

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE  
MIRAFLORES**

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

**AUTORES:**

Gean Carlo Joe Tacilla Martinez

Carlos Fabian Nolasco Granados

**ASESOR:**

Renzo Noriega Barrueto

Lima, Agosto del 2024

### Informe de Similitud

Yo, .....Renzo Noriega Barrueto.....,

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 EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES.....,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) .....

.....Gean Carlo Tacilla Martinez.....,

..... Carlos Fabian Nolasco Granados .....

.....

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 02/08/2024.
- 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, 02 de agosto del 2024.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Noriega Barrueto, Renzo</u>	
DNI:46608301	Firma 
ORCID: 0000-0003-1861-6631	

## RESUMEN

El documento de Tesis se fundamenta en el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles en el distrito de Miraflores. El área destinada a estacionamiento se encuentra en el piso 1, con acceso por medio de escalera y ascensor a los niveles superiores. Del segundo piso al séptimo piso es destinado como zona de departamentos, con dos departamentos por nivel.

El proyecto multifamiliar tiene un área de 375 m<sup>2</sup> limitado por las calles Teruel y General Borgoño, a cuabras de la huaca Pucllana. El edificio multifamiliar es construido sobre un suelo de grava bien graduada con un  $q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$ .

El sistema estructural parte del plano de arquitectura planteada, establecido como un sistema estructural de muros. En el presente documento está establecido los criterios, normativas y cálculos del diseño del sistema estructural planteado.

El diseño estructural se plantea, calcula y elabora con respecto a la normativa peruana con el objetivo de que el edificio multifamiliar presente un comportamiento adecuado frente a sismos. En el presente documento se incluye el procedimiento de estructuración y predimensionamiento, el metrado de cargas del edificio, el análisis y el consiguiente diseño de los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, placas y sistema de cimentación.

En adición, el documento examina el análisis de costos y presupuestos en la especialidad de estructuras de la edificación. Se inicia este trabajo con el metrado de movimiento de tierras, material de relleno, concreto, encofrado de elementos estructurales y acero de refuerzo. Con el

conteo de los materiales, se procede a realizar en análisis de costos unitarios de las diversas partidas a ejecutar en el proyecto multifamiliar en la especialidad de estructuras. Se elabora el presupuesto de obra mediante los metrados y los análisis de costos unitarios.

Por último, en la presente tesis se muestra diversas tomas del modelo 3D en software Revit para la revisión del diseño y comparación del metrado real.



*A Dios por la vida y la alegría de cada día.*

*A mi madre por su amor desde mis primeras horas, corregir mis errores, por enseñarme lo bueno y por todo su esfuerzo por sacarme adelante.*

*A mi padre por su innegable voluntad de ser mejor persona, por su gran respaldo en mi proyecto de vida y por su constante preocupación en mí.*

*A mi enamorada y hoy prometida, por su apoyo incondicional, por su gran compañía, por sus palabras de aliento y por todos los sacrificios hechos para poder seguir adelante.*

*A mis buenos amigos de colegio por sus amistades y sus buenos deseos.*

*A mis amigos de universidad por los momentos vividos y por el trabajo en equipo.*

*A mis profesores que me impulsaron en el estudio para llegar a donde me encuentro.*

*A mi asesor por haberme guiado en este proyecto hasta el final.*

*Gean Carlo Joe Tacilla Martinez*

*A todas las personas que han apoyado mi crecimiento, mi más sincero agradecimiento. Su apoyo ha sido fundamental en mi vida. ¡Gracias por ser parte de mi historia!*

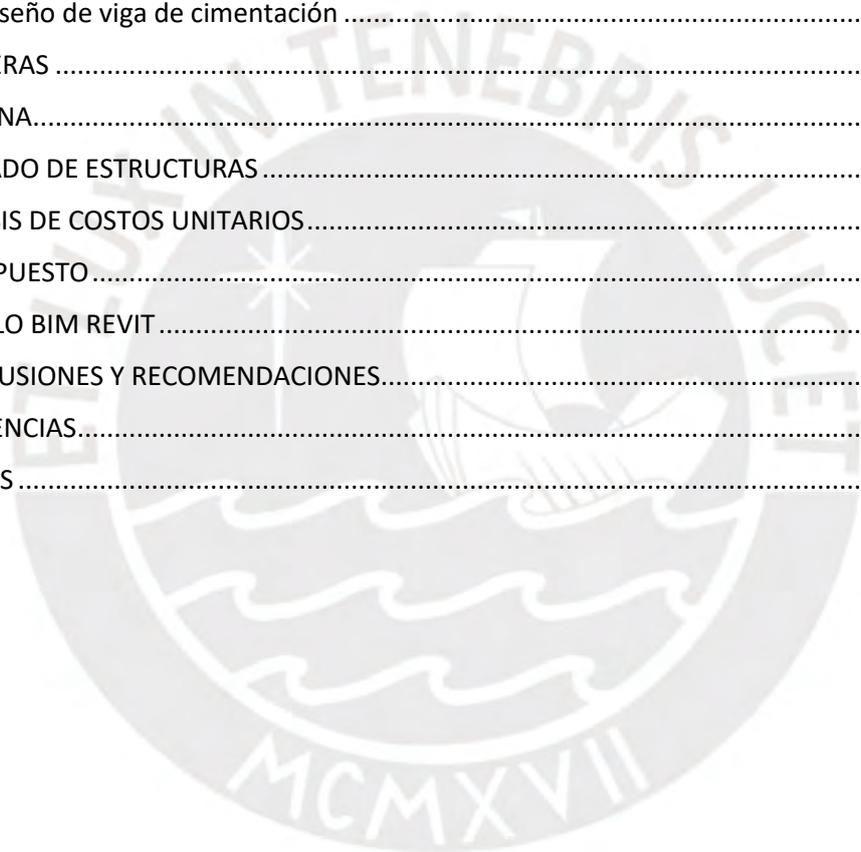
*Carlos Fabian Nolasco Granados*

# Contenido

1.	INTRODUCCIÓN.....	8
1.1.	Descripción del proyecto .....	8
1.2.	Objetivos .....	8
1.3.	Justificación.....	9
1.4.	Estado del arte .....	10
1.5.	Metodología.....	12
2.	DEFINICION DE MATERIALES Y NORMATIVA .....	13
2.1.	Materiales .....	13
2.1.1.	Concreto.....	14
2.1.2.	Acero .....	14
2.2.	Normativa .....	15
3.	ESTRUCTURACIÓN Y PRE DIMENSIONAMIENTO.....	17
3.1.	Criterios de estructuración .....	17
3.1.1.	Simplicidad y simetría. ....	17
3.1.2.	Resistencia y ductilidad.....	17
3.1.3.	Hiperestaticidad y monolitismo .....	18
3.1.4.	Uniformidad y continuidad de la estructura.....	18
3.1.5.	Rigidez lateral.....	18
3.1.6.	Diafragma rígido.....	19
3.2.	Proceso de estructuración .....	19
3.3.	Predimensionamiento.....	20
3.3.1.	Losa Aligerada .....	20
3.3.2.	Losa Maciza .....	21
3.3.3.	Vigas .....	21
3.3.4.	Columnas.....	22
3.3.5.	Placas .....	23
4.	ANÁLISIS DE CARGAS .....	24
4.1.	Cargas en la edificación.....	24
4.2.	Análisis de cargas en los elementos estructurales .....	25
4.2.1.	Losa aligerada .....	25
4.2.2.	Losa maciza .....	26
4.2.3.	Viga chata.....	26

5.	ANÁLISIS SÍSMICO .....	27
5.1.	Introducción.....	27
5.2.	Modelo estructural .....	27
5.3.	Parámetros de sitio .....	28
5.4.	Análisis estático.....	31
5.5.	Análisis Dinámico Modal Espectral .....	33
5.5.1.	Verificación de irregularidades .....	36
5.5.2.	Verificación de junta sísmica.....	40
5.5.3.	Fuerza cortante de diseño .....	40
6.	FUNDAMENTOS DE DISEÑO.....	42
6.1.	Requisitos generales de análisis .....	42
6.2.	Requisitos generales de diseño.....	42
6.2.1.	Diseño de vigas .....	43
6.2.2.	Diseño de columnas .....	50
6.2.3.	Diseño de Placas.....	54
6.2.4.	Diseño de Zapatas .....	57
7.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	62
7.1.	Losa aligerada .....	62
7.1.1.	Análisis estructural.....	62
7.1.2.	Cálculos del diseño por flexión .....	65
7.1.3.	Cálculos del diseño por cortante .....	66
7.2.	Losa maciza .....	67
7.2.1.	Análisis estructural.....	67
7.2.2.	Cálculos del diseño por flexión .....	70
7.2.3.	Cálculos del diseño por cortante .....	70
7.3.	Viga chata.....	71
7.3.1.	Análisis estructural.....	71
7.3.2.	Cálculo del diseño por flexión.....	71
7.3.3.	Cálculo del diseño por cortante .....	73
8.	DISEÑO DE VIGAS.....	74
8.1.	Análisis estructural.....	74
8.2.	Cálculos del diseño por flexión .....	76
8.3.	Cálculos del diseño por cortante .....	78
8.4.	Cálculo de deflexiones .....	79

9.	Columnas .....	81
9.1.	Análisis estructural.....	81
9.2.	Cálculo del diseño por flexocompresión.....	84
9.3.	Cálculo del diseño por cortante.....	87
10.	Placas .....	91
10.1.	Análisis estructural.....	91
10.2.	Cálculos del diseño por flexocompresión .....	93
10.3.	Diseño por cortante .....	96
11.	CIMENTACIÓN.....	99
11.1.	Diseño .....	99
11.2.	Diseño de viga de cimentación .....	105
12.	ESCALERAS .....	107
13.	CISTERNA.....	112
14.	METRADO DE ESTRUCTURAS .....	120
15.	ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.....	121
16.	PRESUPUESTO.....	123
17.	MODELO BIM REVIT .....	126
18.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	130
19.	REFERENCIAS.....	134
20.	ANEXOS.....	136



# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Estructuración de la edificación vista en planta. ....	20
Figura 2. Criterios para el predimensionamiento de losa aligerada. ....	20
Figura 3. Criterios para el predimensionamiento de losas macizas. ....	21
Figura 4. Modelo estructural tridimensional de la edificación hecho en ETABS. Fuente: Propia .....	28
Figura 5. Expresiones para el cálculo del factor de amplificación sísmica.....	29
Figura 6. Coeficiente básico de reducción según lo indica la norma E 030. ....	30
Figura 7. Desplazamiento debido al sismo en dirección X.....	35
Figura 8. Desplazamiento debido al sismo en dirección Y.....	35
Figura 9. Deriva inelástica de entrepiso debido al sismo en dirección X.....	35
Figura 10. Deriva inelástica de entrepiso debido al sismo en dirección Y.....	35
Figura 11. Criterio para determinar irregularidad torsional. ....	38
Figura 12. Modelo del bloque equivalente de compresiones o rectángulo de Whitney. ....	46
Figura 13. Ejemplo de Diagrama de interacción de una columna. ....	52
Figura 14. Núcleo de confinamiento en borde de placa.....	54
Figura 15. Elementos confinados de borde en muros. ....	56
Figura 16. Distribución de esfuerzos del suelo sobre la zapata. ....	59
Figura 17. Sección crítica para verificación por punzonamiento.....	61
Figura 18. Sección crítica para el diseño por flexión.....	61
Figura 19. Sección transversal de la vigueta en forma de T.....	62
Figura 20. Vista en planta del aligerado.....	63
Figura 21. Envoltorio de momento para el diseño de la vigueta. ....	64
Figura 22. Envoltorio de fuerza cortante para el diseño de la vigueta.....	64
Figura 23. Vista en planta de losa maciza. ....	67
Figura 24. Distribución de momentos en la losa maciza en ambas direcciones.....	69
Figura 25. Distribución de cortante en la losa maciza en ambas direcciones. ....	69
Figura 26. Vista en planta de vigas.....	74
Figura 27. Envoltorio de momentos en la viga.....	75
Figura 28. Envoltorio de momentos en la viga.....	76
Figura 29. Vista en planta de columnas. ....	82
Figura 30. Dimensiones y ejes de columnas. ....	82
Figura 31. Armado propuesto de columna C-2. Fuente: Propia .....	84
Figura 32. Armado propuesto de columna C-5.....	84
Figura 33. Diagrama de interacción de la columna C-2 de ambos ejes locales. ....	85
Figura 34. Diagrama de interacción de la columna C-5 de ambos ejes locales. ....	85
Figura 35. Verificación del diseño de la columna C-2. ....	86
Figura 36. Verificación del diseño de la columna C-5. ....	86
Figura 37. Cálculo del momento nominal de la columna C-2. ....	87
Figura 38. Cálculo del momento nominal de la columna C-5. ....	87
Figura 39. Armado final de la columna C-2 y Columna C-5 respectivamente. ....	90
Figura 40. Vista en planta de placas.....	91
Figura 41. Diseño tentativo de la placa horizontal .....	93
Figura 42. Diseño tentativo de la placa vertical.....	93
Figura 43. Diagrama de interacción de la placa horizontal.....	94

Figura 44. Diagrama de interacción de la placa vertical. ....	94
Figura 45. Verificación del diseño de la placa horizontal. ....	95
Figura 46. Verificación del diseño de la placa vertical. ....	95
Figura 47. Armado final de la placa horizontal. ....	98
Figura 48. Armado final de la placa vertical. ....	99
Figura 49. Vista en planta de la cimentación. ....	100
Figura 50. Esfuerzos del suelo sobre la zapata con sismo en sentido X+. ....	101
Figura 51. Esfuerzos del suelo sobre la zapata con sismo en sentido X-. ....	102
Figura 52. Armado final de la zapata Z-1. ....	104
Figura 53. Armado final de la zapata Z-2. ....	104
Figura 54. Vista en planta de las vigas de cimentaciones. ....	105
Figura 55. Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación VC-1. ....	106
Figura 56. Diagrama de momento flector en la viga de cimentación VC-1. ....	106
Figura 57. Detalle de refuerzo longitudinal, bastones y estribos de la viga de cimentación VC-1. ....	107
Figura 58. Dimensión de tramo 01 de escalera. ....	107
Figura 59. Modelo de tramo 01 de escalera con carga muerta. ....	109
Figura 60. Modelo de tramo 01 de escalera con carga viva. ....	109
Figura 61. Diagrama de momentos en tramo 01. ....	109
Figura 62. Diagrama de cortantes en tramo 01. ....	109
Figura 63. Dimensión de tramo 02 de escalera. ....	110
Figura 64. Diagrama de momentos en tramo 02. ....	110
Figura 65. Diagrama de cortante en tramo 02. ....	110
Figura 66. Armado final del tramo 01 de escalera. ....	111
Figura 67. Armado final del tramo 02 de escalera. ....	112
Figura 68. Dotación por departamento para el cálculo del volumen de la cisterna. ....	112
Figura 69. Expresiones para el cálculo del espaciamiento máximo. Fuente: ACI318-18. ....	114
Figura 70. Modelo estructural de la cisterna de la edificación. ....	115
Figura 71. Acción del terreno en pared de la cisterna. ....	116
Figura 72. Valores del peso específico y ángulo de fricción interna para algunos tipos de terreno. Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado - Teodoro Harmsen. ....	116
Figura 73. Carga distribuida del suelo sobre la cisterna. Fuente: Propia. ....	117
Figura 74. Distribución de momento en los muros en dirección 1-1. ....	117
Figura 76. Distribución de la cortante en los muros. ....	118
Figura 75. Distribución de momento en los muros en dirección 2-2. ....	118
Figura 77. Armado final de la cisterna. ....	120
Figura 78. Vista en 3D del modelo del edificio multifamiliar. ....	127
Figura 79. Vista en planta del nivel de cimentación. ....	127
Figura 80. Vista 3D de la cimentación. ....	128
Figura 81. Vista en planta del encofrado de techo. ....	128
Figura 82. Detalle de refuerzo en columnas. ....	129
Figura 83. Detalle de refuerzo en placas. ....	129

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resumen del predimensionamiento de columnas.....	23
Tabla 2. Peso específico de los materiales a utilizar en el diseño .....	24
Tabla 3. Sobrecarga en vivienda de piso típico y azotea .....	25
Tabla 4. Solicitaciones que actúan en la losa.....	26
Tabla 5. Factores de irregularidad estructural dependiendo del caso .....	31
Tabla 6. Parámetros sísmicos para el cálculo de la fuerza cortante en la base.....	33
Tabla 7. Resumen de las masas participantes en los modos de vibración para cada caso de sismo ...	34
Tabla 8. Determinación del sistema estructural .....	36
Tabla 9. Resultados para la determinación de irregularidad por piso blando.....	37
Tabla 10. Resultados para la determinación de irregularidad por masa.....	38
Tabla 11. Determinación de irregularidad torsional en dirección X .....	39
Tabla 12. Determinación de irregularidad torsional en dirección Y .....	39
Tabla 13. Determinación de junta sísmica.....	40
Tabla 14. Periodo fundamental y Coeficiente de amplificación sísmica .....	41
Tabla 15. Cálculo de Factor de escala .....	41
Tabla 16. Metrado de cargas en la vigueta.....	63
Tabla 17. Cálculo de las solicitaciones debió a la carga muerta y viva .....	64
Tabla 18. Resumen del análisis estructural de la vigueta .....	65
Tabla 19. Cálculo de la cantidad de acero máximo.....	65
Tabla 20. Cálculo de la cantidad de acero mínimo .....	66
Tabla 21. Diseño de la vigueta a flexión.....	66
Tabla 22. Diseño de la vigueta a cortante.....	67
Tabla 23. Metrado de cargas en la losa maciza .....	68
Tabla 24. Cálculo de las solicitaciones debido a carga muerta y viva.....	68
Tabla 25. Diseño de la losa maciza a flexión.....	70
Tabla 26. Diseño de la losa maciza a cortante .....	70
Tabla 27. Metrado de cargas en la viga chata .....	71
Tabla 28. Análisis estructural de la viga chata .....	71
Tabla 29. Cálculo de la cantidad de acero máximo.....	72
Tabla 30. Diseño de la viga chata a flexión .....	72
Tabla 31. Diseño de la viga chata a cortante .....	73
Tabla 32. Metrado de carga muerta en la viga .....	74
Tabla 33. Metrado de carga viva en la viga.....	75
Tabla 34. Metrado de la carga muerta en la viga .....	75
Tabla 35. Metrado de la carga viva en la viga.....	76
Tabla 36. Cálculo de la cantidad de acero máximo.....	76
Tabla 37. Diseño de la viga 1 a flexión .....	77
Tabla 38. Diseño de la viga 10 a flexión .....	77
Tabla 39. Diseño de la viga 1 a cortante .....	78
Tabla 40. Diseño de la viga 10 a cortante .....	78
Tabla 41. Resumen del espaciamiento de estribos por tramos de las vigas 1 y 10.....	79
Tabla 42. Cálculo de deflexiones.....	81
Tabla 43. Resumen de las cargas en el primer piso de la columna C-2. ....	83

Tabla 44. Resumen de las cargas en el primer piso de la columna C-5. ....	83
Tabla 45. Combinación de cargas en la columna C-2.....	83
Tabla 46. Combinación de cargas en la columna C-5.....	84
Tabla 47. Diseño por capacidad de la columna C-2 .....	88
Tabla 48. Diseño por capacidad de la columna C-5 .....	88
Tabla 49. Fuerza cortante actuante en la columna C-2 .....	88
Tabla 50. Fuerza cortante actuante en la columna C-5 .....	88
Tabla 51. Diseño a cortante de la columna C-2. ....	89
Tabla 52. Diseño a cortante de la columna C-5 .....	89
Tabla 53. Cargas actuantes en la placa horizontal.....	92
Tabla 54. Cargas actuantes en la placa vertical .....	92
Tabla 55. Combinaciones de cargas en la placa horizontal .....	92
Tabla 56. Combinación de cargas en la placa vertical .....	93
Tabla 57. Cálculo de cuantía mínima de refuerzo en la placa horizontal (e=0.20m).....	96
Tabla 58. Cálculo de cuantía mínima de refuerzo en la placa vertical (e=0.25m) .....	96
Tabla 59. Cálculo de la resistencia a cortante del concreto. ....	97
Tabla 60. Cálculo de refuerzo por capacidad.....	97
Tabla 61. Verificación del Núcleo de confinamiento .....	98
Tabla 62. Cargas actuantes en la zapata Z-1 .....	100
Tabla 63. Cargas actuantes en la zapata Z-2.....	100
Tabla 64. Dimensionamiento de las zapatas.....	101
Tabla 65. Cálculo de esfuerzos en la zapata .....	102
Tabla 66. Cálculo de los esfuerzos últimos .....	102
Tabla 67. Verificación del diseño por punzonamiento .....	103
Tabla 68. Verificación del diseño por cortante .....	103
Tabla 69. Cálculo del diseño de zapatas a flexión.....	103
Tabla 70. Diseño por flexión de la viga de cimentación VC-1.....	106
Tabla 71. Diseño por corte de la viga de cimentación VC-1 .....	106
Tabla 72. Cálculo del diseño de tramo 01 de escalera a flexión .....	110
Tabla 73. Cálculo del diseño de tramo 02 de escalera a flexión .....	111
Tabla 74. Cálculo de verificación del diseño a cortante de escalera en ambos tramos. ....	111
Tabla 75. Cálculos de dimensionamiento de la cisterna para las instalaciones de agua fría .....	113
Tabla 76. Cálculos de dimensionamiento de la cisterna para las instalaciones de agua contra incendios.....	113
Tabla 77. Cálculo de espaciamiento máximo de refuerzo para control de fisuras.....	115
Tabla 78. Cálculo de diseño de muro de cisterna a flexión .....	119
Tabla 79. Verificación de esfuerzos de la losa en la base de la cisterna con la capacidad portante del terreno .....	119
Tabla 80. Cálculo de verificación de la cortante en la cisterna.....	119
Tabla 81. Plantilla de metrado de viga de techo en la especialidad de estructuras, partida de acero de refuerzo.....	121
Tabla 82. Análisis de Costo Unitario para la partida de acero de viga.....	122
Tabla 83. Presupuesto de obra en la especialidad de estructuras. ....	124
Tabla 84. Ratios de los materiales empleados en la estructura de la edificación .....	125
Tabla 85. Ratios del costo directo por $m^2$ a emplear en la edificación.....	125

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Descripción del proyecto

El edificio multifamiliar de siete niveles ubicado en una esquina se encuentra en el cruce de la calle General Borgoño con la calle Teruel en el distrito de Miraflores. En la primera planta de la edificación es destinado para uso de estacionamiento; mientras que, los seis niveles superiores son ambientes destinados para departamentos.

En la presente tesis; por un lado, se propone como alcance investigar o aplicar todos los procedimientos y metodologías que se tienen a la hora de diseñar el casco estructural de la edificación. Se establecerán los procesos, los ensayos y normas a seguir; así como, también los requisitos y lineamientos a tener en cuenta. Todo esto se realiza para obtener una memoria de cálculo, planos y un modelo estructural en el software ETABS. Por otro lado, se ha planteado realizar el presupuesto de la especialidad de estructuras para evaluar los costos. Además, realizar un modelamiento 3D de la estructuración elegida para respaldar los cálculos de metrados y ratios de los diversos materiales presentes en la especialidad de estructuras.

### 1.2. Objetivos

El objetivo general es diseñar un edificio multifamiliar de siete niveles de concreto armado conforme a las directrices establecidas por las normas de construcción del Perú.

Con la finalidad de llevar a cabo este objetivo, se plantea realizar de forma específica lo siguiente:

- Realizar la estructuración y dimensionamiento a fin de estar acorde con las normas o requerimientos de arquitectura; de esta forma, plantear una edificación que tiende a tener problemas de torsión.
- Ejecutar el análisis estructural de la superestructura mediante el software ETABS.
- Desarrollar el diseño de los componentes estructurales con el propósito de crear los planos estructurales del edificio.
- Elaborar metrado y presupuesto de las partidas de estructuras de la edificación.
- Implementar el uso de herramientas de modelamiento 3D mediante el software Revit para el desarrollo de metrados y revisión del diseño propuesto.

### 1.3. Justificación

Las edificaciones en el Perú, en especial las ubicadas en la costa, se encuentran en constante riesgo debido a la presencia de sismos. Con el fin de no diseñar construcciones vulnerables bajo estas solicitaciones, y evitar pérdidas humanas y económicas, los ingenieros estructurales tienen la responsabilidad de diseñar y proyectar estructuras capaces de mantenerse operativas; es decir, salvaguardar la vida de los que residen la infraestructura y reducir las pérdidas económicas lo mayor posible. Se sabe que el valor de la estructura, dependiendo del uso, es mucho menor que los elementos no estructurales que

alberga; por ello, una adecuada estructuración es vital para mitigar los daños estructurales que afectan considerablemente a la operatividad de la edificación.

#### 1.4. Estado del arte

Para la ejecución del tema de tesis, se ha realizado una búsqueda de información y fuentes donde se puede revisar los conceptos, metodologías, requerimientos y comentarios concerniente al diseño en concreto armado. De acuerdo con el Ing. Ottazzi (2016), el diseño estructural consiste en la determinación de dimensiones y características de componentes estructurales. Las características más importantes de una estructura y sus elementos son su resistencia, rigidez, regularidad y ductilidad, estas deben ser suficientes para tolerar todas las solitudes estructurales presumibles en la vida útil de la edificación (Harmsen, 2002). Esta información recaudada es de ayuda para llevar a cabo el objetivo, ya que presenta un esquema general de lo requerido para un diseño estructural exitoso.

El litoral peruano se encuentra ubicado cerca de la zona de subducción entre la placa continental sudamericana y la placa de Nazca, lo que provoca un peligro sísmico a toda estructura asentada en el territorio; por ello, el análisis sísmico es el más importante para una edificación de concreto armado (Muñoz, 2020). En consecuencia, la estructuración y diseño deben cumplir límites permisibles para prever un desempeño sísmico aceptable que se encuentran especificados en la NTE E.030 publicada el año 2019; además, esta presenta una filosofía que se basa en 3 principios: evitar las pérdidas de vidas humanas, asegurar la

continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños ocasionados al edificio.

En la tesis propuesta, se mencionará la metodología del diseño considerando efectos de las cargas de gravedad y las sollicitaciones sísmicas. El libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (Blanco, 1994) nos muestra la estructuración, conceptos y normativa que se debe tener en cuenta al momento de realizar una tesis como la propuesta. El autor indica el procedimiento que se ha de realizar para el diseño de un edificio multifamiliar, así como los procedimientos, el orden y la secuencia de la elaboración de la memoria de cálculo correspondiente. De igual manera, se ha tomado en cuenta la lectura del libro “Diseño de estructuras de concreto armado” (Harmsen, 2002) que detalla la metodología y cálculos respectivos del diseño de los componentes estructurales. En el libro se refiere a los ensayos realizados para alcanzar fórmulas empíricas y relaciones entre las propiedades de los materiales del concreto armado. Esto es útil para realizar el análisis estructural y el diseño de dichos elementos. En adición, se ha revisado el informe “Requisitos de reglamento para concreto estructural” (American Concrete Institute, 2019). En este informe se describen los requerimientos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras en concreto armado. Esta información es importante debido a que necesitamos realizar nuestras edificaciones resistentes, funcionales y que tengan durabilidad.

Por otro lado, en referencia al tema del uso de BIM (Building Information Modeling), se busca información sobre la reducción de pérdidas en la construcción de un proyecto de edificación. Por tal motivo, se realiza un estudio

y revisión del artículo “Impacto económico del uso de BIM en el desarrollo de proyectos constructivos: estudio de caso en Manizales (Colombia)” (Salazar, Galindo, 2017). A partir de la información de este artículo, se identifica los tipos de variación del presupuesto que se tiene cuando se emplea esta metodología. Además, el artículo especifica las interferencias que se presentan con respecto a la arquitectura y estructura del proyecto, también hace mención a la interferencia en obra y al costo de inversión por la implementación de la metodología BIM. Esta información resulta de gran utilidad al momento de utilizar modelos en la presente tesis, ya que se conoce las ventajas y las variaciones que esto produce. Esto es importante, debido a que reduce costos y lleva a procesos constructivos más eficientes.

#### 1.5. Metodología

La metodología de la tesis propuesta consiste en partir de un plano arquitectónico, del que se definirá la estructuración y dimensionamiento de los componentes estructurales tentativos, compatible con los requerimientos de uso de la edificación multifamiliar. Luego se deberá verificar que los elementos estructurales tentativos no interfieran con los lineamientos en la Normas Técnicas de Edificaciones A.010 y A.020.

El enfoque cuantitativo se presenta en el desarrollo del modelo estructural mediante el programa ETABS; en el cual se define el material a utilizar y sus propiedades mecánicas. Además, se modela las secciones y forma de la superestructura. Posteriormente, se realiza la asignación de cargas verticales bajo los lineamientos de la Norma Técnica de Edificaciones E.020. Después, se elabora el análisis sísmico de acuerdo con la Norma de Diseño

Sismorresistente E.030 vigente publicada en el año 2018; en dicho análisis se verificarán los desplazamientos laterales e irregularidades estructurales con la finalidad de que sean admisibles por la norma. Si no fuera el caso, se deberá realizar cambios en las secciones o estructuración propuesta hasta que este quede validado por los estándares propuestos en la norma previamente mencionada. Tras la verificación del análisis sísmico, se da por completado el análisis estructural; a partir del modelo de cálculo estructural con las solicitaciones máximas previsibles, se procede al diseño bajo los procedimientos y recomendaciones establecidas en la Norma Técnica de Edificaciones E.060.

Finalmente, se desarrollarán planos estructurales, modelo 3D estructural y presupuesto de estructuras. Todos estos serán de gran utilidad al constructor, ya que le permitirá mejorar la calidad, eficiencia; debido a que los modelos y detallado en 3D permitirá compatibilizar y unificar los sistemas de diferentes especialidades involucrados en los proyectos de edificación.

## **2. DEFINICION DE MATERIALES Y NORMATIVA**

### **2.1. Materiales**

El edificio multifamiliar de siete pisos será diseñado utilizando como material predominante el concreto armado. Esto consiste en la preparación del concreto y refuerzo con calidad y propiedades mecánicas específicas. Se establece dichas propiedades a utilizar en el diseño validando los requerimientos de la normativa vigente.

### 2.1.1. Concreto

El material principal es el concreto armado. La dosificación, calidad y propiedades están regidas bajo la Norma Técnica de Edificaciones E.060. Se pasa a detallar las características:

- Resistencia nominal a compresión  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \approx 217000 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformación unitaria último  $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de rigidez al esfuerzo cortante  $G = E_c/2.3$
- Modelo esfuerzo – deformación: bloque equivalente de compresiones

### 2.1.2. Acero

El acero estructural mejora las propiedades mecánicas del concreto; por ello, actúa como refuerzo. La calidad, propiedades y características se encuentran regidas por la Norma Técnica de Edificaciones E.060. Se pasa a detallar las características de acero corrugado:

- Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformación de fluencia  $\varepsilon_y = 0.0021$
- Modelo esfuerzo – deformación: Elastoplástico perfecto

## 2.2. Normativa

El análisis, diseño y elaboración de los cálculos y resultados de la estructura debe seguir los diversos capítulos y artículos establecidos en Normativa Nacional de Edificaciones. Así también, el presupuesto de estructuras debe seguir su respectiva normativa correspondiente. En los siguientes párrafos se detallará las normas a seguir y su implementación en el proyecto.

En primer lugar, para conocer las solicitaciones que demanda las personas y el mobiliario que debe resistir la estructura se encuentra normalizado por la Norma *E.020 Cargas*. Formado por siete capítulos, en dicho conjunto se encuentra las cargas por gravedad que posee los materiales de los elementos estructurales, incluyendo los pesos específicos, así como la carga viva presente en la edificación. También en dicha norma específica la distribución y combinación de cargas a utilizar en el análisis estructural y el diseño por resistencia.

En segundo lugar, para proceder con el correcto análisis de la estructura y su posterior diseño se debe tener en cuenta las indicaciones escritas en la Norma *E.060 Concreto Armado*. Este conjunto de 22 capítulos y diversos artículos proporciona los requisitos de análisis y diseño de los diversos componentes de concreto armado que forma la estructura. En adición, en dicha norma se indica los detalles que se debe tomar en cuenta para el desarrollo de la armadura y la preparación y colocación del concreto tanto in situ, premezclado o utilizando elementos prefabricados. Además, dicha norma proporciona reglamento para el armado de la estructura teniendo en cuenta requerimiento sísmico adicional

a lo indicado en la Norma E.030. Es relevante indicar que en la elaboración de la Norma E.060 se tuvo presente diversos criterios de otras normativas como los documentados de la American Concrete Institute (ACI) para el concreto y la American Society for Testing and Materials (ASTM) para el refuerzo.

En tercer lugar, hay que tener presente que el objetivo de un correcto diseño de estructura se reduce a la protección de vidas humanas dentro de sus instalaciones durante su vida útil. Teniendo presente que el Perú se ubica en la línea de la zona de subducción entre la placa sudamericana y placa de nazca, toda edificación ubicada en esta región se encuentra afectado por sismos que implica solicitar a la estructura resistir sus efectos y evitar el colapso. En este sentido se hace referencia a la Norma E.030 Diseño sismorresistente, en la cual específica a filosofía y la metodología para realizar el análisis y diseño frente a sismos. Los estudios y ensayos presente en los 8 capítulos fueron modificándose a lo largo de la historia peruana. Son los sismos la verificación de la normativa que modifican sus criterios hasta obtener el actual reglamento.

Para finalizar, se utilizará la norma técnica de metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas. El texto pretende establecer criterios para cuantificación de las diversas partidas presente en el presupuesto de obra. En la presente tesis, se toma en cuenta al momento de presupuestar la estructura del proyecto.

### 3. ESTRUCTURACIÓN Y PRE DIMENSIONAMIENTO

#### 3.1. Criterios de estructuración

Para poder realizar una correcta estructuración del casco es necesario seguir criterios y parámetros establecidos por la norma. Estos criterios son más de índole sísmico, ya que al encontrarse en una zona con actividad sísmica, es imprescindible diseñar los edificios de tal manera que desarrollen un buen desempeño durante el movimiento. Al tener en cuenta estos criterios, diseñamos estructuras sismorresistentes; esto quiere decir, que la estructura se desarrolle en el rango elástico para sismos leves, o tener desplazamientos aceptables en el rango inelástico para sismos moderados. Con el objetivo de lograr estos comportamientos, se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

##### 3.1.1. Simplicidad y simetría.

Se sugiere que la estructuración sea sencilla, para que el comportamiento de la edificación sea más predecible; y conocer con más precisión las cargas y su distribución. Se recomienda que la estructuración presente una simetría con el propósito de repartir homogéneamente la rigidez lateral, y así evitar el efecto de torsión.

##### 3.1.2. Resistencia y ductilidad

El edificio, en caso se desempeñe en el rango elástico durante el sismo, debe tener una resistencia tal que no se presenten deformaciones considerables. En el caso que se desempeñe en el rango inelástico producto de un sismo severo, la estructura debe tener una alta ductilidad capaz de poder disipar la energía producida por el

movimiento y evitar que los elementos estructurales lleguen al colapso y en caso fallen, que sea mediante una falla tipo dúctil.

### 3.1.3. Hiperestaticidad y monolitismo

Una estructura hiperestática tiene la capacidad de formar rótulas plásticas y de redistribuir esfuerzos hacia otros elementos, en caso ocurra alguna falla local. En adición, las estructuras hiperestáticas tienen mayor factor de seguridad en comparación con las estructuras isostáticas. Así mismo, una estructura formada por elementos estructurales construidos de forma monolítica tiene mejor comportamiento.

### 3.1.4. Uniformidad y continuidad de la estructura

El cumplimiento de este criterio garantiza una correcta distribución de cargas en la estructura y, también, la distribución de esfuerzos sin concentración en una única zona.

### 3.1.5. Rigidez lateral

Una estructura debe tener rigidez lateral para disminuir los desplazamientos provocados por el sismo y así evitar que los elementos estructurales sufran daños considerables y la edificación se encuentre operativa. Los muros estructurales y pórticos son los elementos que brindan rigidez y por lo tanto su correcto diseño y ubicación en la estructuración juega un papel fundamental.

### 3.1.6. Diafragma rígido

Los elementos estructurales de un mismo entrepiso deben estar unidos de manera rígida, esta es la función y el motivo en el cual se utilizan diafragmas rígidos. Se emplean losas aligeradas y macizas que garantiza un diafragma rígido y, como consecuencia, la rigidez de la estructura se distribuye homogéneamente en cada entrepiso de la edificación.

## 3.2. Proceso de estructuración

La edificación por diseñar se encuentra ubicada en una esquina, lo que genera contar con dos frentes; además en el primer piso se cuenta con estacionamientos. Los dos aspectos aumentan la complejidad de la distribución de elementos estructurales; debido a que no es aceptable interferir con la arquitectura o distribución proyectada de los ambientes.

En la dirección X-X, se ha dispuesto muros de corte del lado colindante con los vecinos. Además, se opta por colocar la dimensión mayor de las columnas en esta dirección con la finalidad de no interferir con los espacios para estacionamientos proyectados; esto también ayuda a centrar nuestro centro de rigidez para ayudar a la edificación a ser sometida a menores efectos de torsión.

En la dirección Y-Y, se planteó colocar muros de corte a lo largo del lado colindante con la otra propiedad; sin embargo, al observar los pocos elementos verticales que aporten rigidez en esta dirección se descartó la idea. Realizar lo antes mencionado, generaría que la posición del centro de rigidez en X sea muy cercana a la izquierda; en consecuencia, altos efectos de torsión.



Analizando las dimensiones de las áreas de los aligerados, se establece que ningún paño supera luces de 5.5 m. Por lo que, las losas aligeradas en nuestro proyecto se armaran con peralte de 20 cm.

### 3.3.2. Losa Maciza

Las losas macizas se emplean por su utilidad principalmente en los baños con el objetivo de dar facilidad al tendido de tuberías de las instalaciones sanitaria. Para el predimensionamiento se utiliza el criterio aprendido en el libro Estructuración y diseño de edificaciones del Ing. Blanco.

Losa en 2 direcciones:  $h=L/40$  o  $h=\Sigma L/180$

*Figura 3. Criterios para el predimensionamiento de losas macizas.  
Fuente: Tomado del libro Estructuración y diseño de edificaciones de  
concreto armado del Ing. Antonio Blanco*

En el proyecto se ha diseñado losas macizas en dos direcciones; por lo que, se utiliza el criterio correspondiente. En este caso, se ha establecido para las losas macizas un espesor de 20 cm; esto para que la losa, tanto aligerada como maciza, tengan el mismo peralte.

### 3.3.3. Vigas

Existen diversos criterios de predimensionamiento cuando se trata de diseñar vigas debido a ensayos, experiencia en obra, etc. En este proyecto se predimensionó con las disposiciones en el Reglamento nacional de edificaciones y el libro Estructuración y diseño de edificaciones del Ing. Blanco.

En el texto del Ing. Blanco se indica que el peralte de la viga está en el orden de  $L/10$  o  $L/12$  siendo " $L$ " la luz libre de la viga.

Siguiendo los parámetros detallados previamente, se procedió a predimensionar la viga con luz más crítica:

$$h = \frac{\text{luz libre}}{12} \rightarrow h = \frac{6.30}{12} \rightarrow h = 0.525 \approx 0.55m$$

El peralte de la viga resulta ser de 55 cm. Debido a la homogeneidad y simetría, todas las vigas se redimensionarán de tal manera que tengan el mismo peralte. Se menciona también, que las vigas perimetrales se diseñan con un peralte de 60 cm con el objetivo de rigidizar la estructura.

#### 3.3.4. Columnas

Para estimar las dimensiones de las columnas, utilizaremos lo mencionado en el libro Estructuración y diseño de edificaciones del Ing. Blanco, siguiendo siempre las indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para ello, es necesario un metrado de cargas en condición de servicio para ser utilizada. Luego, utilizando la siguiente expresión, se calcula el área de la sección de la columna.

$$\text{Área columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'_c}$$

Se inicia el predimensionamiento especificando la resistencia a compresión del concreto. En nuestro proyecto, se utiliza un  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

Luego, para el cálculo de la carga de servicio se define el área tributaria en la cual influye la columna. Una vez delimitada el área tributaria de una columna,

se procede a multiplicar por una carga asumida con el fin de calcular el peso total que actúa en la columna para el total de pisos. Es recomendable en estos casos usar una carga de  $1 \text{ ton}/\text{m}^2$ .

$$P (\text{servicio}) = \text{Área tributaria} \times \text{Carga asumida}$$

La estructuración presenta cinco tipos de columnas. Su predimensionamiento se realiza a partir de la más crítica cuyos resultados se adjunta en la *Tabla 1*.

*Tabla 1. Resumen del predimensionamiento de columnas*

Columna	$f_c$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	P servicio ( $\text{kg}$ )	Área requerida ( $\text{cm}^2$ )	Área colocada ( $\text{cm}^2$ )	b (cm)	d (cm)
C-1	210	99 113	1 048.81	2 100	30	70
C-2	210	150 360	1 591.11	2 400	30	80
C-3	210	76 160	805.93	1 750	25	70
C-4	210	95 130	1 006.67	2 100	30	70
C-5	210	96 600	1 022.22	1 750	25	70

*Fuente: Propia*

### 3.3.5. Placas

Para realizar el predimensionamiento de placas es necesario realizar un análisis sísmico. Esto debido a que las placas o muros estructurales su principal función es absorber la fuerza cortante asociado al sismo. Esto se evidencia con los desplazamientos que presenta la estructura en la dirección de estas.

El predimensionamiento de las placas se realizó siguiendo el plano de arquitectura. Realizando un análisis de rigidez lateral en direcciones X-X y Y-Y, se observan las zonas donde se podría colocar placas para aumentar la rigidez. Se colocaron placas en los límites laterales con vecinos para controlar los desplazamientos.

Todas las dimensiones de las placas son preliminares, ya que estos serán corroborados con el análisis sísmico y la respuesta estructural.

#### 4. ANÁLISIS DE CARGAS

##### 4.1. Cargas en la edificación

Las cargas en una edificación dependen del uso de la estructura y de los materiales a emplear en la construcción de los componentes estructurales y no estructurales. Para el cálculo de las cargas en una edificación, se analizarán la muerta y viva por separado.

La carga muerta representa el peso correspondiente a los elementos permanentes en una edificación. Esto hace referencia a que se reconoce como carga muerta al peso de la estructura, incluyendo los componentes no estructurales. El peso específico de los materiales necesarios se encuentra en la Norma E.020 cuya información se muestra en la *Tabla 2*.

*Tabla 2. Peso específico de los materiales a utilizar en el diseño*

Material	Peso específico ( $ton/m^2$ )
Albañilería	1.40
Concreto armado	2.40
Piso terminado (e=0.05m)	0.10

*Fuente: Elaborado a partir de la norma E.020*

La carga viva es una de tipo variante; esto quiere decir, está en movimiento en toda la edificación. Esto hace referencia al peso del mobiliario, muebles, equipamiento, personas, etc. La carga viva se calcula por unidad de área y por el uso del ambiente dentro de la edificación. En este caso, al ser una edificación residencial, se tomará la carga viva, también llamado sobrecarga, destinado

para el uso de vivienda. Los pesos por unidad de área se presentan en la NTE E.020 y se adjunta en la *Tabla 3*.

*Tabla 3. Sobrecarga en vivienda de piso típico y azotea*

Carga viva	Peso ( $ton/m^2$ )
Vivienda	0.20
Azotea	0.10

*Fuente: Elaborado a partir de la norma E.020*

## 4.2. Análisis de cargas en los elementos estructurales

### 4.2.1. Losa aligerada

En la edificación se utilizará losa aligerada de espesor 0.20 m; por lo que, su peso por unidad de área según la norma es de  $0.30 ton/m^2$ . El piso terminado tiene de espesor 0.05 m; por lo que, resulta en una carga de  $0.10 ton/m^2$ .

Algunas de las losas soportan tabiques perpendiculares a las viguetas. Esto origina una carga puntual en la vigueta ubicado encima del tabique. Para este proyecto se utilizó tabiques de albañilería cocidas huecas que tiene un peso específico de  $1.40 ton/m^3$ .

La losa tiene dentro de su función soportar la carga viva encima de ella. Esta sobrecarga depende del uso del ambiente. En nuestro caso, el uso de la edificación es para vivienda; por lo que, corresponde una sobrecarga de  $0.20 ton/m^2$ .

Toda la información acerca de la carga muerta y viva se adjunta en la *Tabla 4*.

Tabla 4. Solicitaciones que actúan en la losa

Resumen de cargas	
Peso propio aligerado	0.3 ton/m <sup>2</sup>
Peso piso terminado	0.1 ton/m <sup>2</sup>
Peso específico tabique	1.4 ton/m <sup>3</sup>
Sobrecarga	0.2 ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

#### 4.2.2. Losa maciza

Como se mencionó, en la edificación se utilizará losa maciza para el ambiente de baños y pasadizos de un peralte de 0.20 m. Se realiza los cálculos del metrado de cargas que actúa en la losa maciza por ancho tributario de 1m.

$$-Peso\ propio = 2.4 \frac{ton}{m^3} \times 1.0m \times 0.20m = 0.48\ ton/m$$

$$-Piso\ terminado = 0.1 \frac{ton}{m^2} \times 1.0m = 0.10\ ton/m$$

$$-sobrecarga = 0.2 \frac{ton}{m^2} \times 1.0\ m = 0.20\ ton/m$$

#### 4.2.3. Viga chata

Se ha ubicado vigas chatas con el objetivo de soportar el peso de los tabiques y transición de losas macizas. Todas estas mantienen un espesor de misma medida que la losa aligerada, es por ello que, el análisis y diseño se realiza de la misma manera.

A continuación, se calcula el metrado de carga en la viga chata:

$$-Peso\ propio = 2.4 \frac{ton}{m^3} \times base(m) \times peralte(m)$$

$$-Peso\ propio = 2.4 \frac{ton}{m^3} \times 0.20m \times 0.20m = 0.01\ ton/m$$

$$-Peso\ tabique = 1.80 \frac{ton}{m^3} \times ancho(m) \times altura(m)$$

$$-Peso\ tabique = 140 \frac{ton}{m^3} \times 0.15m \times 2.65m = 0.56\ ton/m$$

## 5. ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1. Introducción

Lima se ubica en una área geográfica de alta actividad sísmica. Por eso, la necesidad de construir edificaciones con la capacidad de resistir los sismos y evitar que esta colapse sin provocar muertes.

La finalidad de un análisis sísmico es conocer la respuesta de la estructura para poder diseñarla teniendo en cuenta el carácter dinámico que origina el sismo. A partir de ello, se realizan modelos estructurales en programas que simulan el sismo y calcula las fuerzas internas generados en los componentes estructurales.

### 5.2. Modelo estructural

Se realiza el modelo estructural de la edificación. Esto se basa en dibujar los diversos elementos estructurales con las mismas proporciones y geometría en el programa para que este mismo realice el análisis estructural. En ese sentido, el edificio se modelo utilizando el programa ETABS. Finalmente, en *Figura 4*, se observa el modelo estructural.

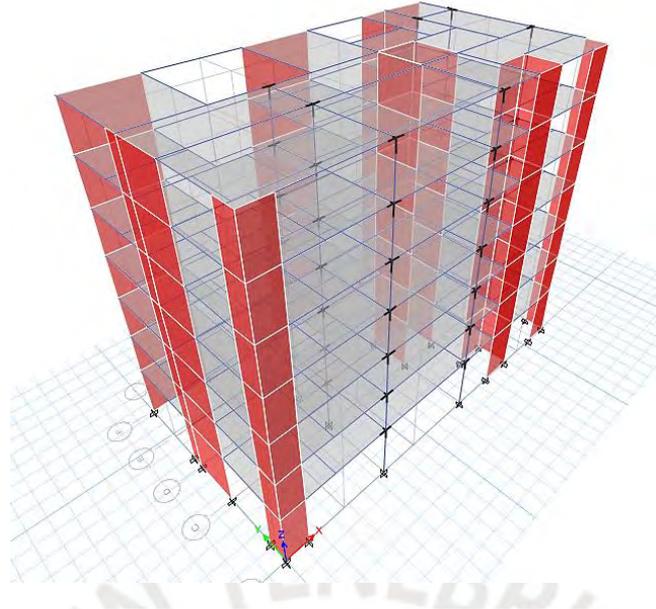


Figura 4. Modelo estructural tridimensional de la edificación hecho en ETABS.  
Fuente: Propia

Luego de haber realizado el modelo, se introducen las solicitaciones por gravedad y sísmicas. En el lado de las cargas por gravedad, se le aplica carga muerta y viva en losas y vigas que son las encargadas de transmitir las a las columnas y placas para finalmente llevarlas a la cimentación. Además, se crean las combinaciones de carga como lo indica la Norma E.020.

Las solicitaciones de sismo se introducen en base a los criterios que indica la Norma E.030 sobre diseño sismorresistente. Esto se justifica en líneas posteriores.

### 5.3. Parámetros de sitio

Al modelo realizado en ETABS se le debe configurar el análisis sísmico según lo indica la Norma E.030. Se recuerda que el edificio multifamiliar se encuentra en el distrito de Miraflores en la ciudad de Lima.

De acuerdo con el artículo 10 de la Norma E.030, la edificación corresponde a la Zona 4 como indica la tabla 1 de dicha norma. Por lo tanto, corresponde a un factor de zonificación  $z = 0.45$ . Por otro lado, la edificación se localiza en el suelo del distrito de Miraflores en Lima, Perú; considerado un suelo de perfil  $S_1 = 1.00$ , esto se menciona en la tabla 3 de dicha norma. Con esta información, se puede obtener los parámetros  $T_P = 0.40$  y  $T_L = 2.50$  denominados periodo de plataforma y periodo límite respectivamente.

Con los parámetros obtenidos en el párrafo anterior, se puede construir espectros de aceleraciones determinando el factor de amplificación sísmica  $C$  como lo indica la Norma E.030 en su artículo 14 cuyas expresiones se observan en la *Figura 5*.

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

*Figura 5. Expresiones para el cálculo del factor de amplificación sísmica.  
Fuente: Norma Técnica Peruana E.030, Diseño sismorresistente*

El factor  $R$  se denomina coeficiente de reducción de fuerza sísmica, cuyo cálculo se determina con la expresión siguiente:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

$R_0$ : Coeficiente básico de reducción

$I_a$ : Factor de irregularidad en altura

$I_p$ : Factor de irregularidad en planta

Se inicia este cálculo determinando el coeficiente básico de reducción como menciona el artículo 15.1 de la norma como se muestra en la tabla 7 de reglamento

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Figura 6. Coeficiente básico de reducción según lo indica la norma E 030.  
Fuente: Norma Técnica Peruana E.030, Diseño sismorresistente

La Norma E.030 artículo 16.1 detalla qué criterios se debe cumplir para considerar un sistema de muros estructurales, sistema de pórticos, sistema dual o un edificio de muros de ductilidad limitada. En este caso, se considera un sistema compuesto por muros estructurales, el cual queda pendiente la verificación de este, siendo el coeficiente de reducción de fuerza sísmica a utilizar inicialmente  $R_o=6$ .

Las estructuras, en otro criterio, pueden denominarse estructuras regulares o irregulares. Para determinar el tipo de irregularidad y su correspondiente factor la norma en el artículo 20 indica los parámetros y consideraciones a seguir. Se adjunta en la *Tabla 5* un resumen de las irregularidades y su respectivo factor. En nuestro caso, debido a que la edificación se ubica en esquina se presupone cierta irregularidad por torsión, que se traduce en un factor de irregularidad de 0.75, el cual queda pendiente su revisión.

Tabla 5. Factores de irregularidad estructural dependiendo del caso

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Factor de irregularidad <math>I_a</math></b>
Irregularidad de Rigidez-Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geometría Vertical	0.90
Discontinuidad de los sistemas estructurales	0.80
Discontinuidad extrema de los sistemas estructurales	0.60
<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de irregularidad <math>I_p</math></b>
Irregularidad de Torsión	0.75
Irregularidad de Torsión Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: Elaborado a partir de la Norma E.030 de diseño sismorresistente

Para finalizar, después de haber identificado el sistema estructural y los tipos de irregularidades que presenta la estructura, se procede a calcular el coeficiente de reducción de fuerza sísmica como el producto del coeficiente básico de reducción con los factores de irregularidades

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Según lo determinado párrafos anteriores, en ambas direcciones se obtiene un coeficiente de reducción de fuerza sísmica igual a  $R=4.5$

#### 5.4. Análisis estático

La cortante basal del edificio debido al sismo se determina con la siguiente expresión como menciona el artículo 28.2.1 de la Norma E.030:

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

*Z: Factor de zona*

*U: Factor de uso*

*C: Factor de amplificación sísmica*

*S: Factor de suelo*

*R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas*

*P: Peso sísmico*

Para cuantificar la cortante basal se estima el periodo fundamental de vibración de la edificación, el cual queda pendiente de verificación con los periodos fundamentales en ambas direcciones. Como indica el artículo 28.4.1 de la norma, este se puede estimar como:

$$T = \frac{h_n}{45} = \frac{18.55}{45} = 0.41s$$

La fuerza cortante en la base se determina como un porcentaje del peso sísmico de la edificación. Este se calcula como lo indica el artículo 26 de la Norma E.030; es decir, la suma de la carga muerta y un 25% de la carga viva. Para la edificación, se estimó un peso sísmico de 1,937 ton que será utilizado para estimar la fuerza cortante en la base.

Con el periodo fundamental de vibración y con los parámetros sísmicos determinados en el apartado anterior, se puede calcular la fuerza cortante en la base como lo indica la *Tabla 6*.

Tabla 6. Parámetros sísmicos para el cálculo de la fuerza cortante en la base

FACTOR DE ZONA SISMICA	
ZONA	4
Z	<b>0.45</b>
FACTOR DE SUELO	
SUELO	S1
Tp	0.40
Tl	2.50
S	<b>1</b>
FACTOR DE USO	
CATEGORIA	C
U	<b>1</b>
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN	
Ro	6
Ia	1
Ip	0.75
R	<b>4.5</b>
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA	
hn	18.55
Ct	45
T	0.41
C	2.43
FUERZA CORTANTE EN LA BASE	
V (ton)	470.69

Fuente: Propia

### 5.5. Análisis Dinámico Modal Espectral

Para este análisis es necesario establecer el espectro inelástico de pseudo-aceleración como lo detalla la norma en el artículo 29.2.1:

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

Se define los modos de vibración estableciendo tres grados de libertad en cada diafragma, dos de traslación de forma ortogonal y una rotación. Mediante los criterios de combinación indicada en el artículo 29.3 de la Norma E.030 se puede obtener la respuesta máxima por parte de la edificación; esta respuesta pertenece a los diversos modos de vibración que se definieron en el modelo.

Realizando el análisis dinámico modal espectral, se obtuvo los modos de vibración y la masa participante en cada uno de ellos exponiendo a la edificación un sismo con 5% de excentricidad con respecto a la longitud ortogonal de análisis. En la *Tabla 7* se muestra como los modos de vibración predominantes son los dos primeros relacionados a traslación, los cuales tienen más del 50% de la masa participante.

*Tabla 7. Resumen de las masas participantes en los modos de vibración para cada caso de sismo*

Caso	Modo	Periodo (s)	Masa participante X (%)	Masa participante Y (%)
ModalX+	1	0.51	3.7%	67.0%
ModalX+	2	0.40	54.4%	6.2%
ModalX+	3	0.34	15.0%	0.3%
ModalX-	1	0.50	0.7%	71.9%
ModalX-	2	0.41	55.3%	0.1%
ModalX-	3	0.34	17.2%	1.6%
ModalY+	1	0.50	2.0%	71.3%
ModalY+	2	0.40	59.5%	2.2%
ModalY+	3	0.35	11.7%	0.1%
ModalY-	1	0.50	3.0%	70.0%
ModalY-	2	0.42	50.0%	3.0%
ModalY-	3	0.33	21.0%	0.0%

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

Como resultado del análisis se obtiene los desplazamientos máximos de los pisos correspondiente a cada dirección de análisis. De dicho análisis se determina que el máximo desplazamiento en la dirección X es 5.73 cm; en cambio, en la dirección Y es de 7.70 cm. Esto se aprecia en la *Figura 7* y *Figura 8*.

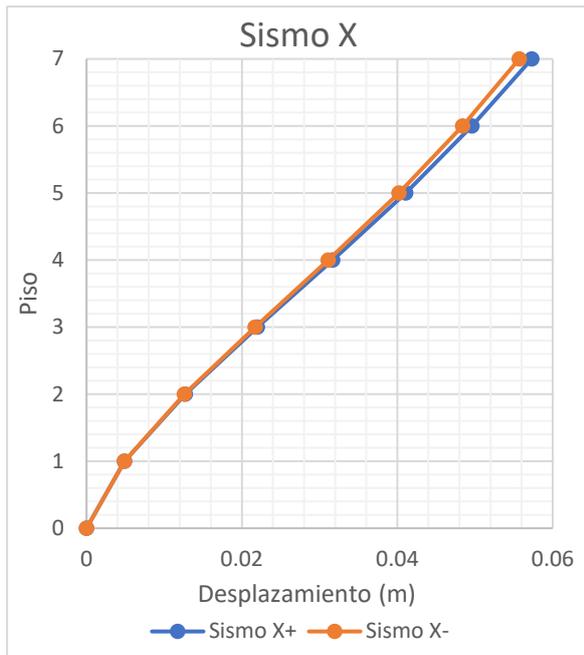


Figura 7. Desplazamiento debido al sismo en dirección X.  
Fuente: Propia

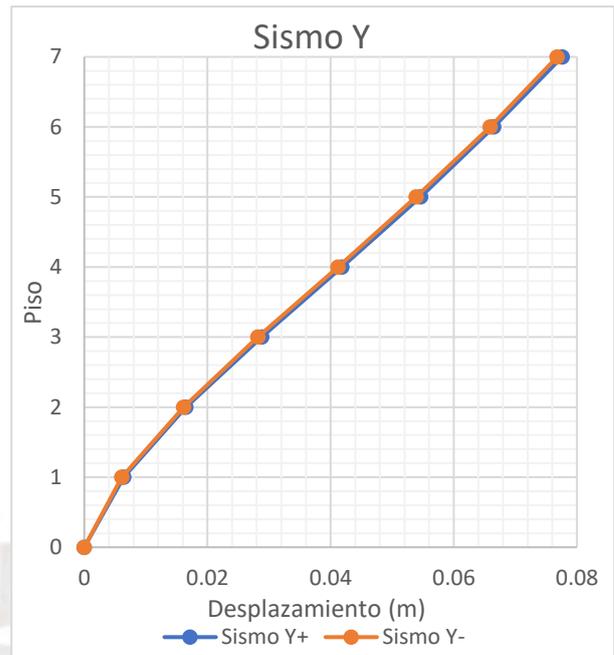


Figura 8. Desplazamiento debido al sismo en dirección Y.  
Fuente: Propia

Por otro lado, el artículo 32 de la norma menciona que para edificaciones de concreto armado, el desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder de 0.007. Por este motivo, se determina dichas distorsiones a partir del análisis dinámico y se obtiene para la dirección X un desplazamiento relativo del orden de 0.004, mientras, en la dirección Y en el orden de 0.005.

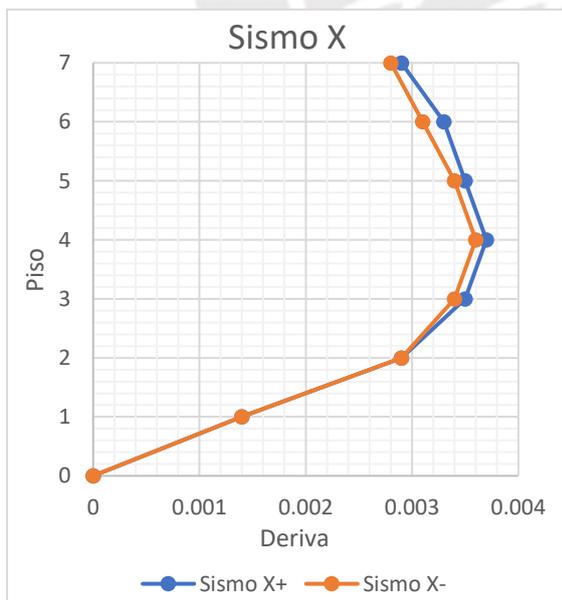


Figura 9. Deriva inelástica de entrepiso debido al sismo en dirección X.  
Fuente: Propia

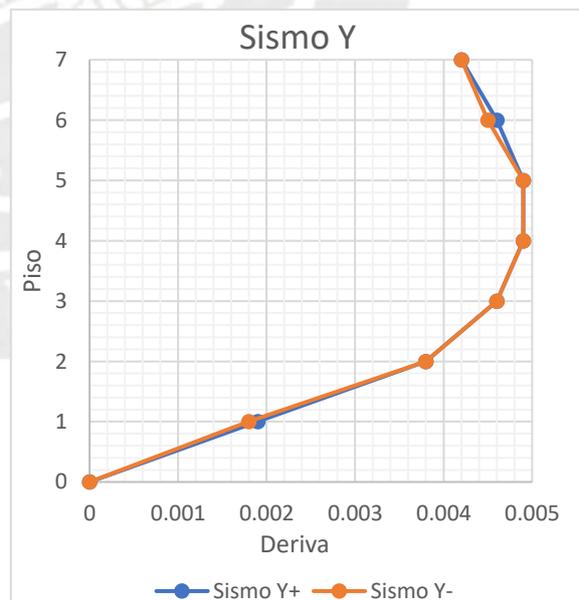


Figura 10. Deriva inelástica de entrepiso debido al sismo en dirección Y.  
Fuente: Propia

### 5.5.1. Verificación de irregularidades

En primer lugar, para verificar que el sistema en la cual opera la estructura es un sistema de muros, se utiliza los resultados del análisis sísmico para calcular la fuerza cortante en la base. Con esto, se estima las fuerzas que soportan las columnas y placas. Finalmente, siguiendo el criterio en el artículo 16.1, se determina el porcentaje que toma los muros y columnas para determinar el tipo de sistema estructural. En la *Tabla 8* se adjunta la cortante basal y la fuerza cortante tomada por las placas.

*Tabla 8. Determinación del sistema estructural*

Solicitación	Fuerza X (ton)	Fuerza Y (ton)	Placa $V_x$ (ton)	Placa $V_y$ (ton)	% $V_{placas}$
Sismo X+	320.33	67.07	308.86	66.53	81%
Sismo X-	270.01	70.95	259.50	70.71	
Sismo Y+	98.43	272.64	93.49	264.15	91%
Sismo Y-	38.76	288.97	38.29	282.20	

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

Finalmente, según la norma, si la fuerza cortante que toman los muros es mayor al 70% de la cortante basal, el sistema se define de muros estructurales. Si la fuerza cortante que toman los muros es menor al 20% de la cortante basal, el sistema será de pórticos; caso contrario, si se encuentra entre el 20% y 70% será un sistema dual. En este caso, el porcentaje resulta mayor que el 80%; por lo tanto, en ambas direcciones del sismo, el sistema será de muros estructurales que resulta en un coeficiente básico de reducción  $R_0 = 6$  en ambas direcciones, esto verifica lo estimado en el sistema estructural.

En segundo lugar, se procede a verificar si la estructura posee irregularidad en altura y/o en planta. Es necesario mencionar que la estructura no presenta irregularidad por altura debió a que los niveles son pisos típicos.

De acuerdo con la Norma E.030 artículo 20, la estructura tendrá irregularidad por piso blando si la rigidez de entrepiso es menor que 70% del valor del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. En nuestro caso, se realizó los cálculos de rigidez de entrepiso y se calculó la relación entre cada entrepiso; por lo que, se concluyó que no presenta esta irregularidad. Los resultados de los cálculos para ambas direcciones de análisis para determinar dicha irregularidad se adjuntan en la *Tabla 9*.

*Tabla 9. Resultados para la determinación de irregularidad por piso blando*

Sismo en dirección X							
Piso	$V_x$ (ton)	$\Delta$ (m)	$K$ (ton/m)	$K_{inf}/K_{sup}$	$K/K_{prom(3sup)}$	$V_{inf}/V_{sup}$	$V/V_{prom(3sup)}$
7MO PISO	68.1	0.0019	36750.2	-	-	-	-
6TO PISO	145.5	0.0020	71955.5	2.0	-	2.1	-
5TO PISO	206.1	0.0022	95828.1	1.3	-	1.4	-
4TO PISO	252.9	0.0022	116217.9	1.2	1.70	1.2	1.81
3ER PISO	287.1	0.0020	140940.6	1.2	1.49	1.1	1.42
2DO PISO	309.4	0.0017	184702.9	1.3	1.57	1.1	1.24
1ER PISO	320.3	0.0011	304737.7	1.6	2.07	1.0	1.13
Sismo en dirección Y							
Piso	$V_y$ (ton)	$\Delta$ (m)	$K$ (ton/m)	$K_{inf}/K_{sup}$	$K/K_{prom(3sup)}$	$V_{inf}/V_{sup}$	$V/V_{prom(3sup)}$
7MO PISO	65.0	0.0025	25688.3	-	-	-	-
6TO PISO	133.0	0.0028	48298.3	1.9	-	2.0	-
5TO PISO	184.1	0.0029	62985.1	1.3	-	1.4	-
4TO PISO	224.0	0.0030	75847.4	1.2	1.66	1.2	1.76
3ER PISO	254.9	0.0028	92477.9	1.2	1.48	1.1	1.41
2DO PISO	277.0	0.0023	122869.2	1.3	1.59	1.1	1.25
1ER PISO	289.0	0.0014	207641.1	1.7	2.14	1.0	1.15

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

Siguiendo con las siguientes irregularidades, se analiza si la edificación tiene irregularidad por masa. Según la norma, la masa de un piso no puede ser mayor a 1.5 veces la masa del piso adyacente superior. Se analiza la masa de cada piso y se calculó la relación de dichas masas de pisos que se adjuntan en la *Tabla 10*. Luego de lo indicado, se determinó que no existe este tipo de irregularidad.

*Tabla 10. Resultados para la determinación de irregularidad por masa*

Piso	Masa X (ton - s <sup>2</sup> /m)	Masa Y (ton - s <sup>2</sup> /m)	X <sub>CM</sub> (m)	Y <sub>CM</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)	Peso (ton)	M <sub>sup</sub> /M <sub>inf</sub>
1ER PISO	19.64	19.64	11.80	5.66	11.34	6.98	0.79	1.47
2DO PISO	28.92	28.92	11.35	5.89	11.36	7.18	1.16	1.00
3E RPISO	28.92	28.92	11.35	5.89	11.36	7.43	1.16	1.00
4TO PISO	28.92	28.92	11.35	5.89	11.34	7.70	1.16	1.00
5TO PISO	28.92	28.92	11.35	5.89	11.29	7.97	1.16	1.01
6TO PISO	29.34	29.34	11.33	5.98	11.15	8.17	1.17	1.03
7MO PISO	30.31	30.31	11.33	5.99	10.85	8.04	1.21	-

Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS

A causa de presentar la misma estructuración en todos los niveles, el factor de irregularidad es  $I_a = 1$

En el caso de irregularidad en planta, se analiza la irregularidad torsional de la estructura. En este caso, para la verificación hay que analizar las derivas máximas de un entrepiso y comparar con la deriva promedio. Los cálculos se resumen indica la *Figura 11*.

<b>Irregularidad Torsional, <math>I_p = 0.75</math></b>
$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{PROM}}{h_i}$ y $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)$ permisible
<b>Irregularidad Torsional Extrema, <math>I_p = 0.60</math></b>
$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{PROM}}{h_i}$ y $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)$ permisible

*Figura 11. Criterio para determinar irregularidad torsional.*

Fuente: Comentarios a la Norma Peruana E.030. Ing. Alejandro Muñoz

Del modelo realizado en ETABS, se calcula estas relaciones de derivas que se muestran en la *Tabla 11* y *Tabla 12*.

*Tabla 11. Determinación de irregularidad torsional en dirección X*

Piso	Sismo X+			Sismo X-		
	$\Delta_{Max}(m)$	$\Delta_{Prom}(m)$	$\Delta_{Max}/\Delta_{Prom}$	$\Delta_{Max}(m)$	$\Delta_{Prom}(m)$	$\Delta_{Max}/\Delta_{Prom}$
7MO PISO	0.008	0.007	1.09	0.007	0.006	1.17
6TO PISO	0.009	0.008	1.11	0.008	0.007	1.20
5TO PISO	0.009	0.008	1.14	0.009	0.007	1.23
4TO PISO	0.010	0.008	1.17	0.009	0.008	1.26
3ER PISO	0.009	0.008	1.19	0.009	0.007	1.29
2DO PISO	0.008	0.006	1.22	0.008	0.006	1.31
1ER PISO	0.005	0.004	1.23	0.005	0.004	1.32

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

*Tabla 12. Determinación de irregularidad torsional en dirección Y*

Piso	Sismo Y+			Sismo Y-		
	$\Delta_{Max}(m)$	$\Delta_{Prom}(m)$	$\Delta_{Max}/\Delta_{Prom}$	$\Delta_{Max}(m)$	$\Delta_{Prom}(m)$	$\Delta_{Max}/\Delta_{Prom}$
7MO PISO	0.011	0.009	1.21	0.011	0.010	1.14
6TO PISO	0.012	0.010	1.21	0.012	0.011	1.14
5TO PISO	0.013	0.011	1.21	0.013	0.011	1.15
4TO PISO	0.013	0.011	1.22	0.013	0.011	1.15
3ER PISO	0.012	0.010	1.22	0.012	0.011	1.16
2DO PISO	0.010	0.008	1.23	0.010	0.009	1.16
1ER PISO	0.006	0.005	1.25	0.006	0.005	1.14

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

Tal como se puede apreciar en las tablas previas, en la dirección Y se observan ratios menores a 1.12; por lo que, se considera que no presenta irregularidad por torsión. En cambio, en la dirección X se determinó ratios hasta de 1.32; debido a lo cual, se concluye que existe irregularidad de torsión. Esto conlleva a un factor  $I_p = 0.75$  en ambas direcciones. Cabe mencionar que no existe irregularidad por torsión extrema, condición que la norma prohíbe en edificaciones ubicadas en la zona 4.

### 5.5.2. Verificación de junta sísmica

De acuerdo al artículo 33 de la Norma E.030, la separación de un edificio frente a su límite de propiedad no puede ser menor a  $2/3$  del desplazamiento máximo ni menor a  $S/2$ . En ese sentido, en la *Tabla 13* se presentan los resultados.

*Tabla 13. Determinación de junta sísmica*

Sismo	$\Delta_{Max}(cm)$	$S (cm)$	$S/2 (cm)$	$2\Delta_{Max}/3 (cm)$	Junta (cm)
Dirección x	5.73	3.00	1.50	3.82	4.00
Dirección Y	7.76	3.00	1.50	5.17	6.00

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

### 5.5.3. Fuerza cortante de diseño

Con el objetivo de calcular las fuerzas cortantes estáticas en la base para ambas direcciones de análisis, se lleva a cabo el cálculo del periodo fundamental utilizando el modelo estructural. En este proceso, se limita los desplazamientos en dirección perpendicular al análisis y se ejecuta el cálculo para obtener los periodos correspondientes. Posteriormente, con base en los valores obtenidos, se determina el factor de amplificación sísmica ( $C$ ).

La normativa tiene un límite mínimo para la fuerza cortante que consiste en que el factor de amplificación sísmica sea mayor al 11% del factor de reducción sísmico ( $C \geq 0.11R$ ) que se tomó en consideración para el presente análisis. En la *Tabla 14* se presenta el periodo fundamental, el factor de amplificación sísmica mínimo y el calculado.

Tabla 14. Periodo fundamental y Coeficiente de amplificación sísmica en cada dirección ortogonal

Dirección	T (s)	C min	C
X	0.373	0.495	2.50
Y	0.485	0.495	2.06

Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS

Según la Norma E.030 en su artículo 29.4 menciona que la cortante basal en no puede ser inferior al 90% de la fuerza cortante obtenida en el análisis estático en caso se tenga una estructura irregular. En el caso de estructuras regulares, la norma requiere que la cortante de diseño no puede ser inferior al 80% de la fuerza cortante.

Cuando la cortante basal del análisis dinámico modal espectral resulte menor a lo indicado por el artículo 26.4, las fuerzas internas serán escaladas proporcionalmente para cumplir lo mínimo señalado, esto se genera mediante la siguiente operación:

$$f_e = \frac{0.9V_{Estático}}{V_{Dinámico}}$$

En la Tabla 15 se observan los valores de la fuerza cortante en la base y su respectivo factor de escala.

Tabla 15. Cálculo de Factor de escala

Excentricidad	Dirección	V Estático (ton)	V Dinámico (ton)	V Mínimo (ton)	0.9 V Estático (ton)	V Diseño (ton)	f <sub>e</sub>
MY+	X	478.1	320.3	94.7	430.3	430.3	1.34
MY-	X	478.1	270.0	94.7	430.3	430.3	1.59
MX+	Y	394.3	272.6	94.7	354.9	354.9	1.30
MX-	Y	394.3	289.0	94.7	354.9	354.9	1.23

Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS

## 6. FUNDAMENTOS DE DISEÑO

### 6.1. Requisitos generales de análisis

El análisis estructural es el proceso en el cual se calcula la respuesta de la estructura debido a la acción de un conjunto de solicitaciones (cargas), dentro de estas tenemos a la carga muerta, carga viva y carga sísmica. Este proceso constituye la etapa inicial para llevar a cabo el diseño de la estructura, ya que al conocer su comportamiento se le provee de la suficiente resistencia.

Se ha calculado las solicitaciones de los elementos a partir del modelo estructural realizado y verificado de manera manual para validar los resultados que se extrae del programa.

### 6.2. Requisitos generales de diseño

El diseño estructural consiste en métodos que han ido evolucionando y con el progreso de la ingeniería se rigieron criterios y normas actuales. Se muestra la metodología a implementar en el proceso de diseño.

Según la Norma E.060, al momento de realizar el diseño, se debe tener presente que se emplea el denominado diseño por resistencia. Este consiste que las solicitaciones debido al diseño deben superar lo requerido por la estructura. Además, se considera que la resistencia de diseño esta sometida a una variabilidad relacionado a procesos constructivos, calidad de materiales o factores externos. Por otro lado, existe una variabilidad en el cálculo de las solicitaciones máximas por las cargas, ya que los métodos de análisis están sujetos a idealizaciones y simplificaciones para la solución de la estructura. Mencionado esto, el diseño por resistencia se en basa lo siguiente:

*Resistencia Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida*

$$\phi R_n \geq C.S$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia nominal

$R_n$ : Resistencia nominal o de diseño

$C$ : Factor de amplificación de cargas

$S$ : Efectos de cargas en servicio

### 6.2.1. Diseño de vigas

Los elementos que resisten momentos flectores se diseñan mediante cálculos y simplificaciones escritas en diversos textos. La metodología de diseño detallado en este informe proviene del estudio del libro Apuntes del curso Concreto Armado del Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino.

Diseñar una viga comprende en calcular la cantidad de acero de refuerzo requerido para cumplir el diseño por resistencia. Se empieza conociendo las dimensiones de la sección de la viga que proviene de un predimensionamiento, además de conocer las propiedades del concreto y acero. Al conocer la geometría de la sección, se empieza a cuantificar la cantidad de acero máximo y la cantidad de acero mínimo de la misma.

La cantidad de acero máximo está limitado al tipo de falla que tiene el elemento. Las estructuras se diseñan para que, si en caso colapse, la falla sea dúctil y no frágil. Cuando se pretende colocar más acero de lo debido, se origina que al elemento estemos influyendo a que falle de manera frágil; por lo que, el límite de acero máximo será determinado por la cuantía de acero que se debe suministrar

para que la sección llegue al límite de la falla dúctil, también llamada falla balanceada. En la falla balanceada, el acero empieza a fluir y simultáneamente el concreto llega a su deformación última. En este estado de falla balanceada, permite calcular la cuantía de acero balanceado “ $A_{sb}$ ” que produce dicha falla. Por lo que, nuestra elección de acero debe estar por debajo de la cantidad de acero balanceado para alejarnos de la falla frágil. Según la Norma E.060, la cantidad de acero máximo no puede superar del 75% del acero balanceado. Esto quiere decir:

$$A_{S_{MAX}} = 0.75 A_{sb} \dots (\text{Ecuación 1})$$

$A_{S_{MAX}}$ : Área de acero máximo

$A_{sb}$ : Área de acero que produce falla balanceada

Para el cálculo de acero balanceado, se utiliza las siguientes expresiones:

$$a_b = 0.85(0.588d) \dots (\text{Ecuación 2})$$

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a_b = A_{sb} \cdot f_y \dots (\text{Ecuación 3})$$

$a_b$ : Profundidad del bloque de compresiones a falla balanceada

$d$ : Peralte efectivo

$f'_c$ : Esfuerzo a compresión del concreto

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$b$ : Base de la sección

Con respecto a la cantidad de acero mínimo colocado en una sección, esta debe ser la cantidad necesaria tal que la sección pueda resistir un momento mayor al momento de agrietamiento “ $M_{cr}$ ”. La sección necesita una cantidad de acero mínimo ya que, si aparece un momento mayor al momento de agrietamiento, esto producirá una falla repentina que finalmente resultaría en una falla frágil. Según

la norma, la cantidad de acero mínimo debe ser la cantidad necesaria para que el momento nominal sea igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento. Esto quiere decir:

$$\phi Mn = 1.2 M_{cr} \dots (\text{Ecuación 4})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y} \dots (\text{Ecuación 5})$$

$Mn$ : Momento nominal

$M_{cr}$ : Momento de agrietamiento

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia nominal

$f_r$ : Resistencia de concreto a tracción

$I_g$ : Momento de inercia de sección no agrietada

Una vez establecido el límite máximo y mínimo de la cantidad de acero, podemos empezar a diseñar y determinar la cantidad de acero requerido para cumplir con el diseño por resistencia.

Con la geometría de la sección se comienza con el procedimiento de diseño; además, es indispensable comprender las propiedades mecánicas de los materiales, como la resistencia a la compresión del concreto y el punto de fluencia del acero, para su correcto uso en ingeniería y construcción.

El concreto armado tiene un comportamiento inusual. Muchos investigadores modelan la distribución de esfuerzos al momento de la falla del concreto como una forma parabólica; otros idealizan de forma parabólica y lineal. Según la Norma E.060, el concreto armado se puede idealizar su comportamiento por una gráfica que reduce las complicaciones e irregularidades de este material, el modelo es llamado bloque equivalente de compresiones o rectángulo de Whitney. El ACI y la normativa peruana adopta esta simplificación a utilizar al momento de diseñar.

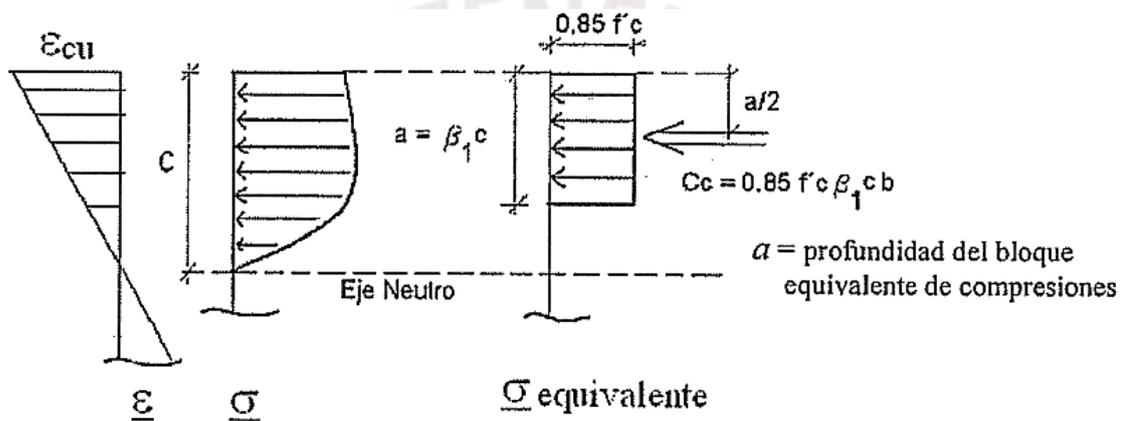


Figura 12. Modelo del bloque equivalente de compresiones o rectángulo de Whitney.  
Fuente: Apuntes del curso de concreto armado 1 del Ing. Gianfranco Ottazzi

El cálculo de la cantidad de acero requerido inicia, a partir del momento último y de las dimensiones de la viga, en determinar la longitud de desarrollo del bloque equivalente de compresiones “a”. El cálculo de la longitud de desarrollo del bloque de compresiones se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b}} \dots \text{(Ecuación 6)}$$

Luego de desarrollar la ecuación previa, la profundidad del bloque de compresiones se determina la cantidad de acero requerido mediante equilibrio:

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots (\text{Ecuación 7})$$

$A_s$ : Área de acero requerido

$M_u$ : Momento último o requerido

$d$ : Peralte efectivo

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia nominal

$f'_c$ : Esfuerzo a compresión del concreto

Calculada la cantidad de acero requerido, se escoge entre las barras de acero disponible y se define la cantidad de acero a colocar. Luego, se procede a calcular la resistencia de diseño de la sección y verificar si cumple con el diseño por resistencia  $\phi Mn \geq Mu$ .

Se verifica que la cantidad de acero calculada se encuentre entre los límites de acero máximo y mínimo. Una forma de corroborar los resultados es demostrando que el acero entra en fluencia, así garantizamos una falla dúctil del elemento estructural.

El diseño por flexión termina con la cantidad de barras de acero a colocar y su distribución a lo largo de vigas. Esta distribución se presenta en un plano de estructura a detalle donde se indica la cantidad de barras de acero, su ubicación y sus detalles de anclaje.

Las vigas, por otra parte, deben ser diseñadas con capacidad suficiente para soportar las fuerzas cortantes que surgen de las cargas gravitacionales y sísmicas.

En ese sentido, es necesario evaluar la capacidad del concreto para resistir las fuerzas cortantes por sí solo con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85\sqrt{f'_c}b_wd \geq V_u \dots (\text{Ecuación 8})$$

$d$ : Peralte efectivo

$b_w$ : Ancho de la viga

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia nominal

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$V_c$ : Cortante que resiste el concreto

$V_u$ : Cortante que aporta el concreto

Si la resistencia del concreto de la viga no alcanza la fuerza cortante última requerida, se procede a colocar el refuerzo mediante estribos cerrados. Para los estribos se ha elegido barras de 3/8" y se distribuyen a un cierto espaciamiento a lo largo de la viga. Dicho espaciamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \dots (\text{Ecuación 9})$$

$S$ : Espaciamiento entre estribos

$d$ : Peralte efectivo

$A_v$ : Área del estribo

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia nominal

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$V_c$ : Cortante que resiste el concreto

$V_u$ : Cortante que aporta el concreto

Este espaciamiento "s" está limitado por ciertos criterios como lo indica en la Norma E.060. En esta parte, se estima un  $V_s$  límite que es el aporte máximo de los estribos. A partir de su cálculo, se determina un nuevo espaciamiento "s" máximo utilizando la *Ecuación 9* para cumplir el criterio. El cálculo del  $V_s$  límites esta dado por la siguiente expresión:

$$V_{s\ lim} = 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots \text{(Ecuación 10)}$$

Por otro lado, este espaciamiento tiene valores máximos especificados en la norma en su capítulo 21 debido a las consideraciones que hay que tener con los elementos sometidos a fuerzas sísmicas. Por otro lado, para garantizar que la viga trabaje de manera dúctil y no predomine la falla frágil, se realiza un diseño por capacidad que consiste en calcular una fuerza cortante última a partir del acero de refuerzo por flexión ya colocado. A partir de esto, como lo indica el artículo 21.4.3, se calcula esta nueva fuerza cortante con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{Mn_d + Mn_i}{ln} + \frac{1.25(w_m + w_v)ln}{2} \dots \text{(Ecuación 11)}$$

$V_u$ : Fuerza cortante por capacidad

$Mn_d$ : Momento nominal de la derecha

$Mn_i$ : Momento nominal de la izquierda

$ln$ : Luz libre

$w_m$ : Carga muerta distribuida

$w_v$ : Carga viva distribuida

Las vigas que soportan cargas sísmicas, según el artículo 21.4.4.4 de la norma, deben tener una longitud de confinamiento específica para permitir la formación de rótulas plásticas en sus extremos. Esta longitud de confinamiento, en el caso de las vigas, es equivalente al doble de su altura o peralte. Para el cálculo del espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento se tiene las siguientes expresiones:

$$S_o \leq \begin{cases} d/4 \\ 10d_b \\ 10d_s \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \dots (\text{Ecuación 12})$$

$d_b$ : diámetro de barra longitudinal

$d_s$ : diámetro de estribo

### 6.2.2. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales sometidos a fuerzas de compresión, momentos y fuerzas cortantes provenientes de las sollicitaciones sísmicas y por gravedad. La combinación de las dos primeras fuerzas de sección mencionada se denomina flexocompresión y es lo que vuelve complejo el diseño debido a las diversas variables que se presentan en los cálculos. Por lo último mencionado, es necesario utilizar los diagramas de interacción para conocer el comportamiento y la resistencia de las columnas.

En primer lugar, es necesario aclarar que la cantidad de acero en columnas se cuantifica mediante la cuantía de refuerzo. Esta cantidad está limitada según la Norma E.060 en su artículo 10.9 como la siguiente expresión:

$$0.01 \leq \rho = \frac{A_{ST}}{A_g} \leq 0.06 \dots (\text{Ecuación 13})$$

$\rho$ : Cuantía de refuerzo longitudinal

$A_{ST}$ : Área total de acero de refuerzo

$A_g$ : Área bruta de la sección

En dicho artículo también especifica que el número mínimo de barras en columnas con secciones rectangulares es de 4 barras; ya que es necesario establecer un correcto armado del elemento estructural.

En segundo lugar, se establece que la capacidad última que puede resistir una columna a compresión pura está establecida por la siguiente expresión:

$$P_u = \alpha\phi[A_{ST}f_y + 0.85(A_g - A_{ST})f'_c] \dots (\text{Ecuación 14})$$

De la *Ecuación 14* se puede especificar dos factores. El factor “ $\phi$ ” es debido al requerimiento que determina el diseño por resistencia, que indica que la capacidad nominal de la sección es reducida por dicho factor. Para el caso de efectos de compresión se tiene un valor de  $\phi = 0.7$

El factor “ $\alpha$ ” se debe a que en la práctica es poco probable llegar a tal magnitud por las muchas consideraciones de la norma y por el proceso constructivo y el armado del acero. Por lo tanto, se establece un valor de  $\alpha = 0.80$

Por lo mencionado en los párrafos anteriores, la *Ecuación 14* se puede expresar como:

$$P_u = 0.56[A_{ST}f_y + 0.85(A_g - A_{ST})f'_c] \dots (\text{Ecuación 15})$$

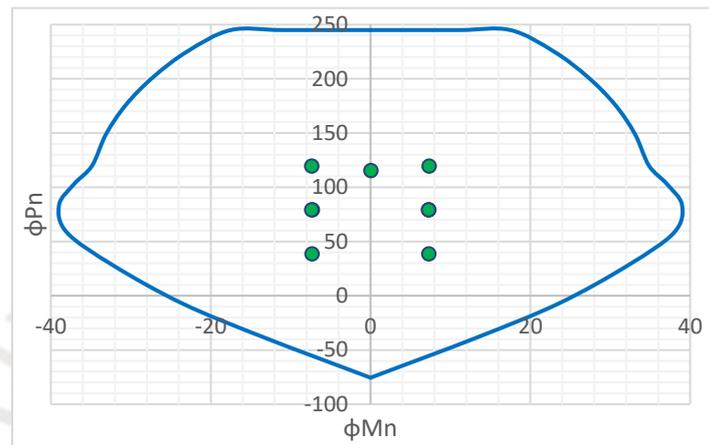
En tercer lugar, para la elaboración del diagrama de interacción, se realiza los cálculos para encontrar los puntos de la gráfica. Esto se logra realizando iteraciones utilizando la profundidad del eje neutro “ $c$ ” en diversas posiciones a lo largo de la sección. Luego, se realiza la reducción del diagrama según el diseño por resistencia como lo indica la norma en su artículo 9.1 que menciona lo siguiente:

$$\phi R_n \geq R_u \dots (\text{Ecuación 16})$$

$R_n$ : Resistencia nominal o de diseño

$R_u$ : Resistencia última o requerida

Por último, para el acero colocado de forma preliminar se verifica si su resistencia es mayor a las solicitaciones para cumplir con el diseño. En la *Figura 13* se muestra el diagrama de interacción de la resistencia nominal ya reducida junto con los puntos que indica las solicitaciones debido a las cargas sísmicas y de gravedad. En este caso, se cumple el diseño por resistencia y se procede a seguir con el armado de la columna.



*Figura 13. Ejemplo de Diagrama de interacción de una columna.  
Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS*

Por otro lado, las columnas deben estar diseñadas para soportar las fuerzas cortantes. La metodología por emplear es el denominado diseño por capacidad. Este consiste en calcular la cortante del diseño con los aceros de refuerzos ya colocados por el diseño a flexión. A partir de estos, utilizando el diagrama de interacción, se calcula el momento nominal “Mn” y luego el cortante nominal “Vn”. En adición, se calcula la cortante “Vu” amplificando esta por un factor de 2.5; para el diseño final, se elige el menor entre el cálculo por capacidad y por la amplificación.

Este cortante se compara con el aporte del concreto y a partir de ello se puede determinar el espaciado del estriado.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w \cdot d \dots (\text{Ecuación 17})$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \dots (\text{Ecuación 18})$$

$N_u$ : Carga axial

$A_g$ : Área bruta de la columna

$b_w$ : Base de la sección de columna

$d$ : Peralte de la sección de columna

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

$V_c$ : Fuerza cortante de aporte del concreto

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$A_v$ : Área del estribo

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$V_s$ : Fuerza cortante de aporte del estribo

Finalmente, el armado final está restringido por lo indicado en el artículo 21.4.5 de la Norma E.060. En dicho artículo, se indica que la longitud de confinamiento de la columna  $l_o$  no debe exceder del mayor uno de los 3 criterios que muestra a continuación:

$$l_o = \begin{cases} h_n/6 \\ \text{Máximo } (b_w; h) \\ 50 \text{ cm} \end{cases} \dots (\text{Ecuación 19})$$

$h_n$ : Altura libre columna

$h$ : Altura de la sección de la columna

$b_w$ : Base de la sección de columna

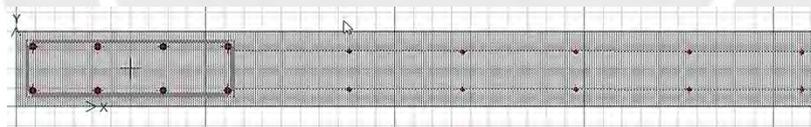
La Norma E.060, en su capítulo 21, establece que la distancia entre los estribos en la zona de confinamiento no debe ser mayor que el valor más pequeño entre los siguientes criterios:

$$S_o = \begin{cases} 8d_b \\ 0.5 [\text{Mínimo } (b_w; h)] \dots (\text{Ecuación 20}) \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

### 6.2.3. Diseño de Placas

El diseño de placas es de forma general similar al diseño de columnas, ya que estos elementos estructurales son responsables de resistir fuerzas axiales, momentos flectores y fuerza cortantes. Sin embargo, se tiene consideraciones adicionales al momento del diseño por cortante.

Para el caso del diseño por flexocompresión, se realiza el diagrama de interacción con los aceros colocados con el objetivo de verificar que las cargas se encuentran dentro del mismo. Es necesario mencionar que, en el caso del diseño de placas, se presenta una zona de núcleo confinado, ya que las placas son elementos estructurales que resisten altos momentos flectores que originan esfuerzos de compresiones considerables. En la *Figura 14* se puede ver un ejemplo de un armado de placa con el núcleo de confinamiento en uno de sus bordes.



*Figura 14. Núcleo de confinamiento en borde de placa.*  
Fuente: Propia

Para el diseño por cortante, el capítulo 21 de la Norma E.060 indica la cuantía de refuerzo horizontal y vertical mínimos a suministrar. El armado se realiza en dos capas, este requisito se indica en la Norma E.060 en su artículo 14.3.2. Para la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$  no debe ser menor a 0.0025; por otro lado, la cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  no debe ser menor de lo siguiente:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \dots (\text{Ecuación 21})$$

$h_m$ : Altura total de la placa

$l_m$ : Longitud total de la placa

$\rho_h$ : Cuantía horizontal

$\rho_v$ : Cuantía vertical

Con las cuantías mínimas, se calcula el refuerzo y espaciamiento tanto horizontal como vertical en primera instancia para el armado de la placa.

Para el diseño por capacidad, se cuantifica la cortante de diseño a partir de la amplificación de la cortante última como indica la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \dots (\text{Ecuación 22})$$

$V_u$ : Cortante última de capacidad

$V_{ua}$ : Cortante última del análisis estructural

$M_n$ : Momento nominal de la palca

$M_{ua}$ : Momento último del análisis estructural

A partir de la cortante calculada por capacidad, se procede a comparar con el aporte del concreto al corte para estimar si requiere refuerzo con lo siguiente:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d \dots (\text{Ecuación 23})$$

$V_c$ : Cortante de aporte del concreto

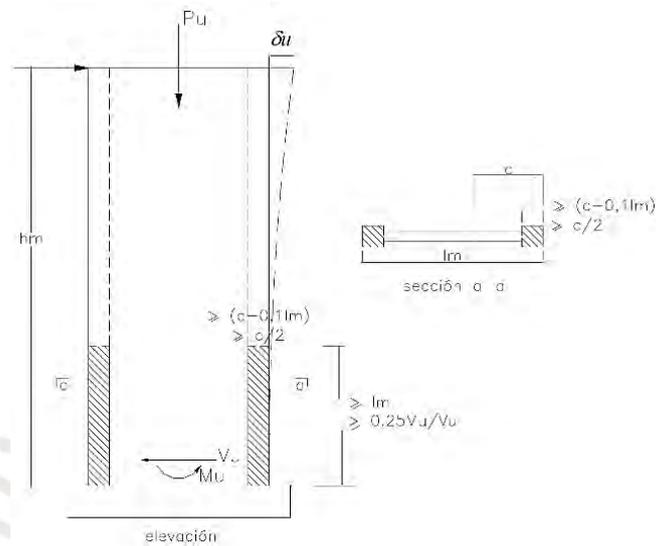
$\alpha_c$ : Coeficiente que depende de la relación  $h_m/l_m$

$t$ : Espesor de la palca

$d$ : Peralte de la placa

Con la *Ecuación 9* se calcula el espaciamiento de estribos y se verifica si el requerimiento es mayor que el refuerzo mínimo mencionado anteriormente.

Para finalizar, se valida que el diseño de la placa esté en conformidad con lo especificado en el capítulo 21 de la Norma E.060. En este caso, se indica que la longitud del núcleo de confinamiento no debe ser menor a cierta dimensión según la *Figura 15*.



*Figura 15. Elementos confinados de borde en muros.*

Fuente: Norma E.060 concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones

Según la norma, la longitud del núcleo de confinamiento “ $l_c$ ” debe ser mayor a lo siguiente:

$$l_c \geq \begin{cases} c - 0,1l_m \\ \frac{c}{2} \end{cases} \dots \text{(Ecuación 24)}$$

$l_c$ : Longitud de confinamiento

$c$ : Mayor profundidad del eje neutro

$l_m$ : Longitud de muro

#### 6.2.4. Diseño de Zapatas

El diseño de una cimentación se centra en la definición de las dimensiones de la zapata y la cantidad de refuerzo. El procedimiento para el dimensionamiento y el diseño de la zapata es detallado en los siguientes párrafos.

Se inicia el diseño con la obtención de cargas de análisis. Se obtiene la carga vertical y el momento producido por las cargas de gravedad y el sismo. Es necesario mencionar que las cargas para el análisis y diseño de cimentaciones deben estar en estado de servicio, no amplificadas. Además, en la carga axial en servicio debe considerarse el peso propio de la cimentación y el peso del suelo por encima de la zapata. En estos casos, se puede amplificar la carga muerta entre 5% a 10%.

Para estimar las dimensiones de la zapata, se toma únicamente las cargas de gravedad; por lo que, se tiene consideración en reducir la presión del suelo hasta en 10%. El cálculo del área tentativa de la cimentación se estima como indica la siguiente ecuación:

$$A = \frac{P_{servicio}(1.10)}{q_{adm}(0.90)} \dots (Ecuación 25)$$

Con el área de la zapata calculada, se verifica que las presiones provocadas por las cargas de gravedad y sísmicas no sobrepasen la resistencia admisible del suelo.

Las ecuaciones siguientes indican el cálculo del esfuerzo por cargas de gravedad:

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{[MD_{YY} + ML_{YY}]}{I_{YY}} \frac{L_x}{2} \leq q_{adm} \dots (Ecuación 26)$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{[MD_{XX} + ML_{XX}]}{I_{XX}} \frac{L_y}{2} \leq q_{adm} \dots (Ecuación 27)$$

$\sigma_x$ : Esfuerzo axial en dirección x

$\sigma_y$ : Esfuerzo axial en dirección y

$I_{xx}$ : Momento de inercia respecto al eje x

$I_{yy}$ : Momento de inercia respecto al eje y

$P_D$ : Fuerza axial debido a carga muerta

$P_L$ : Fuerza axial debido a carga viva

$q_{adm}$ : Capacidad de carga admisible del suelo

$MD_{xx}$ : Momento en dirección x debido a carga muerta

$ML_{xx}$ : Momento en dirección x debido a carga viva

$MD_{yy}$ : Momento en dirección y debido a carga muerta

$ML_{yy}$ : Momento en dirección y debido a carga viva

$L_x$ : Dimensión de la zapata en dirección x

$L_y$ : Dimensión de la zapata en dirección y

Asimismo, se presenta las ecuaciones para el cálculo del esfuerzo por cargas de gravedad y cargas sísmicas:

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L + P_{SX}}{A} \pm \frac{[MD_{YY} + ML_{YY} + MSismoX_{YY}] \frac{L_x}{2}}{I_{YY}} \leq 1.3q_{adm} \dots \text{(Ecuación 28)}$$

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L - P_{SX}}{A} \pm \frac{[MD_{YY} + ML_{YY} - MSismoX_{YY}] \frac{L_x}{2}}{I_{YY}} \leq 1.3q_{adm} \dots \text{(Ecuación 29)}$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L + P_{SY}}{A} \pm \frac{[MD_{XX} + ML_{XX} + MSismoY_{XX}] \frac{L_y}{2}}{I_{XX}} \leq 1.3q_{adm} \dots \text{(Ecuación 30)}$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L - P_{SY}}{A} \pm \frac{[MD_{XX} + ML_{XX} - MSismoY_{XX}] \frac{L_y}{2}}{I_{XX}} \leq 1.3q_{adm} \dots \text{(Ecuación 31)}$$

$P_{SX}$ : Fuerza axial debido al sismo X

$P_{SY}$ : Fuerza axial debido al sismo Y

$MSismoX_{YY}$ : Momento alrededor del eje y debido al sismo X

$MSismoY_{xx}$ : Momento alrededor del eje x debido al sismo Y

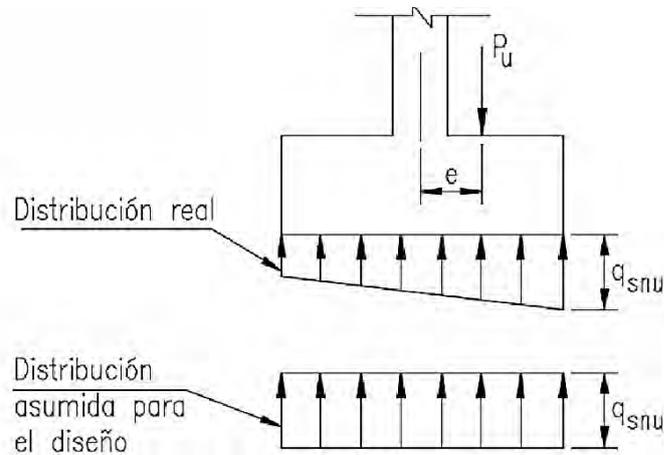


Figura 16. Distribución de esfuerzos del suelo sobre la zapata.

Fuente: Libro Diseño de estructuras de concreto armado. Ing. Teodoro E. Harmsen

En caso uno de los esfuerzos resulte ser de tracción, se debe redistribuir los esfuerzos de forma constante desarrollado en una longitud efectiva, denominado como el método de Meyerhof. Para determinar el esfuerzo se emplea las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L + P_{SX}}{2(L_x/2 - e_x^+)L_y} \leq 1.3q_{adm} \dots (\text{Ecuación 32})$$

$$\sigma_x = \frac{P_D + P_L - P_{SX}}{2(L_x/2 - e_x^-)L_y} \leq 1.3q_{adm} \dots (\text{Ecuación 33})$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L + P_{SY}}{2(L_y/2 - e_y^+)L_x} \leq 1.3q_{adm} \dots (\text{Ecuación 34})$$

$$\sigma_y = \frac{P_D + P_L - P_{SY}}{2(L_y/2 - e_y^-)L_x} \leq 1.3q_{adm} \dots (\text{Ecuación 35})$$

$e_x^+$ : Excentricidad en dirección x con sismo en mismo sentido

$e_x^-$ : Excentricidad en dirección x con sismo en sentido contrario

$e_y^+$ : Excentricidad en dirección y con sismo en mismo sentido

$e_y^-$ : Excentricidad en dirección y con sismo en sentido contrario

A partir de los esfuerzos obtenidos por cargas de servicio, se calcula el esfuerzo último amplificando por un factor dependiendo si se considera sismo o no. Las siguientes ecuaciones muestran el cálculo:

$$\text{sin sismo} \rightarrow \sigma_u = 1.50 \text{ Max}(\sigma_x; \sigma_y) \dots (\text{Ecuación 36})$$

$$\text{con sismo} \rightarrow \sigma_u = 1.25 \text{ Max}(\sigma_x; \sigma_y) \dots (\text{Ecuación 37})$$

Con lo indicado en el párrafo anterior podemos realizar el diseño de la cimentación luego de realizar un conjunto de verificaciones.

Para la verificación por punzonamiento se debe cumplir que  $\phi V_c \geq V_u$ . El cálculo para determinar el aporte al concreto parte de tres relaciones que se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \begin{cases} 0.85(1.06\sqrt{f'_c}(4d + 2D_x + 2D_y)d) \\ 0.85 \left( 1 + \frac{2}{L_{mayor}/L_{menor}} \right) (0.53\sqrt{f'_c}(4d + 2D_x + 2D_y)d) \dots (\text{Ecuación 38}) \\ 0.85 \left( 2 + \frac{\alpha d}{d + 2D_x + 2D_y} \right) (0.27\sqrt{f'_c}(4d + 2D_x + 2D_y)d) \end{cases}$$

$L_{mayor}$ : Longitud mayor de zapata

$L_{menor}$ : Longitud menor de zapata

$D_x$ : Dimensión en dirección x de columnas que llega a zapata

$D_y$ : Dimensión en dirección y de columnas que llega a zapata

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

$d$ : Peralte de zapata

$V_c$ : Fuerza cortante de zapata

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

El menor valor de  $\phi V_c$  se compara con la cortante última que se calcula como la siguiente ecuación:

$$V_u = \sigma_u [A - (D_x + d)(D_y + d)] \dots (\text{Ecuación 39})$$

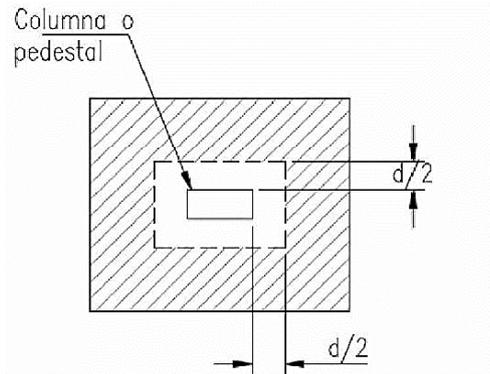


Figura 17. Sección crítica para verificación por punzonamiento.  
Fuente: Libro Diseño de estructuras de concreto armado. Ing. Teodoro E. Harmsen

Para su verificación por cortante se realiza el mismo procedimiento especificado para los demás elementos estructurales como la siguiente ecuación donde “m” es la distancia desde el borde alejado hasta la distancia “d” igual al peralte efectivo hacia la columna.

$$0.85(0.53\sqrt{f'c}bd) = \phi V_c \geq V_u = mL\sigma_u \dots (\text{Ecuación 40})$$

Finalmente, se procede a colocar el refuerzo por flexión con las mismas expresiones utilizadas para el diseño de vigas. En la Figura 18 se observa la sección crítica en la cual se toma en cuenta para el diseño por flexión.

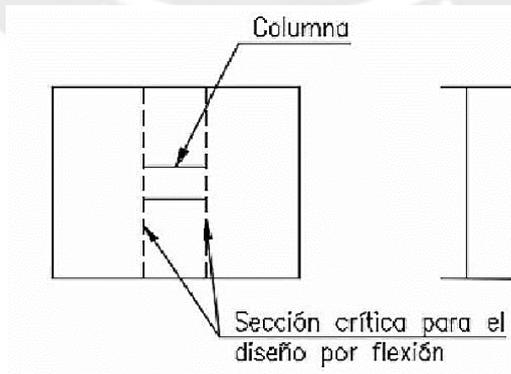


Figura 18. Sección crítica para el diseño por flexión.  
Fuente: Libro Diseño de Estructuras de concreto armado. Ing. Teodoro E. Harmsen

Para el diseño por flexión, es necesario mencionar que, la cuantía mínima para losas y zapatas está establecido en la Norma E.060. Esta cantidad de determina con la siguiente expresión:

$$A_{S_{Min}} = 0.0018bh \dots (\text{Ecuación 41})$$

$A_{S_{Min}}$ : Cantidad de acero mínimo

$b$ : Base de la sección

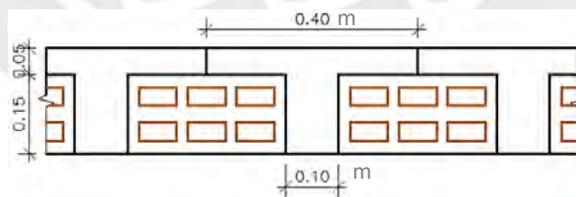
$h$ : Altura de la sección

## 7. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

### 7.1. Losa aligerada

#### 7.1.1. Análisis estructural

En la estructura, el aligerado se idealiza como una vigueta de 0.40 m de ancho tributario y 0.20 m de espesor. La sección de la vigueta está formada por una viga T con dimensiones que se muestra en la *Figura 19* y la distribución de las viguetas en la losa como en la *Figura 20*.



*Figura 19. Sección transversal de la vigueta en forma de T.  
Fuentes: Propia*

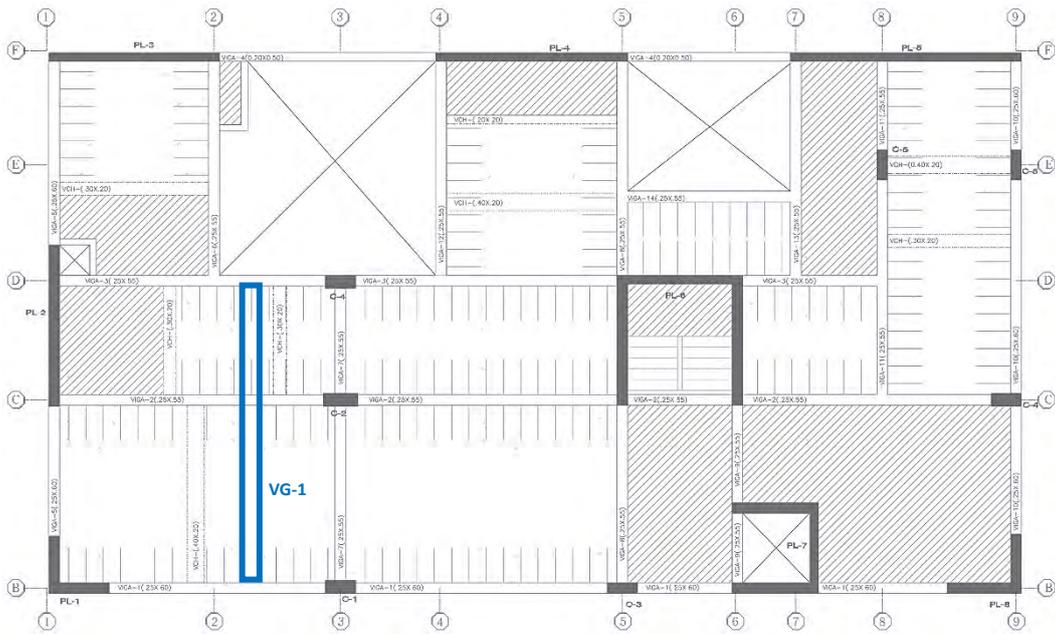


Figura 20. Vista en planta del aligerado.

Fuente: Propia

Para el diseño de losa aligerada, se procede a realizar el modelo de la vigueta y se realiza el análisis estructural para conocer la respuesta del elemento a las solicitaciones. Se realiza los cálculos como ejemplo para la vigueta 1 cuyo metrado de cargas se adjunta en la *Tabla 16*.

Se efectuó el metrado estableciendo la carga muerta y viva que actúa en la vigueta con 0.40 m de ancho tributario. En este caso, se hace presente una carga puntual debido a un tabique ubicado en el pasadizo.

Tabla 16. Metrado de cargas en la vigueta

Carga muerta distribuida					
Carga	Peso ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )	Ancho ( $\text{m}$ )	Largo ( $\text{m}$ )	Altura ( $\text{m}$ )	Total ( $\text{ton}/\text{m}$ )
Peso propio	0.30	0.40	-	-	0.12
Piso terminado	0.10	0.40	-	-	0.04
Carga muerta puntual					
Carga	Peso ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )	Ancho ( $\text{m}$ )	Largo ( $\text{m}$ )	Altura ( $\text{m}$ )	Total ( $\text{ton}$ )
Peso tabique	1.40	0.40	0.15	2.45	0.21
Carga viva distribuida					
Carga	Peso ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )	Ancho ( $\text{m}$ )	Largo ( $\text{m}$ )	Altura ( $\text{m}$ )	Total ( $\text{ton}/\text{m}$ )
sobrecarga	0.20	0.40	-	-	0.08

Fuente: Propia

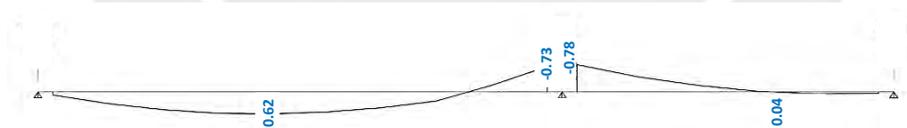
Para dar inicio con el diseño de losa, se debe tener en cuenta que estos elementos no presentan responsabilidad sísmica, ya que su función es de transmitir las cargas a las vigas. Por ello, solo están diseñadas para soportar cargas de gravedad. Según la Norma E.020, la combinación de cargas (o carga última) para este tipo de elementos se calcula como  $1.4(\text{Carga muerta}) + 1.7(\text{Carga viva})$ . El cálculo se muestra en la *Tabla 17*.

*Tabla 17. Cálculo de las solicitaciones debió a la carga muerta y viva*

Carga en servicio			Carga última		
Carga muerta (ton/m)	Carga viva (ton/m)	C.S (ton/m)	Carga muerta (ton/m)	Carga viva (ton/m)	C.U (ton/m)
0.16	0.08	0.24	0.16	0.08	0.36
Carga muerta (ton)	Carga viva (ton)	C.S (ton)	Carga muerta (ton)	Carga viva (ton)	C.U (ton)
0.21	-	0.21	0.21	-	0.29

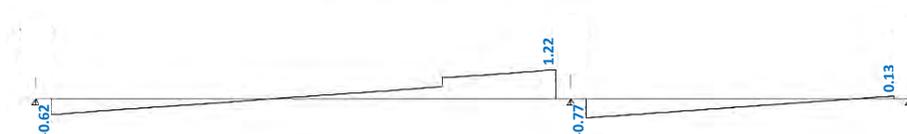
*Fuente: Propia*

A partir del metrado de cargas se procede a realizar el análisis estructural modelando la vigueta como simplemente apoyada. Se tiene el resultado de la envolvente del momento flector en la *Figura 21*, fuerza cortante en la *Figura 22* y resultados del análisis en la *Tabla 17*.



*Figura 21. Envolvente de momento para el diseño de la vigueta.*

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS.*



*Figura 22. Envolvente de fuerza cortante para el diseño de la vigueta.*

*Fuente: Elaborado a partir del modelo hecho en ETABS.*

Tabla 18. Resumen del análisis estructural de la vigueta

VG-1	Longitud (m)	Momento + (ton. m)	Momento - (ton. m)	Cortante + (ton)	Cortante - (ton)
Tramo 1	4.23	0.62	0.73	1.22	0.62
Tramo 2	2.75	0.04	0.78	0.77	0.13

Fuente: Propia

### 7.1.2. Cálculos del diseño por flexión

Después de ejecutar el análisis se realiza el diseño por flexión de las viguetas. Se tomará como ejemplo la vigueta 1 para calcular el acero de refuerzo.

De la envolvente obtenemos los momentos flectores máximos negativos y máximos positivo.

$$M_u^+ = 0.62 \text{ ton. m}$$

$$M_u^- = 0.78 \text{ ton. m}$$

En primer lugar, calculamos el área de acero máximo positivo y negativo. Con las Ecuaciones 1, 2 y 3 se calcula esta cantidad de acero y se adjunta los resultados en la Tabla 19.

Tabla 19. Cálculo de la cantidad de acero máximo

Cantidad de acero máximo	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$a_b$ (cm)	$A_{cb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{Max}}$ (cm <sup>2</sup> )
positivo	210	4200	8.50	235	9.99	7.49
negativo	210	4200	8.50	85	3.61	2.71

Fuente: Propia

Al tener todas las viguetas la misma sección, tienen la misma cantidad de acero máximo positivo y negativo, ya que este depende únicamente de la geometría de la sección y de las propiedades de los materiales.

En segundo lugar, se calcula la cuantía mínima de acero positivo y negativo. Según la norma, se utiliza la *Ecuación 4* y la *Ecuación 5* para determinar la cantidad mínima de acero

Tabla 20. Cálculo de la cantidad de acero mínimo

Cantidad de acero mínimo	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$1.2M_{cr}$ (ton.m)	$a$ (cm)	$AS_{Min}$ (cm <sup>2</sup> )
positivo	210	4200	31 080	0.29	0.49
negativo	210	4200	60 440	2.38	1.01

Fuente: Propia

En tercer lugar, luego de haber realizado los cálculos de áreas máximas y mínimas, se prosigue a calcular la cuantía de acero requerido por la estructura. En la vigueta 1, según el diagrama de momentos flectores, se obtiene los máximos momentos positivos y negativos que debería soportar la vigueta. En base a estas cantidades, procederemos con el diseño a flexión utilizando las *Ecuaciones 6* y *7*.

Tabla 21. Diseño de la vigueta a flexión

$M_u$ (ton.m)	$d$ (cm)	$b$ (cm)	$a$ (cm)	$AS_{requerido}$ (cm <sup>2</sup> )	$AS_{colocado}$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (barras)	$\phi Mn$ (ton.m)
-	-	-	-	mínimo	0.71	1 $\phi$ 3/8"	0.45
0.62	17	40	0.59	0.98	1.42	2 $\phi$ 3/8"	0.82
-0.78	17	10	3.15	1.34	1.42	2 $\phi$ 3/8"	0.89
-	-	-	-	mínimo	0.71	1 $\phi$ 3/8"	0.45

Fuente: Propia

### 7.1.3. Cálculos del diseño por cortante

Por lo general, las viguetas se diseñan por flexión y se verifica por cortante. Esto es debido a que los aligerados trabajan bien por corte; es decir, no presentan problemas de falla frágil.

Se hace la revisión del diseño de la vigueta por cortante utilizando la *Ecuación 8*.

Se toma el valor de cortante máxima de la *Figura 22*.

Tabla 22. Diseño de la vigueta a cortante

$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$V_c$ (ton)	$\phi V_c$ (ton)	$Vu_{Max}$ (ton)	Condición
210.00	10.00	17.00	1.44	1.22	1.22	CUMPLE

Fuente: Propia

## 7.2. Losa maciza

### 7.2.1. Análisis estructural

Las losas macizas son aquellas que se construyen netamente de concreto armado. Se utiliza mayormente en ambientes con baños y almacenes debido a la alta cantidad de instalaciones eléctricas y sanitarias que se presentan. También se utiliza en escaleras y pasadizos para rigidizar la losa en planta y dar más refuerzo al diafragma rígido. La metodología para el análisis de la losa maciza es a través de software ETABS que, mediante elementos finitos, se calcula la respuesta del elemento debido a las cargas. En la *Figura 23* se observa la distribución de losas macizas en planta típica.

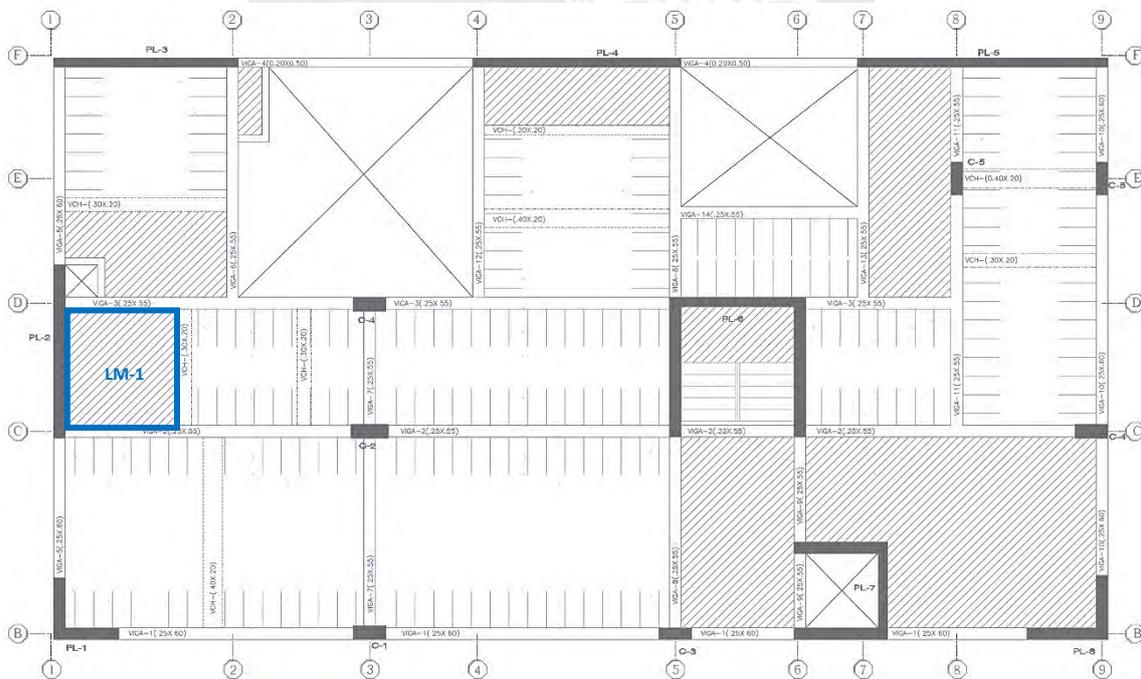


Figura 23. Vista en planta de losa maciza.

Fuente: Propia

Se hace el cálculo del metrado, como ejemplo se utiliza la losa maciza 1 a modo de ejemplo que se muestra en la *Tabla 23*. La losa maciza LM-1 de dimensiones 2.40 de ancho y 2.50 de largo, presenta condiciones de borde simplemente apoyado y libre en dirección horizontal y apoyado en ambos extremos en dirección vertical como lo muestra la *Figura 23*.

*Tabla 23. Metrado de cargas en la losa maciza*

<b>Carga</b>	<b>Peso (ton/m<sup>2</sup>)</b>
Peso propio	0.48
Piso terminado	0.10
<b>Carga</b>	<b>Peso (ton/m<sup>2</sup>)</b>
sobrecarga	0.20

*Fuente: Propia*

Para el caso de losa maciza, la combinación de cargas es la misma que losa aligerada como lo indica la Norma E.020. Esto quiere decir, que la carga última se obtiene a partir de  $1.4(\text{carga muerta}) + 1.7(\text{carga viva})$ .

*Tabla 24. Cálculo de las solicitaciones debido a carga muerta y viva*

<b>Carga en servicio</b>			<b>Carga última</b>		
<b>Carga muerta (ton/m)</b>	<b>Carga viva (ton/m)</b>	<b>C.S (ton/m)</b>	<b>Carga muerta (ton/m)</b>	<b>Carga viva (ton/m)</b>	<b>C.U (ton/m)</b>
0.58	0.20	0.78	0.58	0.20	1.15

*Fuente: Propia*

Realizamos el análisis estructural de la losa maciza 1 utilizando software y se obtiene como resultado la distribución de momentos.

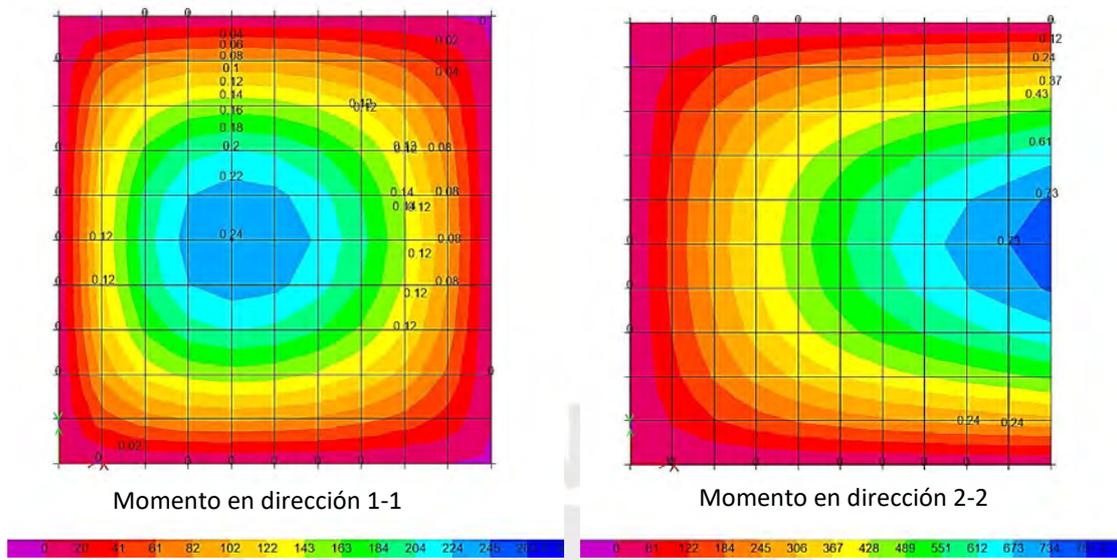


Figura 24. Distribución de momentos en la losa maciza en ambas direcciones.  
Fuente: Elaborado a partir del modelo de ETABS

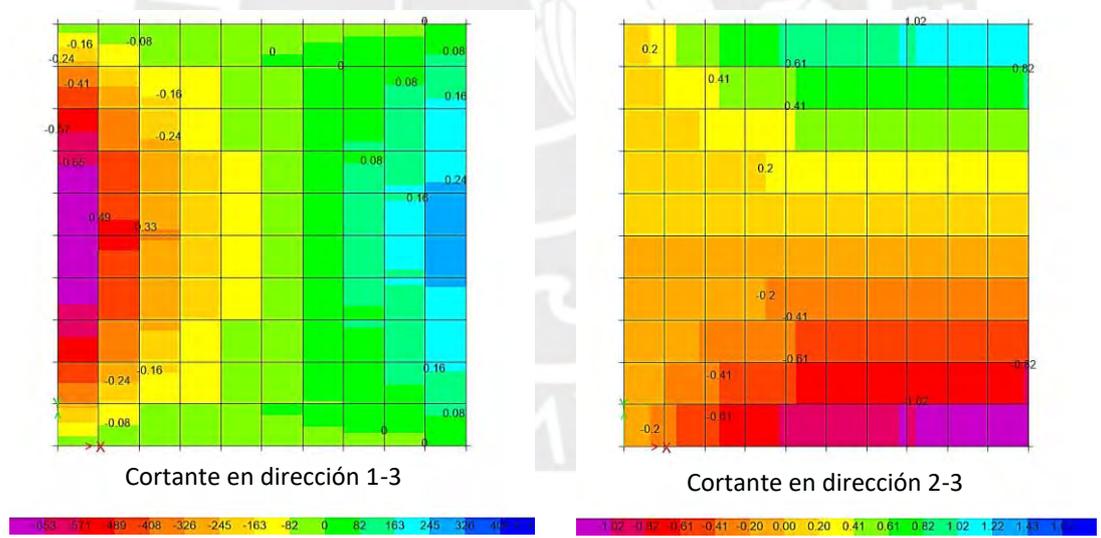


Figura 25. Distribución de cortante en la losa maciza en ambas direcciones.  
Fuente: Elaborado a partir del modelo de ETABS

### 7.2.2. Cálculos del diseño por flexión

Se realiza el diseño de la losa maciza con los momentos calculados en el párrafo anterior. En la *Tabla 25* se visualiza el cálculo de acero por metro de losa como ejemplo de la losa maciza 1. Para el diseño por flexión se debe recordar que el cálculo de la cantidad de acero mínimo es la misma expresión mencionada en la *Ecuación 41*.

*Tabla 25. Diseño de la losa maciza a flexión*

	Momento máximo en losa maciza			
	Dirección 1-1		Dirección 2-2	
	M+	M-	M+	M-
	0.24	0.10	0.73	0.20
As requerido ( $cm^2/m$ )	0.37	0.16	1.15	0.31
As mínimo ( $cm^2/m$ )	3.60	3.6	3.6	3.6
barra $\phi$ ( $cm^2$ )	0.71	0.71	0.71	0.71
# paquete	1	1	1	1
# barras	5.07	5.07	5.07	5.07
separación requerida @ ( $cm$ )	19.72	19.72	19.72	19.72
separación colocada @ ( $cm$ )	20	20	20	20
As colocada ( $cm^2/m$ )	3.60	3.60	3.60	3.60
As colocada ( <i>barras</i> )	1 $\phi$ 3/8"@20cm	1 $\phi$ 3/8"@20cm	1 $\phi$ 3/8"@20cm	1 $\phi$ 3/8"@20cm

Fuente: Propia

### 7.2.3. Cálculos del diseño por cortante

Se realiza la verificación de la resistencia por corte utilizando la fuerza cortante proveniente del análisis estructural.

*Tabla 26. Diseño de la losa maciza a cortante*

	Cortante máxima en losa maciza	
	Dirección x-x	Dirección y-y
$V_u$ (ton)	0.65	1.02
$V_c$ (ton)	16.9	16.9
$\phi$	0.9	0.9
$\phi V_c$ (ton)	14.4	14.4
Condición $\phi V_c > V_u$	Sí	Sí

Fuente: Propia

### 7.3. Viga chata

#### 7.3.1. Análisis estructural

Las vigas chatas son utilizadas para resistir las cargas muertas y vivas que se ubiquen sobre estas. Se presentan en la estructuración cuando se tienen tabiques paralelos a la orientación del aligerado. En este caso, se realiza de ejemplo la viga chata de 0.40 m de espesor entre los ejes 1 y 2 en el paño inferior de la estructura.

Tabla 27. Metrado de cargas en la viga chata

Carga muerta distribuida					
Carga	Peso (ton/m <sup>3</sup> )	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Total (ton/m)
Peso propio	2.40	0.40	-	0.20	0.19
Piso terminado	<b>0.10*</b>	0.40	-	-	0.04
Peso tabique	1.40	0.15	-	2.45	0.51
Carga viva distribuida					
Carga	Peso (ton/m <sup>2</sup> )	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Total (ton/m)
sobrecarga	0.20	0.40	-	-	0.08

\*Unidades en ton/m<sup>2</sup>

Fuente: Propia

Finalmente, se realiza el análisis y se obtiene el momento flector máximo y la fuerza cortante máxima.

Tabla 28. Análisis estructural de la viga chata

Longitud (m)	Carga viva (ton/m)	Carga muerta (ton/m)	Carga servicio (ton/m)	Carga última (ton/m)	Momento máx. (ton.m)	Cortante máx. (ton)
4.35	0.08	0.74	0.82	1.17	2.77	2.54

Fuente: Propia

#### 7.3.2. Cálculo del diseño por flexión

Después de realizar el análisis estructural se inicia el cálculo del diseño por flexión de la viga chata. Del análisis se obtiene el momento máximo  $M_{MAX}^+ = 2.77 \text{ ton.m}$

En primer lugar, calculamos el área de acero máximo positivo y negativo. Utilizando las Ecuaciones 1, 2 y 3 se calcula esta cantidad de acero.

Tabla 29. Cálculo de la cantidad de acero máximo

Cantidad de acero máximo	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$a_b$ (m)	$A_{cb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s Max}$ (cm <sup>2</sup> )
Positivo-negativo	210.00	4200.00	8.50	34.0	14.45	10.84

Fuente: Propia

En segundo lugar, se calcula la cuantía mínima de acero. Según la Norma E.060 en el artículo 10.5.2 se puede calcular dicha cantidad con la siguiente relación:

$$As_{MIN} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \dots (\text{Ecuación 42})$$

Por consecuente, el acero mínimo tanto positivo como negativo se calcula como  $As_{MIN}^+ = As_{MIN}^- = 0.52 \text{ cm}^2$ .

En tercer lugar, luego de haber realizado los cálculos de áreas máximas y mínimas, se prosigue a calcular el acero necesario a suministrar en la viga chata. En base al momento máximo, se procede con el diseño a flexión utilizando las Ecuaciones 6 y 7.

Tabla 30. Diseño de la viga chata a flexión

$M_u$ (ton.m)	$d$ (cm)	$b$ (cm)	$a$ (cm)	$As_{requerido}$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{colocado}$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (barras)	$\phi M_n$ (ton.m)
-	-	-	-	mínimo	2.58	2 $\phi$ 1/2 "	1.49
2.77	16	40	2.97	5.05	5.16	4 $\phi$ 1/2 "	2.82
-	-	-	-	mínimo	2.58	2 $\phi$ 1/2 "	1.49

Fuente: Propia

### 7.3.3. Cálculo del diseño por cortante

De manera similar a las viguetas, las vigas chatas se verifican por cortante. Esto es debido a que este elemento debe tener la capacidad de resistir por corte sin el aporte de los estribos, que solo se coloca para el montaje del acero corrido.

Se realiza la verificación del diseño de la viga chata del ejemplo anterior utilizando la *Ecuación 6*.

Tabla 31. Diseño de la viga chata a cortante

Viga chata	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$b_w$ (cm)	$d$ (cm)	$V_c$ (ton)	$\phi V_c$ (ton)	$V_{uMax}$ (ton)	Condición
Tramo único	210.00	40.00	17.00	5.22	4.44	2.34	CUMPLE

Fuente: Propia

Como indica la *Tabla 31*, el concreto de la viga chata es suficiente para resistir la cortante y hace que no requiera estribos. Sin embargo, se coloca estribos de montaje de 8 mm para el armado de las barras longitudinales.

## 8. DISEÑO DE VIGAS

### 8.1. Análisis estructural

En la estructura se presenta vigas de 0.55m y 0.60m de peralte. Se realiza como ejemplo el análisis de la viga 1 y viga 10.

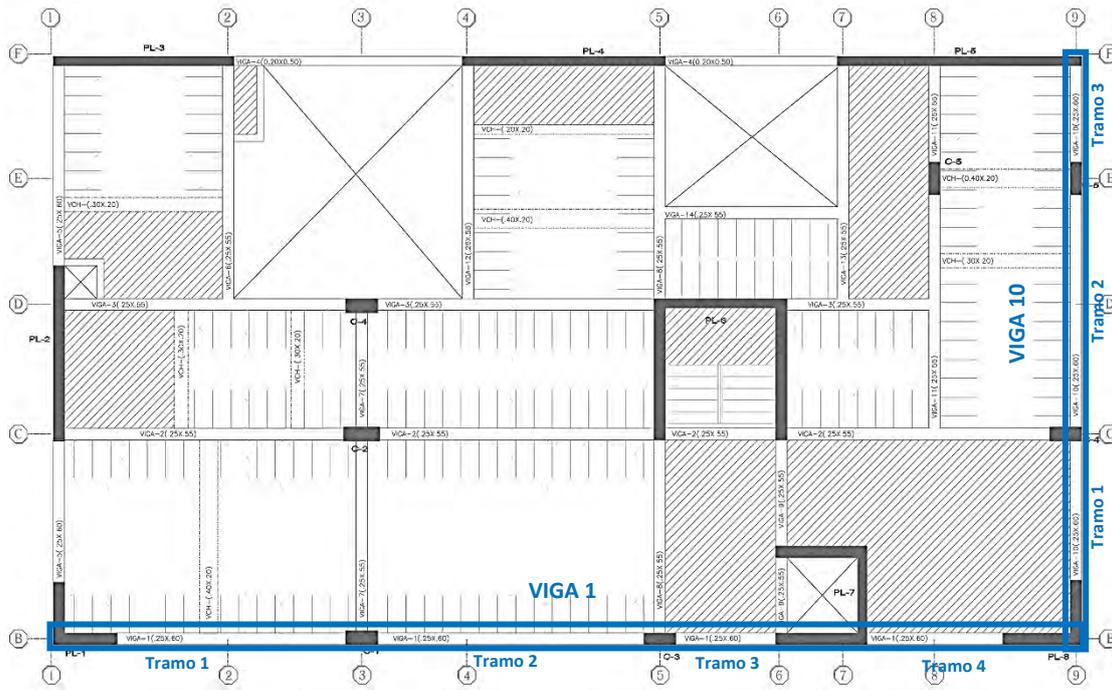


Figura 26. Vista en planta de vigas.

Fuente: Propia

Realizamos el metrado de cargas para la viga 1 del eje B.

Tabla 32. Metrado de carga muerta en la viga

Carga muerta	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
<b>Distribuida constante</b>	<b>6.63 m</b>	<b>6.53 m</b>	<b>3.43 m</b>	<b>5.67 m</b>
Peso propio ( <i>ton/m</i> )	0.36	0.36	0.36	0.36
Piso terminado ( <i>ton/m</i> )	0.03	0.03	0.03	0.03
Peso aligerado ( <i>ton/m</i> )	0.65	0.65	0.00	0.00
Peso tabique ( <i>ton/m</i> )	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>Carga puntual</b>	<b>6.63 m</b>	<b>6.53 m</b>	<b>3.43 m</b>	<b>5.67 m</b>
Peso tabique ( <i>ton</i> )	1.78	0.00	0.00	0.00
<b>Distribuida lineal</b>	<b>6.63 m</b>	<b>6.53 m</b>	<b>3.43 m</b>	<b>5.67 m</b>
Peso maciza ( <i>ton/m</i> )	0.00	0.00	0.634	0.98
Piso terminado ( <i>ton/m</i> )	0.00	0.00	0.132	0.21

Fuente: Propia

Tabla 33. Metrado de carga viva en la viga

Carga viva	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Distribuida constante	6.63 m	6.53 m	3.43 m	5.67 m
s/c (ton/m)	0.44	0.44	0.00	0.00
Distribuida lineal	6.63 m	6.53 m	3.43 m	5.67 m
s/c (ton/m)	0.00	0.00	0.27	0.41

Fuente: Propia

Concluido el paso anterior, se procede a realizar el análisis estructural de la viga 1 de 4 tramos.

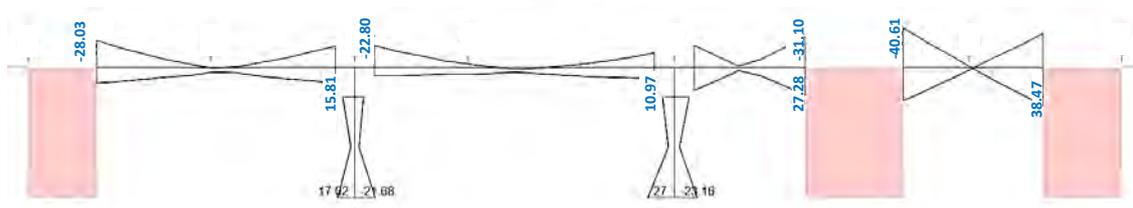


Figura 27. Envoltura de momentos en la viga.  
Fuente: Elaborado a partir del modelo de ETABS

Realizamos el metrado de carga para la viga 10 del eje 9.

Tabla 34. Metrado de la carga muerta en la viga

Carga muerta	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Distribuida constante	4.35 m	5.43 m	2.50 m
Peso propio (ton/m)	0.36	0.36	0.36
Piso terminado (ton/m)	0.03	0.18	0.18
Peso aligerado (ton/m)	0.00	0.47	0.47
Peso tabique (ton/m)	0.25	0.25	0.25
Carga puntual	4.35 m	5.43 m	2.50 m
Peso tabique (ton)	0.00	0.95	0.00
Distribuida lineal	4.35 m	5.43 m	2.50 m
Peso maciza (ton/m)	0.99	0.00	0.00
Piso terminado (ton/m)	0.21	0.00	0.00

Fuente: Propia

Tabla 35. Metrado de la carga viva en la viga

Carga viva	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Distribuida constante	4.35 m	5.43 m	2.50 m
s/c (ton/m)	0.00	0.31	0.31
Distribuida lineal	4.35 m	5.43 m	2.50 m
s/c (ton/m)	0.41	0.00	0.00

Fuente: Propia

Terminado el metrado se procede a realizar el análisis estructural de la viga continua 10 de 3 tramos.

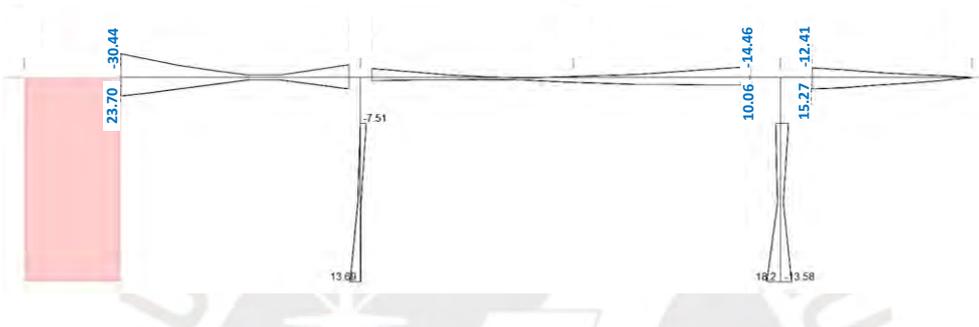


Figura 28. Envolvente de momentos en la viga.

Fuente: Elaborado a partir del momento de ETABS

## 8.2. Cálculos del diseño por flexión

Se realiza el diseño de la viga 1 y la viga 10 a manera de ejemplo. En primer lugar, se calcula la cuantía de acero máxima tanto para la viga 1 como para la viga 10. Cabe mencionar que ambas vigas presentan la misma sección; por lo que, dichas cuantías de acero serán iguales. Se utilizan las Ecuaciones 1, 2 y 3 para los cálculos cuyos resultados se adjunta en la Tabla 36.

Tabla 36. Cálculo de la cantidad de acero máximo

Cantidad de acero máximo	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$a_b$ (cm)	$A_{cb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sb}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s Max}$ (cm <sup>2</sup> )
Positivo/negativo	210.00	4200.00	26.99	674.75	28.68	21.51

Fuente: Propia

En segundo lugar, se calcula la cuantía de acero mínima positivo y negativo. Según la Norma E.060 en el artículo 10.5.2, se puede utilizar la *Ecuación 42*, teniendo un  $As_{MIN}^+ = As_{MIN}^- = 3.26 \text{ cm}^2$ .

En tercer lugar, luego de haber realizado los cálculos de acero máximos y mínimas, se procede a cuantificar el acero a suministrar al elemento. En base al momento máximo, se procede con el diseño a flexión utilizando las *Ecuaciones 6 y 7*.

Tabla 37. Diseño de la viga 1 a flexión

Viga 1	$M_u$ (ton.m)	$d$ (cm)	$b$ (cm)	$a$ (cm)	$As_{requerido}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As_{colocado}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As$ (barras)
Tramo 1	-28.03	51.00	25.00	16.28	17.30	18.72	$3\phi 3/4" + 2\phi 1"$
	+15.81	54.00	25.00	7.86	8.35	8.52	$3\phi 3/4"$
	-22.41	51.00	25.00	12.46	13.24	14.20	$5\phi 3/4"$
Tramo 2	-22.80	51.00	25.00	12.72	13.51	14.20	$5\phi 3/4"$
	+10.97	54.00	25.00	5.32	5.65	8.52	$3\phi 3/4"$
	-15.46	51.00	25.00	8.21	8.72	15.88	$2\phi 3/4" + 2\phi 1"$
Tramo 3	-22.65	51.00	25.00	12.62	13.41	14.20	$5\phi 3/4"$
	+27.28	51.00	25.00	15.75	16.74	20.98	$2\phi 3/4" + 3\phi 1"$
	-31.10	51.00	25.00	18.56	19.72	21.56	$4\phi 3/4" + 2\phi 1"$
Tramo 4	-40.61	51.00	25.00	26.94	28.63	31.18	$2\phi 3/4" + 5\phi 1"$
	+38.47	51.00	25.00	24.82	26.37	26.08	$2\phi 3/4" + 4\phi 1"$

Fuente: Propia

De igual manera, a partir del análisis, se realiza el diseño por flexión de la viga 10 utilizando las *Ecuaciones 4 y 5*.

Tabla 38. Diseño de la viga 10 a flexión

Viga 10	$M_u$ (ton.m)	$d$ (cm)	$b$ (cm)	$a$ (cm)	$As_{requerido}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As_{colocado}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As$ (barras)
Tramo 1	-30.44	51.00	25.00	18.06	19.19	18.72	$3\phi 3/4" + 2\phi 1"$
	+23.70	51.00	25.00	12.34	13.11	15.88	$2\phi 3/4" + 2\phi 1"$
	-16.89	54.00	25.00	8.45	8.98	8.52	$3\phi 3/4"$
Tramo 2	-11.64	54.00	25.00	6.55	6.02	8.52	$3\phi 3/4"$
	+10.06	54.00	25.00	4.86	5.16	8.52	$3\phi 3/4"$
	-14.46	54.00	25.00	7.14	7.59	8.52	$3\phi 3/4"$
Tramo 3	-12.51	54.00	25.00	6.11	6.50	8.52	$3\phi 3/4"$
	+15.25	54.00	25.00	7.56	8.03	8.52	$3\phi 3/4"$

Fuente: Propia

### 8.3. Cálculos del diseño por cortante

En el diseño de vigas peraltadas, se necesita verificar que estas resistan las fuerzas cortantes máximas producto de las solicitaciones. Se da inicio al diseño de la viga 1 y la viga 10 utilizando las *Ecuaciones 8 y 9*. Por otro lado, según la Norma E.060 en el artículo 21.4.3, se debe realizar el diseño por capacidad como indica la *Ecuación 11*.

Tabla 39. Diseño de la viga 1 a cortante

Viga 1	Diseño por cortante					Diseño por capacidad			
	$\phi V_c(\text{ton})$	$V_u(\text{ton})$	$V_s(\text{ton})$	$S(\text{cm})$	$S_{Max}(\text{cm})$	$V_{ui}(\text{ton})$	$S(\text{cm})$	$V_{ud}(\text{ton})$	$S(\text{cm})$
Tramo 1	8.81	15.80	8.22	39.00	25.00	17.41	28.00	15.88	34.00
Tramo 2	8.81	12.49	2.33	74.00	25.00	18.05	27.00	14.97	39.00
Tramo 3	8.81	25.64	25.09	16.00	25.00	30.90	11.00	39.11	8.00
Tramo 4	8.81	29.80	23.76	13.00	12.00	32.12	11.00	30.32	12.00

Fuente: Propia

Tabla 40. Diseño de la viga 10 a cortante

Viga 10	Diseño por cortante					Diseño por capacidad			
	$\phi V_c(\text{ton})$	$V_u(\text{ton})$	$V_s(\text{ton})$	$S(\text{cm})$	$S_{Max}(\text{cm})$	$V_{ui}(\text{ton})$	$S(\text{cm})$	$V_{ud}(\text{ton})$	$S(\text{cm})$
Tramo 1	8.81	19.67	13.35	23.00	25.00	21.53	20.00	15.61	35.00
Tramo 2	8.81	9.29	1.14	268.00	25.00	14.90	39.00	13.87	47.00
Tramo 3	8.81	9.36	1.22	249.00	25.00	16.84	30.00	16.84	30.00

Fuente: Propia

Por otro lado, según el capítulo 21 de la Norma E.060 en su artículo 21.4.4 indica las disposiciones a tener en cuenta para el diseño de elementos con responsabilidad sísmica. En este caso, los estribos deben tener un espaciamiento de tal manera que haya una zona de confinamiento en los extremos de la viga. En consecuencia, se procede a limitar dicho tanto para la viga 1 como para la viga 10 con las respectivas condiciones.

Primero, se determina la longitud de confinamiento como:

$$l_o = 2h \rightarrow l_o = 2(0.60) = 1.20 \text{ m}$$

Después, dentro de la zona de confinamiento, los estribos deben tener un espaciamiento  $S_o$  con las siguientes indicaciones:

$$S_o \leq \begin{cases} d/4 = 0.54/4 = 0.135 \text{ m} \\ 10d_b = 10(0.019) = 0.191 \text{ m} \\ 24d_e = 25(0.0095) = 0.229 \text{ m} \\ 0.3 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S_o \leq 0.135 \text{ m}$$

Por último, según el artículo 21.4.4.5, en el resto de la viga denominada zona central se aplica el espaciamiento según el diseño por cortante y el diseño por capacidad teniendo en cuenta que estos estribos no deben estar separados más de  $0.5d = 25 \text{ cm}$

En la *Tabla 41* se adjunta la distribución de estribaje de las vigas en cada tramo

*Tabla 41. Resumen del espaciamiento de estribos por tramos de las vigas 1 y 10.*

Viga 1		Viga 10	
Tramo 1	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25	Tramo 1	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25
Tramo 2	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25	Tramo 2	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25
Tramo 3	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, Rto @0.10	Tramo 3	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, Rto @0.10
Tramo 4	□ $\phi 3/8$ "; 1@0.05, 11@0.10, Rto @0.25		

*Fuente: Propia*

#### 8.4. Cálculo de deflexiones

En ciertos casos, cuando en el diseño de viga resulta con una cantidad demandante de acero positivo, será necesario verificar que las deflexiones diferidas no excedan las deflexiones permisibles. Según la Norma E.060 en el artículo 9.6.2.6, para vigas con elementos no estructurales se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\Delta_{permisible} = \frac{L}{480} \dots (\text{Ecuación 43})$$

En primer lugar, se calcula las deflexiones inmediatas producido por la carga muerta. y un porcentaje de la carga viva. Se hace el cálculo a partir de la carga muerta debido

a que está presente y causa efectos de manera instantánea, a diferencia de la carga viva que es incierto el momento que produzca efecto.

En segundo lugar, la deflexión diferida se calcula como la siguiente expresión:

$$\Delta_{Diferida} = \Delta_{\epsilon} \frac{I_{ef}}{I_g} \lambda \dots \text{(Ecuación 44)}$$

$\Delta_{Diferida}$ : Deflexión diferida

$\Delta_{\epsilon}$ : Deflexión inmediata

$I_{ef}$ : Inercia efectiva promedio en un tramo

$I_g$ : Inercia bruta

$\lambda$ : Factor que depende del tiempo

El factor  $\lambda$  se calcula como lo indica el artículo 9.6.2.5 de la Norma E.060 cuya expresión es la siguiente:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \dots \text{(Ecuación 45)}$$

$\xi$ : Factor que depende de duración de carga

$\rho'$ : Cuantía de acero en compresión a mitad de luz libre

En tercer lugar, la inercia efectiva será equivalente a calcular la inercia de la sección agrietada realizando el promedio de las secciones extremas y de la sección de medio tramo como indica la norma en su artículo 9.6.2.4.

Finalmente, tanto para la viga 1 como para la viga 10, se realiza esta verificación utilizando las *Ecuaciones 43, 44 y 45* teniendo en cuenta que la deflexión diferida no debe exceder la deflexión permisible.

Tabla 42. Cálculo de deflexiones

Deflexiones	Viga 1				Viga 10		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
$I_{ef}(cm^4)$	266 352.22	157 064.91	200 306.13	232 782.39	139 227.69	125 072.91	125 072.91
$I_g(cm^4)$	450 000.00	450 000.00	450 000.00	450 000.00	450 000.00	450 000.00	450 000.00
$I_{ef}/I_g$	1.69	2.87	2.25	1.93	3.23	3.60	3.60
$\Delta_{\varphi,muerta}(cm)$	0.040	0.040	0.003	0.040	0.001	0.040	0.004
$\Delta_{\varphi,viva}(cm)$	0.010	0.010	0.001	0.001	0.00	0.008	0.001
$\Delta_{inmediata}(cm)$	0.043	0.043	0.003	0.04	0.001	0.042	0.004
$\rho'$	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
$\xi$	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
$\lambda$	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
$\Delta_{Diferida}(cm)$	0.12	0.21	0.01	0.13	0.01	0.25	0.03
$\Delta_{permissible}(cm)$	1.04	1.17	0.44	0.62	0.62	1.02	1.02

Fuente: Propia

## 9. Columnas

### 9.1. Análisis estructural

Se realiza, a manera de ejemplo, el diseño de dos columnas presentes en la estructura; estas se ubican en la intersección de los ejes C-3 y los ejes E-9. Las dimensiones son de 30cmx80cm y 25cmx70cm correspondientemente. En la *Figura 29*. se muestra la ubicación de las columnas mencionadas en el plano de encofrado de techo; además, en la *Figura 30*, se presentan las dimensiones y ejes locales que corresponden al análisis realizado por el programa ETABS.

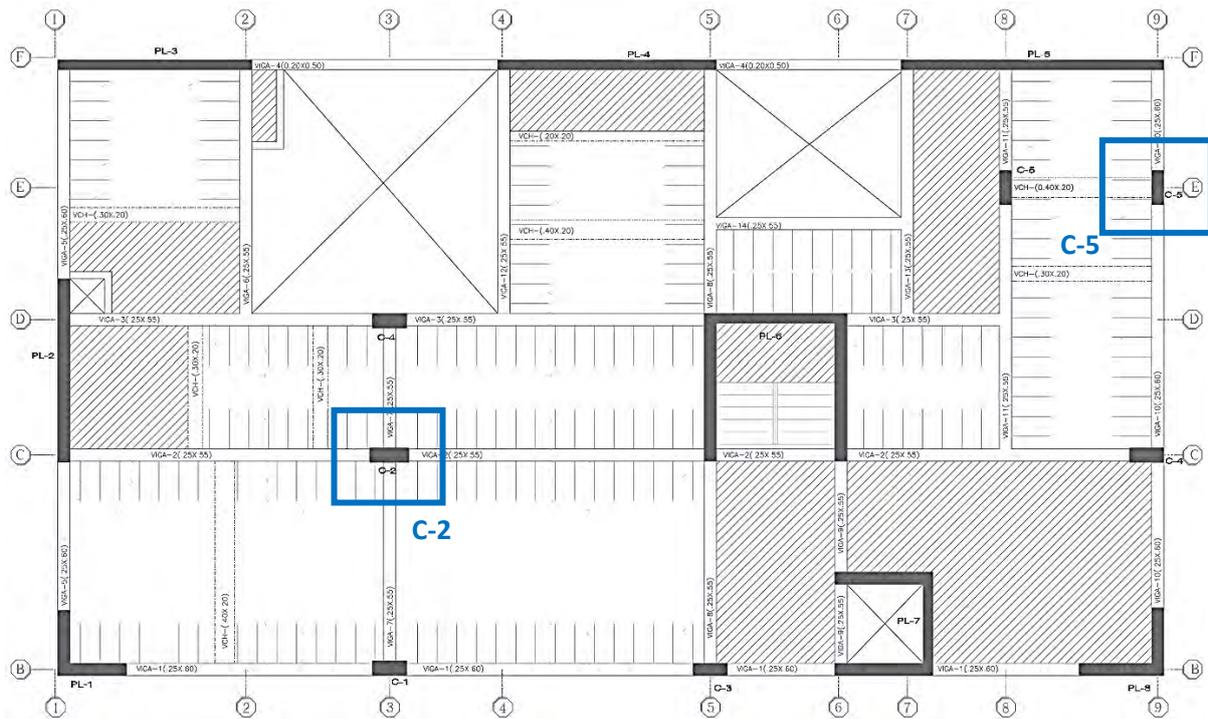


Figura 29. Vista en planta de columnas.  
Fuente: Propia

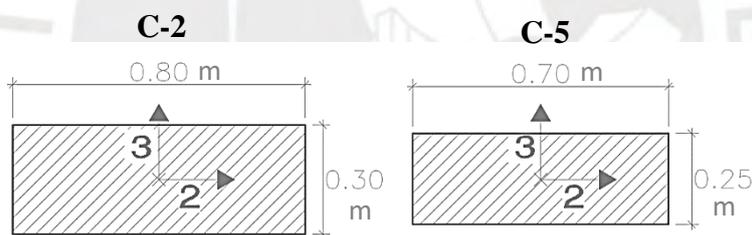


Figura 30. Dimensiones y ejes de columnas.  
Fuente: Propia

Las solicitaciones por cargas de gravedad y sísmicas se obtienen a partir del análisis estructural generado por el software ETABS. En la *Tabla 43* y la *Tabla 44*, se muestran las cargas máximas registradas en el primer nivel en su zona inferior. Para esto, se tomaron ciertas consideraciones como que la compresión se muestra positiva y las variaciones del sentido de las cargas sísmicas que serán corregidas al realizar las combinaciones correspondientes.

Tabla 43. Resumen de las cargas en el primer piso de la columna C-2.

Carga	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)
Muerta	154.80	1.40	0.10	0.20	1.10
Viva	32.50	0.20	0.00	0.00	0.10
Sismo X-X	8.60	2.90	0.60	1.30	10.50
Sismo Y-Y	14.40	1.10	1.20	2.60	3.90

Fuente: Propia

Tabla 44. Resumen de las cargas en el primer piso de la columna C-5.

Carga	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)
Muerta	44.54	0.45	-0.01	0.01	0.37
Viva	7.56	0.09	0.00	0.00	0.07
Sismo X-X	26.02	2.52	0.09	0.50	6.11
Sismo Y-Y	16.10	3.97	0.02	0.13	10.02

Fuente: Propia

A partir de las tablas presentadas previamente, se generarán las solicitaciones máximas que definirán los requerimientos mínimos a flexocompresión que deberá desarrollar las columnas a diseñar; para esto, se aplicará las combinaciones de cargas que establece la Norma E.020. Para generar todas las posibilidades de cargas en la columna se establecerá el efecto del sismo en ambas direcciones y se multiplicará por  $-1$  a los momentos últimos calculados.

Tabla 45. Combinación de cargas en la columna C-2

Combinación de cargas	Sismo X-X			Sismo Y-Y		
	P (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)	P (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)
1.4CM+1.7CV	272.00	0.30	1.80	272.00	0.30	1.80
1.25(CM+CV)+S	242.70	1.60	12.10	248.60	2.80	5.50
1.25(CM+CV)-S	225.50	-1.10	-8.90	219.70	-2.40	-2.30
0.9CM+S	147.90	1.50	11.50	153.80	2.70	4.90
0.9CM-S	130.70	-1.20	-9.50	124.90	-2.40	-2.90

Fuente: Propia

Tabla 46. Combinación de cargas en la columna C-5

Combinación de cargas	Sismo X-X			Sismo Y-Y		
	P (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)	P (ton)	M22 (ton. m)	M33 (ton. m)
1.4CM+1.7CV	280.90	0.20	2.10	280.90	0.20	2.10
1.25(CM+CV)+S	251.50	1.30	12.50	256.00	2.80	5.40
1.25(CM+CV)-S	232.10	-1.00	-8.70	227.60	-2.50	-1.70
0.9CM+S	153.70	1.30	11.80	158.20	2.70	4.80
0.9CM-S	134.30	-1.10	-9.40	129.80	-2.50	-2.40

Fuente: Propia

## 9.2. Cálculo del diseño por flexocompresión

El diseño parte de un proceso iterativo que consiste en proponer un armado tentativo que comienza con el mínimo indicado en la Norma E.060 que es de 1%. Para el caso de la columna de 30cmx80cm, corresponde un acero mínimo de  $24 \text{ cm}^2$  en todas las secciones, el cual corresponde a  $12\phi 5/8''$  de acero longitudinal; por otro lado, para la columna de 25cmx70cm, corresponde un acero mínimo de  $17.5 \text{ cm}^2$  con un armado de  $10\phi 5/8''$ . Los armados propuestos se pueden observar en las Figuras 31 y 32.

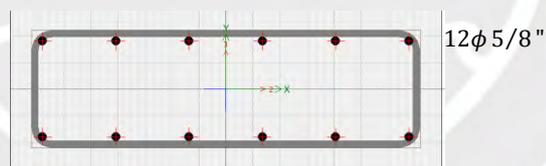


Figura 31. Armado propuesto de columna C-2.

Fuente: Propia

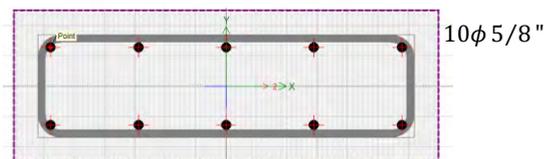


Figura 32. Armado propuesto de columna C-5.

Fuente: Propia

A partir de estos armados se genera los diagramas de interacción correspondientes a cada columna; estos diagramas delimitarán la resistencia a flexocompresión de las secciones y armados propuestos. En las *Figuras 33 y 34* se pueden observar los diagramas de interacción respecto a los ejes locales 2 y 3 de las columnas C-2 y C-5.

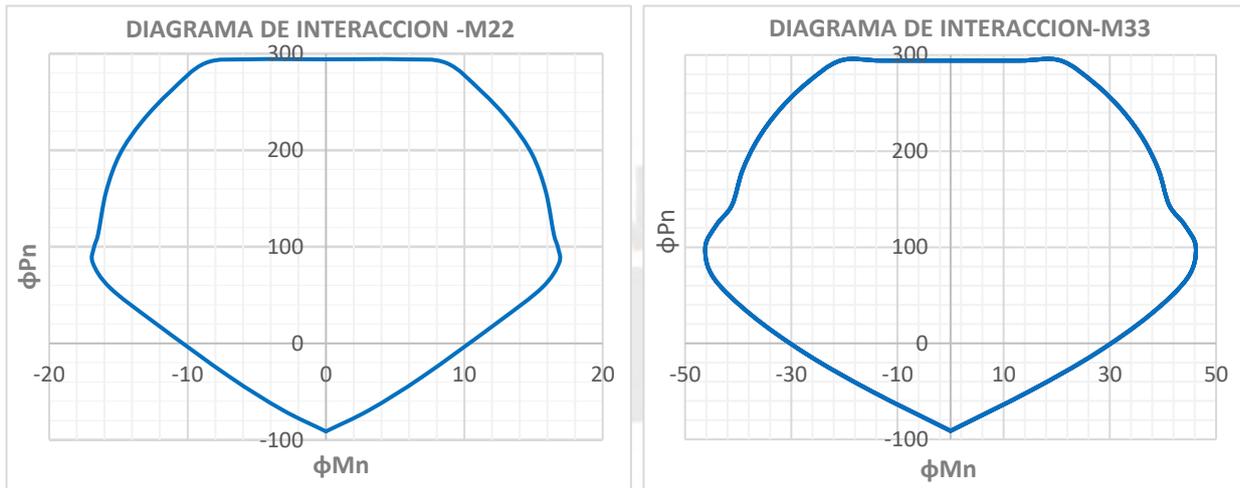


Figura 33. Diagrama de interacción de la columna C-2 de ambos ejes locales.  
Fuente: Propia

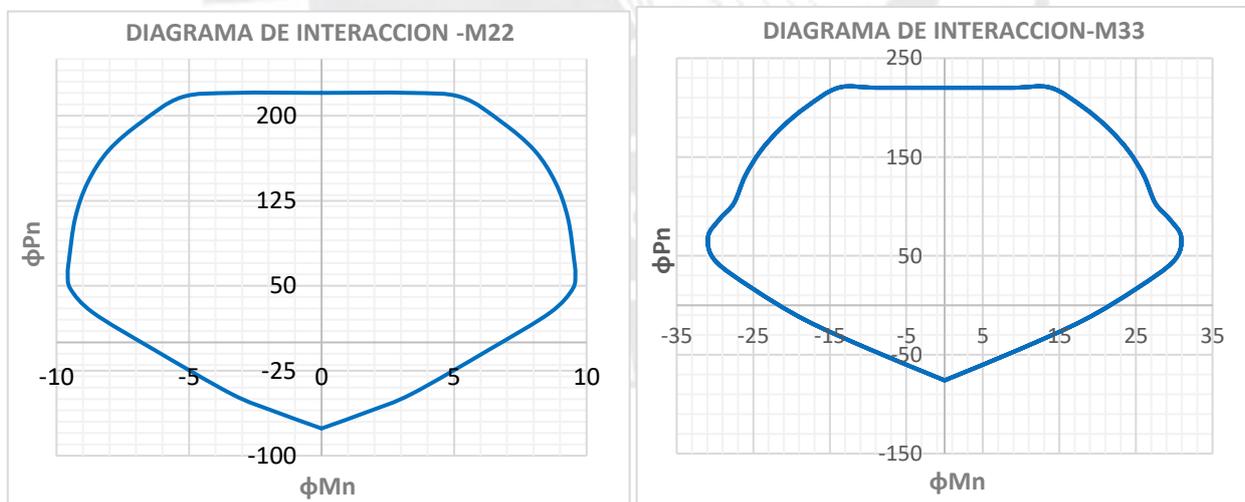


Figura 34. Diagrama de interacción de la columna C-5 de ambos ejes locales.  
Fuente: Propia

Finalmente, se verifica que el resultado de las cargas ultimas a partir de las combinaciones se encuentre dentro de los límites del diagrama de interacción de las columnas propuestas. Esto demostraría que la distribución de acero y sección de concreto escogido será capaz de resistir las solicitaciones que originan las cargas de gravedad y sismo.

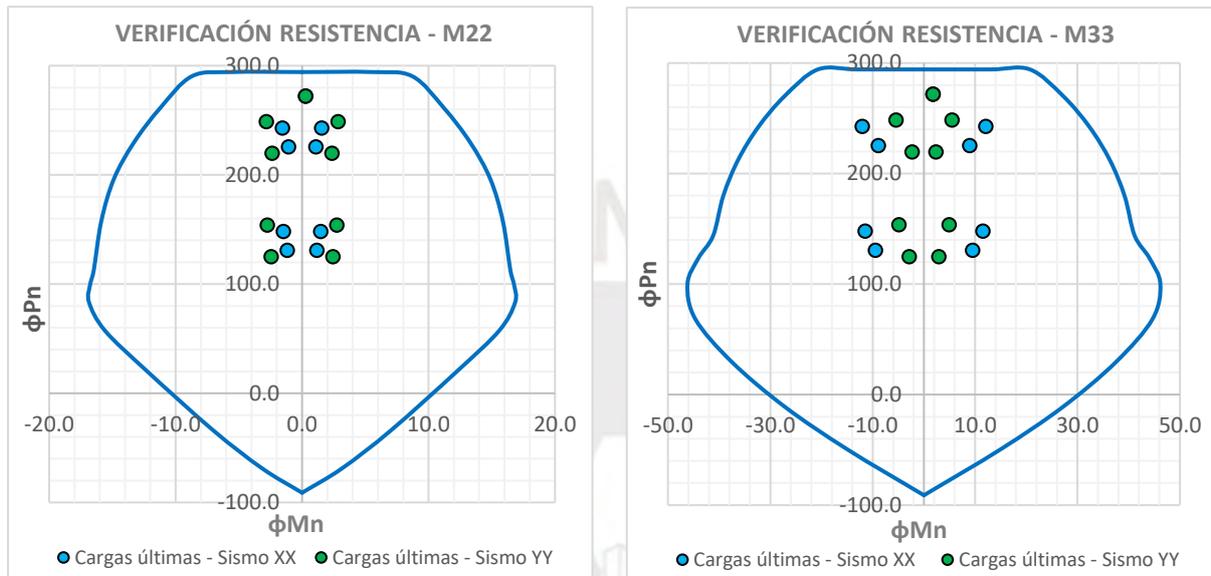


Figura 35. Verificación del diseño de la columna C-2.  
Fuente: Propia

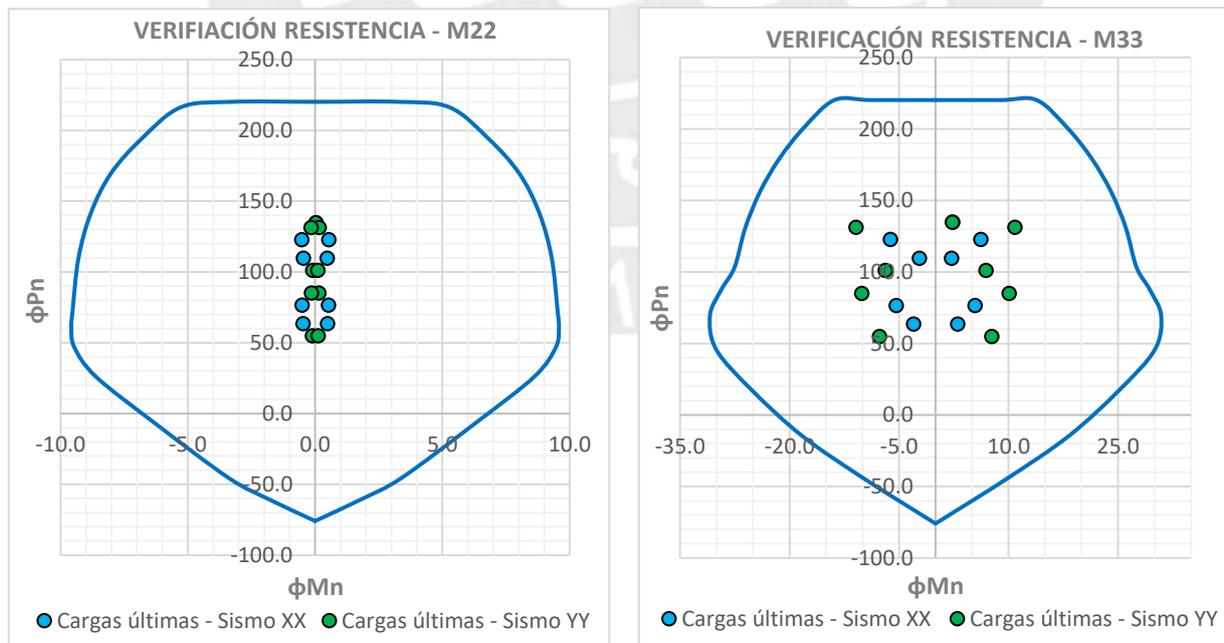


Figura 36. Verificación del diseño de la columna C-5.  
Fuente: Propia

En las Figuras 35 y 36 se observa que los puntos de las cargas ultimas generadas por las combinaciones correspondientes se encuentran dentro de los límites de resistencia a flexocompresión de las columnas; por lo tanto, el armado longitudinal propuesto cumple con satisfacer las solicitaciones de gravedad y sismo.

### 9.3. Cálculo del diseño por cortante

Para el diseño por cortante, se calculará la cortante de diseño ( $V_u$ ) por el caso de capacidad y a través las combinaciones de cargas amplificando las cortantes sísmicas por 2.5; siendo la cortante de diseño no menor al menor de los valores resultantes de los análisis antes mencionados. Respecto al diseño por capacidad se generó el diagrama interacción nominal de la sección y armado verificado en el diseño por flexocompresión; del cual se registró la resistencia nominal a flexión que corresponde a una carga axial última como se muestra en las Figuras 37 y 38.

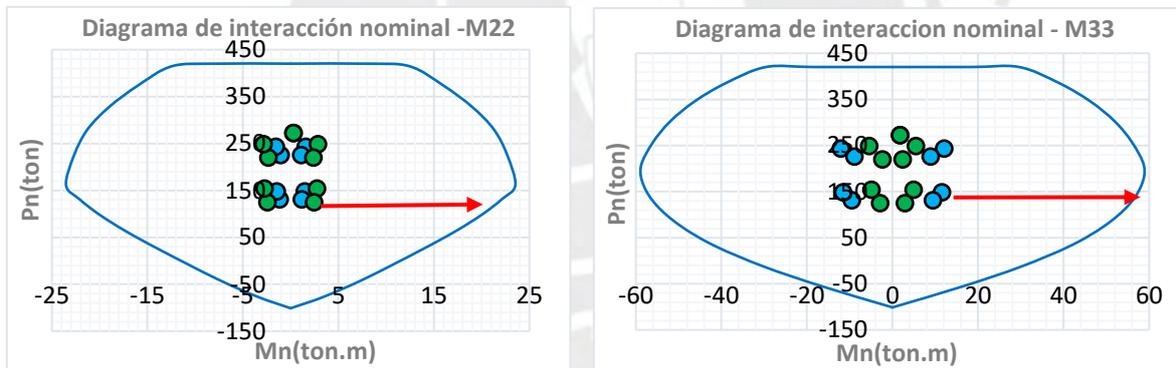


Figura 37. Cálculo del momento nominal de la columna C-2.

Fuente: Propia

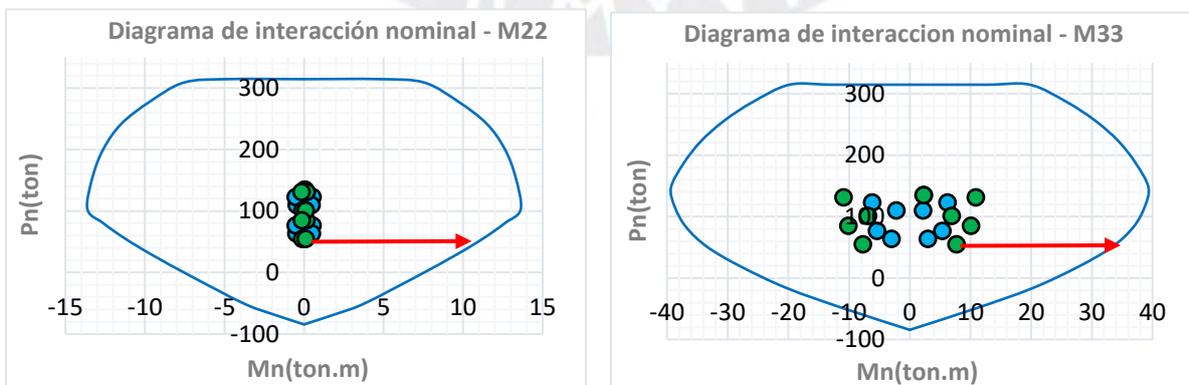


Figura 38. Cálculo del momento nominal de la columna C-5.

Fuente: Propia

Tabla 47. Diseño por capacidad de la columna C-2

Hn (m)	Cortante V22			Cortante V33		
	Pu(ton)	Mn(ton. m)	Vu(ton)	Pu(ton)	Mn(ton. m)	Vu(ton)
2.10	150.00	55.00	52.40	150.00	22.50	21.40

Fuente: Propia

Tabla 48. Diseño por capacidad de la columna C-5

Hn (m)	Cortante V22			Cortante V33		
	Pu(ton)	Mn(ton. m)	Vu(ton)	Pu(ton)	Mn(ton. m)	Vu(ton)
2.10	120.00	40.00	38.10	100.00	12.50	11.90

Fuente: Propia

El otro análisis de cortante de diseño se basa en la amplificación de las cargas sísmicas por un factor de 2.5. A continuación en las *Tablas 49 y 50* se adjuntan los valores resultantes de la combinación establecida según la Norma E.060

Tabla 49. Fuerza cortante actuante en la columna C-2

Combinación de cargas	Sismo X-X			Sismo Y-Y		
	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)
1.25(CM+CV)+2.5S	242.70	9.20	1.80	248.60	4.70	3.30
1.25(CM+CV)-2.5S	225.50	-5.30	-1.40	219.70	-0.90	-2.90
0.9CM+2.5S	147.90	8.50	1.70	153.80	4.00	3.20
0.9CM-2.5S	130.70	-6.00	-1.40	124.90	-1.60	-3.00

Fuente: Propia

Tabla 50. Fuerza cortante actuante en la columna C-5

Combinación de cargas	Sismo X-X			Sismo Y-Y		
	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)
1.25(CM+CV)+2.5S	122.70	6.00	0.20	131.30	10.10	0.10
1.25(CM+CV)-2.5S	109.70	-2.00	-0.20	101.10	-6.20	0.00
0.9CM+2.5S	76.50	5.20	0.20	85.10	9.30	0.10
0.9CM-2.5S	63.50	-2.80	-0.20	54.90	-7.00	-0.10

Fuente: Propia

Como se observa en la *Tabla 49* se obtienen cortantes máximas en las direcciones 2 y 3 a partir de la combinación 1.25(CM+CV) + 2.5SISMO. En la dirección 2 corresponde una cortante de 9.2 ton considerando el efecto del sismo en X y en la dirección 3 corresponde una cortante de 3.30 ton considerando el efecto del sismo en Y para la columna C-2; para la columna C-5 se obtienen cargas de 10.10 ton y

0.2 ton para la dirección 2 y 3 correspondientemente. La norma establece que el cortante de diseño no será menor al menor valor de los dos casos; por lo tanto, se utilizará el cortante de amplificación.

Se realiza el cálculo de la resistencia al corte del concreto y el espaciamiento requerido de los estribos con *Ecuaciones 17 y 18*.

*Tabla 51. Diseño a cortante de la columna C-2.*

Dirección	Pu (ton)	Vu (ton)	$\phi Vc$ (ton)	Vs requerido (ton)	Vs límite (ton)	S requerido (cm)
V22	247.70	9.20	20.30	0.00	35.40	-
V33	129.80	3.30	20.10	0.00	35.40	-

Fuente: Propia

*Tabla 52. Diseño a cortante de la columna C-5*

Dirección	Pu (ton)	Vu (ton)	$\phi Vc$ (ton)	Vs requerido (ton)	Vs límite (ton)	S requerido (cm)
V22	91.30	10.50	14.30	0.00	25.50	-
V33	103.00	0.20	14.80	0.00	25.50	-

Fuente: Propia

Como se indica en las *Tablas 51 y 52*, no se requiere de estribos en ninguna dirección de las columnas, debido a que la resistencia al corte del concreto se ve amplificado por la alta carga axial en compresión que se encuentra la columna y la baja carga de cortante que toma la columna. Sin embargo, es necesario especificar que toda columna presenta comportamiento sísmico y según la Norma E.060 en el capítulo 21 especifica que es necesario definir una zona de confinamiento y un espaciamiento mínimo de estribos en las columnas para asegurar un comportamiento dúctil y la estructura no colapse por viga fuerte - columna débil. A partir de esta longitud de confinamiento, es necesario la colocación de los estribos con un espaciamiento “s” menor a lo indicado por el diseño a corte.

Realizaremos como ejemplo el diseño de los estribos para las columnas tipo C-2.

Se inicia con el cálculo de la longitud de confinamiento " $l_o$ ".

$$l_o \geq \begin{cases} \frac{h_n}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35m \\ \max(0.30; 0.80) = 0.80m \\ 0.50m \end{cases} \rightarrow l_o = 0.80m$$

Luego de calculado la longitud de confinamiento, se procede a calcular el espaciamiento " $s_o$ " en dicha zona.

$$s_o \leq \begin{cases} 6 \frac{0.63 * (2.54)}{100} = 0.127m \\ \min\left(\frac{0.50}{2}; \frac{0.80}{2}\right) = 0.150m \\ 0.10m \end{cases} \rightarrow s_o = 0.10m$$

Finalmente, se calcula el espaciamiento " $s$ " en la zona central de la columna.

$$s \leq \begin{cases} 16 * \frac{0.63 * (2.54)}{100} = 0.25m \\ 48 * \frac{0.38 * (2.54)}{100} = 0.45m \\ \min(0.50; 0.80) = 0.50m \\ 0.30m \end{cases} \rightarrow s \approx 0.25m$$

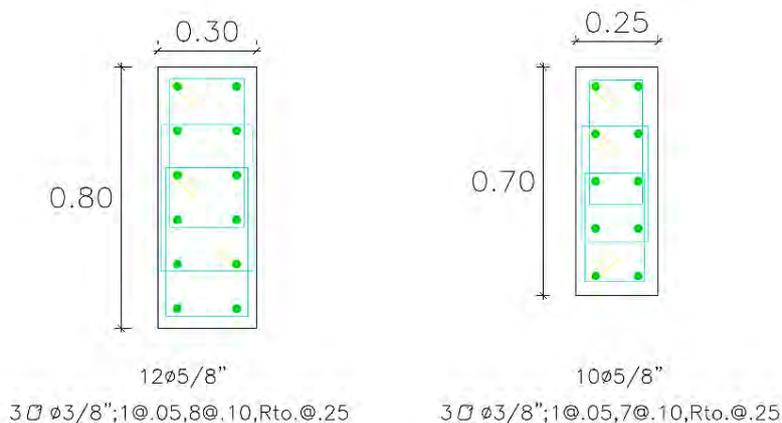


Figura 39. Armado final de la columna C-2 y Columna C-5 respectivamente.  
Fuente: Propia

## 10. Placas

### 10.1. Análisis estructural

Se realiza, a manera de ejemplo, el diseño de dos placas presentes en la estructura; su ubicación en planta se muestra en la *Figura 40*. Las dimensiones de la placa que se encuentra en el eje  $X$  son de  $0.20\text{m} \times 5.35\text{m}$  y de la placa que se encuentra en el eje  $Y$  es de  $0.25\text{m} \times 3.70\text{m}$ .

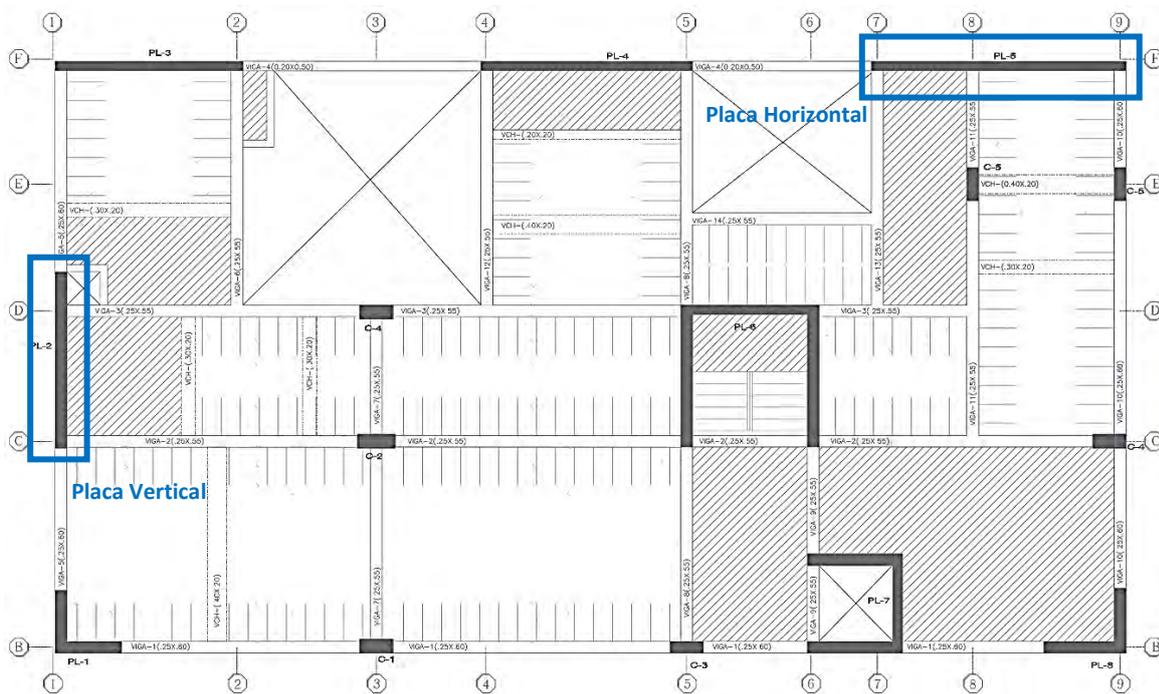


Figura 40. Vista en planta de placas.

Fuente: Propia

Las solicitaciones por cargas de gravedad y sísmicas se obtienen a partir del análisis estructural generado por el software ETABS. En la *Tabla 53* y la *Tabla 54* se muestran las cargas máximas registradas en la base del elemento en el primer piso. Para esto, se tomaron ciertas consideraciones como que la compresión se muestra positiva y la variación del sentido de las cargas sísmicas que serán corregidas al realizar las combinaciones correspondientes.

Tabla 53. Cargas actuantes en la placa horizontal

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton. m)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)
Muerta	108.91	0.98	0.00	-0.01	-0.04	-34.25
Viva	11.04	-0.01	0.00	-0.00	-0.01	-6.49
Sismo X	38.48	88.59	0.33	0.56	1.69	818.78
Sismo Y	72.95	19.09	0.63	0.23	3.42	233.69

Fuente: Propia

Tabla 54. Cargas actuantes en la placa vertical

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton. m)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)
Muerta	171.97	-0.49	0.00	-0.02	0.11	10.43
Viva	24.66	-0.19	0.00	0.00	0.02	-0.04
Sismo X	111.44	101.14	0.59	0.70	3.17	636.24
Sismo Y	124.11	107.09	0.20	0.29	1.09	725.82

Fuente: Propia

A partir de las tablas presentadas previamente, se generarán las solicitaciones máximas que definirán los requerimientos mínimos a flexocompresión que deberá desarrollar las placas a diseñar; para esto, se realizaran las combinaciones de cargas que son especificadas en la Norma E.020. Para generar todas las posibilidades de cargas en la placa se establecerá el efecto del sismo en ambas direcciones y se multiplicará por -1 a los momentos últimos calculados.

Tabla 55. Combinaciones de cargas en la placa horizontal

COMBINACION	SISMO X-X			SISMO Y-Y		
	P (ton)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)	P (ton)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)
1.4CM+1.7CV	171.25	-0.07	-58.98	171.25	-0.07	-58.98
1.25(CM+CV) +SS	188.42	1.63	767.86	222.89	3.36	182.77
1.25(CM+CV)-SS	111.46	-1.75	-869.71	76.99	-3.48	-284.62
0.9CM+SS	136.50	1.65	787.96	170.97	3.38	202.87
0.9CM-SS	59.54	-1.73	-849.61	25.07	-3.46	-264.52

Fuente: Propia

Tabla 56. Combinación de cargas en la placa vertical

COMBINACION	SISMO X-X			SISMO Y-Y		
	P (ton)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)	P (ton)	M2 (ton. m)	M3 (ton. m)
1.4CM+1.7CV	282.69	0.19	14.53	282.69	0.19	14.53
1.25(CM+CV) +SS	357.23	3.33	649.23	369.91	1.25	738.81
1.25(CM+CV)-SS	134.35	-3.01	-623.25	121.68	-0.93	-712.83
0.9CM+SS	266.21	3.27	645.63	278.89	1.19	735.21
0.9CM-SS	43.33	-3.07	-626.85	30.66	-0.99	-716.43

Fuente: Propia

## 10.2. Cálculos del diseño por flexocompresión

El diseño de los muros estructurales, al igual que caso anterior, parte de un proceso iterativo que consiste en proponer un armado tentativo que comienza con la cuantía mínima establecido por la Norma E.060 y a su vez tener la cuantía mínima para el refuerzo horizontal y vertical. Para el caso de la placa horizontal se coloca una zona de confinamiento de 0.70 m con barras de  $\phi 3/4$  " y se utilizo el mismo acero para el refuerzo longitudinal. Esta placa al ser de una dimensión de 5.35 m, las cargas que llega al elemento no son considerables. Para el caso de la placa vertical se coloca una zona de confinamiento de 0.70 m al igual que el caso anterior, con la diferencia que en dicha zona se coloca barras de 1" debió a que las cargas que terminan en dicha placa son elevadas.

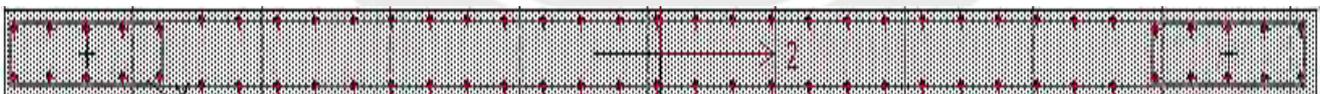


Figura 41. Diseño tentativo de la placa horizontal

Fuente: Propia

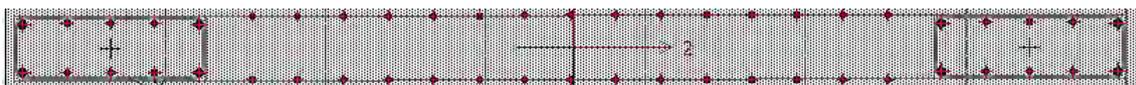


Figura 42. Diseño tentativo de la placa vertical

Fuente: Propia

A partir de estos armados se generó los diagramas de interacción correspondientes a cada placa; estos diagramas delimitarán la resistencia a flexocompresión de las secciones y armados propuestos.

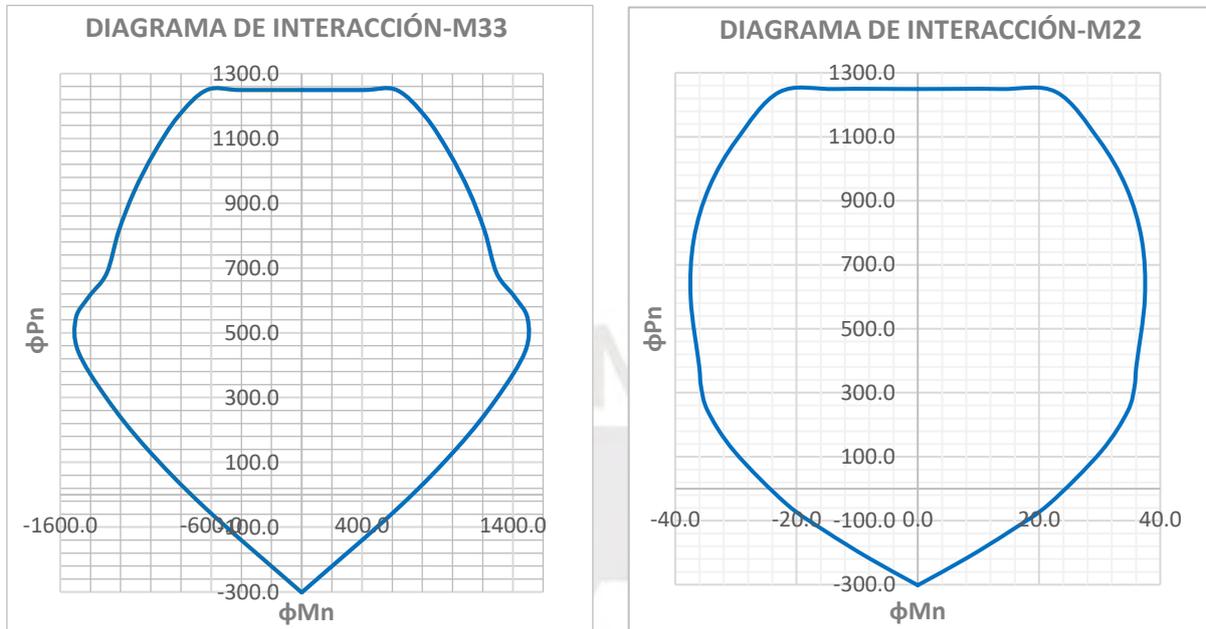


Figura 43. Diagrama de interacción de la placa horizontal.  
Fuente: Propia

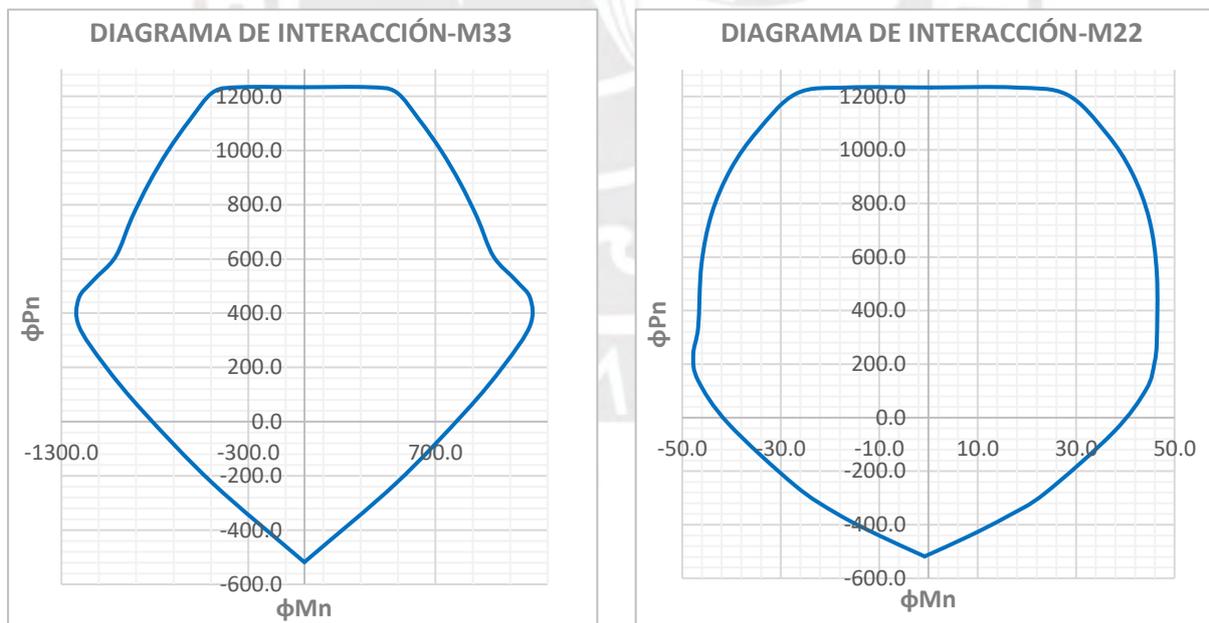


Figura 44. Diagrama de interacción de la placa vertical.  
Fuente: Propia

Finalmente, se verifica que las cargas ultimas obtenidas a partir de las combinaciones se encuentren dentro de los límites del diagrama de interacción de las placas propuestas. Esto demostraría que la distribución de acero y sección de concreto escogida será capaz de resistir las solicitaciones generadas por las cargas de gravedad y sismo.

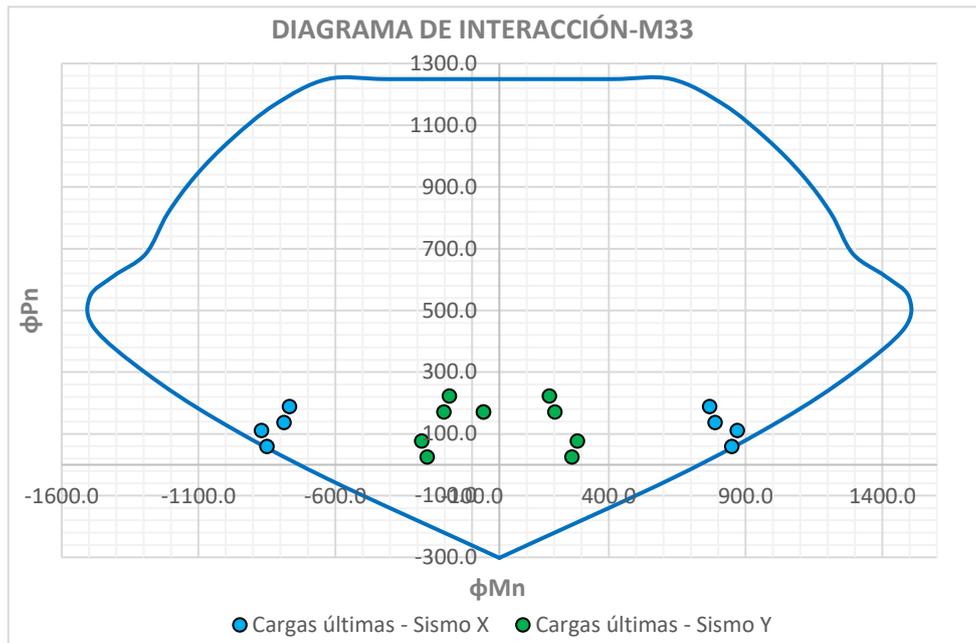


Figura 45. Verificación del diseño de la placa horizontal.  
Fuente: Propia

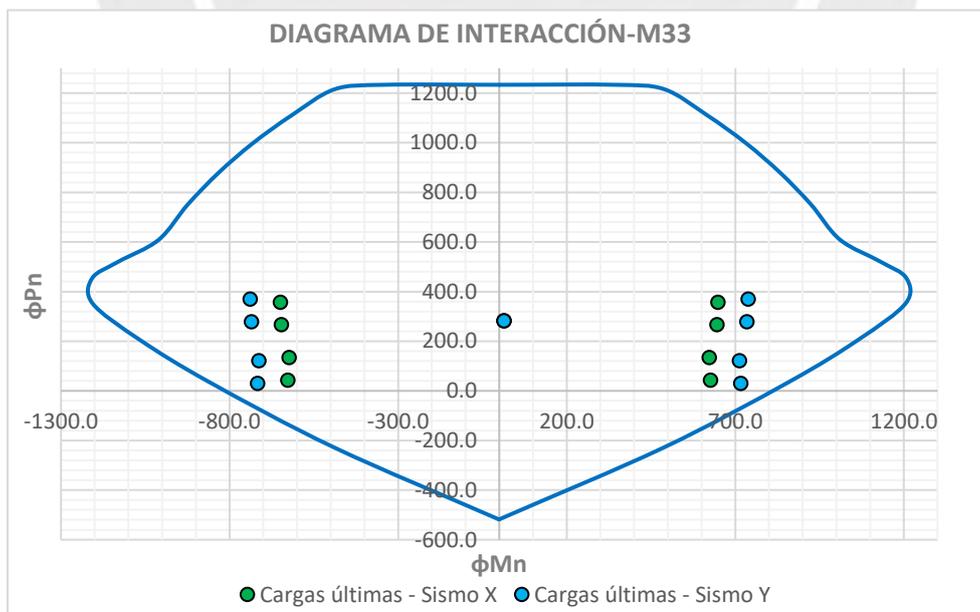


Figura 46. Verificación del diseño de la placa vertical.  
Fuente: Propia

En las Figuras 45 y 46 se observa que los puntos de las cargas últimas generadas por las combinaciones correspondientes se encuentran dentro de los límites de resistencia a flexo compresión de las placas; por lo tanto, el armado propuesto cumple con satisfacer las solicitaciones de gravedad y sísmicas.

### 10.3. Diseño por cortante

Según la norma, para el refuerzo de las placas es necesario colocar una cuantía mínima tanto en la dirección horizontal como vertical como lo indica los capítulos 11, 14 y 21 de la Norma E.060.

Tabla 57. Cálculo de cuantía mínima de refuerzo en la placa horizontal ( $e=0.20m$ )

Cuantía mínima		Refuerzo	As (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	Distribución
$\rho$ (horizontal)	0.0025	$\phi 3/8''$	5.00	28.40	$\phi 3/8''@0.30$
$\rho$ (vertical)	0.0025	$\phi 3/8''$	5.00	28.40	$\phi 3/8''@0.30$

Fuente: Propia

Tabla 58. Cálculo de cuantía mínima de refuerzo en la placa vertical ( $e=0.25m$ )

Cuantía mínima		Refuerzo	As (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	Distribución
$\rho$ (horizontal)	0.0025	$\phi 3/8''$	6.25	22.72	$\phi 3/8''@0.20$
$\rho$ (vertical)	0.0025	$\phi 3/8''$	6.25	22.72	$\phi 3/8''@0.20$

Fuente: Propia

La distribución del refuerzo horizontal mínimos está dada por la norma y depende de la relación entre la cortante última y la cortante del concreto. Calculamos el aporte del concreto a la resistencia al corte utilizando la Ecuación 23.

Tabla 59. Cálculo de la resistencia a cortante del concreto.

Cálculo de cortante del concreto	Placa horizontal	Placa vertical
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210.00	210.00
Lm (m)	5.35	3.70
d (m)	4.28	2.96
t (m)	0.20	0.25
α	0.53	0.53
Hm (m)	24	18.73
Hm/Lm	3.50	5.06
φVc (ton)	55.88	48.31

Fuente: Propia

Con el cálculo de la *Tabla 59*, se realiza el diseño por cortante para determinar el refuerzo horizontal. Finalmente, según el artículo 21.9.5 de la Norma E.060, utilizamos el diseño por capacidad para encontrar una cortante última de diseño.

Tabla 60. Cálculo de refuerzo por capacidad

Diseño capacidad	Placa horizontal	Placa vertical
Mn (ton.m)	1250.00	1400.00
Mua (ton.m)	867.70	738.80
Mn/Mua	1.44	1.89
Vu (ton)	129.10	204.50
φVc (ton)	55.88	48.31
Vs (ton)	86.11	183.76
Refuerzo	φ3/8"	φ3/8"
S (cm)	29.64	17.45
Distribución	φ3/8"@0.25	φ3/8"@0.15

Fuente: Propia

Como indica la norma, si la relación  $H_m/L_m > 2$ , el refuerzo vertical será el mínimo establecido. Por lo que, para ambas placas se distribuye el refuerzo mínimo calculado y espaciado según la *Tabla 57* y *Tabla 58*. Además, verificamos que el núcleo confinado cumpla con lo indicado en la norma en su capítulo 21. Se procede a verificar si la placa requiere confinamiento y si cumple la *Ecuación 24*.

Tabla 61. Verificación del Núcleo de confinamiento

Núcleo Confinamiento	Placa horizontal	Placa vertical
<b>Pu (ton)</b>	188.42	369.91
<b>Mu (ton.m)</b>	869.00	738.81
<b>Ag (m2)</b>	1.07	0.93
<b>Ig (m4)</b>	2.55	1.05
<b><math>f_c</math> (kg/cm2)</b>	108.77	169.51
<b><math>0.2f'_c</math> (kg/cm2)</b>	42.00	42.00
<b><math>f_c &gt; 0.2f'_c</math></b>	Requiere confinamiento	Requiere confinamiento
<b>C (cm)</b>	113.00	21.98
<b>C-0.1Lm (cm)</b>	59.50	76.00
<b>Lc (cm)</b>	70.00	80.00
<b>Cumple Ecuación 24</b>	Cumple	Cumple

Fuente: Propia

Finalmente, luego el diseño y verificaciones correspondientes, se tiene el armado final tanto de la placa horizontal como de la vertical.

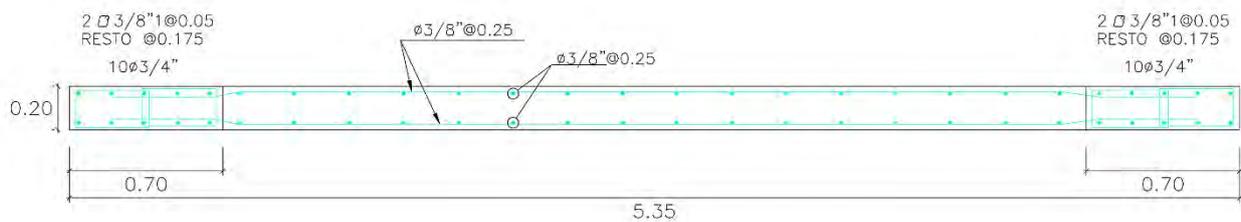


Figura 47. Armado final de la placa horizontal.

Fuente: Propia

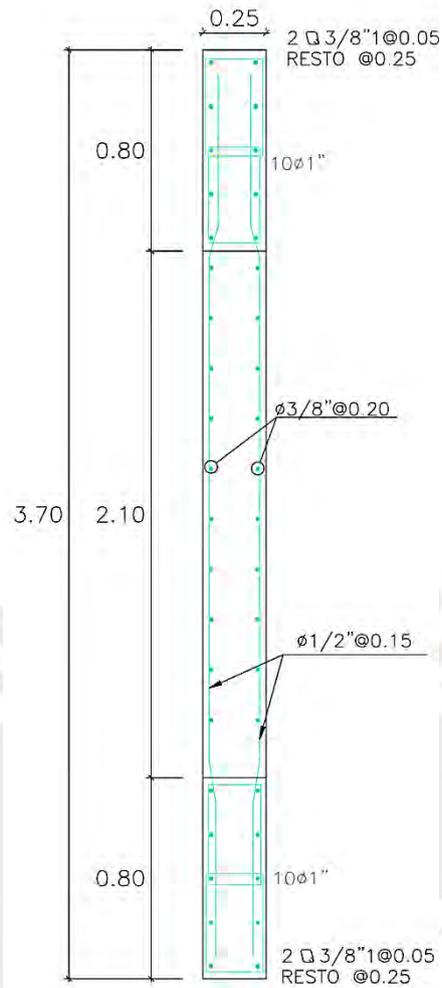


Figura 48. Armado final de la placa vertical.  
Fuente: Propia

## 11. CIMENTACIÓN

### 11.1. Diseño

Se procede a utilizar los fundamentos de la sección anterior para calcular como ejemplo el diseño de las zapatas Z-1 y Z-2. La zapata Z-1 es de tipo central que llega una columna, mientras que la zapata Z-2 es de tipo lateral que llega una placa En la *Figura 49* se muestra la ubicación de las zapatas.

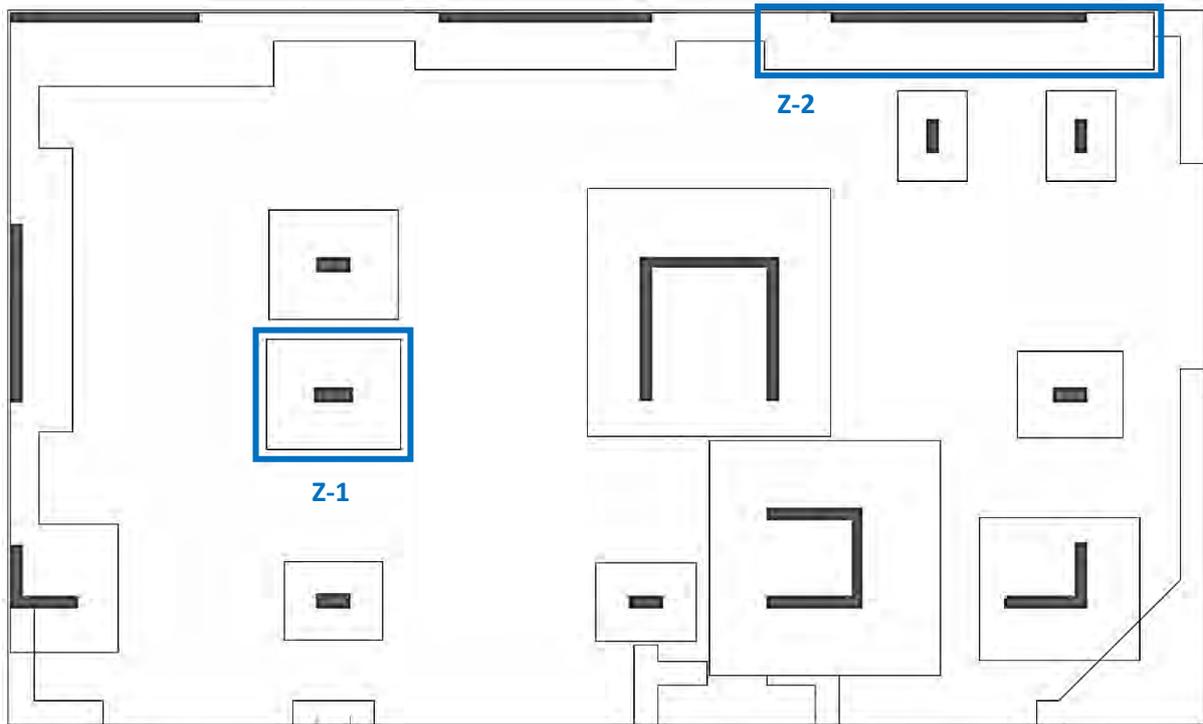


Figura 49. Vista en planta de la cimentación.  
Fuente: Propia

En las siguientes tablas se muestra el resumen de las cargas producidas por gravedad y por sismo. El signo negativo significa que la carga está a tracción en la cimentación.

Tabla 62. Cargas actuantes en la zapata Z-1

Carga	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Muerta	154.80	0.17	1.13
Viva	32.50	0.02	0.12
Sismo X	-6.90	1.06	8.40
Sismo Y	-11.60	2.08	3.13

Fuente: Propia

Tabla 63. Cargas actuantes en la zapata Z-2

Carga	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Muerta	108.90	-0.04	-34.25
Viva	11.00	-0.01	-6.49
Sismo X	30.80	1.36	655.03
Sismo Y	58.40	2.74	186.95

Fuente: Propia

Luego, se procede a realizar el dimensionamiento de la zapata en planta. Esto se realiza verificando los esfuerzos del terreno utilizando las cargas de gravedad. Se utilizan las *Ecuaciones 26 y 27* de esfuerzo normales producidos por carga de gravedad y momento producido por la carga muerta y viva. En el cálculo de la carga muerta  $P_D$  se debe incluir el peso propio de la zapata; por lo que, a partir de la expresión e igualando a la presión del suelo, se puede calcular las dimensiones de la zapata.

Tabla 64. Dimensionamiento de las zapatas

Zapata	P servicio (ton)	q admisible (ton/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Lx (m)	Ly (m)
Z-1	187.30	40	5.70	2.80	2.30
Z-2	120.00	40	3.70	8.15	1.20

Fuente: Propia

Con estas dimensiones, se verifica los esfuerzos producidos por los momentos de las cargas para la zapata Z-1 utilizando las *Ecuaciones del 28 al 31*. Para el caso de la zapata Z-2, se realiza un modelo en el software SAFE, en la cual a partir de las dimensiones de la zapata y las cargas actuantes se puede conocer la respuesta del suelo sobre el elemento estructural. Como la dirección en la cual trabaja la zapata Z-2 es en el eje X, se toma los efectos del sismo en dicha dirección. Se adjunta en las *Figuras 50 y 51* la respuesta del suelo en la zapata Z-2 para ambos sentidos del sismo.

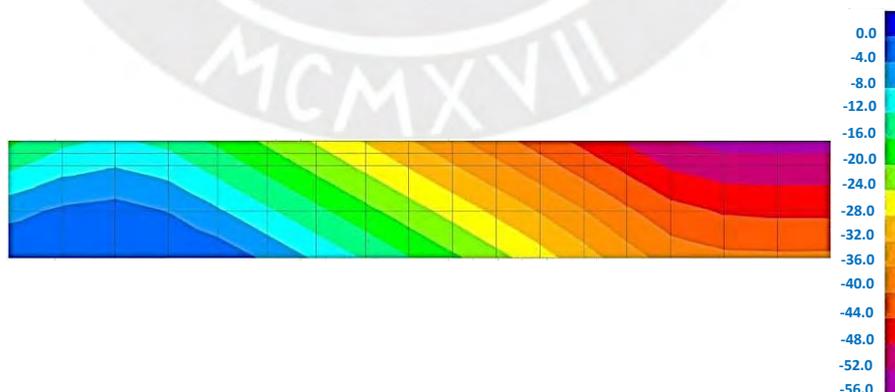


Figura 50. Esfuerzos del suelo sobre la zapata con sismo en sentido X+.

Fuente: Propia

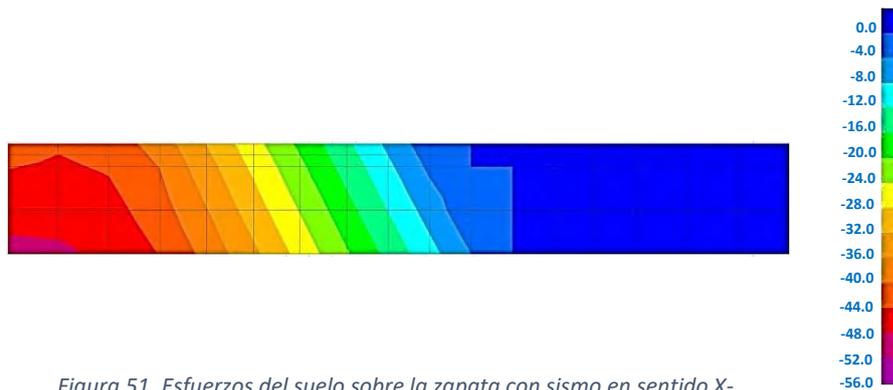


Figura 51. Esfuerzos del suelo sobre la zapata con sismo en sentido X-.  
Fuente: Propia

Los resultados de los esfuerzos en la zapata Z-1 y Z-2 se adjunta en la *Tabla 65*.

Tabla 65. Cálculo de esfuerzos en la zapata

Zapata	Esfuerzo máximo y mínimo en sismo X							
	P (ton)	M (ton.m)	Lx (m)	Ly (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{max}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (ton/m <sup>2</sup> )
Z-1	194.20	-7.10	2.80	2.30	2.84	4.21	35.54	30.79
Z-2	158.43	-859.52	8.15	1.20	1.17	54.13	52.00	-
Zapata	Esfuerzo máximo y mínimo en sismo Y							
	P (ton)	M (ton.m)	Lx (m)	Ly (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{max}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (ton/m <sup>2</sup> )
Z-1	198.90	-1.90	2.80	2.30	2.84	4.21	34.79	33.20
Z-2	192.90	192.95	8.15	1.20	1.17	54.13	52.00	-

Fuente: Propia

Una vez realizado la verificación del dimensionamiento de la zapata mediante los esfuerzos, se procede a verificar la cimentación por punzonamiento y por corte. Luego, se continua con el proceso de diseño.

Para el cálculo de los esfuerzos últimos que se utilizaran para las verificaciones utilizamos la *Ecuación 36* y *Ecuación 37* cuyos resultados se adjuntan en la *Tabla 66*.

Tabla 66. Cálculo de los esfuerzos últimos

Zapata	Esfuerzos últimos (ton/m <sup>2</sup> )		
	Sin sismo	Sismo X-X	Sismo Y-Y
Z-1	52.50	44.40	43.40
Z-2	41.25	65.00	65.00

Fuente: Propia

Con los esfuerzos obtenidos se genera las verificaciones el diseño por punzonamiento utilizando las Ecuaciones 38 y 39. Los resultados de adjuntan en la Tabla 67.

Tabla 67. Verificación del diseño por punzonamiento

Zapata	d (m)	bo (m)	$\phi V_{C1}$ (ton)	$\phi V_{C2}$ (ton)	$\phi V_{C3}$ (ton)	$V_u$ (ton)
Z-1	0.50	4.00	261.13	340.75	465.61	149.23
Z-2	0.70	14.00	1 279.60	828.20	1 140.70	262.11

Fuente: Propia

Como  $V_u < \phi V_c$ , la cimentación cumple con el diseño de punzonamiento.

Al terminar con el diseño por punzonamiento, se procede a verificar la cortante en la zapata. Por lo general, las cimentaciones no tienen falla por corte. Por lo que, al verificar la cortante total este debe ser tomado por el concreto. En la Tabla 68 se adjunta los resultados del diseño por cortante.

Tabla 68. Verificación del diseño por cortante

Zapata	Dirección X			Dirección Y		
	d (m)	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)	d (m)	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)
Z-1	0.50	53.86	17.79	0.50	66.92	22.10
Z-2	0.70	54.84	54.60	0.70	372.40	185.25

Fuente: Propia

De la información anterior se entiende que la zapata cumple con el diseño por cortante en ambas direcciones.

Para terminar, se realiza el diseño por flexión y se determina el refuerzo longitudinal de la zapata.

Tabla 69. Cálculo del diseño de zapatas a flexión

Zapata	Diseño	d (m)	Mu (ton. m)	As mínimo (cm <sup>2</sup> )	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As/m (cm <sup>2</sup> /m)	As colocado (cm <sup>2</sup> /m)
Z-1	Dirección x	0.50	23.16	17.82	12.47	17.04	$\phi$ 3/4 " @0.20
	Dirección y	0.50	28.77	22.14	15.50	17.04	$\phi$ 3/4 " @0.20
Z-2	Dirección x	0.70	76.44	17.28	30.16	25.14	$\phi$ 3/4 " @0.25 $\phi$ 3/4 " @0.10
	Dirección y	0.70	59.76	117.36	22.69	17.04	$\phi$ 3/4 " @0.20

Fuente: Propia

Finalmente, se muestra en las *Figuras 52 y 53* el armado final del diseño de la zapata Z-1 y Z-2 respectivamente.

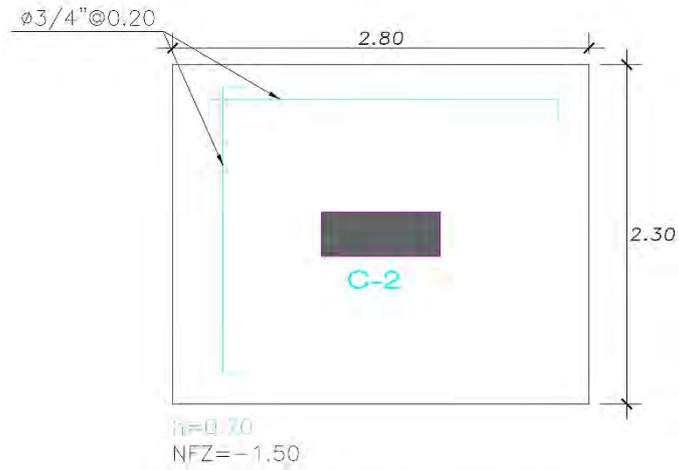


Figura 52. Armado final de la zapata Z-1.  
Fuente: Propia

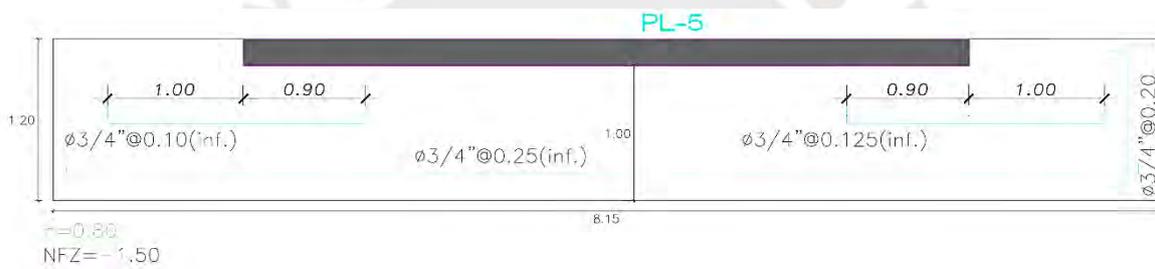
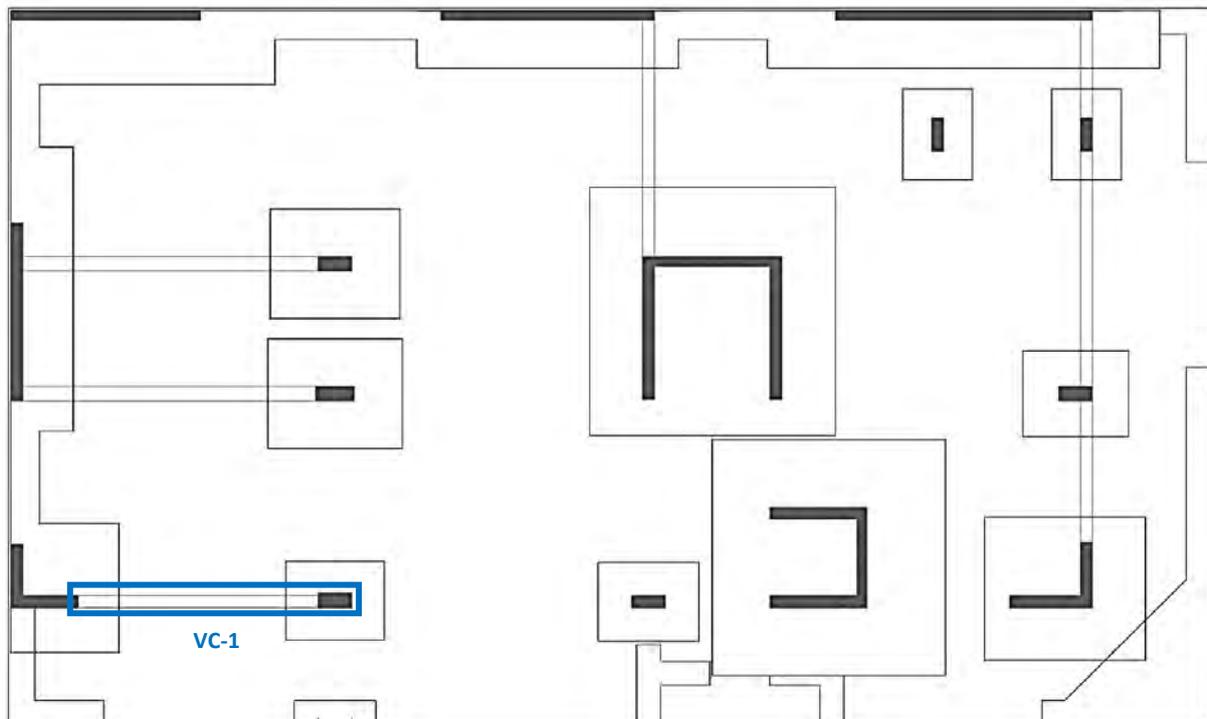


Figura 53. Armado final de la zapata Z-2.  
Fuente: Propia

## 11.2. Diseño de viga de cimentación

A causa la existencia de zapatas excéntricas, en un terreno limitado por construcciones aledañas, es frecuente que se presente zapatas con alto momento que provoca el volteo del elemento estructural. Como consecuencia, se conecta zapatas mediante una viga de cimentación.

En la cimentación del proyecto multifamiliar, se proyecta 11 vigas de cimentación. El análisis de la estructura fue desarrollado por el software SAFE 22, en la cual se presenta como ejemplo los resultados del análisis y diseño de la viga de cimentación VC-1.



*Figura 54. Vista en planta de las vigas de cimentaciones  
Fuente: Propia*

En el proceso del modelo de la viga de cimentación VC-1, se define como sección rectangular de 0.25mx1.00m. Realizado el análisis hecho por el software, se procede a obtener los diagramas de cortante y momento.

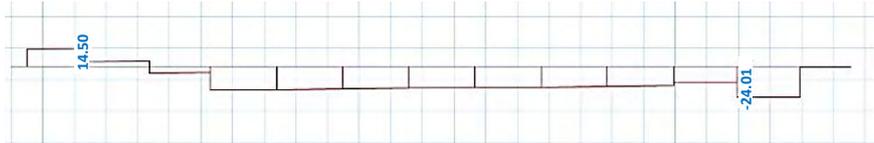


Figura 55. Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación VC-1.  
Fuente: Propia



Figura 56. Diagrama de momento flector en la viga de cimentación VC-1.  
Fuente: Propia

Dado de los resultados mostrados se lleva a cabo el diseño de la viga de cimentación con la misma metodología realizada para las vigas peraltadas.

Tabla 70. Diseño por flexión de la viga de cimentación VC-1

VC-1	$M_u$ (ton.m)	$d$ (cm)	$b$ (cm)	$a$ (cm)	$AS_{requerido}$ ( $cm^2$ )	$AS_{colocado}$ ( $cm^2$ )	$As$ (barras)
Tramo 1	-63.47	91.00	25.00	19.72	20.95	30.60	6 $\phi$ 1"
	-	91.00	25.00	-	mínimo	10.20	2 $\phi$ 1"

Fuente: Propia

Tabla 71. Diseño por corte de la viga de cimentación VC-1

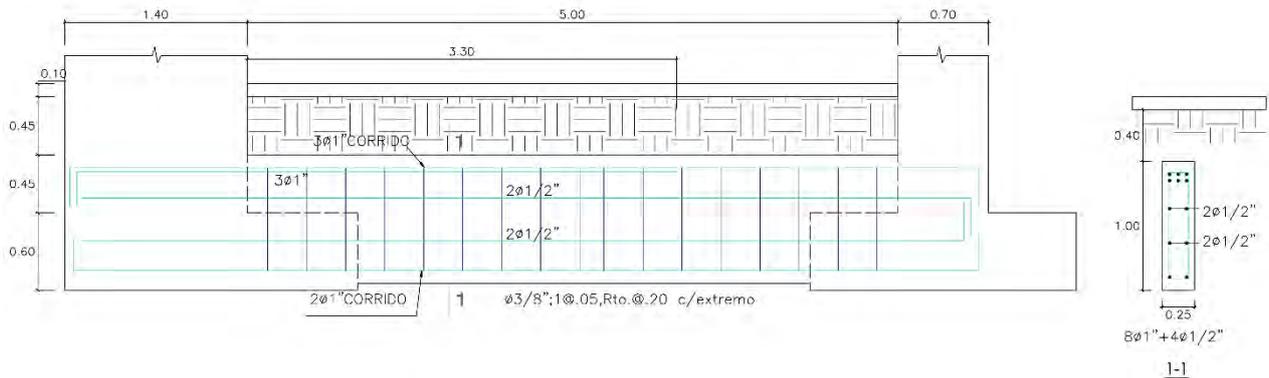
VC-1	Diseño por cortante					Diseño por capacidad			
	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)	$V_s$ (ton)	$S$ (cm)	$S_{Max}$ (ton)	$V_{ui}$ (ton)	$S$ (cm)	$V_{ud}$ (ton)	$S$ (cm)
Tramo 1	14.69	24.01	10.97	48.95	45.00	44.28	15.00	30.26	29.00

Fuente: Propia

Finalmente, para el espaciamiento de los estribos se utiliza los criterios que establece el capítulo 21 de la Norma E.060.

$$S_o \leq \begin{cases} d/4 = 0.91/4 = 0.23 \text{ m} \\ 10d_b = 10(0.025) = 0.25 \text{ m} \\ 24d_e = 25(0.0095) = 0.23 \text{ m} \\ 0.30 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S_o \leq 0.20 \text{ m}$$

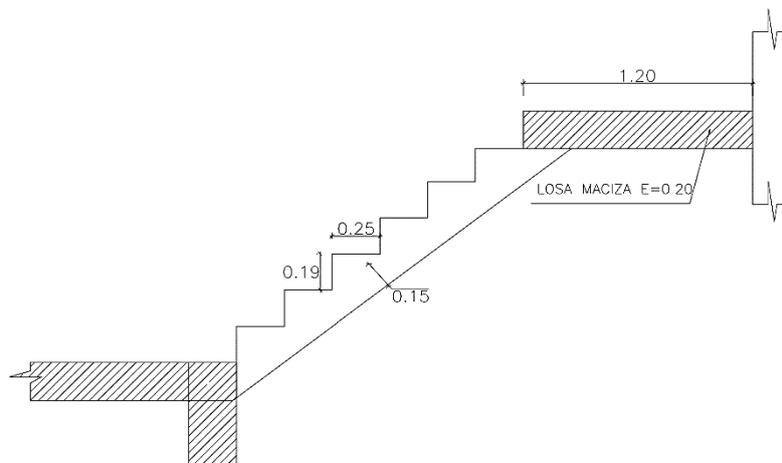
El detalle de refuerzo para VC-01 se presentan en la *Figura 57*.



*Figura 57. Detalle de refuerzo longitudinal, bastones y estribos de la viga de cimentación VC-1*  
Fuente: Propia

## 12. ESCALERAS

En el proyecto del edificio multifamiliar, se tiene escaleras que unen losas de entrepiso adyacentes con un descanso a mitad de tramo. Se realiza un predimensionamiento de la escalera con pasos de 0.25m y contrapasos de 0.19m, cuyas dimensiones se presentan en la *Figura 58*. Estas medidas se alinean a lo reglamentado en la Norma A.010 en su artículo 29 del capítulo VI.



*Figura 58. Dimensión de tramo 01 de escalera.*  
Fuente: Propia

Se realiza el cálculo del peso de la escalera para el tramo inclinado como para el descanso. Para el primer tramo mencionado, la carga muerta se puede calcular con la siguiente expresión:

$$W = 2.4 \left( \frac{C_p}{2} + g \sqrt{1 + \left( \frac{C_p}{p} \right)^2} \right) \dots (\text{Ecuación 46})$$

Donde:  
 $C_p$ : *Contra paso*  
 $P$ : *Paso*  
 $g$ : *ancho efectivo*

Se realiza los cálculos para encontrar el peso del tramo inclinado.

$$W_1 = 2.4 \left( \frac{0.19}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left( \frac{0.19}{0.25} \right)^2} \right) = 0.68 \text{ ton/m}$$

Para el cálculo del peso en el tramo 2 correspondiente al descanso, se realiza lo siguiente:

$$W_2 = 2.4(0.20)(1.20) = 0.58 \text{ ton/m}$$

La idealización de una escalera se asume apoyada en los extremos con losas. El cálculo de la carga viva sobre la escalera será la misma sobrecarga que se aplica en losas de  $0.20 \text{ ton/m}^2$ .

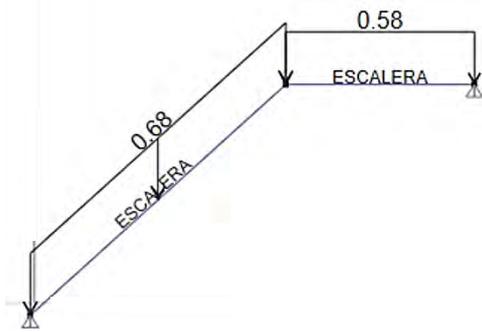


Figura 59. Modelo de tramo 01 de escalera con carga muerta.  
Fuente: Propia

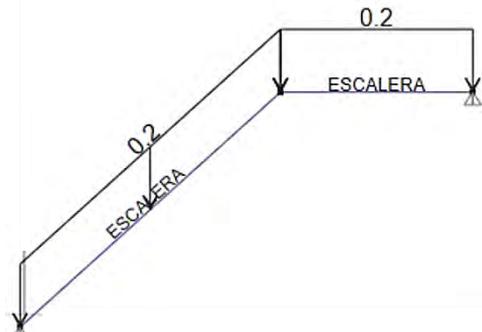


Figura 60. Modelo de tramo 01 de escalera con carga viva.  
Fuente: Propia

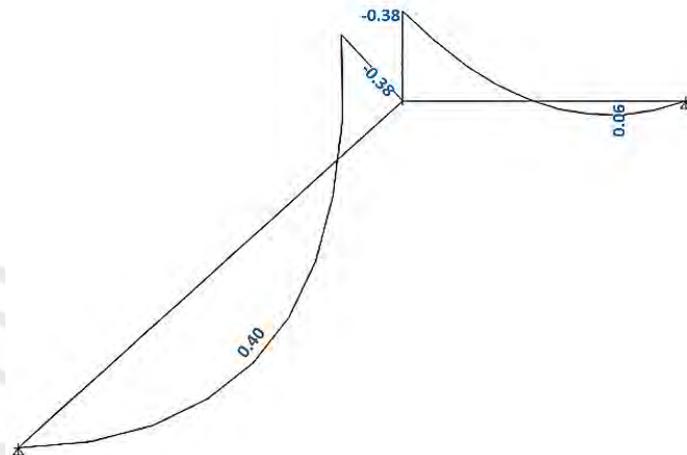


Figura 61. Diagrama de momentos en tramo 01.  
Fuente: Propia

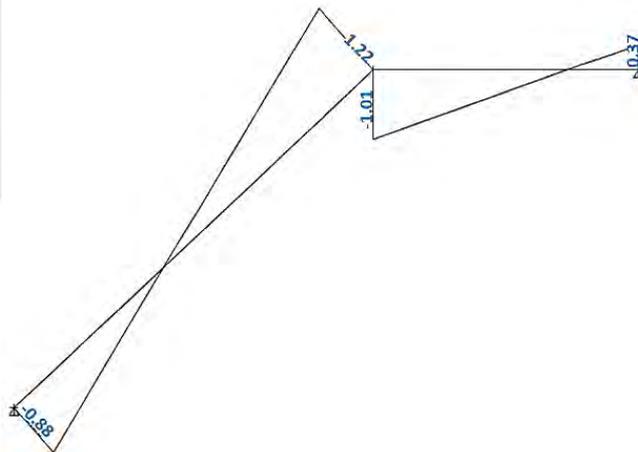


Figura 62. Diagrama de cortantes en tramo 01.  
Fuente: Propia

Utilizando el software ETABS, se analiza el tramo y se obtiene los diagramas de momento flector y fuerza cortante de las solicitaciones últimas como se presentan en la *Figura 61* y *Figura 62*.

Asimismo, se realiza el modelo y análisis del tramo de escalera desde el descanso hasta losa del siguiente piso. Con el análisis de cada tramo de escalera, se realiza el diseño a flexión en base a los criterios aplicados en vigas y losas.

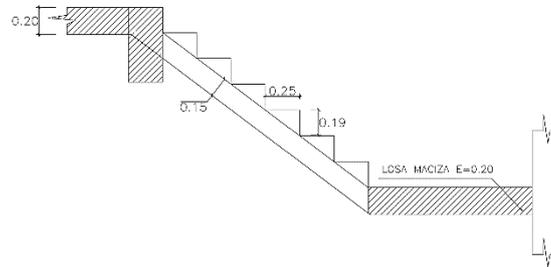


Figura 63. Dimensión de tramo 02 de escalera.

Fuente: Propia

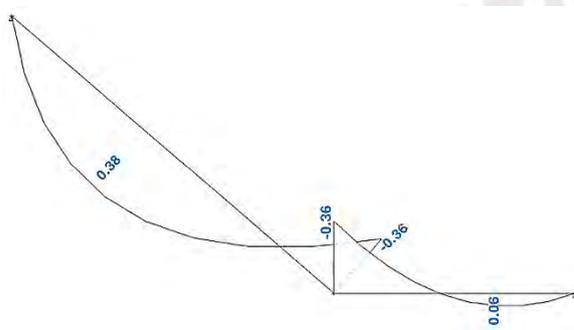


Figura 65. Diagrama de momentos en tramo 02

Fuente: Propia

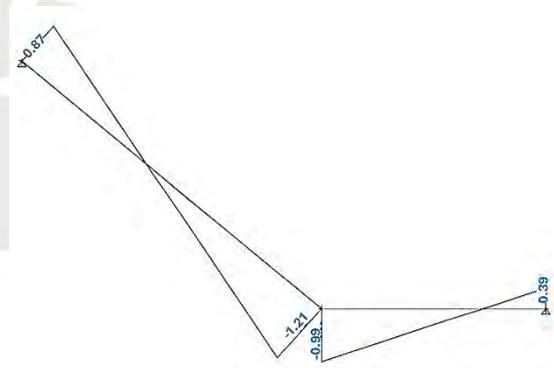


Figura 64. Diagrama de cortante en tramo 02

Fuente: Propia

Para el diseño por flexión de los tramos de escalera, será necesario el cálculo de la cantidad de refuerzo mínimo en la sección de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh \rightarrow A_{s_{min}} = 0.0018(100)(15) = 2.70 \text{ cm}^2$$

A partir del diagrama de momentos se desarrolla el diseño a flexión. Se presentan los cálculos y resultados en las Tablas 72 y 73.

Tabla 72. Cálculo del diseño de tramo 01 de escalera a flexión

$M_u$ (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	As barras
0.40	12.00	100.00	0.21	0.89	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m
-0.39	12.00	100.00	0.20	0.86	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m
0.06	12.00	100.00	0.03	0.13	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m

Fuente: Propia

Tabla 73. Cálculo del diseño de tramo 02 de escalera a flexión

$M_u$ (ton.m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	As barras
0.38	12.00	100.00	0.20	0.86	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m
-0.36	12.00	100.00	0.19	0.80	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m
0.06	12.00	100.00	0.03	0.14	2.84	$\phi$ 3/8"@0.25m

Fuente: Propia

De igual manera, a partir del diagrama de fuerza cortantes se lleva a cabo el diseño por cortante. Los cálculos y resultados se adjuntan en la *Tabla 72*. Es necesario resalta que, la escalera al ser considerada losa maciza al momento del análisis y diseño no presenta problemas al momento de resistir fuerza cortante; por lo que, no requiere estribos.

Tabla 74. Cálculo de verificación del diseño a cortante de escalera en ambos tramos.

$V_u$ (ton)	$b_w$ (cm)	d (cm)	$V_c$ (ton)	$\phi V_c$ (ton)	Condición
1.21	100	12	9.22	7.83	CUMPLE
1.19	100	12	9.22	7.83	CUMPLE

Fuente: Propia

En los cálculos de la resistencia a corte, se verifica que el predimensionamiento de la escalera satisface la exigencia de cortante.

Por último, se presenta el armado de la escalera en ambos tramos.

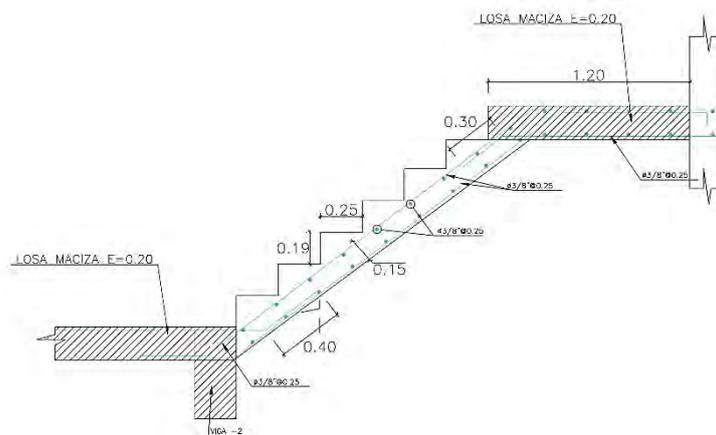


Figura 66. Armado final del tramo 01 de escalera.

Fuente: Propia

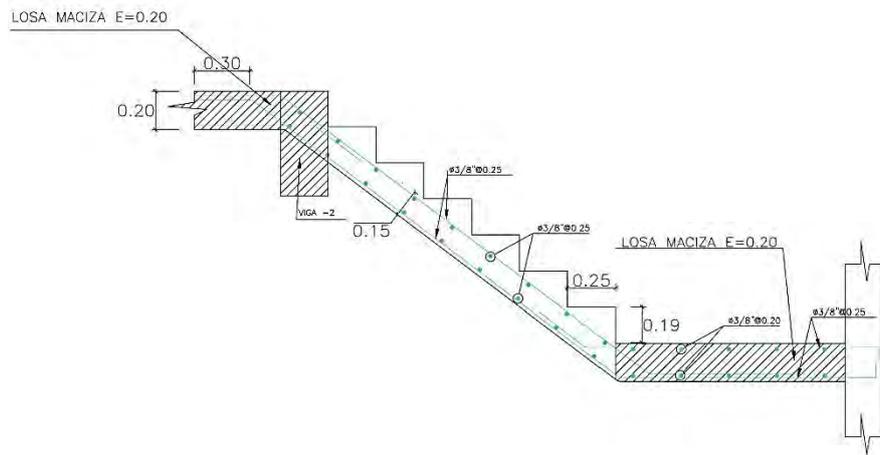


Figura 67. Armado final del tramo 02 de escalera.  
Fuente: Propia

### 13. CISTERNA

El edificio multifamiliar contará con una cisterna para abastecer de agua potable a los departamentos. En toda la edificación se tiene un total de 12 departamentos, teniendo cada uno de ellos 3 dormitorios. Según la Norma IS.010 en su capítulo 2, se especifica que la dotación será asignada según la *Figura 68*.

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Figura 68. Dotación por departamento para el cálculo del volumen de la cisterna.  
Fuente: Norma Técnica Peruana IS 010, Instalaciones Sanitarias en Edificaciones.

La dotación está en unidades Litro/día de cada departamento; por lo que, se hace los cálculos adjuntos en la *Tabla 75* para obtener la dotación total del edificio para estimar el volumen en  $m^3$  de la cisterna.

Tabla 75. Cálculos de dimensionamiento de la cisterna para las instalaciones de agua fría

<b>Tipo de edificación</b>	Edificio Multifamiliar
<b>Dormitorios por departamento</b>	3
<b>Consumo(litros/día/departamento)</b>	1200
<b>Departamentos</b>	12
<b>Consumo por día (Litros/día)</b>	14400
<b>Consumo por día(m<sup>3</sup>/día)</b>	14.4
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	6.44
<b>Altura (m)</b>	2.80
<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	18.03

Fuente: Propia

En la *Tabla 75* se dimensionó la cisterna y se obtiene que su volumen satisface a la demanda diaria de agua potable. De igual manera, se dimensiona una cisterna para el sistema de agua contra incendios.

Tabla 76. Cálculos de dimensionamiento de la cisterna para las instalaciones de agua contra incendios.

<b>Consumo por día(m<sup>3</sup>/día)</b>	25.00
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	9.87
<b>Altura (m)</b>	2.80
<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	27.64

Fuente: Propia

Finalizado el predimensionamiento de la cisterna, se procede al diseño de la misma. Se inicia con el procedimiento del cálculo de espaciamiento máximo del refuerzo, esto para controlar las fisuras del concreto, ya que una cisterna sirve de reservorio de líquidos.

Según la norma del ACI318-18, se tiene en su capítulo 24 las indicaciones de espaciamiento máximo “s” como lo indica la *Figura 69*, donde “C<sub>c</sub>” es la menor distancia de refuerzo a la cara de la tracción y “f<sub>s</sub>” corresponde a la 2/3 del esfuerzo de fluencia del refuerzo.

Tipo de refuerzo	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$\frac{38(2817)}{f_s} - 2.5C_c$
		$\frac{30.4(2817)}{f_s}$
Refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{2}{3}\right)\left[\frac{38(2817)}{f_s} - 2.5C_c\right]$
		$\left(\frac{2}{3}\right)\left[\frac{30.4(2817)}{f_s}\right]$
Combinaciones de barras o alambres corrugados y refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{5}{6}\right)\left[\frac{38(2817)}{f_s} - 2.5C_c\right]$
		$\left(\frac{5}{6}\right)\left[\frac{30.4(2817)}{f_s}\right]$

*Figura 69. Expresiones para el cálculo del espaciamiento máximo.*  
Fuente: ACI318-18

Por otro lado, se utiliza las ecuaciones mostradas para el cálculo de espaciamiento máxima según las siguientes ecuaciones donde el término “w” corresponde a la dimensión de la rajadura permisible por la norma. Estas expresiones fueran tomadas de diversos textos del Ing. Teodoro Harmsen.

$$S \leq \left(\frac{96636}{f_s} - 2.5C_c\right) \frac{w}{0.041} \dots (\text{Ecuación 47})$$

$$S \leq 30 \left(\frac{2520}{f_y}\right) \frac{w}{0.041} \dots (\text{Ecuación 48})$$

En la *Tabla 77* se presentan los cálculos para establecer el espacio máximo entre las barras de refuerzo.

Tabla 77. Cálculo de espaciamiento máximo de refuerzo para control de fisuras

$C_c$ (cm)	4.0
$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2814
Tipo de Refuerzo	Barras corrugadas
$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	31.8
Tipo de Losa	2 sentidos
$h$ (cm)	25
$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	45
$w$ (Dimensión de rajadura) (cm)	0.041
$w$ (Requerido) (cm)	<b>0.025</b>
$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	<b>24.5</b>
$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	<b>17.1</b>

Fuente: Propia

A partir de esto, se puede realizar el diseño de la cisterna. Para este caso, se genera un modelo estructural en SAP 2000, del cual se lleva a cabo el análisis con el fin de conocer su respuesta. En la *Figura 70* se muestra el modelo hecho para realizar los cálculos de fuerza cortante y momento flector.

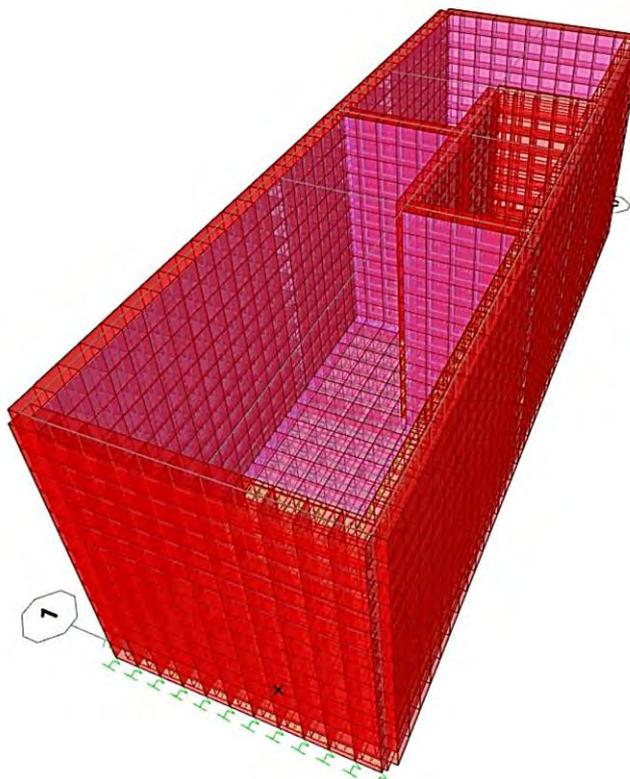
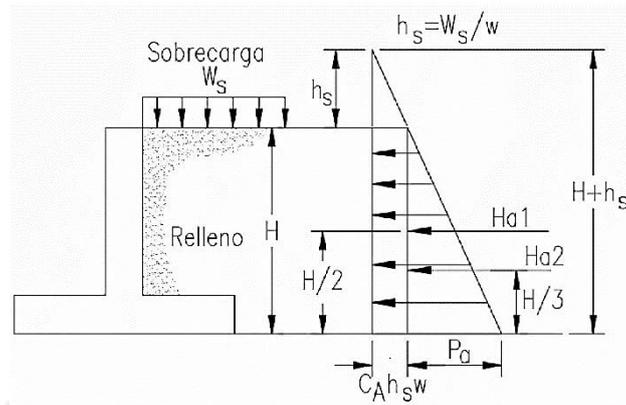


Figura 70. Modelo estructural de la cisterna de la edificación.

Fuente: Propia

Para iniciar con el análisis estructural de la cisterna, se lleva a cabo el metrado de cargas. En este caso, se toma en cuenta el empuje del terreno sobre los muros de la cisterna como un empuje activo producto de la superposición de una distribuida triangular y una distribuida rectangular según lo muestra la *Figura 71*.



*Figura 71. Acción del terreno en pared de la cisterna. Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado - Teodoro Harmsen*

Para calcular el coeficiente activo “Ca”, se determina con la *Ecuación 49*, donde “ $\phi$ ” es el ángulo de fricción interna.

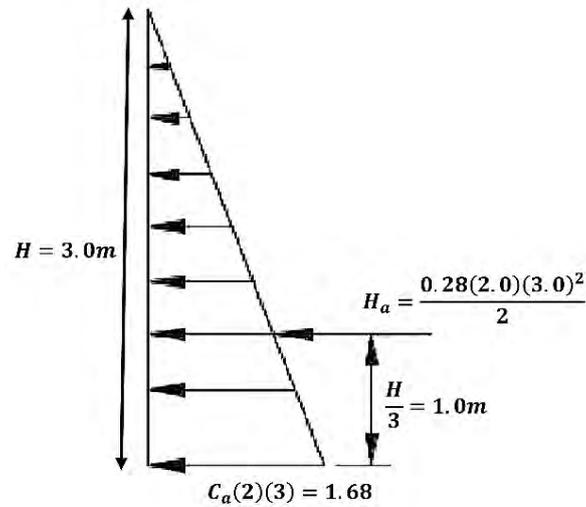
$$C_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \text{(Ecuación 49)}$$

Con el fin de determinar el ángulo de fricción interna, se emplea los datos de las tablas presente en el libro del Ing. Harmsen; en la cual, para nuestro suelo ubicado en el distrito de Miraflores se tiene una arena suelta bien graduada.

Tipo de terreno	w (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$
Arcilla suave	1440 a 1920	0° a 15°
Arcilla media	1600 a 1920	15° a 30°
Limo seco y suelto	1600 a 1920	27° a 30°
Limo denso	1760 a 1920	30° a 35°
Arena suelta y grava	1600 a 2100	30° a 40°
Arena densa y grava	1920 a 2100	25° a 35°
Arena suelta, seca y bien graduada	1840 a 2100	33° a 35°
Arena densa, seca y bien graduada	1920 a 2100	42° a 46°

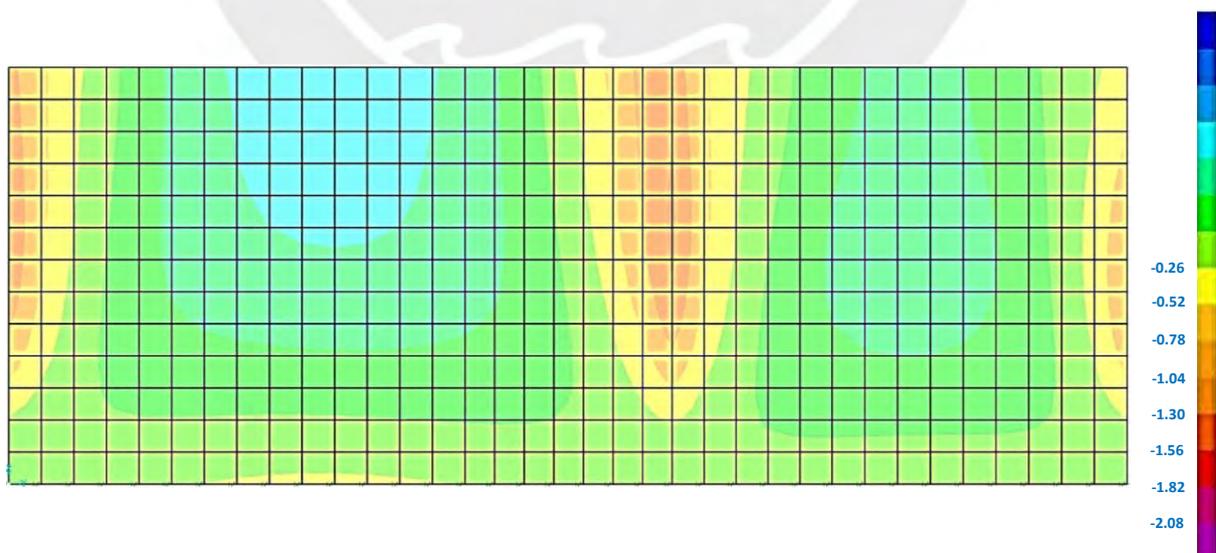
*Figura 72. Valores del peso específico y ángulo de fricción interna para algunos tipos de terreno. Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado - Teodoro Harmsen*

Con los valores obtenidos en los párrafos anteriores, se puede calcular la carga del suelo sobre los muros de la cisterna, esto se presenta en la *Figura 73*.



*Figura 73. Carga distribuida del suelo sobre la cisterna.*  
Fuente: Propia

Considerando la carga del suelo y el peso propio de la cisterna, se realiza el análisis estructural para conocer la respuesta de la cisterna. Como ejemplo del cálculo del análisis y diseño, se presenta en la *Figura 74* la distribución del momento en 1-1 de losa formado por dos paños continuos con la luz más larga. De igual manera, se presenta en la *Figura 75* los momentos en dirección 2-2 y en la *Figura 76* la distribución de cortante máxima.



*Figura 74. Distribución de momento en los muros en dirección 1-1.*  
Fuente: Propia

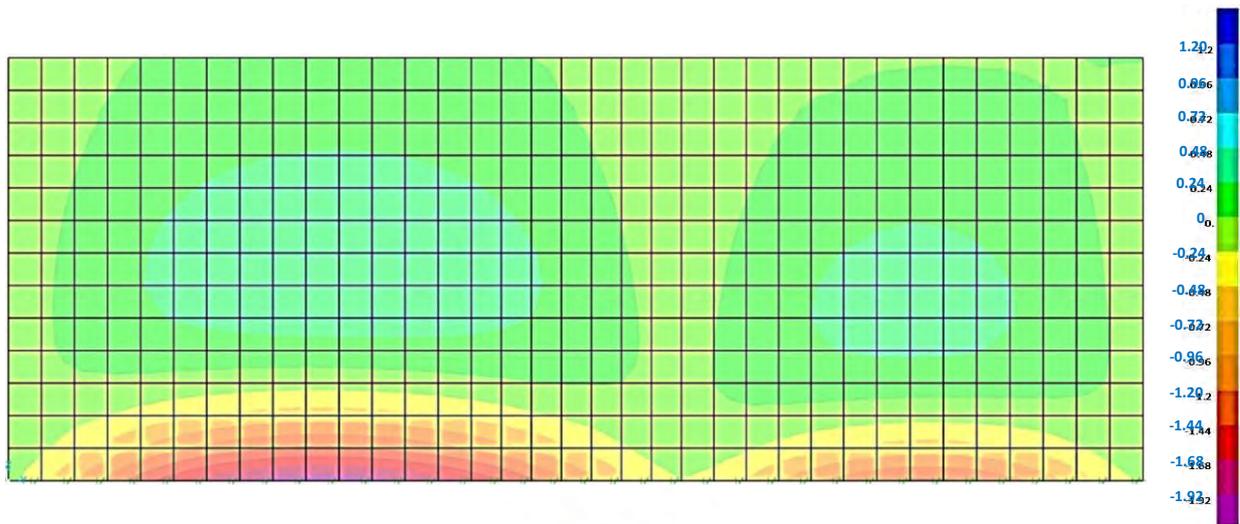


Figura 76. Distribución de momento en los muros en dirección 2-2.  
Fuente: Propia

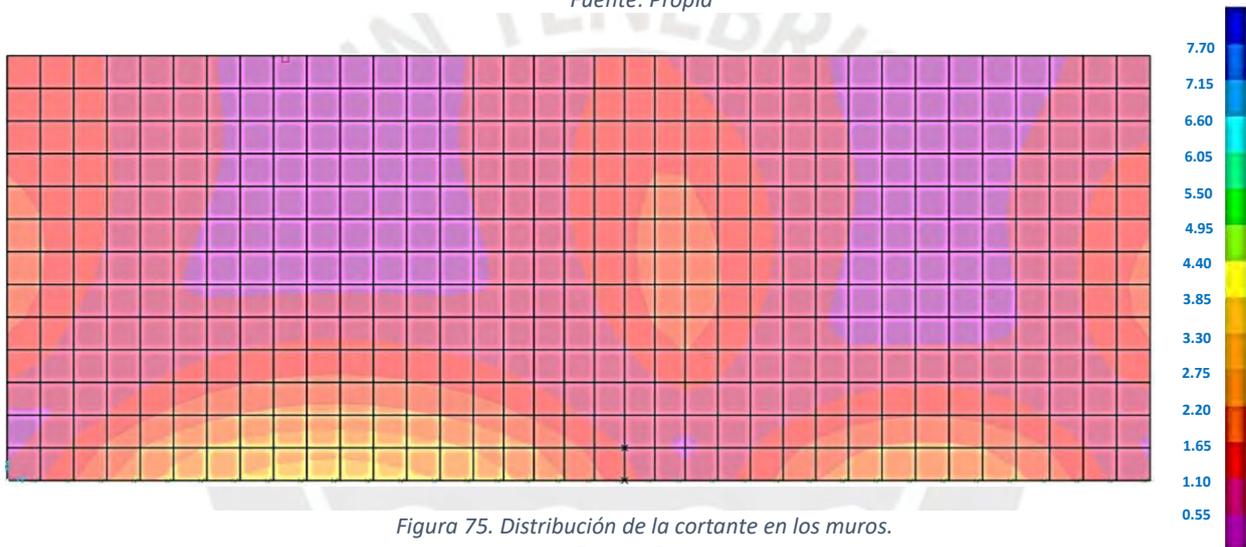


Figura 75. Distribución de la cortante en los muros.  
Fuente: Propia

Con los resultados del análisis, se puede determinar los momentos tanto en el borde del muro como en el centro. Con este cálculo, se lleva a cabo el diseño por flexión como indica la *Tabla 78*.

Tabla 78. Cálculo de diseño de muro de cisterna a flexión

<b>Momentos (ton. m)</b>	-1.00	-1.92	0.52	0.78
<b>b (cm)</b>	100.00	100.00	100.00	100.00
<b>d (cm)</b>	21.00	21.00	21.00	21.00
<b>a (cm)</b>	0.30	0.58	0.15	0.23
<b><math>A_s</math> (requerido) (cm<sup>2</sup>)</b>	1.27	2.45	0.66	0.99
<b><math>A_s</math> (mínimo) (cm<sup>2</sup>)</b>	3.60	3.60	3.60	3.60
<b><math>A_s</math> (varilla) (cm<sup>2</sup>)</b>	0.71	0.71	0.71	0.71
<b>S (mínimo) (cm)</b>	20	20	20	20
<b>Armado colocado</b>	φ3/8" @0.20m en ambas direcciones (superior e inferior)			

Fuente: Propia

Para el caso de la base de la cisterna, se considera el mismo refuerzo de la losa de techo, al considerar que esta losa es menos crítica que la de techo. Por otro lado, se verifica los esfuerzos sobre el terreno producto del peso de la cisterna como indica la *Tabla 79*.

Tabla 79. Verificación de esfuerzos de la losa en la base de la cisterna con la capacidad portante del terreno

<b>Espesor (m)</b>	0.40
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	24.49
<b>PP (ton)</b>	146.94
<b>Volumen agua (ton)</b>	68.57
<b><math>\sigma_{base}</math> (ton/m<sup>2</sup>)</b>	8.80
<b><math>\sigma_{adm}</math> (ton/m<sup>2</sup>)</b>	40.00

Fuente: Propia

Finalmente, a partir de la *Figura 76* se verifica la cortante en la cisterna. Con este valor, hacemos la verificación como indica la *Tabla 80*.

Tabla 80. Cálculo de verificación de la cortante en la cisterna

<b>espesor (m)</b>	0.25
<b>ancho efectivo (m)</b>	1.00
<b>Vc (ton)</b>	15.36
<b>φVc (ton)</b>	13.10
<b>Vu (ton)</b>	4.40

Fuente: Propia

Por último, se muestra armado definitivo de la cisterna en la *Figura 77*.

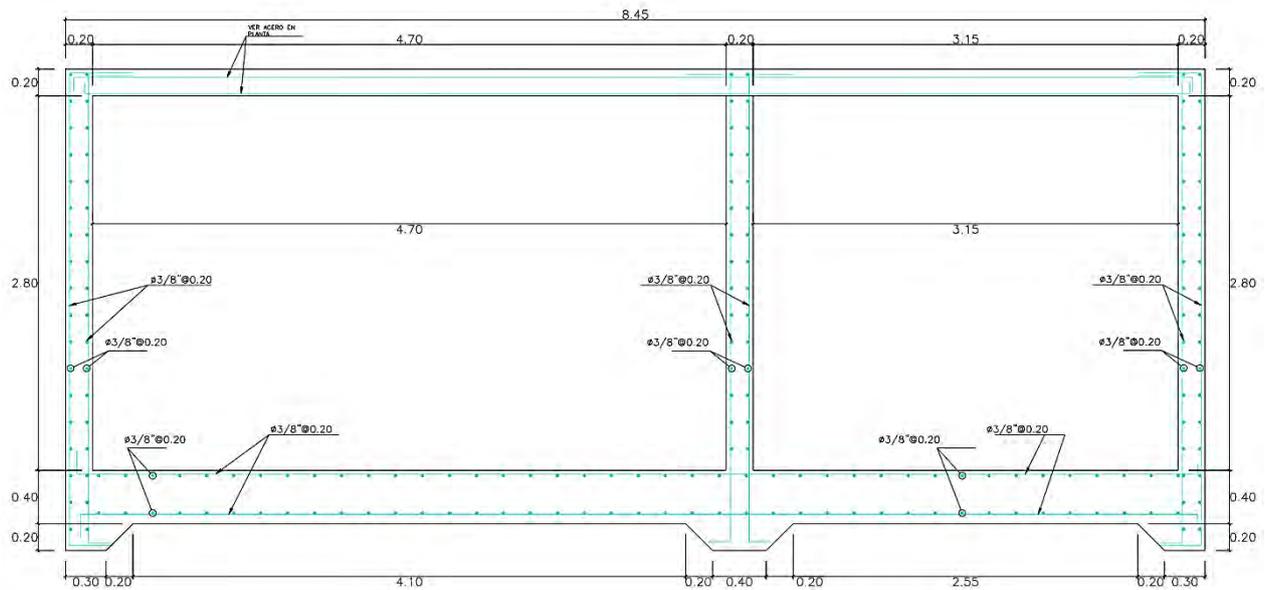


Figura 77. Armado final de la cisterna.  
Fuente: Propia

#### 14. METRADO DE ESTRUCTURAS

En el presente proyecto, se realiza el metrado de concreto, encofrado y acero de los elementos estructurales. Este cálculo tiene por finalidad conocer la cantidad de recursos materiales que será necesario para su ejecución.

Como ejemplo, se muestra la *Tabla 81* de metrado de acero de una viga. Las hojas de cálculo de metrado se encuentra en el anexo al final de este documento.

Tabla 81. Plantilla de metrado de viga de techo en la especialidad de estructuras, partida de acero de refuerzo

VIGA 4	Despiece	N° elemento	l (m)	n	L total (m)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
	1	1	6.8	2	13.6					13.6		
		1	6.4	2	12.8					12.8		
		1	1.79	1	1.79					1.793		
		1	1.80	1	1.8					1.80		
	2	1	5.55	2	11.1					11.10		
		1	5.15	2	10.29					10.29		
		1	1.40	1	1.40					1.40		
		1	1.40	1	1.40					1.40		
	3	2	1	2.90	1	2.90					2.90	
		1	1	2.90	1	2.90					2.90	
		3	1	1.58	65	102.70		102.70				
						Longitud total (m)	0	102.70	0	0	54.18	5.80
					Facto (kg/ml)	0.25	0.56	1.02	1.56	2.24	4.04	
					Peso (kg)	0	57.51	0	0	121.37	23.43	

Fuente: Propia

## 15. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

Para la preparación del presupuesto de obra en la especialidad de estructuras, se lleva a cabo un análisis de costo unitario para cada partida correspondiente. En este análisis, se determinan los costos de la mano de obra, los materiales a utilizar y los equipos necesarios para la construcción.

Se debe considerar lo siguiente:

- El precio de la mano de obra, en un ACU, depende de la remuneración del personal encargado de la actividad (operario, oficial, peón). Dicho monto se encuentra establecido y este sujeto a cambios.
- El costo del material en un ACU depende de la fecha en la cuál se hace el presupuesto, siendo este variable en el tiempo según la disposición del mercado. En este caso, se realiza un reajuste del presupuesto valorizado de una fecha a otra por medio de la fórmula polinómica, que, mediante indicadores proporcionado por

el Ministerio de Economía y Finanzas, se estima el costo actualizado a la fecha del presupuesto de obra.

- El costo de los equipos en un ACU depende del proceso constructivo del elemento estructural, y si su construcción se realiza por procedimientos manuales o por maquinaria.

Con el fin de ejemplificar la elaboración de un análisis de costo unitario, se adjunta la *Tabla 82* donde se muestra los cálculos de un ACU correspondiente a la partida de acero de viga. En esta se especifica la cuadrilla de personal a efectuar la labor, los materiales a utilizar, los equipos necesarios, la velocidad o rendimiento de la cuadrilla.

*Tabla 82. Análisis de Costo Unitario para la partida de acero de viga.*

VIGAS							
Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2 Vigas							7.85
Velocidad		Vel.	563.00	/día			
Cuadrilla		OP	OF	PE			
		1.00	1.00	1.00			
<b>Mano de Obra</b>		<b>Und.</b>	<b>Cant.</b>	<b>Costo</b>	<b>Parcial</b>		
Operario		hh	0.015	23.28	0.35		
Oficial		hh	0.015	18.48	0.28		
Peón		hh	0.015	16.71	0.25		
						0.88	
<b>Materiales</b>		<b>Und.</b>	<b>Cant.</b>	<b>Costo</b>	<b>Parcial</b>		
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO #16		KG	0.030	3.15	0.09		
ACERO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60		KG	1.070	6.40	6.85		
						6.94	
<b>Equipos</b>		<b>Und.</b>	<b>Cant.</b>	<b>Costo</b>	<b>Parcial</b>		
					0.00		
						0.00	
<b>Herramientas 3%</b>		<b>Und.</b>	<b>Cant.</b>	<b>Costo</b>	<b>Parcial</b>		
			3.00%	0.88	0.03	0.03	

*Fuente: Propia*

## 16. PRESUPUESTO

Realizado el metrado y el análisis de costo unitario por partida, se desarrolla el presupuesto de obra en la especialidad de estructuras, indicando las partidas de concreto, encofrado y acero presentes en el edificio multifamiliar. En la *Tabla 83* de la siguiente página, se muestra el presupuesto de obra.



Tabla 83. Presupuesto de obra en la especialidad de estructuras.

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	MODALIDAD	METRADO	COSTO UNITARIO (S/)	PARCIAL (S/)
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>					
<b>01.01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
01.01.01	EXCAVACIÓN	m3	SUBCONTRARO	201.17	61.03	12277.33
01.01.02	RELLENO COMPACTADO C/ EQUIPO CON MATERIAL PRESTAMO	m3	SUBCONTRARO	105.15	26.17	2751.88
<b>01.02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>					
01.02.01	SOLADO	m2	PROPIA	146.62	34.54	5063.70
01.02.02	CIMIENTO CORRIDO					
	Concreto Ciclópeo 1:6 (C:H)+30% P.G. - Cimientos corridos	m3	PROPIA	11.26	238.62	2685.76
	Encofrado y Desencofrado Normal Cimiento corrido	m2	PROPIA	50.43	40.80	2057.35
01.02.03	SOBRECIMIENTO					
	Concreto 1:6 (C:H) + 25% P.M - Sobrecimientos	m3	PROPIA	1.70	352.18	598.85
	Encofrado y Desencofrado normal Sobrecimientos	m2	PROPIA	17.92	52.29	937.25
<b>01.03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>					
01.02.02	CIMIENTO CORRIDO ARMADO					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	PROPIA	4.12	238.62	983.50
	Encofrado y Desencofrado Normal Cimiento corrido armado	m2	PROPIA	17.58	40.80	717.23
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	18.79	8.22	154.47
01.02.03	SOBRECIMIENTO ARMADO					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	PROPIA	1.21	352.18	427.58
	Encofrado y Desencofrado normal Sobrecimiento armado	m2	PROPIA	5.76	52.29	301.05
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	57.78	8.22	474.96
01.03.01	ZAPATAS					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	PROPIA	74.09	321.95	23,853.69
	Encofrado y Desencofrado Normal Zapatas	m2	PROPIA	93.00	21.57	2,006.28
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	3,822.16	8.22	31,426.80
01.03.02	VIGA DE CIMENTACIÓN					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	PROPIA	8.64	320.90	2,773.84
	Encofrado y Desencofrado Normal Viga Cimentación	m2	PROPIA	67.95	28.76	1,954.31
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	693.16	7.42	5,145.82
01.03.03	CISTERNA					
	Concreto f'c=210 kg/cm2 cisterna	m3	PROPIA	4.52	321.95	1,454.56
	Encofrado y Desencofrado Normal Cisterna	m2	PROPIA	149.17	31.47	4,693.74
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	909.33	7.56	6,878.49
01.03.04	LOSA ALIGERADA					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Losa aligerada	m3	PROPIA	93.05	317.32	29,524.98
	Encofrado y Desencofrado Normal Losa Aligerada	m2	PROPIA	1,008.99	20.59	20,777.81
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	3,212.89	7.85	25,226.78
	Ladrillo de Techo 15 cm	und	PROPIA	7,085.00	3.12	22,078.11
01.03.05	LOSA MACIZA					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Losa Maciza	m3	PROPIA	79.88	317.32	25,346.04
	Encofrado y Desencofrado Normal Losa Maciza	m2	PROPIA	383.38	20.59	7,894.86
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	5,341.47	7.85	41,939.85
01.03.06	VIGAS					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Vigas	m3	PROPIA	107.58	320.90	34,521.56
	Encofrado y Desencofrado Normal Viga	m2	PROPIA	892.72	28.76	25,675.67
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	2,884.73	7.85	22,650.19
01.03.07	COLUMNAS					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Columnas	m3	PROPIA	27.13	324.56	8,806.07
	Encofrado y Desencofrado Normal Columna	m2	PROPIA	236.74	29.13	6,896.59
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	3,458.66	7.85	27,156.52
01.03.08	MUROS					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Muros	m3	PROPIA	164.31	324.56	53,328.80
	Encofrado y Desencofrado Normal Muros	m2	PROPIA	1,348.03	29.13	39,269.62
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	22,529.40	7.85	176,895.08
01.03.09	ESCALERA					
	Concreto Premezclado f'c=210 kg/cm2 Escalera	m3	PROPIA	10.64	322.16	3,426.75
	Encofrado y Desencofrado Normal Escalera	m2	PROPIA	33.92	45.83	1,554.56
	Acero Corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	PROPIA	308.05	7.85	2,418.77
<b>Costo Directo (S/)</b>						<b>S/ 685,007.05</b>

Fuente: Propia

Como herramientas de gestión y análisis, es de suma importancia tener en cuenta la cantidad de materiales a utilizar con relación a otros proyectos de semejante envergadura. Así, es útil utilizar ratios (material por  $m^2$  de área construida) como un parámetro para corroborar si estamos empleando menos o más material de lo convencional. En ese sentido, para la especialidad de estructuras, se realiza los cálculos para estimar los ratios en concreto, encofrado y acero de refuerzo. En la *Tabla 84* se presentan los volúmenes por metro cuadrado de área techada de material más empleado para la construcción de la estructura, de acuerdo con los cálculos y diseño presentado en los planos.

*Tabla 84. Ratios de los materiales empleados en la estructura de la edificación*

GRUPOS DE PARTIDAS	Concreto ( $m^3$ )	Encofrado ( $m^2$ )	Acero ( $kg$ )
Cantidad	575.20	3,412,88	43,236.42
Área techada ( $m^2$ )	1,687		
Ratios ( <i>unidad/m<sup>2</sup></i> )	0.34	2.02	25.63

*Fuente: Propia*

Por otro lado, a partir del costo directo de construcción del casco estructural, se calculó la ratio de construcción de las partidas propuestas en el presupuesto, lo cual se presenta en la *Tabla 85*.

*Tabla 85. Ratios del costo directo por  $m^2$  a emplear en la edificación*

RATIO DE COSTO UNITARIO	
Área techada	1,687
Costo Directo	685,007.05
<b>Ratio (S./M2 AREA TECHADA)</b>	<b>406.10</b>

*Fuente: Propia*

## 17. MODELO BIM REVIT

Como parte de los recientes recursos que presenta la ingeniería; en particular civil, se elaboró un modelo 3D en la especialidad de estructuras del edificio multifamiliar. La importancia del desarrollo del modelo son las siguientes:

- Tener una mejor vista del proyecto en general, dando a conocer detalles de áreas, distribución de ambientes, ubicación de elementos estructurales entre otros.
- Tener a mayor detalle conceptos como el refuerzo de la especialidad de estructuras, su distribución, tamaño, detalles y otros que se puede apreciar en el modelo junto a las dimensiones de las demás partes; así como la ubicación de instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas entre otras, con ello puede optimizar mejor el trazo de II. SS, II.EE e II. Mecánicas.
- Facilita la compatibilización entre las distintas especialidades que participan en el proyecto. Con esto, los mayores problemas presentes a la hora de proponer diversos diseños surgen con las incompatibilidades de estas, generando retrasos en obra y costos adicionales.
- Reduce tiempos en realizar la sectorización, ya que facilita la obtención de metrados en volumen, área y refuerzo; lo que genera porcentajes de construcción más precisos.
- Permite la visualización óptima de los ambientes para verificar que se cumplan y no se interfiera con las normas de arquitectura como la A.010 y A.020.

Para el proyecto multifamiliar, se muestra imágenes del modelo realizado en el software Revit 2022.



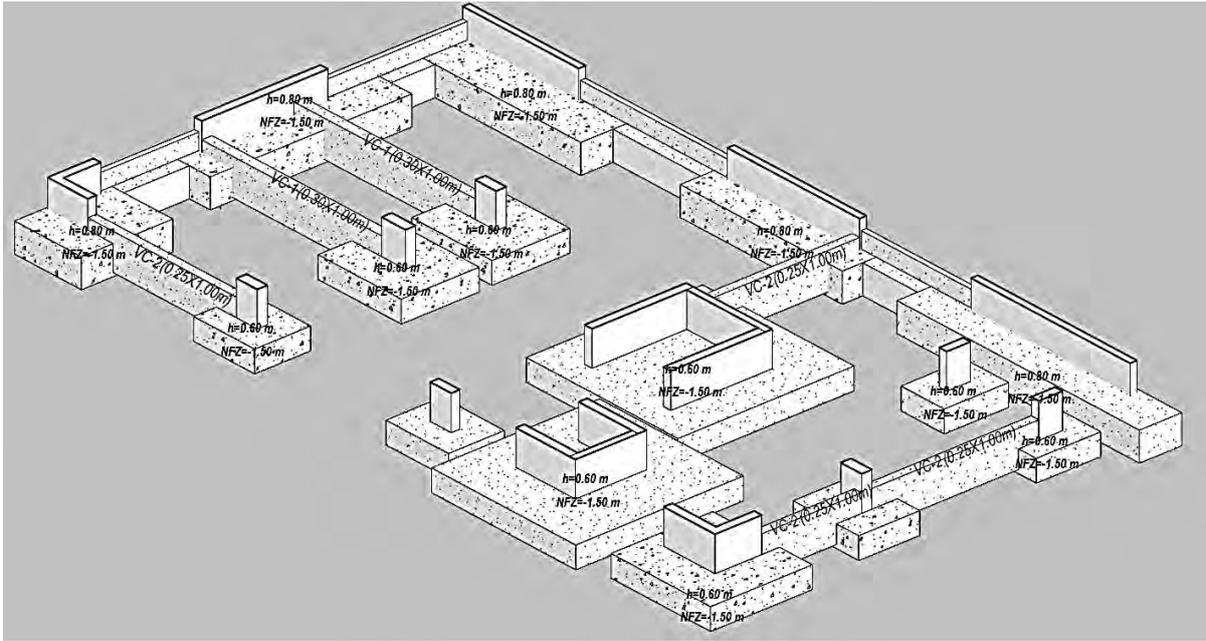


Figura 80. Vista 3D de la cimentación.  
Fuente: Propia

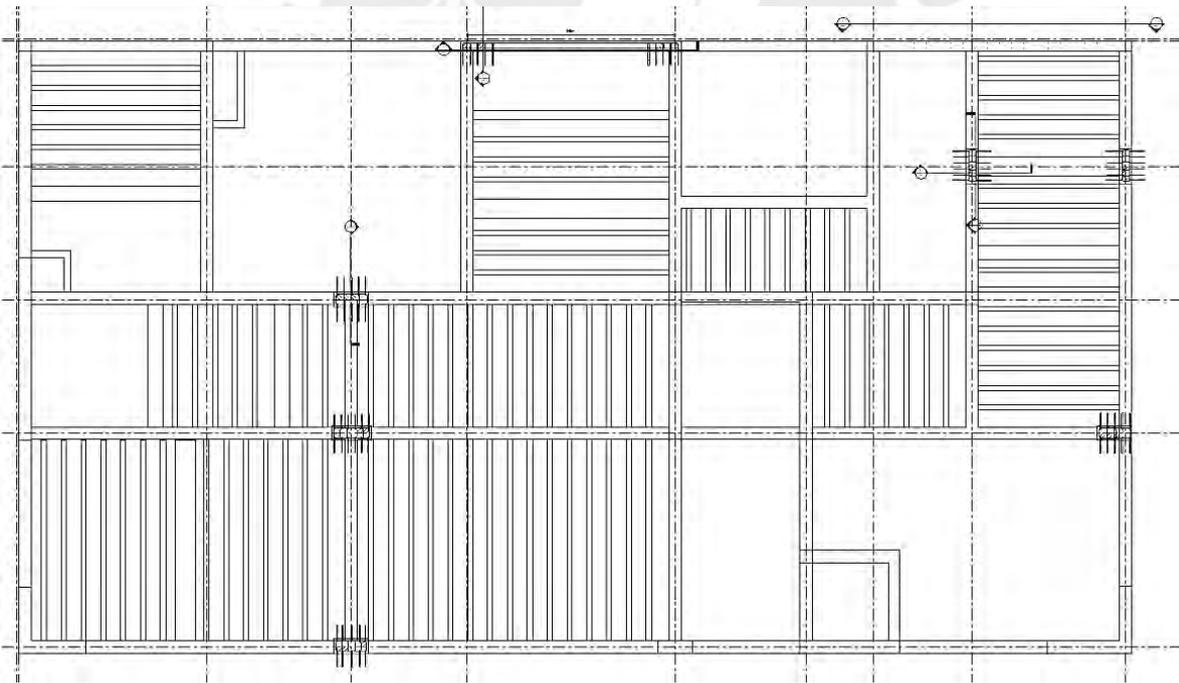


Figura 81. Vista en planta del encofrado de techo.  
Fuente: Propia

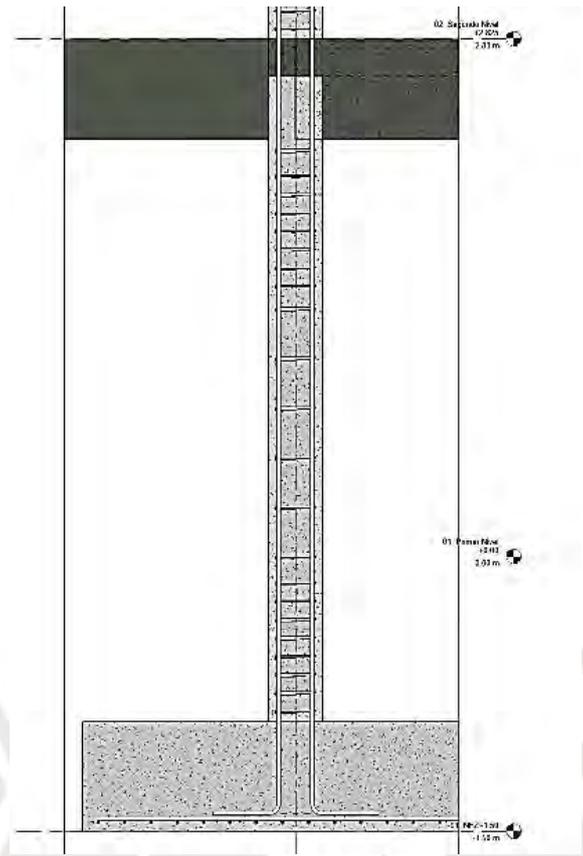


Figura 82. Detalle de refuerzo en columnas.  
Fuente: Propia

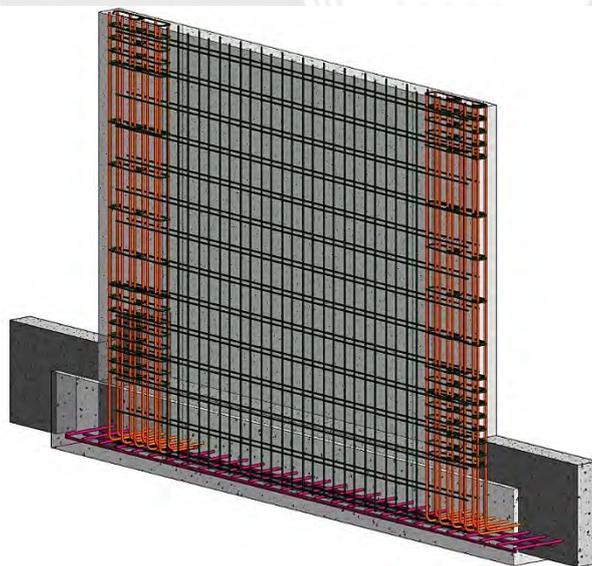


Figura 83. Detalle de refuerzo en placas.  
Fuente: Propia

## 18. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los objetivos presentados en la tesis se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La estructuración y dimensionamiento de los elementos permitió mantener la cantidad de estacionamientos propuestos en el anteproyecto con medidas y área de maniobras mínimas determinadas en la Norma A.010; por otro lado, no se interfirió con la ventilación e iluminación a los ambientes propuestos en la arquitectura del edificio. Esto es importante, dado que se debe respetar en el diseño estructural la funcionalidad y requerimientos de uso de la edificación.
- Con el objetivo de que la edificación tenga una respuesta adecuada al sismo y que ingrese al rango inelástico sin llegar al colapso, se establece un límite permisible de la deriva de entrepiso, siendo este de un valor de 0.007 definido en la Norma E.030 del RNE. En el análisis, se calculó derivas del orden de 0.004 y 0.005 en la dirección *X* y *Y* respectivamente.
- Se determinó, en el análisis sísmico, que la estructura es irregular debido a la presencia de irregularidad torsional, evidenciada por un valor de 1.32 en la relación de derivas establecida por la Norma E.030. Esta característica se consideró desde el inicio del diseño debido a la ubicación de la edificación en una esquina.
- De acuerdo con el análisis dinámico modal espectral, en el caso que presenta mayor excentricidad, se observa que los dos primeros modos de vibración predominantes están asociados a la traslación que representan un 50% y 70% de masa participante en la dirección *X* y *Y* respectivamente. Esto sugiere un comportamiento adecuado de la edificación en respuesta a un terremoto, puesto que los modos de vibración principales se presentan en dirección de traslación ortogonal, en lugar de rotacionales; por lo tanto,

una respuesta sísmica suficiente para proporcionar seguridad y estabilidad de la edificación.

- Al idealizar los extremos de las losas aligeradas como simplemente apoyados, se calcula la sollicitación de momento negativo cero. Aunque la Norma E.060 fija un requisito mínimo de acero negativo de  $1.01 \text{ cm}^2$ , se optó por reforzar con un bastón de  $3/8"$ . Esta decisión se basa en la disposición de la norma que permite no satisfacer el requerimiento mínimo de acero cuando la sección de acero a tracción, en al menos un tercio, excede el análisis requerido.
- Durante el proceso de diseño de vigas, donde se enfatiza la resistencia a flexión y corte, se encontró que el acero utilizado para resistir la flexión se mantuvo dentro de los límites permisibles establecidos para lograr una falla dúctil. Por otro lado, al analizar el diseño para resistir el corte, se observó que en el escenario de “vigas cortas” prevalecía el diseño por capacidad en el espaciamiento del estribaje; mientras que en el caso de vigas de mayor luz, se aplicó lo definido en el capítulo 21 de la Norma E.060, específicamente para vigas con responsabilidad sísmica. Además, para controlar el comportamiento de la viga para colapsar de manera dúctil, se requiere hacer un control de deflexiones a partir del armado final de la viga, con el objetivo de conocer el desarrollo del elemento estructural en el rango inelástico y conocer las tolerancias permisibles que se tiene en las deformaciones de las vigas.
- Con relación al diseño de elementos verticales como placas y columnas, se priorizó la consideración los esfuerzos de flexo-compresión en el análisis. Para los muros de corte, se verificó la necesidad de núcleos de confinamiento al calcular un esfuerzo de compresión en el borde extremo de  $164 \text{ kg/cm}^2$  que excede al 20% de la resistencia a compresión del concreto. Se observó la relación de amplificación de la cortante última

en muros de un valor cercano a 2, lo cual es considerado adecuado al ser inferior al 50% del factor de reducción sísmica.

- El diseño de las cimentaciones incluye zapatas de columnas, zapatas de muros y vigas de cimentación. Se observó que los mayores esfuerzos en las zapatas de columnas se presentaron debido a cargas de gravedad, mientras que en las zapatas de muros predominaron las solicitaciones por efectos sísmicos, en consonancia con las funciones propias del sistema estructural. En la zapata Z-2, se identificó que el elevado momento flector generado por el muro PL-5 ocasionaba un levantamiento con esfuerzos de tracción en aproximadamente el 30% de la superficie de la base de la zapata. Estos esfuerzos tuvieron que ser redistribuidos para generar esfuerzos nulos, dado que el suelo no puede resistir tracciones. Por último, los resultados de los peraltes efectivos, derivados de las verificaciones de fuerza cortante y punzonamiento en las distintas zapatas, variaron considerablemente. Como respuesta, se optó por homogeneizar los espesores de las zapatas para simplificar el proceso constructivo.
- Se efectuó el metrado de las partidas correspondientes a la especialidad de estructuras para cuantificar el volumen de materiales a emplear en la edificación con el fin de la planificación, gestión del alcance y transporte de materiales. Por otro lado, se ejecutó el APU de todas las partidas, cuyo objetivo principal fue la cuantificación monetaria de la ejecución de las partidas; a cabo de realizar una gestión de costos.
- Respecto a los metrados y presupuesto del diseño, se tuvieron en consideración 2 factores para comprobar los valores obtenidos: ratios de metrados de las partidas más incidentes como acero, concreto y encofrado; y ratios de costo de construcción por área techada en la especialidad de estructuras. Los ratios de las partidas de acero corrugado, hormigón armado y encofrado fueron de  $25.63 \text{ kg/m}^2$ ,  $0.34 \text{ m}^3/\text{m}^2$  y  $2.02$

$m^2/m^2$  respectivamente. Estos valores están en el rango correcto para un tipo de proyecto de sus características según la experiencia constructiva. Por otro lado, el costo directo del casco estructural se calculó en S/.406.10/ $m^2$  , lo que se encuentra en un margen correcto.

- A medida que la tecnología avanza, también emergen nuevas herramientas en el campo de la ingeniería como el modelado 3D de estructuras. Se ha constatado que las metas propuestas al comienzo de la tesis se han alcanzado, ya que la información extraída del modelo ha sido de gran utilidad. Por un lado, en términos de datos, el proceso de medición manual de elementos como el concreto y el encofrado pudo ser validado rápidamente mediante las tablas de planificación generadas en Revit. Además, la capacidad de visualizar los elementos diseñados resultó ser fundamental para analizar el proceso constructivo y los detalles necesarios para su ejecución. En conclusión, se confirma que el modelado estructural es un recurso valioso para los proyectos de construcción.

## 19. REFERENCIAS

Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción

American Concrete Institute (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Comité ACI 318-14. Farmington Hills, Estados Unidos de América.

American Concrete Institute (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Comité ACI 318-19.

Gianfranco Ottazzi Pasino (2016). *Apuntes de curso de concreto armado 1*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima, Perú

Blanco Blasco, Antonio (1994). *Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado*. (2da Edición). Consejo departamental de Lima. Lima, Perú

Harmsen. E, Teodoro (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. (1era edición). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú:

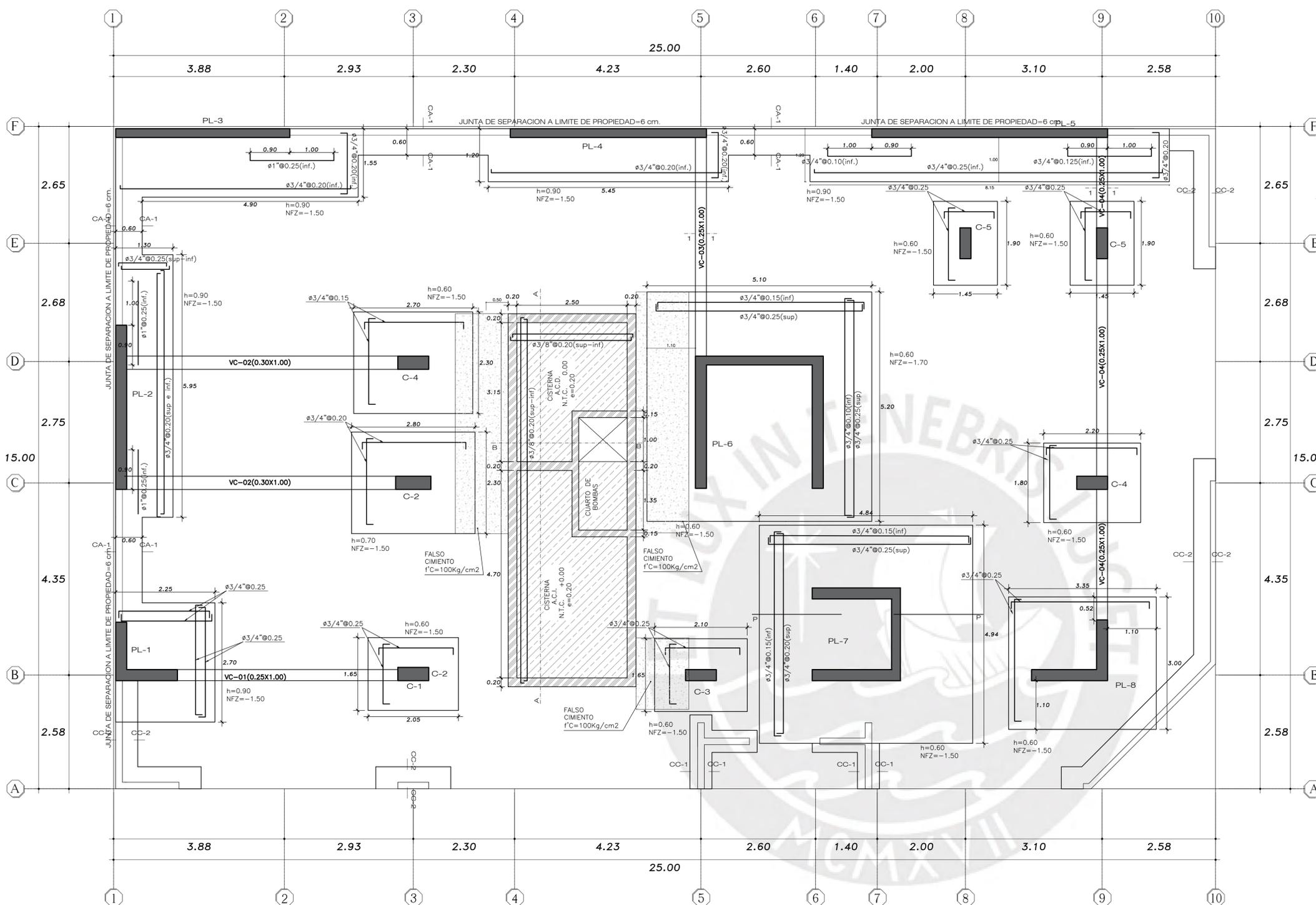
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). Lineamientos Generales para el uso del BIM en Proyectos de Construcción. Lima, Perú.

Fondo Mi Vivienda (2023). Revista Costos, Suplemento Técnico. Lima, Perú



## 20. ANEXOS

Plano	Título
E-01	CIMENTACIONES
E-02	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-03	CUADRO DE COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS
E-04	VIGAS DE PISO TÍPICO
E-05	VIGAS DE 7 PISO
E-06	ENCOFRADO TECHO TÍPICO
E-07	ENCOFRADO DE TECHO 7PISO
E-08	ELEVACIÓN COLUMNA Y PLACA
A-01	PLANTA DISTRIBUCIÓN PRIMER PISO
A-02	PLANO ARQUITECTURA PISO TÍPICO
A-03	PLANO CORTE A-A
A-04	PLANO DE ELEVACIÓN CALLE TERUEL



### ESPECIFICACIONES TECNICAS

**ESEFUERZOS:**  
 CONCRETO :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CIMENTOS :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO :  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$   
 TERRENO :  $\sigma = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$

**CARGAS MUERTAS:**  
 ENLUCIDO, CIELO RASO Y PISO TERMINADO =  $100 \text{ Kg/m}^2$   
 PESO PROPIO DE TECHO  $e=0.20$  =  $300 \text{ Kg/m}^2$   
 PESO PROPIO DE LOSA  $e=0.20$  =  $480 \text{ Kg/m}^2$   
 PESO PROPIO DE TABIQUERIA  $e=0.15$  =  $140 \text{ Kg/m}^2$

**SOBRECARGAS:**  
 1° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 2° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 3° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 4° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 5° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 6° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 7° PISO =  $200 \text{ Kg/m}^2$   
 AZOTEA =  $100 \text{ Kg/m}^2$   
 ESCALERAS =  $200 \text{ Kg/m}^2$

**RECUBRIMIENTOS:**  
 CIMENTACION : 7.5 cm.  
 COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS : 4.0 cm.  
 VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS ( $e=15$ ) : 2.5 cm.  
 VIGAS CHAVAS : 2.5 cm.  
 LOSAS Y ALIGERADO : 2.0 cm.  
 MUROS : 2.5 cm.

**REGLAMENTOS:**  
 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES  
 NORMA TECNICA DE EDIFICACION E.060 - CONCRETO ARMADO  
 NORMA TECNICA DE EDIFICACION E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE  
 NORMA TECNICA DE EDIFICACION E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES  
 NORMA TECNICA DE EDIFICACION E.020 - CARGAS

### PARAMETROS SISMORRESISTENTES

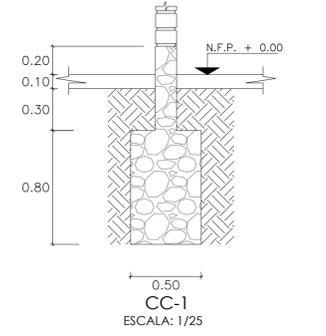
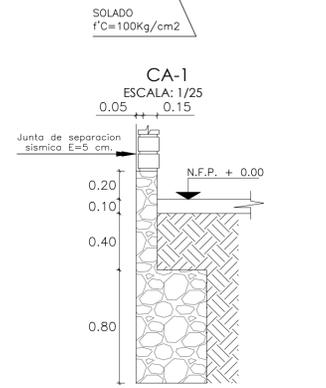
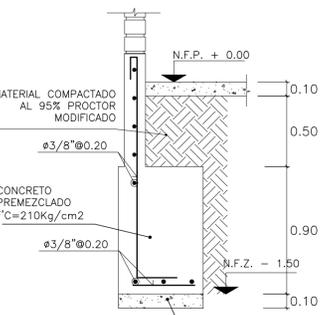
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE  
 XX-MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO ABSORVENTES DEL 80% DE LA CORTANTE BASAL  
 YY-MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO ABSORVENTES DEL 80% DE LA CORTANTE BASAL

b) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T) seg.  
 Txx = 0.373 seg  
 Tyy = 0.485 seg

c) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA ESPECTRO DE DISEÑO  
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :  $Z=0.45$   
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :  $S=1.00$   $T_p = 0.4 \text{ seg}$   
 - FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) :  $U=1.0$   $T_L = 2.5 \text{ seg}$   
 - COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION SISMICA (R0) :  $R_{0xx} = 6$  (MUROS)  $R_{0yy} = 6$  (MUROS)  
 - IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia) : 1.00  
 - IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip) : 0.75 (IRREGULARIDAD TORSIONAL)

d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO  
 - Vxx = 430.30 ton  
 - Vyy = 354.90 ton

e) MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS  
 - DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ULTIMO NIVEL  
 XX = 5.72cm YY = 7.76cm  
 - DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS:  
 XX = 0.970 cm YY = 1.291  
 - MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO (<0.007):  
 XX = 0.00366 YY = 0.00487



DETALLES DE CIMENTOS CORRIDOS

### RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS, CIMENTOS CORRIDOS ARMADOS Y VIGAS DE CIMENTACION		
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GRAVA MAL GRADUADA GP		
PARAMETROS DE CIMENTACION	Df (m)	Qadm (kg/cm <sup>2</sup> )	Asentamiento (cm)
	1.50	4.00	0.80
TIPO DE CEMENTO	CEMENTO TIPO I		
ANCHO DE CIMENTACION	CIMENTO CORRIDO B = 0.50 m.		

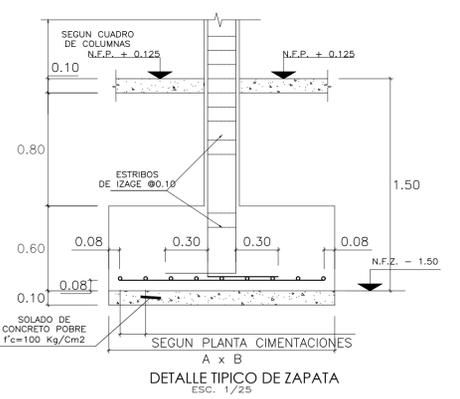
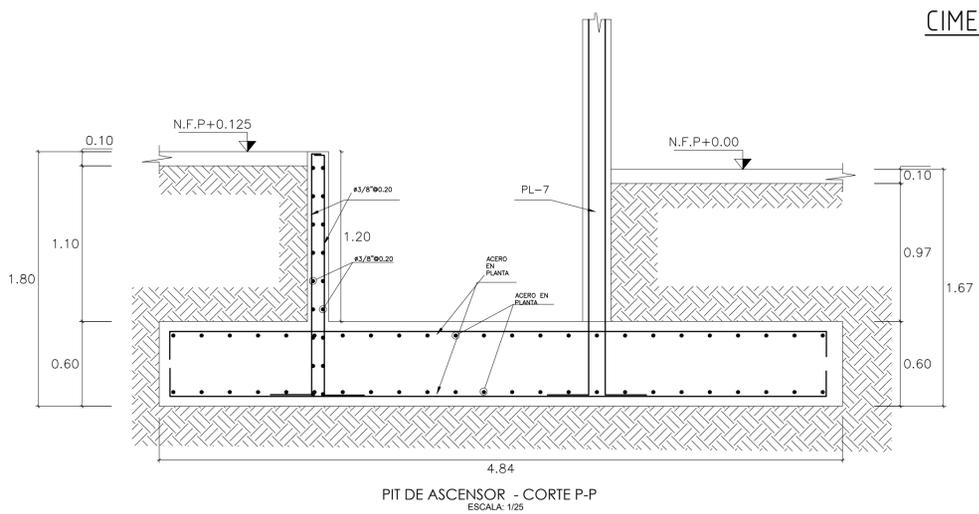
### NOTAS GENERALES

A. PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA.  
 B. PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.  
 C. EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRAVA PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30SP.G. (tamano maximo 8").  
 D. LOS NIVELES QUE APARECEN EN LA CIMENTACION ESTAN 5cm. MAS ABAJO DEL NIVEL QUE FIGURAN EN LA ARQUITECTURA.

### LEYENDA



### CIMENTACIONES



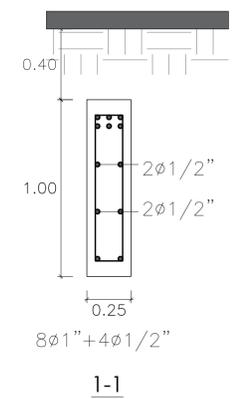
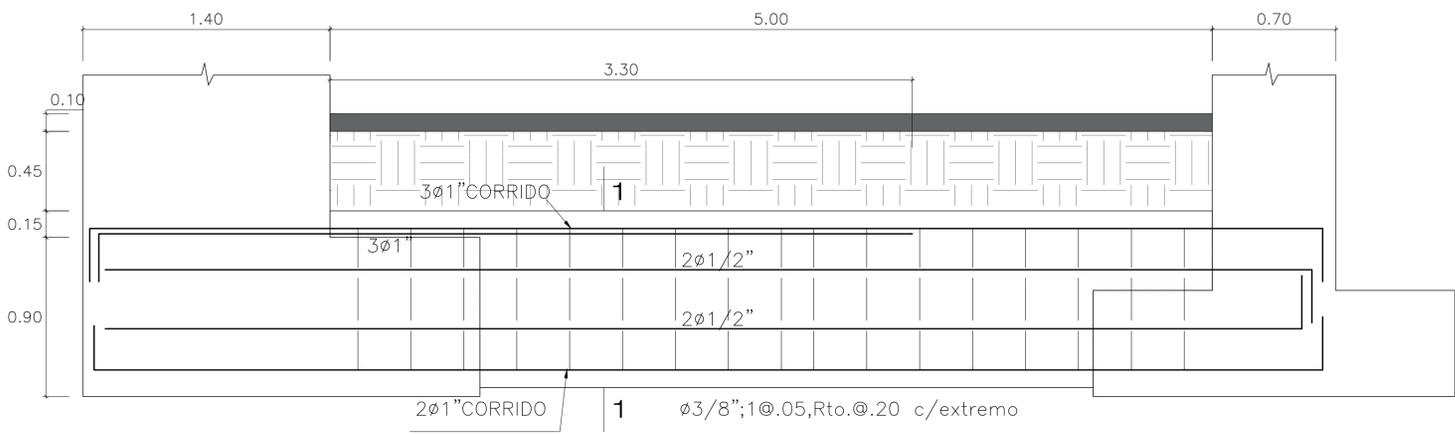
TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL

TESISTAS: Tacilla Martinez Gean - Nolasco Granados Carlos LAMINA N°:

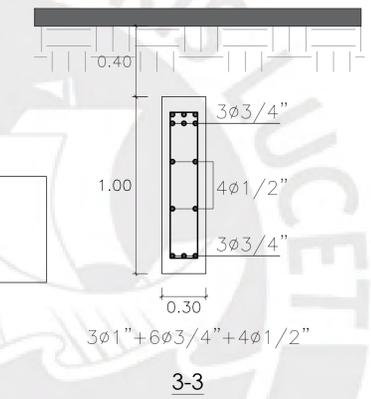
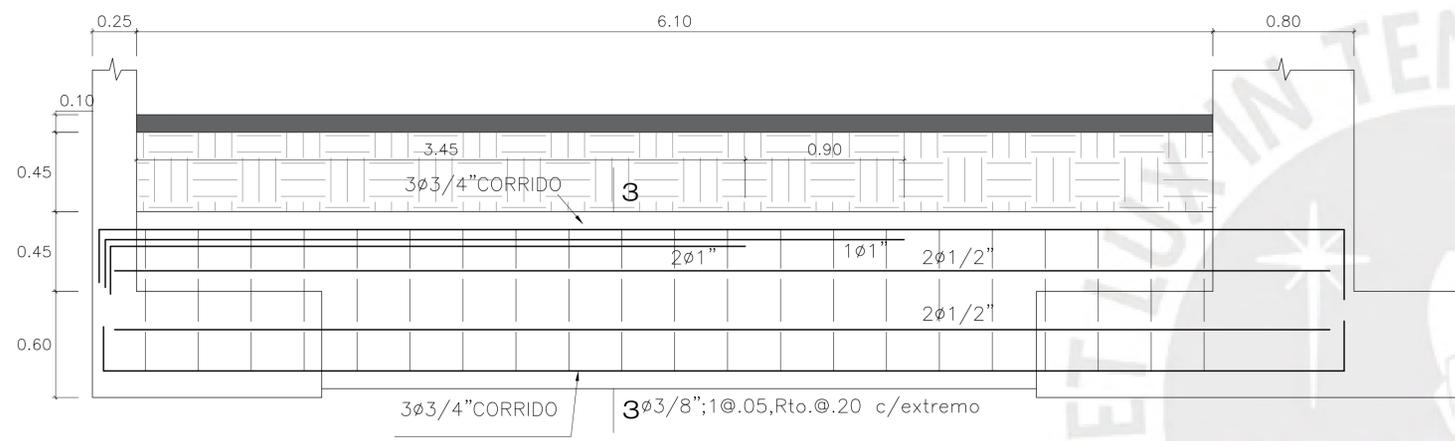
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU E-01

PLANO: CIMENTACIONES DE: 8

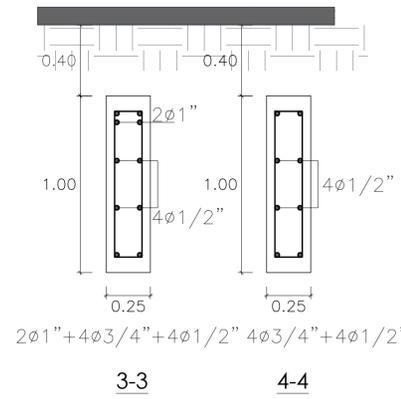
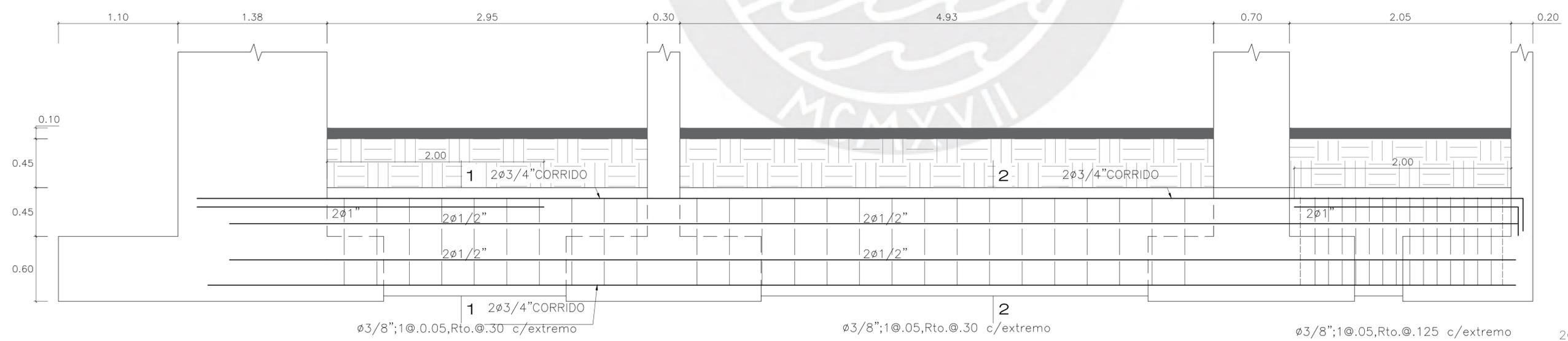
ESCALA: 1/50 FECHA: SET. 2023



VC-01 (.25X1.00)



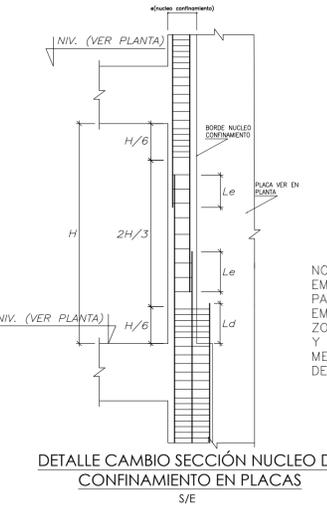
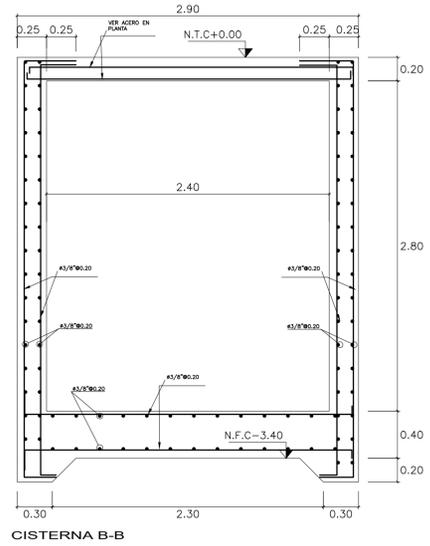
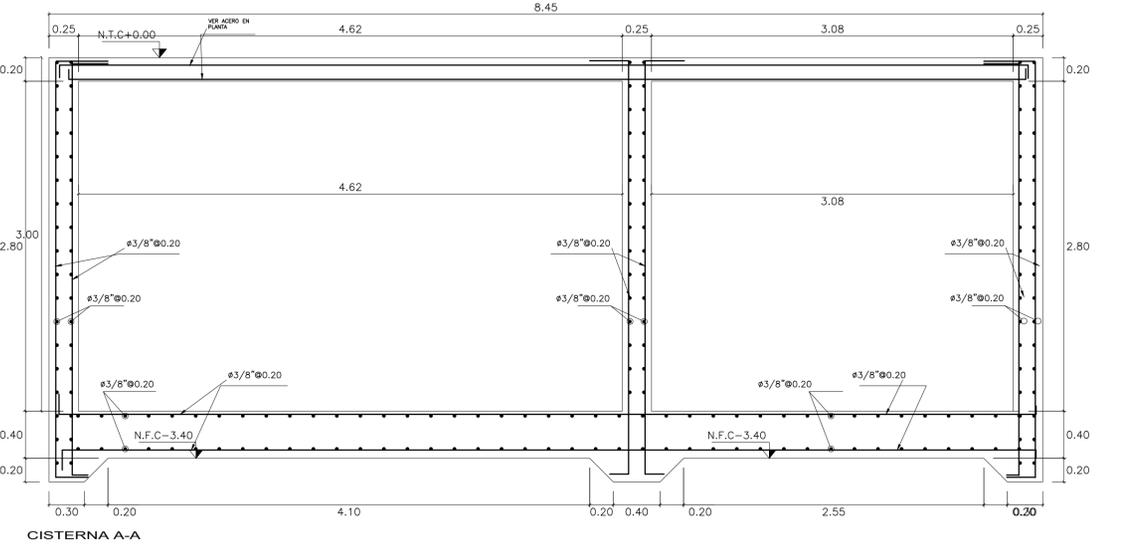
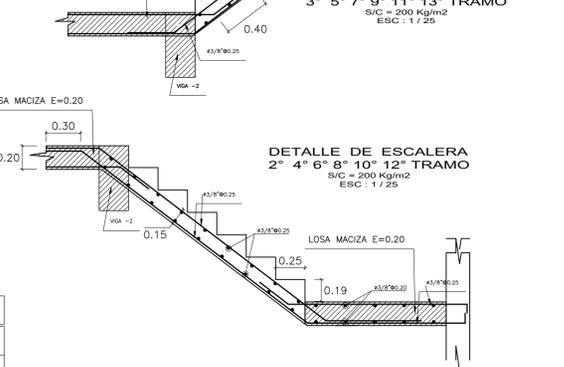
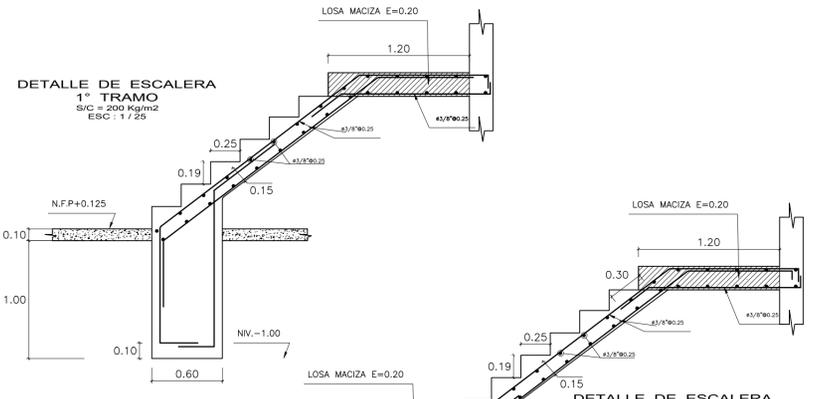
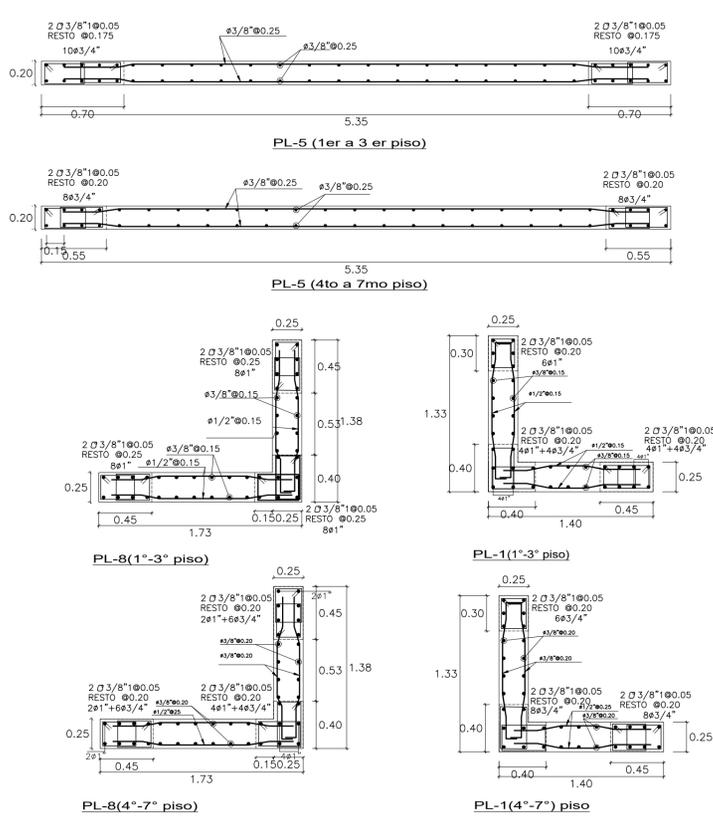
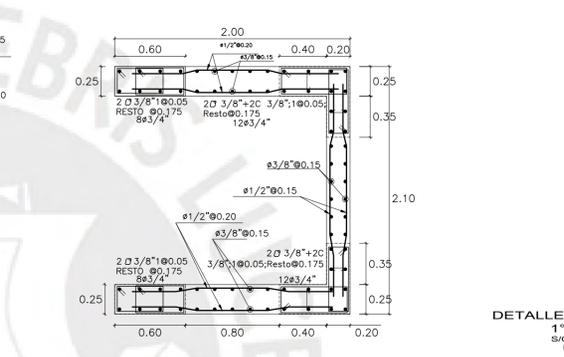
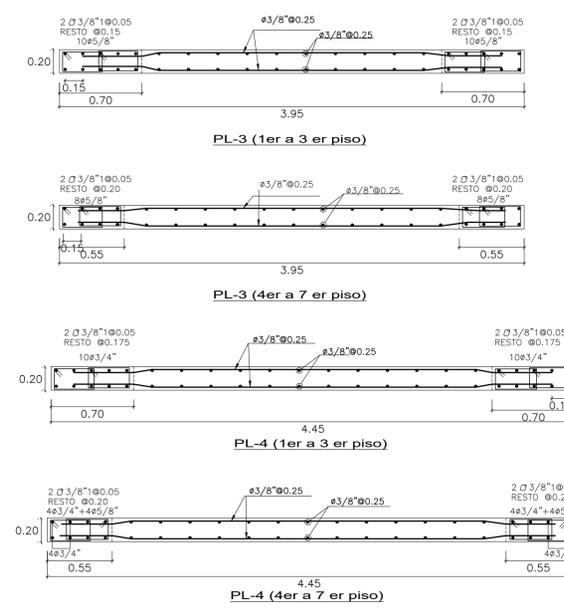
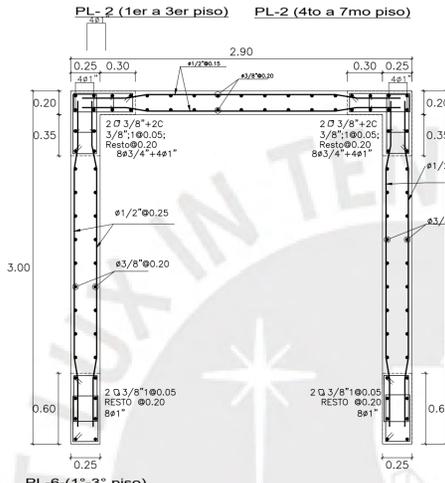
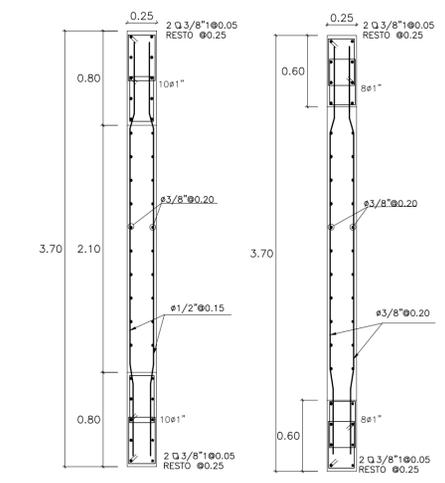
VC-02 (.30X1.00)



VC-04 (0.25x1.00)

TESIS:		TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL	
TESISTAS:	Tacilla Martinez Gean - Nolasco Granados Carlos	LABORANT:	
UNIVERSIDAD:	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		<b>E-02</b>
PLANO:	VIGAS DE CIMENTACION		DE : 8
ESCALA:	1/30	FECHA:	SET. 2023

CUADRO DE COLUMNAS					
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1º piso					
2º piso					
3º piso					
4º piso					
5º piso					
6º piso					
7º piso					



Ø	Le(m)	Ø	Ld(m)
3/8"	0.40	3/4"	0.90
1/2"	0.45	1"	1.35
5/8"	0.60		
3/4"	0.80		
1"	1.00		

NOTA:  
EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES, TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO Y EN UN PORCENTAJE MENOR AL 50% DEL TOTAL DEL FIERRO

TESIS: TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL

TESISTAS: Tacilla Martinez Gean - Nolasco Granados Carlos

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PLANO: CUADRO DE COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERA

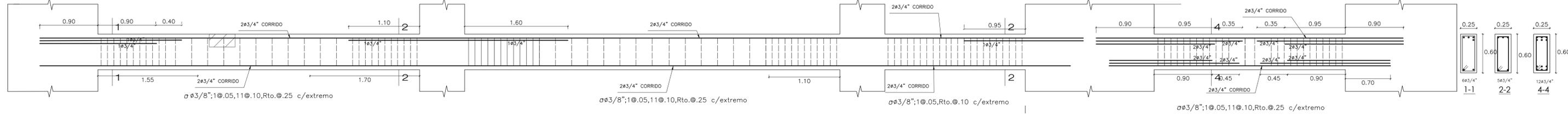
ESCALA: 1/30 FECHA: SET. 2023

LAMINA N°: E-03

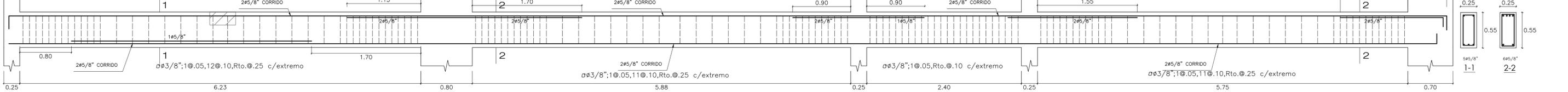
DE: 8



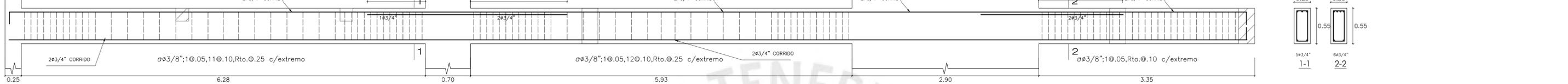
VIGA -1 (0.25x0.60)



VIGA- 2(.25x.55)



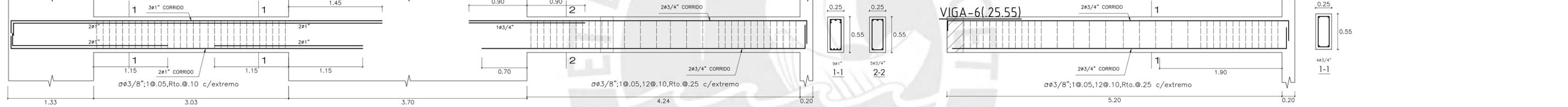
VIGA-3(.25x.55)



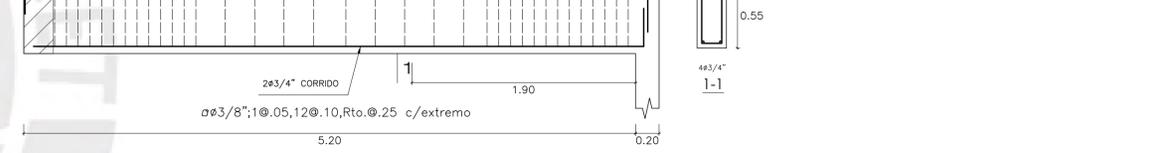
VIGA 4(.25x.50)



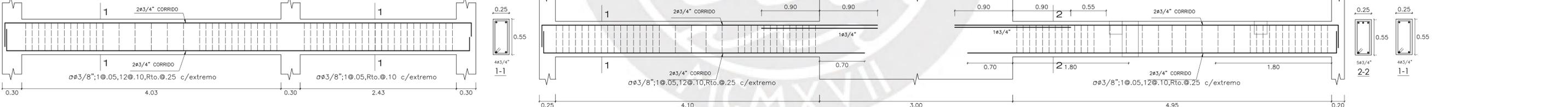
VIGA 5(.25x.55)



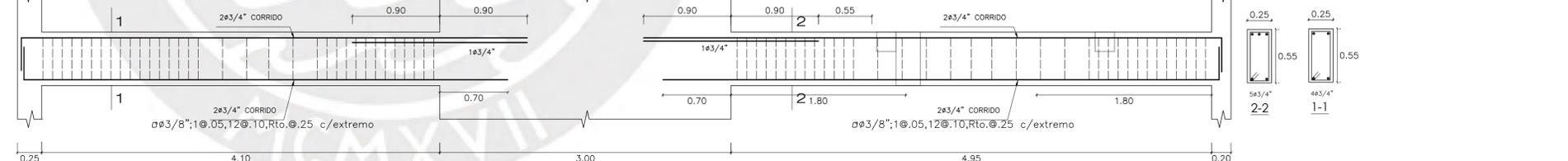
VIGA-6(.25.55)



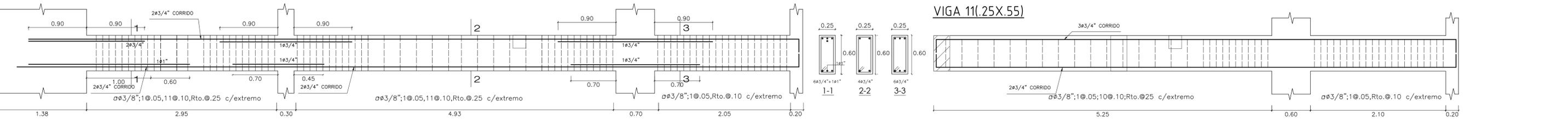
VIGA 7(.25X.55)



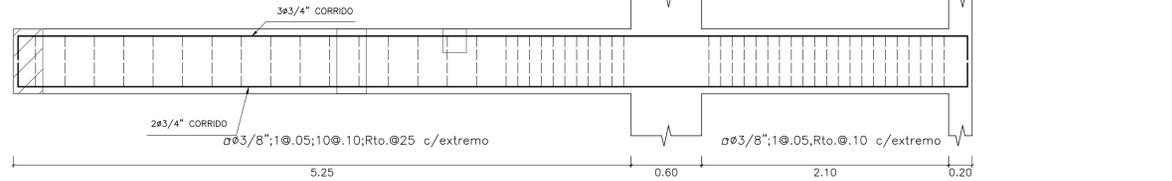
VIGA 8(.25X.55)



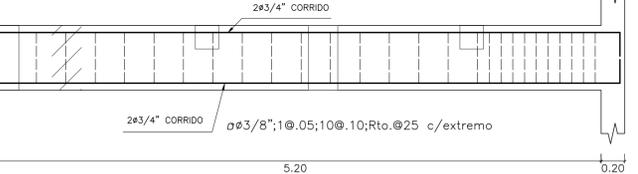
VIGA 10(.25X.60)



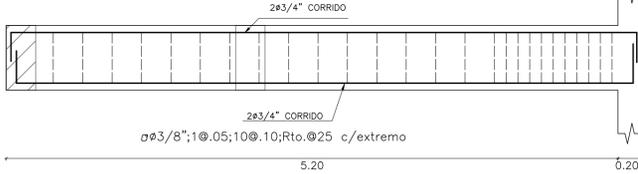
VIGA 11(.25X.55)



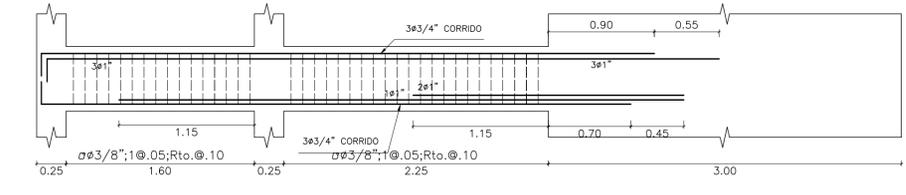
VIGA 12(.25X.55)



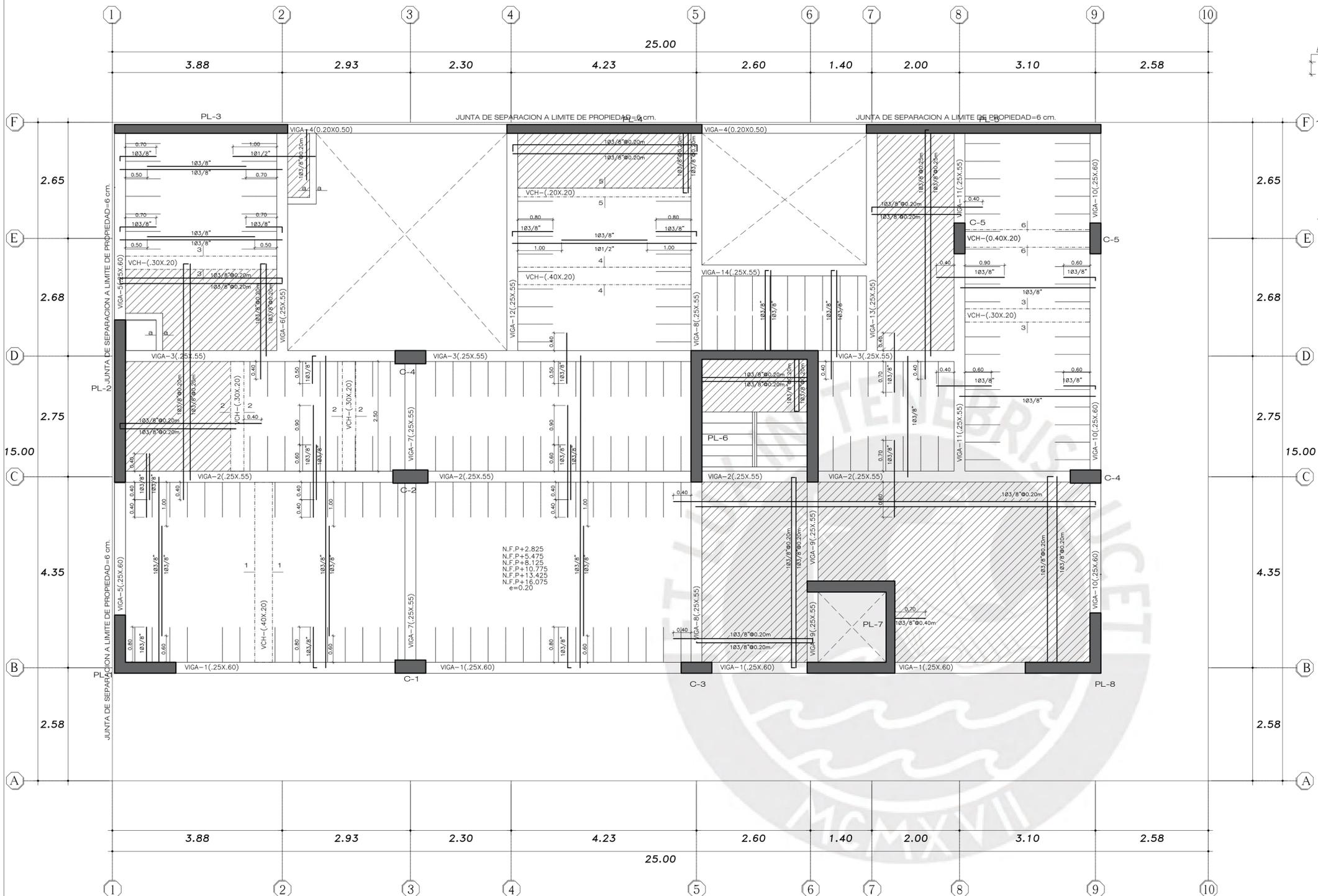
VIGA 13(.25X.55)



VIGA 9(.25X.55)



TESIS:		TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL	
TESIS/AS:		Tacilla Martínez Gean - Nolasco Granados Carlos	
UNIVERSIDAD:		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PLANO:		VIGAS 7 PISO	
ESCALA:		1/30	
FECHA:		SET. 2023	
		E-05	
		DE : 8	



**CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS**

Ø	G(cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

**EMPALME HORIZONTAL DE ARMADURA EN VIGAS**

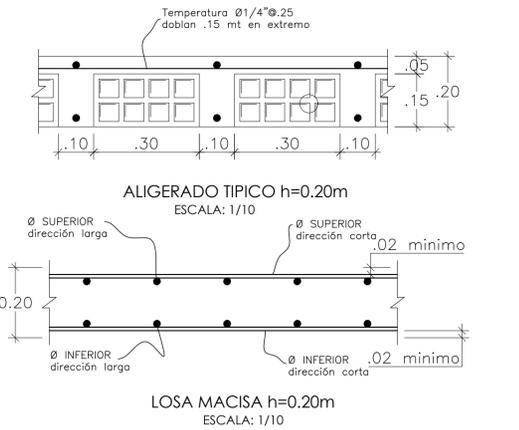
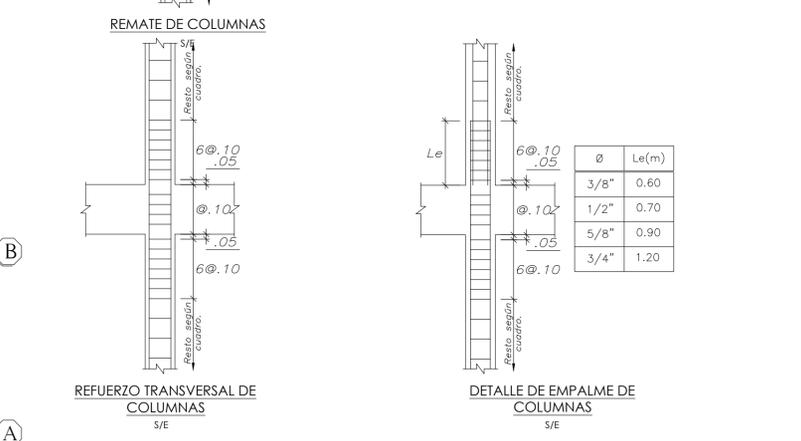
Ø	L (m.)
1/4"	0.30
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.60
3/4"	0.80
1"	1.20

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DE REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4' DE LA LUZ LIBRE A CADA LADO DE EL MURO O COLUMNA.  
CUANDO SON VARILLAS DE DIFERENTE Ø SE TOMARA EL VALOR MAXIMO.

**EMPALME POR TRASLAPE DE COLUMNAS Y PLACAS**

EMPALME POR TRASLAPE	L (m.)
3/8"	0.35
1/2"	0.40
5/8"	0.50

UBICACION DEL EMPALME: A 1/2 ALTURA  
NUMERO DE BARRAS QUE SE PUEDEN EMPALMAR EN UNA SECCION: 50% ALTERNADAS



**LEYENDA**

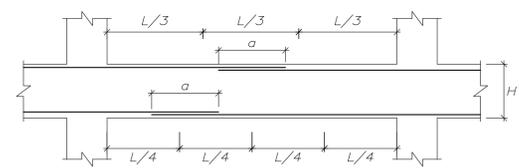
[White Box]	LOSA DE H=0.20m LOSA ALIGERADA
[Hatched Box]	LOSA DE H=0.20m LOSA MACIZA
[Black Box]	COLUMNAS Y PLACAS

**ENCOFRADO TECHO PARA EL 1ER(ESTACIONMIENTOS), 2DO, 3ER, 4TO, 5TO, 6TO PISO**

S/C=0.2ton/m2

**CORTES DE TECHO**

RECALA: 100 6ø1/2" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 1-1	RECALA: 100 5ø3/8" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 2-2	RECALA: 100 4ø3/8"+1ø1/2" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 3-3	RECALA: 100 2ø3/8"+3ø1/2" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 4-4	RECALA: 100 4ø3/8" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 5-5	RECALA: 100 5ø3/8" ø8mm; 1@.05, Rto. @.30 6-6



**VALORES DE a**

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

**NOTA:**  
A. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.  
B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % O CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
C. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

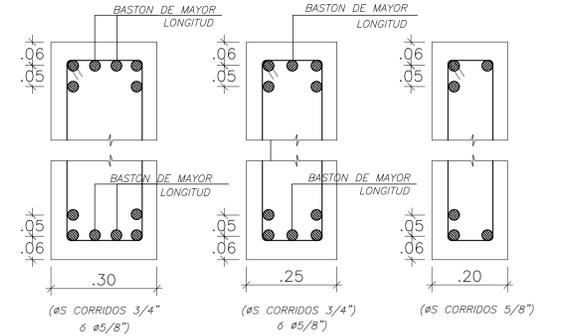
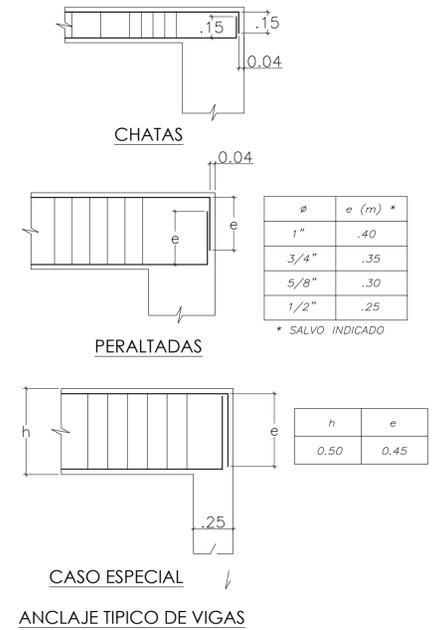
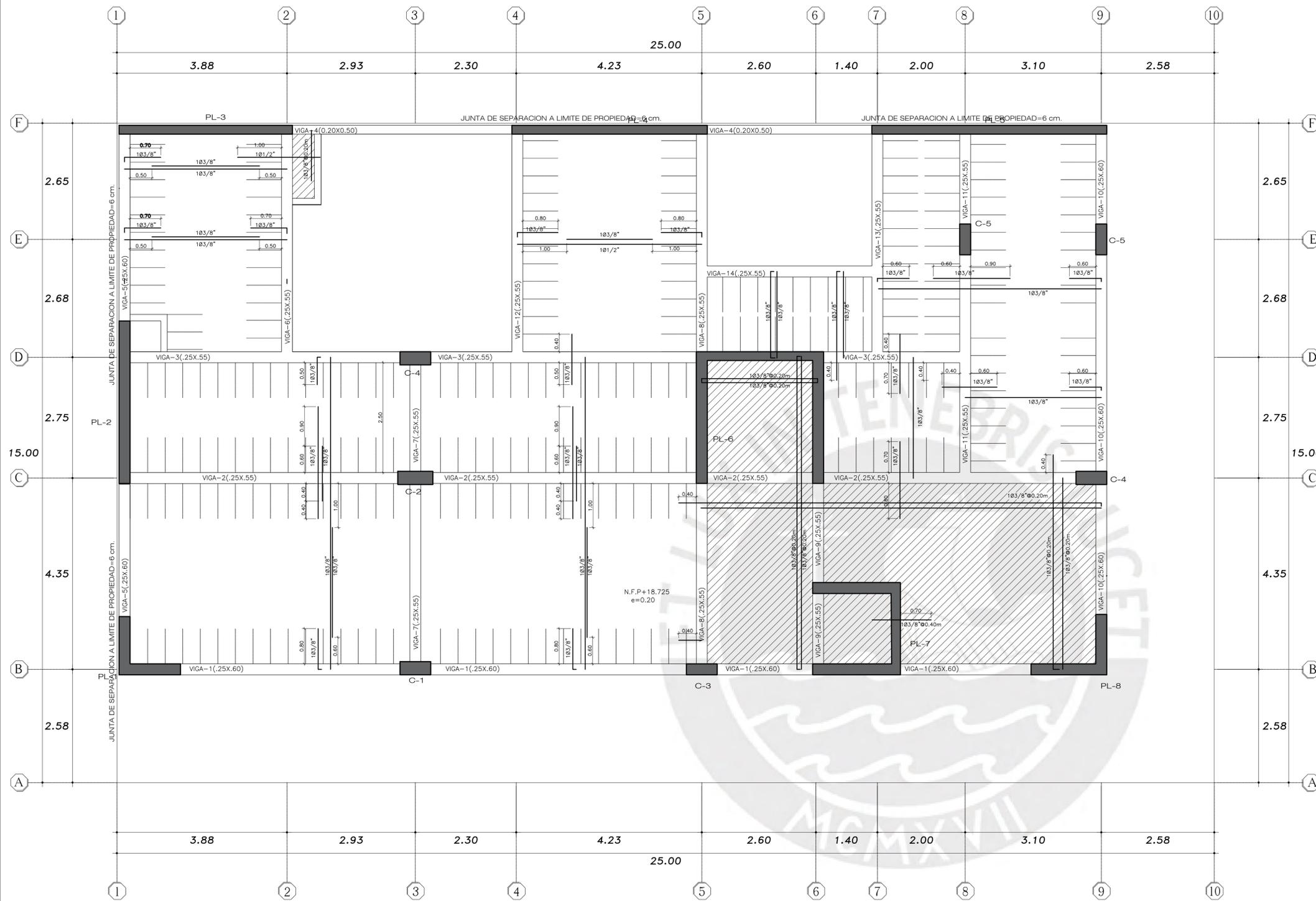
**EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS**

S/E

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL**

TESISTAS: Tacilla Martinez Gean - Nolasco Granados Carlos  
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
PLANO: ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO  
ESCALA: 1/50  
FECHA: SET. 2023

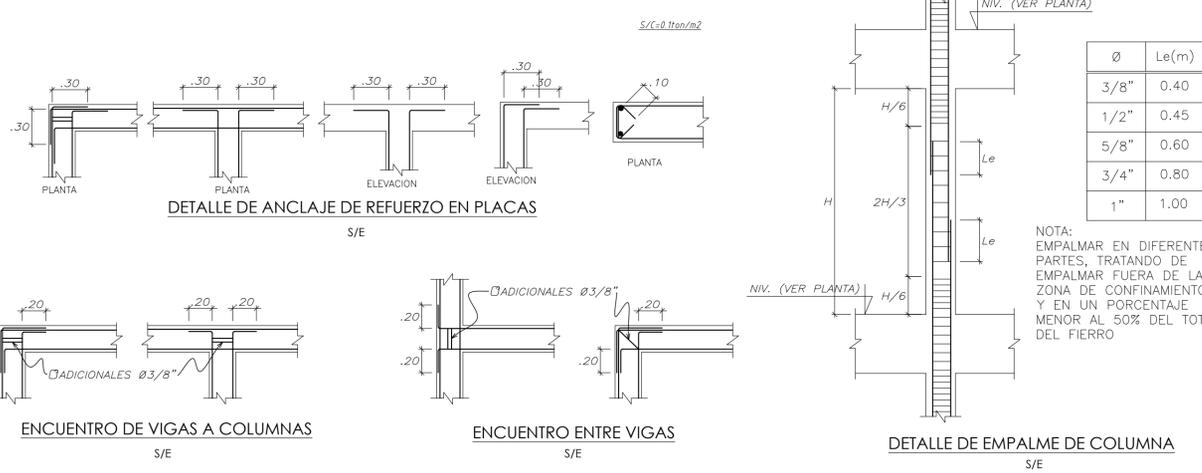
LAMINA N°: **E-06**  
DE: 8



**LEYENDA**

- LOSA DE H=0.20m  
LOSA ALIGERADA
- LOSA DE H=0.20m  
LOSA MACIZA
- COLUMNAS  
Y PLACAS

**ENCOFRADO TECHO PARA EL 7MO PISO**



Ø	Le(m)
3/8"	0.40
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.80
1"	1.00

NOTA: EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES, TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO Y EN UN PORCENTAJE MENOR AL 50% DEL TOTAL DEL FIERRO



VALORES DE a	Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45	
1/2"	.40	.50	
5/8"	.50	.60	
3/4"	.65	.75	
1"	1.15	1.30	

NOTA:  
A. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.  
B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
C. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL

REGISTRAR: Tacilla Martínez Gean - Nolasco Granados Carlos

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PLANO: ENCOFRADO DE TECHO 7MO PISO

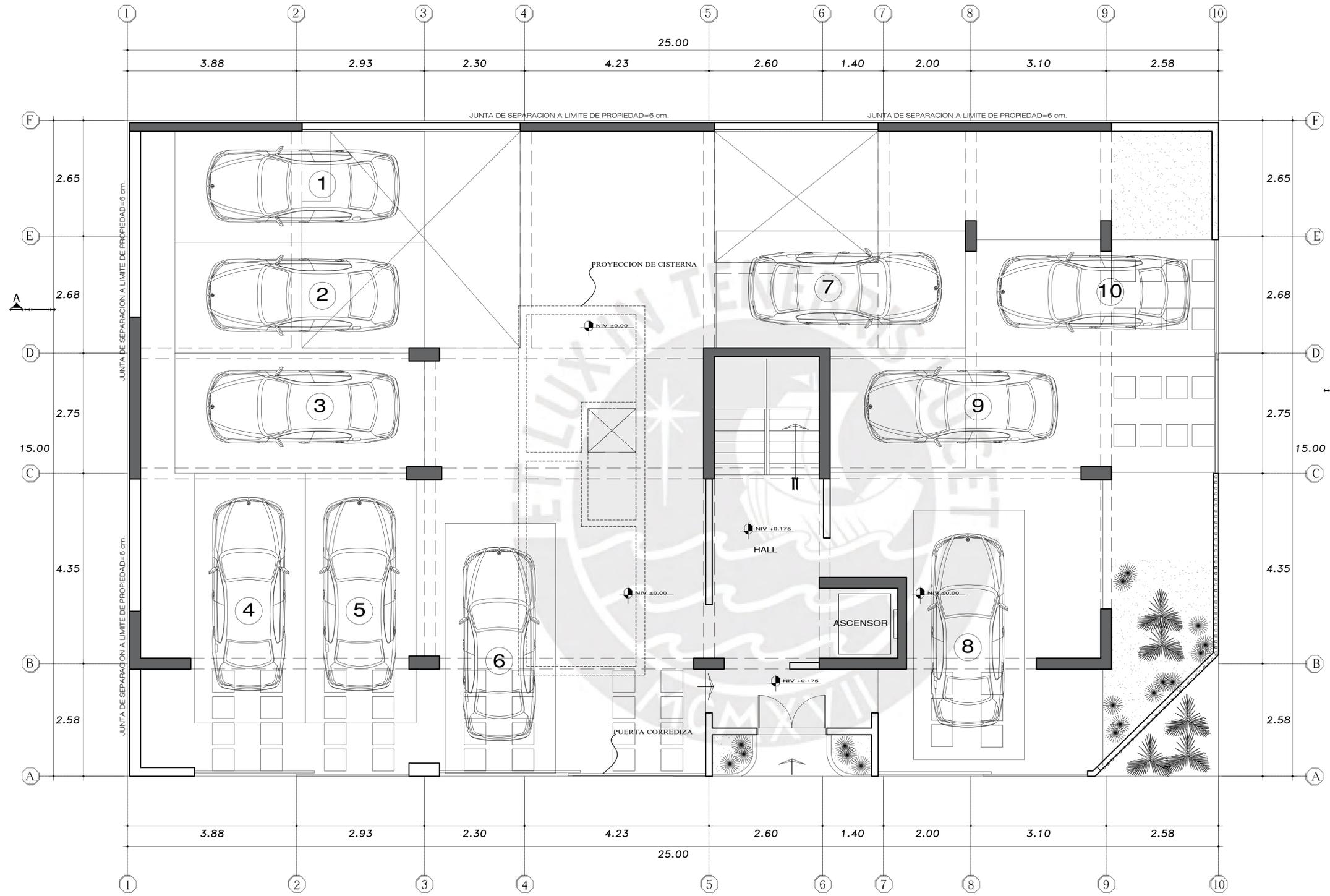
ESCALA: 1/50

FECHA: SET. 2023

CÁMERA N°: E-07

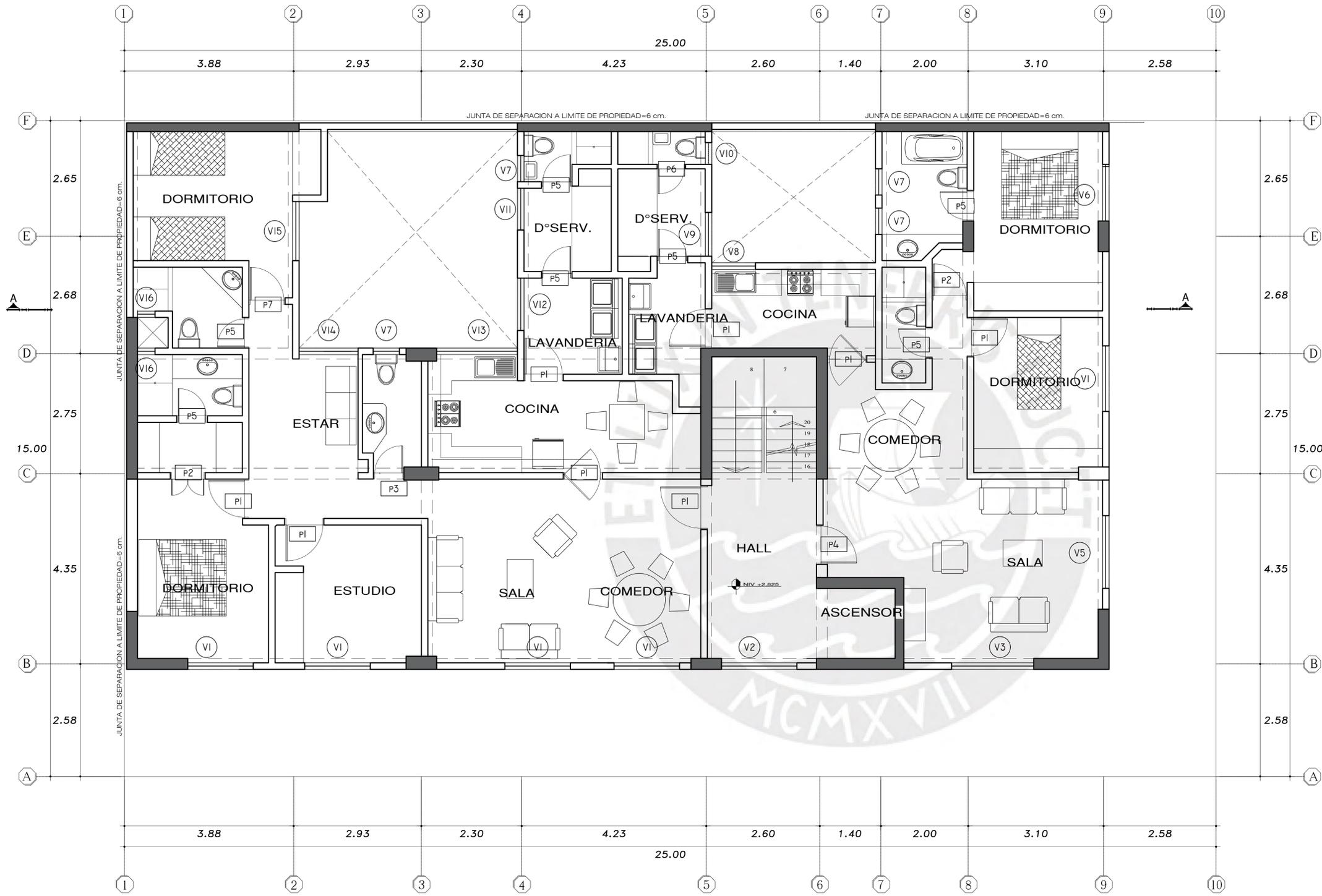
DE: 8





PLANTA 1er PISO NPT. 0.00

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL		
PROPIETARIO:	Tacilla Martinez Gear - Nolasco Granados Carlos	LAMINA N°:
PROYECTO:	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	<b>A-01</b>
PLANO:	PLANTA DISTRIBUCION PRIMER PISO	DE : 4
DIBUJO:	ESCALA: 1/50	FECHA: SET 2023



CUADRO DE VANOS			
CLAVE	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR
V1	1.50	1.19	1.20
V2	1.73	1.19	1.20
V3	1.88	1.19	1.20
V4	1.40	1.19	1.20
V5	1.66	1.19	1.20
V6	1.30	1.19	1.20
V7	0.60	0.40	2.00
V8	0.94	1.00	1.40
V9	1.00	1.19	1.20
V10	0.50	0.40	2.00
V11	0.95	1.19	1.20
V12	1.20	1.00	1.40
V13	1.85	1.00	1.40
V14	1.35	1.19	1.20
V15	1.37	1.19	1.20
V16	0.40	0.40	2.00
P1	0.90	2.10	---
P2	0.80	2.10	---
P3	0.73	2.10	---
P4	0.87	2.10	---
P5	0.70	2.10	---
P6	0.65	2.10	---
P7	0.83	2.10	---

**PLANTA 2° PISO(TIPICA)**

- NPT. +2.875
- NPT. +5.525
- NPT. +8.175
- NPT. +10.825
- NPT. +13.475
- NPT. +16.125
- NPT. +18.775

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL		
PROPIETARIO: Tacilla Martinez Gear - Nolasco Granados Carlos	LAMINA N°:	<b>A-02</b>
PROYECTO: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PLANO: PLANO ARQUITECTURA PISO TIPICO		DE : 4
DISEÑO:	ESCALA: 1/50	FECHA: SET. 2023



CORTE A - A

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL			
PROPIETARIO:	Tacilla Martinez Gean - Nolasco Granados Carlos		LAMINA N°:
PROYECTO:	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<b>A-03</b>
PLANO:	PLANO CORTE A-A		DE : 4
DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	
	1/50	SET 2023	



# ELEVACION CALLE TERUEL

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE ING. CIVIL			
PROPIETARIO:	Tacilla Martinez Gear - Nolasco Granados Carlos		LAMINA N°:
PROYECTO:	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		A-04
PLANO:	PLANO DE ELEVACIÓN CALLE TERUEL		
TÍTULO:	ESCALA:	FECHA:	DE : 4
	1/50	SET, 2023	