X	0.0081	0.0078	1.039
Piso 3	Dx-	X	0.0076	0.0071	1.07
Piso 4	Dx+	X	0.0079	0.0076	1.041
Piso 4	Dx-	X	0.0075	0.0070	1.076
Piso 5	Dx+	X	0.0072	0.0069	1.043
Piso 5	Dx-	X	0.0068	0.0063	1.081
Piso 6	Dx+	X	0.0057	0.0054	1.045
Piso 6	Dx-	X	0.0055	0.0050	1.088
Piso 7	Dx+	X	0.0035	0.0034	1.047
Piso 7	Dx-	X	0.0035	0.0032	1.102

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 12

*Análisis de irregularidad por torsión en dirección Y - Y.*

Nivel	Caso excentricidad	Dirección	Max deriva (m)	Prom deriva (m)	Ratio
Piso 1	Dy+	Y	0.0116	0.0101	1.147
Piso 1	Dy-	Y	0.0111	0.0102	1.097
Piso 2	Dy+	Y	0.0135	0.0117	1.151
Piso 2	Dy-	Y	0.0127	0.0118	1.081
Piso 3	Dy+	Y	0.0153	0.0133	1.15
Piso 3	Dy-	Y	0.0142	0.0133	1.07
Piso 4	Dy+	Y	0.0164	0.0143	1.15
Piso 4	Dy-	Y	0.0151	0.0143	1.06
Piso 5	Dy+	Y	0.0163	0.0142	1.148
Piso 5	Dy-	Y	0.0149	0.0142	1.051
Piso 6	Dy+	Y	0.0143	0.0125	1.148
Piso 6	Dy-	Y	0.0130	0.0124	1.042
Piso 7	Dy+	Y	0.0102	0.0087	1.164
Piso 7	Dy-	Y	0.0089	0.0087	1.023

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Con los resultados mostrados se determinó que la edificación no le corresponde irregularidad torsional. En conclusión, el factor de “Ip” es 0.9, puesto que la edificación solo presentó irregularidad por esquina entrante, por tanto, el factor de reducción “R” se calculó de la siguiente manera:

$$\text{En dirección } X - X, R_x = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 0.9 = 5.4$$

$$\text{En dirección } Y - Y, R_y = R_o \times I_a \times I_p = 7 \times 1 \times 0.9 = 6.3$$

### 3.7 Análisis Estático

Conocido también como análisis de fuerzas equivalentes, este método consiste en idealizar un sistema de fuerzas aplicado en el centro de masas de cada nivel de la estructura.

#### 3.7.1 Cortante basal estática

La fuerza cortante en la base de la edificación, tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, se calculó con la siguiente formula:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P$$

Donde:

$V =$  Cortante basal

$P =$  Peso de la edificación

La Tabla 13 presenta los valores de la cortante basal en cada dirección, obtenidos tras sustituir los datos en la ecuación mencionada previamente.

Tabla 13

*Determinación de la cortante basal estático.*

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T (s)	0.36	0.62
C	2.50	1.60
C/R	0.46	0.25
ZUCS / R (%)	0.21	0.11
P (Tn)	1677.25	1677.25
V(Tn)	349.43	191.99

*Nota.* Elaboración propia

Se obtiene que el valor de la cortante basal en la dirección X-X es 351.1 tn y en la dirección Y-Y es de 195.73 tn, además se verifico la relación entre C/R, la cual debe ser mayor a 0.11, en ambas direcciones se obtuvo valores mayores.

### 3.8 Análisis Dinámico

En este análisis la edificación se somete a un espectro de pseudo-aceleraciones para cada dirección, que se encuentra definido con la siguiente formula (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

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

Los parámetros sísmicos son los mismos del análisis estático, antes calculados; sin embargo, el valor de C dependerá del tiempo. Por ello para obtener los registros de aceleración se consideró este análisis tiempo-historia y los parámetros en cada dirección previamente calculados, con ello se obtuvo un espectro ( $S_a$  vs T) en la dirección X-X y dirección Y-Y.

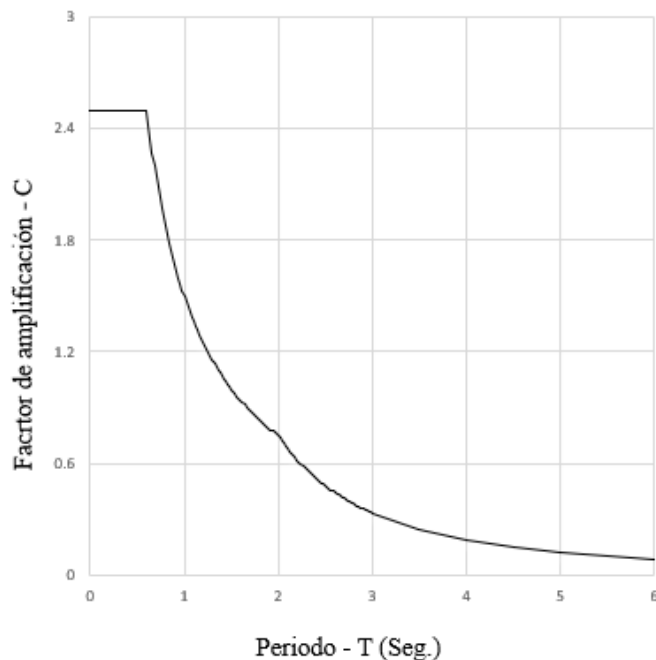


Figura 7. Factor de amplificación vs periodo.

Elaboración propia

### 3.8.1 Cortante basal dinámico

La cortante dinámica en el primer entrepiso debe ser por lo menos 80 % de la cortante basal estática, calculado en el ítem 3.7.1 para ser considerado una estructura regular y no menor al 90% para una estructura irregular, Si esta condición no se cumple, estas fuerzas deben ser amplificadas con la finalidad de obtener las fuerzas de diseño. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Con base en los datos disponibles, se concluyó que la estructura de este proyecto es irregular.

Tabla 14

*Porcentaje de la Cortante basal en la edificación.*

Caso / excentricidad	V Estático	V Dinámico	%
ESP_SX+	349.43	256.75	73%
ESP_SX-	349.43	223.38	64%
ESP_SY+	191.99	150.03	78%
ESP_SY-	191.99	152.35	79%

Nota. Elaboración propia

Se observa que el porcentaje de las fuerzas cortantes en ambas direcciones son menor al 90% de la cortante basal estática, por esta razón se realizó la amplificación de cargas, este resultado se detallan en la Tabla 15.

Tabla 15

*Determinación del factor de amplificación de cargas.*

Caso / excentricidad	V Estático	V Dinámico	90% V Estático	V Diseño	Factor
ESP_SX+	349.43	256.75	314.48	314.48	1.22
ESP_SX-	349.43	223.38	314.48	314.48	1.41
ESP_SY+	191.99	150.03	172.79	172.79	1.15
ESP_SY-	191.99	152.35	172.79	172.79	1.13

*Nota.* Elaboración propia

Como muestra la Tabla 15, se obtuvieron factores en ambas direcciones los cuales fueron ingresados al software Etabs, con la finalidad diseñar los elementos estructurales con dichas cargas amplificadas. Con los valores obtenidos se verificó el sistema estructural que corresponde a la edificación, para ello se verificó el porcentaje de fuerza cortante que toma los muros en ambas direcciones.

Tabla 16

*Determinación del porcentaje de la cortante basal que corresponde a las placas.*

Dirección	V dinámico	V muro	%
ESP_SX+	256.75	251.3	98%
ESP_SX-	223.38	217.64	97%
ESP_SY+	150.03	114.5	76%
ESP_SY-	152.35	116.88	77%

*Nota.* Elaboración propia

Como muestra la Tabla 16, el porcentaje que toma las placas en la dirección X-X es del 98% y en la dirección Y-Y es el 75%. Por ello como se definió en el ítem 3.2.5, para ser considerado la edificación como un sistema de muros, las placas deben de tomar al menos un 80% de la cortante basal.

En la dirección X-X, es considerado un sistema de muros; sin embargo, en la dirección Y-Y, las placas toman un 75%, por ello la estructura en esa dirección es considerado como dual y se subdivide en dual tipo 1, ya que el porcentaje tomado es mayor al 60%. Finalmente, los factores “R” en la dirección X-X se verifica que es 6 y en la dirección Y-Y es 7.

### 3.9 Control de límites de distorsión (derivadas).

Los desplazamientos y derivas en la estructura han sido calculados en el ítem 3.6, en este ítem se evaluará los valores según la solicitud del capítulo 5 de la norma E.030, la cual exige que los límites de distorsión o derivas para estructuras de material de hormigón armado es 0.007.

Tabla 17

*Límites de distorsión de la edificación.*

Nivel	Dirección	Deriva en X	Dirección	Deriva en Y
Piso 7	Dx+	0.0028	Dy+	0.0033
Piso 7	Dx-	0.0024	Dy-	0.0040
Piso 6	Dx+	0.0029	Dy+	0.0038
Piso 6	Dx-	0.0026	Dy-	0.0046
Piso 5	Dx+	0.0030	Dy+	0.0043
Piso 5	Dx-	0.0026	Dy-	0.0052
Piso 4	Dx+	0.0029	Dy+	0.0047
Piso 4	Dx-	0.0026	Dy-	0.0055
Piso 3	Dx+	0.0026	Dy+	0.0046
Piso 3	Dx-	0.0024	Dy-	0.0055
Piso 2	Dx+	0.0021	Dy+	0.0041
Piso 2	Dx-	0.0019	Dy-	0.0048
Piso 1	Dx+	0.0010	Dy+	0.0021
Piso 1	Dx-	0.0009	Dy-	0.0025

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Según la Tabla 17 se observa que para las dos direcciones las derivas son menores a la exigida por la norma E.030, en consecuencia, los elementos estructurales de concreto armado no

presentaran daños. La deriva máxima en la dirección X-X es 0.0029 y en la dirección Y-Y la deriva máxima es 0.0055.

### 3.10 Separación de edificios y límites de propiedad

De acuerdo con el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, todos los edificios deben mantenerse separados de las estructuras cercanas para evitar la interacción en caso de movimiento sísmico. Esta separación “S” se determina como la mayor entre los siguientes criterios:

- $S = 2/3$  de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes o
- $S = 0.006 \times h$  ; donde h es la altura de la edificación

En el caso de la edificación en estudio, no se pudo considerar el primer criterio, puesto que los valores de desplazamiento de las edificaciones colindantes no se obtuvieron, en consecuencia, solo se consideró el segundo criterio.

$$S = 0.006 \times 19.8 = 11.9 \text{ cm}$$

Para determinar el retiro de edificio “ $S_I$ ” del límite de propiedad se consideró el mayor de los siguientes criterios:

- $S_I = 2/3$  del desplazamiento máximo de la edificación
- $S_I = S/2 = 5.95 \text{ cm}$

En el caso del proyecto se cuenta con edificaciones adyacentes en las dos direcciones por tanto se calculó los retiros considerando ambos criterios y ambas direcciones.

$$S_{1X} = \frac{2}{3} \times 4.7 = 3.13 \text{ cm}$$

$$S_{1Y} = \frac{2}{3} \times 9.2 = 6.13 \text{ cm}$$

Finalmente, el retiro de la edificación del límite de propiedad en ambas direcciones es de 6cm.

## 4 Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas son elementos conformado por viguetas en forma de “T” espaciadas cada 40 cm y están diseñadas para resistir solicitaciones tanto por flexión como de corte, además distribuyen los esfuerzos a las vigas, columnas y placas. Además, que tiene como finalidad reducir el peso y costo sin comprometer su capacidad estructural.

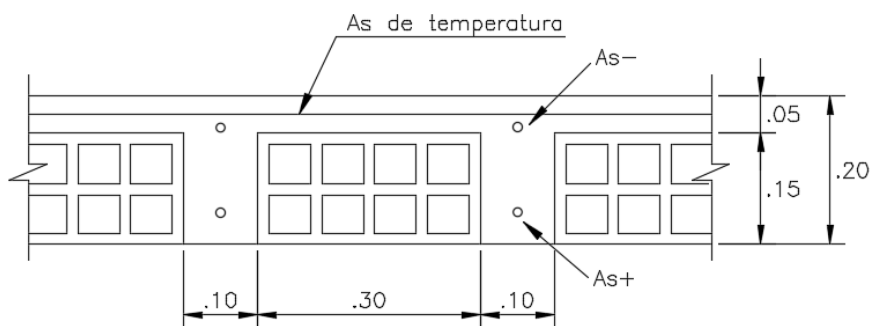


Figura 8. Sección típica de losa aligerada de 20 cm de peralte

Elaboración propia

### 4.1.1 Análisis estructural de losa aligerada

Para su diseño se debe seleccionar la vigueta en “T” más exigida y debe ser analizada en base a la combinación última que establece la norma E.060, la cual es  $1.4 CM + 1.7 CV$ , como se definió en el ítem 1.3.2 y en este caso no se considera cargas de sismo, puesto que las losas no son afectadas por fuerzas sísmicas considerables.

### 4.1.2 Diseño por momentos a flexión

Con la finalidad de realizar el diseño por flexión, se considera la vigueta en “T”, antes mencionada, la cual asume un diagrama de bloque de compresión constante en la sección

rectangular que le corresponde 40 cm de ancho y 5cm de espesor, el cual será comprobado y en caso no se cumpla se analizará la redistribución del esfuerzo en el alma de la vigueta. Se detalla el diagrama de bloque equivalente de compresiones o también conocido como rectángulo de Whitney, ver Figura 8.

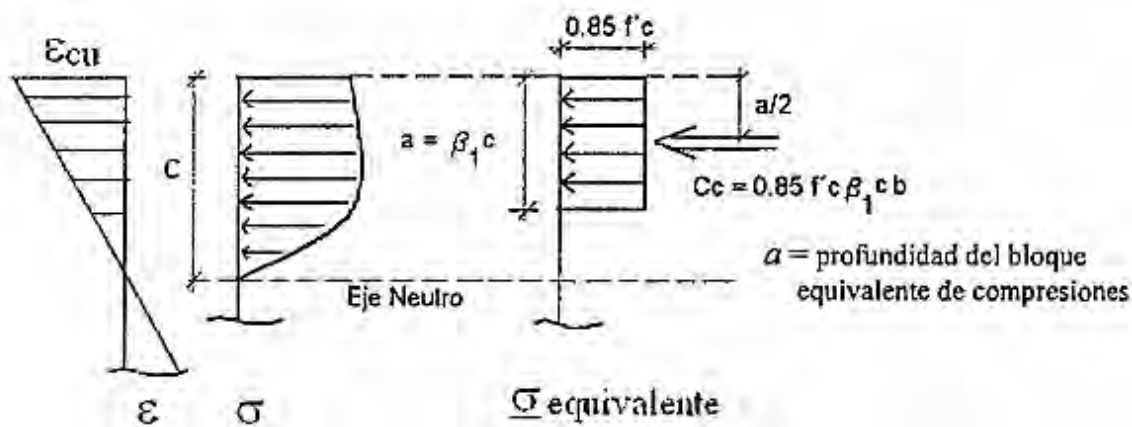


Figura 9. Esquema de diagrama de bloque equivalente de compresiones

Fuente: Ottazzi, 2016.

Mediante el equilibrio de fuerzas y esfuerzos, se determina la ubicación del eje neutro, el ancho equivalente del bloque de compresión y el refuerzo requerido para cumplir la sollicitación de resistencia donde el momento nominal ( $M_n$ ) afectado por el factor  $\phi$  es mayor o igual al momento último ( $M_u$ ). Se detallan las ecuaciones resultantes del equilibrio mencionado:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

$a$  = Espesor del bloque de compresiones

$d$  = Peralte efectivo

$M_u$  = Momento último

$A_s$  = Área transversal de acero

$\phi$  = factor de reducción de resistencia 0.9 (por flexión)

$b$  = Ancho de la sección

$f'_c$  = Resistencia de concreto armado 210 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = Resistencia de fluencia del acero 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Para toda sección en flexión, la norma E.060 exige que el acero mínimo debe garantizar resistir por lo menos el 1.2 de la resistencia que genera el agrietamiento de la sección. El acero máximo se determina como el 75% del acero necesario para generar la falla balanceada. Ambas cantidades de acero serán halladas con las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{máx}} = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \times bw \times d \times 0.75$$

En la tabla 18, se muestra los valores típicos para una vigueta de 20 cm con  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 18

Valores de área acero para una vigueta típica de 20 cm.

Peralte (m)	d (m)	Ig (cm <sup>4</sup> )	M+cr (Kg-m)	M- cr (Kg-m)	As+ min	As- min	A+sb	A-sb
0.2	0.17	11800	260	505	0.41	0.99	9.99	3.61

Nota. Datos obtenidos de "Apuntes del curso Concreto Armado 1", por Ottazzi, 2016.

#### 4.1.3 Diseño por requerimiento de corte

La resistencia a las fuerzas cortantes en una losa aligerada es únicamente por el alma de la sección, puesto que los no presentan estribos. Si la sección del alma no es suficiente para resistir se emplean ensanche de esta. La fuerza cortante que resiste el alma se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ ton}$$

#### 4.1.4 Acero de temperatura

EL refuerzo por temperatura en las losas aligeradas, según el artículo 9.7.2 de la norma E.060, es un porcentaje de la sección transversal de concreto y dicho valor depende del tipo de refuerzo a usar, para el caso del proyecto el refuerzo es acero corrugado con límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, por ello se usó el valor de 0.18% y se calculó con la siguiente ecuación:

$$As_{min} = 0.0018 \times 5 \times 100 = 0.9 \text{ cm}^2 /m$$

El espaciamiento entre barras, según el artículo 9.7.3 de la norma E.060, no puede exceder cinco veces el peralte de la losa ni ser mayor a 40cm. Se usaron barras de 6mm de diámetro (0.32 cm<sup>2</sup>). Se calculó el espaciamiento con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{As_{barra}}{As_{min}} = \frac{0.32}{0.9} = 36 \text{ cm}$$

Según lo mencionado en el punto anterior, el máximo valor del espaciamiento es  $s_{max} \leq 25 \text{ cm}$ , por ello el espaciamiento de las barras de temperatura en las losas a aligeradas es de 25 cm.

#### 4.1.5 Control de deflexiones

Para las losas aligeradas la norma E.060, proporciona valores de peraltes mínimos en el artículo 9.6.2, en los cuales no son necesarios el cálculo de deflexiones, estos valores dependen de la luz y el tipo de apoyo que presentan las losas. En la tabla 19, se detalla lo mencionado.

Tabla 19

*Peralte mínimo de losas que no requieren cálculo de deflexiones.*

Elemento	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Nota. Datos obtenidos de "NTP E.060 Concreto armado", 2009.

En el proyecto se presenta casos de losas simplemente apoyadas el cual, si requiere un control de deflexión, puesto que con una luz de 3.85, requiere un peralte de 0.24 m y la vigueta del proyecto es de 20 cm. En el ejemplo de diseño se muestra el cálculo. Para el caso de la losa con un extremo continuo, la luz más crítica también es de 3.85m el cual dividido entre 18.5 se obtuvo el valor de 0.20m y las losas aligeradas son de peralte 20 cm, por lo cual en este caso no son necesario los cálculos de deflexiones.

#### **4.1.6 Corte de refuerzo**

En el análisis de flexión se producen momentos tanto positivos como negativos a lo largo de las losas o vigas por lo tanto la distribución del acero varia a lo largo del elemento. La norma E.060 recomienda que para momentos positivos el corte teórico debe de estar a “d” o “12db” donde “db” es el diámetro de la barra. Para momentos negativos debe de extenderse a “d”, “12db” o “l/16” desde el punto de inflexión.

#### **4.1.7 Diseño de vigueta -VIG 1**

Se diseñó las losas aligeradas, ubicadas entre los ejes 1 y 2 (VIG 1-tramo 1) y entre los ejes 4 y 5 (VIG 1-tramo 2). Para ello se usó la vigueta típica de dimensiones mencionadas en el ítem 4.1

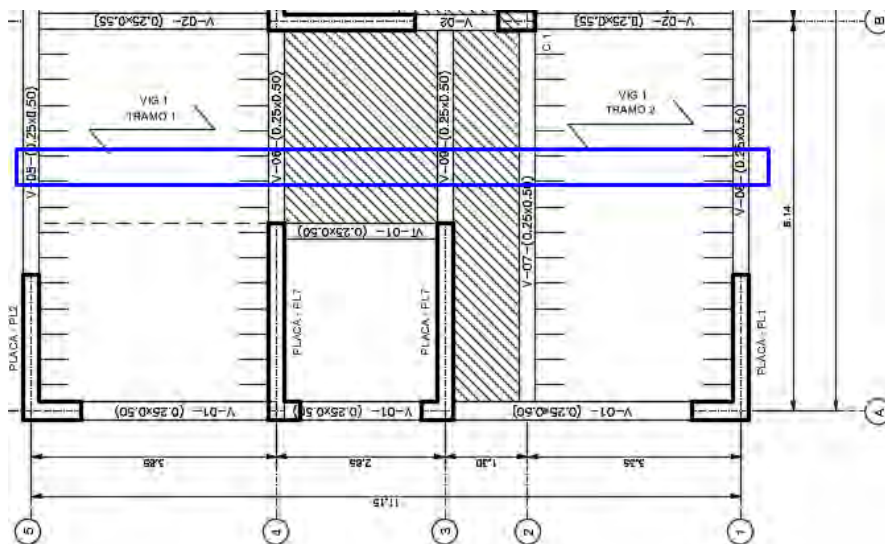


Figura 10. Tramo de vigueta VIG 1 a diseñar

Elaboración propia

- Determinación de metrado de cargas de losa aligerada

Se realizó el metrado de cargas de la losa en ambos tramos y de la carga por sección de la vigueta con ancho de 40 cm. En estos tramos de losa la carga por tabiquería actúa totalmente en las vigas chatas, por ello no se consideró dentro del metrado.

Tabla 20

Metrado de cargas de servicio y cargas ultima en vigueta VIG 1.

Piso típico	Metrado de losa	Metrado Vigueta
Piso terminado (pt)	0.1 tn/m <sup>2</sup>	0.04 tn/m
Peso propio (pp)	0.3 tn/m <sup>2</sup>	0.12 tn/m
Carga viva (cv)	0.2 tn/m <sup>2</sup>	0.08 tn/m
	<b>CM</b>	0.16 tn/m
	<b>CV</b>	0.08 tn/m
	<b>1.4CM + 1.7 CV</b>	0.36 tn/m

Nota. Elaboración propia

En el ítem 4.1.1 se mencionó el que, para el diseño por resistencia de las losas aligeradas, estas son sometidas a los esfuerzos de cargas ultimas con los siguientes factores de amplificación 1.4 CM+1.7CV, con estas cargas se determinaron los momentos flectores y las fuerzas cortantes a lo largo de su longitud.

- Determinación de metrado de cargas de losa maciza

Se observa que entre las losas aligeradas se encuentra losas macizas, las cuales en este caso serán diseñadas en una sección de 40 cm y las cargas serán proporcional a ese ancho.

Tabla 21

Metrado de carga de losa maciza entre eje 3 y 4.

Piso típico	Metrado de losa	Metrado losa 1m	Metrado losa 0.4 m
Piso terminado (pt)	0.1 tn/m <sup>2</sup>	0.1 tn/m	0.04 tn/m
Peso propio (pp)	2.4 tn/m <sup>3</sup>	0.48 tn/m	0.192 tn/m
Tabiquería	0.3 tn/m <sup>2</sup>	0.3 tn/m	0.12 tn/m
Carga Viva (cv)	0.4 tn/m <sup>2</sup>	0.4 tn/m	0.16 tn/m
		<b>CM</b>	0.35 tn/m
		<b>CV</b>	0.16 tn/m
		<b>1.4CM + 1.7 CV</b>	0.76 tn/m

Nota. Elaboración propia

Tabla 22 Metrado de cargas de losa entre el eje 2 y 3

Piso típico	Metrado de losa	Metrado losa 1m	Metrado losa 0.4 m
Piso terminado (pt)	0.1 tn/m <sup>2</sup>	0.1 tn/m	0.04 tn/m
Peso propio (pp)	2.4 tn/m <sup>3</sup>	0.48 tn/m	0.192 tn/m
Tabiquería	0.3 tn/m <sup>2</sup>	0.17 tn/m	0.068 tn/m
Carga Viva (cv)	0.4 tn/m <sup>2</sup>	0.4 tn/m	0.16 tn/m
		<b>CM</b>	0.30 tn/m
		<b>CV</b>	0.16 tn/m
		<b>1.4CM + 1.7 CV</b>	0.69 tn/m

Nota. Elaboración propia

Luego del metrado de cargas y las amplificaciones correspondientes, se presenta el diagrama de cargas ultimas a la cual está sometida la sección de 40 cm de losa aligerada y losa maciza, los momentos y fuerza cortantes son tomados de la Figura 11 y Figura 12.

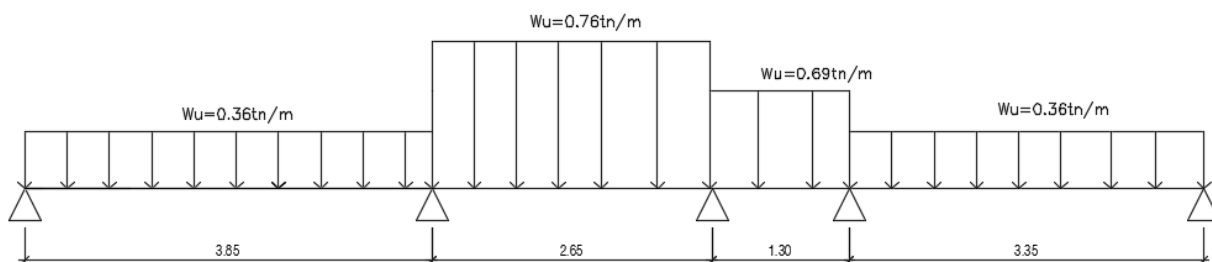


Figura 11. Distribución de cargas ultimas actuantes en sección de losa maciza

Elaboración propia



Figura 12. Momentos flectores por cargas ultimas en vigueta VIG 1 (tn.m)

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

- Diseño por Flexión de VIG 1

Con los resultados obtenidos (Momentos) tanto positivos como negativos, se procedió a hallar el acero requerido ( $A_{S_{req}}$ ). Para ello se calculó los valores de “a”, “ $A_{S_{min}}$ ”, según las fórmulas presentadas en el ítem 4.1.2.

Tabla 23

Diseño por flexión de las viguetas típicas para momentos positivos.

Vigueta	$M_u +$ (tn.m)	d (cm)	a (cm)	$A_{S_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S_{req}}$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	$A_{S_{col}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi^*M_n$ instalado (tn.m)
VIG 1-Tramo 1	0.38	17	0.35	0.41	0.6	1 $\phi$ 3/8"	0.71	0.45
VIG 1-Tramo 2	0.3	17	0.28	0.41	0.47	1 $\phi$ 3/8"	0.71	0.45

Nota. Elaboración propia

Tabla 24

*Diseño por flexión de las viguetas típicas para momentos negativos.*

Vigueta	Mu - (tn.m)	d (cm)	a (cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asreq (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	Ascol (cm <sup>2</sup> )	$\phi^* M_n$ instalado (tn.m)
VIG 1-Tramo 1	0.54	17	2.11	0.99	0.9	1 $\phi$ 8mm y 1 $\phi$ 3/8"	1.21	0.71
VIG 1-Tramo 2	0.35	17	1.33	0.99	0.57	1 $\phi$ 8mm y 1 $\phi$ 3/8"	1.21	0.71

*Nota. Elaboración propia*

Se observa que el acero colocado ( $A_{Scol}$ ) es superior al acero requerido, y mayor que el acero mínimo exigido en la Tabla 24. Para momentos positivos se colocó barras de 3/8 y para momentos negativo se optó por colocar 1  $\phi$  8mm más 1  $\phi$  3/8", si bien se pudo colocar 1  $\phi$  1/2", esta decisión se tomó por que la barra de 8 mm es la que viene de la interacción con la losa maciza del tramo central.

- Diseño por flexión para maciza con ancho de 40 cm

Para el diseño de losa maciza existen requerimientos de acero mínimo por cada cara tanto inferior como superior, se calcularon con las siguientes fórmulas:

$$A_{S_{min inferior}} = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{min superior}} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Estas áreas están determinadas para un ancho de 1m; sin embargo, los momentos están para 0.4 m de ancho por lo cual se decidió realizar un proporcional:

Tabla 25

Diseño por flexión de sección de losa maciza con ancho de 40 cm.

	Ancho 0.4 m	Ancho 1 m				Ancho 1 m	Ancho 0.4 m	Ancho 0.4 m
Malla	Mu (tn.m)	Mu (tn.m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	As col (cm <sup>2</sup> )	As col (cm <sup>2</sup> )	φMn
Inferior	0.25	0.625	0.98	2.4	3/8 @ 0.20	3.55	1.42	0.89
Superior	0.51	1.275	2.01	1.2	8mm @0.20	2.50	1.00	0.63

Nota. Elaboración propia

Se observa los resultados de los momentos máximos positivos y negativos son reducidos y las áreas de refuerzo requeridos son mucho menores que el mínimo requerido por la norma. En consecuencia, se optó por colocar barras de 3/8 @ 20 cm y barras superiores de 8 mm @ 0.20cm, para satisfacer los aceros mínimos y los momentos requeridos

- Diseño por corte

Se determino la cortante máxima con base en la Figura 12 y se comparó con el valor calculado en el ítem 4.1.3 donde  $\phi Vc = 1.22 \text{ tn}$ .

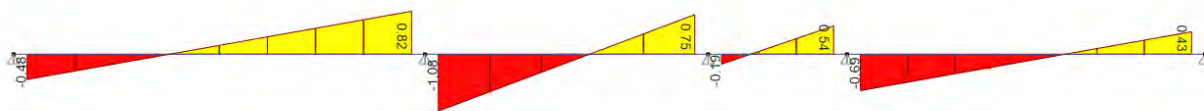


Figura 13. Fuerzas cortantes en vigueta VIG 1 (tn)

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

El valor máximo de la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara es 0.86 ton, por lo tanto, es menor al  $\phi Vc$  calculado, con ello se demuestra que la vigueta no necesitó un ensanche.

- Acero de temperatura

Como se mencionó en el ítem 4.1.4 se optó por colocar la cuantía mínima de 0.0018, por tanto varillas de 6mm cada 25 cm.

- Corte de refuerzo

Las varillas superiores, colocados como requerimiento de momentos negativos, se cortaron a una distancia  $l_n/5$ , la luz libre es de 3.6m por lo que se cortó a una distancia 0.75m y para los momentos positivos, no requirió cortes, se colocó una barra corrida de 3/8”.

- Control de deflexión en losas:

Para la evaluación de deflexión se considerará el caso más crítico en la edificación, puesto que la vigueta analizada anteriormente, presenta un extremo continuo y presenta peralte mínimo necesario para que no se analice la deflexión. Por ello se analizó una vigueta simplemente apoyada, donde se requieren por lo menos 0.24m de peralte para no analizar deflexión. En esta vigueta el momento de servicio  $M_s=0.52\text{tn.m}$ ,  $I_g=11800\text{ cm}^4$  y  $M_{cr}=0.26\text{tn.m}$  detallados en la Tabla 20. Para analizar la deflexión se usó la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{5 \times W \times L^4}{384E \times I_{ef}}$$

Donde:

$W = \text{carga repartida en servicio } \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right)$

$E = \text{Módulo de elasticidad del concreto}$

$I_{ef} = \text{inercia efectiva de la sección}$

Previo al cálculo de la deflexión se requiere determinar la inercia efectiva donde se produce la deflexión “”, previamente se calculó la distancia del eje neutro “c” =3cm e “ $I_{cr}$ ” =2865  $\text{cm}^4$

$$I_{ef} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \times \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3 = 2865 + (11800 - 2865) \times \left(\frac{250}{520}\right)^3 = 3981.88\text{ cm}^4 < I_g$$

Se calcula la deflexión Inmediata tanto por carga muerta como viva:

Tabla 26

*Metrado de cargas de gravedad losa aligerada en Kg/cm.*

Metrado de cargas	Kg/m <sup>2</sup>	Ancho efectivo (m)	Kg/m	kg/cm
Carga Muerta (CM)	400	0.4	160	1.6
Carga Viva (CV)	200	0.4	80	0.8

*Nota. Elaboración propia*

$$\Delta_{CM} = \frac{5 \times W \times L^4}{384E \times I_{ef}} = \frac{5 \times 1.6 \times 385^4}{384 \times 217371 \times 3981.88} = 0.53 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV} = \frac{5 \times W \times L^4}{384E \times I_{ef}} = \frac{5 \times 0.8 \times 385^4}{384 \times 217371 \times 3981.88} = 0.26 \text{ cm}$$

La norma estable que para losas aligeradas, se analiza la de deflexión solo por cargas vivas, ya que estas viguetas no están ligadas a elementos no estructurales y se define con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{permitida} = \frac{L}{360} = 1.07 \text{ cm}$$

Se observa que  $\Delta_{permitida} > \Delta_{CV}$ , entonces cumple con el límite estipulado en la norma.

Finalmente se muestra en la Figura 13, el esquema final del diseño de la vigueta selecciona. Además, en la Figura 14. Se muestra la sección típica de la vigueta de 20 cm de peralte

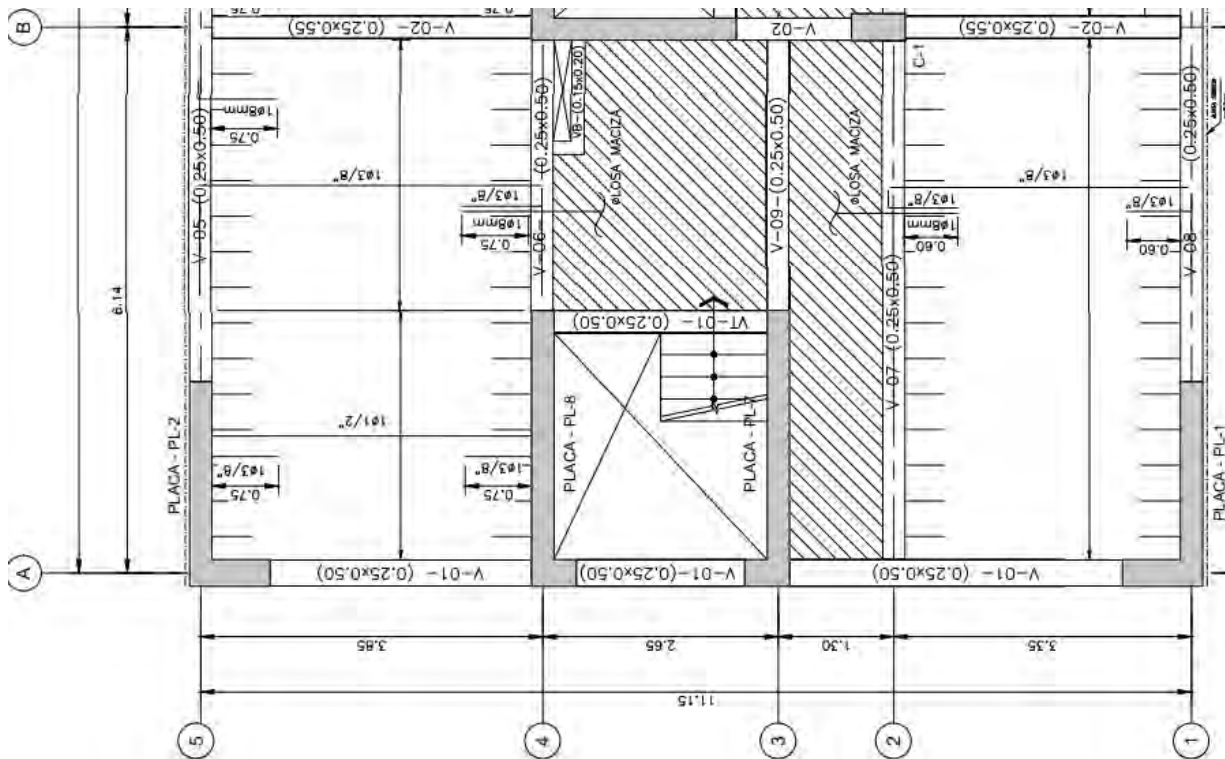
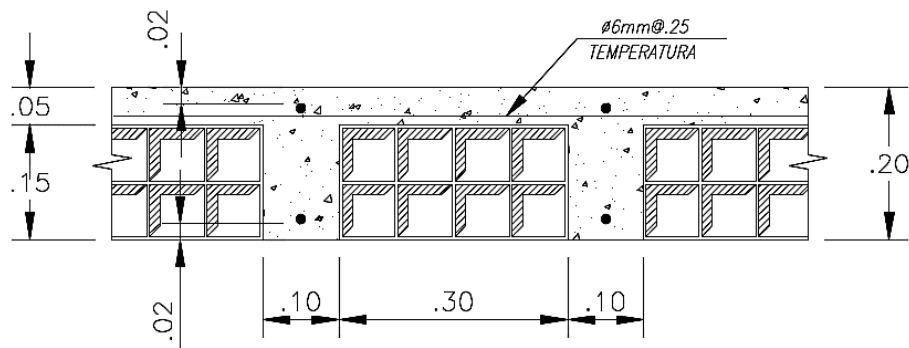


Figura 14. Esquema final de la vigueta VIG 1 de1 tramo 1 y tramo 2

Elaboración propia



DETALLE PARA LA INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS  
DE LOSAS ALIGERADAS DE (H=0.20m)  
ESCALA 1/25

Figura 15. Sección típica de vigueta h=20cm

Elaboración propia

## 5 Diseño de Losa maciza

Las losas macizas son elementos que pueden trabajar en una o en dos direcciones esto depende de la relación de sus lados. Se recomienda el uso en paños de alta demanda de carga, para paños irregulares o cuando se requiere rigidizar el diafragma.

### 5.1 Análisis estructural

Se realizó dos análisis para el diseño de la losa, el primer análisis fue por medio de una discretización de áreas, considerando apoyo simple a los extremos donde existen placas o vigas. El segundo análisis fue por la presencia de interacción con las losas aligeradas, se definió una sección de 40 cm de ancho y se le asignó las cargas que corresponden a esa área. Para ambos casos la combinación de cargas que se empleó en el diseño es igual que las losas aligeradas.

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

### 5.2 Diseño de losa por momentos a flexión de losa maciza

Al igual que el capítulo de losas aligeradas, la norma E.060 constituye que para losas macizas la cuantía mínima por límite de contracción y cambios de temperatura es 0.0018.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h$$

Además, si la losa distribuye su acero en las dos caras, la cuantía mínima en la cara de tracción es 0.0012 y por ende en la cara de compresión, la cuantía mínima es 0.0006. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009). Para el proyecto se usó doble malla por ello se verifico las siguientes solicitaciones:

$$A_{s_{min inferior}} = 0.0012 \times b \times h$$

$$A_{s_{min superior}} = 0.0006 \times b \times h$$

### 5.2.1 Diseño de losa por requerimiento de fuerza cortante

El análisis de la resistencia por corte de la losa es similar que lo solicitado en el capítulo anterior, puesto que las losas macizas tampoco llevan estribos, el área transversal del concreto es la que resiste a la cortante, por tanto, debe cumplir la siguiente ecuación y si no resulta que el  $\phi V_c$  supera a la cortante ultima, se requiere aumentar el peralte de la losa.

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

### 5.2.2 Diseño de interacción de losas macizas y aligeradas

Se realizó el análisis de todos los paños de losa maciza, pero a manera de ejemplo se diseñó la losa que se encuentra ubicada entre los ejes D y E, donde se calcularon las cargas presentes y se aplicaron los factores de amplificación establecidos en la norma E.060; es decir,  $1.4CM + 1.7CV$ .

Tabla 27

*Metrado de cargas para losa maciza dentro del eje D y E.*

Piso típico	Metrado de losa	Metrado losa x m
Piso terminado (pt)	0.1 tn/m <sup>2</sup>	0.1 tn/m
Peso propio (pp)	2.4 tn/m <sup>3</sup>	0.48 tn/m
Tabiquería	0.13 tn/m <sup>2</sup>	0.13 tn/m
Carga viva (cv)	0.2 tn/m <sup>2</sup>	0.4 tn/m
	<b>CM</b>	0.71 tn/m
	<b>CV</b>	0.2 tn/m
	<b>1.4CM + 1.7 CV</b>	1.33 tn/m

*Nota. Elaboración propia*

- Diseño por momentos a flexión

Se calculó los aceros mínimos para cada cara, con las fórmulas mencionada en el ítem 5.1.2

$$A_{s_{min inferior}} = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min superior}} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Además, con las cargas ultimas calculadas se realizó el modelo, con ETABS, en las que se muestran los resultados para las dos direcciones tanto X-X como Y-Y.

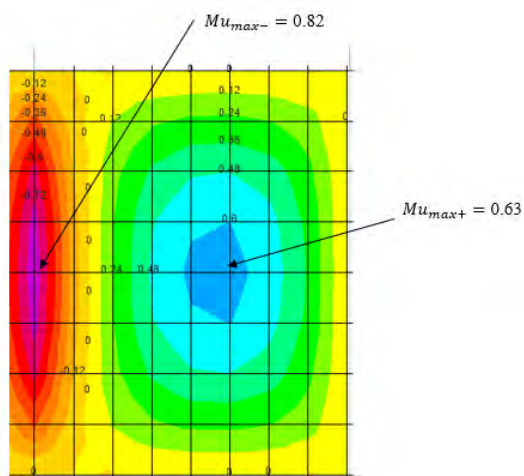


Figura 16. Momentos flectores en losa maciza en la dirección X-X en tn/m

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

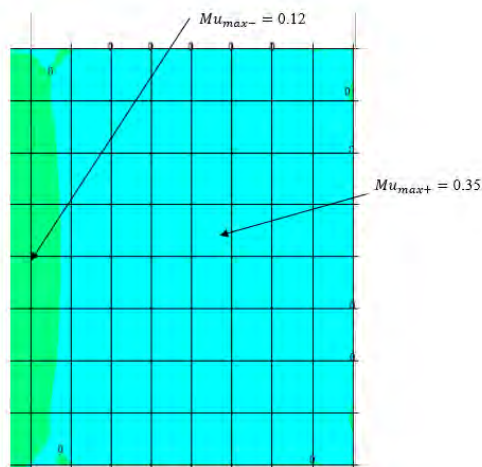


Figura 17. Momentos flectores en losa maciza en la dirección Y-Y en tn/m

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Con los momentos máximos detallados, se determinó el acero requerido, se puede observar en la Tabla 28, los aceros requeridos en la losa maciza son menores que el mínimo exigido por la norma, en consecuencia, se colocó el refuerzo mínimo.

Tabla 28

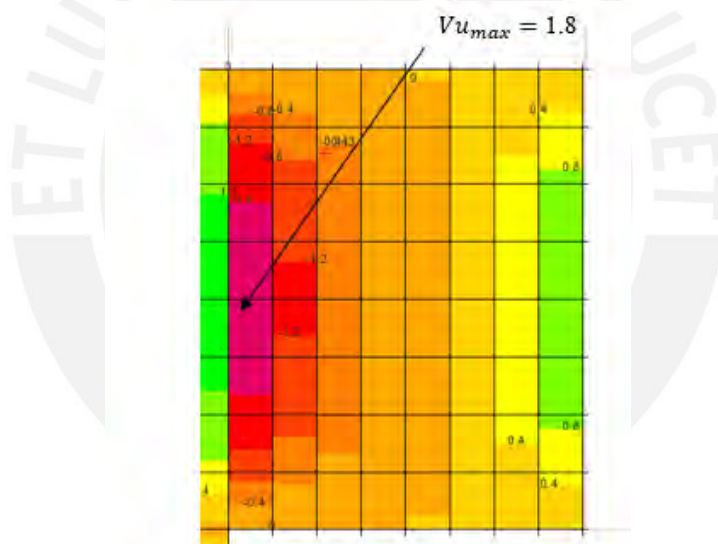
*Diseño por momentos a flexión en losa maciza seleccionada.*

Dirección	Malla	Mu (tn.m)	As req (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	As col (cm <sup>2</sup> )	φMn
X-X	Inferior	0.82	1.29	2.4	3/8 @ 0.20	3.55	2.23
X-X	Superior	0.63	0.99	1.2	8mm @0.20	2.50	1.58
Y-Y	Inferior	0.35	0.55	2.4	3/8 @ 0.20	3.55	2.23
Y-Y	Superior	0.12	0.19	1.2	8mm @0.20	2.50	1.58

*Nota. Elaboración propia*

- Diseño por cortante

Con apoyo del programa ETABS se calculó las fuerzas cortantes máximas en la dirección X-X e Y-Y, siendo este 1.8 tn como máximo.



*Figura 18. Fuerzas cortantes en losa maciza en la dirección X-X en tn*

*Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0*

Se verificó lo mencionado en el ítem 5.1.3, obteniendo que el  $\phi V_c$  es mayor que la fuerza cortante máxima. En consecuencia, se demuestra que el concreto puede resistir las fuerzas actuantes en la losa.

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

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ tn} > 1.8 \text{ tn}$$

## 6 Diseño de Vigas Peraltadas

Las vigas son elementos estructurales que tiene como finalidad transferir las cargas absorbidas por las losas hacia los elementos verticales como columnas y placas, Además de ser un componente de los pórticos que rigidizan y regulan los desplazamientos de la estructura frente a las fuerzas sísmicas

### 6.1 Análisis estructural

Las vigas son analizadas como elementos dentro los pórticos y están sometidas a diferentes cargas y condiciones de apoyo. Estas cargas son tanto de gravedad y sísmicas, las cuales están amplificadas por coeficientes y se crean a combinaciones según los requerimientos de la E.060 y son diseñados con los valores más críticos por cada caso el cual es considerada la envolvente.

$$\begin{aligned}U &= 1.4CM + 1.7CV \\U &= 1.25 (CM + CV) \pm CS \\U &= 0.9 (CM) \pm CS\end{aligned}$$

Los valores máximos de los diagramas de momentos y fuerzas cortantes de la envolvente mencionada son lo valores con los que son diseñadas las vigas además de las directrices específicos del capítulo 21 de la Norma E.060, puesto que son elementos con responsabilidad sísmica,

### 6.2 Diseño de viga por flexión

Se idealiza el bloque de compresiones equivalentes detallado en la Figura 8, del capítulo anterior, para el cálculo del área de refuerzo. En el cual se definen hipótesis para el diseño como las superficies planas permanecen planas, denominada la hipótesis de Navier, es decir, que las deformaciones no presentaran ondulaciones o curvaturas en las secciones transversales por tanto cada sección transversal se deforma linealmente. Las deformaciones tanto del concreto y el acero

son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro “c” y una adherencia completa, no hay desplazamiento entre concreto y el acero. Se usaron las fórmulas presentadas en el capítulo 4.1.3.

### 6.3 Diseño de Viga por requerimiento de fuerza cortante

La sección de una viga tiene una capacidad específica para resistir fuerzas cortantes, que depende de la geometría de la sección transversal y las propiedades del material, esta capacidad de resistencia al corte es aportada tanto por el concreto como por el refuerzo de acero (estribos). Para el cálculo del aporte de resistencia por cortante del acero se determinó la cortante ultima “Vu” a partir del diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente y se aplicó el concepto de diseño por resistencia cuando se cumple:

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde “Vn” es la suma de la resistencia nominal brindada por el concreto “Vc” y la resistencia brindada por el refuerzo de cortante “Vs”. Resistencias calculadas con las siguientes formulas:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

Además, según el artículo 11.5.7.9 de la norma el máximo valor de “Vs” está dada por la siguiente formula:

$$V_{s_{\max}} = 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Con las definiciones anteriores se determinará el espaciamiento de los estribos según la relación entre “Vu” y “ $\phi V_c$ ”:

- Si  $\phi V_c < V_u$ , se calcula el valor de Vs, donde :

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

Se compara con el valor de  $V_{S_{max}}$  y se determina el espaciamiento “s” que tendrían los estribos, además la norma E.060 exige que este espaciamiento tenga un valor máximo, con la finalidad de que las grietas formen un ángulo de  $45^\circ$ , puesto que los estribos son incapaces de soportar cortantes a menos que sea cruzada por grietas inclinadas.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

Del mismo modo, si es necesario reforzar la sección de la viga, la separación máxima para que las presiones de cizallamiento puedan causar grietas a  $45^\circ$  que puedan ser contrarrestadas por al menos un estribo. (Otazzi ,2016),.Para definir estas separaciones se utilizan las siguientes condiciones:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \rightarrow s = d/2 \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$V_s > 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \rightarrow s = d/4 \text{ o } 30 \text{ cm}$$

- Si  $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ , entonces se coloca refuerzo mínimos con espaciamientos detallados a continuación:

$$A_{vmin} = 0.2 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times \frac{s}{f_y} \rightarrow smax_1 = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times bw}$$

$$A_{vmin} = 3.5 \times bw \times \frac{s}{f_y} \rightarrow smax_2 = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times bw}$$

Otras consideraciones para tomar en cuenta son los lineamientos detallados en la Norma E.060, específicamente en el del capítulo 21, ver Figura 19. Donde la viga presenta dos zonas: la zona de confinamiento y la zona central.



Figura 19. Requerimiento de los estribos en las vigas peraltadas

Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado”, 2009.

- En la primera zona, de confinamiento, la cual tiene una longitud de  $2h$  para cada extremo, el primer estribo debe ubicado a una distancia menor a 10 cm y los espaciamientos en esta zona no podrá ser menor al máximo de resultados de las expresiones:
  - $d/4$  o 15 cm
  - 10  $d_b$ , donde  $d_b$  es el valor del diámetro de la barra longitudinal
  - 24 veces el diámetro del estribo
  - 30cm
- En la zona central el espaciamiento no debe superar al valor de  $0.5 d$ .

#### 6.4 Diseño por criterio de capacidad

La norma E 0.60, busca asegurar que las vigas soporten fuerzas sísmicas sin sufrir fallas frágiles y garantizar que las vigas desarrollen rotulas plásticas principalmente en los extremos, por ello recomienda aumentar la capacidad al corte para evitar fallas de este tipo sin antes llegar a la falla por flexión, por lo tanto, se diseña con una nueva cortante que resulta en menor de los siguientes criterios:

- Se denomina “ $V_a$ ” a la suma del cortante isostático determinado para las cargas gravitatorias tributarias amplificadas más el cortante relacionado con a los momentos nominales ( $M_n$ ), ver Figura 20.

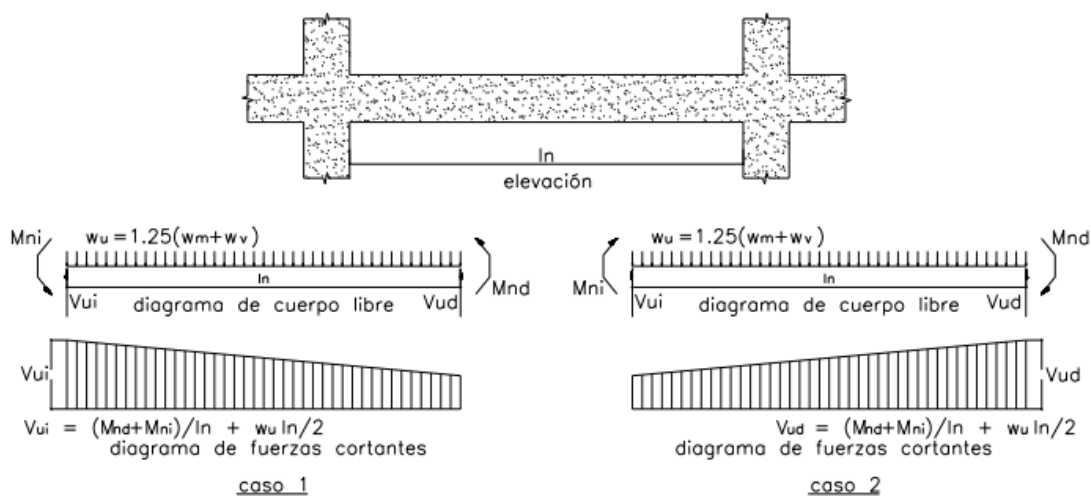


Figura 20. Nueva fuerza cortante para diseño por criterio de capacidad

Tomado de "NTP E.060 Concreto Armado, 2009.

- Se denominado "Vb" a la máxima cortante obtenida de las combinaciones afectadas por un factor de amplificación de 2.5 a las cargas de sismo:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5 CS$$

$$U = 0.9 (CM) \pm 2.5 CS$$

## 6.5 Control de deflexiones en vigas

Según las directrices de la norma E.060, el control de deflexiones para vigas sigue el mismo procedimiento que lo visto en losas aligeradas, en el ítem 4.1.5. Por lo cual no es necesario el cálculo de este, puesto que supera los peraltes mínimos.

## 6.6 Control de la fisuración en vigas

Según el 9.9.3 El cálculo del control de fisuración en vigas de concreto armado es fundamental para garantizar que las fisuras que se formen bajo cargas de servicio sean controladas y no comprometan la durabilidad y sobre todo la seguridad de la estructura. Para ello el parámetro definido como "Z" debe ser menor o igual al valor de 26000 kg/cm<sup>2</sup>. Este parámetro Z se determina con las siguientes formulas:

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \times Act}$$

$$f_s = \frac{Ms}{0.9 \times d \times A_s}$$

$$Act = \frac{2 Y_s \times b}{N^\circ \text{ barras}}$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo en el refuerzo.

$Ms$  = Momento bajo cargas de servicio.

$dc$  = Espesor de recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla .

$Act$  = Área efectiva del concreto que rodea cada varilla.

## 6.7 Detalle de corte de refuerzo en vigas

Los corte de refuerzo tanto para momentos positivos como negativos, son establecidos en la norma E.060, con la finalidad de asegurar el desarrollo del refuerzo, los cuales se detallan en la Figura 21.

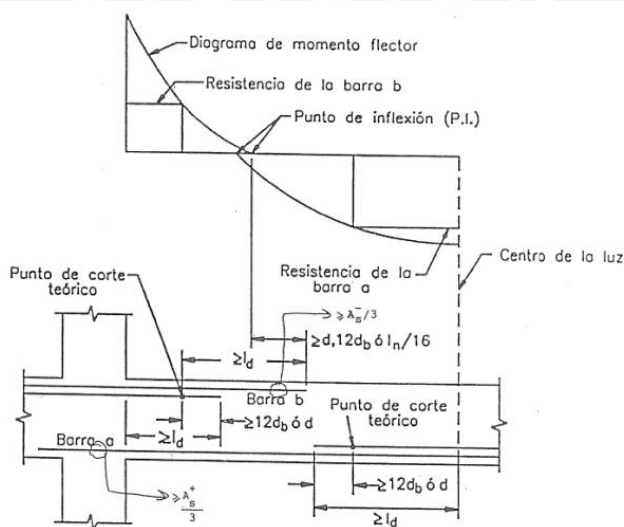


Figura 21. Consideraciones para tomar en cuenta en el corte de acero en vigas

Fuente: Ottazzi, 2016.

En la Tabla 29, se detalla las longitudes de anclaje mínima para las barras según el diámetro, para  $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  en zonas donde requieren bastones tanto inferiores como superiores, esta tabla es el resumen de las tablas 21-2, 21-3 y 21-4 del libro “Apuntes del curso Concreto Armado”

Tabla 29. Longitud de anclaje en tracción y anclaje con gancho estándar.

Barra	Diámetro db (cm)	Área Ab (cm <sup>2</sup> )	Barra superior	Barra inferior	Gancho estándar
			(L'd) cm	(Ld) cm	Ldg(cm)
8mm	0.8	0.5	37	28	18
3/8"	0.95	0.71	44	34	21
1/2"	1.27	1.29	58	45	28
5/8"	1.59	2	73	56	35
3/4"	1.91	2.84	88	67	42
1"	2.54	5.1	145	112	56

Fuente: Ottazzi, 2016.

## 6.8 Diseño de viga peraltada V-2

Se realizó el diseño de la viga peraltada V-2 (del 1 al 4 piso), situada en el eje B, el metrado de cargas a la cual está sometida la viga, se muestra a continuación:

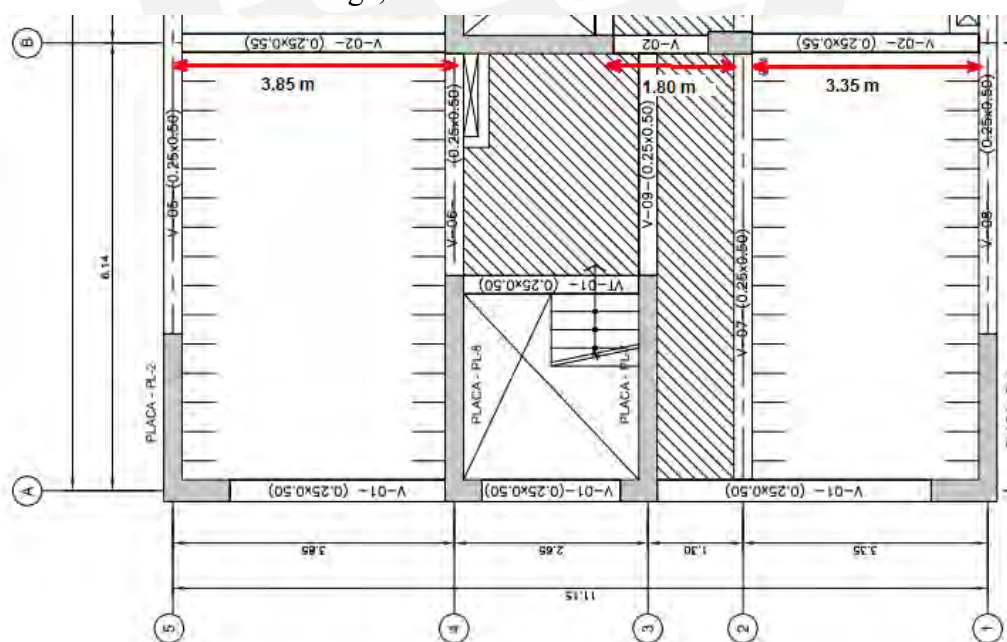


Figura 22. Ubicación en planta de viga peraltada V-02

Elaboración propia

Tramo 1 y tramo 3

Carga muerta

$$peso\ propio = 2.4 \frac{tn}{m^3} \times 0.25m \times 0.55m = 0.33tn/m$$

$$piso\ terminado = 0.1 \frac{tn}{m^2} \times 0.25m = 0.025tn/m$$

$$wtabiqueria = 1.8 \frac{tn}{m^3} \times 0.15m \times 2.2m = 0.59tn/m$$

Carga viva

$$ws/c = 0.2 \frac{tn}{m^2} \times 0.25m = 0.05tn/m$$

Tramo 2:

Carga muerta

$$peso\ propio = 2.4 \frac{tn}{m^3} \times 0.25m \times 0.55m = 0.33tn$$

$$wtlosa\ maciza1 + piso\ terminado = (0.48 \frac{tn}{m^2} + 0.1) \times 0.77 = 0.57tn/m$$

$$wtlosa\ maciza2 + piso\ terminado = (0.48 \frac{tn}{m^2} + 0.1) \times 0.9 = 0.52tn/m$$

Carga viva

$$wsc\ losa\ maciza1 = 0.4 \frac{tn}{m^2} \times 0.77 = 0.31tn/m$$

$$wsc\ losa\ maciza2 = 0.4 \frac{tn}{m^2} \times 0.9 = 0.36\ tn/m$$

- Diseño por flexión

El diseño pro flexión de la viga se realizó con los resultados de la envolvente de las combinaciones mencionados en el ítem 6.1. En la Figura 23, de detalla los valores positivos y negativos en los momentos de los tres tramos de la viga V-2 (0.25 x 0.55).

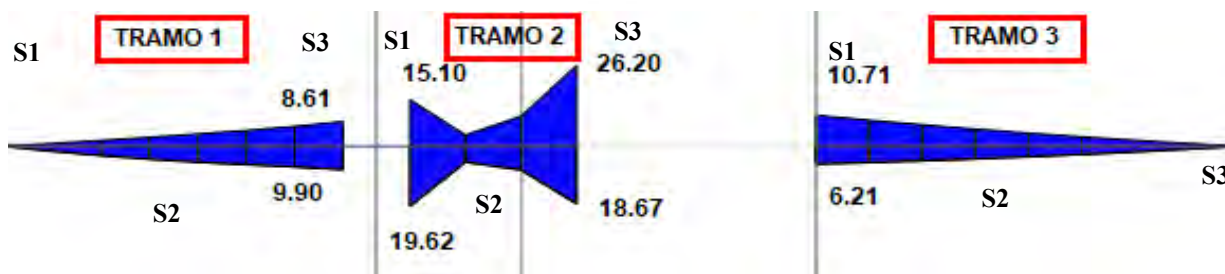


Figura 23. Momentos flectores de viga peraltada V-2 (tn.m)

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

En primer lugar, se hallaron los refuerzos mínimos y máximos para las dimensiones de la viga, cuyos valores se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30. Dimensiones para los tres tramos de viga V-2

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
$f'c(\text{kg/cm}^2)$	210	210	210
$f_y(\text{kg/cm}^2)$	4200	4200	4200
$b(\text{cm})$	25	25	25
$h(\text{cm})$	55	55	55
$d'(\text{cm})$	48	48	48
$d(\text{cm})$	48	48	48
$\beta_1$	0.85	0.85	0.85

Nota. Elaboración propia

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d}{f_y} = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \times bw \times d \times 0.75 = 19.3 \text{ cm}^2$$

Los valores en la Tabla 31 muestra los valores de momento positivos y negativos en las secciones de cada tramo de la V-2, además estos valores son los valores máximos por cada sección en los cuatro primeros pisos.

Tabla 31

Diseño por flexión para momentos positivos y negativos en los tres tramos de viga V-2.

	Sección (S)	Mu (tn.m)	$A_{s_{\text{req}}}$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo corrido colocado	Bastones	$A_{s_{\text{col}}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi M_n$ (tn.m)
Tramo 1	1	Mu <sup>-</sup>	0.00	0.00	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
		Mu <sup>+</sup>	0.00	0.00	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
	2	Mu <sup>-</sup>	7.12	4.09	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
		Mu <sup>+</sup>	5.69	3.24	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
	3	Mu <sup>-</sup>	8.61	4.99	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
		Mu <sup>+</sup>	9.90	5.78	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
Tramo 2	1	Mu <sup>-</sup>	15.10	9.63	3 $\phi$ 3/4"	13.62	20.38
		Mu <sup>+</sup>	19.62	13.02	3 $\phi$ 3/4"	13.62	20.38
	2	Mu <sup>-</sup>	6.40	3.66	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
		Mu <sup>+</sup>	6.55	3.75	3 $\phi$ 3/4"	8.52	14.17
	3	Mu <sup>-</sup>	26.20	18.61	3 $\phi$ 3/4"	18.72	26.32
		Mu <sup>+</sup>	18.67	12.28	3 $\phi$ 3/4"	13.62	20.38

<b>Tramo 3</b>	1	<b>Mu<sup>-</sup></b>	10.71	6.29	3φ 3/4"	8.52	14.17
		<b>Mu<sup>+</sup></b>	6.21	3.55	3φ 3/4"	8.52	14.17
	2	<b>Mu<sup>-</sup></b>	4.60	2.60	3φ 3/4"	8.52	14.17
		<b>Mu<sup>+</sup></b>	3.66	2.06	3φ 3/4"	8.52	14.17
	3	<b>Mu<sup>-</sup></b>	0.00	0.00	3φ 3/4"	8.52	14.17
		<b>Mu<sup>+</sup></b>	0.00	0.00	3φ 3/4"	8.52	14.17

Nota. Elaboración propia

A continuación, se realizó lo solicitado por la norma E 0.60:

- En toda sección de la viga se cumplen que:  $Mu < \phi Mn$ ,
- En toda sección de la viga se cumplen que  $As_{min} < As_{colocado} < As_{max}$ , esta sollicitación se cumple en todas las secciones, puesto que el acero colocado en las secciones es mayor a  $2.9 \text{ cm}^2$  y menor a  $19.3 \text{ cm}^2$ .
- Según artículo 21.4.4.3  $Mn^+$  en la cara del nudo es mayor o igual que  $1/3$  del  $Mn^-$  en dicha cara. Se cumple en todos los tramos y como ejemplo se tomó el tramo 1 donde se verifico que  $14.17 > \frac{14.17}{3}$ .
- Según artículo 21.4.4.3. Los momentos tanto positivos como negativos a lo largo de la sección debe ser mayor al cuarto del máximo momento proporcionada en los nudos, se cumple en todos los tramos y como ejemplo se tomó el tramo 2, donde  $14.17 > \frac{26.32}{4}$
- Diseño por requerimiento de corte

En la figura 23, se detalla el diagrama de las fuerzas cortantes para el segundo piso, el cual resulta el máximo de fuerzas, para los primeros 4 pisos. Con los valores de las cortantes ultimas a “d” de la cara se realizó el diseño.

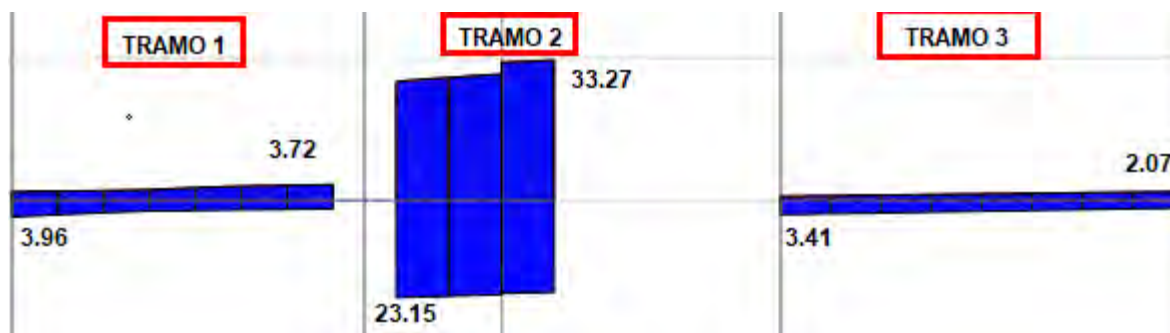


Figura 24. Fuerzas cortantes en los tres tramos de la viga peraltada V-2 (tn)

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

En primer lugar, se calculó el aporte del concreto “ $\phi V_c$ ” el cual fue comparado con el  $V_u$  y considerar en que caso se encuentra, según el ítem 6.3.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 7.83 \text{ tn}$$

Tabla 32. Comparación del con el  $\phi V_c$  y  $V_u$ , para cada tramo de la viga V-2

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
$V_u$ (tn)	3.96	33.27	3.41
$\phi V_c$ (tn)	7.83	7.83	7.83

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Para el tramo 1 y tramo 2, donde se observa que el “ $\phi V_c$ ” es mayor al “ $V_u$ ”, se usaron estribos mínimos. Sin embargo, en el tramo 2 se obtuvo un “ $\phi V_c$ ” menor por lo cual se calculó el valor de “ $V_s$ ”. “ $V_{máx}$ ” y “ $V_{slim}$ ”, para determinar los espaciamientos de los estribos:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 29.96 \text{ tn}$$

$$V_{s_{máx}} = 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 36.52 \text{ tn}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 17.25 \text{ cm, donde } A_v: 2.58 \text{ cm}^2$$

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 19.13 \text{ tn} \rightarrow S=d/4$$

De los cálculos anteriores. se puede observar que el “Vs” determinado es menor al “Vsmax” y el valor de “Vslim” es menor al valor de “Vs”, por ende, se considera el espaciamiento igual a “d/4”; es decir, S= 12 cm.

- Diseño por criterio de capacidad

Se realizó el diseño por criterio de capacidad para el tramo 2 de la viga, obteniendo los valores en la “Va”, según el artículo 21.4.3, donde los momentos positivos y negativos son los momentos nominales de la Tabla 30 dividida entre  $\phi=0.9$  y la carga cortante isostática amplificada 1.25 veces es 2.325 tn/m. Las cortantes son calculadas con las siguientes formulas y están detalladas en el Tabla 32.

$$V_{ui} = \left( \frac{M_{pri}^- + M_{pri}^+}{ln} + \frac{wu \times ln}{2} \right) \quad V_{ud} = \left( \frac{M_{pri}^+ + M_{pri}^-}{ln} + \frac{wu \times ln}{2} \right)$$

Tabla 33

*Cálculo de Va del tramo 2 de la viga V-02,*

	Tramo 2	
	i	d
<b>Mn- (tn.m)</b>	22.65	29.24
<b>Mn+ (tn.m)</b>	22.65	22.65
<b>Ln (m)</b>	1.30	
<b>wu (tn/m)</b>	2.32	
<b>V1 (tn)</b>	34.84	39.91
<b>V2 (tn)</b>	1.51	1.51
<b>Vua(tn)</b>	36.35	41.42
<b>Vua min(ton)</b>	36.35	

*Nota. Elaboración propia*

Para el cálculo “Vb” se creó una envolvente para las combinaciones donde son afectadas por el sismo, el valor es de 70 tn. Para el cálculo por capacidad se usó el valor mínimo entre el “Va” y “Vb” en este caso el valor de “Vs” por capacidad es 36.35 tn, se realizaron los mismos cálculos que por diseño por cortante donde los nuevos valores son los siguientes:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 15.50 \text{ cm, donde } A_v: 2.58 \text{ cm}^2$$

$$V_s > 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 19.13 \text{ tn} \rightarrow s=d/4 = 12 \text{ cm}$$

En los tramos de la viga V-2, se obtuvo una zona de confinamiento de “2h” el cual da una distancia de 1.10 m, para la determinación de los espaciamientos de los estribos en los tramos de la viga, se usó la Figura 19 y los artículos de la norma 21.4.4.4 y 21.4.4.5. Dichos valores se detallan en la Tabla 34.

Tabla 34. Determinación de espaciamientos en los tramos de la viga V-2

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
$\phi$ estribo	3/8"	1/2"	3/8"
a) d/4 (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
b) 10db longitudinal (cm)	19.1	19.1	19.1
c) 24 db estribo (cm)	22.80	30.48	22.80
d) 30 (cm)	30	30	30

Nota. Elaboración propia

En conclusión, los tramos 1 y 3 se colocaron los estribos mínimos con los espaciamientos según el artículo 21.4.4.4, donde el espaciamiento en la zona de confinamiento es a cada 15 cm y en una longitud de 1.10 m son 8 estribos y en la zona central el espaciamiento es menor a “0.5d” la cual da un valor de 24cm, por ello se colocaron el resto a 20 cm. Sin embargo, en el tramo 2, el espaciamiento manda por capacidad considerando un espaciamiento máximo de 12 cm, por lo cual se consideró en la zona de confinamiento 10cm de espaciamiento y por la longitud de la viga esta distribución es a todo lo largo de la viga.

Tabla 35

Determinación de la distribución de estribos en la Viga V-2

	Zona de Confinamiento					Zona de Central	
<b>Tramo 1:</b>	1	@	5,	8	@	15,	Resto @ 20 cm
<b>Tramo 2:</b>	1	@	5,	8	@	10,	
<b>Tramo 3:</b>	1	@	5,	8	@	15,	Resto @ 20 cm

Nota. Elaboración propia

- Corte de refuerzo

En el tramo 2 de la viga V-2, se corrieron 3  $\phi$  3/4, lo cual se obtiene un  $\phi$ Mn igual a 14.17 tn, lo cual para el punto teórico de corte corresponde el valor de 0.55 m y se suma el valor de “d”

lo cual es considerar 48 cm adicionales, por ende, un valor de 1.0 m aproximadamente y en este caso el tramo de la viga es de 1.3 o lo cual se optó correr el bastón de  $\phi 1''$ .

Para el caso de los anclajes se utilizó la Tabla 28, las barras  $3 \phi 3/4''$  se corrieron en el extremo izquierdo puesto que se necesita  $Ld' = 90$  cm en la parte superior y " $Ld = 80$ cm" en el inferior, sin embargo, en el extremo derecho se realizaron el corte a las distancias mencionadas. Para el caso de los bastones en los extremos estos se doblaron según el gancho estándar a 56 cm

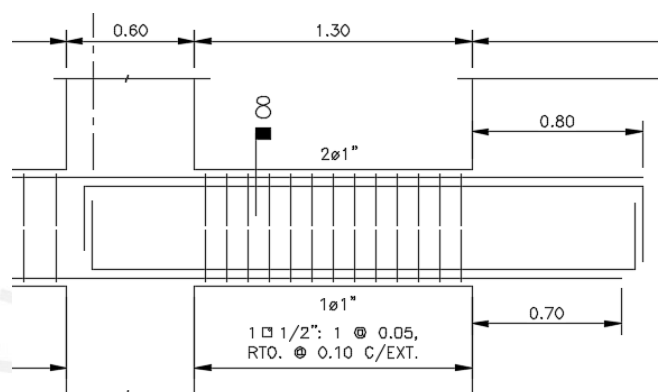


Figura 25. Detalle de corte de refuerzo corrido y bastones

Elaboración propia

- Evaluación de fisuración en viga V-2

Para la evaluación de fisuración se determina los momentos flectores por servicio " $M_s$ " detallados en la Figura 26, y con dichos valores se calcularon el parámetro " $Z$ ".



Figura 26. Momentos flectores por cargas de servicio de viga V-2 (tn.m)

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 36

Cálculo del parámetro Z, para evaluación y control de fisuración

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	Ms+	Ms-	Ms+	Ms-	Ms+	Ms-
<b>Ms (tn.m)</b>	1.10	0.38	3.81	6.52	0.00	3.44
<b>b(cm)</b>	25	25	25	25	25	25
<b>h(cm)</b>	55	55	55	55	55	55
<b>d(cm)</b>	48	48	48	48	48	48
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	8.52	8.52	13.62	18.72	8.52	8.52
<b>Ys (cm)</b>	6	6	7	7	6	6
<b>Nº barras</b>	3	3	4	5	3	3
<b>fs(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	298.86	103.24	647.54	806.23	0.00	934.62
<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	100	100	87.5	70	100	100
<b>dc(cm)</b>	3	3	6	6	3	3
<b>Z (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2000.67	691.14	5223.77	6037.74	0.00	6256.65

Nota. Elaboración propia

En la Tabla 36, se demuestra que los valores de Z son menores a 26000kg/cm<sup>2</sup>, por lo cual no presenta agrietamientos considerables, que genere algún riesgo a la seguridad o la durabilidad de la estructura.

- Esquema final de viga peraltada V-2 (0.25 x 0.55)

En la figura 27, se detalla el diseño final de la viga y las secciones transversales para cada tramo de la viga V-2.

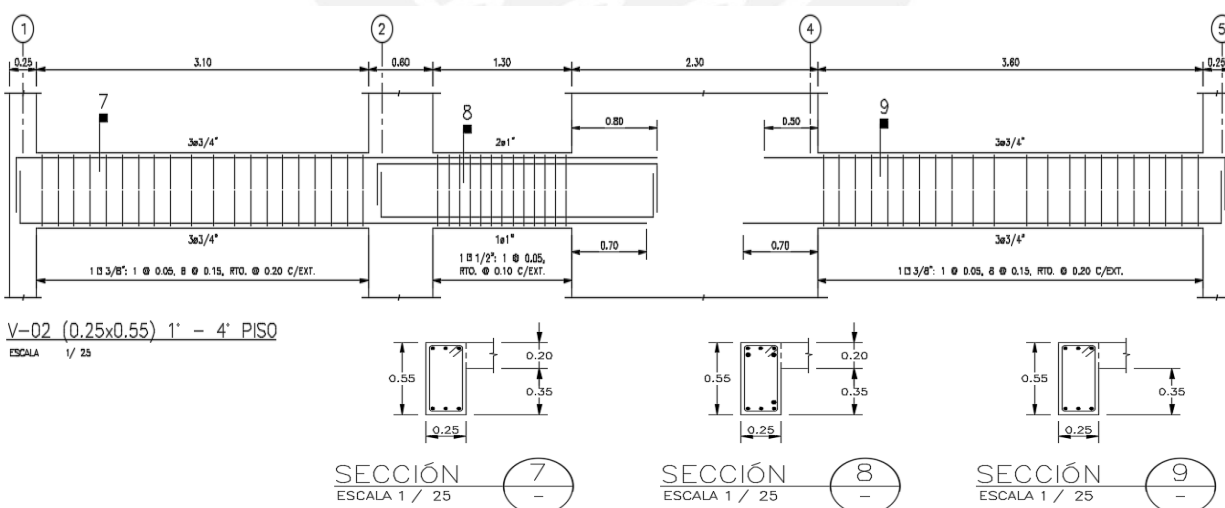


Figura 27. Esquema final de armadura de Viga V-2 (0.25x0.55) del 1° al 4° piso

Elaboración propia

## 7 Diseño de Columnas

Las columnas son fundamentales para la seguridad, estabilidad y durabilidad de las edificaciones. Soportan cargas axiales y de flexión (flexocompresión). La función principal es soportar y transferir las cargas verticales provenientes de estructuras superiores como techos, losas y vigas hacia los cimientos de la estructura, además de resistir fuerzas laterales inducidas por el sismo y controlar los desplazamientos laterales.

### 7.1 Análisis estructural

El diseño de una columna, implica consideraciones que aseguran que las columnas sean capaces de resistir las fuerzas generadas durante un sismo, además de las cargas gravitacionales. Por ello se usan las siguientes combinaciones sin considerar una envolvente sino cada caso en la dirección X-X e Y-Y.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 (CM) \pm CS$$

### 7.2 Diseño por esfuerzos de flexocompresión

El diseño por flexocompresión de columnas según la E.060 es un proceso que combina la evaluación de cargas axiales y momentos flectores. Para ello se utiliza diagramas de interacción, con el fin de evaluar la capacidad de la columna bajo la combinación de compresión axial y momentos flectores, cumpliendo con los requisitos de esbeltez y refuerzo adecuado, se asegura que las columnas deben de estar diseñadas de manera que cualquier combinación de carga axial y momento flector esté dentro de la envolvente nominal del diagrama de interacción con la finalidad de resistir las demandas impuestas por los sismos y otras cargas.

Para la construcción de este diagrama se realiza el equilibrio de la sección de fuerzas y momentos, variando la ubicación del eje neutro, y calculando los puntos notables para formar la geometría del diagrama. Estos puntos se detallan en la Figura 27

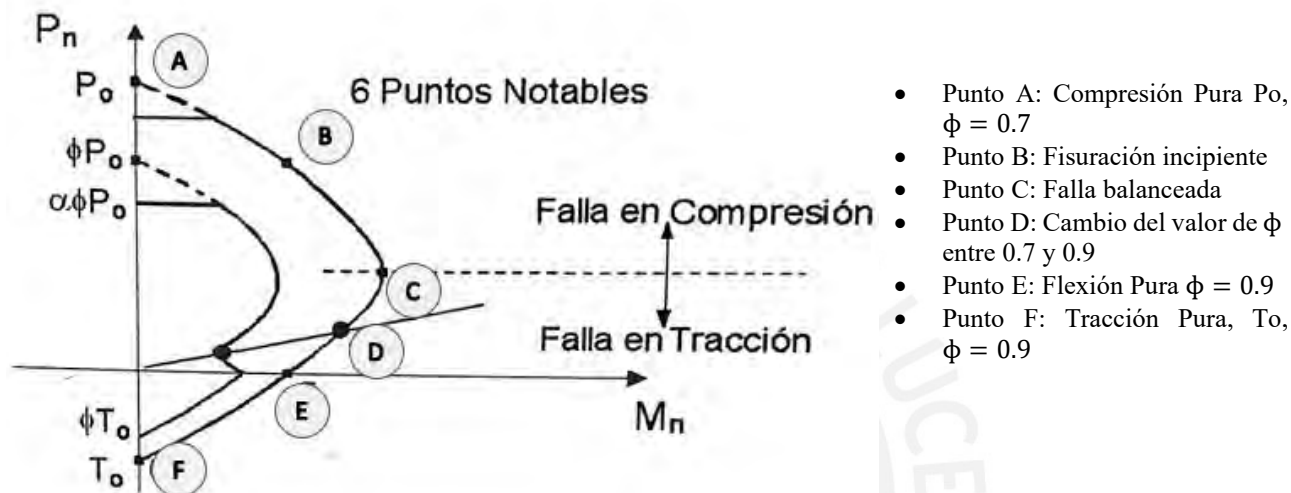


Figura 28. Puntos notables para la construcción del diagrama de interacción

Fuente: Ottazzi, 2016.

El proceso de diseño de la columna se inicia asumiendo una cuantía mínima, la cual es el 1% de la sección de transversal, según el artículo 10.9.1, para el cual se crea un diagrama de interacción y las combinaciones de las cargas son evaluados en cada dirección y si los puntos obtenidos por estas combinaciones no están dentro del diagrama nominal se aumenta la cantidad de refuerzo, como máximo la cuantía es 6%, para evitar congestionamiento de refuerzo.

### 7.3 Diseño por requerimiento de corte y capacidad

La norma E.060 de Concreto armado, también define para las columnas las mismas solicitaciones que en las vigas donde se requiere cumplir lo siguiente:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi V_n > V_u$$

En este caso lo aportado por el concreto según el artículo 11.3.2.1, se define bajo la siguiente

expresión:

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

El refuerzo requerido por los estribos y el espaciamiento entre ellos, se determinan con las mismas fórmulas presentadas en el capítulo anterior:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Además con la finalidad de asegurar el comportamiento dúctil de este elemento., se debe cumplir con las solicitaciones de la E.060, específicamente las del capítulo 21, que hace referencia a requerimiento a considerar para el diseño sísmico en columnas, Explicado en el artículo 21.4.3 , donde detalla que la fuerza cortante requerida por capacidad resulta del menor de los siguientes criterios:

- Se denomina “Va” a la suma del cortante isostático determinado para las cargas gravitatorias tributarias amplificadas más el cortante relacionado con a los momentos nominales (Mn).

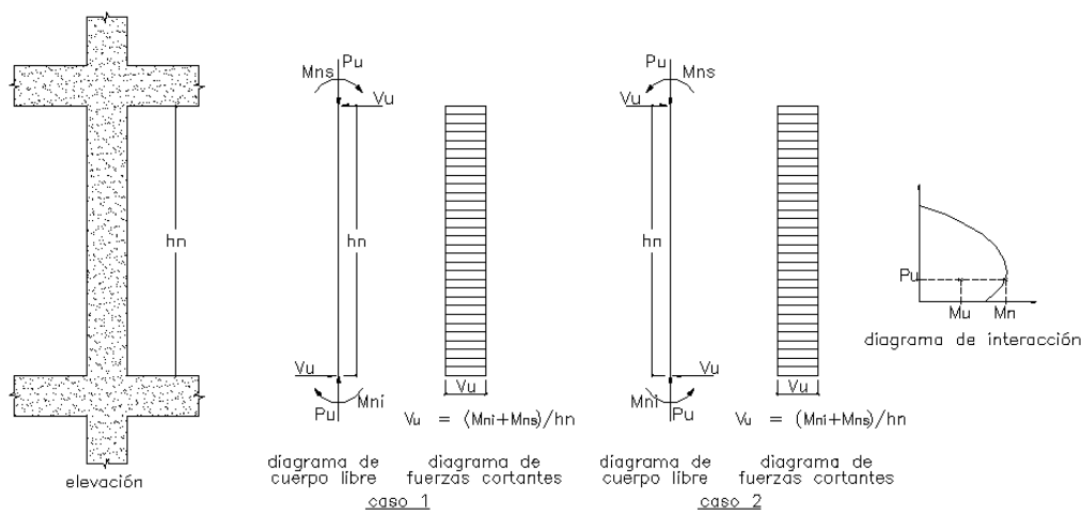


Figura 29. Fuerza cortante por criterio de capacidad para columnas.

Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado”, 2009.

- Se denominado “ $V_b$ ” a la máxima cortante obtenida de las combinaciones afectadas por un factor de amplificación de 2.5 a las cargas de sismo,”:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5 CS$$

$$U = 0.9 (CM) \pm 2.5 CS$$

Otras consideraciones que se deben de tener en cuenta son las solicitaciones de distribución de los estribos detallado en la Figura 30. Donde la columna presenta, al igual que las vigas, dos zonas: la zona de confinamiento y la zona central.



Figura 30. Detalle de los requerimientos de estribos para columnas

Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado”, 2009.

- En la primera zona, denominada de confinamiento, según 21.4.5.3, debe tener una longitud de  $L_o$  y los estribos debe de estar separados a una distancia  $S_o$  para cada extremo, considerando el primero a 5cm y el resto espaciados a una distancia no menor al máximo de los resultados de las expresiones a continuación:

- 8 db, donde db es el valor del diámetro de la barra longitudinal menor.
  - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 10 cm.
- La longitud en la zona de confinamiento ( $L_o$ ), medida desde la cara del nudo no debe ser menor al máximo de los resultados de las expresiones a continuación:
    - A la sexta parte de la luz libre de la columna.
    - La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
    - 50 cm.
- En la zona central, según 21.4.5.4, el espaciamiento no será mayor a los siguientes valores:
    - “S” determinado por el diseño por corte.
    - $16db$ , donde db es el valor del diámetro de la barra longitudinal menor.
    - $48db$ , donde db es el valor del diámetro del estribo.
    - La menor dimensión de la sección transversal de la columna.
    - 30 cm.

#### 7.4 Diseño de columna C-1

Se diseñó la columna C-1 (0.30 x 0.60) situada en la intersección del eje 2 con el eje B, como se detalla en la Figura 31.

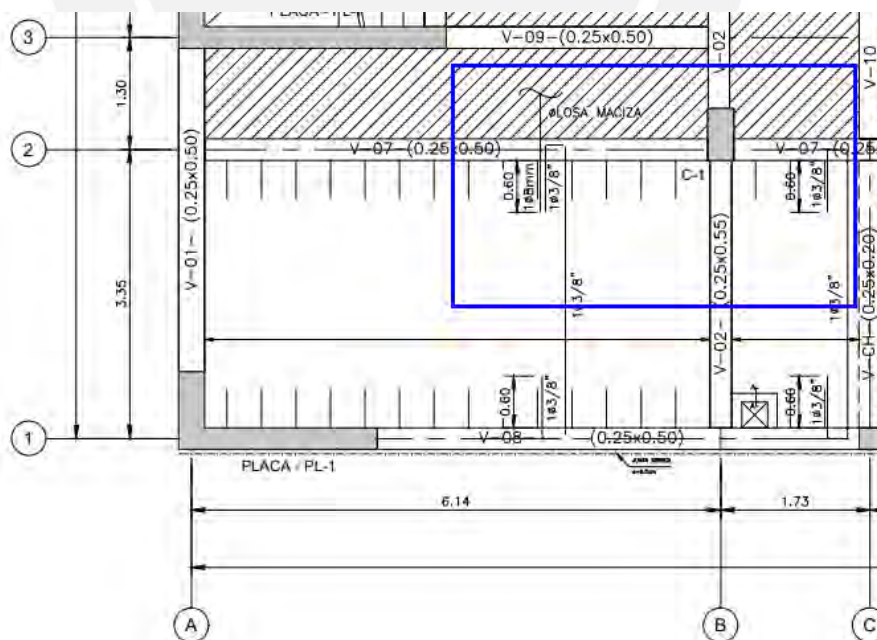


Figura 31. Ubicación en planta de la columna C-1

Elaboración propia

En el metrado de la columna C-1, se considera el peso por cada elemento en el área tributaria correspondiente, por ello se detalla las cargas actuantes:

- Metrado de cargas actuantes en columna analizada

$$\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.3 \times 0.6 = 0.432 \text{ tn/m}$$

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Losa maciza (20cm)} = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$V - 02(0.25 \times 0.55 \text{m}) = 2.4 \times 0.3 \times 0.55 = 0.33 \text{ tn/m}$$

$$V - 07(0.25 \times 0.50 \text{m}) = 2.4 \times 0.3 \times 0.50 = 0.30 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga corredor} = 0.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, \text{Sobrecarga} = 0.2 \text{ tn/m}^2$$

- Análisis Estructural de columna C-1

Las cargas determinadas en el análisis por gravedad y sísmicas se muestran en la Tabla 37 y las combinaciones de estas en cada dirección de análisis de sismo tanto en X-X como en Y-Y, se muestran en las Tabla 38 y Tabla 39.

Tabla 37

*Cargas que actúan en la columna C-1*

Carga	P (tn)	V <sub>2-2</sub> (tn)	V <sub>3-3</sub> (tn)	M <sub>2-2</sub> (tn.m)	M <sub>3-3</sub> (tn.m)
CM	-58.21	0.65	-0.58	-0.66	0.62
CV	-15.79	0.12	-0.23	-0.27	0.09
SISMO X	26.08	0.7	0.4	0.88	1.27
SISMO Y	88.29	4.23	0.16	0.22	8.19

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 38

*Combinación de cargas ultimas en XX en columna C-1*

Combinaciones en sismo XX					
Combinaciones	P (tn)	M <sub>2-2</sub> (tn.m)	M <sub>3-3</sub> (tn.m)	V <sub>2-2</sub> (tn)	V <sub>3-3</sub> (tn)
U1=1.4CM+1.7CV	108.34	-1.38	1.02	1.11	-1.20
U2=1.25(CM+CV) +SX	66.42	-0.28	2.16	1.66	-0.61
U3=1.25(CM+CV) -SX	118.58	-2.04	-0.38	0.26	-1.41
U4=0.9CM+SX	26.31	0.29	1.83	1.29	-0.12
U5=0.9CM-SX	78.47	-1.47	-0.71	-0.12	-0.92

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 39

*Combinación de cargas ultimas en YY en columna C-1*

Combinaciones en Sismo YY					
Combinaciones	P (tn)	M <sub>2-2</sub> (tn.m)	M <sub>3-3</sub> (tn.m)	V <sub>2-2</sub> (tn)	V <sub>3-3</sub> (tn)
U1=1.4CM+1.7CV	108.34	-1.38	1.02	1.11	-1.20
U2=1.25(CM+CV) +SY	4.21	-0.94	9.08	5.19	-0.85
U3=1.25(CM+CV) -SY	180.79	-1.38	-7.30	-3.27	-1.17
U4=0.9CM+SY	-35.90	-0.37	8.75	4.82	-0.36
U5=0.9CM-SY	140.68	-0.81	-7.63	-3.65	-0.68

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

- Diseño por flexocompresión en columna C-1

Se observa que la columna C-1 (0.30 x 0.60), está trabajando principalmente bajo cargas de gravedad, para el inicio del diseño se consideró 12 varillas de 5/8, lo cual equivale a 24 cm<sup>2</sup> y a una cuantía de 1.33 %. Con estos se elaboró el diagrama de interacción y resultó que en la dirección M<sub>3-3</sub> la combinación U4 está en el borde del diagrama de diseño, por lo cual se modificó la cuantía de acero y se usaron 8 varillas de 5/8" y 4 varillas de 3/4", lo cual es equivalente a 27.36 cm<sup>2</sup> de área de refuerzo, lo cual corresponde una cuantía de 1.52%.

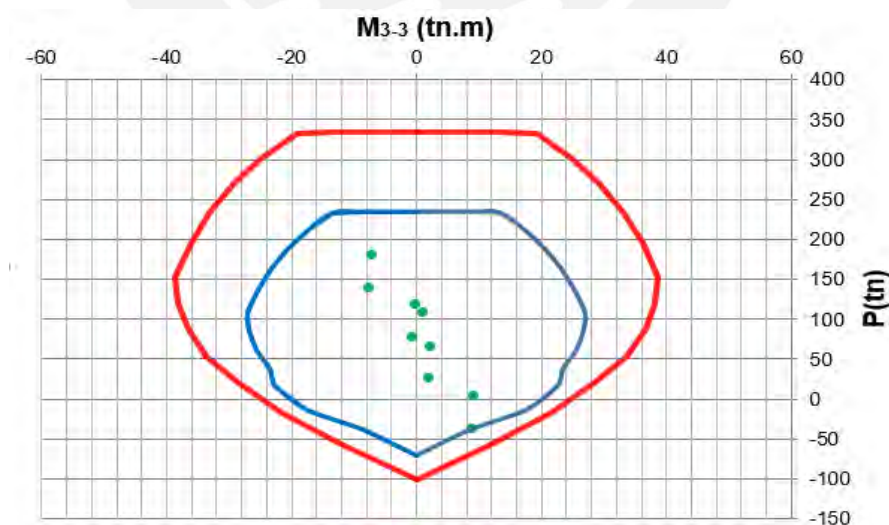


Figura 32. Diagrama de interacción en sentido M<sub>3-3</sub> para C-1 con cuantía 1.33%

Elaboración propia

Con la nueva cuantía determinada, se realizó la actualización de los diagramas para ambas direcciones, se consideró los sentidos  $M_{3-3}$  y  $M_{2-2}$  paralelos a los ejes X-X e Y-Y respectivamente, resultando que el esquema de diseño contiene todas las combinaciones de carga y por ello se concluye un buen comportamiento para las exigencias de las cargas presentes

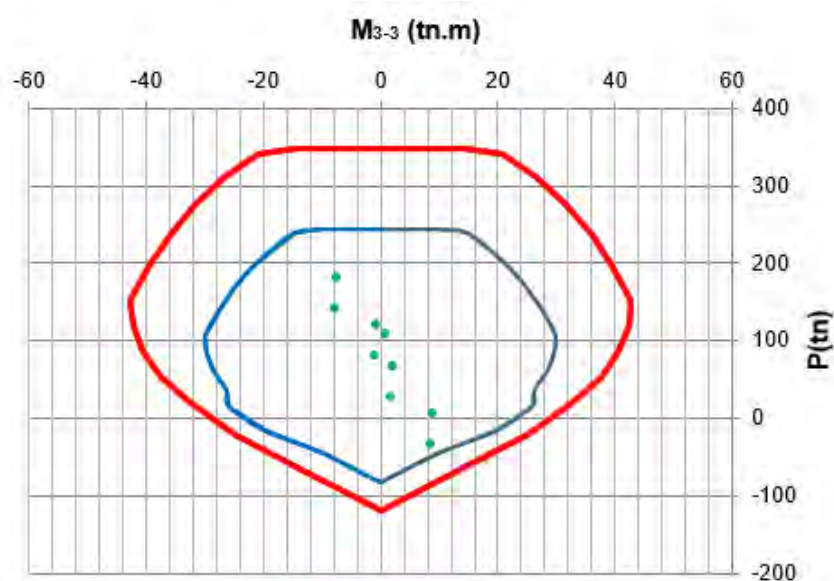


Figura 33. Diagrama de interacción en la dirección  $M_{3-3}$  de la columna C-1

Elaboración propia

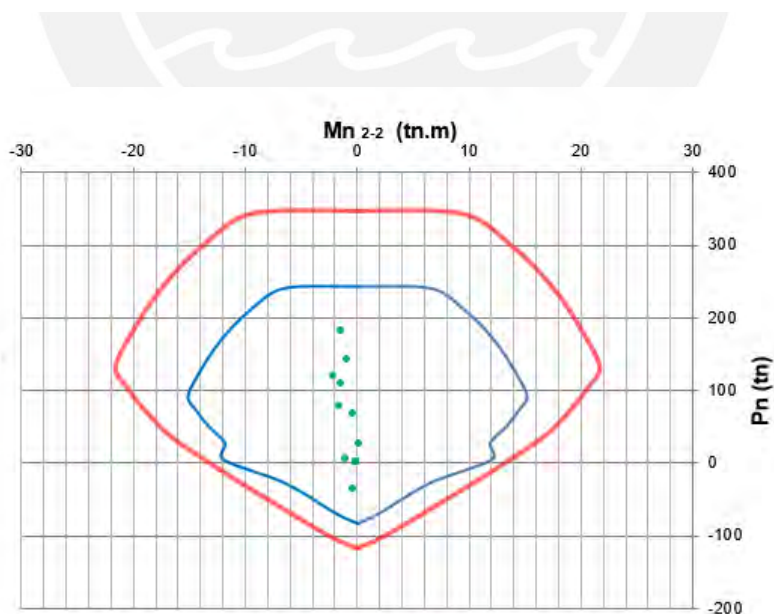


Figura 34. Diagrama de interacción en la dirección  $M_{2-2}$  de la columna C-1

Elaboración propia

- Diseño por requerimiento de fuerzas cortantes

El diseño por requerimiento de corte de la columna, se calcula la nueva cortante por capacidad, para ambas direcciones por ello se calculó el “Va” y el “Vb”. Para determinar el “Va” se requiere los momentos nominales máximos tanto en el inferior como en el superior del nodo, para determinar este valor se usó el diagrama de interacción (ver Figura 36) y por temas de cálculo se consideró el mismo valor en la parte superior como inferior. Por otro lado, para calcular el valor de “Vb” se amplificaron 2.5 los valores del sismo en ambas direcciones resultando las máximas en la combinación  $U2=1.25(CM+CV) + 2.5SX$  y  $U2=1.25(CM+CV) + 2.5SY$  los valores se detallan en la Tabla 40.

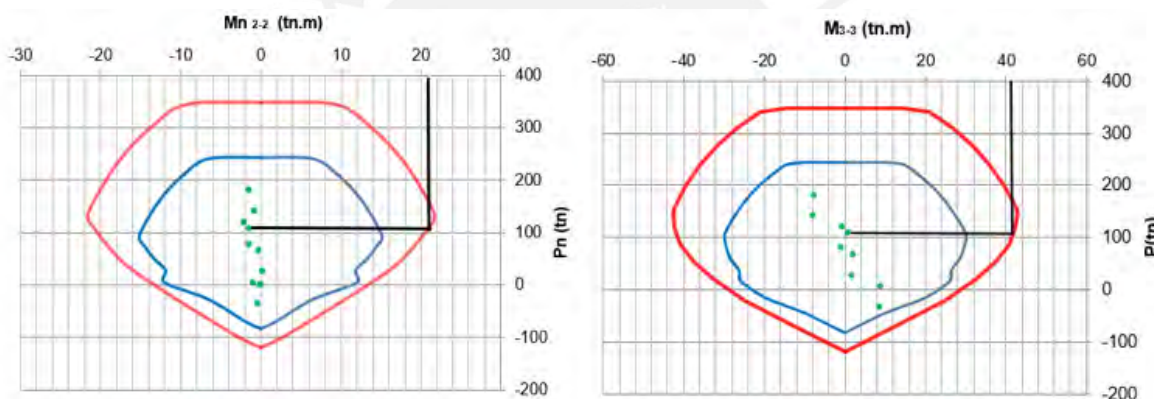


Figura 35. Determinación de Momento nominal máximo

Elaboración propia

Tabla 40

Cálculo de cortante por criterio de capacidad en ambas direcciones.

	V33 - X-X	V22 - Y-Y
Vu por cortante(tn)	1.40	5.10
Hn (m)	3.05	3.05
Mn inf (tn.m)	21.00	42.00
Mn sup (tn.m)	21.00	42.00
"Va" (tn)	13.77	27.54
"Vb" (tn)	6.68	11.54
Vu por capacidad (tn)	<b>6.68</b>	<b>11.54</b>

Nota. Elaboración propia

Se observa que la cortante por capacidad en ambas direcciones es mayor a la cortante ultima máximos valores de las combinaciones de las Tablas 37 y Tabla 38. Se calculó el aporte que responde al concreto y del refuerzo (estribos) con las fórmulas del ítem 7.4.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 - \frac{Nu}{140Ag}\right) \times bw \times d \qquad V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

Tabla 41

*Determinación del aporte de los estribos y el espaciamiento entre ellos.*

	V33 - X-X	V22 - Y-Y
$\phi V_c$ (tn)	9.40	10.58
$\phi V_s$ (tn)	0.00	0.95
$V_s$ (tn)	0.00	0.11
$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	1.42	2.84
S(cm)	Mínimo	25.00
$\phi V_s$ col(tn)	4.8	9.7

*Nota. Elaboración propia*

Como se observa los resultados en la Tabla 41, en la dirección X-X no requiere aplicar refuerzo por cortante, por lo que se usara el mínimo requerido; sin embargo, en la dirección Y-Y el  $\phi V_c$  es menor al  $V_u$  por capacidad, por ende, se determinó el refuerzo necesario el cual es 0.11 tn, el valor es pequeño, se utilizó estribos de 3/8" de diámetro y espaciados a 25 cm, se optó por considerar que el área transversal del estribo que corta es  $4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$ , por la distribución de acero en la columna y las cortantes en los pisos superiores, lo cual resulto instalando un  $\phi V_s = 4.8$  y 9.7 tn

Se determinó "Lo", el cual es el máximo de los resultados de las expresiones a continuación:

- Máximo valor de la sección de la columna: 60 cm,
- $L_n/6 = 38 \text{ cm}$
- 50 cm,

Se determinó el valor "So", considerando que el primer estribo se colocó a 5cm:

- $8db = 8 \times 2 = 16 \text{ cm}$

- Menor entre  $(b/2, h/2) = 15$  cm
- 10 cm,

Por último, se determinó el espaciamiento que corresponde a la zona central el cual resultó el valor mínimo de las expresiones a continuación:

- “S” determinado por el diseño por corte = 25 cm
- $16db = 16 \times 2 = 32$  cm
- $48db = 48 \times 0.71 = 34$  cm
- Menor dimensión de la sección transversal de la columna = 30 cm
- 30 cm.

Por último se muestra el armado de la columna C-1 (ver Figura 36), para el primer nivel con cuantía de 1.52% y para el resto de los niveles se consideró la cuantía de 1.11%. En ambas distribuciones se consideraron una longitud de 60 cm de confinamiento, cada estribo separado a 10 cm y en la zona central se separaron a 25 cm.

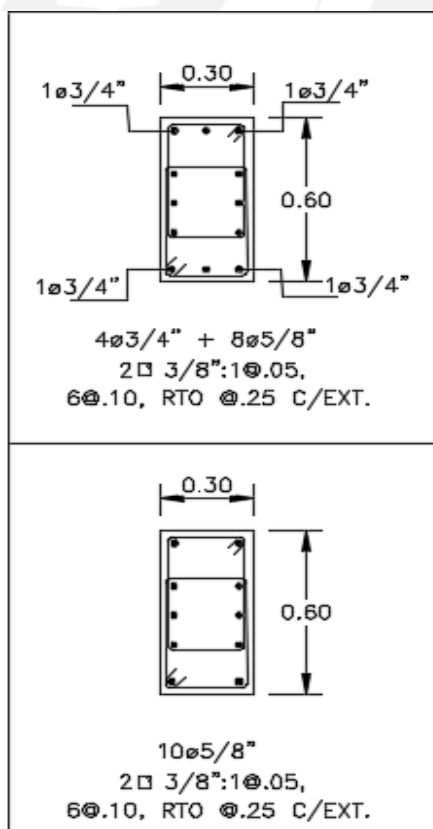


Figura 36. Armado final de columna C-1 en los 7 pisos

Nota. Elaboración propia

## 8 Diseño de Placas

El objetivo principal de las placas, también conocidas como muros cortantes, es absorber las fuerzas gravitacionales y horizontales, especialmente las resultantes de los sismos además contribuyen significativamente a la rigidez de la estructura y regulan los desplazamientos laterales.

### 8.1 Análisis estructural

Dado que las placas y las columnas están sometidos a cargas de flexocompresión, por ello el análisis y diseño son los mencionados en el ítem 7.1.

### 8.2 Diseño a flexocompresión

En primer lugar, se evalúa y determina el tipo de muro existente, los cuales se clasifican según la relación entre las dimensiones de altura y longitud. En el caso del proyecto, estos son esbeltos, puesto que la relación entre las dimensiones mencionada es mayor a 2. En este caso, según la norma E0.60 se realiza la misma iteración del cálculo de refuerzo para desarrollar el esquema del diagrama de interacción, como lo mencionado en el capítulo anterior, considerando núcleos de confinamiento, puesto que las placas concentran mayores esfuerzos en los extremos. de tensión en un extremo y de compresión en el otro extremo.

#### 8.2.1 Cálculo de la dimensión elemento de borde

Los elementos de confinamiento o denominados elementos de borde son componentes importantes en el diseño de placas, puesto que tiene como finalidad incrementar la resistencia en flexión y compresión, confinamiento del concreto y asegurar la ductilidad del elemento durante el

sismo. Se debe considerar el confinamiento de los elementos de borde cuando el eje neutro sea mayor al resultado de la siguiente condición:

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

Donde:

*lm*: longitud horizontal del muro

*hm*: altura total del muro

$\delta u$ : desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto

Además, se debe cumplir que el valor de " $\delta u/hm$ " es menor a 0.005. Si se requieren núcleos confinados, estos deben cumplir los siguientes criterios:

- La longitud vertical que deben de extenderse no será menor al mayor entre "*lm*" y " $\mu/4V_u$ ".
- La longitud horizontal que debe extenderse desde el extremo en compresión no debe ser menor al mayor entre " $c-0.1lm$ " y " $c/2$ ".
- En las secciones que presenten alas, los elementos de borde deben de incluir el ancho del ala y considerar por lo menos 30 cm dentro del alma.
- Se deben de considerar estribos mínimos de 8mm para barras de máximo 5/8" de diámetro y estribos de 3/8" para barras de 1" de diámetro.
- Los espaciamientos de los estribos no deben ser mayor al menor de los siguientes valores:
  - 10db, db es el valor del diámetro de la barra longitudinal menor.
  - Menor dimensión de la sección transversal que corresponde al elemento de borde
  - 25cm
- Los espaciamientos de los estribos fuera de la zona de confinamiento no deben ser mayor al menor del resultado de las expresiones a continuación:
  - 12db, db es el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
  - Menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
  - 25cm

### 8.3 Diseño por corte y criterio de capacidad

Las consideraciones para el diseño por requerimiento de corte para placas son bajo las directrices artículo 11.10 de la norma E.060, en la cual indica que las resistencias deben de cumplir la siguiente relación:

$$V_n \leq 2.6 \times \sqrt{f_c'} \times d \times t$$

Además, el aporte que genera el concreto se define:

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha \times \sqrt{f_c'} \times d \times t$$

$$\alpha = 0.8; \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.8; \frac{h_m}{l_m} \geq 2$$

Donde:

t: dimensión de espesor de placa

d: longitud efectiva de placa (d=0.8l<sub>m</sub>, artículo 21.9.4.5)

Para determinar el aporte del refuerzo tanto horizontal como vertical, el artículo 11.10.7 indica que depende del valor de “V<sub>u</sub>” y de las condiciones a continuación:

- Si  $V_u < 0.27 \times \sqrt{f_c'} \times t \times d$ , es suficiente colocar cuantía mínimas:
  - Cuantía horizontal:  $\rho_h \geq 0.002$
  - Cuantía vertical:  $\rho_v \geq 0.0015$
- Si  $V_u > 0.27 \times \sqrt{f_c'} \times t \times d$ ,  $V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ 
  - Cuantía horizontal :  $\rho_h = \frac{V_s}{b \times t \times f_y}$ ,  $\rho_h \geq 0.0025$ ,
  - Cuanta vertical:  $\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$ ,  $\rho_v \leq \rho_h$
  - $S_{max} \leq 3t, 40 \text{ cm}$

El diseño por criterio de capacidad en las placas se realiza bajo las directrices del artículo 21.9.5.3 donde indica que la nueva cortante por capacidad debe ser ajustada al momento nominal de diseño.

$$V_{u \text{ cap}} = V_u \times \frac{M_n}{M_u}$$

Donde se debe cumplir que  $M_n/M_u$  es menor Al coeficiente de reducción “R”, luego la cuantía horizontal es determinada con el mismo procedimiento:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow \rho_h = \frac{V_s}{b \times t \times f_y}, \rho_h \geq 0.0025$$

#### 8.4 Diseño de placa PL-2

La placa PL-2, ubicado en la intersección de eje 1 y el eje 5, su geometría es en L, como se muestra en la Figura 37.

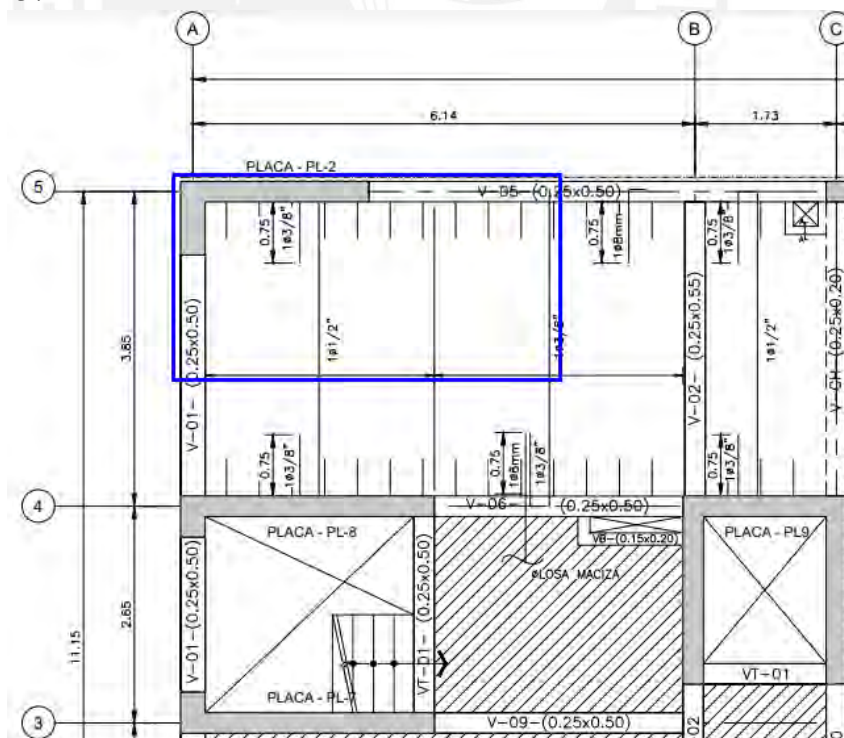


Figura 37. Ubicación de la placa PL-1 en planta.

Elaboración propia

- **Análisis estructural**

Se presenta las cargas accionantes en la Tabla 42 y la combinación de estas cargas ultimas en el Tabla 43 y Tabla 44, para el en el nivel más crítico (1er piso).

Tabla 42

*Cargas accionantes en la placa PL-2 del primer piso.*

<b>Carga</b>	<b>P (tn)</b>	<b>V<sub>2-2</sub> (tn)</b>	<b>V<sub>3-3</sub> (tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub>(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (tn.m)</b>
CM	-83.56	-2.38	-0.05	-10.15	-6.59
CV	-21.23	-0.51	0.09	-2.75	-2.77
SISMO X	24.77	27.58	3.32	28.84	181.49
SISMO Y	43.97	4.41	4.93	23	34.1

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 43

*Combinación de cargas ultimas en placa PL-2 en XX.*

<b>Combinaciones en sismo XX</b>					
<b>Combinaciones</b>	<b>P (tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub>(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (tn.m)</b>	<b>V<sub>2-2</sub> (tn)</b>	<b>V<sub>3-3</sub> (tn)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	153.08	-18.89	-13.94	4.20	0.08
U2=1.25(CM+CV)+SX	106.22	12.72	169.79	23.97	3.37
U3=1.25(CM+CV)-SX	155.76	-44.97	-193.19	31.19	3.27
U4=0.9CM+SX	50.43	19.71	175.56	25.44	3.28
U5=0.9CM-SX	99.97	-37.98	-187.42	29.72	3.37

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Tabla 44

*Combinación de cargas ultimas en placa PL-2 en YY.*

<b>Combinaciones en sismo YY</b>					
<b>Combinaciones</b>	<b>P (tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub>(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (tn.m)</b>	<b>V<sub>2-2</sub> (tn)</b>	<b>V<sub>3-3</sub> (tn)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	153.08	-18.89	-13.94	4.20	0.08
U2=1.25(CM+CV)+SY	87.02	6.88	22.40	0.80	4.98
U3=1.25(CM+CV)-SY	174.96	-39.13	-45.80	8.02	4.88
U4=0.9CM+SY	31.23	13.87	28.17	2.27	4.89
U5=0.9CM-SY	119.17	-32.14	-40.03	6.55	4.98

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

La PL-2, por sus dimensiones (ver Figura 38), trabaja más en el sentido X, por ello se asumió inicialmente que la placa trabaja solo a flexión y se consideró el momento mayor actuante en el núcleo (combinación U3) y el cálculo del refuerzo la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \times F_y \times 0.9Lm} = \frac{193.19 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 230} = 24.69 \text{ cm}^2$$

Por ello se consideró 10 barras de 3/4" lo cual equivale a 28.4 cm<sup>2</sup> y para el ala se consideró los 30 cm mínimos dentro del alma y 18 barras de 3/4", y fuera del núcleo de confinamiento se colocó una cuantía de 0.0025 lo cual es mínima y equivale a barras de diámetro de 3/8" @ 20cm.

- Verificación de elemento de borde

Con la iteración inicial, se calculó el valor de "c". El cual se determinó por medio de iteraciones y es 0.90m. Se verificó si este valor es mayor a la siguiente consideración:

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

Donde la máxima deriva inelástica es " $\delta u$ " es 0.043m y la altura total de placa es " $hm$ " es 19.8 m y que  $\delta u/hm = 0.0022$ , se tomará el valor de 0.005, " $lm$ " es igual a 2.3m, reemplazando los valores el límite es 0.77m, lo cual indica que si necesita un confinamiento de borde. Se determinó las dimensiones de este elemento de borde, según las solicitaciones de la norma.

La longitud horizontal mayor a los siguientes valores:

- $c - 0.1lm = 0.67m \rightarrow 70 \text{ cm}$
- $c/2 = 0.45m$

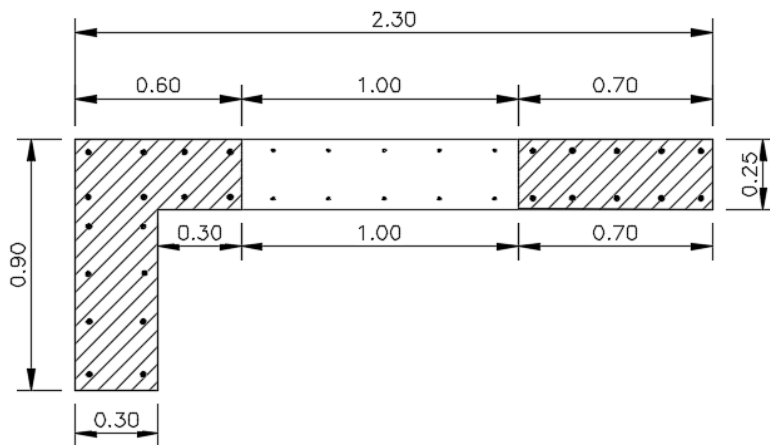


Figura 38. Dimensiones y armadura en los núcleos en la placa PL-2

Elaboración propia

Los espaciamientos de los estribos no deben ser mayor al menor del resultado de expresiones a continuación:

- $10d_b = 15.9 \text{ cm}$
- $\text{Min}(C, t) = 25 \text{ cm}$
- $25 \text{ cm}$

Los espaciamientos de los estribos fuera de la zona de confinamiento no deben ser mayor al menor de los siguientes valores:

- $12d_b = 19 \text{ cm}$
- $\text{Min}(C, t) = 25 \text{ cm}$
- $25 \text{ cm}$

Con las dimensiones del núcleo y refuerzo en la placa tanto en el alma como en el ala, se elaboró el diagrama de interacción para los sentidos X-X e Y-Y, donde se consideró los sentidos  $M_{2-2}$  y  $M_{3-3}$  paralelos a los ejes respectivamente.

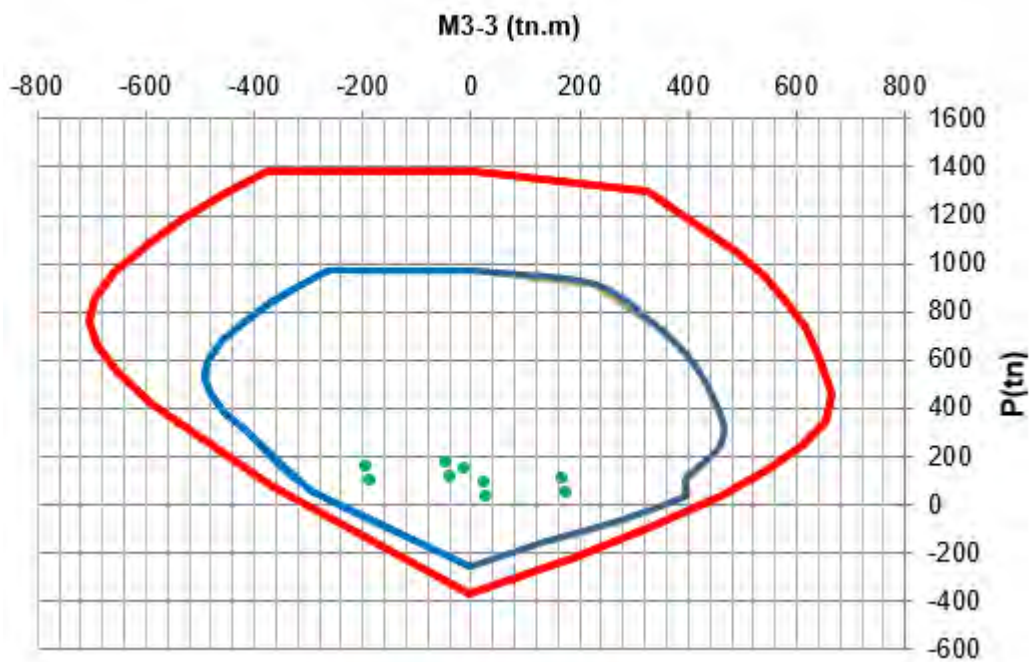


Figura 39. Esquema del diagrama en dirección  $M_{3-3}$  de la PL-2

Elaboración propia

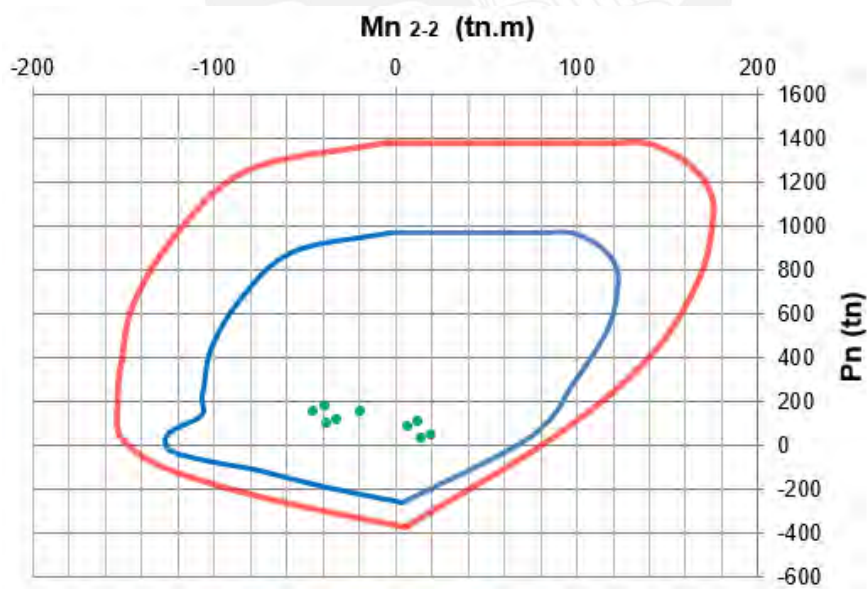


Figura 40. Esquema del diagrama en dirección en dirección  $M_{2-2}$  e la placa PL-2

Elaboración propia

En base a los resultados detallados en Figura 39 Y Figura 40 se que el esquema de diseño contiene todas las combinaciones de carga y por ello se concluye un buen comportamiento para las exigencias de las cargas presentes

- **Diseño por corte de placa PL-2**

Según lo mencionado, el diseño de corte depende del valor de “Vu” el cual según la Tabla 42 el máximo valor se dio en la combinación U3 el cual 31.19 tn. La contribución del concreto debe calcularse mediante la siguiente fórmula, con dicho resultado se determina la contribución requerida de la armadura:

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha \times \sqrt{f'_c} \times d \times t = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 2.3 \times 0.25 = 30tn$$

$$V_{lim} = 0.27 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d = 0.27 \times \sqrt{210} \times 0.25 \times 0.8 \times 2.3 = 18 tn$$

- $V_u > 0.27 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d$ ,  $V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

- Cuantía horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 0 tn$$

$$\rho h \geq 0.0025 \rightarrow \rho h = 0.0025.$$

Con dicha cuantía mínima se calculó la cantidad de refuerzo por metro lineal de placa y el espaciamiento “s” para acero de 3/8”.

$$A_s = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 cm^2$$

$$s = \frac{0.71 \times 2}{6.25} = 0.23 cm \rightarrow 3/8'' @ 20 cm$$

- Cuanta vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{19.8}{2.3} \right) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$s = \frac{0.71 \times 2}{6.25} = 0.23 cm \rightarrow 3/8'' @ 20 cm$$

- **Diseño por criterio de capacidad**

La nueva cortante ajustada al momento nominal de diseño:

$$V_{u \text{ cap}} = V_u \times \frac{M_n}{M_u}$$

Como se mencionó la carga ultima “Vu” es 31.19, el cual es el resultado de la combinación U3 de la Tabla 38, lo cual le corresponde un “Pu” es 155.76 tn y” Mu” igual 193.19 tn.m lo cual corresponde a un “Mn” 520 tn.m. Donde el factor Mn/Mu es 2.69 el cual es menor al factor R=5.4

$$V_{u \text{ cap}} = 31.19 \times \frac{520}{193.19} = 83.95 \text{ tn}$$

Con el nuevo Vu capacidad se calculó el aporte del refuerzo y con ello la nueva cuantía horizontal

$$\text{el nuevo } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 63.45 \text{ tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{b \times t \times f_y} = \frac{63.45 \times 1000}{4200 \times 0.8 \times 2.3 \times 0.25 \times 10000} = 0.0033$$

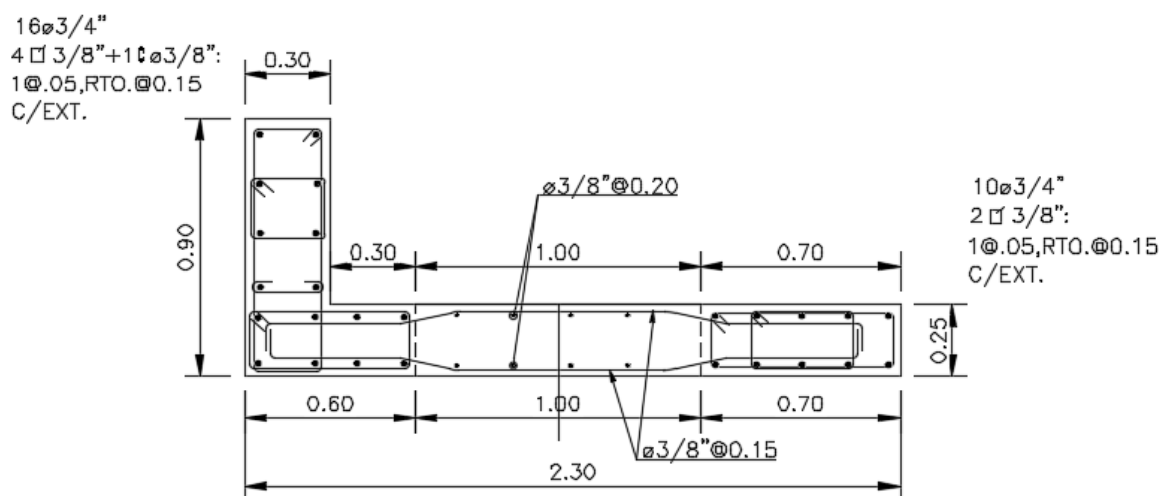
$$A_s = 0.0033 \times 25 \times 100 = 8.21 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.71 \times 2}{8.21} = 17.3 \text{ cm} \rightarrow 3/8'' @ 15 \text{ cm}$$

Esta disposición aplica a una altura mayor de los siguientes criterios:

- Lm=2.3
- Mu/4Vu=1.54
- Altura de los dos primeros pisos = 6.3 m

Finalmente se presenta el armado final de la placa PL-1 (placa con las misma dimensiones que la evaluada) y la placa PL-2 para los 2 primeros pisos.



PL-1 Y PL-2 (1° Y 2° PISO)

ESCALA 1/ 25

Figura 41. Armado final de las placas PL-1 y PL-2 del 1° y 2° piso

Elaboración propia

## 9 Diseño de Cimentaciones

El objetivo principal de los cimientos es transferir las cargas de los componentes verticales de la estructura al suelo. El diseño de estos componentes se centra en garantizar que los esfuerzos actuantes no superen el esfuerzo del terreno, determinado en el estudio de mecánica del suelo (EMS) realizado sobre el terreno. Para este proyecto, situado en el distrito de Pueblo Libre, se consideró a una presión admisible 4 kg/cm<sup>2</sup>, un peso particular de 1.8 kg/cm<sup>3</sup> y una profundidad mínima de cimentación de 1.5 m. Se implementaron cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas corridas, zapatas conectadas, zapatas aisladas y zapatas combinadas.

### 9.1 Análisis estructural

En el análisis de las cimentaciones se usan las cargas en condición de servicio, puesto que la presión admisible se determina por factor de seguridad en esa condición, además para el análisis del efecto del sismo, la norma E.060 establece específicamente en el artículo 15.2 un incremento del 30% a la presión admisible por ser cargas temporales y la reducción de estas al 80% del valor proveniente del análisis en el software Etabs v 20.0.0.

### 9.2 Predimensionamiento de zapatas

Para realizar el predimensionamiento de las zapatas, es necesario que la presión aplicada no sea superior a la presión admisible en el caso de cargas permanentes, y en el caso de cargas temporales, debe ser como máximo 1.3 veces la presión admisible. Se asume una distribución lineal en las esquinas de la zapata, la cual se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{ML}{I}$$

Se analiza en ambas direcciones y se calculan los esfuerzos sobre el terreno estudiado por cargas de gravedad, con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{P_z + P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy})L_x/2}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P_z + P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx})L_y/2}{I_{xx}}$$

$$\sigma_x \leq q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq q_{adm}$$

Y en el caso de la consideración del sismo, con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x(\text{sismo}+) = \frac{P_z + P_D + P_L + P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} + Msx_{yy})L_x/2}{I_{yy}} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} \\ \sigma_{x_{min}} \end{cases}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}-) = \frac{P_z + P_D + P_L - P_{sx}}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} - Msx_{yy})L_x/2}{I_{yy}} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} \\ \sigma_{x_{min}} \end{cases}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}+) = \frac{P_z + P_D + P_L + P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} + Msy_{xx})L_y/2}{I_{xx}} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} \\ \sigma_{y_{min}} \end{cases}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}-) = \frac{P_z + P_D + P_L - P_{sy}}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} - Msy_{xx})L_y/2}{I_{xx}} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} \\ \sigma_{y_{min}} \end{cases}$$

$$\sigma_x \leq 1.3q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq 1.3q_{adm}$$

Donde:

$P_z$  = Peso de la zapata + peso del material sobre la zapata

$P_D$  = Fuerza axial por carga muerta

$P_L$  = Fuerza axial por carga viva

$P_{sx}$  = 0.8 de Fuerza axial por sismo en dirección X

$P_{sy}$  = 0.8 de Fuerza axial por sismo en dirección Y

$MD_{yy}$  = Momento al rededor del eje "y" por carga muerta

$ML_{yy}$  = Momento al rededor del eje "y" por carga viva

$MD_{xx}$  = Momento al rededor del eje "x" por carga muerta

$ML_{xx}$  = Momento al rededor del eje "x" por carga viva

$Msy_{xx}$  = 0.8 del Momento por analisis en sismo en Y al rededor del eje "x"

$Msx_{yy}$  = 0.8 del Momento por analisis en sismo en X al rededor del eje "y"

Si al verificar se obtiene valores de esfuerzo mayores al admisible, se aumentará las dimensiones.

Sin embargo, estas fórmulas solo son válidas si ninguna esquina presenta presión negativa, es decir, que la zapata presente esfuerzos por tracción. En caso presente estos resultados se realiza la distribución de esfuerzos constante, según Meyerhof.

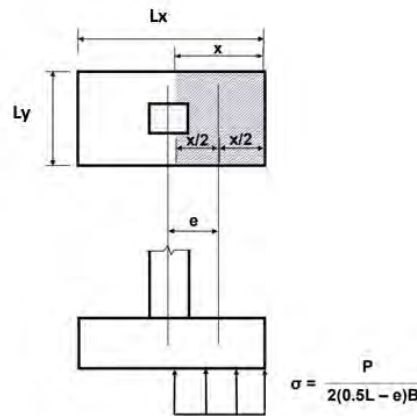


Figura 42. Distribución de esfuerzos constantes según Meyerhof

Fuente: (Higashi, 2019)

$$\sigma_x = \frac{P}{2\left(\frac{Lx}{2} - ey\right) Ly} \quad \text{donde } ex = \frac{Myy \text{ (Resultante del momento al rededor del eje "y")}}{P}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{2\left(\frac{Ly}{2} - ey\right) Lx} \quad \text{donde } ey = \frac{Mxx \text{ (Resultante del momento al rededor del eje "x")}}{P}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}+) = \frac{Pz + P_D + P_L + P_{sx}}{2\left(\frac{Lx}{2} - ex\right) Ly} \quad \text{donde } ex = \frac{MD_{yy} + ML_{yy} + Msx_{yy}}{Pz + P_D + P_L + P_{sx}}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}-) = \frac{Pz + P_D + P_L - P_{sx}}{2\left(\frac{Lx}{2} - ex\right) Ly} \quad \text{donde } ex = \frac{MD_{yy} + ML_{yy} - Msx_{yy}}{Pz + P_D + P_L + P_{sx}}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}+) = \frac{Pz + P_D + P_L + P_{sy}}{2\left(\frac{Ly}{2} - ey\right) Lx} \quad \text{donde } ey = \frac{MD_{xx} + ML_{xx} + Msy_{xx}}{Pz + P_D + P_L + P_{sy}}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}-) = \frac{Pz + P_D + P_L - P_{sy}}{2\left(\frac{Ly}{2} - ey\right) Lx} \quad \text{donde } ey = \frac{MD_{xx} + ML_{xx} - Msy_{xx}}{Pz + P_D + P_L + P_{sy}}$$

### 9.3 Verificación de corte por punzonamiento

También denominado análisis de corte en dos direcciones. Las zapatas no presentan armadura por corte, por ello el concreto asume toda la resistencia producida por punzonamiento, es decir, dependerá del peralte efectivo de la zapata “d”. Este análisis se da en una área tributaria y sección crítica como se muestra en la Figura 43 a “d/2” de las caras.

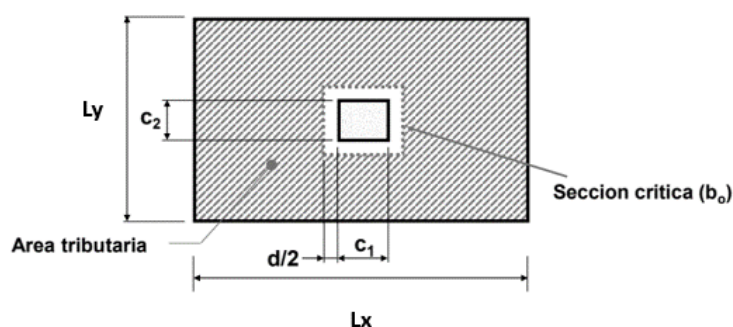


Figura 43. Área tributaria y sección crítica para verificación por punzonamiento.

Fuente: (Higashi, 2019)

En esta verificación se debe cumplir la condición de  $V_u \leq \phi V_c$ , caso contrario se incrementa el peralte de la zapata. Por otro lado la carga ultima se determinó bajo siguiente expresión:

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

El aporte del concreto se determinó como el mínimo valor del resultado de las siguientes tres expresiones:

$$\phi V_{c1} = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d)$$

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

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

Donde:

$b_o$  = Perímetro de la sección crítica

$A_o$  = Área de sección crítica

$\beta$  = relación de la dimensión del lado mayor y el lado menor

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

#### 9.4 Verificación por requerimiento de corte

La sección de la zapata ubicada a una distancia “d” de la cara del componente vertical como columna o placa es evaluada por requerimiento de corte y analizada en un área tributaria en las dos direcciones.

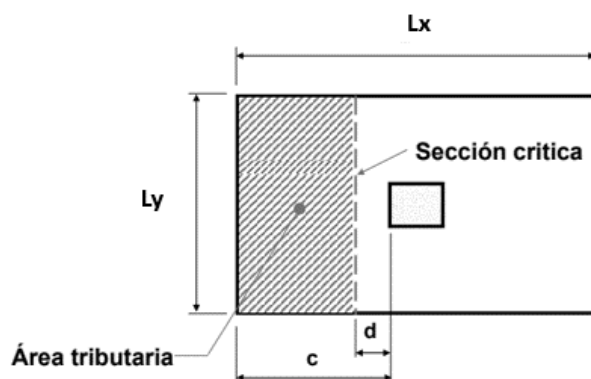


Figura 44. Área tributaria y sección crítica para verificación por fuerzas de corte

Fuente: (Higashi, 2019)

En esta verificación, también es necesario cumplir la condición de  $V_u \leq \phi V_c$ , de no cumplir con la condición de se debe incrementar la dimensión del peralte de la zapata. La carga ultima se determinó para ambas direcciones con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} V_{ux} &= \sigma_u(cx - d)Ly \\ V_{uy} &= \sigma_u(cy - d)Lx \end{aligned}$$

La resistencia del concreto se determinó para ambas direcciones siguientes expresiones:

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times Ly \times d)$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times Lx \times d)$$

## 9.5 Diseño por resistencia a los momentos de flexión

Con el peralte definido por ambas verificaciones, se calculó el refuerzo por flexión para un momento “Mu” a la cara del elemento vertical (ver Figura 45), donde el fuerza último es el máximo en ambas direcciones multiplicado por un factor de 1.5 si resulta siendo el máximo por el análisis de cargas de gravedad y por un factor de 1.25 si el esfuerzo máximo resulta ser proveniente de las fuerzas de sismo. El momento último se calcula para ambas direcciones, según las siguientes expresiones:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u \times cx^2}{2}$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u \times cy^2}{2}$$

Además, se debe considerar un refuerzo mínimo igual a  $0.0018 \times b \times h$

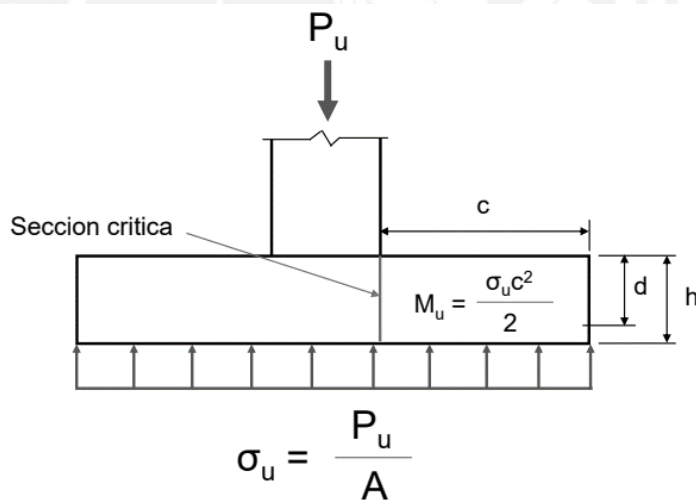


Figura 45. Cálculo del momento último por flexión

Fuente: (Higashi, 2019)

## 9.6 Diseño de zapata aislada C-3

Se diseñó la zapata aislada C-3 (25x100) y las cargas que están actuando en este elemento se detalla en la Tabla 45.

- **Análisis Estructural**

Tabla 45

*Detalle de las cargas accionantes en la columna C-3.*

<b>Carga</b>	<b>P(tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub> (M<sub>xx</sub>)(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (M<sub>yy</sub>)(tn.m)</b>
CM (D)	-84.24	0.02	0.33
CV (L)	-11.69	-0.01	0.05
SISMO X	8.8	0.34	8.46
SISMO Y	0.87	1.15	0.87

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Estas cargas son ordenadas para aplicación de las fórmulas antes mencionadas y presentadas en la tabla 46, donde los valores del SISMO X y SISMO Y, se han reducido a 0.8 para el análisis elástico del esfuerzo.

Tabla 46

*Resumen de las cargas actuantes por gravedad y por sismo en ambas direcciones.*

<b>Cargas de Gravedad</b>			
<b>P<sub>D</sub> (tn)</b>	84.24	<b>P<sub>L</sub> (tn)</b>	11.69
<b>MD<sub>yy</sub> (tn.m)</b>	0.33	<b>MD<sub>xx</sub> (tn.m)</b>	0.02
<b>ML<sub>yy</sub> (tn.m)</b>	0.05	<b>ML<sub>xx</sub> (tn.m)</b>	-0.01
<b>Cargas de sismo</b>			
<b>P<sub>Sx</sub> (tn)</b>	-7.04	<b>P<sub>Sy</sub> (tn)</b>	0.70
<b>MS<sub>Xyy</sub> (tn.m)</b>	6.77	<b>MS<sub>Yxx</sub> (tn.m)</b>	0.92

*Nota.* Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

- **Dimensionamiento por presión admisible**

Para iniciar con un área se utilizó la siguiente expresión:

$$A_{inicial} = \frac{1.05 \times (PD + PL)}{q_{adm} \times 0.9} = \frac{1.05 \times (84.24 + 11.69)}{36} = 2.8m^2$$

Luego de unos tanteos, se consideró un volado de 0.7m para ambas direcciones, con ello se tiene un  $L_x=2.4$  y  $L_y=1.65$ , por tanto, un área de  $3.96 \text{ m}^2$  y un peralte de zapata de 0.7m.

Se verificó el esfuerzo por cargas accionantes de gravedad y por sismo, para ello es necesario el cálculo de los siguientes datos:

- Peso de la zapata:  $2.4 \times 0.7 \times (3.96) = 6.65 \text{ tn}$
- Peso de material sobre la zapata:  $1.8 \times (3.96 - 0.25) \times 0.8 = 5.34 \text{ tn}$
- $I_{yy} = 1.9 \text{ m}^4$ ,  $I_{xx} = 0.9 \text{ m}^4$
- Verificación por cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{84.24 + 11.69 + 6.65 + 5.34}{3.96} \pm \frac{(0.33 + 0.05)2.4/2}{1.9} = \frac{107.92}{3.96} \pm \frac{(0.38)2.4/2}{1.9}$$

$$\sigma_{x_{max}} = 27.49 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{x_{min}} = 27.01 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_y = \frac{84.24 + 11.69 + 6.65 + 5.34}{3.96} \pm \frac{(0.02 - 0.01)1.65/2}{0.9} = \frac{107.92}{3.96} \pm \frac{(0.01)1.65/2}{0.9}$$

$$\sigma_{y_{max}} = 27.26 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{y_{min}} = 27.24 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

- Verificación por sismo en dirección del sismo en X

$$\sigma_x(\text{sismo}+) = \frac{107.92 - 7.04}{3.96} \pm \frac{(0.38 + 6.77)2.4/2}{1.9} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} = 29.99 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{x_{min}} = 20.96 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}-) = \frac{107.92 + 7.04}{3.96} \pm \frac{(0.38 - 6.77)2.4/2}{1.9} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} = 33.07 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{x_{min}} = 25.0 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

- Verificación por sismo en dirección del sismo en Y

$$\sigma_{y(sismo+)} = \frac{107.92 + 0.7}{3.96} \pm \frac{(0.1 + 0.92)1.65/2}{0.9} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} = 28.28 \frac{tn}{m^2} \\ \sigma_{y_{min}} = 26.58 \frac{tn}{m^2} \end{cases}$$

$$\sigma_{y(sismo-)} = \frac{107.92 - 0.7}{3.96} \pm \frac{(0.1 - 0.92)1.65/2}{0.9} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} = 27.91 \frac{tn}{m^2} \\ \sigma_{y_{min}} = 26.91 \frac{tn}{m^2} \end{cases}$$

Se observa que las verificaciones por cargas accionantes de gravedad y por sismos en ambas direcciones cumplen, en este caso el esfuerzo último es el máximo amplificado por un factor de 1.25, dicho valor es:

$$\sigma_u = 33.07 \times 1.25 = 41.33 \frac{tn}{m^2}$$

- **Verificación del corte por punzonamiento**

Con las dimensiones anteriores se obtiene los valores de “bo” y “Ao”

$$b_o = 2(1 + 0.6) + 2(0.25 + 0.6) = 4.9 \text{ m}$$

$$A_o = (1 + 0.6) \times (0.25 + 0.6) = 1.36 \text{ m}^2$$

Por tanto, la cortante por punzonamiento:

$$V_u = 41.33(3.96 - 1.36) = 107 \text{ tn}$$

La resistencia del concreto se determinó como el mínimo valor del resultado de las siguientes tres ecuaciones:

$$\phi V_{c1} = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{210} \times 4.9 \times 0.6) = 384 \text{ tn}$$

$\beta = 100/25 = 4$  y  $\alpha = 40$ , por ser una columna centrada.

$$\phi V_{c2} = 0.85 \times \left(1 + \frac{2}{4}\right) \times 0.53 \times \sqrt{210_c} \times 4.9 \times 0.6 = 288 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \times \left(2 + \frac{40 \times 0.6}{4.9}\right) \times 0.27 \times \sqrt{210_c} \times 4.9 \times 0.6 = 674 \text{ tn}$$

El menor de los  $\phi V_c = 288 \text{ tn}$ , el cual es mayor a  $V_u = 107 \text{ tn}$ , cumple la verificación por requerimiento de punzonamiento.

- **Verificación por requerimiento de fuerzas cortantes:**

Con un volado con dimensión de 0.7m y por tanto un peralte efectivo de 0.6m, se obtiene el valor de la cortante ultima en ambas direcciones:

Dirección X

$$V_{ux} = 41.33(0.7 - 0.6)1.65 = 6.8tn$$

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 1.65 \times 0.6) = 64.6tn$$

Dirección Y

$$V_{uy} = 41.33(0.7 - 0.6)2.4 = 9.92tn$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 2.4 \times 0.6) = 94tn$$

Se observa que ambas direcciones cumplen que el aporte del hormigón es mayor a la sollicitación ultima  $\phi V_c > V_u$ .

- **Diseño por momentos a flexión**

En la zapata analizada, el volado en ambas direcciones son iguales por lo que basta analizar en una dirección y en un ancho de 1m.

$$M_u = \frac{\sigma_u \times c^2}{2} = \frac{41.33 \times 0.7^2}{2} = 10.13tn.m$$

Tabla 47

*Cálculo de acero requerido en zapata.*

<b>Diseño por flexión de zapata</b>	
b (m)	1.00
h (m)	0.70
d (m)	0.60
As min(cm <sup>2</sup> )	12.60
Mu (ton.m)	10.13
a (cm)	1.06
As (cm <sup>2</sup> )	4.50
Refuerzo colocado	5/8 @0.15
As colocado(cm <sup>2</sup> )	13.33

*Nota.* Elaboración propia

Con los valores determinando, se presenta en la Figura 46, la armadura elegida en la zapara aislada correspondiente a la columna C-3

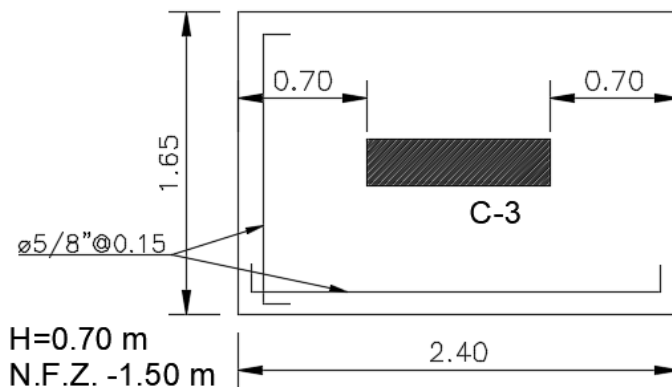


Figura 46. Armadura final de zapata aislada correspondiente a la columna C-3  
Elaboración propia

### 9.7 Diseño de zapata combinada

Como ejemplo se diseña la zapata combinada de los muros de la escalera, para ello se exporta las cargas actuantes en ambas placas detalladas en la Tabla 48.

Tabla 48

Cargas accionantes en las placas PL-7 Y PL-8.

<b>Carga PL-7</b>	<b>P(tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub> (M<sub>xx</sub>)(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (M<sub>yy</sub>)(tn.m)</b>
CM (D)	-109.42	0.02	-5.19
CV (L)	-41.44	0.12	-3.01
SISMO X	38.73	3.76	249.75
SISMO Y	20.26	8.47	15.97
<b>Carga PL-8</b>	<b>P(tn)</b>	<b>M<sub>2-2</sub> (M<sub>xx</sub>)(tn.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub> (M<sub>yy</sub>)(tn.m)</b>
CM (D)	-118.37	-0.09	-4.24
CV (L)	-48.95	-0.06	-2.66
SISMO X	21.23	3.76	245.76
SISMO Y	28.06	8.49	13.20

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

Estas cargas son ordenadas para aplicación de las fórmulas antes mencionadas y presentadas en la Tabla 49, donde los valores del SISMO X y SISMO Y, se han reducido a 0.8 para el análisis elástico del esfuerzo.

Tabla 49

*Cargas accionantes de gravedad y sismo en ambas direcciones.*

Cargas de Gravedad PL-7				Cargas de Gravedad PL-8			
$P_D$ (tn)	109.42	$P_L$ (tn)	41.44	$P_D$ (tn)	118.37	$P_L$ (tn)	48.95
$MD_{yy}$ (tn.m)	-5.19	$MD_{xx}$ (tn.m)	0.02	$MD_{yy}$ (tn.m)	-4.24	$MD_{xx}$ (tn.m)	-0.09
$ML_{yy}$ (tn.m)	-3.01	$ML_{xx}$ (tn.m)	0.12	$ML_{yy}$ (tn.m)	-2.66	$ML_{xx}$ (tn.m)	-0.06
Cargas de sismo PL-7				Cargas de sismo PL-8			
$P_{Sx}$ (tn)	-30.98	$P_{Sy}$ (tn)	16.21	$P_{Sx}$ (tn)	-16.98	$P_{Sy}$ (tn)	-
$M_{Sx_{yy}}$ (tn.m)	199.80	$M_{Sy_{xx}}$ (tn.m)	-6.78	$M_{Sx_{yy}}$ (tn.m)	196.61	$M_{Sy_{xx}}$ (tn.m)	6.79

Nota. Datos obtenidos del software Etabs v 20.0.0

- **Dimensionamiento por presión admisible**

La teoría de Meyerhoff se aplicó para el caso de una zapata combinada, en la que las cargas de ambas placas se llevaron al centro de gravedad de la zapata. Se partió desde un voladizo de 0.7 m en ambas direcciones, presentando una distancia “dx” al centroide de la zapata en el eje X y siendo simétrico en el eje Y. Con estos valores se presenta la geometría y características de la zapata en la Tabla 50.

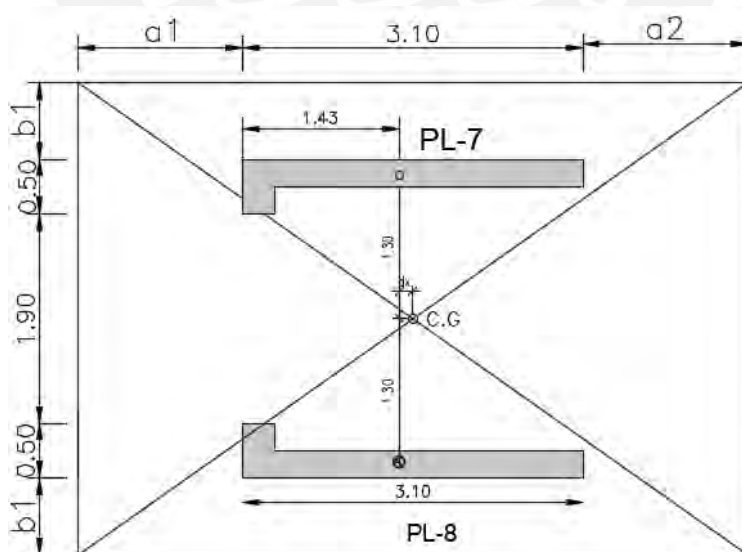


Figura 47. Centro de gravedad de zapata combinada

Elaboración propia

Tabla 50

*Geometría de la zapata combinada.*

<b>Geometría de zapata combinada</b>	
Lx(m)	4.50
Ly(m)	4.30
Centroide Cx (m)	2.25
Centroide Cy (m)	2.15
Área zapata (m <sup>2</sup> )	19.35
Ixx (m <sup>4</sup> )	29.82
Iyy (m <sup>4</sup> )	32.65
dx (m)	0.12

Nota. Elaboración propia

Con esta distancia al centroide “dx” =0.12m y “dy” =1.3m se trasladó las cargas existente al centro de gravedad de la zapata, con las siguientes formulas:

$$P_D = \sum P_{Di} ; P_L = \sum P_{Li}$$

$$MD_{yy} = \sum MD_{yy} + \sum P_D \times d_{xi} ; MD_{xx} = \sum MD_{xx} + \sum P_D \times d_{yi}$$

$$ML_{yy} = \sum ML_{yy} + \sum P_L \times d_{xi} ; ML_{xx} = \sum ML_{xx} + \sum P_L \times d_{yi}$$

$$P_{Sx} = \sum P_{Sxi} ; P_{Sy} = \sum P_{Syi}$$

$$MSX_{yy} = \sum MSX_{yy} + \sum P_{Sx} \times d_{xi} ; MSY_{xx} = \sum MSY_{xx} + \sum P_{Sy} * d_{yi}$$

Tabla 51

*Cargas actuantes trasladados al centro de gravedad de la zapata combinada.*

<b>Cargas de Gravedad en C.G</b>			
<b>P<sub>D</sub> (tn)</b>	227.79	<b>P<sub>L</sub> (tn)</b>	90.39
<b>MD<sub>yy</sub> (tn.m)</b>	-36.76	<b>MD<sub>xx</sub> (tn.m)</b>	11.57
<b>ML<sub>yy</sub> (tn.m)</b>	-16.52	<b>ML<sub>xx</sub> (tn.m)</b>	9.82
<b>Cargas de sismo en C.G</b>			
<b>P<sub>Sx</sub> (tn)</b>	-47.96	<b>P<sub>Sy</sub> (tn)</b>	-6.24
<b>MS<sub>x</sub>yy (tn.m)</b>	402.17	<b>MS<sub>y</sub>xx (tn.m)</b>	-50.25

Nota. Elaboración propia

- Peso de la zapata:  $2.4 \times 0.7 \times 4.5 \times 4.3 = 32.51 \text{tn}$
- Peso de material sobre la zapata:  $1.8 \times (19.35 - 2 \times 0.85) \times 0.8 = 25.42 \text{tn}$
- Verificación por cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{32.51 + 25.42 + 227.79 + 90.39}{19.35} \pm \frac{(-36.76 - 16.52)4.5/2}{32.65} = \frac{376.11}{19.35} \pm \frac{(-53.28)4.5/2}{32.65}$$

$$\sigma_{x_{max}} = 15.77 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{x_{min}} = 23.11 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_y = \frac{32.51 + 25.42 + 227.79 + 90.39}{19.35} \pm \frac{(11.57 + 9.82)1.65/2}{29.82} = \frac{376.11}{19.35} \pm \frac{(21.39)4.3/2}{29.82}$$

$$\sigma_{y_{max}} = 20.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{y_{min}} = 17.89 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

- Verificación por sismo en dirección del sismo en X

$$\sigma_x(\text{sismo}+) = \frac{376.11 - 47.96}{19.35} \pm \frac{(-53.28 + 402.17)4.5/2}{32.65} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} = 41 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{x_{min}} = -7.08 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}-) = \frac{376.11 + 47.96}{19.35} \pm \frac{(-53.28 - 402.17)4.5/2}{32.65} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{x_{max}} = -9.47 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{x_{min}} = 53.30 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

- Verificación por sismo en dirección del sismo en Y

$$\sigma_y(\text{sismo}+) = \frac{376.11 - 6.24}{19.35} \pm \frac{(21.39 - 50.25)4.3/2}{29.82} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} = 21.20 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{y_{min}} = 17.03 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}-) = \frac{376.11 + 6.24}{19.35} \pm \frac{(21.39 + 50.25)4.3/2}{29.82} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{y_{max}} = 14.59 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \\ \sigma_{y_{min}} = 24.93 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Se observa que la verificación por cargas de gravedad cumple; sin embargo, por sismos en dirección X, presentan esfuerzos negativos, indica tracción, lo cual no es una sollicitación correcta, por ello se realizó la redistribución de esfuerzos constantes según Meyerhoff, para ello se calcula la excentricidad para cada dirección.

$$e_x = \frac{348.89}{328.15} = 1.06 \rightarrow \sigma_x(\text{sismo } +) = \frac{328.15}{2 \left( \frac{4.5}{2} - 1.06 \right) 4.3} = 32.15 \frac{tn}{m^2}$$

$$e_x = \frac{455.45}{424.07} = 1.07 \rightarrow \sigma_x(\text{sismo } -) = \frac{424.07}{2 \left( \frac{4.5}{2} - 1.07 \right) 4.3} = 41.93 \frac{tn}{m^2}$$

$$e_y = \frac{28.86}{369.87} = 0.08 \rightarrow \sigma_y(\text{sismo } +) = \frac{369.87}{2 \left( \frac{4.3}{2} - 0.08 \right) 4.5} = 19.83 \frac{tn}{m^2}$$

$$e_y = \frac{71.64}{382.35} = 0.19 \rightarrow \sigma_y(\text{sismo } -) = \frac{382.35}{2 \left( \frac{4.3}{2} - 0.19 \right) 4.5} = 21.65 \frac{tn}{m^2}$$

Se observa que para ambas direcciones el esfuerzo es menor a 1.3 qadm, de estos resultados se obtiene el esfuerzo ultimo:

$$\sigma_u = 41.93 \times 1.25 = 52.41 \frac{tn}{m^2}$$

- **Verificación del corte por punzonamiento**

Con las dimensiones anteriores se obtiene los valores de “bo” y “Ao”



Figura 48. Sección crítica de placa PL-7

Nota. Elaboración propia

Para ambas placas se el valor de  $b_o = 9.34 \text{ m}$  y  $A_o = 3.64 \text{ m}^2$

Por tanto, la cortante por punzonamiento:

$$V_u = P_u - \sigma_u \times A_o = 107 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ PL} - 7 = 1.4 \times 109.92 + 1.7 \times 41.44 - 52.41(3.64) = 32.86 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ PL} - 7' = 1.4 \times 118.37 + 1.7 \times 48.95 - 52.41(3.64) = 57.10 \text{ tn}$$

El aporte de resistencia del concreto, según ítem 9.4:

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{210} \times 9.34 \times 0.6) = 730.17 \text{ tn}$$

Se observa que en ambas direcciones  $\phi V_c > V_u$

Se realizó el mismo ejercicio para la determinación de las dimensiones de las demás zapatas tanto aisladas y como las combinadas. Se observaron esfuerzos negativos y se aplicó la redistribución de esfuerzo de Meyerhoff, pero por la importancia de ver si las zapatas se levantan y la necesidad de implementar vigas de cimentación. Se realizó un modelo computacional con el apoyo del software SAFE donde se define un coeficiente de Balasto de  $8 \text{ kg/cm}^3$ , el cual es un valor para la capacidad admisible del estrato de apoyo con  $4 \text{ kg/cm}^2$ , dicho valor fue extraído de la tesis del autor Nelson Morrison “Interacción Suelo-Estructura: Semi espacio de Winkler” .

Con una modelación base de las dimensiones calculadas por las fórmulas anteriormente mencionadas se obtuvo las dimensiones finales por presiones admisibles. A partir del modelo se realizó la verificación por requerimiento por fuerzas de corte y el diseño por momento de flexión de las zapatas combinadas y de las vigas de cimentación. Se detalla dicho procedimiento:

- **Verificación por requerimiento de fuerzas de corte**

En este caso la cortante ultima la determinamos, por medio de fórmulas y del análisis por elementos finitos en el software SAFE, chico análisis en ambas direcciones y a “d” de la cara.

Dirección X

$$V_{ux} = (0.7 - 0.6)52.41 \times 4.3 = 22.96n$$

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 4.3 \times 0.6) = 168tn$$

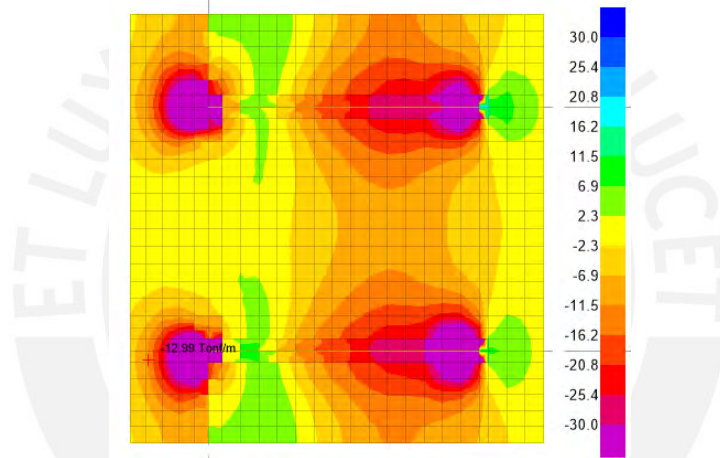


Figura 49. Fuerzas cortantes en la zapata combinada en la dirección X (tn)

Nota. Datos obtenidos del software SAFE 2014

Dirección Y

$$V_{uy} = (0.7 - 0.6)52.41 \times 4.5 = 24tn$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 2.4 \times 0.6) = 94tn$$

Se observa que cumplen la condición”  $\phi V_c > V_u$ ” analizadas en ambas direcciones

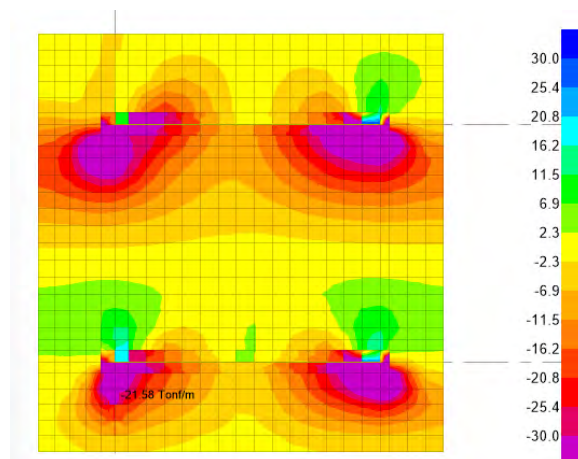


Figura 50. Fuerzas cortantes en zapata combinada en la dirección Y (tn)

Nota. Datos obtenidos del software SAFE 2014

- **Diseño por momentos a flexión**

En este análisis por medio de un análisis de elementos finitos en el software SAFE, se determino los momentos para ambas direcciones,.

Dirección X

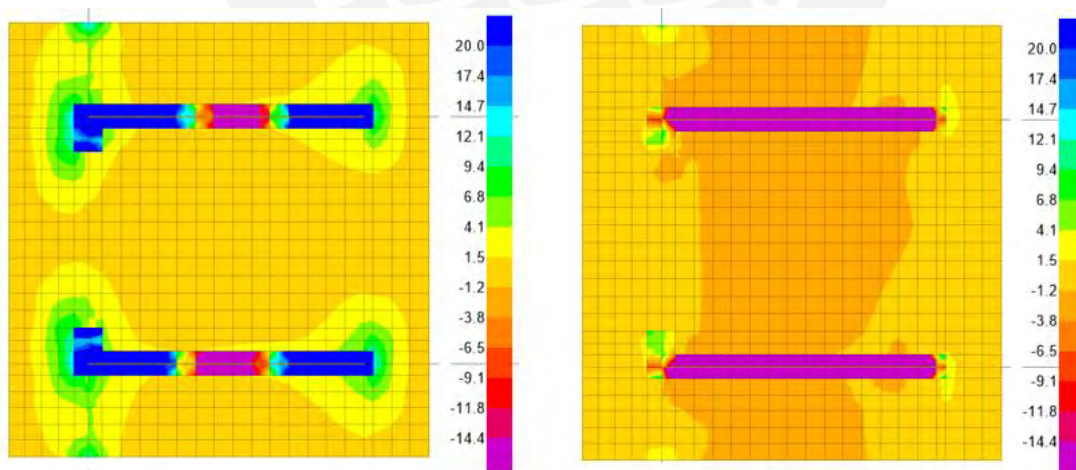


Figura 51. Momentos positivos y negativos de zapata combinada en la dirección X (tn.m)

Nota. Datos obtenidos del software SAFE 2014

$M_{ux} = -3 \text{ tn.m}$

$M_{ux} = 13.8 \text{ tn.m}$

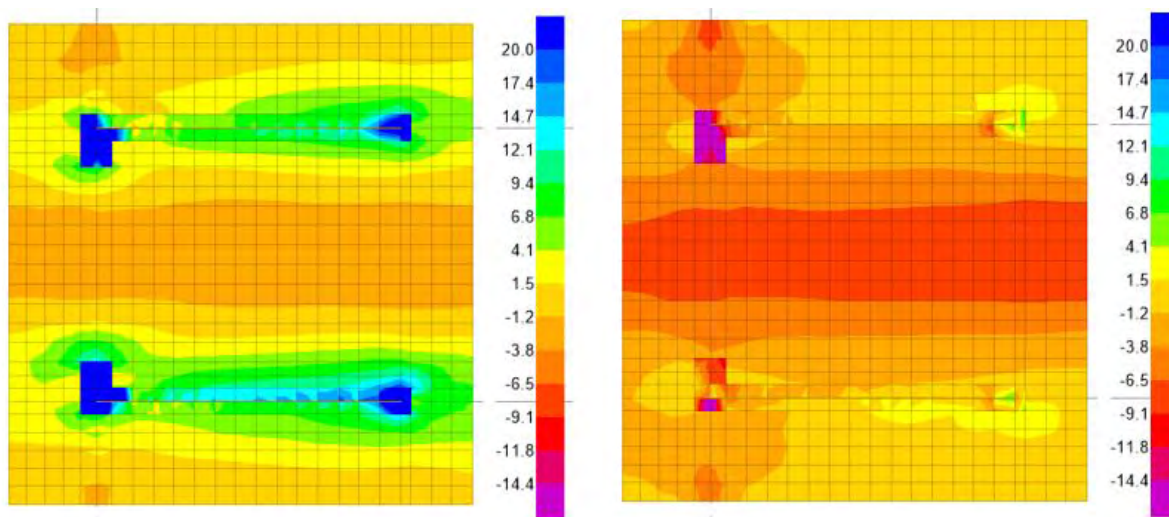


Figura 52. Momentos positivos y negativos de zapata combinada en la dirección Y (tn.m)

Nota. Datos obtenidos del software SAFE 2014

Muy<sub>-</sub> = -8.39 tn .m

Muy<sub>+</sub> = 15.40 tn.m

Tabla 52

Cálculo de refuerzo en zapata combinada.

	Dirección X		Dirección Y	
	Acero inferior	Acero superior	Acero inferior	Acero superior
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.7	0.7	0.7	0.7
d (m)	0.6	0.6	0.6	0.6
As min(cm <sup>2</sup> )	8.4	4.2	8.4	4.2
Mu (ton.m)	13.8	3	15.4	8.39
a (cm)	1.45	0.31	1.62	0.88
As (cm <sup>2</sup> )	6.16	1.33	6.88	3.73
Refuerzo colocado	5/8 @0.20	1/2@20	5/8 @0.20	1/2@20
As colocado(cm <sup>2</sup> )	10	6.45	10	6.45

Nota. Elaboración propia

Con los resultados, se muestra en la Figura 53, el diseño de la armadura de la zapata combinada, correspondiente a las placas PL-7 y PL-8

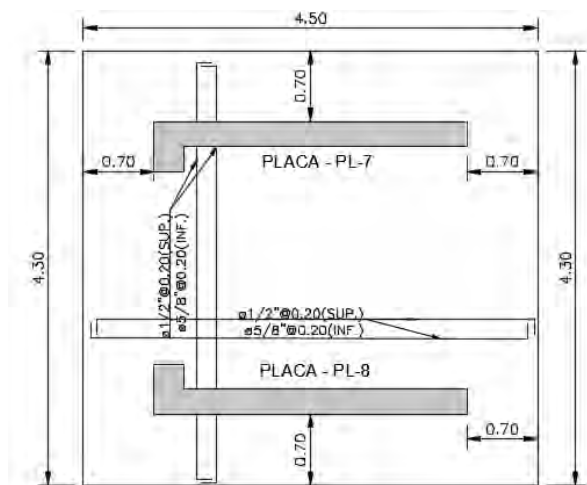


Figura 53. Armadura final de zapata combinada correspondiente a las placas PL-7 y PL-8

Elaboración propia

## 9.8 Diseño de viga de cimentación

Las vigas de cimentación tienen objetivo principal soportar momentos y fuerzas producidas o generados por las excentricidades existentes de las cargas resultantes, por esta razón se decidió conectar las zapatas perimetrales y las céntricas. Se diseñó la viga de conexión VC-03.

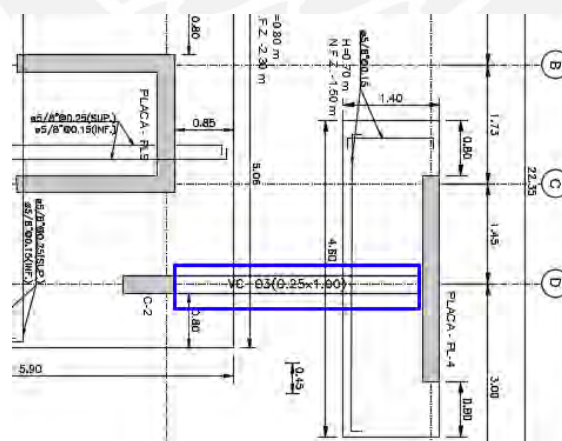
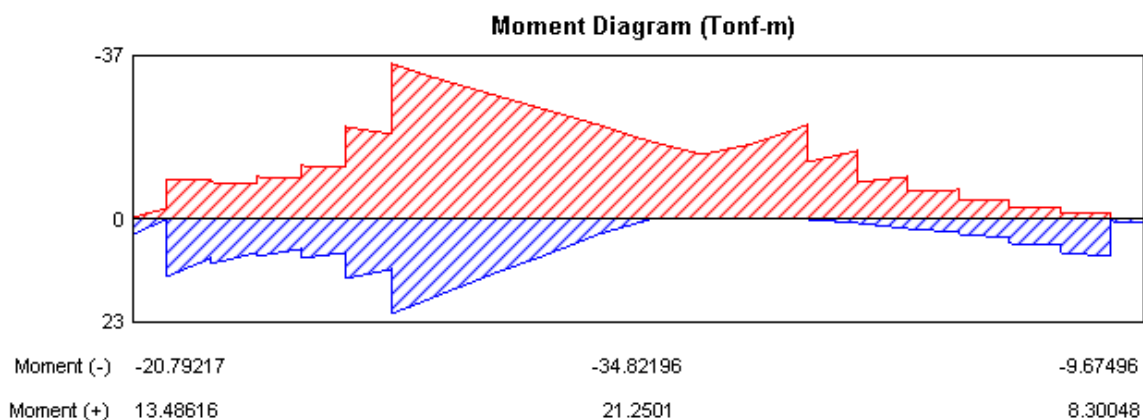


Figura 54. Ubicación de la viga de cimentación VC-03 (0.25 x 1.00)

Elaboración propia

- **Diseño por momentos a flexión**

Se obtuvo los siguientes momentos positivos y negativos del análisis en el software SAFE, se detalla en la Figura 55, con los cuales se determinaron los refuerzos detallados en la Tabla 53.



*Figura 55.* Momentos flectores en viga cimentación VC-03 (tn.m)

*Nota.* Datos obtenidos del software SAFE 2014

Tabla 53

*Cálculo de refuerzo para viga de cimentación VC-03.*

*Nota.* Elaboración propia

<b>b</b> <b>(cm)</b>	<b>h</b> <b>(cm)</b>	<b>d</b> <b>(cm)</b>	<b>Mu</b> <b>(tn.m)</b>	<b>a</b> <b>(cm)</b>	<b>Asb</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As</b> <b>max</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As</b> <b>min</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As</b> <b>coloc</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>refuerzo</b>	<b>ΦMn</b> <b>(tn.m)</b>
25	100	92	34.82	9.96	48.88	36.66	5.56	10.59	11.36	4 φ 3/4"	37.21
25	100	92	21.25	5.94	48.88	36.66	5.56	6.31	8.52	3 φ 3/4"	28.33

Se colocaron 3 barras de 3/4 “corridas y un bastón de 3/4” para cumplir las solicitudes de momentos. El bastón está a 1.4m de la cara de la columna.



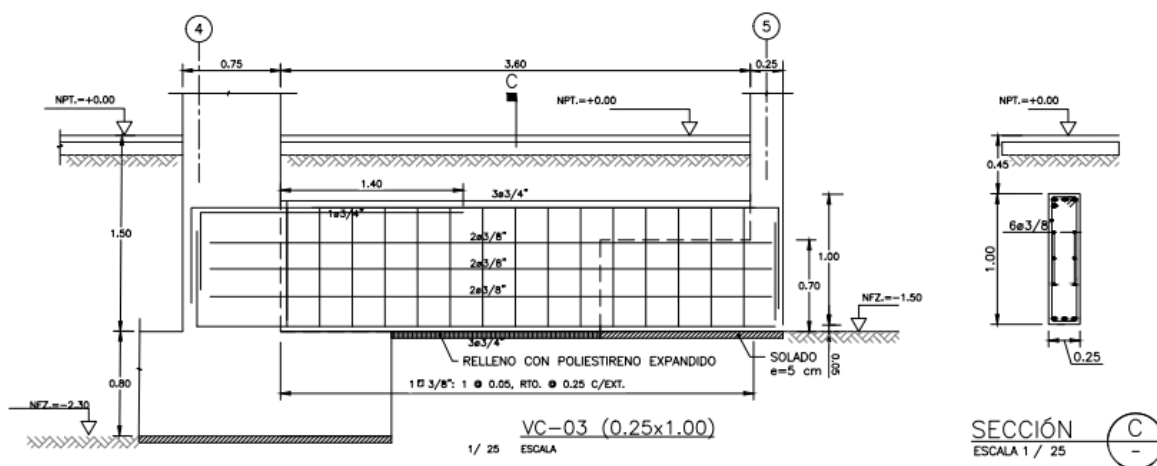


Figura 57. Esquema de distribución de la armadura en viga de cimentación VC-03.

Elaboración propia

## 10 Diseño de Elementos Adicionales

### 10.1 Diseño de viga chata

Las vigas chatas son elementos soportan en su mayoría los muros de albañilería y tiene el mismo peralte de la losa. El análisis de estos elementos es bajo cargas de gravedad y serán diseñadas con los lineamientos del capítulo 6 vigas, además el concreto debe ser el que resista a todas las sollicitaciones por corte, si no es el caso el ancho de la viga debe de aumentar.

#### 10.1.1 Diseño de viga chata EJE C

La viga chata del eje C, soporta el muro de la lavandería, un tabique a lo largo de su longitud y otro perpendicular. Estas cargas son metradas y detalladas en la Tabla 55 y analizadas por momentos flectores y fuerzas cortantes en la Figura 59.

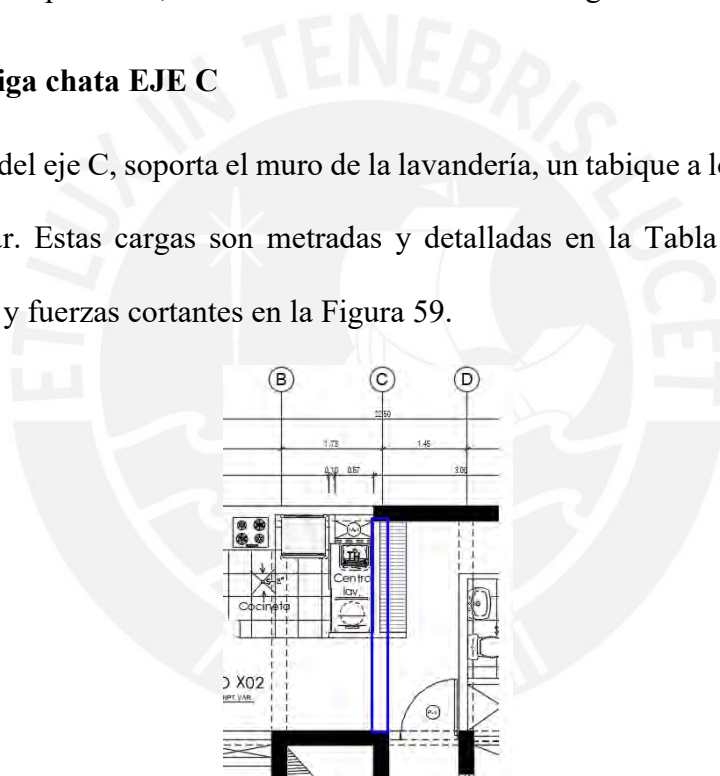


Figura 58. Ubicación en planta de viga chata a diseñar

Elaboración propia

Tabla 55

Detalle de metrado de cargas actuantes en viga chata.

Piso típico	Metrado	1.4 CM
w Peso propio	$2.4 \times 0.25 \times 0.2 = 0.12 \text{ tn/m}$	$1.4 \times 0.12 = 0.17 \text{ tn/m}$
w Tabique	$1.8 \times 0.15 \times 2.5 = 0.675 \text{ tn/m}$	$1.4 \times 0.12 = 0.95 \text{ tn/m}$
P tabique	$1.8 \times 0.1 \times 2.5 \times 1.3 = 0.59 \text{ tn/m}$	$1.4 \times 0.59 = 0.95 \text{ tn}$

Nota. Elaboración propia

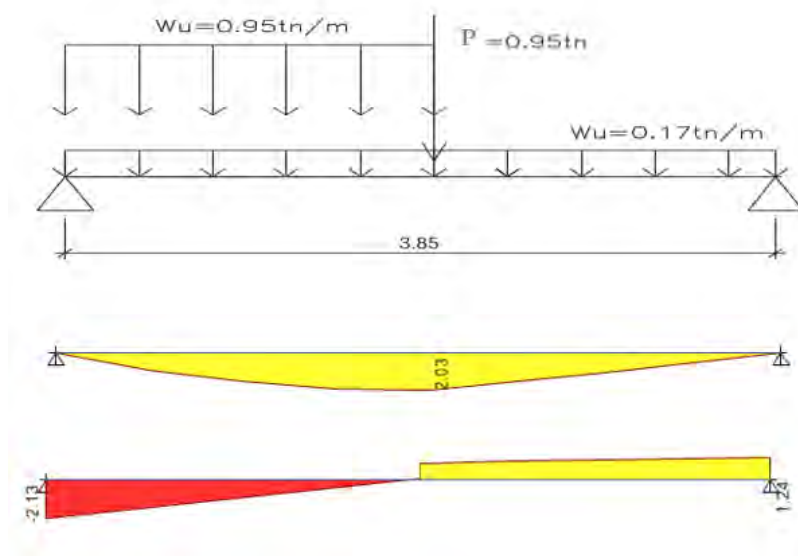


Figura 59. Análisis bajo cargas de gravedad en viga chata

Elaboración propia

- **Diseño por fuerzas cortantes**

En el primer análisis, se asume inicialmente una viga chata con dimensiones de 25 cm de ancho y un peralte de 20cm, con dichas dimensiones se calcula el aporte del concreto a las fuerzas cortantes.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = .85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 2.77 \text{ tn}$$

Se observa que el concreto resiste a todas las sollicitaciones por corte, por ello solo se usaron estribos mínimos de 8mm, con un espaciamiento máximo calculo con las expresiones vistas en el capítulo 6.

$$s_{\text{máx}_1} = \frac{2 \times 0.5 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 25} = 57 \text{ cm}, \quad s_{\text{máx}_2} = \frac{2 \times 0.5 \times 4200}{3.5 \times 25} = 48 \text{ cm}$$

Para este elemento se colocaron estribos cada 25cm.

- **Diseño por momentos a flexión**

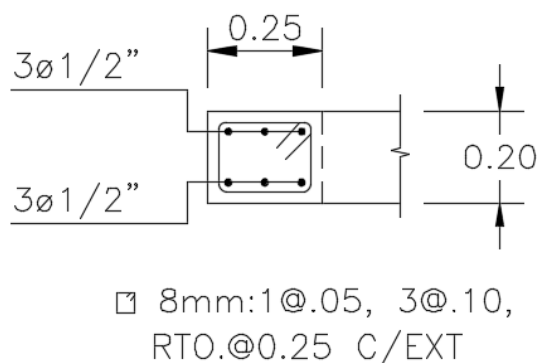
Tabla 56

*Detalle del diseño por momentos a flexión para viga chata.*

<b>Mu (tn.m)</b>	<b>As req (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>a(cm)</b>	<b>As col (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>φMn (tn.m)</b>
2.02	3.48	1.03	3 φ1/2"	3.64	3.87	2.22

*Nota.* Elaboración propia

En la Figura 60, se presenta la distribución final de la armadura en la viga chata.



*Figura 60.* Esquema de la armadura final de viga chata.

Elaboración propia

## 10.2 Diseño de escaleras

En el análisis y diseño de las escaleras solo se consideran las cargas actuantes de gravedad y es modelado como una losa maciza simplemente apoyada que trabaja en una dirección. Para el diseño se sigue las consideraciones del capítulo 5 de losas macizas. Las escaleras presentan tramos rectos e inclinados, con pasos, contrapasos y descanso, el cual puede estar apoyado en muros, placas o vigas. Las principales características de la escalera en el caso del presente proyecto son pasos de 25 cm, contrapasos de 18 cm, con presencia de una garganta de dimensión de 25 cm y particularmente el descanso está apoyada en la viga peraltada V-01.

### 10.2.1 Análisis estructural

- Metrado de cargas de servicio

Las escaleras están compuestas por tramos inclinados y rectos. Los últimos requieren una conversión equivalente a un peso por unidad en planta (San Bartolome,1998), para ello se utilizó la ecuación:

$$w_{pp} = \gamma \times \left( \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right)$$

Donde:

$\gamma$ : *Peso específico del concreto*  $\rightarrow 2.4 \text{tn}/\text{m}^3$   
 $cp$ : *Dimensión de contrapaso*  
 $p$ : *Dimensión de paso*  
 $t$ : *Dimensión de garganta*

En la Tabla 57, se detalla el metrado correspondiente a 1m de ancho en cada tramo de la escalera. Con dichas cargas fueron analizadas en el software Etabs, la cual tiene como esquema la distribución de la Figura 62.

Tabla 57

*Metrado de cargas para tramos de escalera.*

Piso típico	Metrado de escalera	Metrado por 1m de ancho	
		Tramo recto	Tramo inclinado
Piso terminado (pt)	0.1 tn/m <sup>2</sup>	0.1 tn/m	0.1 tn/m
Peso propio (pp)	2.4 tn/m <sup>3</sup>	0.48 tn/m	0.66 tn/m
Carga Viva (cv)	0.4 tn/m <sup>2</sup>	0.4 tn/m	0.4 tn/m
	<b>CM</b>	0.58 tn/m	0.76 tn/m
	<b>CV</b>	0.4 tn/m	0.4 tn/m
	<b>1.4CM + 1.7 CV</b>	1.33 tn/m	1.74 tn/m

*Nota.* Elaboración propia

### 10.2.2 Diseño por momentos a flexión

Como aplicación, se diseñó el tramo 2 de la escalera (ver figura 61). Se obtuvo los momentos últimos máximos (ver Figura 62), para el cálculo del refuerzo requerido.

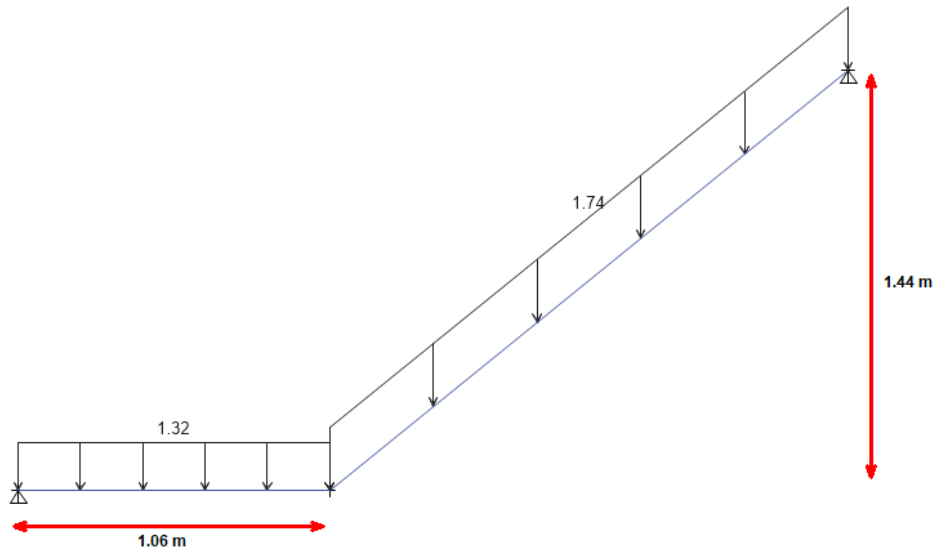


Figura 61. Cargas actuantes en tramo 2 de escalera.

Nota. Obtenido del software Etabs v 20.0.0

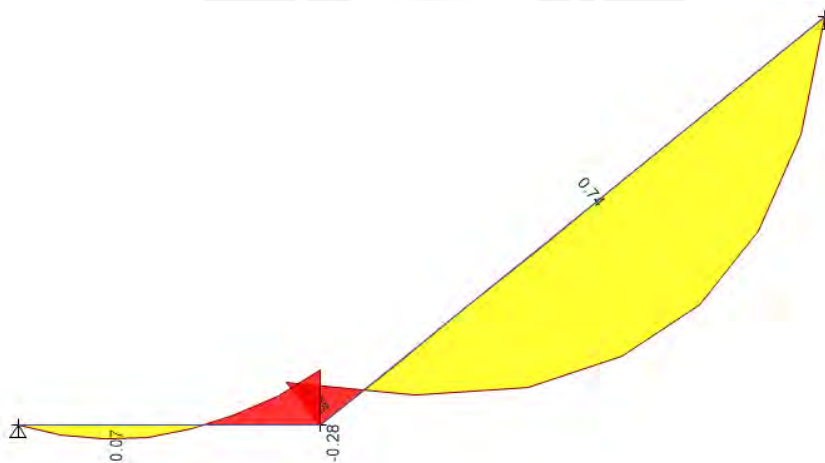


Figura 62. Momentos flectores en tramo de escalera analizada (tn.m)

Nota. Obtenido del software Etabs v 20.0.0

Como se mencionó previamente, la escalera trabaja como losa maciza en una dirección, por se calcula el refuerzo mínimo.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 0.15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Para el máximo momento 0.74 tn.m, se requiere 1.66 cm<sup>2</sup>, por tanto, se considera el acero mínimo que es 2.7 cm<sup>2</sup> y varillas de 3/8", es necesario un espaciamiento de 26.3 cm, por tanto, el refuerzo colocado es:

$$A_{s_{col}} = \frac{0.71}{0.25} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Tabla 58

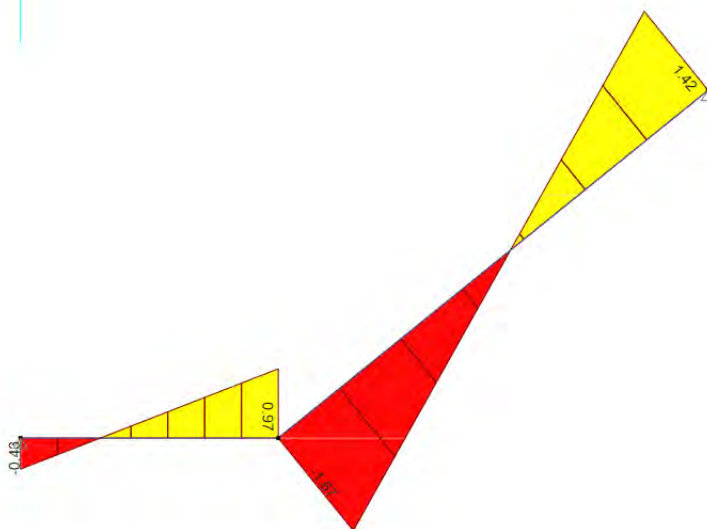
*Diseño por momentos a flexión de tramo de escalera analizada.*

<b>Mu (tn.m)</b>	<b>As<sub>req</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>a(cm)</b>	<b>As<sub>col</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ϕMn (tn.m)</b>
0.74	1.66	2.7	3/8 @ 0.25	0.67	2.84	1.25

*Nota.* Elaboración propia

### 10.2.3 Diseño por fuerzas cortantes

Con el esquema del diagrama de fuerzas cortantes (Ver Figura 63), se determina la fuerza cortante ultima "Vu", la cual debe superar a la resistencia del concreto "ϕVc".



*Figura 63.* Fuerzas cortantes em tramo de escalera analizada (tn).

Elaboración propia

Se determina el aporte de resistencia del concreto a las fuerzas cortantes y se verifica que el concreto resiste todas las sollicitaciones de cortante actuante.

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ tn} > 1.66 \text{ tn}$$

En la Figura 64, se muestra el diseño de la armadura final del tramo de la escalera analizada.

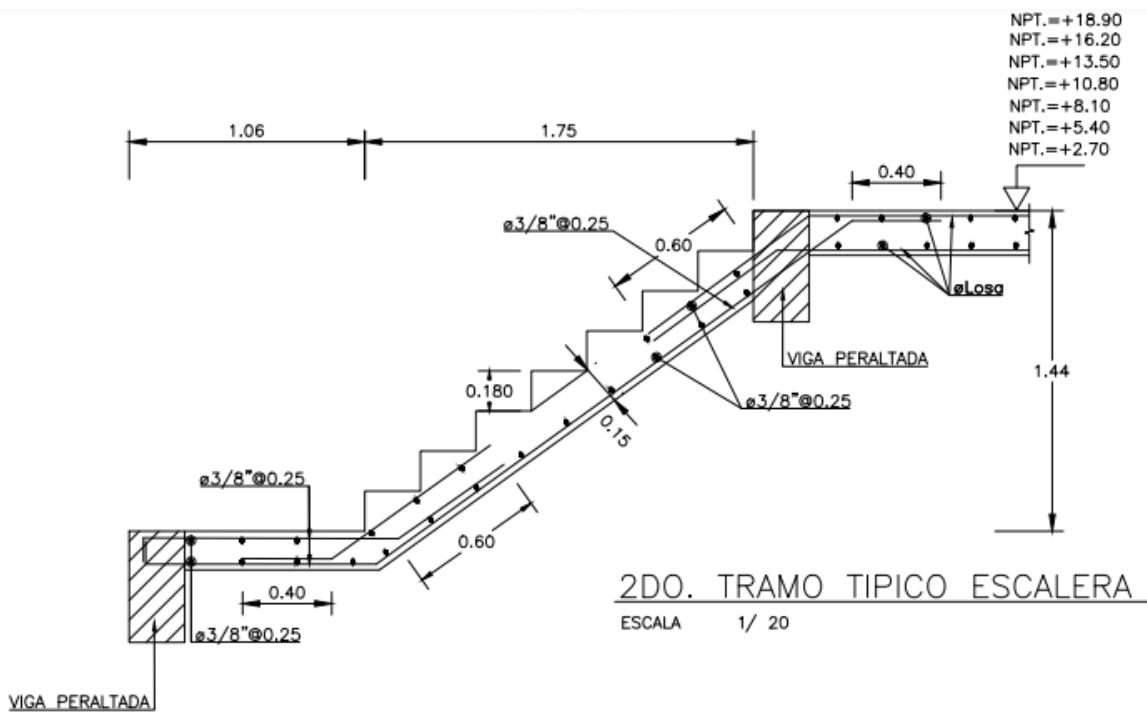


Figura 64. Detalle de distribución de armadura del según tramo típico de escalera.

Nota. Elaboración propia

### 10.3 Diseño de tabiquería

La tabiquería es considerada un elemento no estructural, pues aporta masa; sin embargo, su aporte de rigidez no es significativa, estos elementos son diseñados bajo las directrices del capítulo 6 de la norma E0.30 y la mayoría de estos requieren arriostres como columnetas, vigas o losas. Los cuales tienen como objetivo resistir a las fuerzas perpendiculares a su plano.

Estas fuerzas laterales serán calculadas, según el artículo 38 y artículo 41, cuyas ecuaciones dependen de la ubicación del apoyo del elemento no estructural y son determinadas con las siguientes expresiones:

$$F = \frac{a_i}{g} \times C1 \times Pe \rightarrow \text{Elementos ubicados en niveles superior a la base}$$

$$F = 0.5 \times Z \times U \times S \times Pe \rightarrow \text{Elementos ubicados en la base o sótanos}$$

Donde:

$F$  = Fuerza lateral donde se apoye el tabique

$a_i$  = Aceleración horizontal en el nivel donde el tabique se apoya

$C1$  = coeficiente sísmico, de Tabla 12 del artículo 38

$Z, U, S$  = Parámetros sísmicos

$Pe$  = Peso propio de elemento no estructural

Tabla 59

Detalles de los valores de  $C1$ , según Tabla N°12 de la norma E.030.

VALORES DE C1	
Tabiques que al fallar a entrañe peligro para personas u otras estructuras	3.0
Muros y tabiques dentro de una edificación	2.0
Tanques sobre azoteas,	3.0
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso	1.5

Tomado de "NTP E.030 Diseño Sismorresistente", 2018.

Las expresiones mencionadas permiten diseñar los elementos de arriostres; sin embargo, el muro de albañilería se diseña en base al artículo 29 de la norma E.070 Albañilería, donde se establece que el muro actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sobre la cual se aplican cargas sísmicas distribuidas de manera uniforme. La magnitud de estas cargas se determina mediante la siguiente fórmula:

$$w = 0.8 \times Z \times U \times C1 \times \gamma \times e$$

$$Ms = m \times w \times a^2$$

Donde:

$w =$  Carga sísmica por metro cuadro de muro ( $\frac{kg}{m^2}$ )

$\gamma =$  Peso volumétrico de tabiquería ( $\frac{kg}{m^3}$ )

$e =$  Espesor bruto de muro de albañilería (incluye tarrajeo)

$Ms =$  Momento flector distribuido por unidad de longitud ( $\frac{kg - m}{m}$ )

$a =$  Dimensión crítica de paño de albañilería

$m =$  Coeficiente de momento adimensional de Tabla 12 de E. 070

Además del momento “Ms” existe un momento producido por la excentricidad “Mg” de cargas gravitacionales y el momento de diseño es la suma de estos; sin embargo, para el paño de tabique las cargas gravitacionales excéntricas son nulas, por ello el esfuerzo se determina según la siguiente expresión:

$$fm = \frac{6M}{e^2}$$

Este esfuerzo por tracción es menor a  $1.50 \text{ kg/cm}^2$ , según las directrices de la norma E.070.

### 10.3.1 Tabiques interiores

Se analizará un tabique con dimensiones críticas en el 7to piso, como es un tabique interno el valor de  $C1=2$ , longitud es 5.84 m, por ello se consideró 3 columnetas de  $0.30 \times 0.15$ , quedan paños de máximo 2.45m, con  $a=1.95$  m apoyado en sus cuatro lados. Se considera un valor de  $b=2.5$ m, “ $b/a$ ” = 1.26, interpolándose obtiene un valor de  $m= 0.0665$ . Para verificar el dimensionamiento de estos paños se determinó “ $w$ ” y el fuerza en la Tabla 60.

$$.ws = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 2 \times 1800 \times 0.15 = 194.4 \frac{kg}{m^2}$$

Tabla 60

*Cálculo del esfuerzo de tracción tabique interno.*

e(m)	w (kg/m <sup>2</sup> )	Ms (kg.m/m)	y=e/2(m)	I (m <sup>4</sup> )	Ms*y/I (kg/m <sup>2</sup> )	ft (kg/cm <sup>2</sup> )
0.15	194.4	48.4	0.075	0.00028125	12911.5	1.29

*Nota.* Elaboración propia

Se verifica que el esfuerzo en tracción por flexión es menor a  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , por tanto, para ese tabique paños serán de 2.45m y con el mismo procedimiento se pudo determinar para un  $a=1.95$ m, se pueden construir paños con  $b=2.70$  m como máximo.

- Diseño de elementos arriostres

Para la determinar los momentos en los elementos, se calculó la fuerza horizontal actuante, con una aceleración máxima en el séptimo piso de  $0.23g$ ,  $C=2$ , h columneta= 2.2m y  $Pe = 1.8 \times 0.15 \times 2.2 \times 1 = 0.594tn$ .

$$F = \frac{ai}{g} \times C1 \times Pe = 0.23 \times 2 \times 0.594 = 0.273 \text{ tn}$$

Esta fuerza para ser una carga distribuida por metro cuadro de muro es dividido entre la altura total de la columneta por 1 m de ancho:



Con los resultados de los momentos, que son mínimos, se consideró por flexión, columnetas de 0.3 x 0.15 m con 4 varillas 1/2" con estribos de 6mm, para las vigas de 0.15x0.25 m se consideró 4 varillas de 3/8" y estribos de 6mm. Se verifica que las solicitaciones por cortante las resiste el concreto.

$$\phi V_{ccol} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times 30 \times 12 = 2.3tn$$

$$\phi V_{cv} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times 25 \times 12 = 1.95tn$$

### 10.3.2 Tabiques perimetrales

En el caso de cerco perimetrales se realiza el mismo procedimiento, en el caso se usará las siguientes expresiones:

$$F = 0.5 \times Z \times U \times S \times Pe$$

$$wu = 0.5 \times Z \times U \times S \times \gamma \times e$$

Para el determinar la dimensión de paños de albañilería se consideró columnetas de 0.30x0.15 y vigas de 0.25x0.15, se cuentan con paños máximos de 3.1m, con a=2.45 m apoyado en sus cuatro lados. Se considera un valor de b=3.1m, "b/a" = 1.27, interpolándose obtiene un valor de m= 0.0662. Para verificar el dimensionamiento de estos paños se determinó "w"

$$wu = 0.5 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 1800 \times 0.15 \times 1 = 60.75 \frac{kg}{m^2}$$

$$ws = \frac{60.75}{1.25} = 48.6 \frac{kg}{m^2} \rightarrow Ms = 0.0662 \times 48.6 \times 2.45^2 = 19.3kg.m$$

Tabla 61

*Cálculo del esfuerzo de tracción de cerco perimétrico.*

wu (kg/m <sup>2</sup> )	ws (kg/m <sup>2</sup> )	Ms (kg.m/m)	y=e/2(m)	I (m <sup>4</sup> )	Ms*y/I (kg/m <sup>2</sup> )	ft (kg/cm <sup>2</sup> )
60.8	48.6	19.3	0.075	0.00028	5149.9	0.51

Nota. Elaboración propia

Se verifica que el esfuerzo en tracción por momentos de flexión es menor a  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , por tanto, es aceptable los paños de 3.1m. Los elementos de arriostres se diseñarán con el  $w_u=0.0607 \text{ tn/m}^2$ , los cuales resultaran refuerzos mínimos y se consideró columnetas de  $0.3 \times 0.15 \text{ m}$ , con 4 varillas  $\phi 1/2''$  y estribos de 6 mm, para las vigas de  $0.15 \times 0.25 \text{ m}$  se consideró 4 varillas de  $3/8''$  y estribos de 6 mm. Asimismo para la conexión a ras entre las columnas y la albañilería se emplea un refuerzo con diámetro de 6mm cada 2 hiladas.

A continuación, se presenta el detalle de cerco.

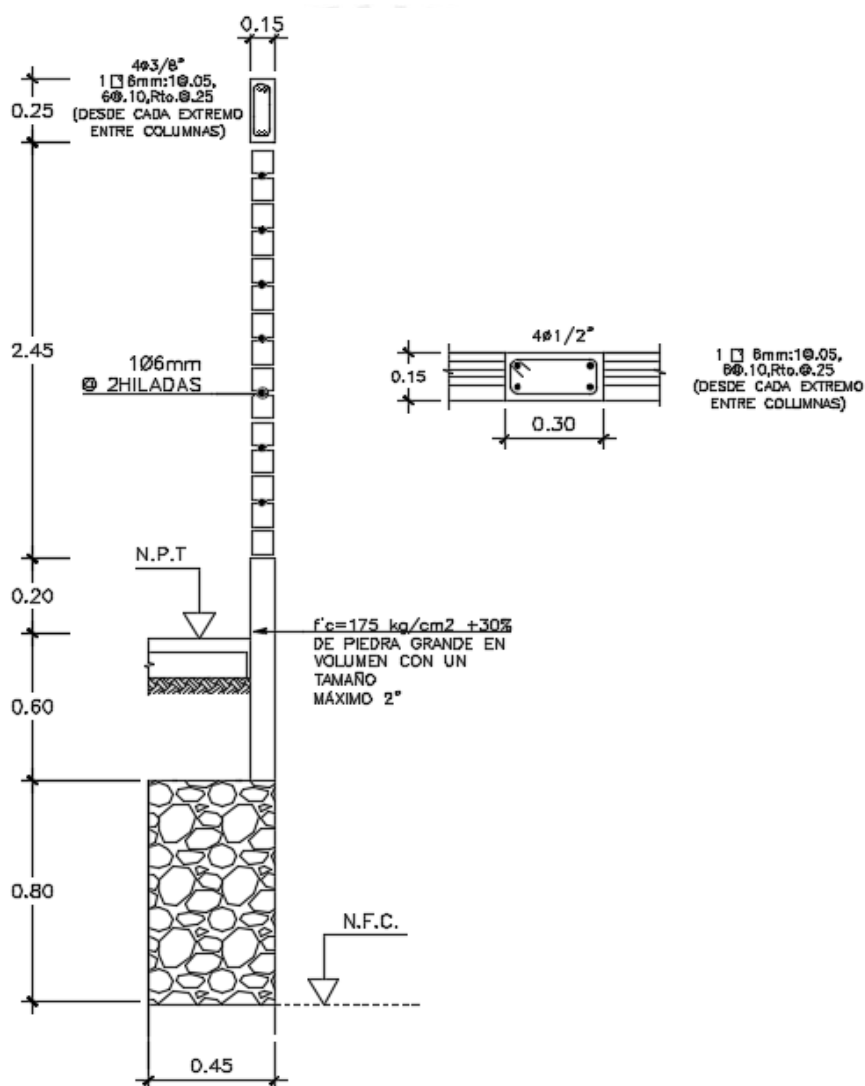


Figura 67. Detalle de cerco perimétrico.

Elaboración propia

## 11 Comentarios y conclusiones

### 11.1 Comentarios

El análisis dinámico en el software ETABS permite evaluar cómo responde la estructura ante un evento sísmico, además de comprobar y ajustar las dimensiones de los elementos que inicialmente se establecieron siguiendo criterios de predimensionamiento.

Inicialmente, la estructuración fue el de muros en ambas direcciones ( $R=6$ ). Sin embargo, en el capítulo 3 se determinó que la cortante basal en la dirección Y-Y, es inferior al 80%, lo que indica que en dicha dirección corresponde utilizar un sistema dual.

La edificación presenta una irregularidad por esquinas entrantes en ambas direcciones, lo que afecta el factor R asumido inicialmente, así como los factores de amplificación derivados de aplicar el 90% de la cortante estática en estructuras irregulares.

Las fuerzas cortantes basales calculadas según la norma E.030 son consistentes con los resultados obtenidos en el modelo 3D del software ETABS, lo que confirma la validez de los valores del análisis estático.

Los períodos fundamentales obtenidos en el análisis son  $T_x = 0.36$  s y  $T_y = 0.62$  s. Estos valores reflejan la rigidez estructural en las dos direcciones. En la dirección Y-Y, el período es mayor debido a la menor presencia de placas en comparación con el eje X-X, lo que concluye una menor rigidez en esa dirección.

Las derivas del proyecto son de 2.9 ‰ en la dirección X-X y 5.5 ‰ en la dirección Y-Y. Ambos valores son inferiores al máximo permitido por la norma, que es de 7 ‰.

En el diseño de los componentes estructurales, como son las vigas, columnas y placas, se aplican las directrices del capítulo 21 de la norma E.060, principalmente en el análisis por criterio de capacidad, con el objetivo de garantizar una falla dúctil y no una falla frágil. Por otro lado, los elementos no estructurales se diseñan bajo cargas de gravedad y siguiendo las recomendaciones normativas, ya que su principal función es asegurar la operatividad y funcionalidad de la edificación.

Los cimientos corridos, zapatas aisladas, combinadas y vigas de conexión son parte de la cimentación del proyecto. Las vigas de conexión controlan los elementos excéntricos, como las zapatas aisladas en los extremos. Al transmitir los momentos a una viga con mayor peralte, se logra una mayor rigidez, evitando así el volteo.

## **11.2 Conclusiones**

La estructuración y el predimensionamiento son procesos fundamentales para iniciar el primer modelo estructural. Se corroboró que seguir los criterios del libro del ingeniero Blanco conduce a resultados óptimos, evitando sobredimensionamientos innecesarios en los elementos. Un correcto dimensionamiento de los componentes estructurales garantiza que la edificación cumpla con los requisitos de derivas y evite irregularidades que afecten los parámetros sísmicos. Sin embargo, estos dimensionamientos solo serán definitivos si el diseño cumple con todas las directrices establecidas en las normas.

La irregularidad causada por la esquina entrante (presencia de una gran abertura) en la edificación condujo a realizar un análisis de rigidez compensatoria en las direcciones evaluadas. Se alargaron las placas en la dirección X-X, cerca del eje F, para mitigar las derivas en la dirección Y-Y y evitar el distanciamiento entre el centro de rigidez. Y centro de gravedad

Se realizó un análisis modal y de traslación en ambas direcciones de la edificación de forma independiente, obteniendo valores de periodos muy similares. Esto permite concluir que la estructura no experimenta esfuerzos de torsión. Esta conclusión fue corroborada mediante los ratios de derivas mostrados en la Tabla 11.

En el análisis de las vigas peraltadas en la dirección X-X, se observa que predominan las cargas de gravedad, mientras que en la dirección Y-Y, las cargas sísmicas son más relevantes. Asimismo, las solicitaciones en los pórticos compuestos por vigas y placas, como en el caso de la V-02 analizada, generan inversión de momentos en las vigas. Estas se diseñan con un enfoque de capacidad para prevenir fallas frágiles. En contraste, los pórticos formados por columnas y vigas tienden a concentrar el máximo momento en el centro de la luz de la viga.

En el diseño de los componentes verticales tales como columnas y placas se observa un cambio de exigencia para el cálculo de acero a medida sube de nivel. Por ello, se realizó un diseño para los dos primeros pisos y otro para los siguientes niveles, con el objetivo de optimizar el refuerzo aplicado. En la mayoría de las columnas, solo fue necesario un acero mínimo, siendo la cuantía máxima de 1.52%. Sin embargo, en las placas del eje F, que reciben una gran cantidad de cargas sísmicas debido a la irregularidad en planta en esa zona, se requiere un refuerzo significativo en cada placa en las esquinas, ya que esta irregularidad impide una distribución uniforme de las cargas por fuerzas sísmicas.

En el análisis y diseño de la cimentación, se observó que el análisis de algunas zapatas aisladas, realizado con base en esfuerzos admisibles, generaba dimensiones que se superponían, lo que llevó a la decisión de diseñar una zapata combinada. Además, se constató que las dimensiones obtenidas mediante el software SAFE son menores que las calculadas al analizar las cargas accionantes en el centro de gravedad de la zapata. Este software permite verificar el levantamiento en las zonas de las zapatas; aunque la norma no exige un porcentaje mínimo de apoyo, se consideró necesario que, al menos, el 80% de la longitud de la zapata esté en contacto con el suelo, según lo estipulado en la Norma Chilena NCh 43, Artículo 7.2.1. Esto asegura el cumplimiento de la hipótesis de distribución constante y minimiza el riesgo de que las zapatas se volteen o giren.

En el diseño de las vigas de cimentación, se apreció que, al conectarse con zapatas de diferentes profundidades de cimentación, también es necesario evaluar a nivel constructivo. En el proyecto, la zapata combinada central tenía inicialmente un fondo de cimentación de -2.00 m; sin embargo, por criterios constructivos, se aumentó 30 cm. Esta modificación se realizó con el finalidad de asegurar que la viga de cimentación se conecte a la columna a lo largo de todo su peralte, en lugar de quedar unida solo en una porción de su altura.

Es fundamental que los planos incluyan todos los detalles y especificaciones, ya que representan el resultado del análisis de la estructura y sirven como guía para su ejecución, asegurando así un comportamiento óptimo de la edificación.

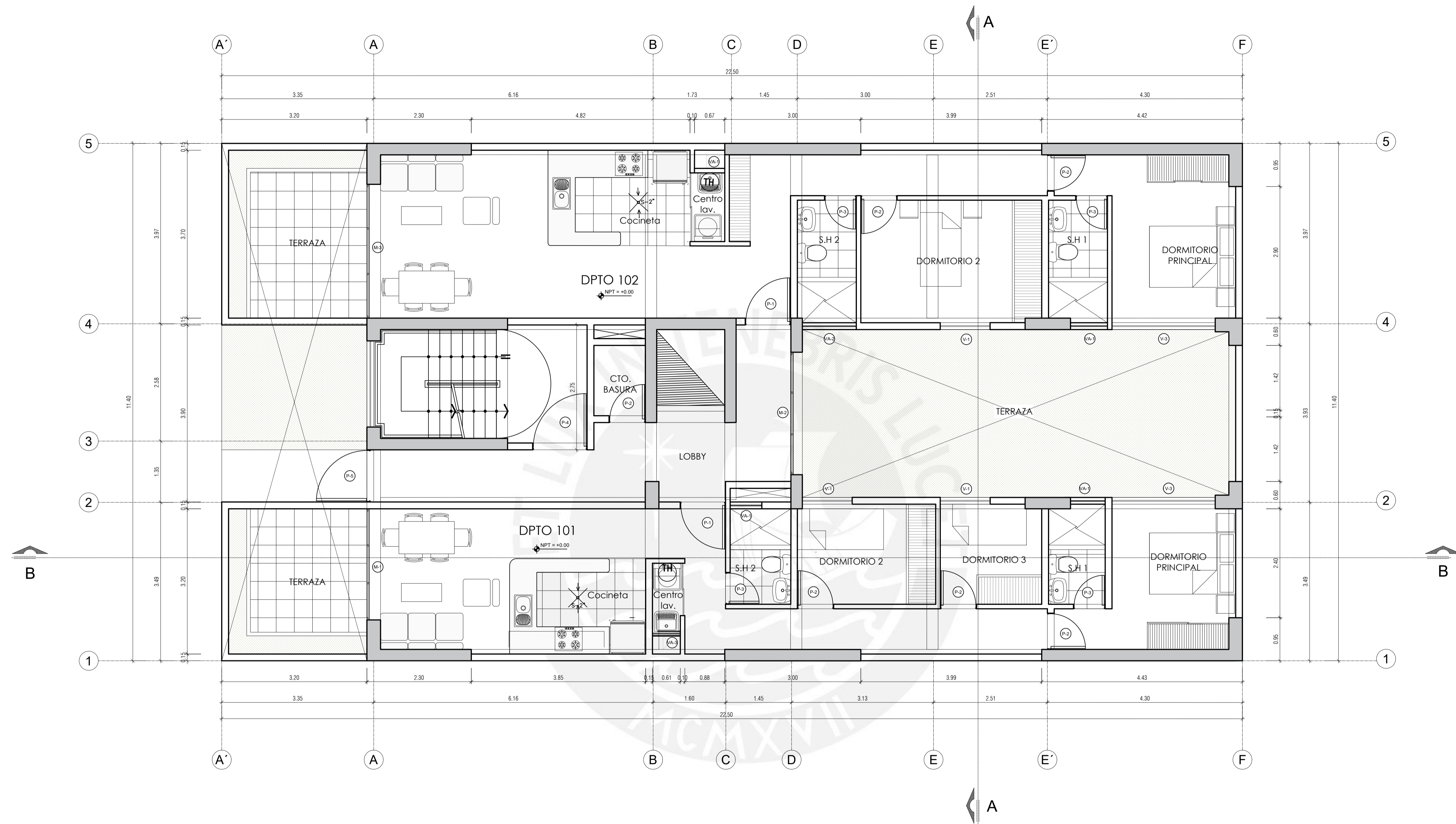
## Bibliografía

- Bances, J. (2020). “*Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de seis Pisos Ubicado en Surquillo*”. Lima: Publicaciones Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (2da. Edición). Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructura de Concreto Armado*, (3ra edición). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 2002.
- Higashi, L. (2019). *Diapositivas de clase del curso de Concreto Armado 2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *NTE E.070 Albañilería*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *NTE. E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *NTE E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *NTE E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Morrison, N. (1993) “*Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler*”. España: Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Muñoz, A. (2015). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Publicaciones Pontificia Universidad Católica del Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I* (Décimo quinta ed.). Lima: Publicaciones Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, A. (1999). *Análisis de Edificios*, (1ra edición). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1999.

**Anexo A:**

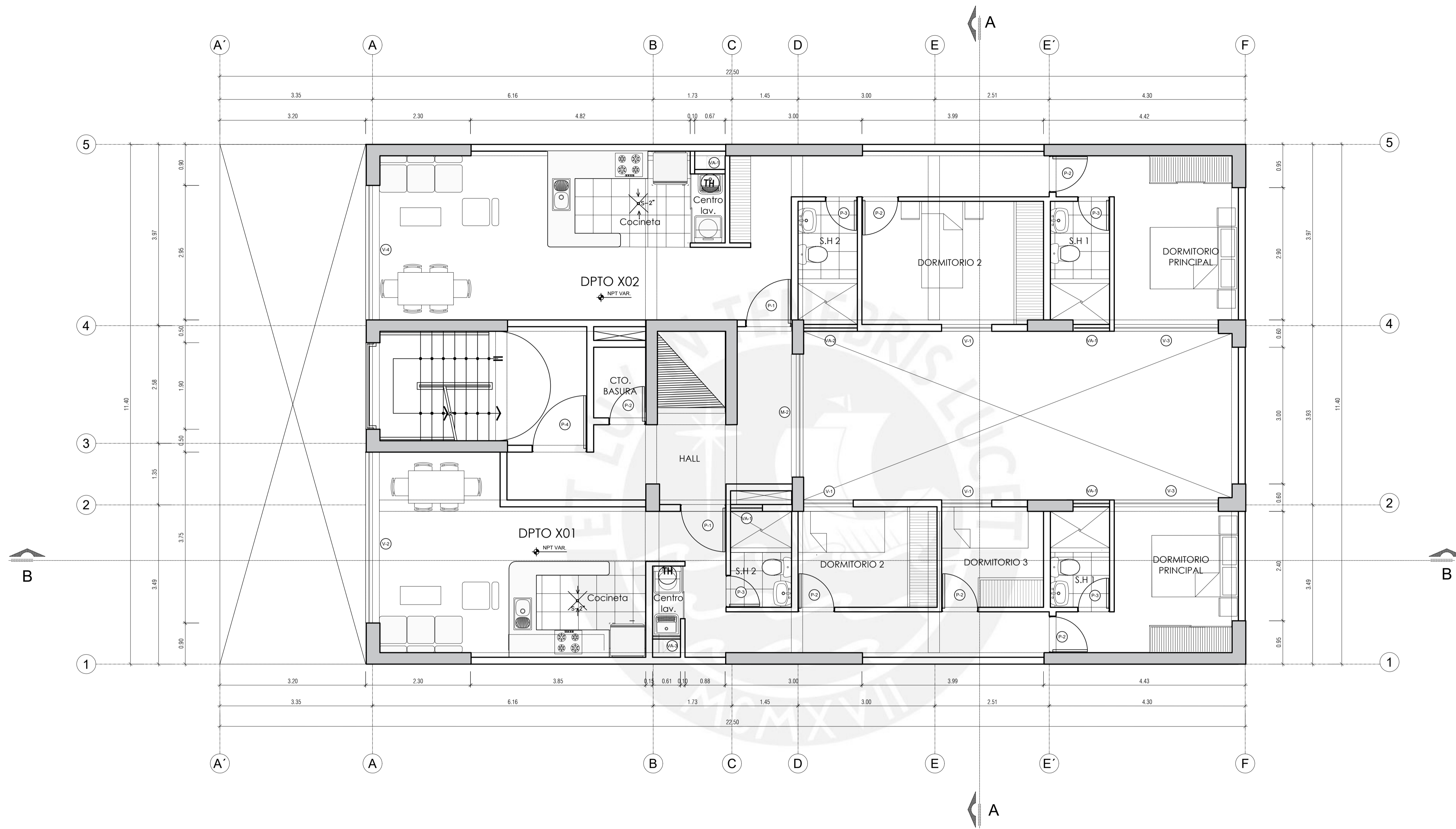
Planos arquitectónicos y estructurales del proyecto





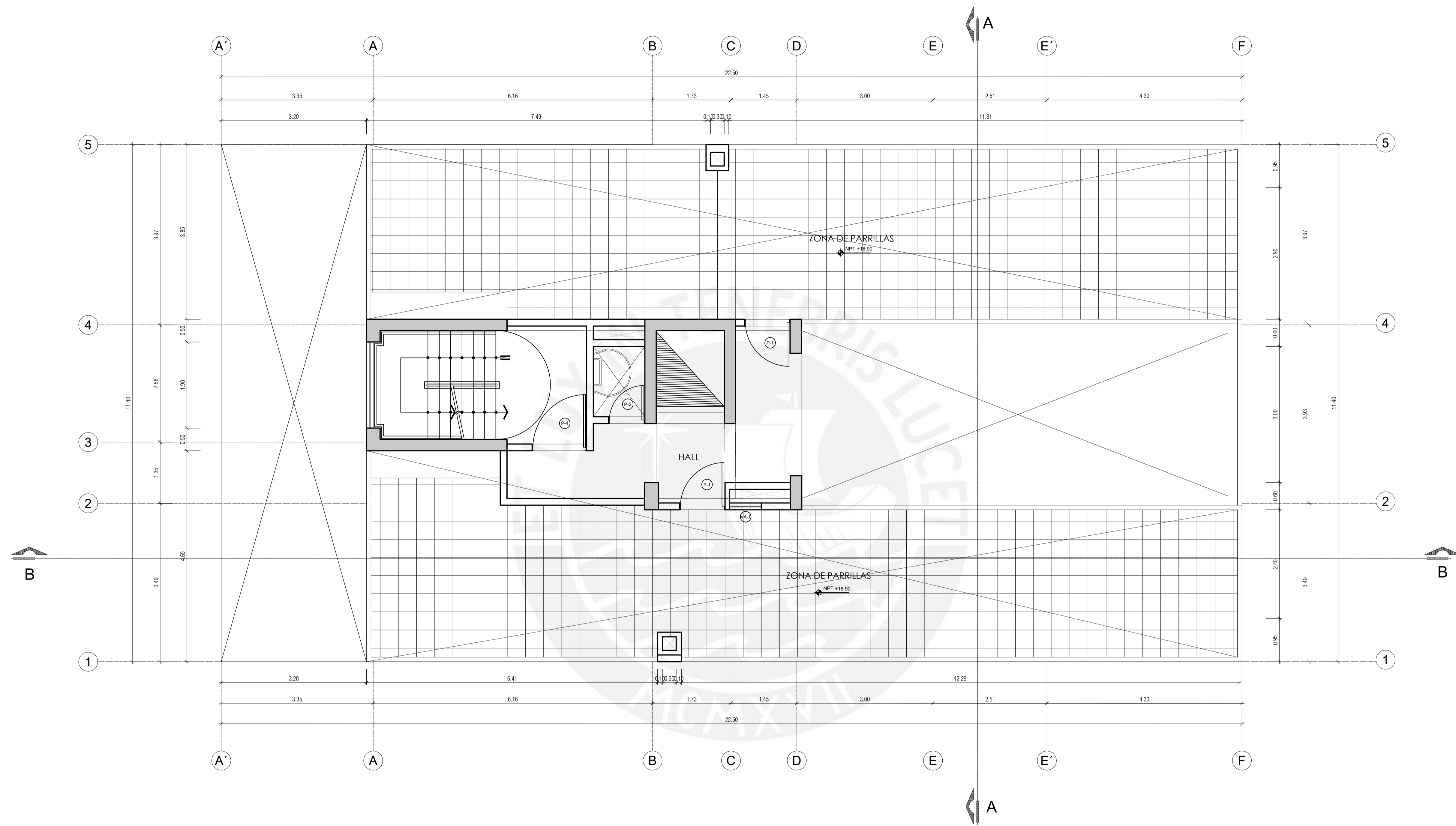
PLANTA 1ER PISO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	
PLANO: PLANTA 1ER PISO			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-01	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



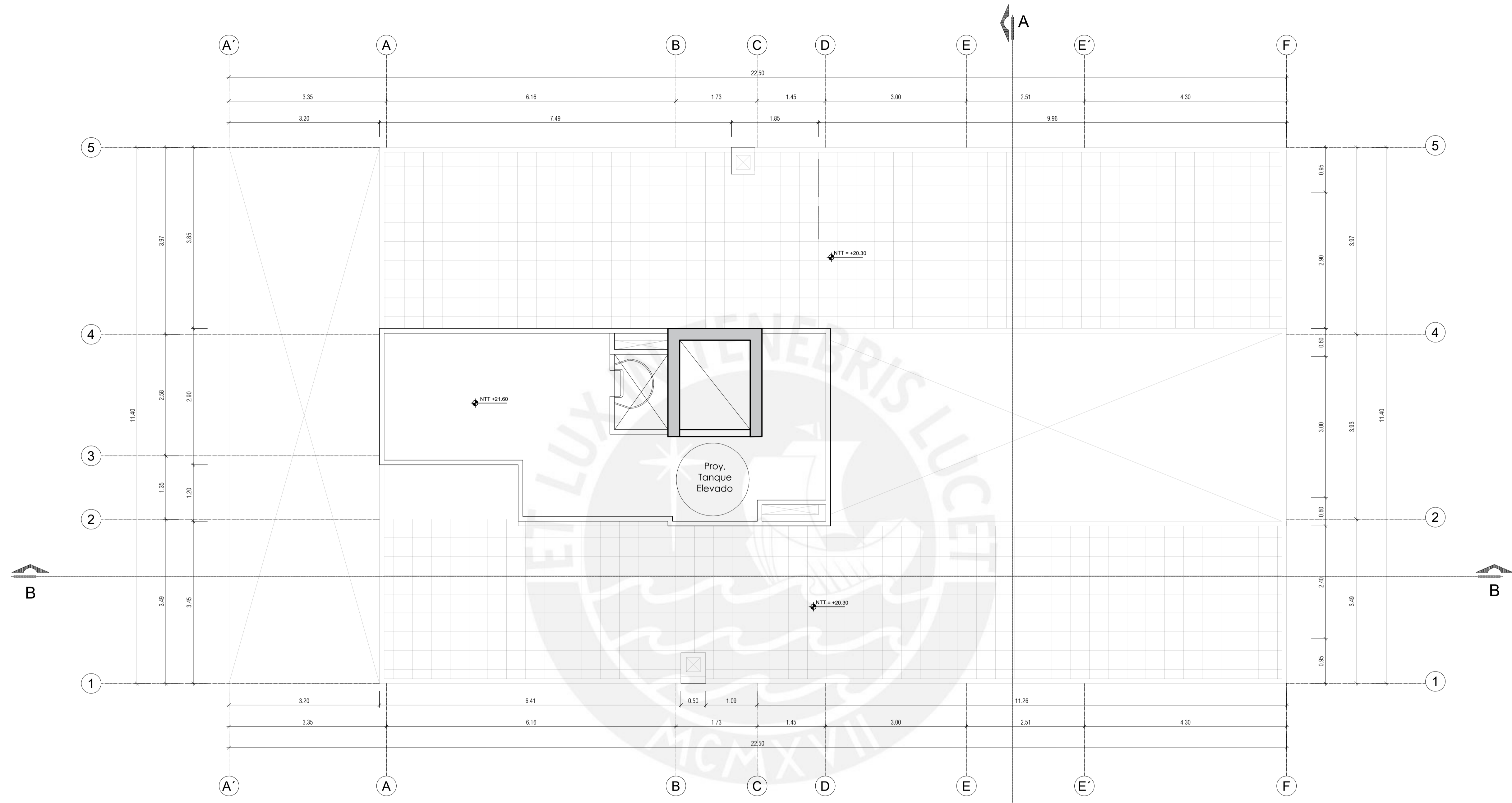
PLANTA TIPICA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	
	PLANO: PLANTA TIPICA		
	GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-02	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024



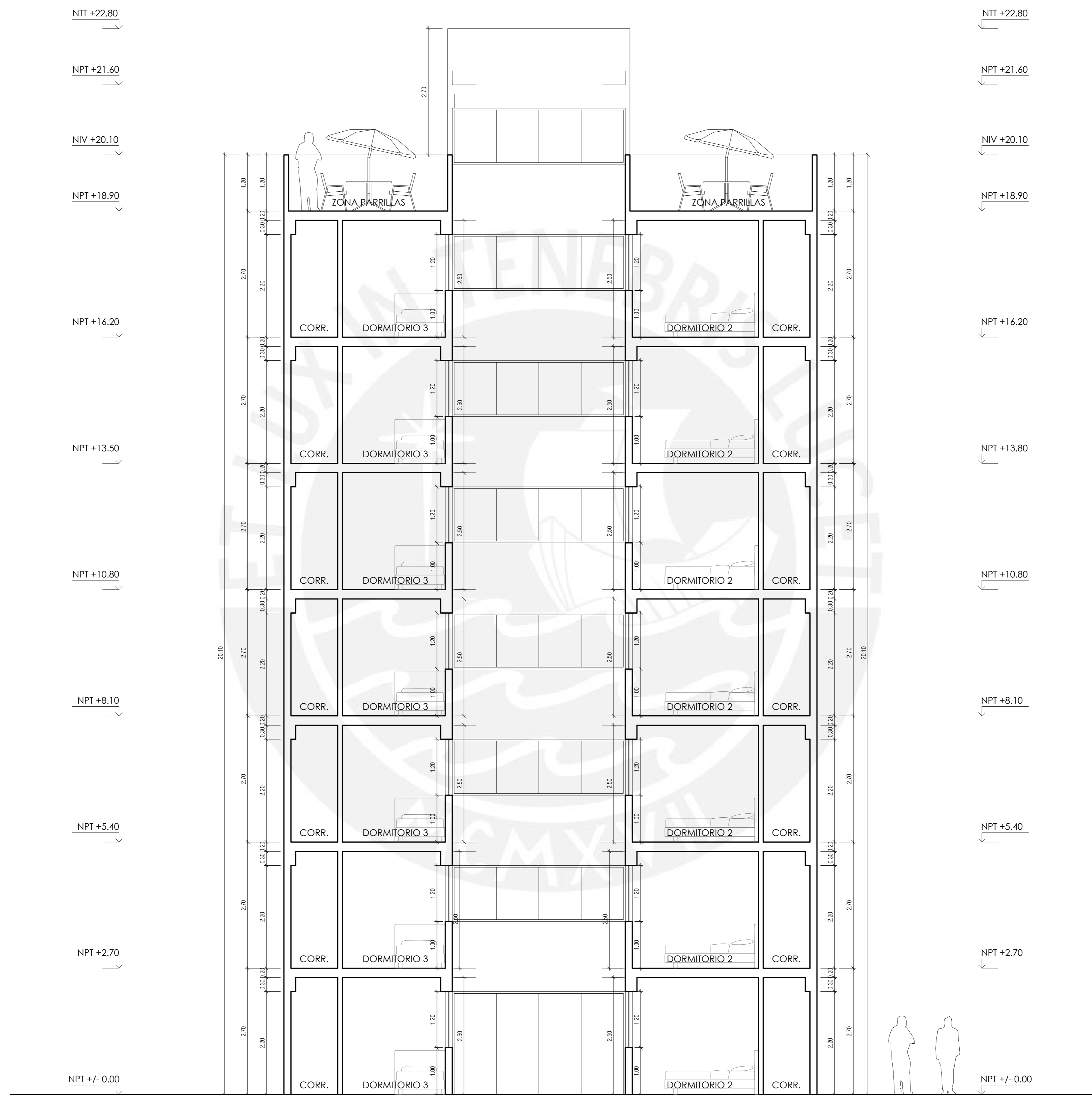
PLANTA AZOTEA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>	
	PLANO: <b>PLANTA AZOTEA</b>		
	GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-03	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024



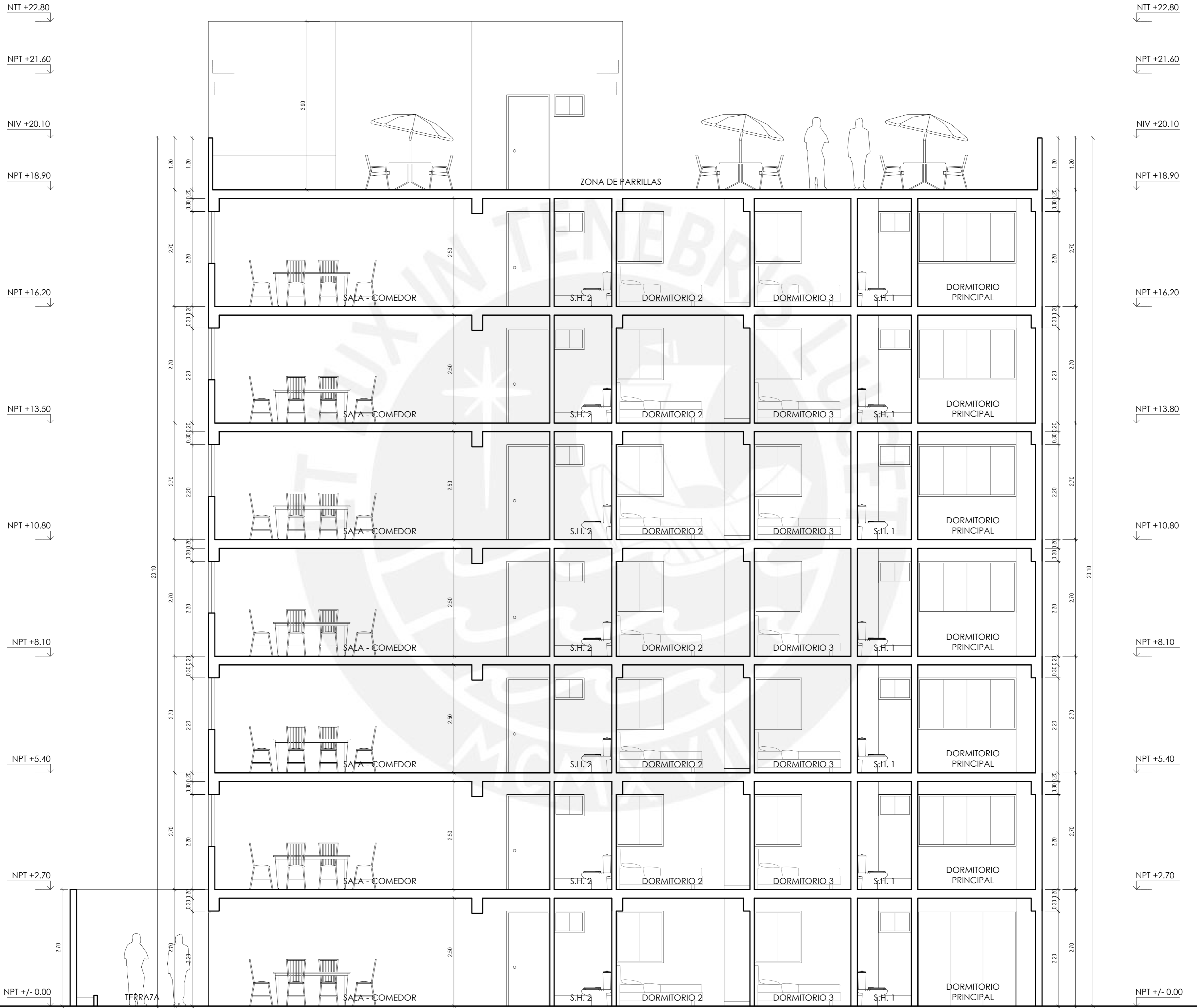
PLANTA TANQUE ELEVADO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>	
	PLANO: <b>PLANTA TANQUE ELEVADO</b>		
	GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-04	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024



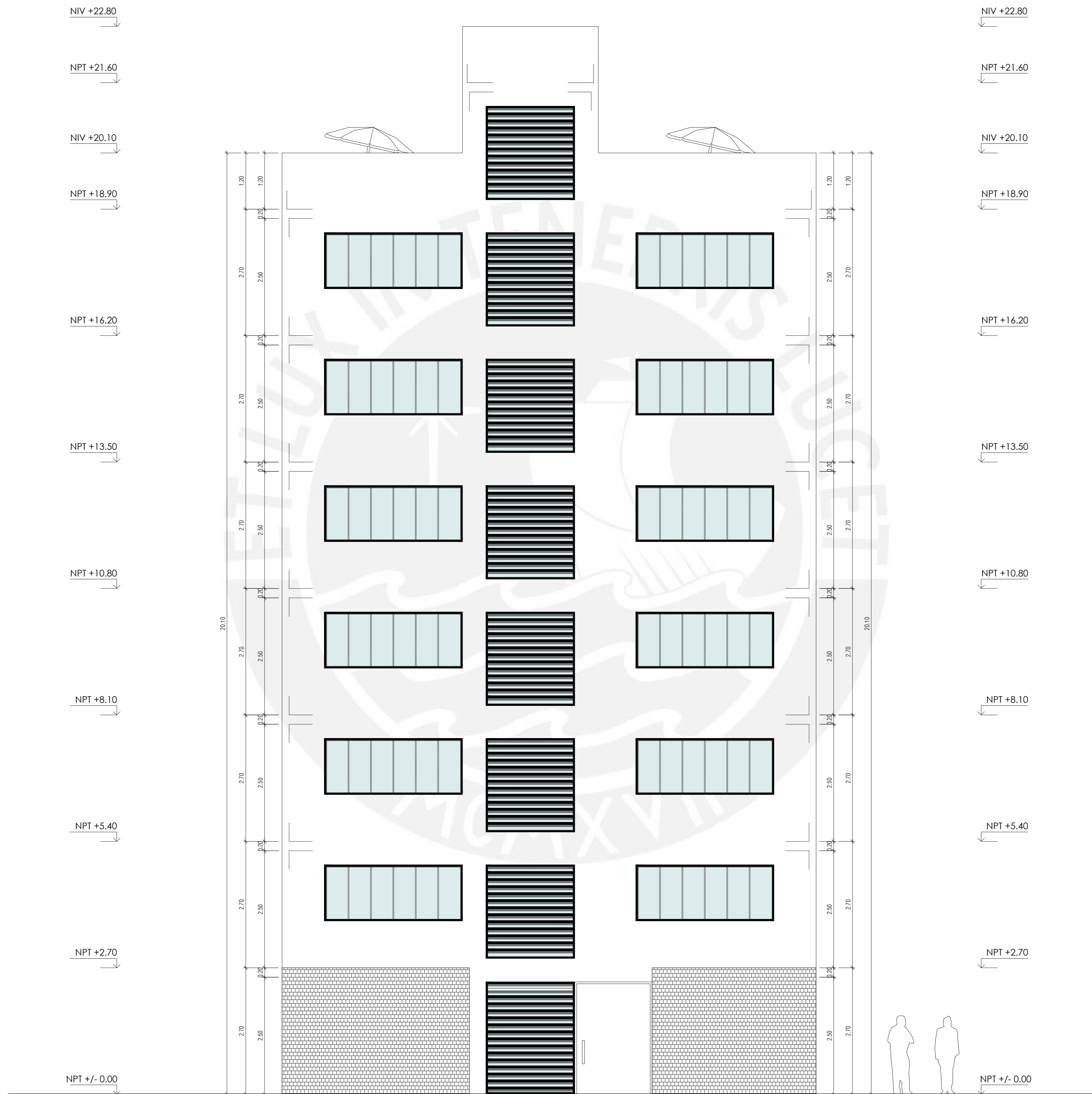
CORTE A-A

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>	
	PLANO: <b>CORTE A-A</b>		
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-05	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



# CORTE B-B

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405		PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>
		PLANO: <b>CORTE B-B</b>	
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-06	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



ELEVACIÓN 01

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ARQUITECTURA</b>	
	PLANO: <b>ELEVACIÓN 01</b>		
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: A-07	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO ARMADO**  
 FALSA ZAPATA Y SOLADO:  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$   
 RESTO:  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 USAR CEMENTO TIPO I  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**REQUERIMIENTOS**  
 ZAPATA SOBRE SUELO: 7 cm.  
 ZAPATA SOBRE SOLADOS: 5 cm.  
 COLUMNAS Y PLACAS: 4 cm.  
 VIGAS PERALZADAS: 4 cm.  
 LOSA DE TECHO: 2.5 cm.  
 COLUMNETAS: 2 cm.

**PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES**

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:  $R_{wo} = 6$  MUROS ESTRUCTURALES  $R_{yo} = 7$  DUAL

b) PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:  $T = 0.36 \text{ seg.}$ ,  $T_y = 0.22 \text{ seg.}$

c) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:  
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4):  $Z = 0.45$   
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1):  $S = 1.00$   $T_p = 0.4 \text{ seg.}$   $T_L = 2.5 \text{ seg.}$   
 - FACTOR DE USO (CATEGORÍA C):  $U = 1$   
 - FACTOR DE REDUCCIÓN:  $R_e = 5.4$   $R_y = 6.3$

d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE:  
 - DIRECCIÓN X:  $V_x = 349.43 \text{ Ton}$   
 - DIRECCIÓN Y:  $V_y = 191.99 \text{ Ton}$

e) DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS:  $D_x = 4.7 \text{ cm.}$   $D_y = 9.2 \text{ cm.}$   
 f) DERIVAS:  $D_x/h = 0.022$ ,  $D_y/h = 0.055$

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE LOS CILINDROS A LOS 28 DIAS, (f <sub>c</sub> )	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
FALSA ZAPATA (CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm <sup>2</sup>	6"	4"
CIMENTOS CORRIDOS (CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	175 kg/cm <sup>2</sup>	4"	4"
SOBRECIMENTOS	210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATA DE PLACAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATA DE COLUMNAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
PLACAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACION	210 kg/cm <sup>2</sup>	—	—
VIGAS Y LOSAS DE TECHO	210 kg/cm <sup>2</sup>	—	—
COLUMNETAS DE LA TABICERIA	175 kg/cm <sup>2</sup>	3/4"	4"
LOSA DE PISO EN PRIMER NIVEL (PAVIMENTO APOYADO SOBRE EL SUELO)	210 kg/cm <sup>2</sup>	3/4"	4"

**CONDICIONES DE CIMENTACION**

ESTRATO DE APOYO: GRAVA MEDIANTE COMPACTA (GP)

TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS

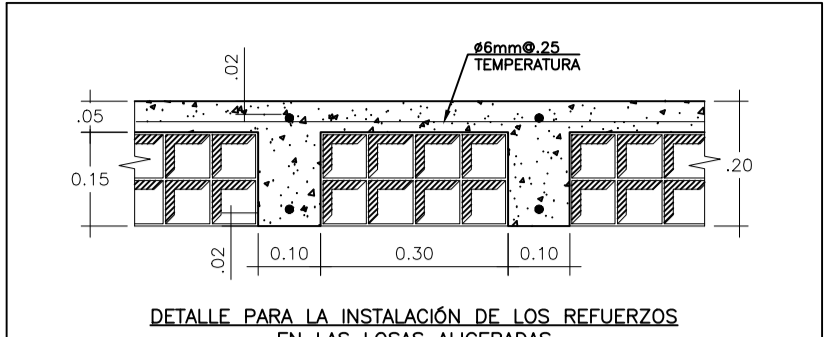
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: MINIMO COTA -1.50m RESPECTO DEL NIVEL DE LA CALLE

TIPO DE SUELO: S1

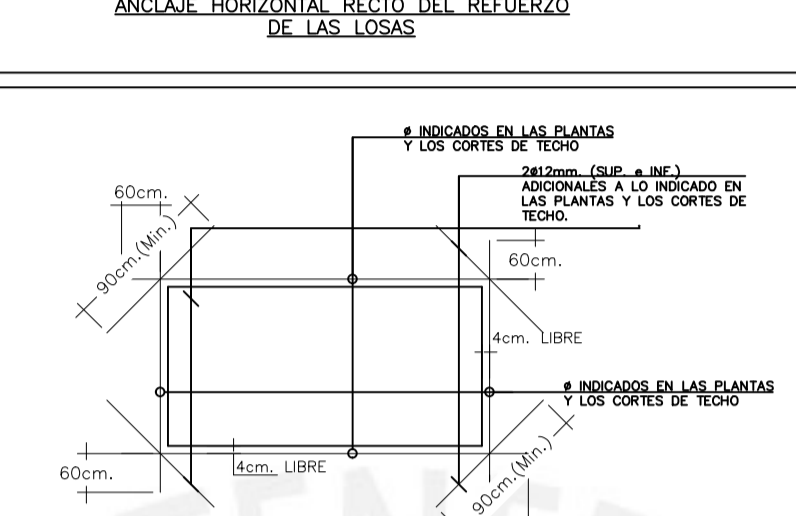
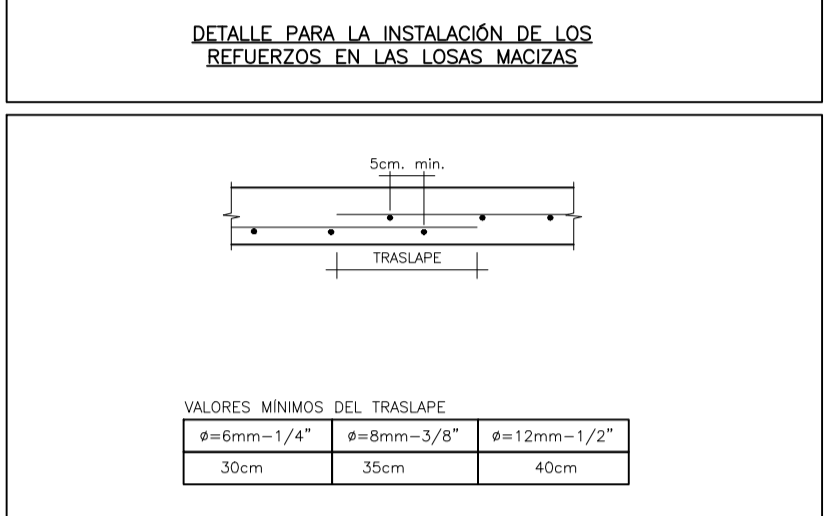
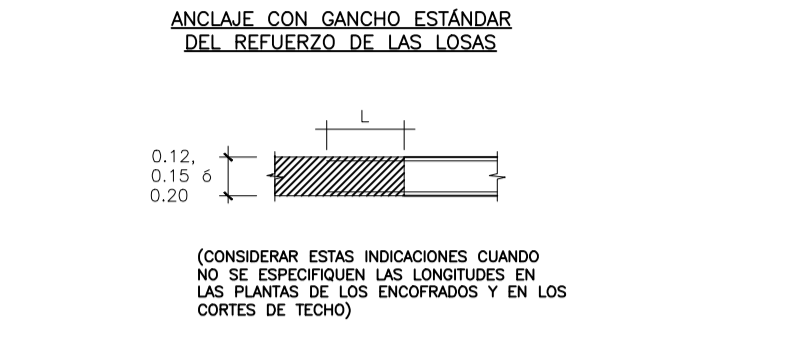
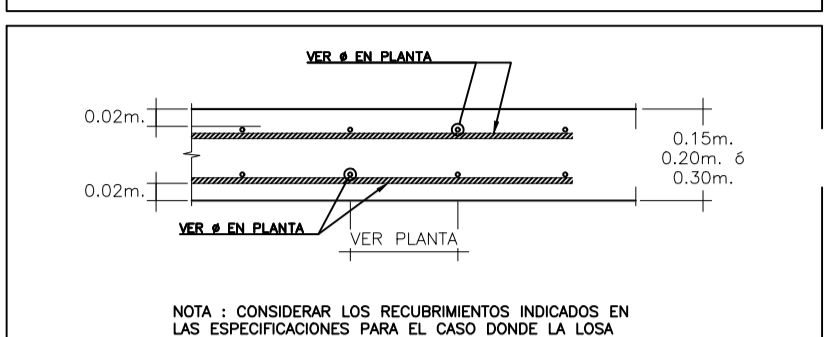
NAPA FREATICA: NO SE REGISTRA

PRESION ADMISIBLE: 4 Kg/cm<sup>2</sup>

**DETALLES TÍPICOS PARA LAS LOSAS**



φ	L(m)
3/8"-8mm	.40
1/2"-12mm	.50
5/8"	.70
3/4"	.80



**DETALLES TÍPICOS PARA LAS VIGAS**

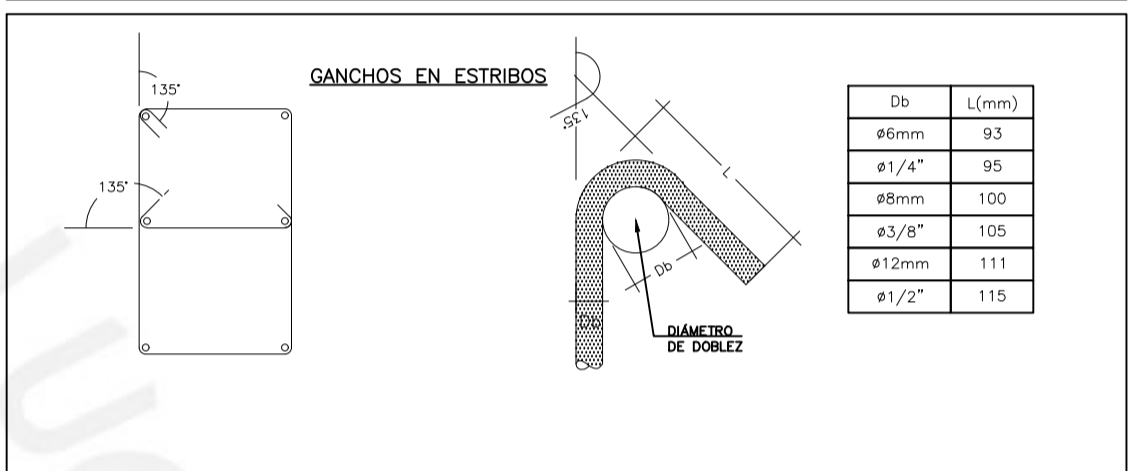
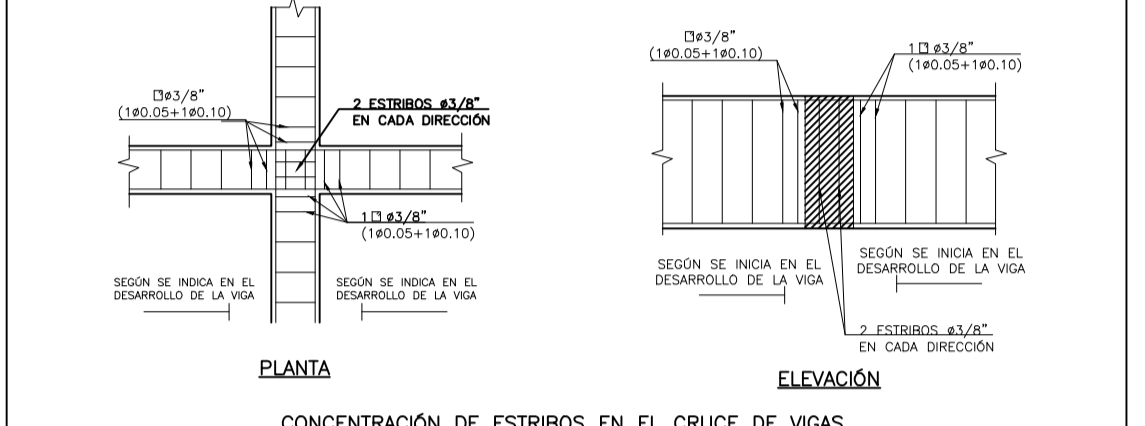


**VALORES DE "a" (m)**

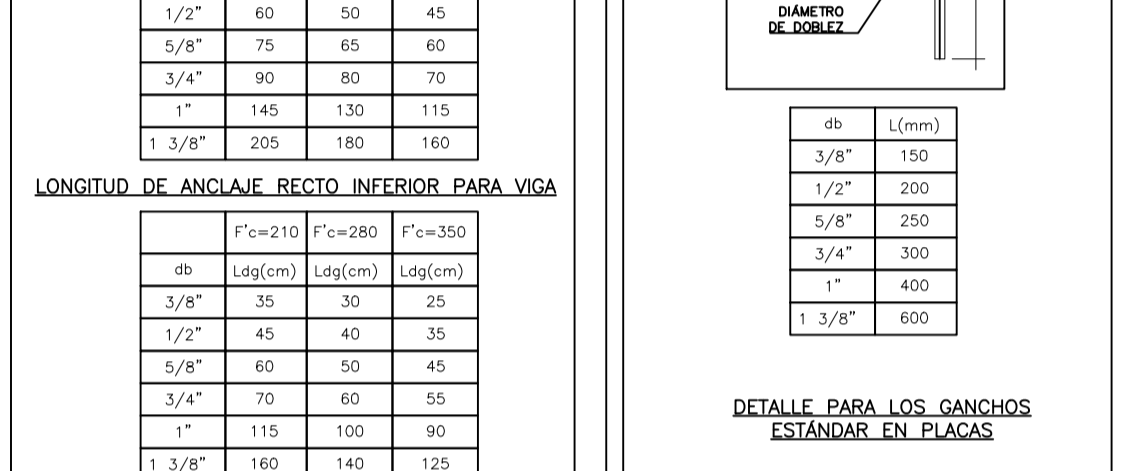
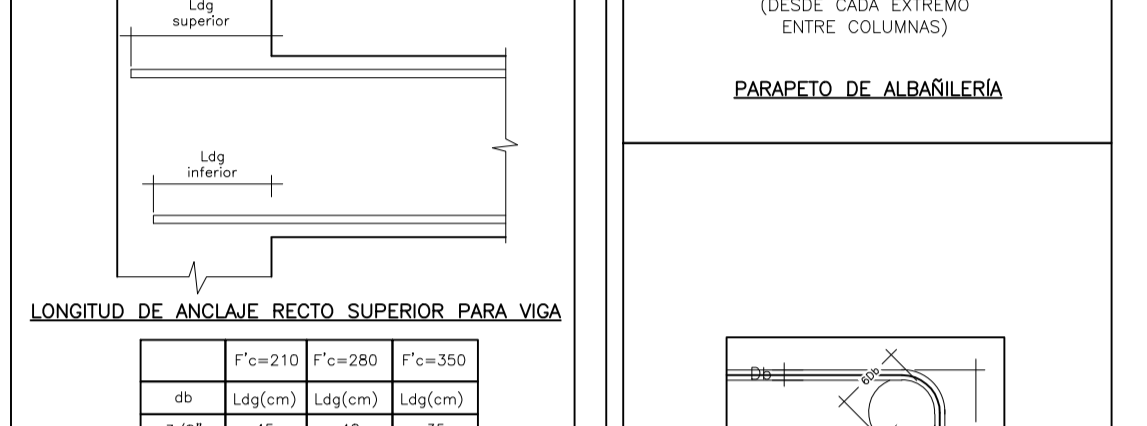
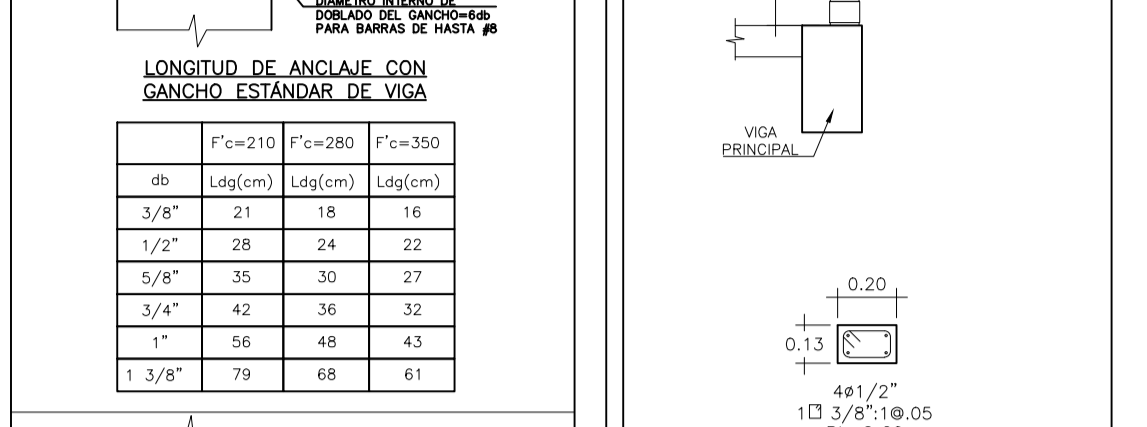
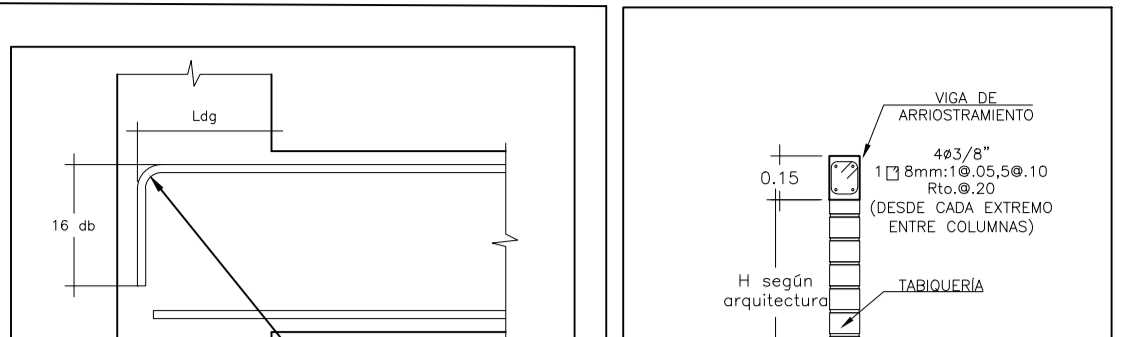
φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"-8mm	0.45	0.60
1/2"-12mm	0.60	0.95
5/8"	0.75	1.15
3/4"	0.90	1.30

**EMPALME DEL REFUERZO EN LAS VIGAS**

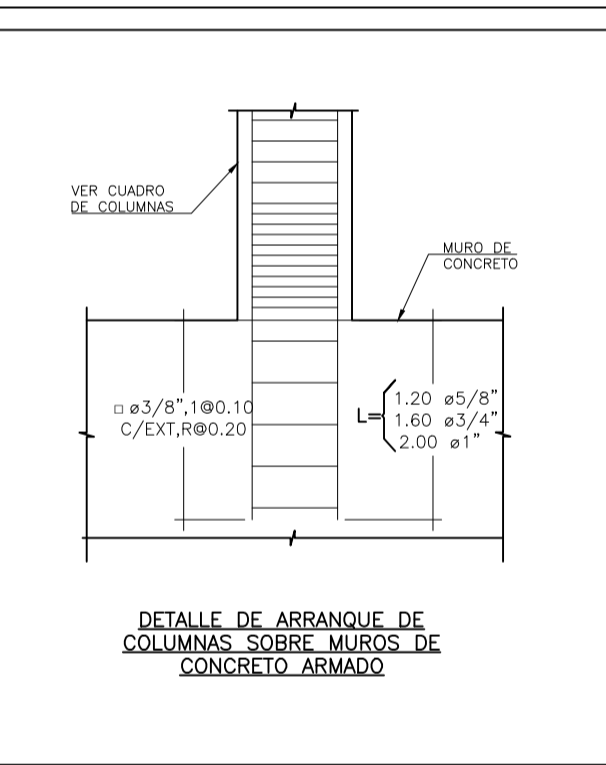
NOTA:  
 1.-EMPALMAR COMO MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN Y TRAMO DE VIGA.  
 2.-EN CASO DE TRASLAPAR FUERA DE LAS ZONAS PERMITIDAS, LAS LONGITUDES DE TRASLAPE SE MULTIPLICARÁN POR EL FACTOR 1.5



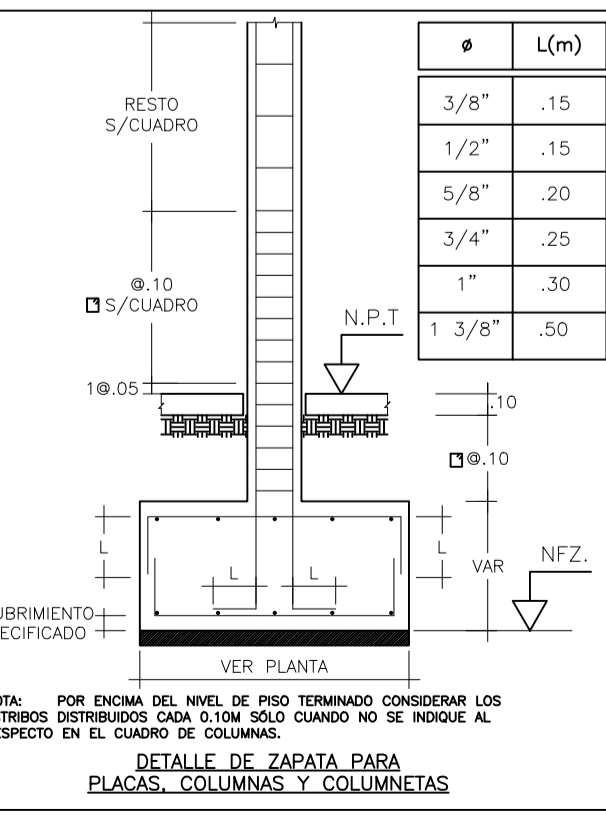
**DETALLES TÍPICOS VARIOS**



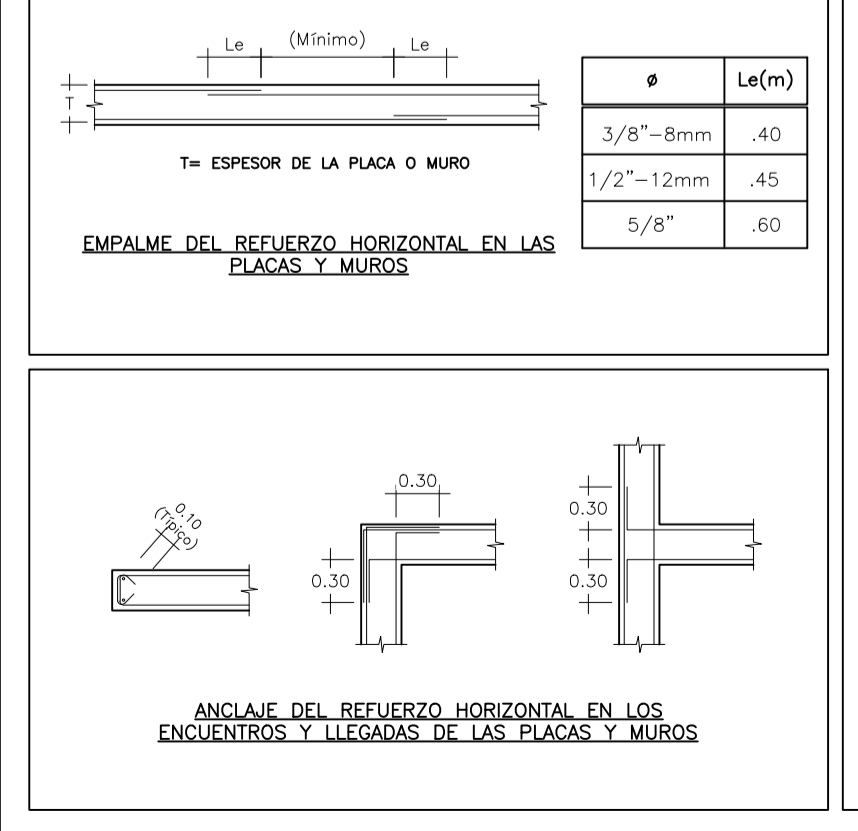
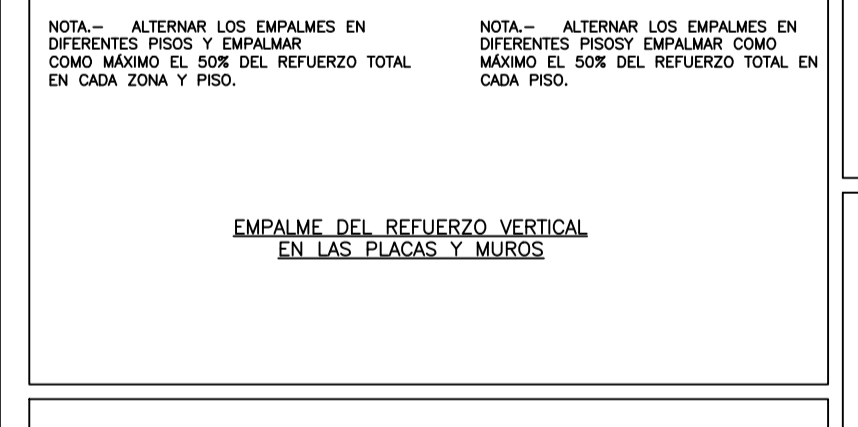
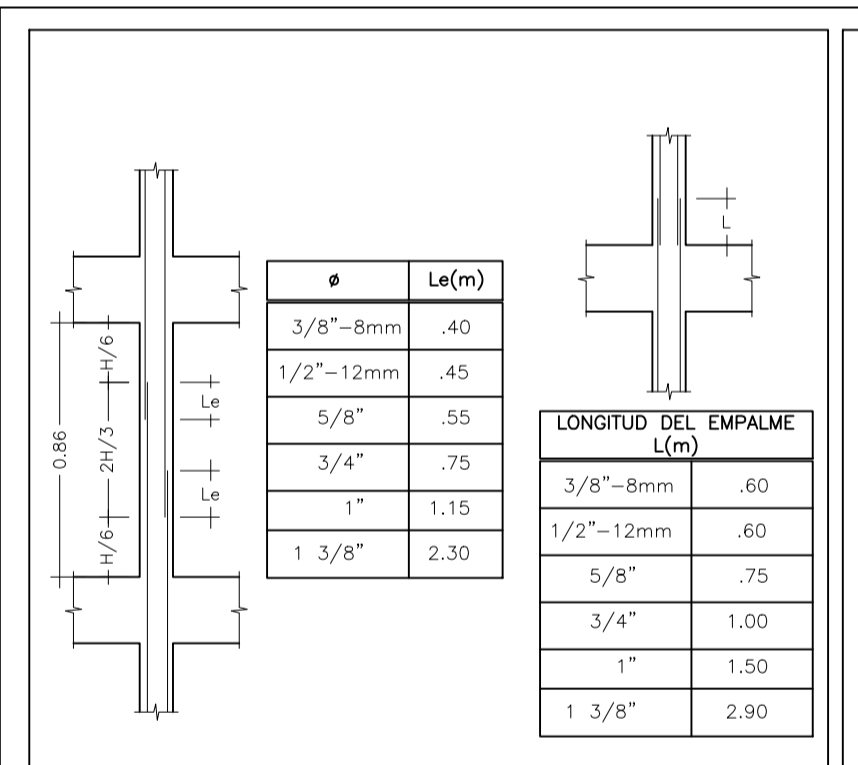
**DETALLES TÍPICOS PARA LA CIMENTACION**



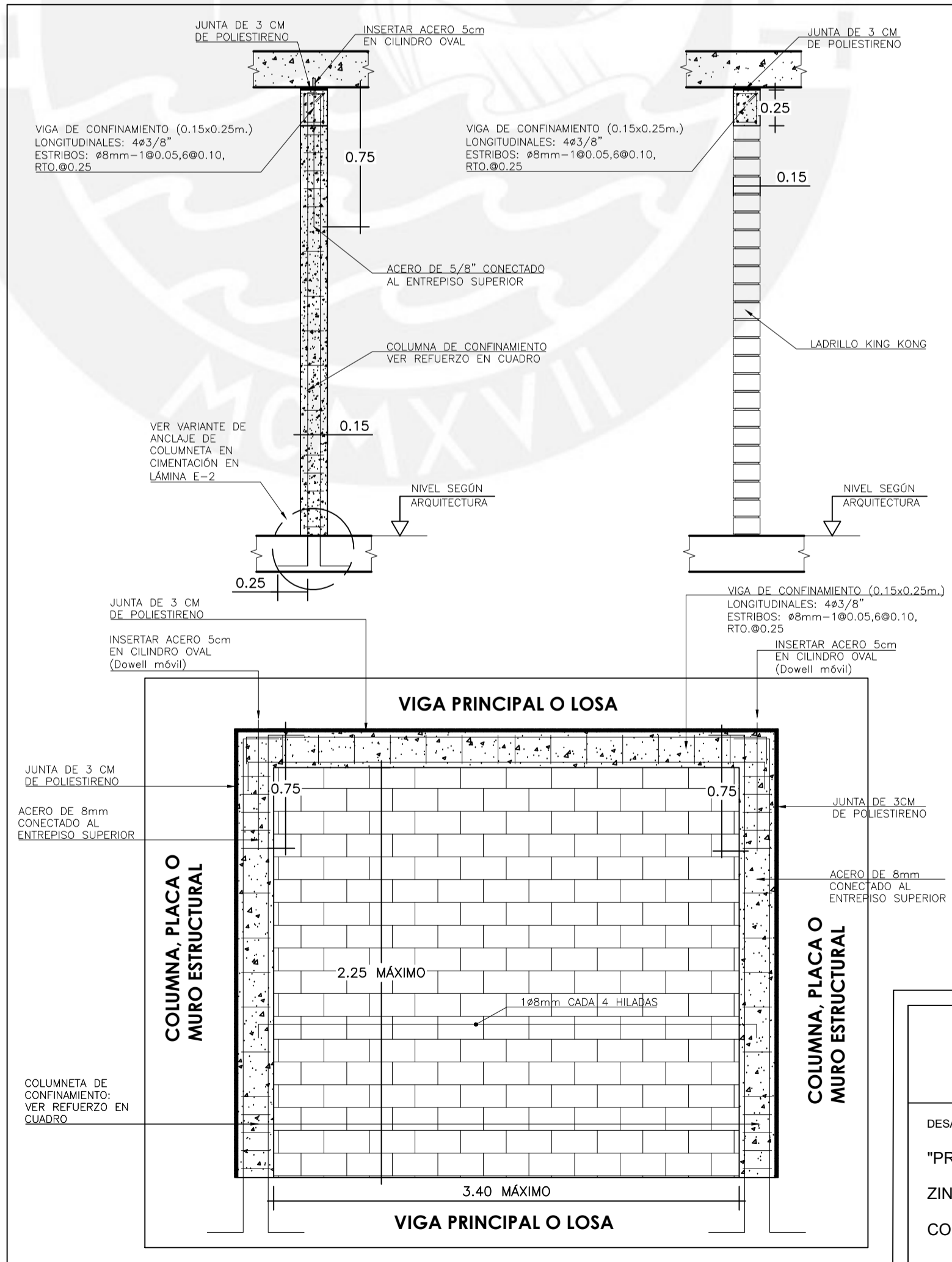
φ	L(m)
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1-3/8"	0.40



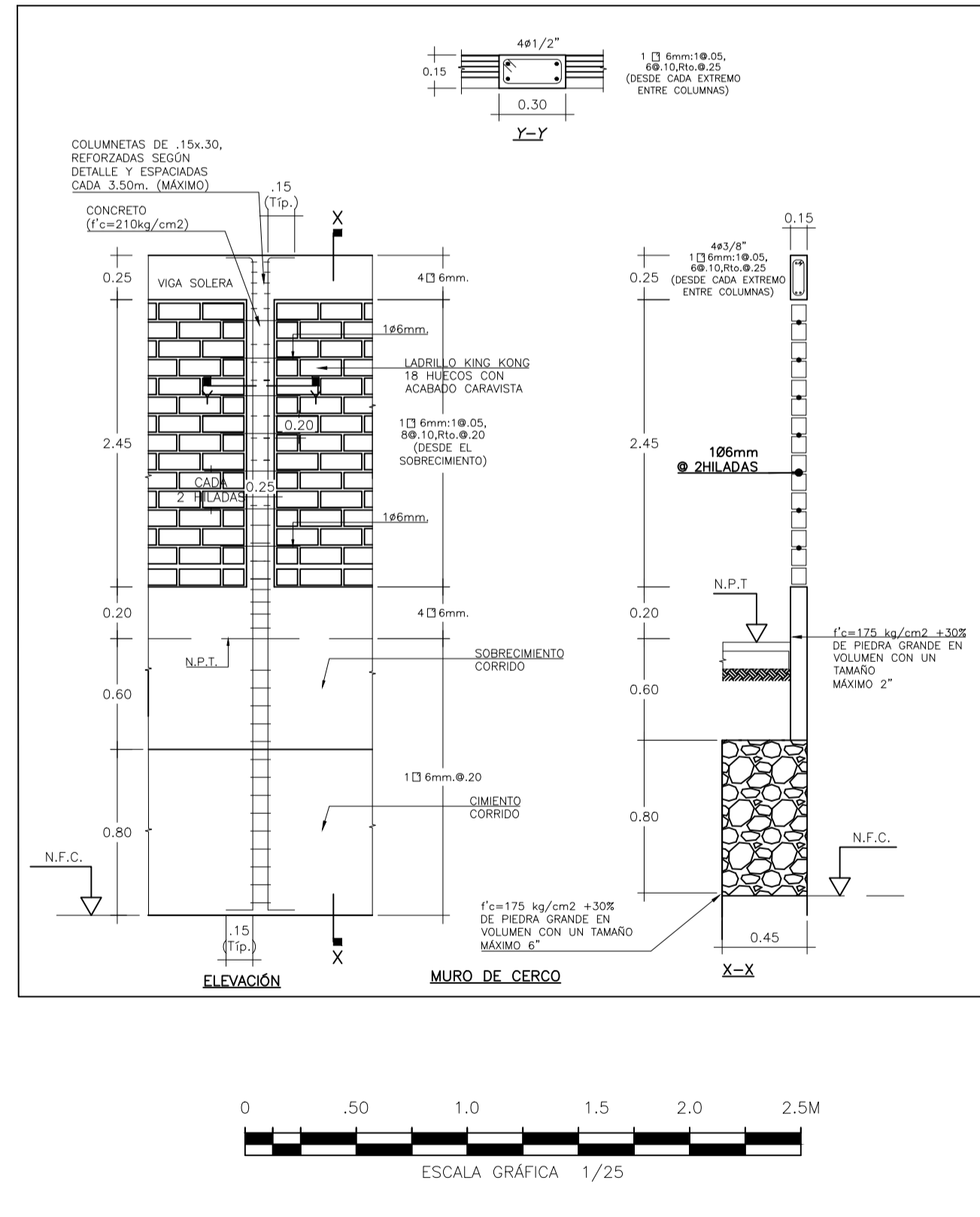
**DETALLES TÍPICOS PARA PLACAS Y MUROS**



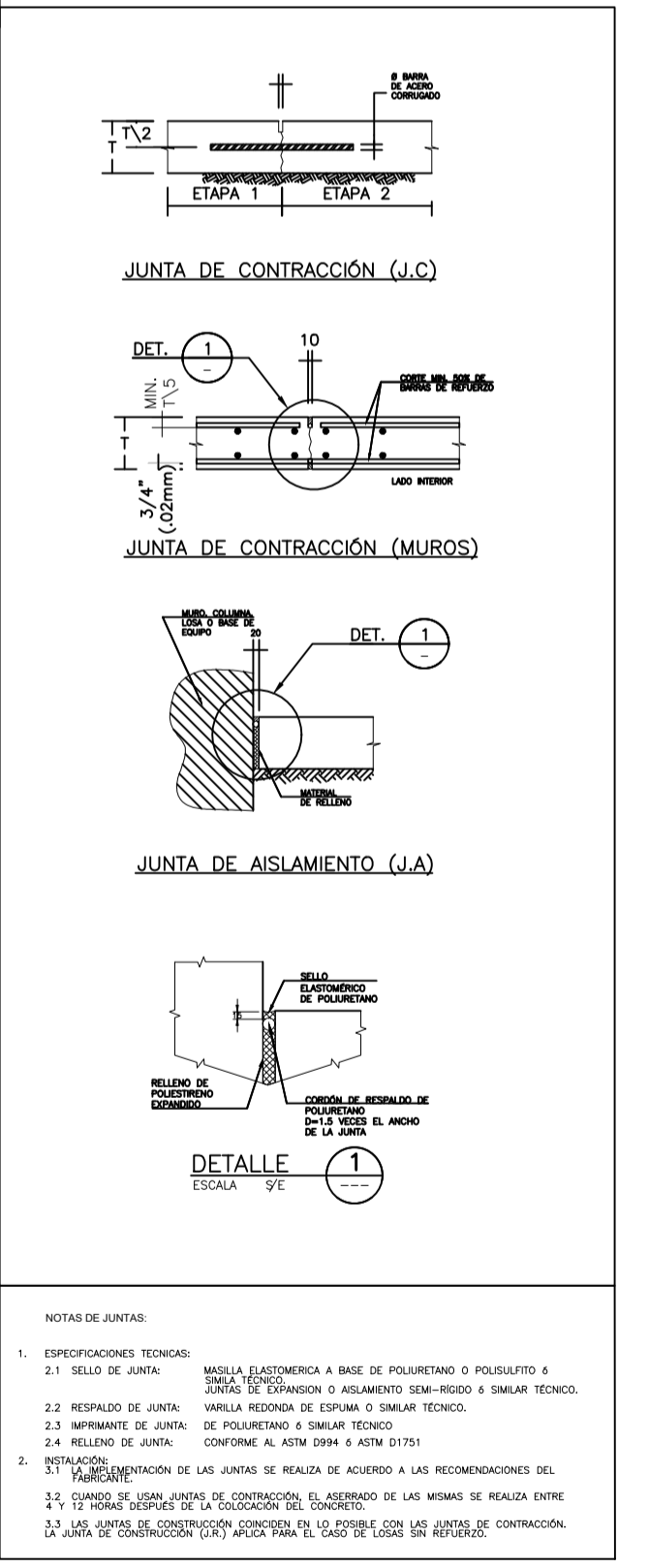
**DETALLES TÍPICOS PARA TABIQUES DE ALBAÑILERIA**



**DETALLES TÍPICOS PARA LOS MUROS DE CERCO**

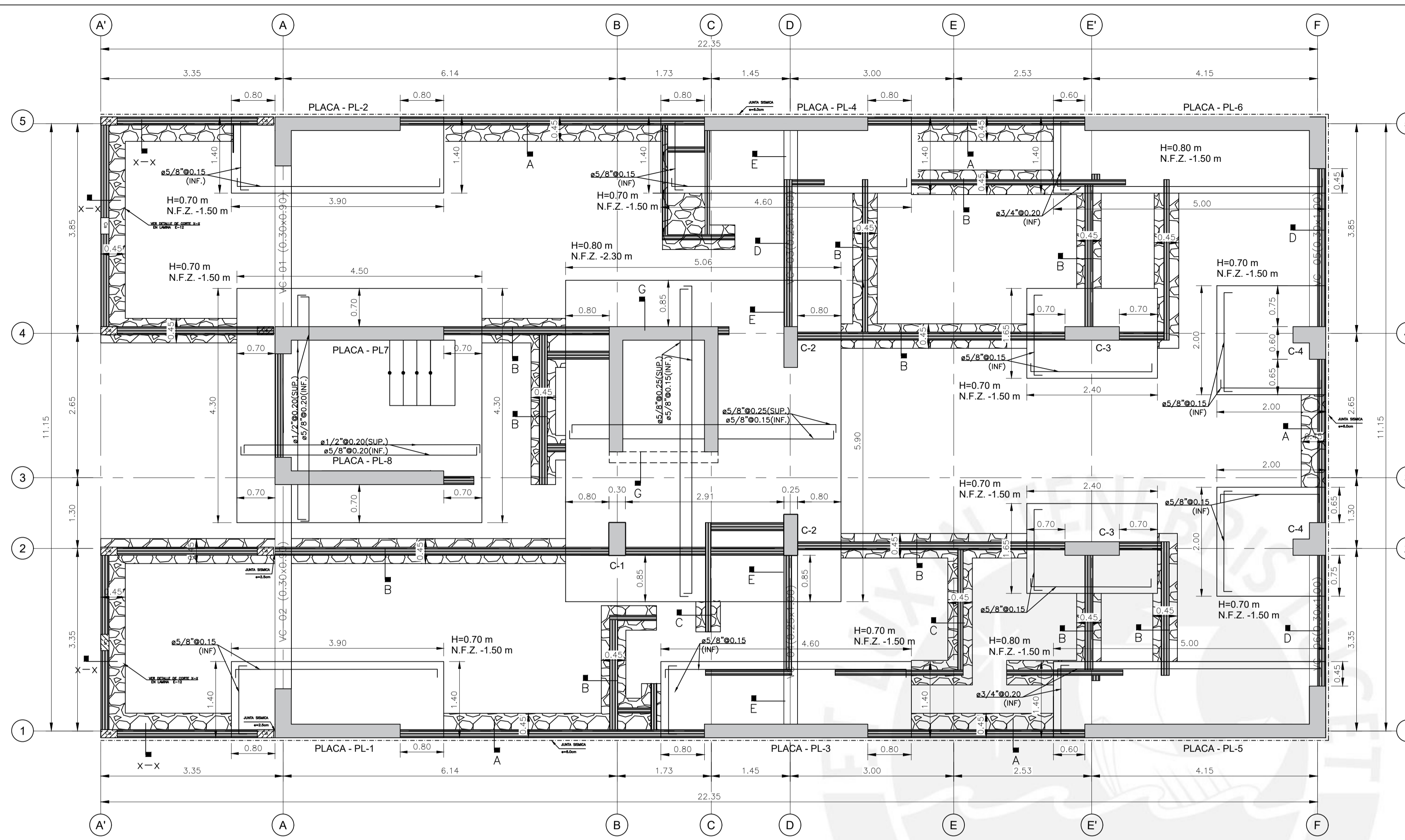


**DETALLES TÍPICOS DE JUNTAS**



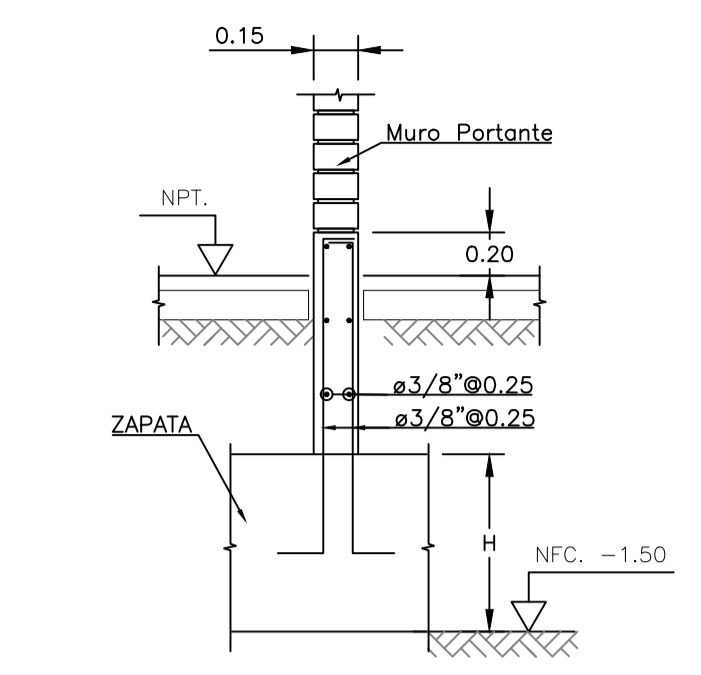
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISEP CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
PLANO: <b>DETALLES GENERALES</b>	GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024
LÁMINA: E-1	ESCALA: 1/25	

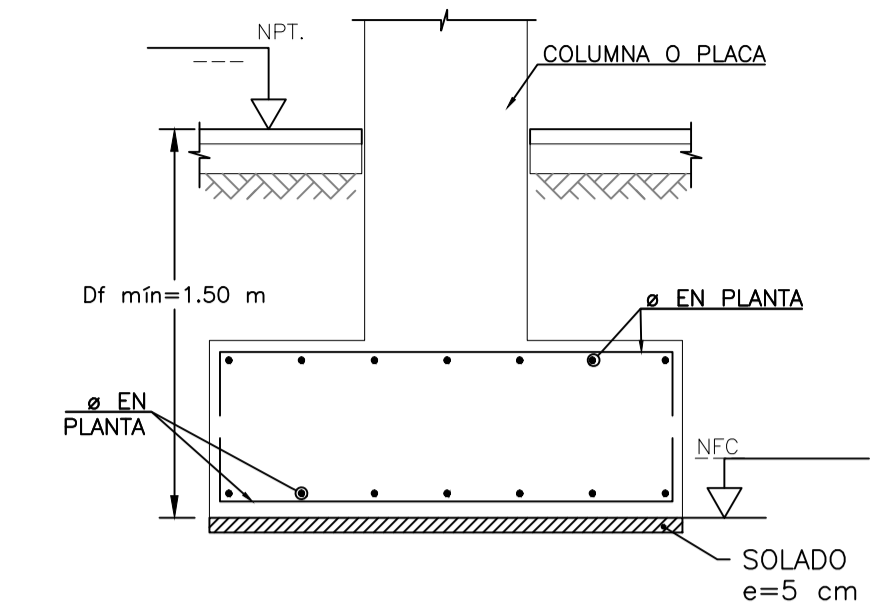


PLANTA DE CIMENTACIÓN  
ESCALA 1/50

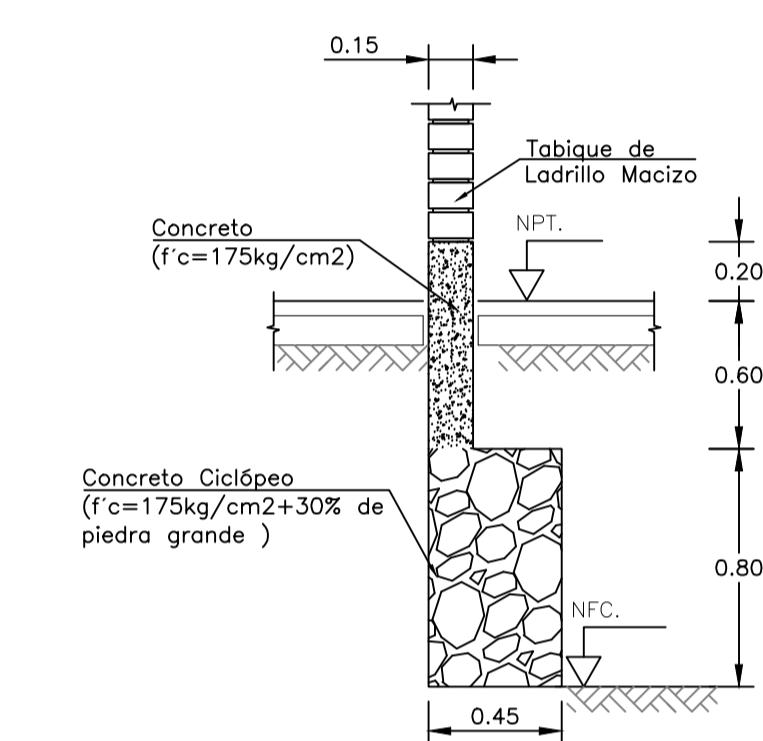
- SOBRECIMIENTO
- CIMENTO CORRIDO
- MURO BAJO DE CONCRETO ARMADO
- COLUMNETA



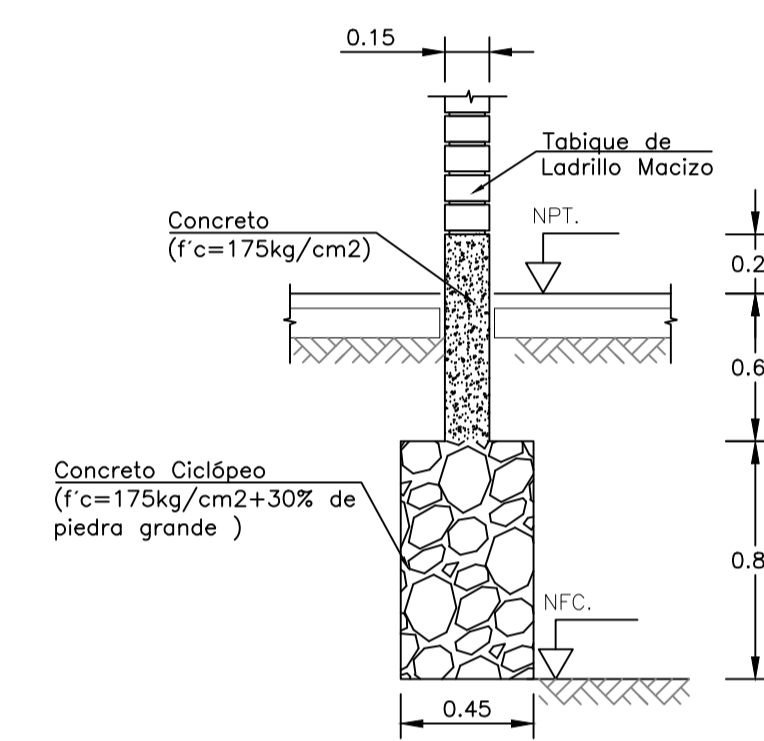
DETALLE TÍPICO DE SOBRECIMIENTO EN ZAPATAS  
ESCALA 1/25



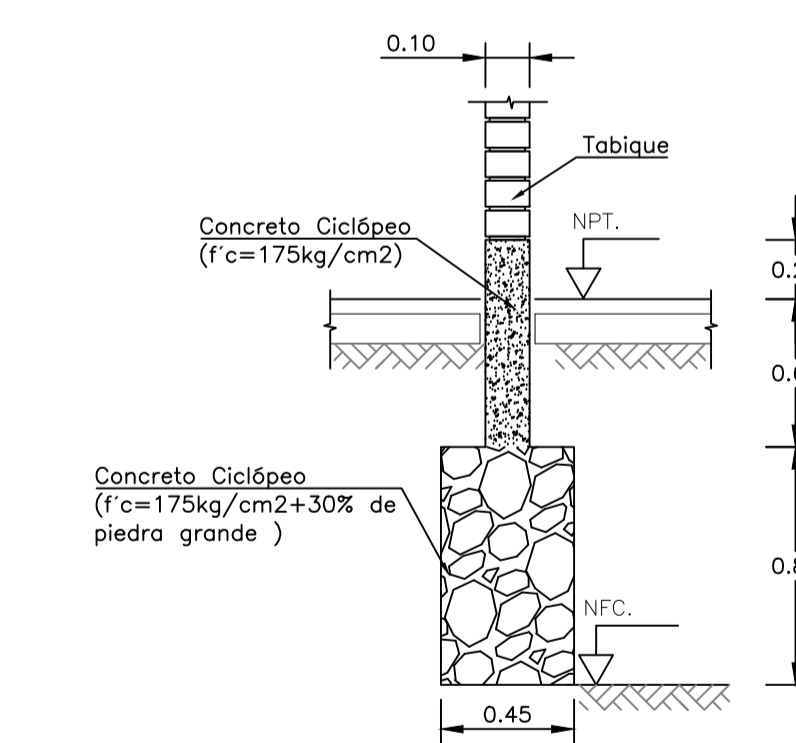
DETALLE TÍPICO DE ZAPATA  
ESCALA 1/25



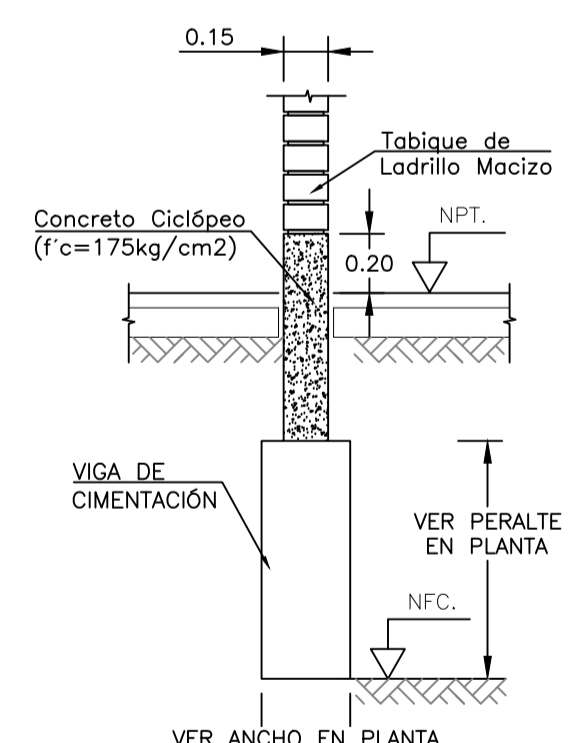
CORTE A-A  
ESCALA 1/25



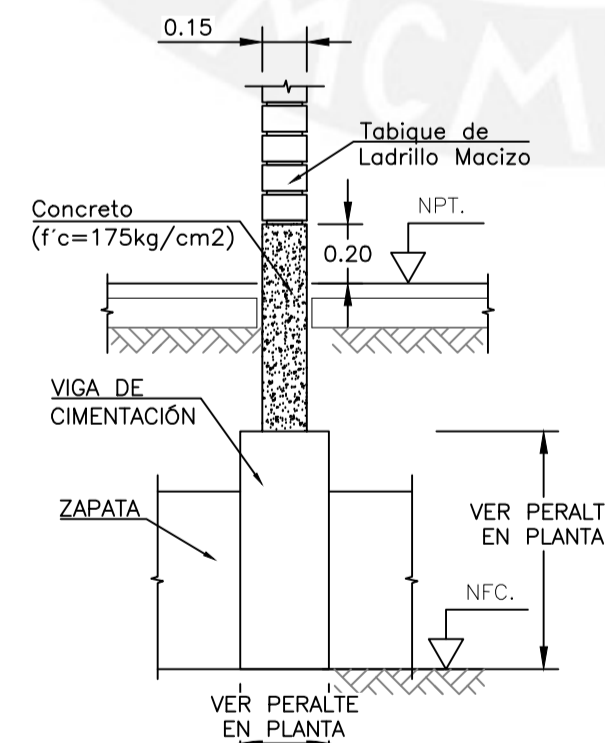
CORTE B-B  
ESCALA 1/25



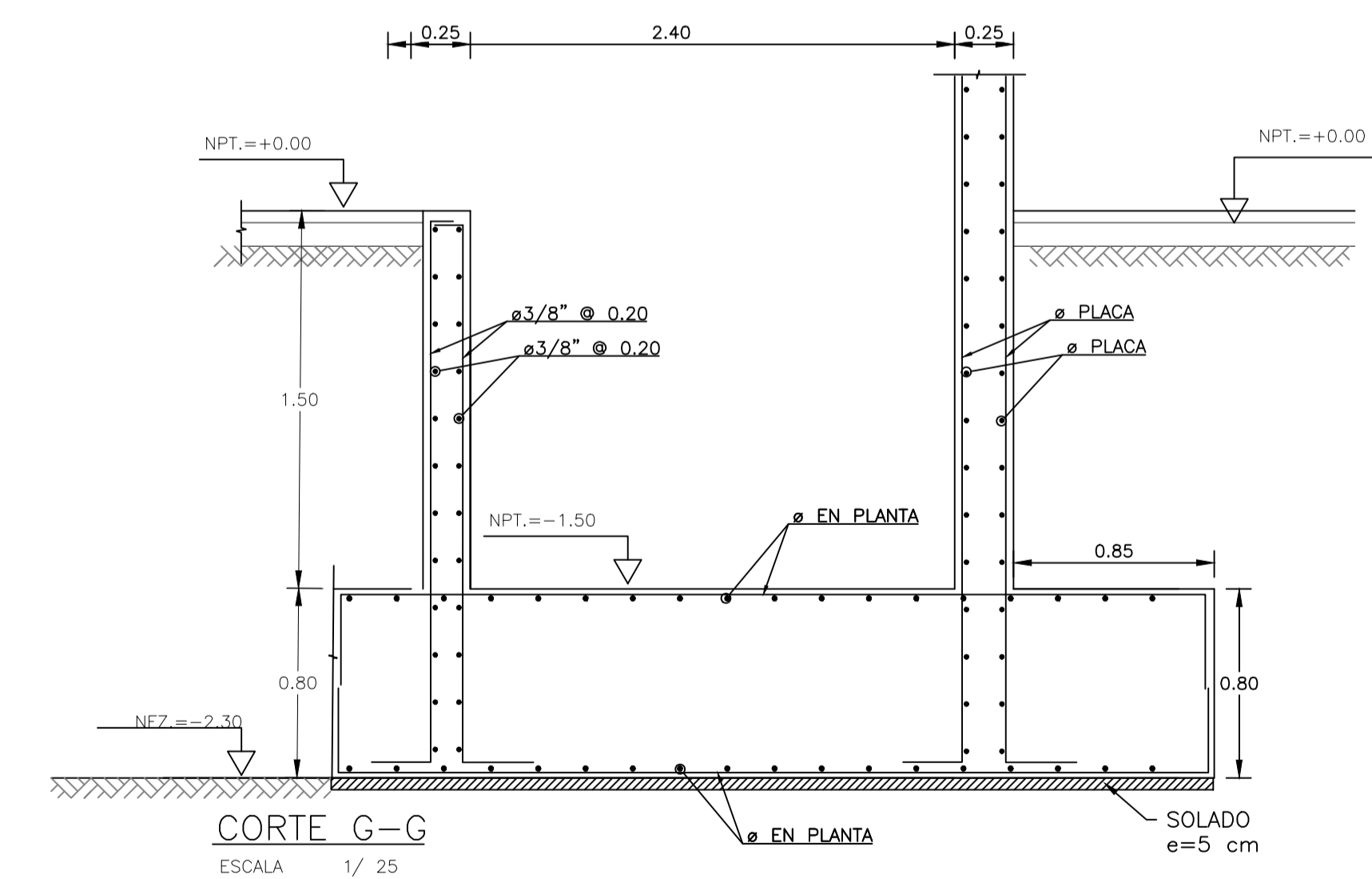
CORTE C-C  
ESCALA 1/25



CORTE D-D  
ESCALA 1/25

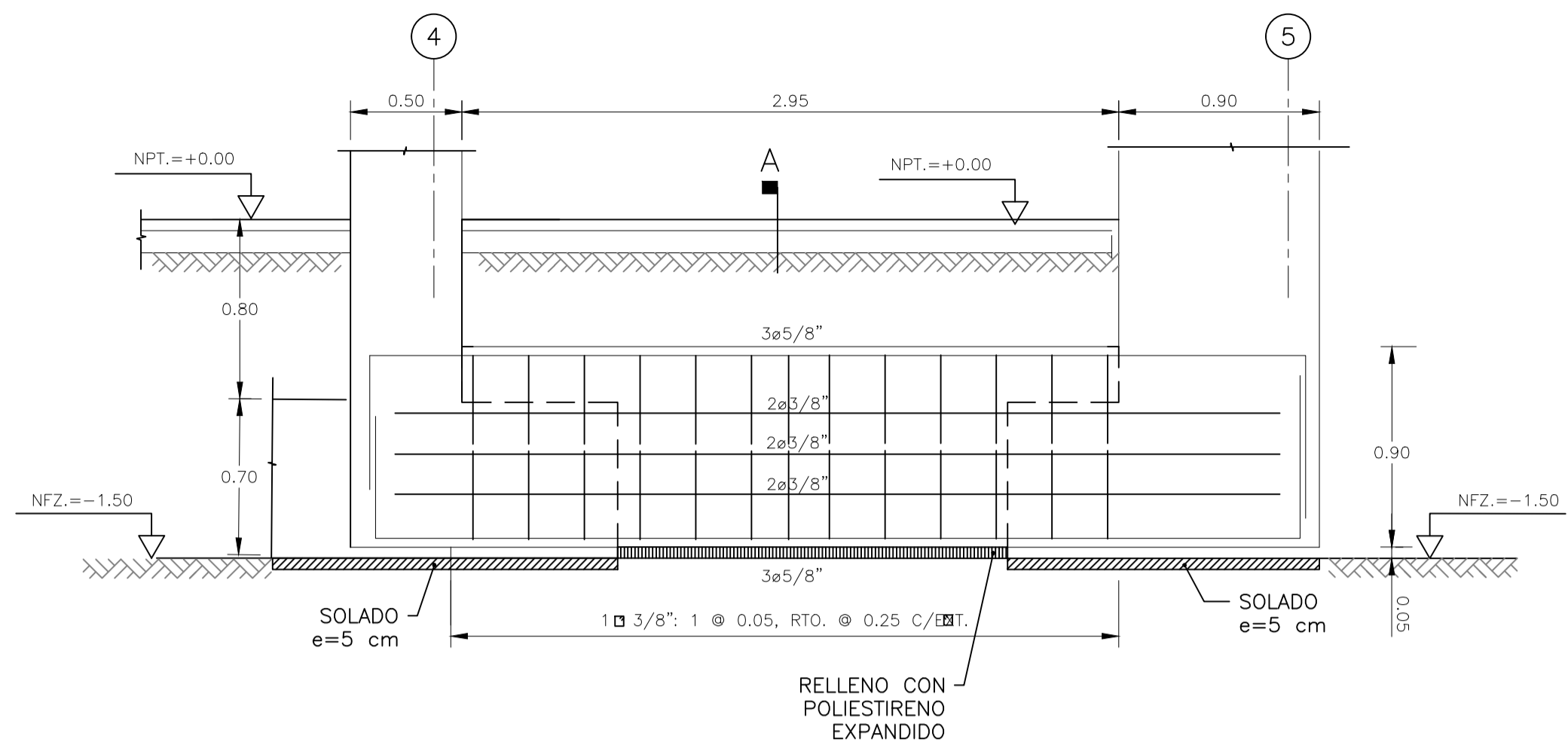


CORTE F-F  
ESCALA 1/25

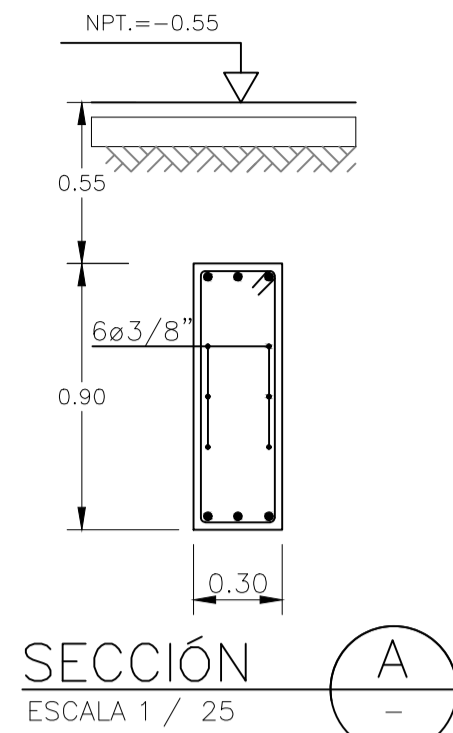


CORTE G-G  
ESCALA 1/25

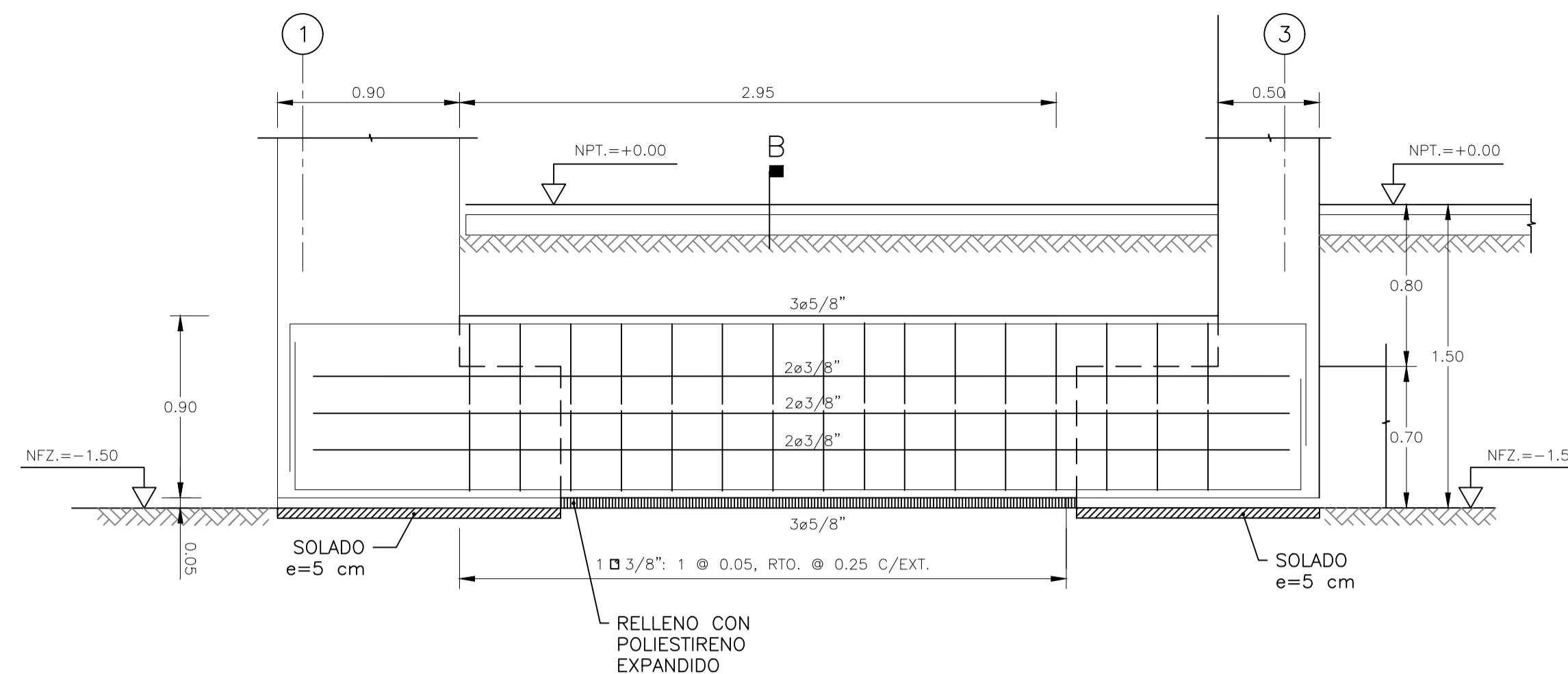
<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>	
PLANO: <b>PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES</b>			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-02	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



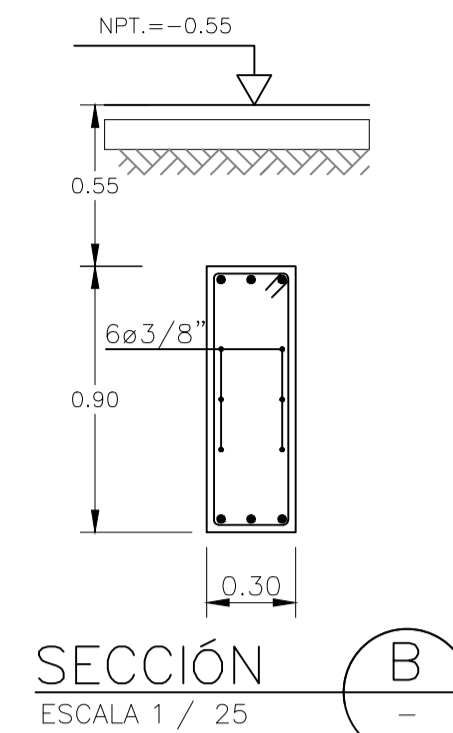
VC-01 (0.30x0.90)  
1/25 ESCALA



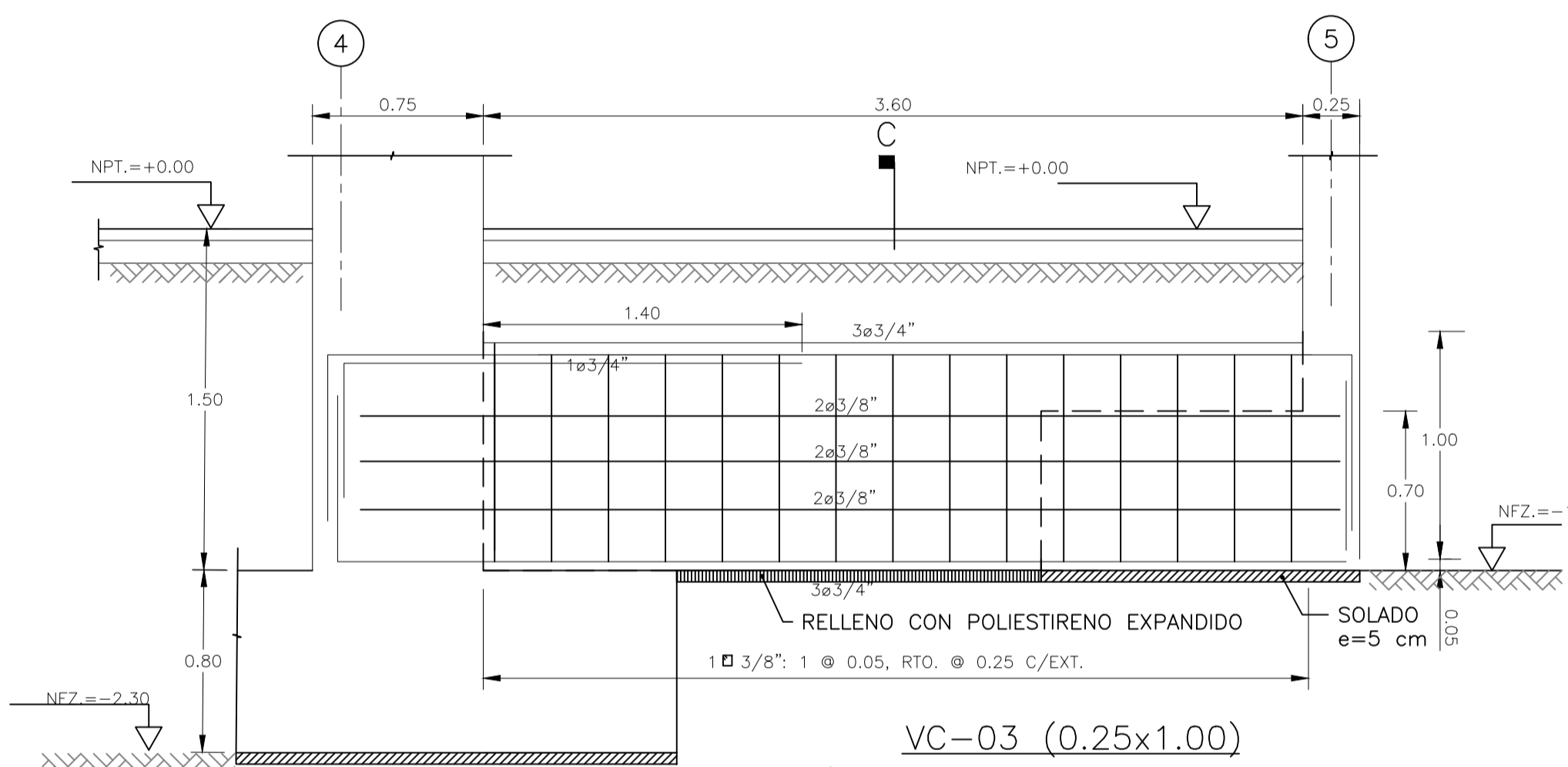
SECCIÓN A  
ESCALA 1/25



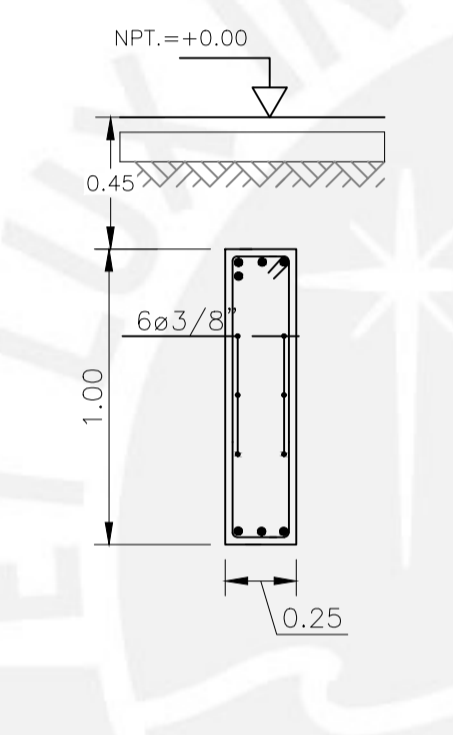
VC-02 (0.30x0.90)  
ESCALA 1/25



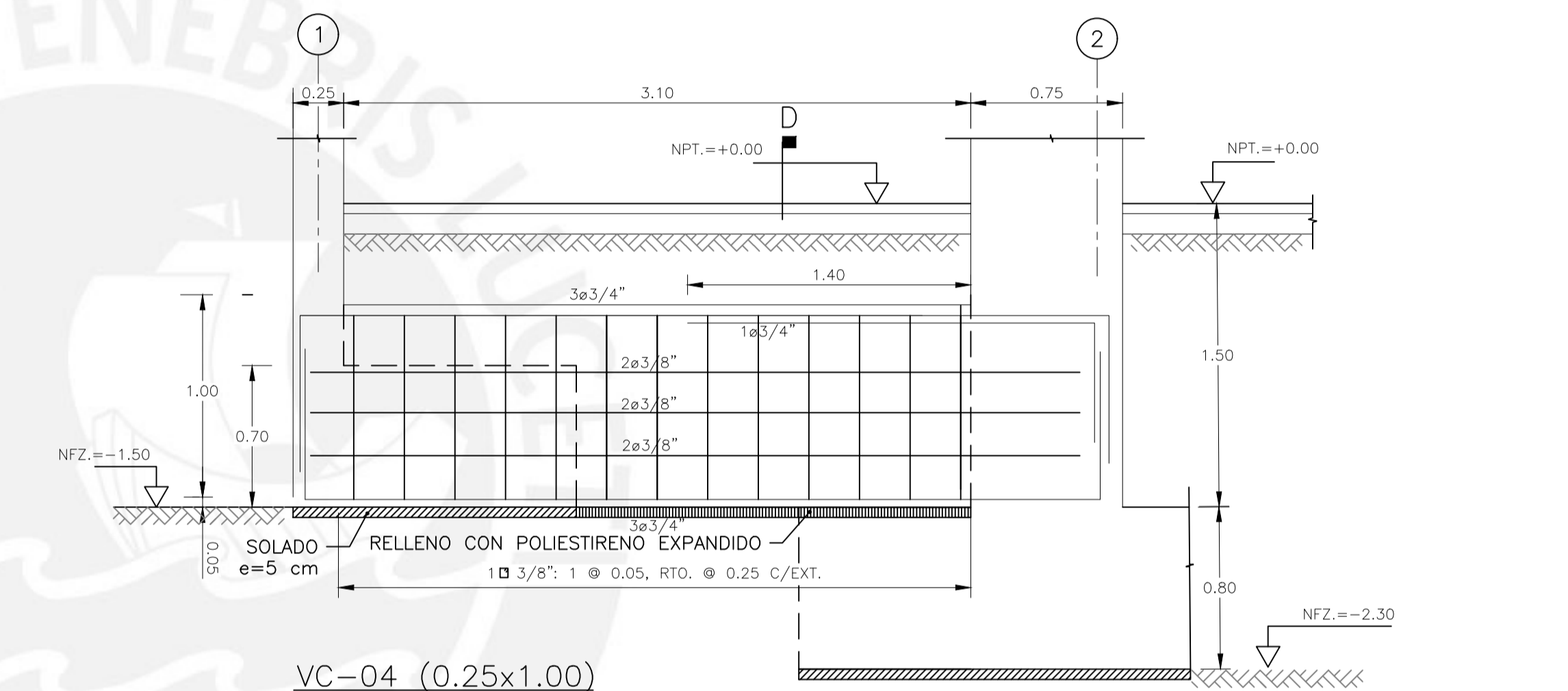
SECCIÓN B  
ESCALA 1/25



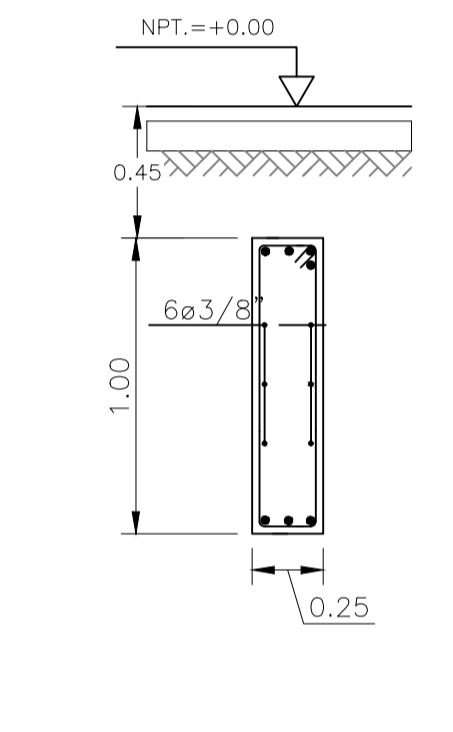
VC-03 (0.25x1.00)  
1/25 ESCALA



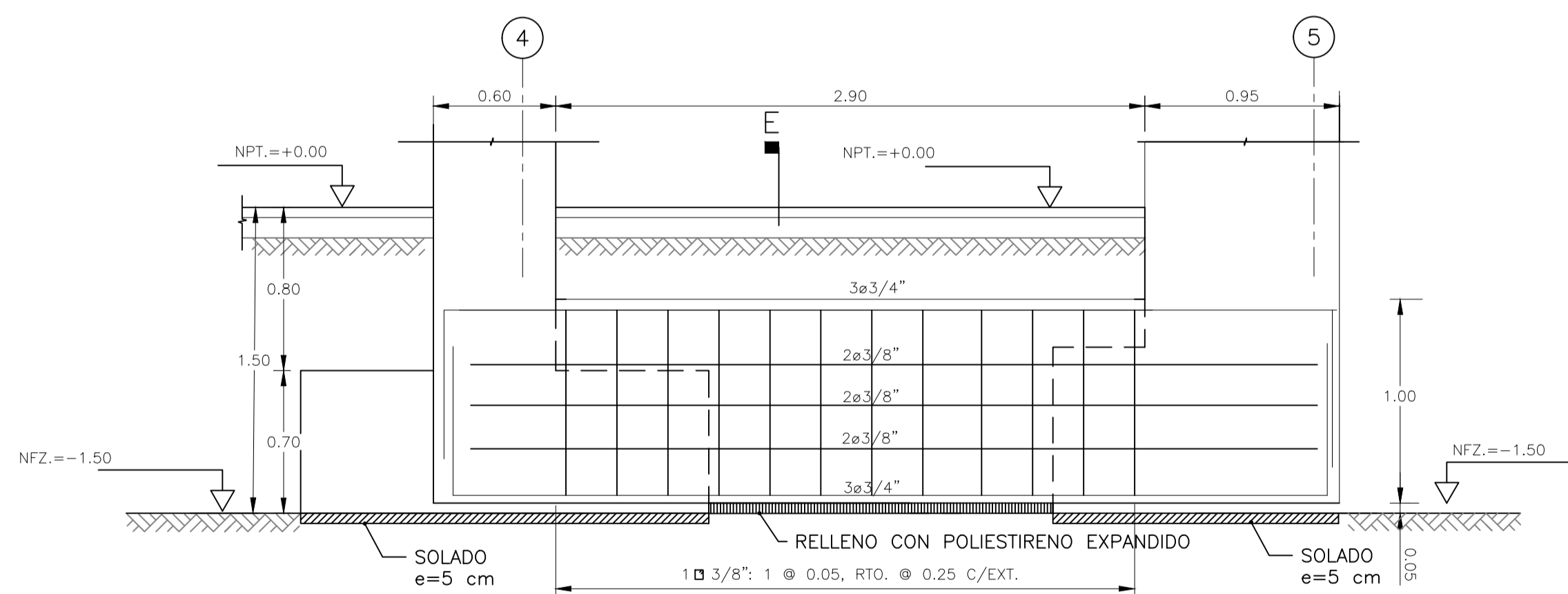
SECCIÓN C  
ESCALA 1/25



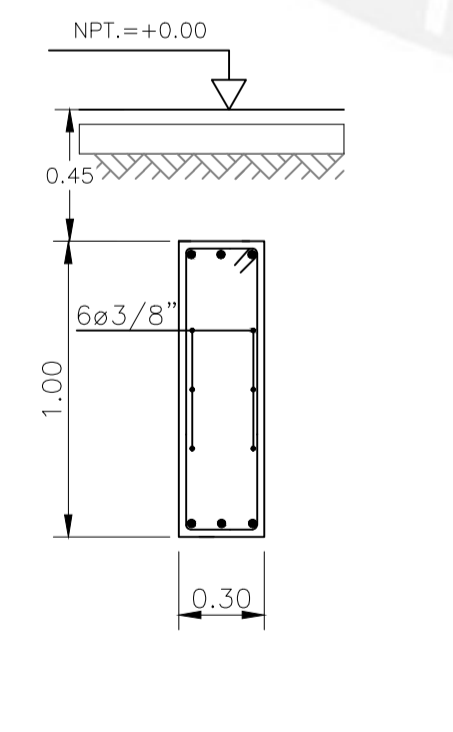
VC-04 (0.25x1.00)  
ESCALA 1/25



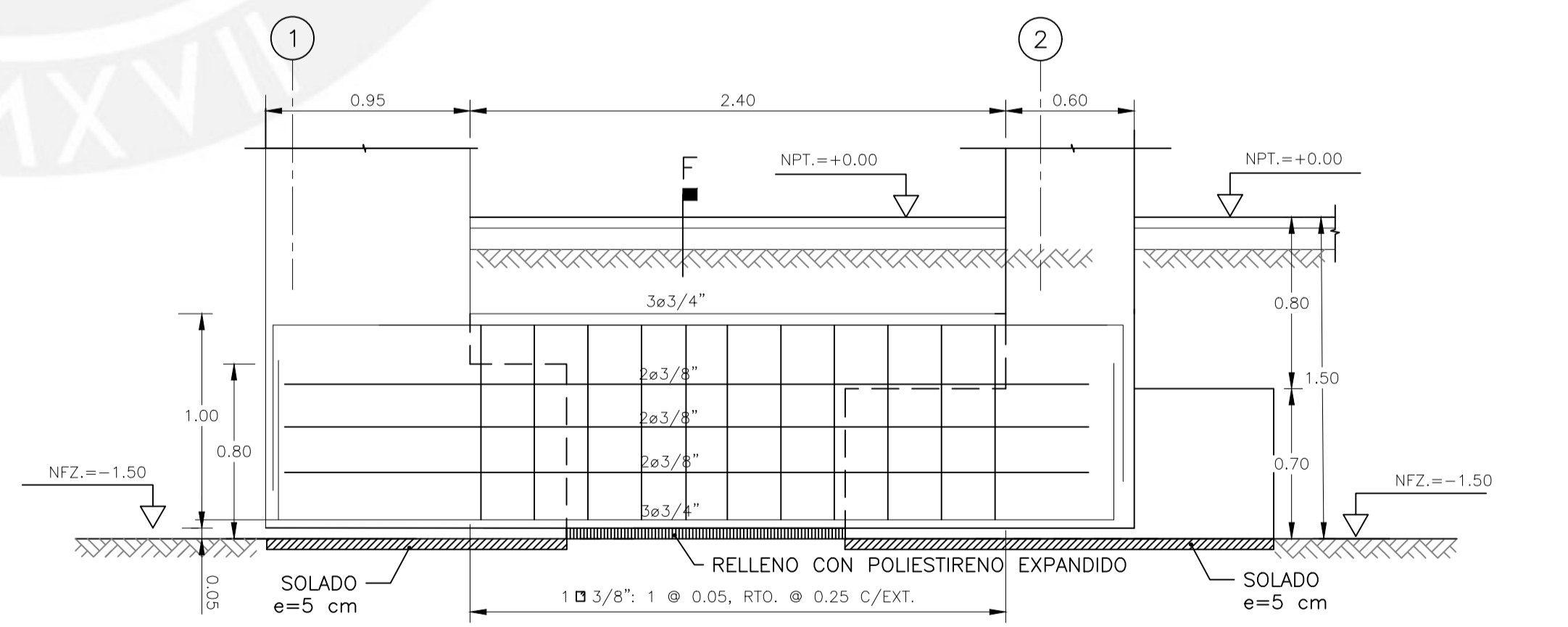
SECCIÓN D  
ESCALA 1/25



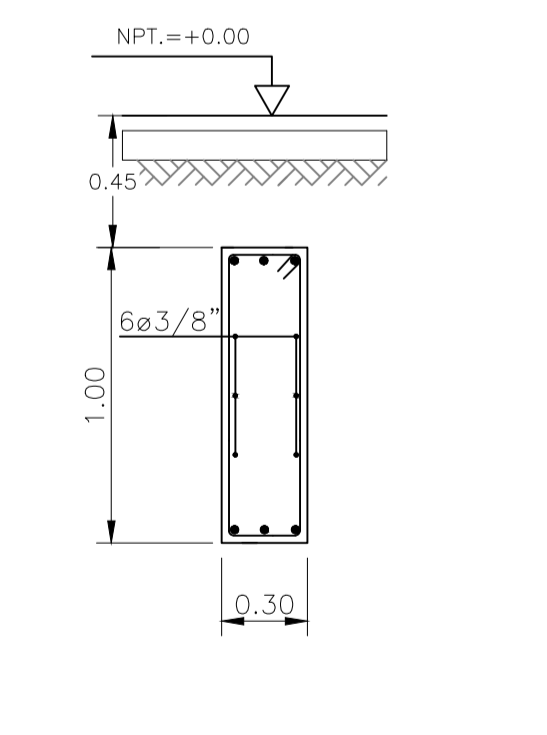
VC-05 (0.25x1.00)  
1/25 ESCALA



SECCIÓN E  
ESCALA 1/25



VC-06 (0.25x1.00)  
1/25 ESCALA



SECCIÓN F  
ESCALA 1/25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO:  
"PRESENTADO POR BACHILLER"  
ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE  
CODIGO:20111405

PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

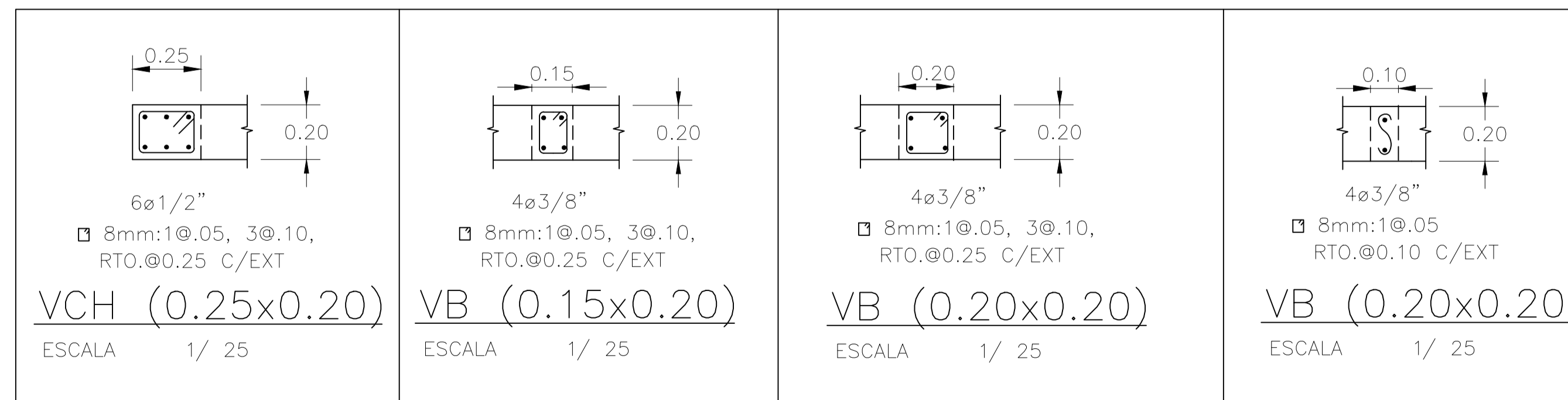
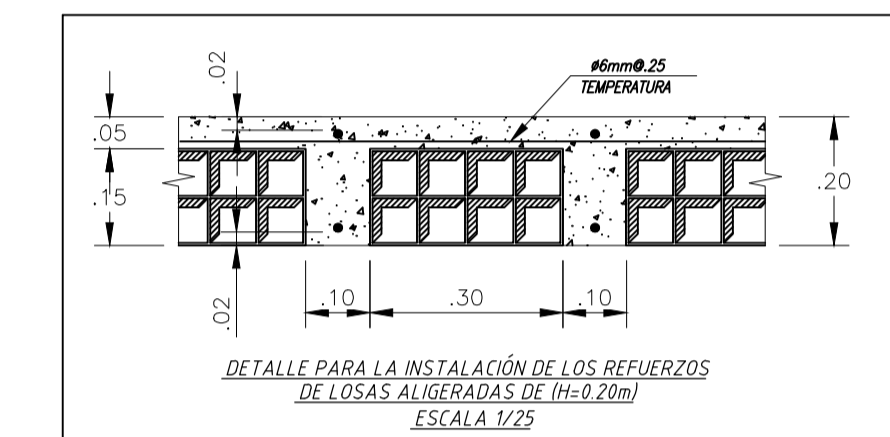
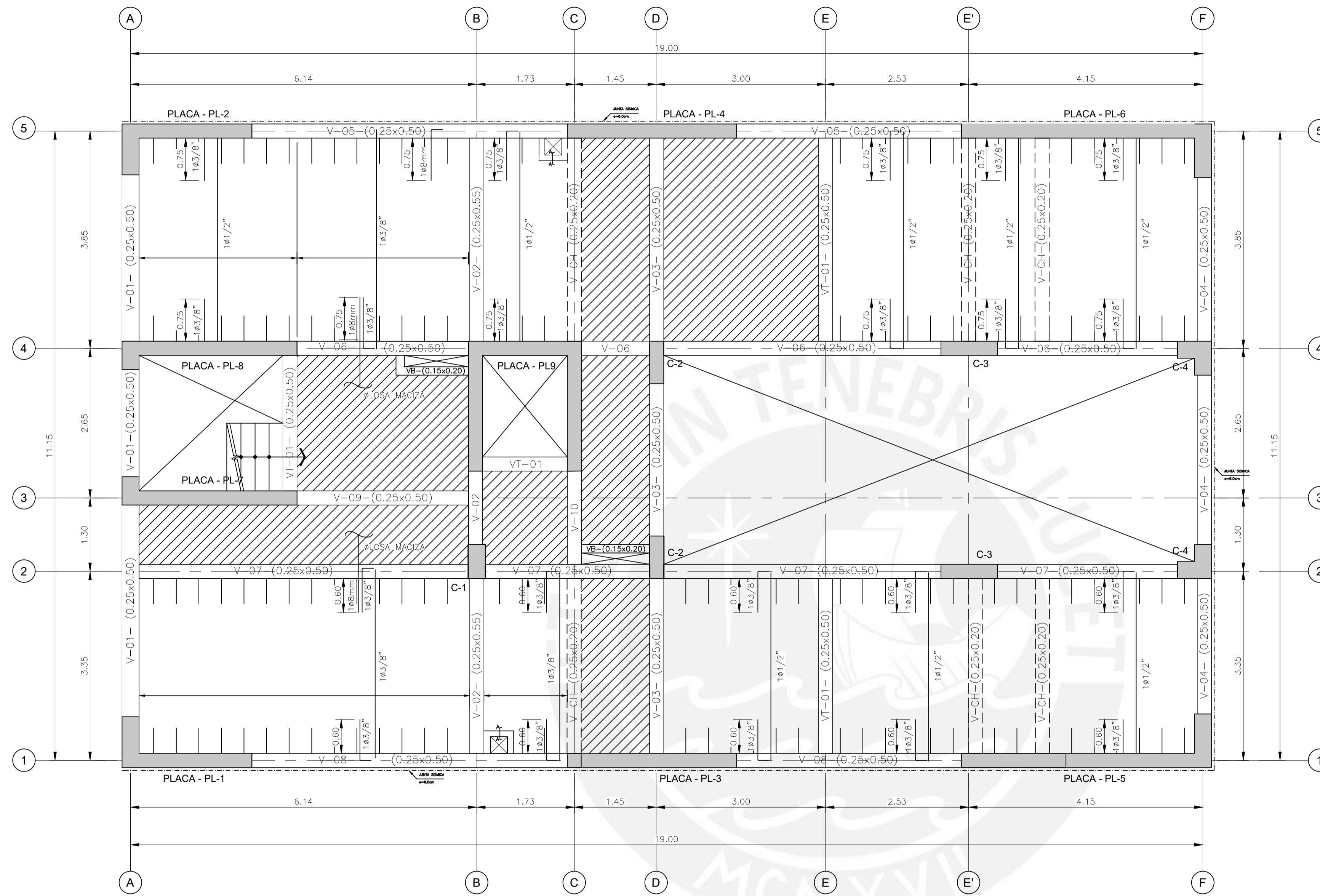
PLANO:  
PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES

GRUPO:  
PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA

LÁMINA:  
E-03

ESPECIALIDAD:  
SETIEMBRE 2024

ESCALA:  
1/50

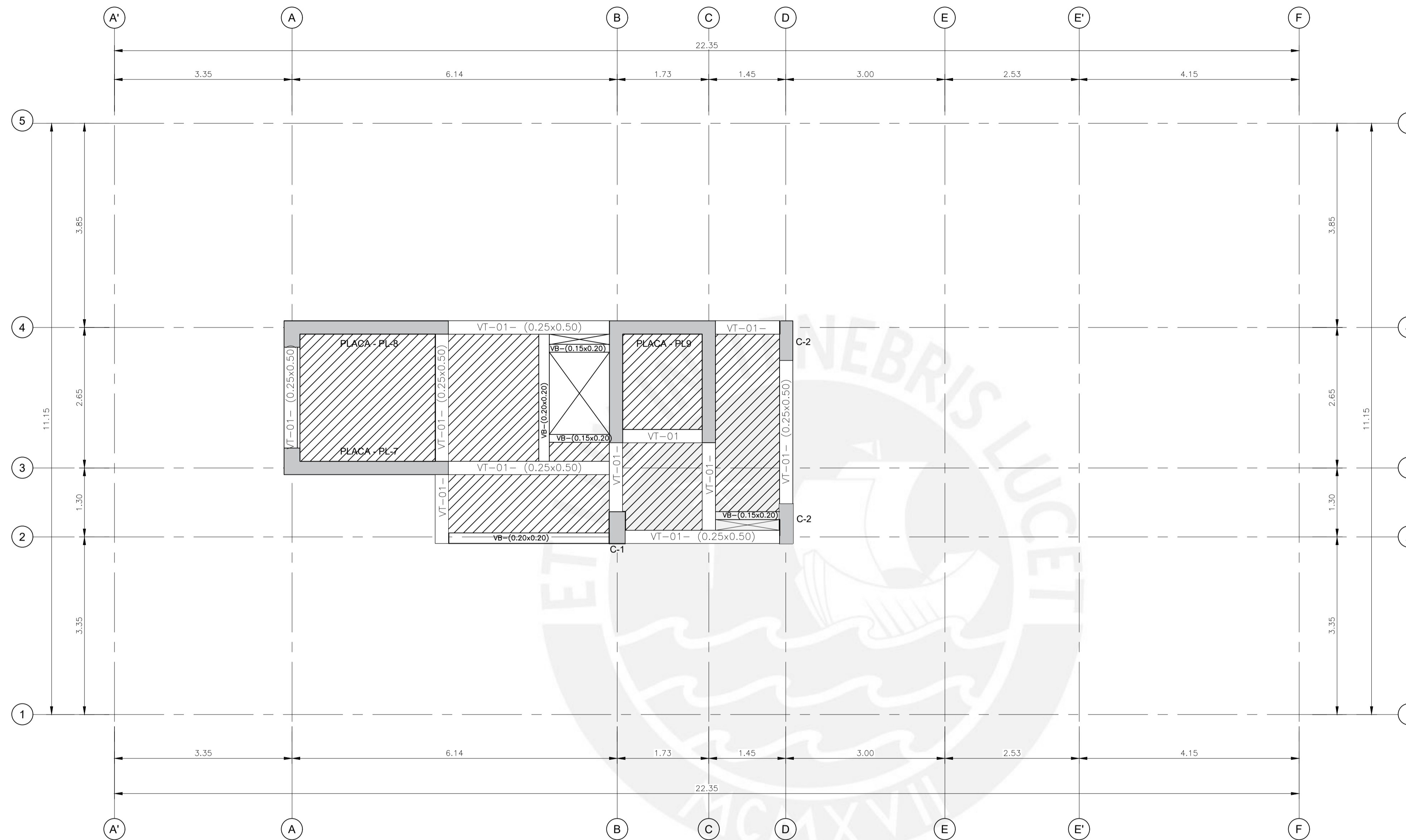


**ENCOFRADO DE TECHO PARA EL PISO TÍPICO (N.P.T +2.70)**

ESCALA 1/50

- LOSA MACIZA H=0.20m.  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø8mm. @ 0.20 m.  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8". @ 0.20 m.  
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.  
VIGUETAS ESPACIADAS CADA @0.40 m  
REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS ø6mm @0.25 m

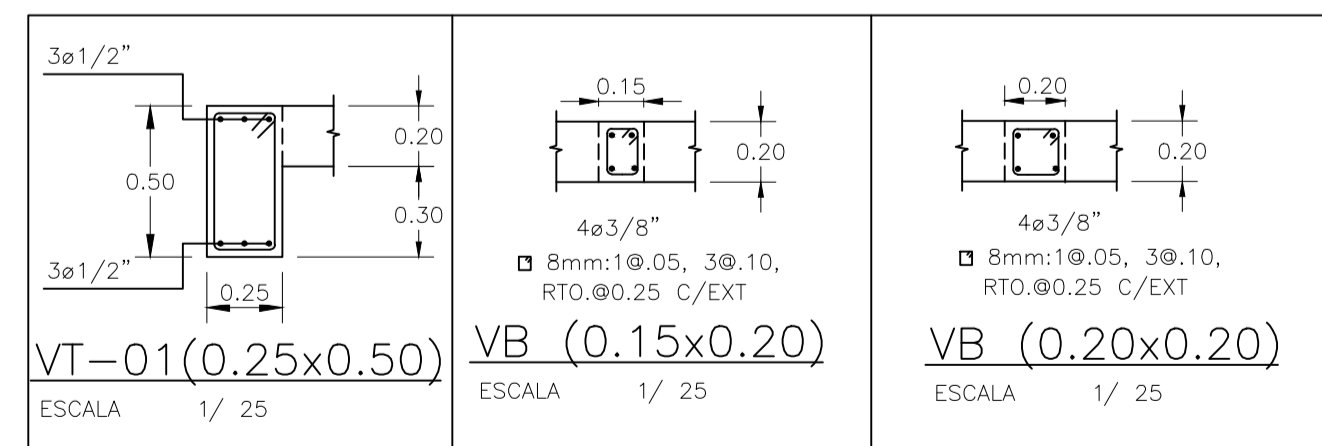
<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>	
PLANO: <b>PLANTA DE ENCOFRADO TÍPICO</b>			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-04	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



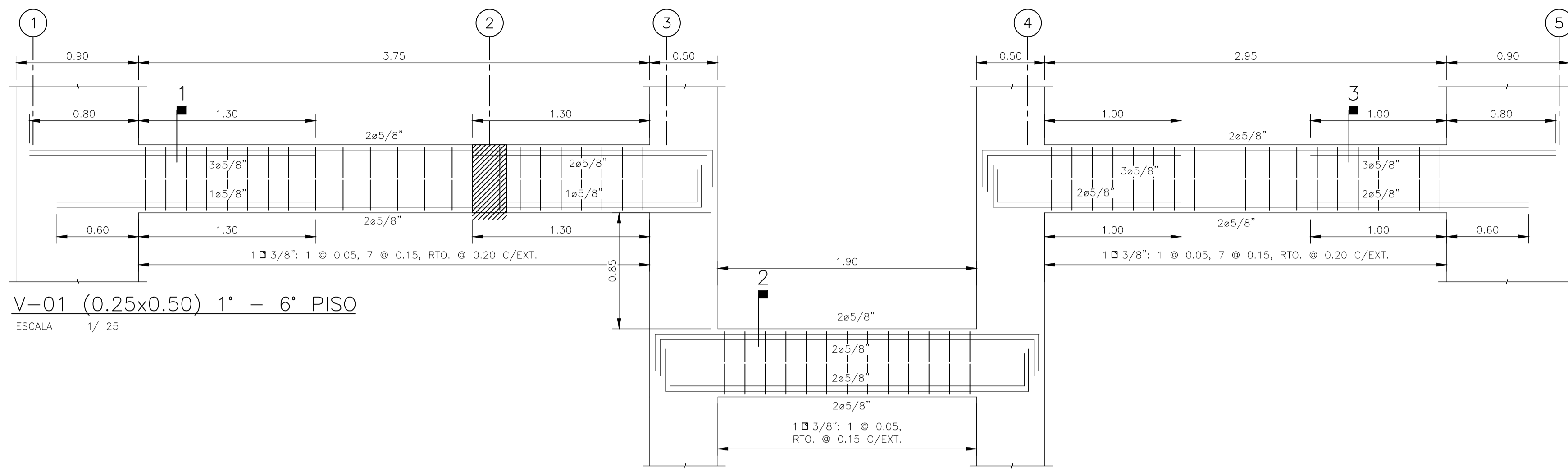
**ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA (N.P.T +21.60)**

ESCALA 1/ 50

- LOSA MACIZA H=0.20m.  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø8mm. @ 0.20 m.  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8". @ 0.20 m.  
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.  
VIGUETAS ESPACIADAS CADA @0.40 m  
REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS Ø6mm @0.25 m

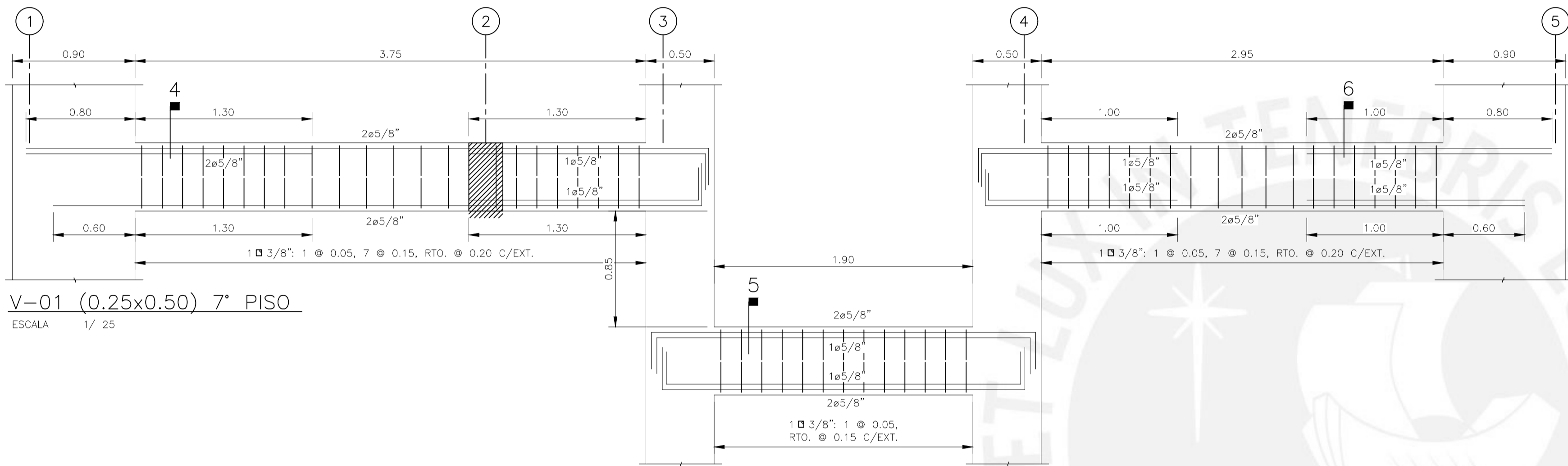
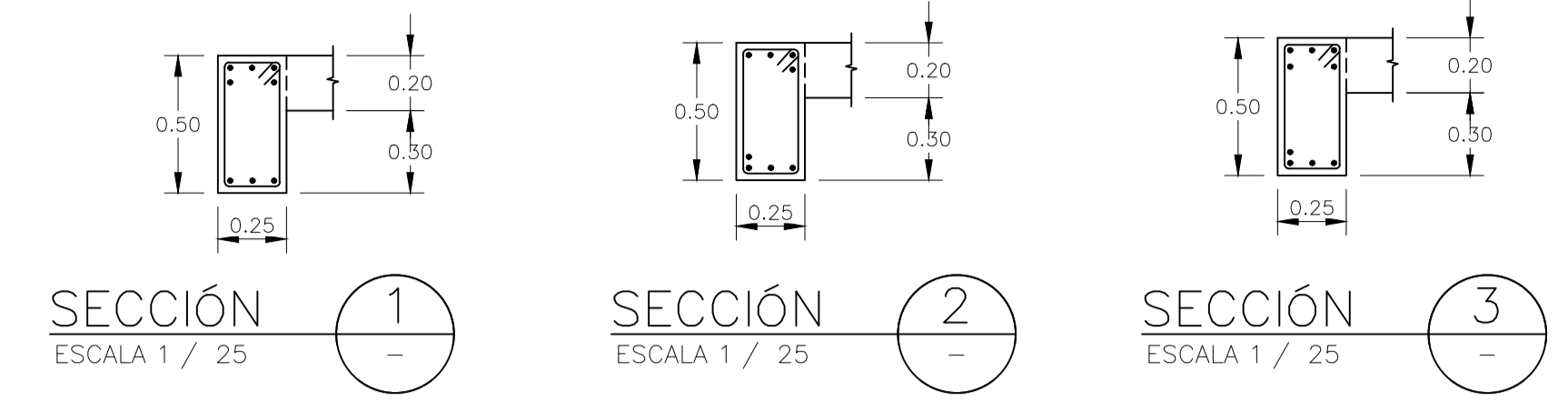


<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>	
PLANO: <b>PLANTA DE ENCOFRADO AZOTEA</b>			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-05	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/50



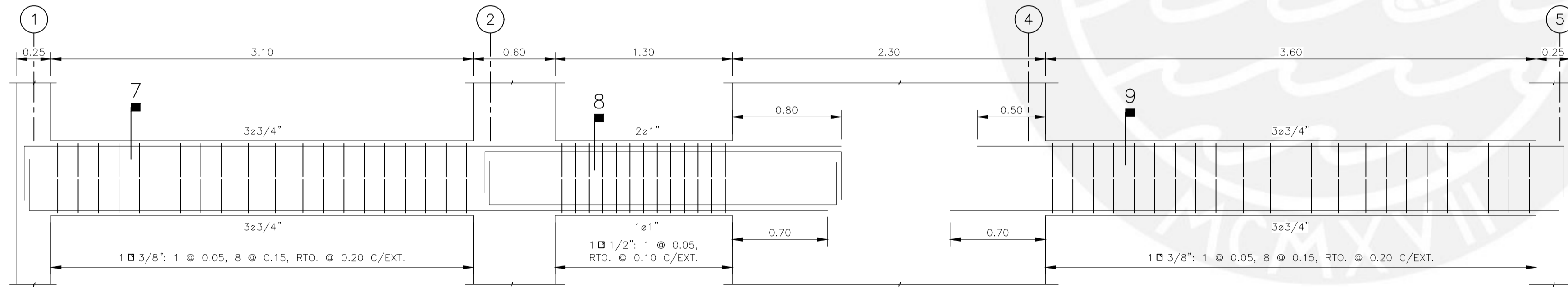
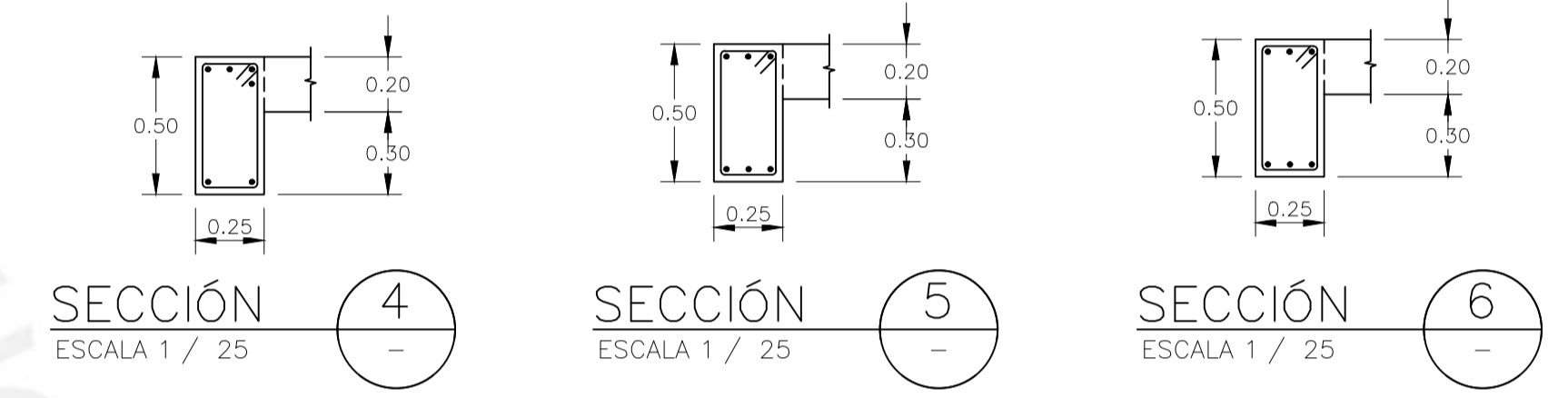
V-01 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO

ESCALA 1/ 25



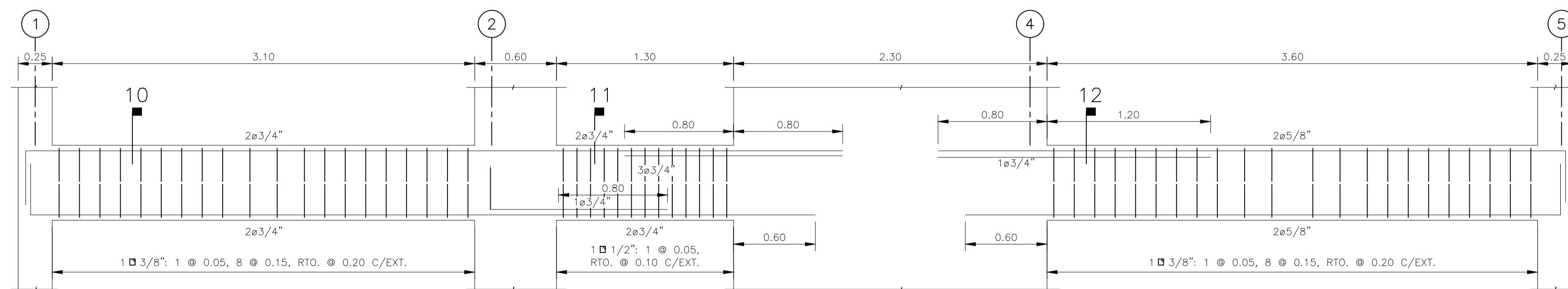
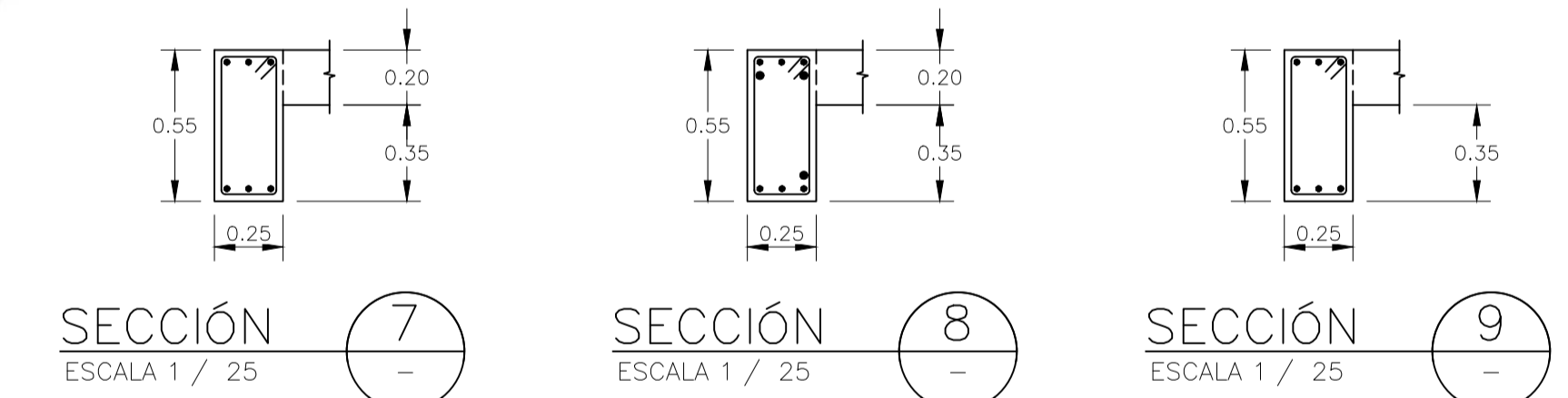
V-01 (0.25x0.50) 7° PISO

ESCALA 1/ 25



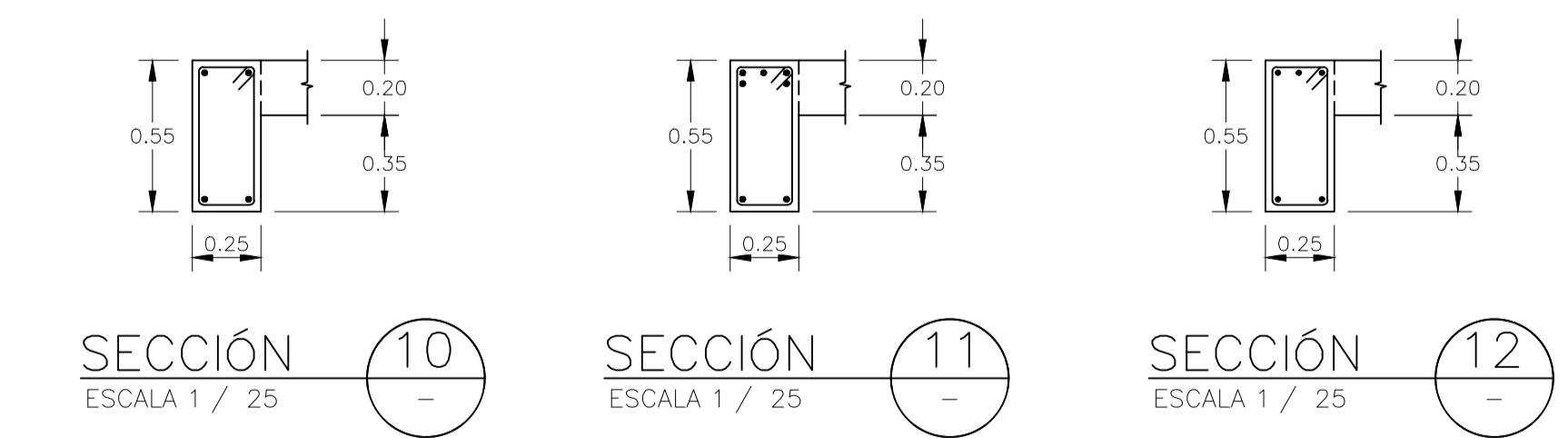
V-02 (0.25x0.55) 1° - 4° PISO

ESCALA 1/ 25



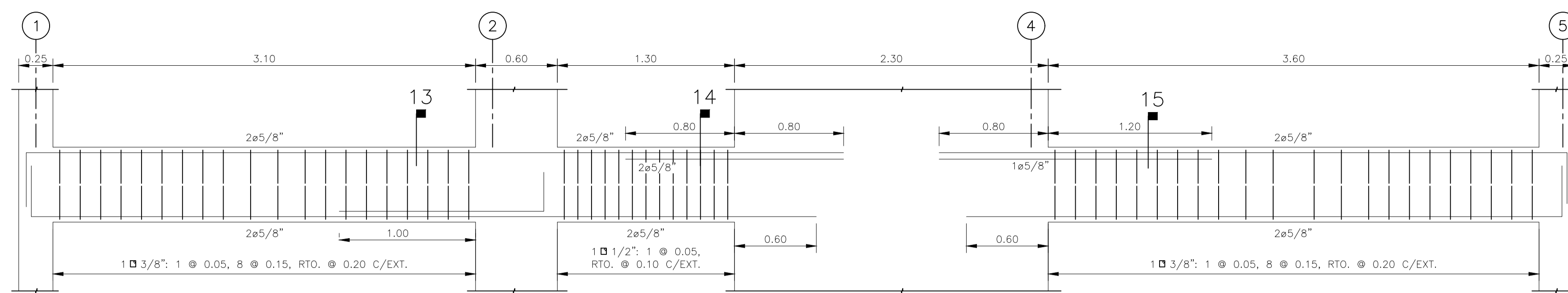
V-02 (0.25x0.55) 5° y 6° PISO

ESCALA 1/ 25

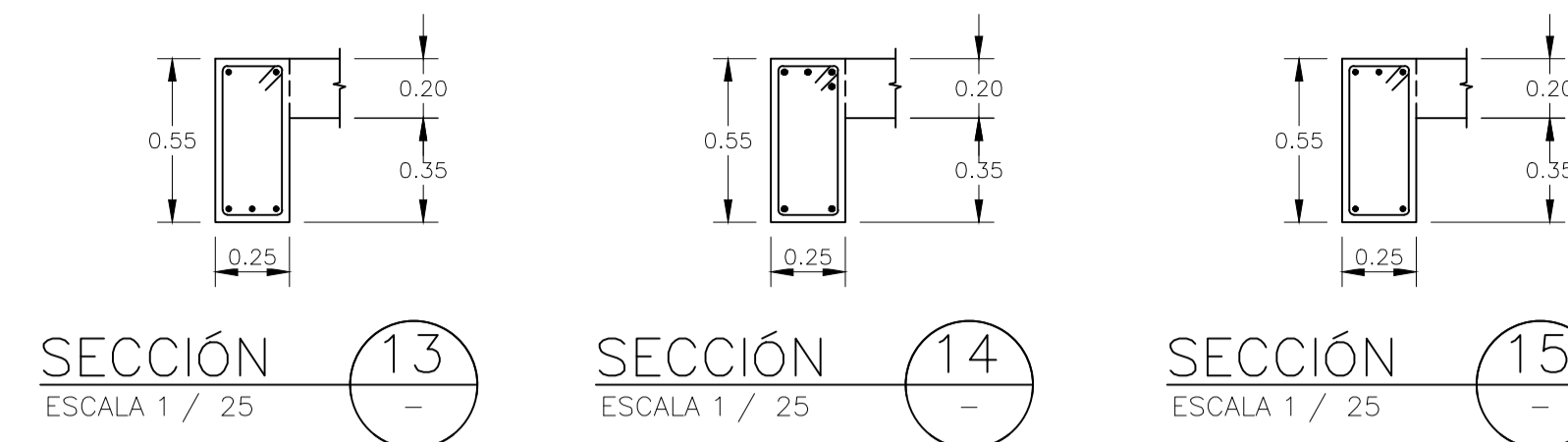


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
PLANO: <b>ELEVACIÓN Y SECCIÓN DE VIGAS 01 DE 04</b>		
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-06	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024
		ESCALA: 1/25



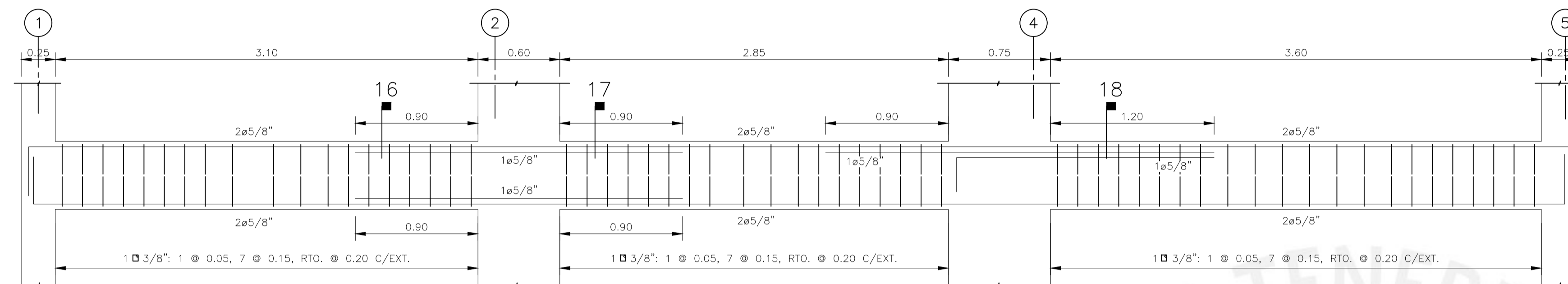
V-02 (0.25x0.55) 7° PISO  
ESCALA 1/ 25



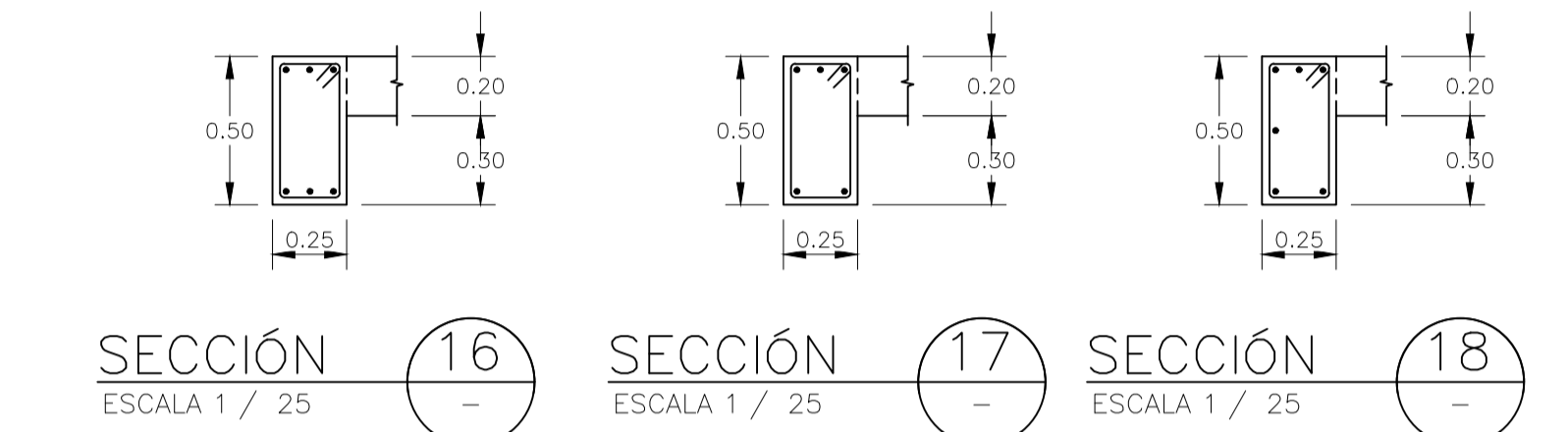
SECCIÓN 13  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 14  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 15  
ESCALA 1 / 25



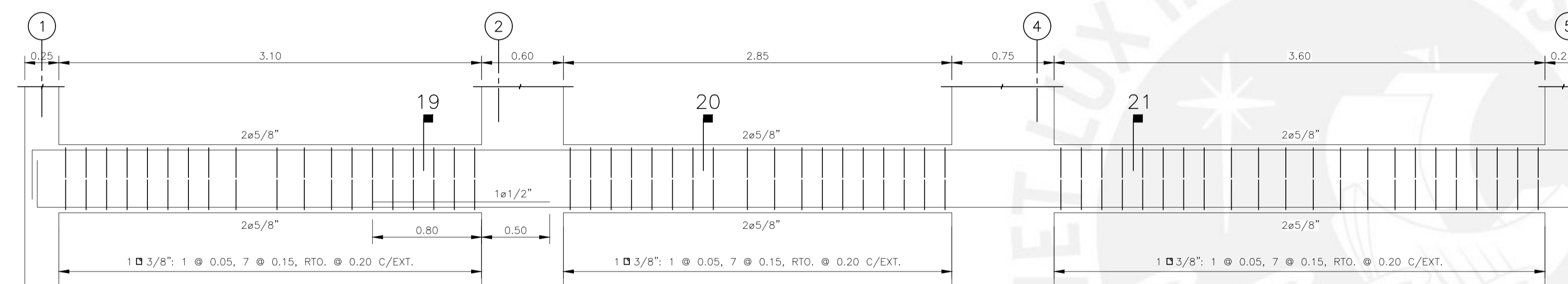
V-03 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO  
ESCALA 1/ 25



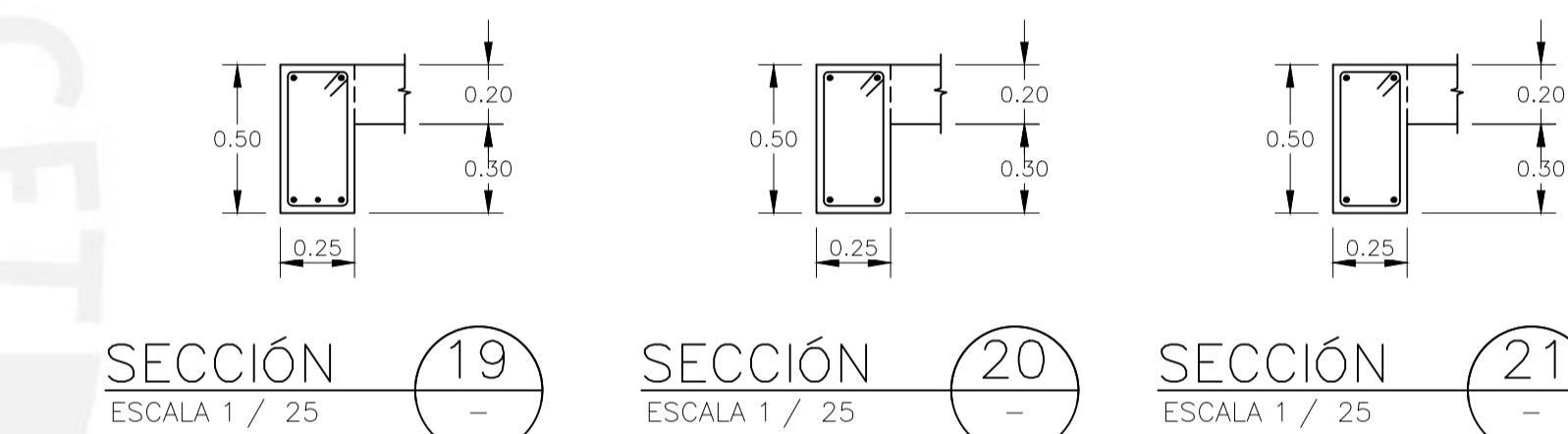
SECCIÓN 16  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 17  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 18  
ESCALA 1 / 25



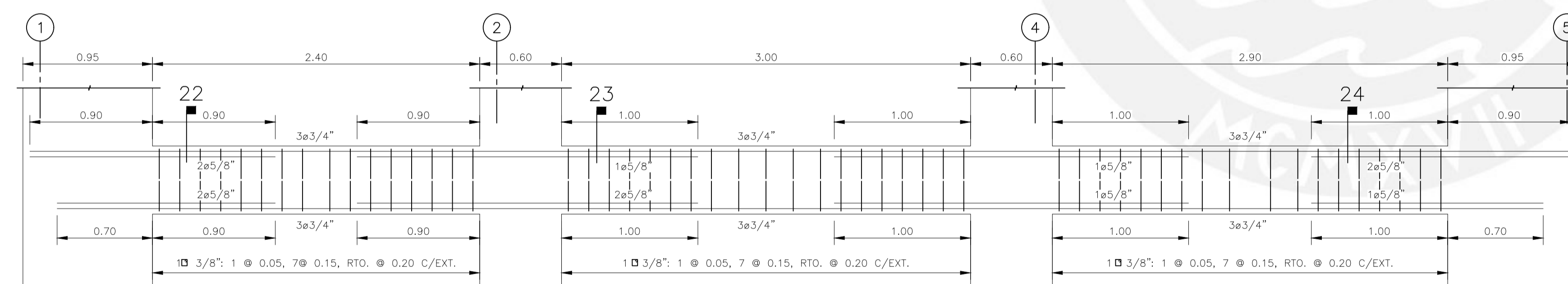
V-03 (0.25x0.50) 7° PISO  
ESCALA 1/ 25



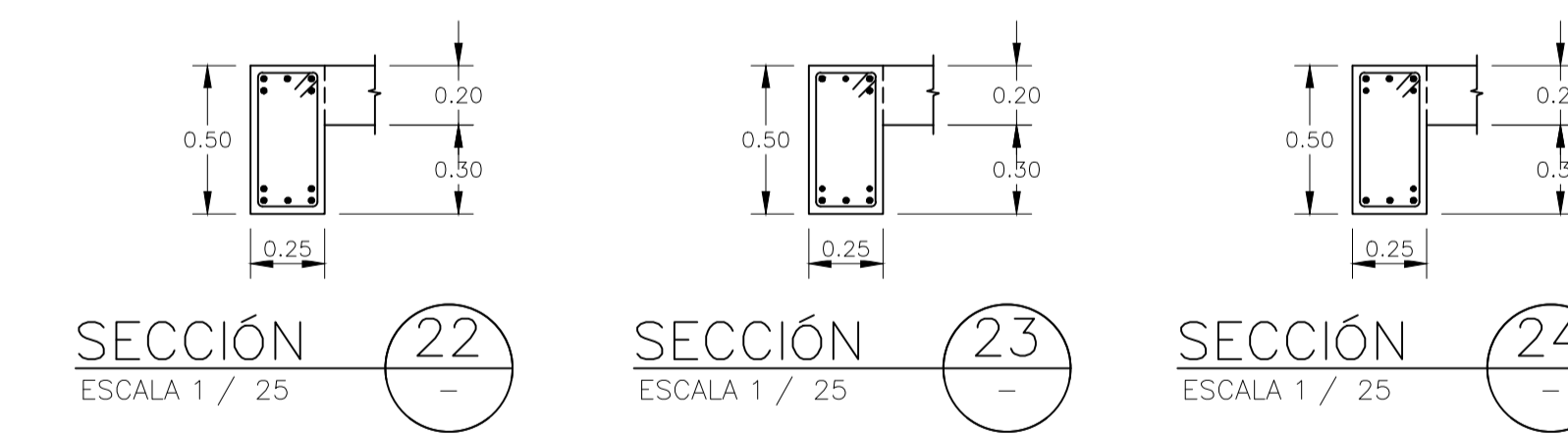
SECCIÓN 19  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 20  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 21  
ESCALA 1 / 25



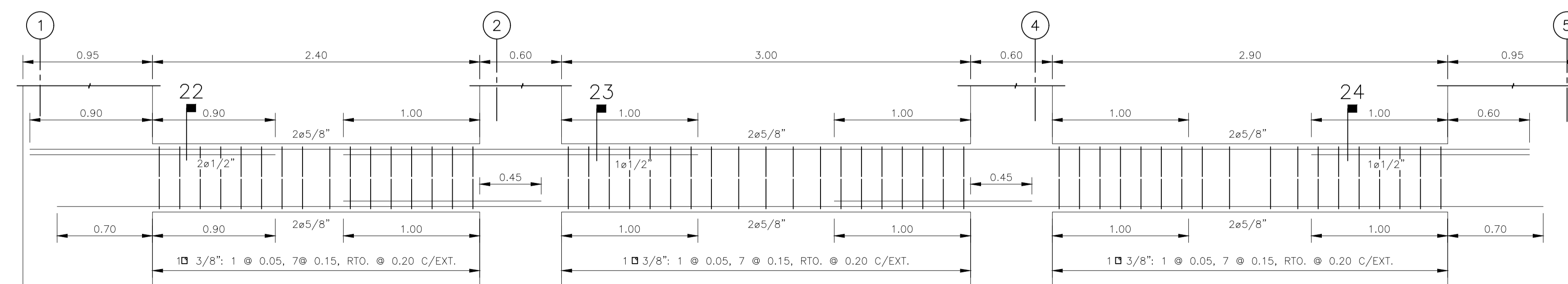
V-04 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO  
ESCALA 1/ 25



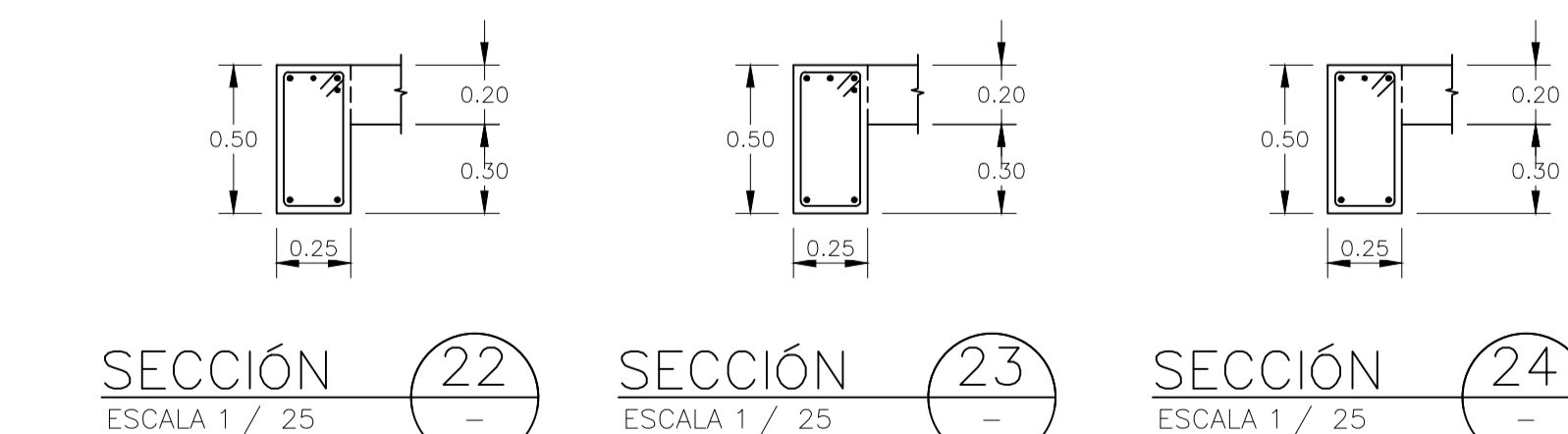
SECCIÓN 22  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 23  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 24  
ESCALA 1 / 25



V-04 (0.25x0.50) 7° PISO  
ESCALA 1/ 25



SECCIÓN 22  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 23  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 24  
ESCALA 1 / 25



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO:  
"PRESENTADO POR BACHILLER"  
ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE  
CODIGO:20111405

PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS  
ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

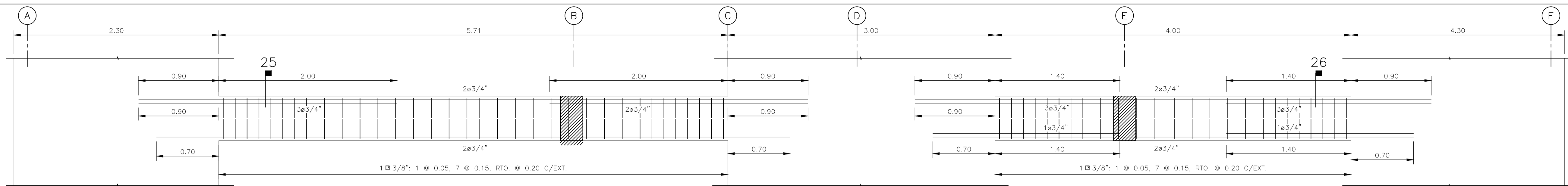
PLANO:  
ELEVACIÓN Y SECCIÓN DE VIGAS 02 DE 04

GRUPO:  
PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA

LÁMINA:  
E-07

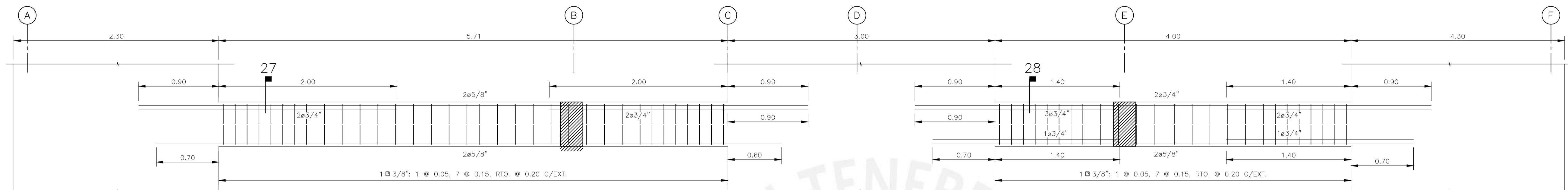
ESPECIALIDAD:  
SETIEMBRE 2024

ESCALA:  
1/25



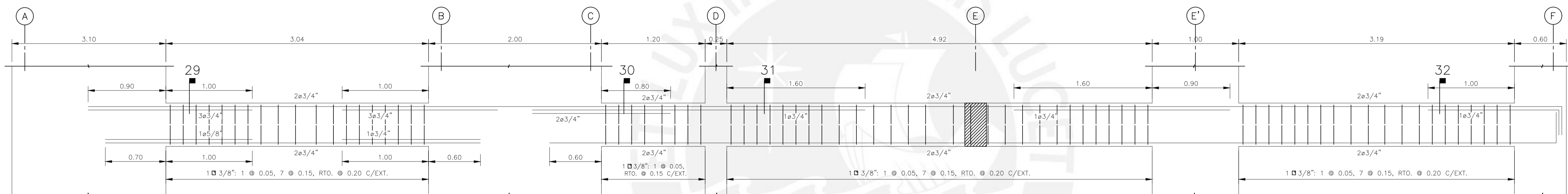
V-05 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO

ESCALA 1/ 25



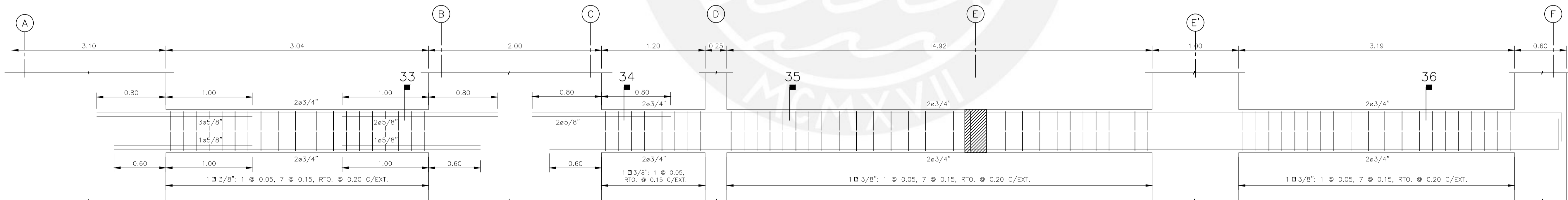
V-05 (0.25x0.50) 7° PISO

ESCALA 1/ 25



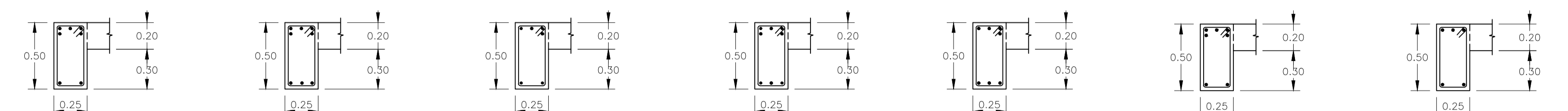
V-06 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO

ESCALA 1/ 25



V-06 (0.25x0.50) 7° PISO

ESCALA 1/ 25



SECCIÓN 25  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 26  
ESCALA 1 / 25

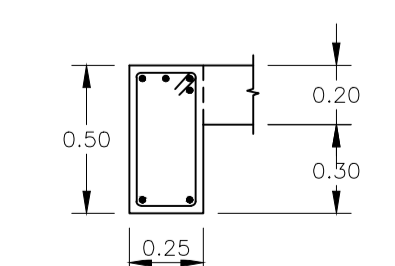
SECCIÓN 27  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 28  
ESCALA 1 / 25

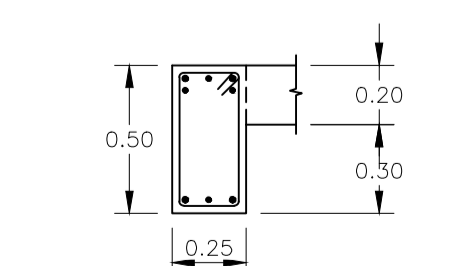
SECCIÓN 29  
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN 30  
ESCALA 1 / 25

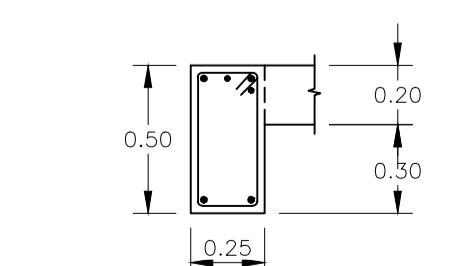
SECCIÓN 31  
ESCALA 1 / 25



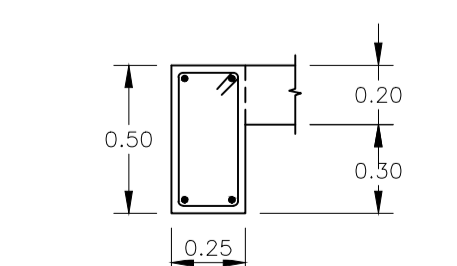
SECCIÓN 32  
ESCALA 1 / 25



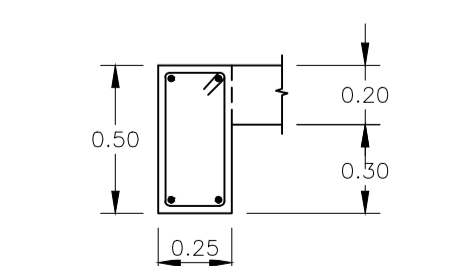
SECCIÓN 33  
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN 34  
ESCALA 1 / 25



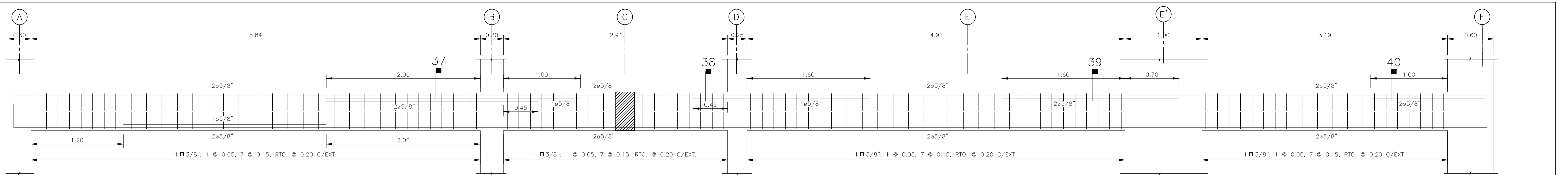
SECCIÓN 35  
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN 36  
ESCALA 1 / 25

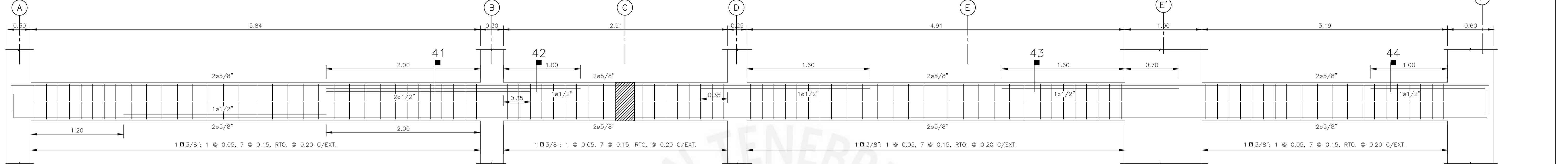


<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405		PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
PLANO: <b>ELEVACIÓN Y SECCIÓN DE VIGAS 03 DE 04</b>			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-08	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/25



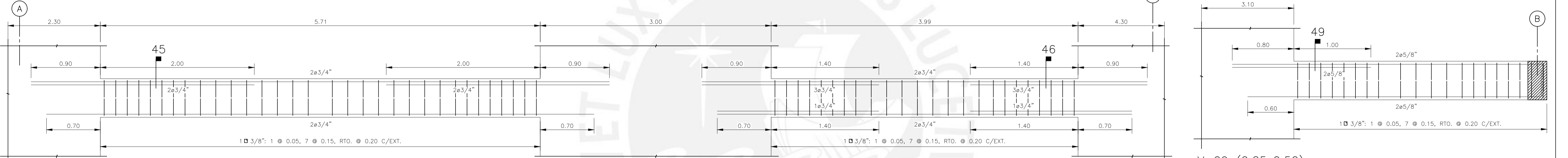
V-07 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO

ESCALA 1/25



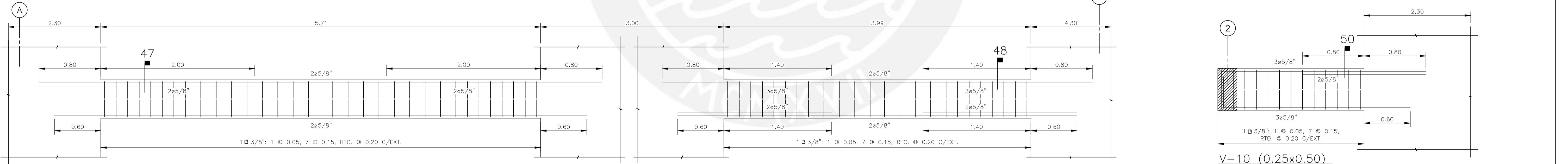
V-07 (0.25x0.50) 7° PISO

ESCALA 1/25



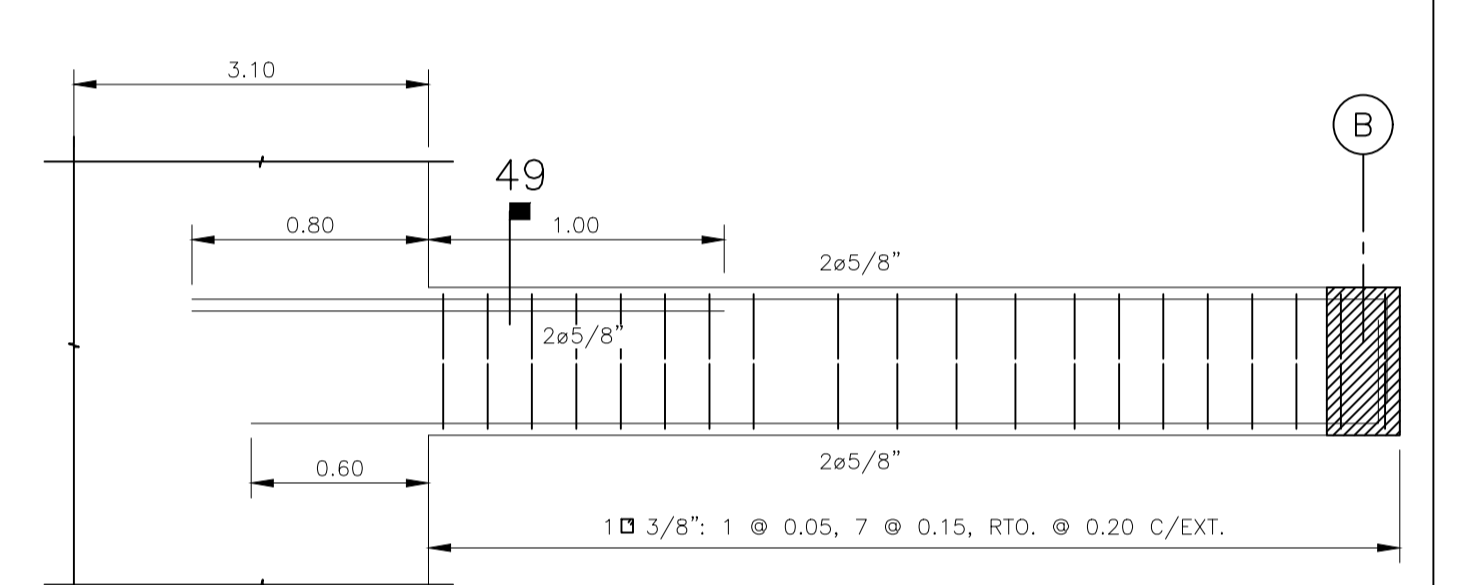
V-08 (0.25x0.50) 1° - 6° PISO

ESCALA 1/25



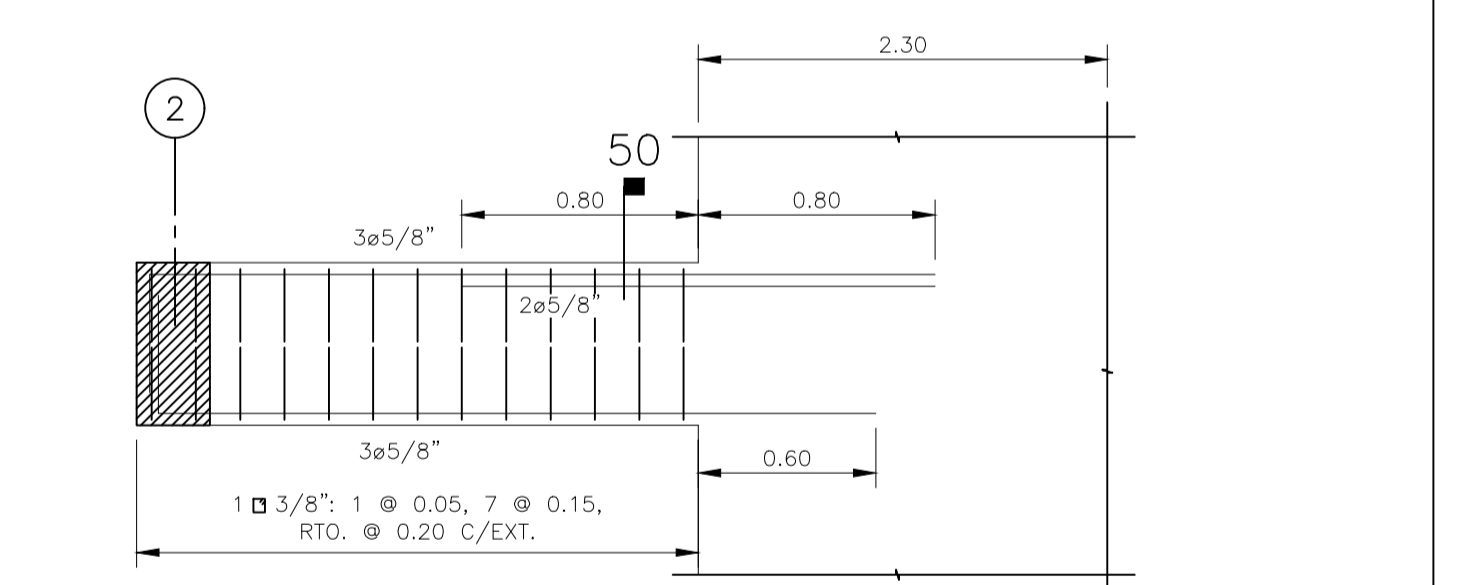
V-08 (0.25x0.50) 7° PISO

ESCALA 1/25



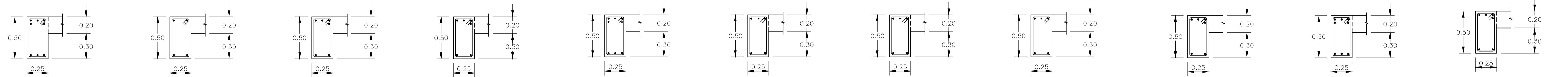
V-09 (0.25x0.50)

ESCALA 1/25

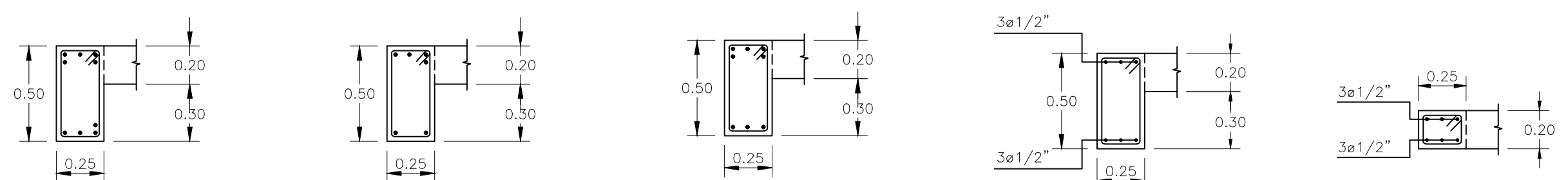


V-10 (0.25x0.50)

ESCALA 1/25



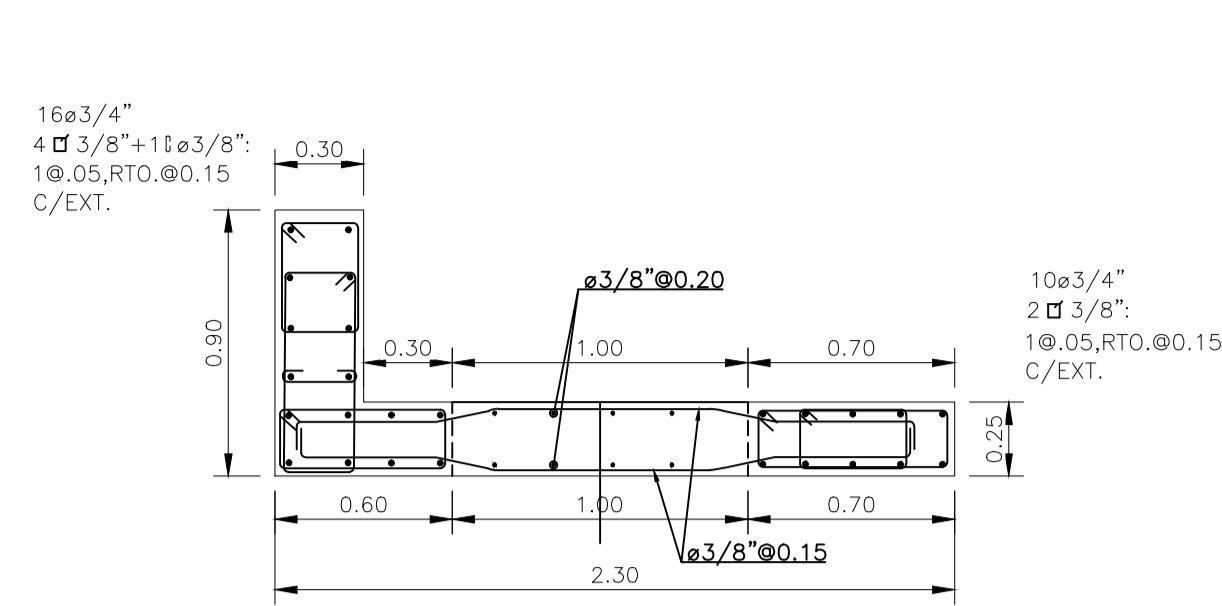
SECCIÓN 37 ESCALA 1/25, SECCIÓN 38 ESCALA 1/25, SECCIÓN 39 ESCALA 1/25, SECCIÓN 40 ESCALA 1/25, SECCIÓN 41 ESCALA 1/25, SECCIÓN 42 ESCALA 1/25, SECCIÓN 43 ESCALA 1/25, SECCIÓN 44 ESCALA 1/25, SECCIÓN 45 ESCALA 1/25, SECCIÓN 46 ESCALA 1/25, SECCIÓN 47 ESCALA 1/25



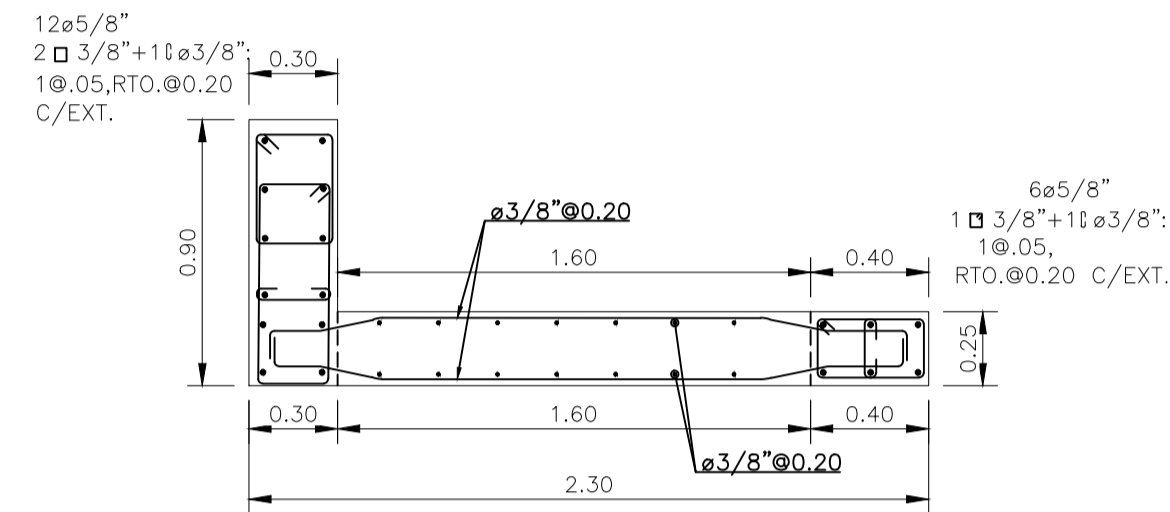
SECCIÓN 48 ESCALA 1/25, SECCIÓN 49 ESCALA 1/25, SECCIÓN 50 ESCALA 1/25, VT-01 (0.25x0.50) ESCALA 1/25, VCH (0.25x0.20) ESCALA 1/25



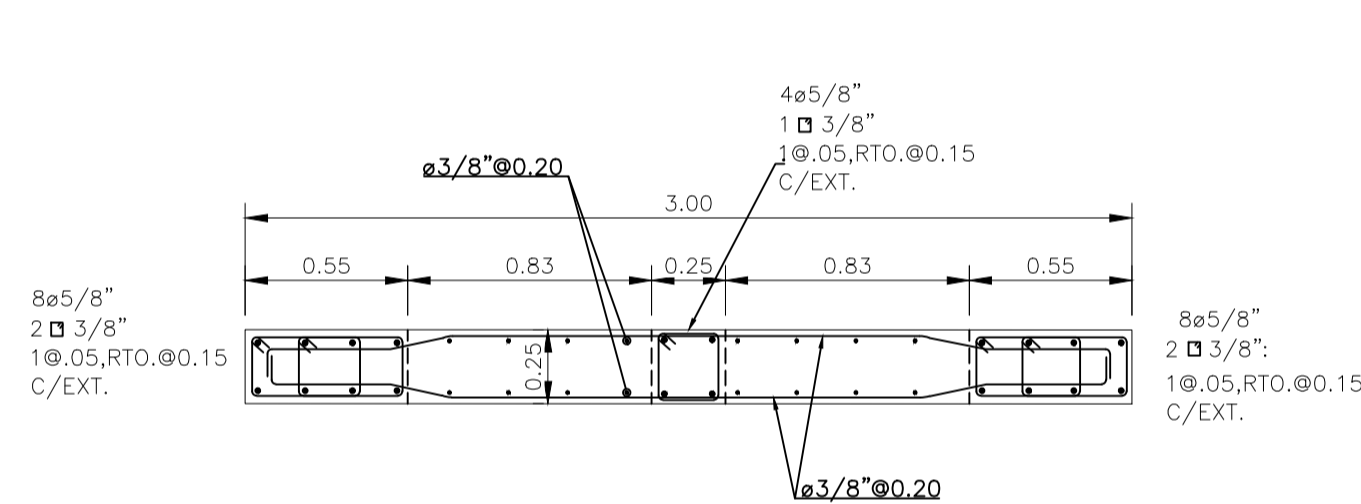
<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>			
DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405		PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS</b>	ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>
PLANO: <b>ELEVACIÓN Y SECCIÓN DE VIGAS 04 DE 04</b>			
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-09	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024	ESCALA: 1/25



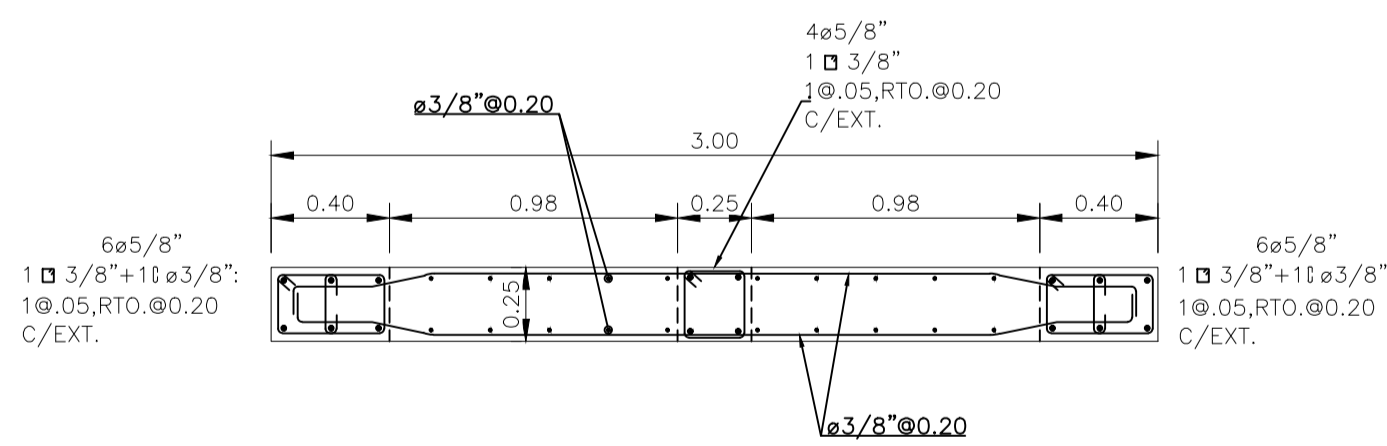
PL-1 Y PL-2 (1° Y 2° PISO)  
ESCALA 1/ 25



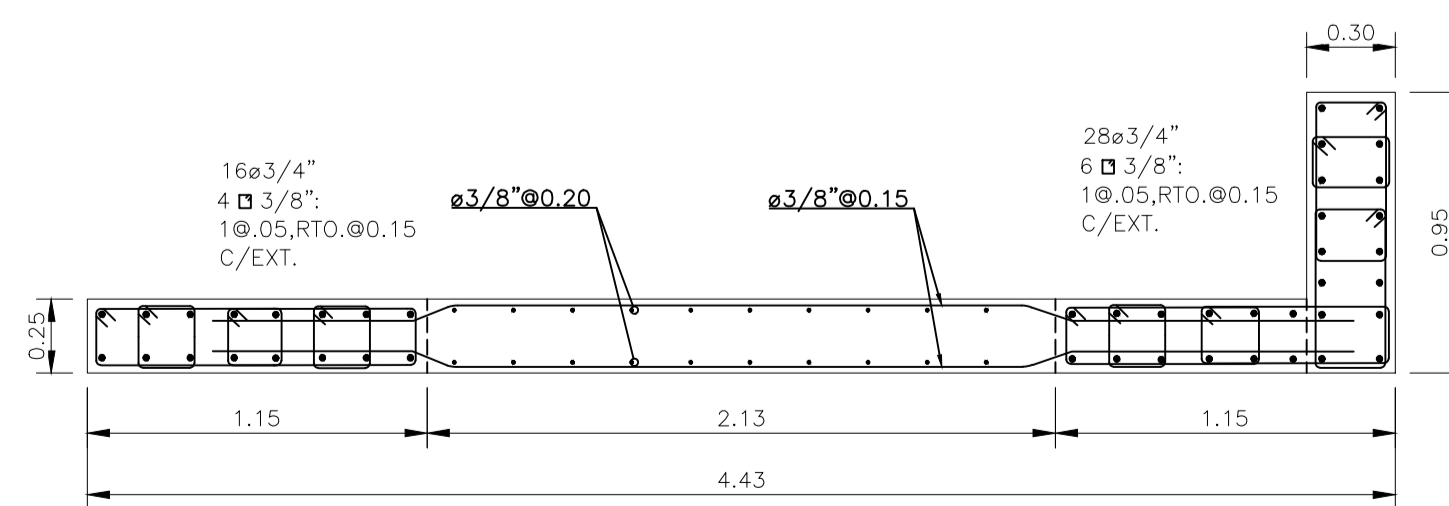
PL-1 Y PL-2 (3° AL 7° PISO)  
ESCALA 1/ 25



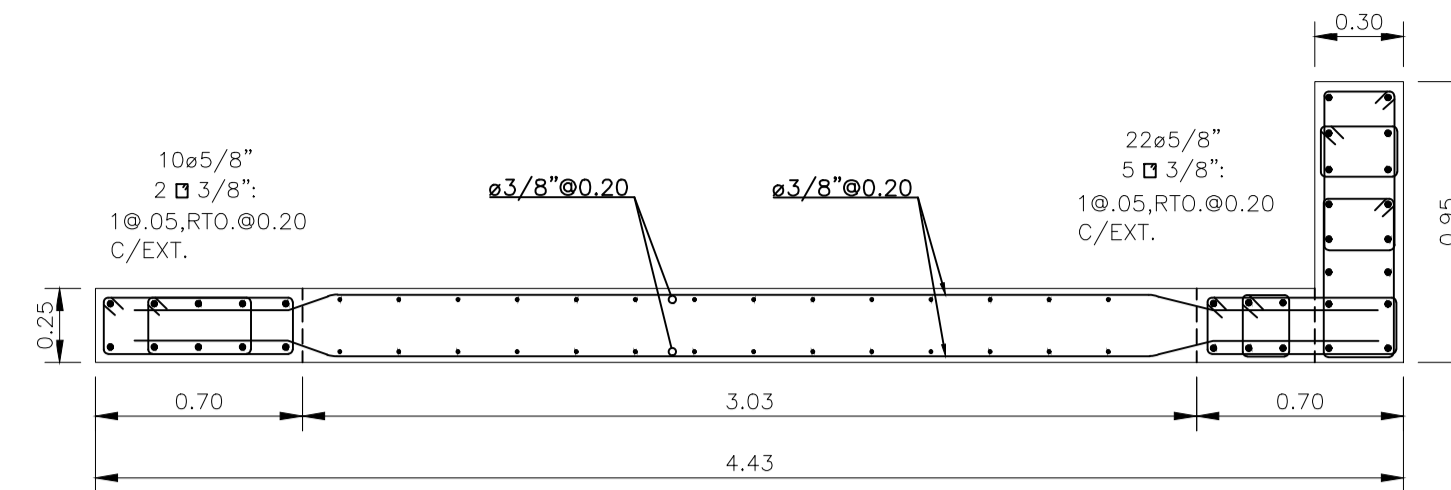
PL-3 Y PL-4 (1° Y 2° PISO)  
ESCALA 1/ 25



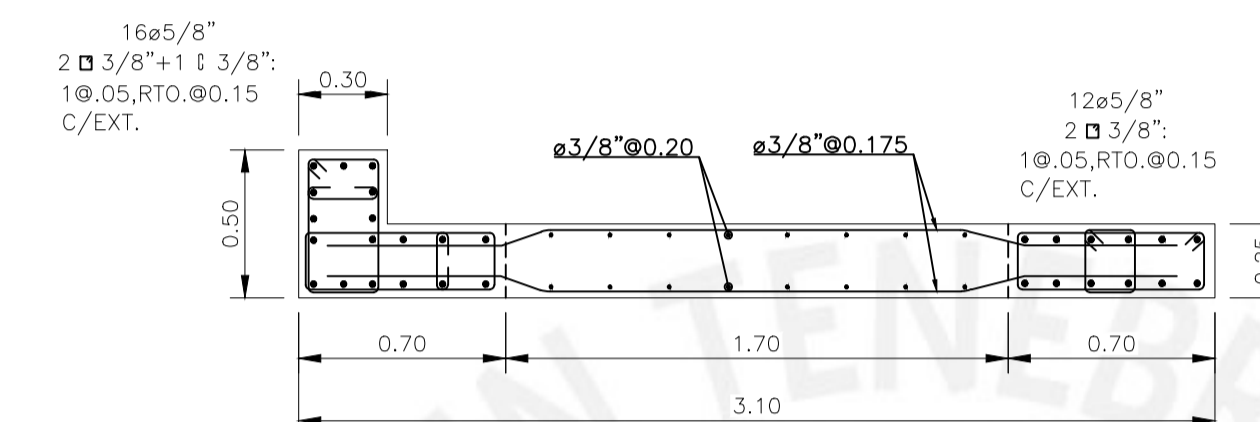
PL-3 Y PL-4 (3° AL 7° PISO)  
ESCALA 1/ 25



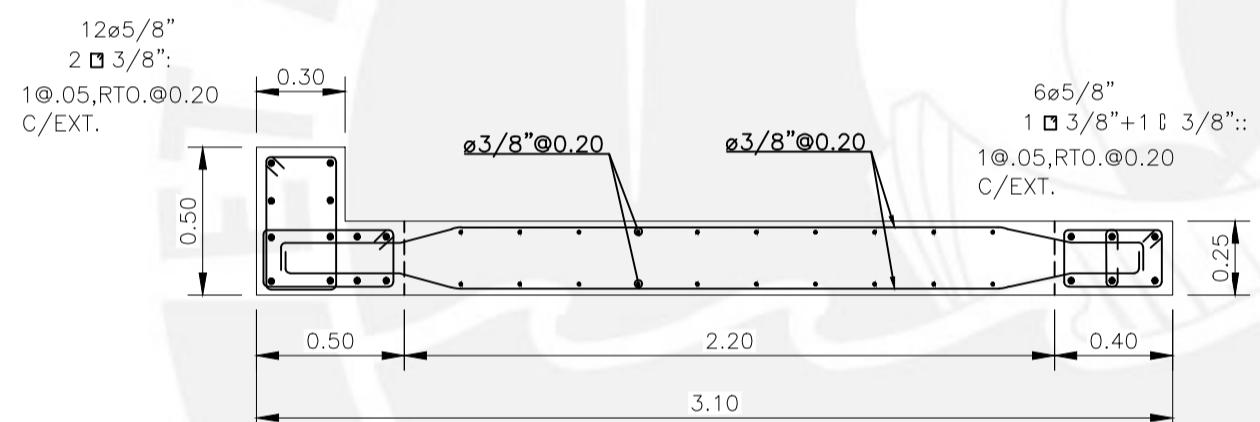
PL-5 Y PL-6 (1° Y 2° PISO)  
ESCALA 1/ 25



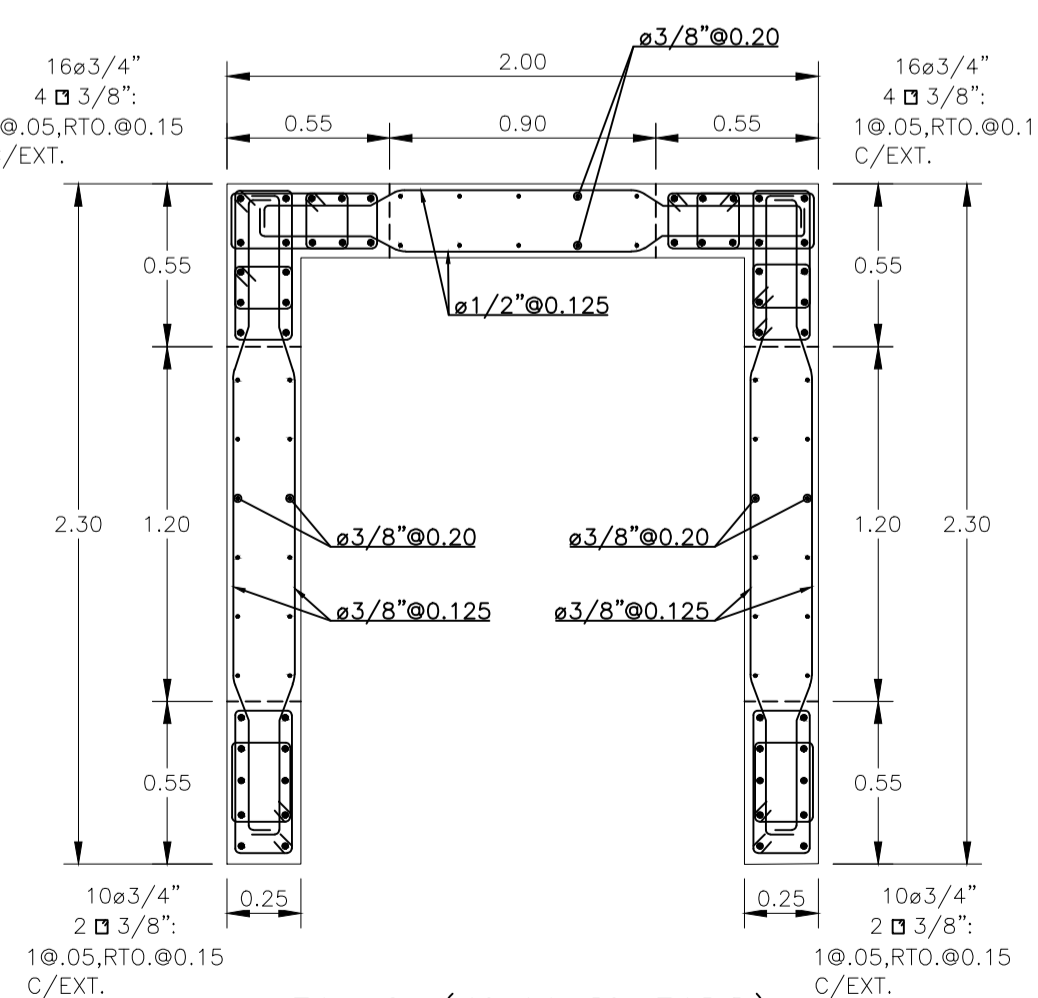
PL-5 Y PL-6 (3° AL 7° PISO)  
ESCALA 1/ 25



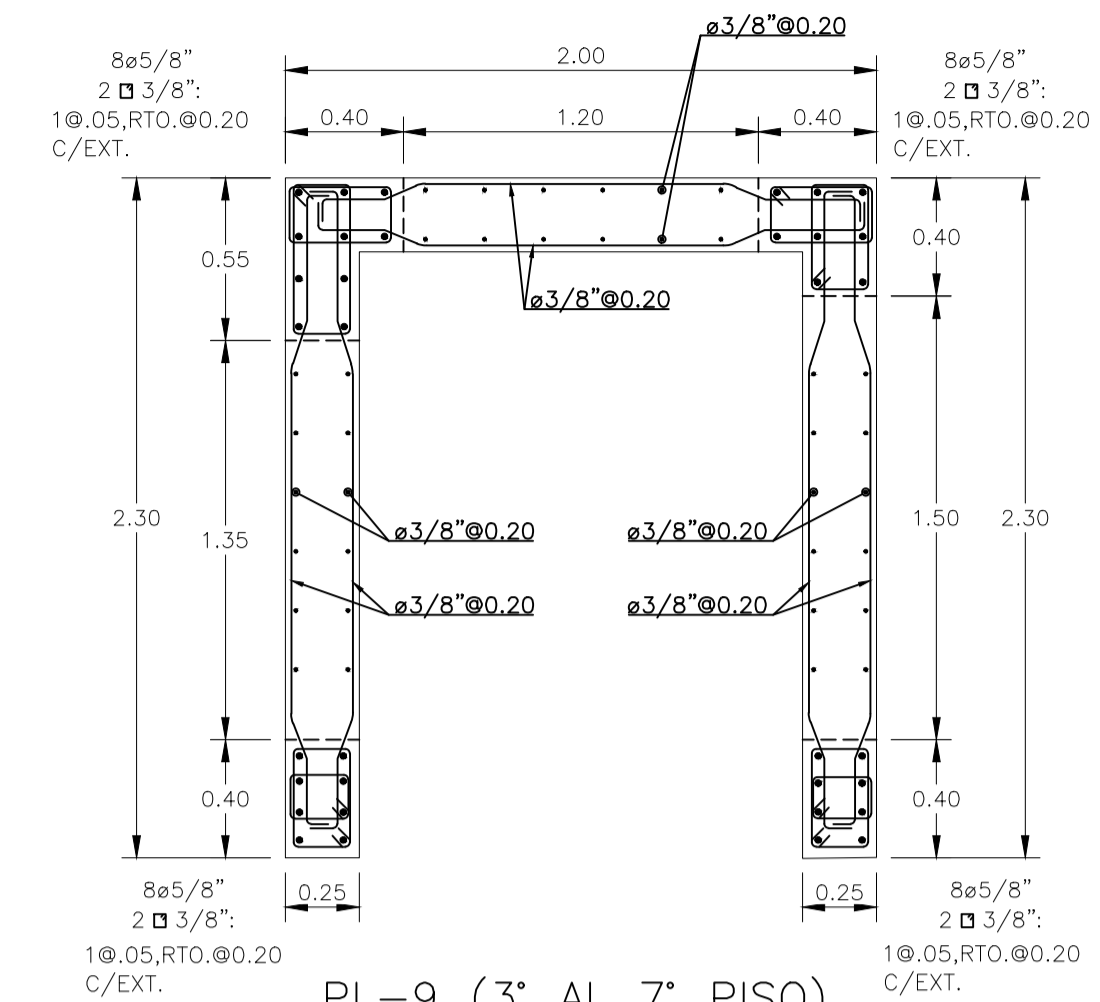
PL-7 Y PL-8 (1° Y 2° PISO)  
ESCALA 1/ 25



PL-7 Y PL-8 (3° AL 7° PISO)  
ESCALA 1/ 25



PL-9 (1° Y 2° PISO)  
ESCALA 1/ 25



PL-9 (3° AL 7° PISO)  
ESCALA 1/ 25

CUADRO DE COLUMNAS

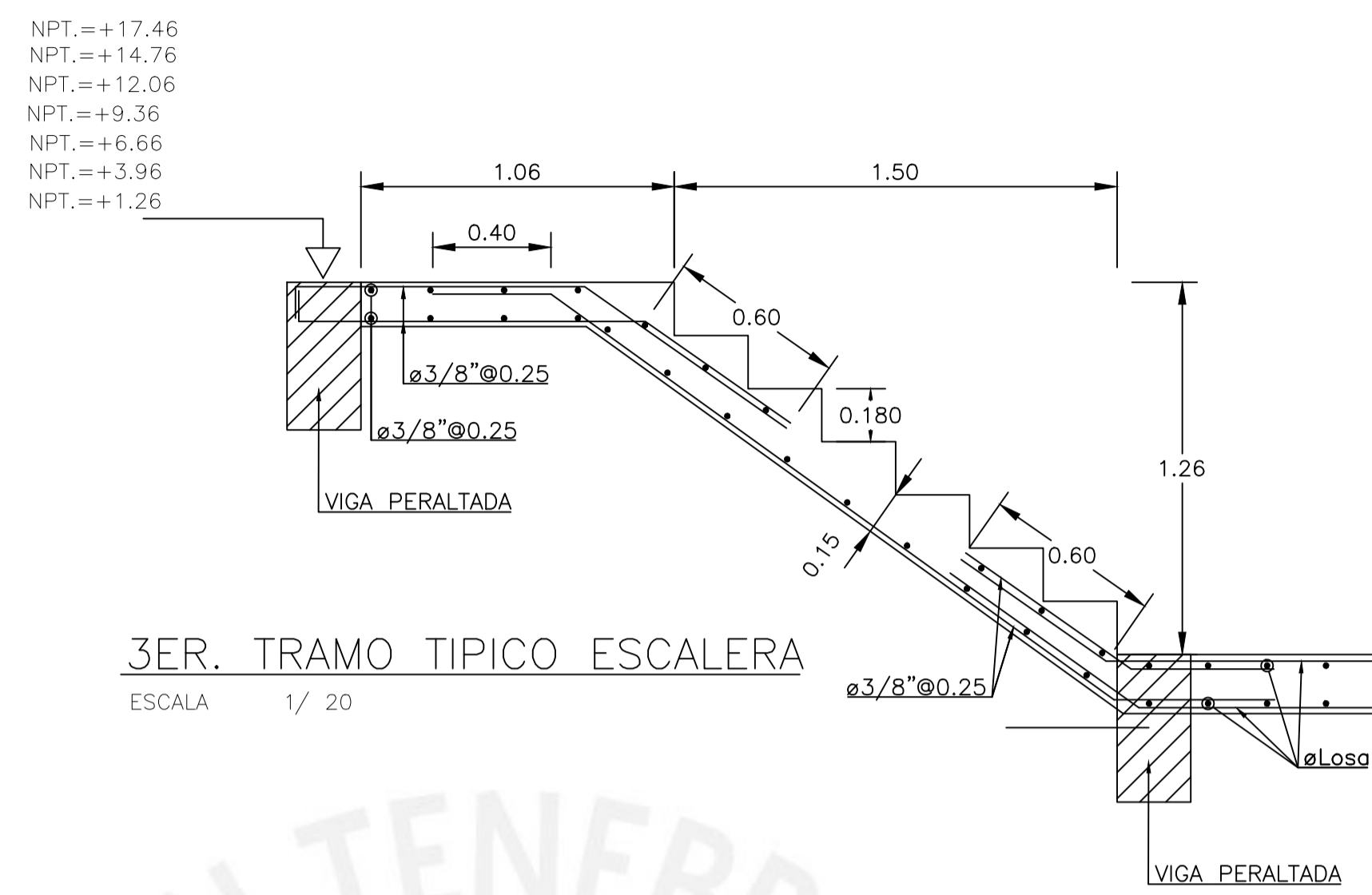
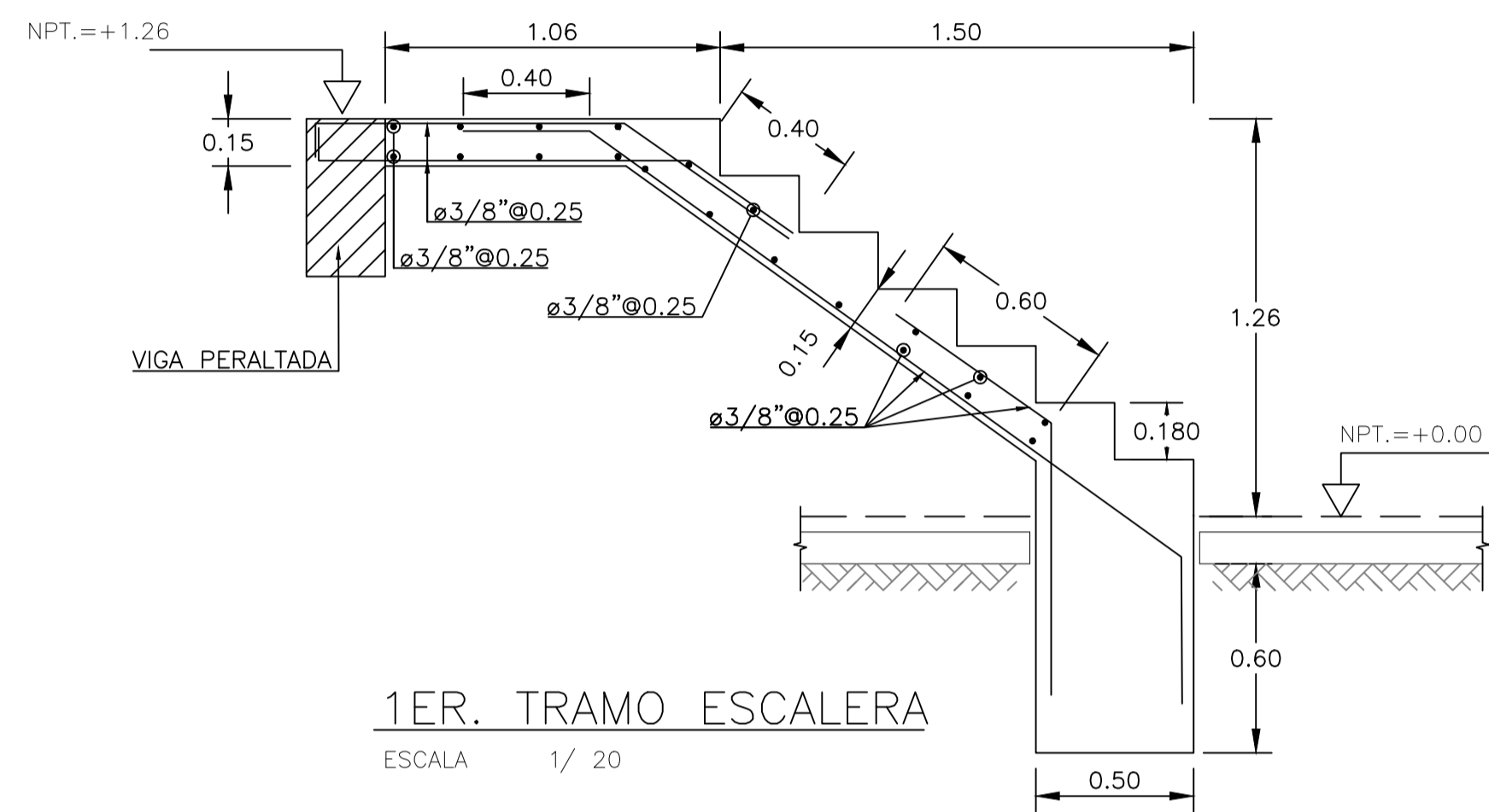
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
1° AL 4° PISO	<p>4a3/4" + 8a5/8" 2 #3/8"; 1 #0.05, 6 #10, RTO @25 C/EXT.</p>	<p>12a5/8" 2 #3/8"; 1 #0.05, 7 #10, RTO @25 C/EXT.</p>	<p>14a5/8" 2 #3/8"; 1 #0.05, 10 #10, RTO @25 C/EXT.</p>	<p>12a5/8" 2 #3/8" + 1 #3/8"; 1 #0.05, 6 #10, RTO @20 C/EXT.</p>
5° AL 7° PISO	<p>10a5/8" 2 #3/8"; 1 #0.05, 6 #10, RTO @25 C/EXT.</p>	↓	↓	↓

ESCALA 1/25

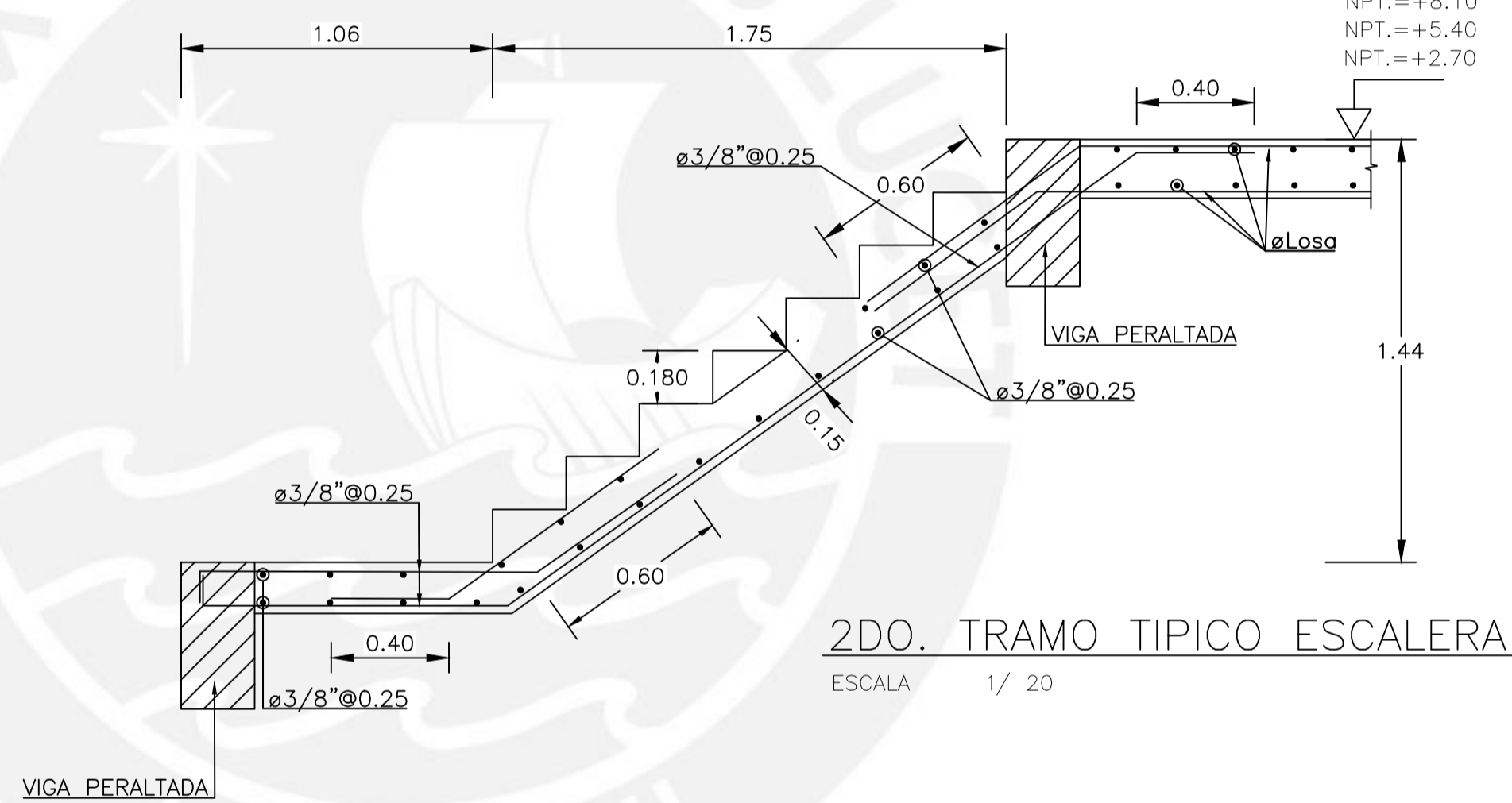


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO: "PRESENTADO POR BACHILLER" ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE CODIGO:20111405	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS PLANO: PLACAS Y COLUMNAS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
GRUPO: PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA	LÁMINA: E-10	ESPECIALIDAD: SETIEMBRE 2024
		ESCALA: 1/25



3ER. TRAMO TIPICO ESCALERA  
ESCALA 1/ 20



2DO. TRAMO TIPICO ESCALERA  
ESCALA 1/ 20



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

DESARROLLO DEL PROYECTO:  
"PRESENTADO POR BACHILLER"  
ZINTHIA VANESSA AQUINO QUISPE  
CODIGO:20111405

PROYECTO:  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

PLANO:  
DESARROLLO DE ESCALERA

GRUPO:  
PUEBLO LIBRE-LIMA-LIMA

LÁMINA:  
E-11

ESPECIALIDAD:  
SETIEMBRE 2024

ESCALA:  
1/20